

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年) ・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編)・同解説 (平成14年3月) 		
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年) 	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討	
許容限界	扉体	<ul style="list-style-type: none"> ・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説 (平成14年3月) ・ 水門鉄管技術基準 水門扉編 (水門鉄管協会, 平成31年3月) 	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	RC支柱	<ul style="list-style-type: none"> ・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説 (平成24年3月) ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年) ・ 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)」 	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	フーチング	<ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年) ・ 道路土工-カルバート工指針 (日本道路協会, 平成21年度版) ・ 「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)」 	
	鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> ・ 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説 (平成24年3月) 	曲げ軸力に対する照査は，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。 せん断力に対する照査は，発生せん断力が，せん断強度以下であることを確認。
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・ 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) 	有限要素法による時刻歴非線形解析 (地震動作成他)	
	<ul style="list-style-type: none"> ・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 (日本電気協会) 	質点系モデルを用いた地震応答解析	

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN/m ²	積雪荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_h	kN/m ²	浸水津波荷重
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	kg/m ³	海水の密度
σ_{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容圧縮応力度
σ_1	kN/m ²	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_{Y1}	kN・m	扉体に発生するY軸周りの曲げモーメント
M_{Z1}	kN・m	扉体に発生するZ軸周りの曲げモーメント
N_1	kN	扉体の軸力
A_1	m ²	扉体の有効断面積
τ_1	N/mm ²	扉体のせん断力より算定されるせん断応力
T_{X1}	kN・m	扉体のねじりモーメント
Z_1	m ³	扉体の極断面係数
S_{Y1}	kN	扉体に発生するY軸方向のせん断力
S_{Z1}	kN	扉体に発生するZ軸方向のせん断力
A_{Y1}	m ²	扉体のY軸方向のせん断有効断面積
A_{Z1}	m ²	扉体のZ軸方向のせん断有効断面積
Z_{Y1}	m ³	扉体のY軸断面係数
Z_{Z1}	m ³	扉体のZ軸断面係数

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
F	—	ボーリングに対する安全率
γ'	kN/m ³	土の水中単位体積重量
D	m	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)
h_w	m	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)
σ_y	N/mm ²	鋼管杭の降伏強度
My	kN・m	鋼管杭の降伏曲げモーメント
σ_4	kN/m ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M ₄	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
N ₄	N	鋼管杭の軸力
τ_4	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S ₄	N	鋼管杭に発生するせん断力
A ₄	m ²	鋼管杭の断面積
Z ₄	m ³	鋼管杭の断面係数

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製扉の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3.2-1 に示す断面位置とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

鋼製扉の縦断面図を図 3.2-2 に、評価対象断面の地層構成図を図 3.2-3 に示す。また、評価対象断面の構造図を図 3.2-4～図 3.2-10 に示す。

なお、旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないように地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

鋼製扉 2：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が他の鋼製扉と異なる。また，上部工仕様（扉体高さ，幅等）が同一である鋼製扉 1，4 に対して，岩盤が露頭し盛土・旧表土が分布しない地点に設置されるため，上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで，上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。

鋼製扉 3：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が同一である鋼製扉 1，4 に対して，岩盤上面が浅く，杭及び地盤の変位量が大きくなることで，下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される。また，扉体の高さが鋼製扉 1 及び鋼製扉 4 に対して高いことから，上部工に作用する断面力が大きくなることが想定される断面。

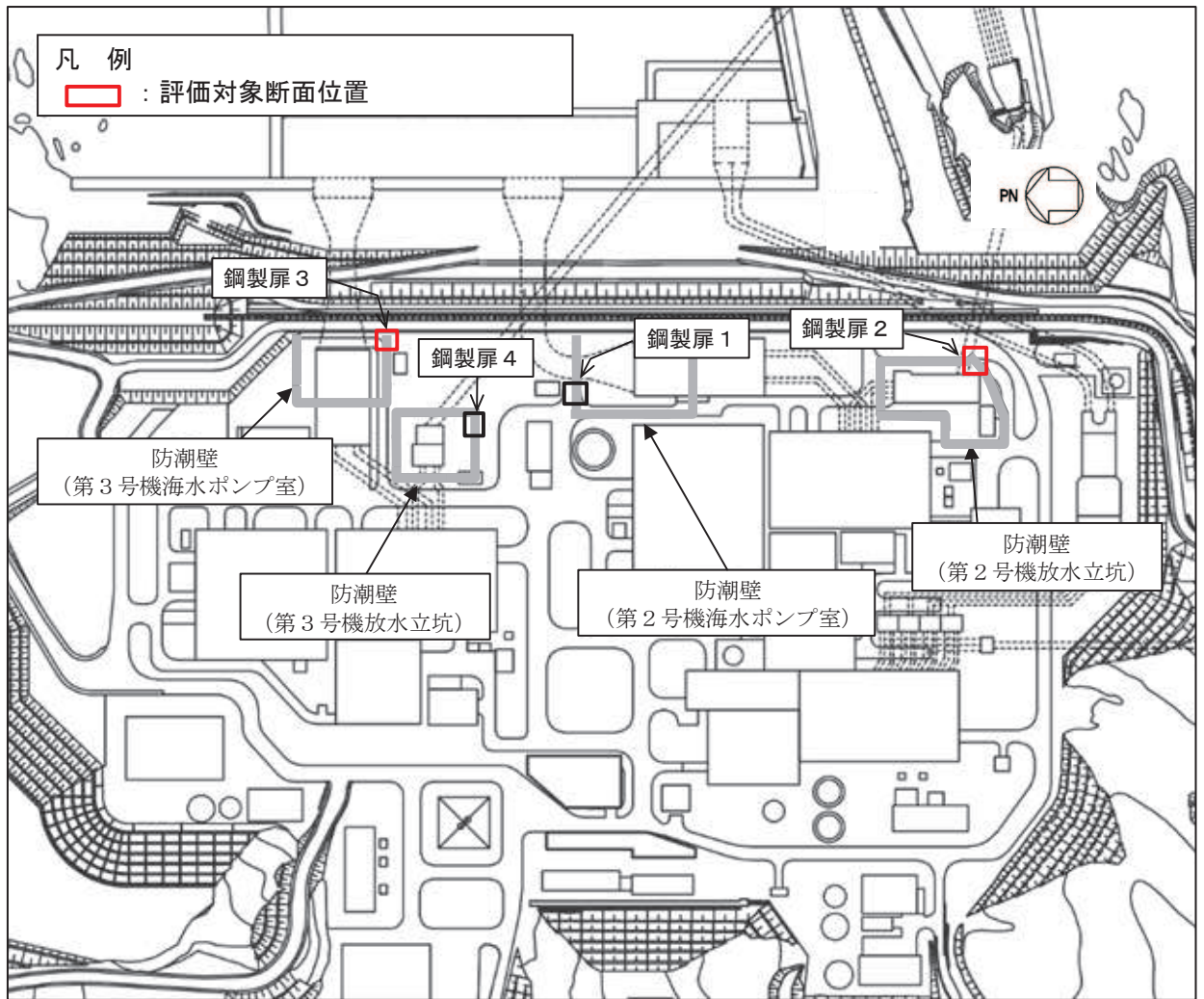
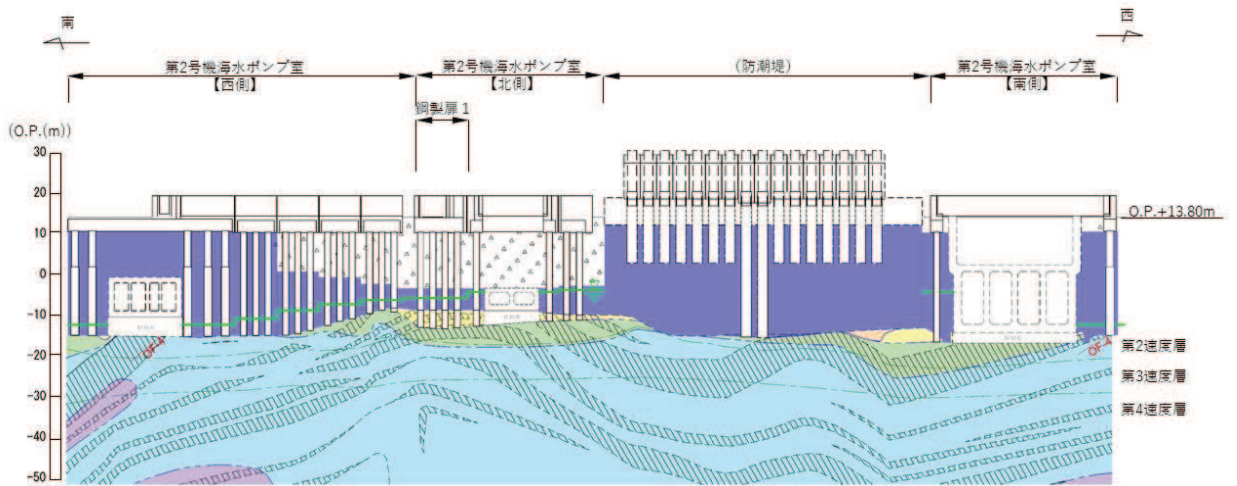
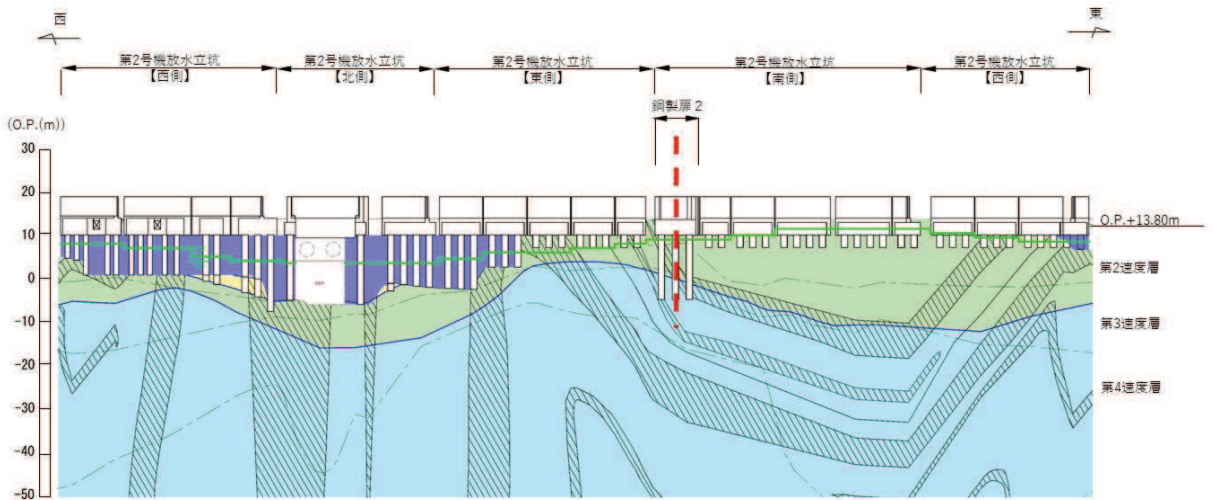


図 3.2-1 鋼製扉の評価対象断面位置図



(第2号機海水ポンプ室)

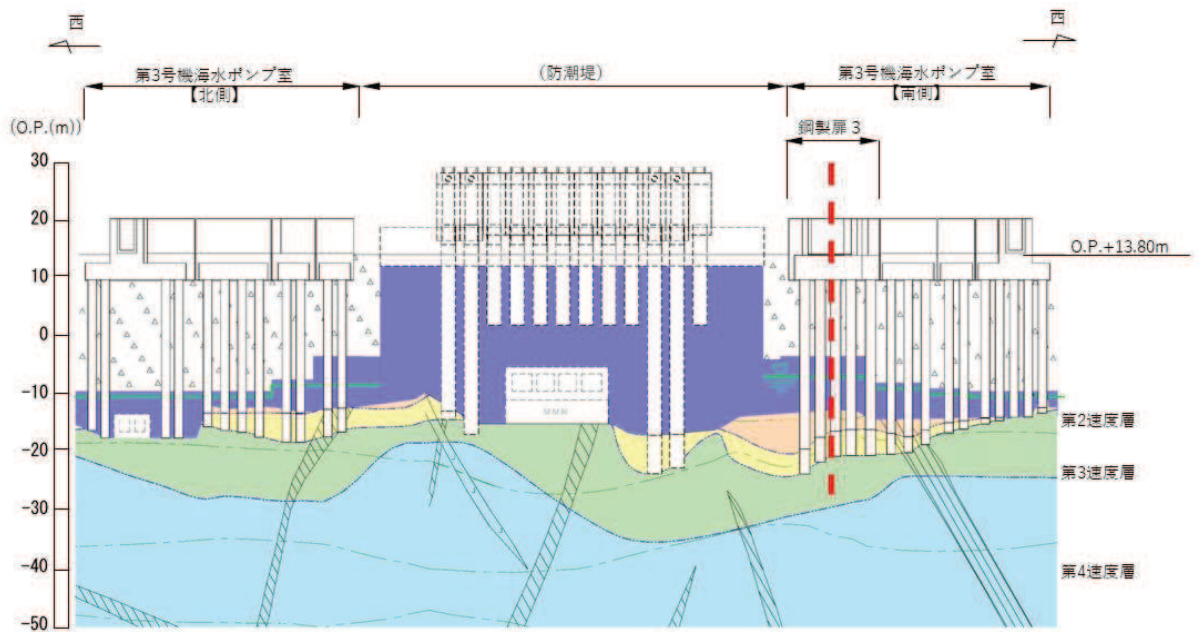


(第2号機放水立坑)

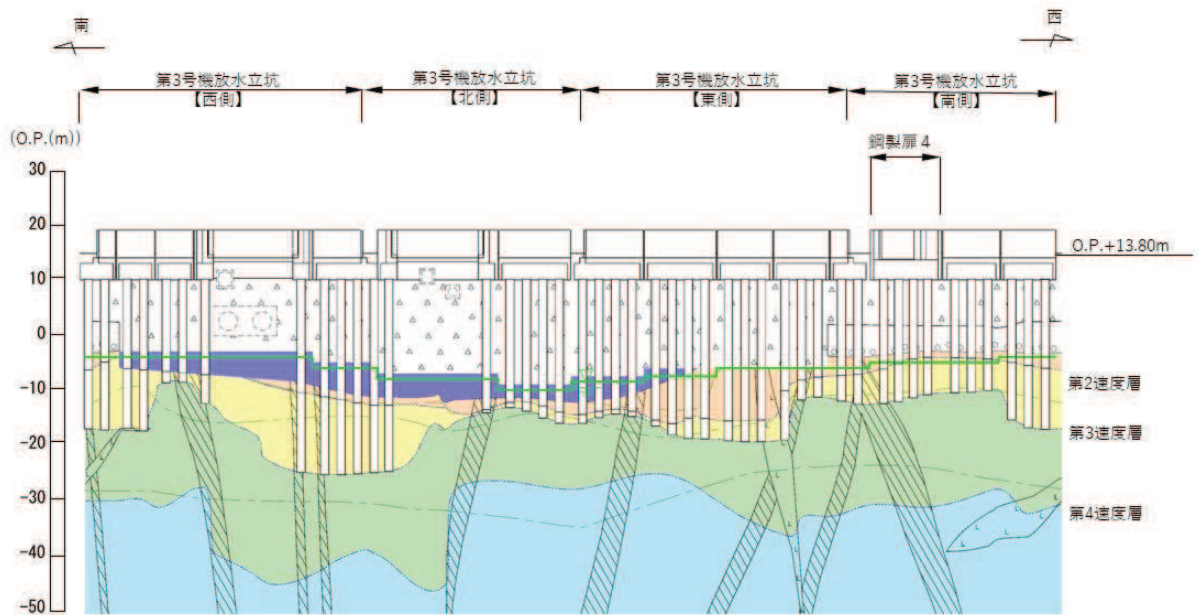
凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3.2-2(1) 鋼製扉の縦断面図
(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑)



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

凡例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3.2-2(2) 鋼製扉の縦断面図
(第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑)

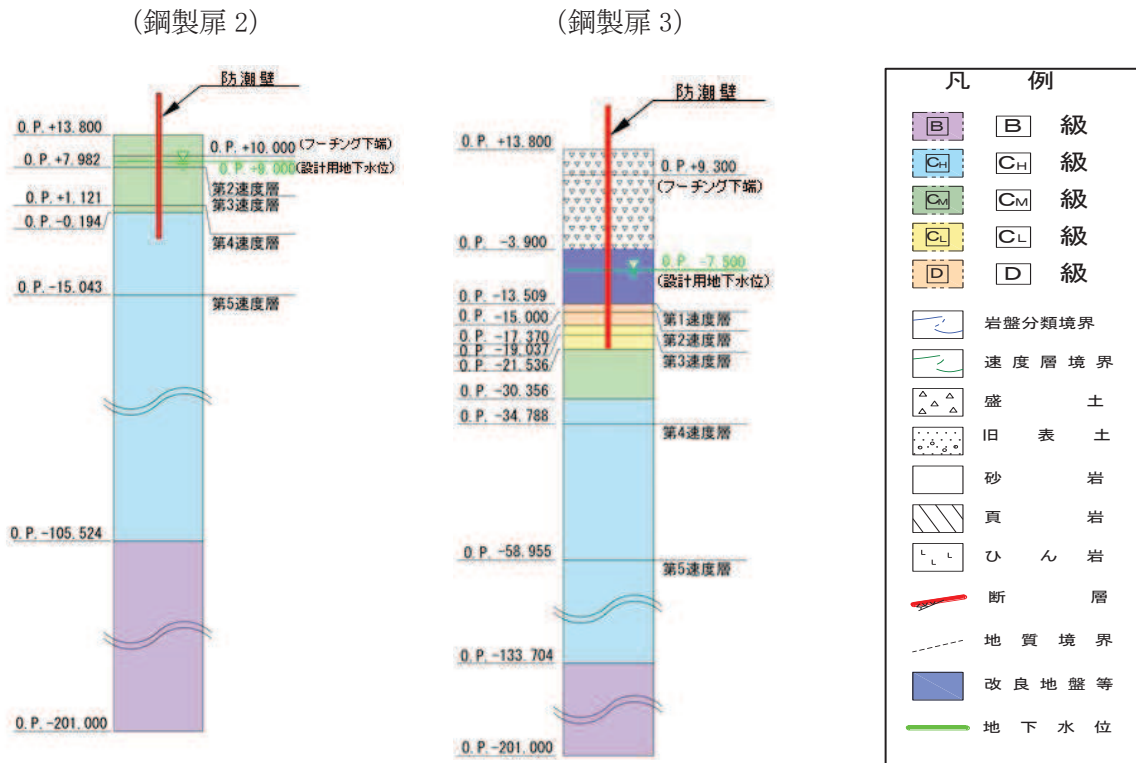


図 3.2-3 評価対象断面の地層構成図

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製扉の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、扉体、RC 支柱、フーチング、鋼管杭とする。

(2) 構造部材の変形性評価

構造部材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ジョイント部材のゴムジョイントとする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

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

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し、安全裕度を見込んで $0.98\text{kN}/\text{m}^2$ を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。風荷重は、設計基準風速を $30\text{m}/\text{s}$ とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(4) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに $+0.5\text{m}$ の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、鋼製扉 3（杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面）について 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。

浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 浸水津波荷重の算定に用いる浸水高さ

設置箇所	設計用津波水位 (m)	備考
鋼製扉 2 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +18.6	
鋼製扉 3 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +17.9	0.4m の揺すり込み沈下を考慮

(5) 余震荷重 (K_{Sd})

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

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に、荷重の算定方法を表 3.3-3 に、荷重の作用概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P_h : 浸水津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

P_k : 風荷重

P_s : 積雪荷重

表 3.3-3(1) 荷重の算定方法（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		－	外水はないため考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
風荷重		○	風荷重を考慮する。	
偶発荷重		浸水津波荷重	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	－	考慮しない

表 3.3-3(2) 荷重の算定方法（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	－	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		－	外水はないため考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
風荷重		○	風荷重を考慮する。	
偶発荷重		浸水津波荷重	○	浸水高さに応じた静水圧荷重を考慮する。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。また、浸水高さに応じた動水圧を考慮する。

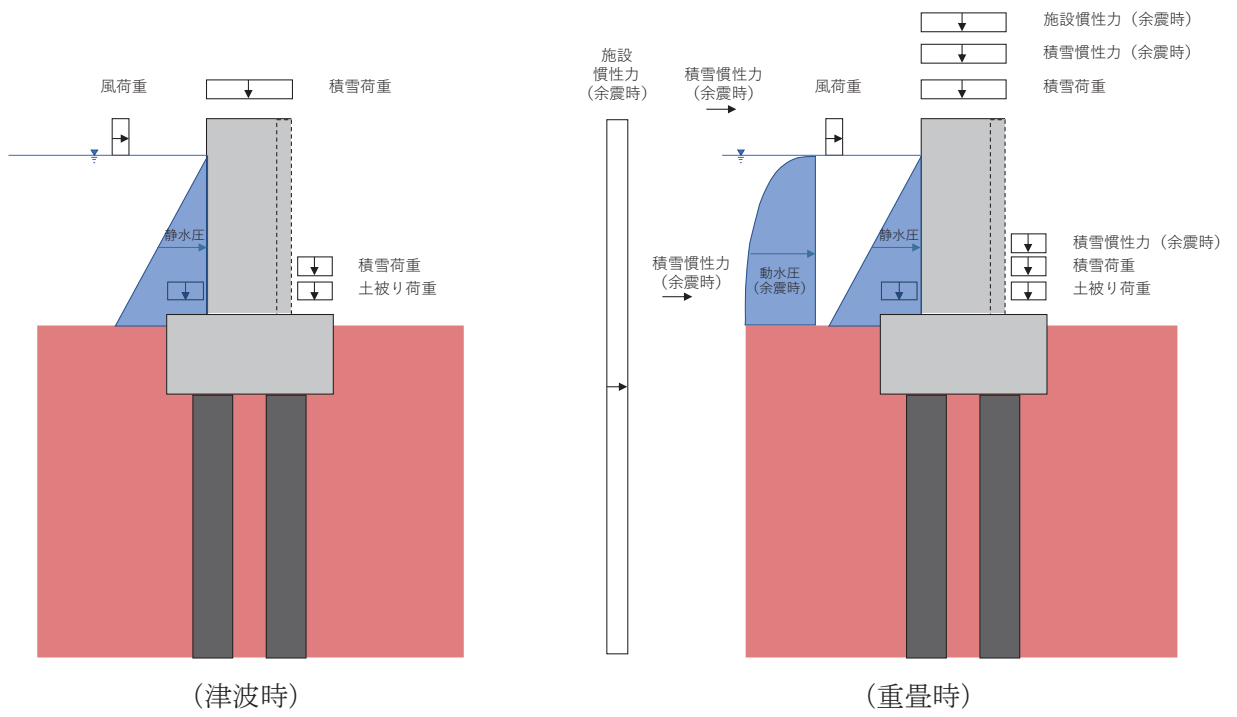


図 3.3-1 鋼製扉の荷重作用図

3.4 許容限界

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

3.4.1 扉体

(1) 主桁，鉛直桁

主桁，鉛直桁の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.4-1に示す短期許容応力度とする。

表3.4-1(1) 主桁，鉛直桁の許容限界（鋼製扉2）

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570 (主桁)	主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	244	366
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	底部主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	186	279
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) (40<t)	軸側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	239	358
		許容せん断応力度 τ_{sa}	140	210
SM570 (鉛直桁) (t ≤ 40)	扉体端側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	252	378
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	補助鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	252	378
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記 *1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.4-1(2) 主桁、鉛直桁の許容限界（鋼製扉 3）

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM570 (主桁)	主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	244	366
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	底部主桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	186	279
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) ($t \leq 40$)	軸側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	255	382
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	扉体端側鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	253	379
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
	補助鉛直桁	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	253	379
		許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記 *1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

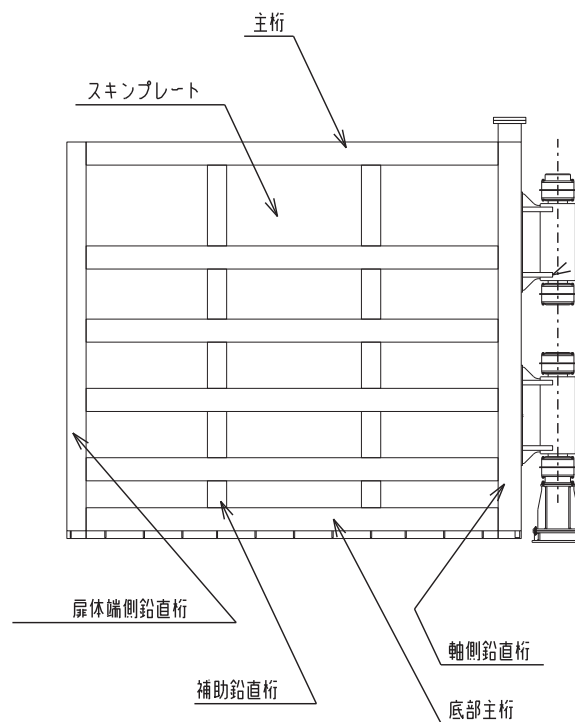


図 3.4-1 扉体詳細図（鋼製扉 2 の例）

(扉体（主桁、鉛直桁）の曲げに関する許容応力度の設定方法)

扉体（主桁・鉛直桁）の曲げに関する許容限界は、曲げ引張応力度、軸方向引張応力度、曲げ圧縮応力度及び軸方向圧縮応力度の小さい値を採用する。図 3.4-2 に許容限界選定フローを示す。

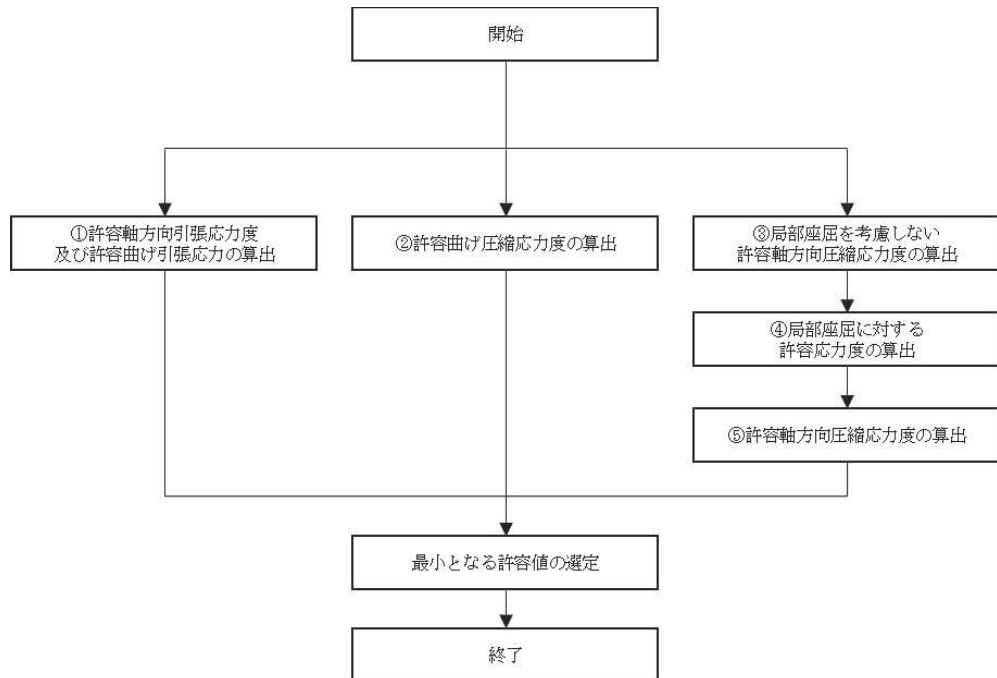


図 3.4-2 許容限界選定フロー

① 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表 3.4-2 のとおり設定する。算出結果を表 3.4-3 に示す。

表 3.4-2 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出

鋼材の板厚(mm) \ 鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40をこえ75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.4-3(1) 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出結果（鋼製扉 2）

断面	最大板厚	許容軸方向引張応力度及び 許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12×22)	40mm 以下	255
底部主桁 (BH588×300×12×22)	40mm 以下	255
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60×36)	40mm を超え 75mm 以下	245
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12×22)	40mm 以下	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12×22)	40mm 以下	255

表 3.4-3(2) 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ圧縮応力度の算出結果（鋼製扉 3）

断面	最大板厚	許容軸方向引張応力度及び 許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12×22)	40mm 以下	255
底部主桁 (BH588×300×12×22)	40mm 以下	255
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22×36)	40mm 以下	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12×22)	40mm 以下	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12×22)	40mm 以下	255

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表3.4-4に，算出結果を表3.4-5に示す。

表 3.4-4 許容曲げ圧縮応力度の算出（SM570 材）

(N/mm²)

$\frac{A_w}{A_c}$ の範囲	板厚 40mm 以下		板厚 40mm を超え 75mm 以下	
	許容曲げ圧縮応力度	l/b の範囲	許容曲げ圧縮応力度	l/b の範囲
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	255	$\frac{l}{b} \leq 5.0$	245	$\frac{l}{b} \leq 4.5$
	$255 - 6.6 \left(\frac{l}{b} - 5.0 \right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$	$245 - 6.2 \left(\frac{l}{b} - 4.5 \right)$	$4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	255	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$	245	$\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$
	$255 - 3.3 \left(K \frac{l}{b} - 10 \right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$	$245 - 3.1 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right)$	$\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$

Aw：腹板の総断面積 (mm²)
 Ac：圧縮フランジの総断面積 (mm²)
 l：圧縮フランジの固定点間距離 (mm)
 b：圧縮フランジ幅 (mm)

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

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.4-5(1) 許容曲げ圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 2)

断面	A_w (mm^2)	A_c (mm^2)	A_w/A_c	l (mm)	b (mm)	許容曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)
主桁 (BH588×300×12×22)	6528	6600	0.9891	2000	300	244
底部主桁 (BH588×300×12×22)	6528	6600	0.9891	2000	300	244
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60×36)	30960	10800	2.867	1350	300	239
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12×22)	6528	5500	1.187	1350	250	252
補助鉛直桁 (BT588×250×12×22)	6792	5500	1.235	1350	250	252

表 3.4-5(2) 許容曲げ圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 3)

断面	A_w (mm^2)	A_c (mm^2)	A_w/A_c	l (mm)	b (mm)	許容曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)
主桁 (BH588×300×12×22)	6528	6600	0.9891	2000	300	244
底部主桁 (BH588×300×12×22)	6528	6600	0.9891	2000	300	244
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22×36)	11352	10800	1.051	1300	300	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12×22)	6528	5500	1.187	1300	250	253
補助鉛直桁 (BT588×250×12×22)	6792	5500	1.235	1300	250	253

(A_w , A_c の算出方法 主桁の例)

$$A_w = t_1 \times b_1$$

ここで,

A_w : 主桁に関する腹板の総断面積 (mm^2)

t_1 : ウェブ厚 (mm)

b_1 : ウェブ高さ (mm)

$$A_c = t_2 \times b_2$$

ここで、

A_c : 主桁に関する圧縮フランジの総断面積 (mm^2)

t_2 : フランジ厚 (mm)

b_2 : フランジ高さ (mm)

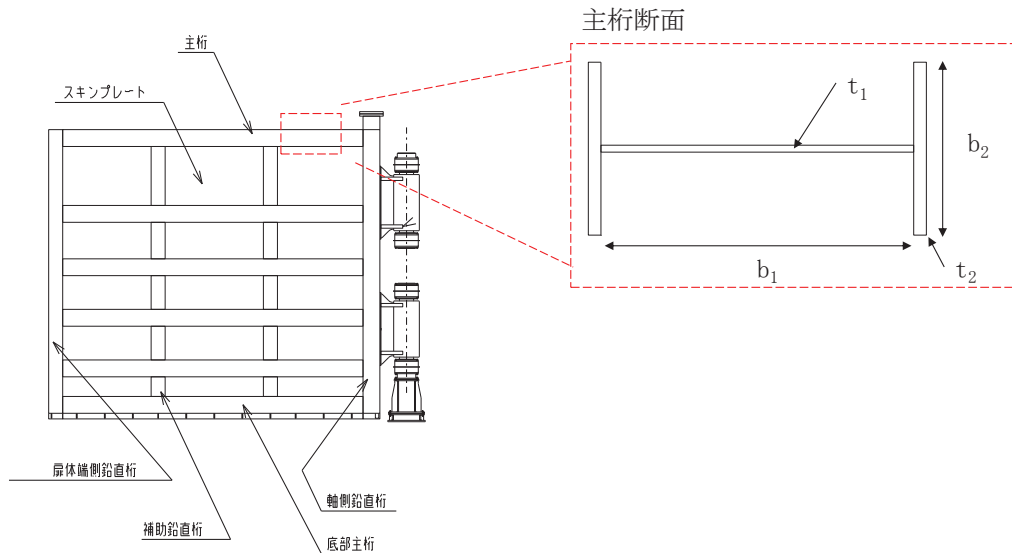


図 3.4-3 扉体詳細図 (主桁断面の例)

③ 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を算出する。

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出方法を表 3.4-6 に示す。鋼製扉 2 における算出結果を表 3.4-7 に示す。

表 3.4-6 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出
(溶接箱型断面以外の場合) (SM570 材)

(N/mm²)

板厚 40mm 以下		板厚 40mm を超え 75mm 以下	
$\frac{l}{r}$ の範囲	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度	$\frac{l}{r}$ の範囲	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度
$\frac{l}{r} \leq 18$	255	$\frac{l}{r} \leq 17$	245
$18 < \frac{l}{r} \leq 67$	$255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right)$	$17 < \frac{l}{r} \leq 69$	$245 - 2.0 \left(\frac{l}{r} - 17 \right)$
$67 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$	$69 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,600 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$
l : 部材の有効座屈長 (mm) $l=L \cdot \beta$ L : 部材の固定点間距離 (mm) β : 座屈係数 r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋

表 3.4-7(1) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 2)

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	2000	0.65	1300	70.868	18.344	254
底部主桁 (BH588×300×12/22)	2000	0.65	1300	85.138	15.269	255
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60/36)	1350	0.65	877.5	75.363	11.644	245
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	1350	0.65	877.5	67.733	12.955	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	1350	0.65	877.5	48.343	18.151	254

表 3.4-7(2) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 3)

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	2000	0.65	1300	70.868	18.344	254
底部主桁 (BH588×300×12/22)	2000	0.65	1300	85.138	15.269	255
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22/36)	1300	0.65	845	84.784	9.9665	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	1300	0.65	845	67.733	12.475	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	1300	0.65	845	48.343	17.479	255

(L算出方法 主桁の例)

部材の固定点間距離の中で、最大となる値を抽出する。(軸方向圧縮応力度が最小となる値)

$$L = \max(L_1, L_2, L_3)$$

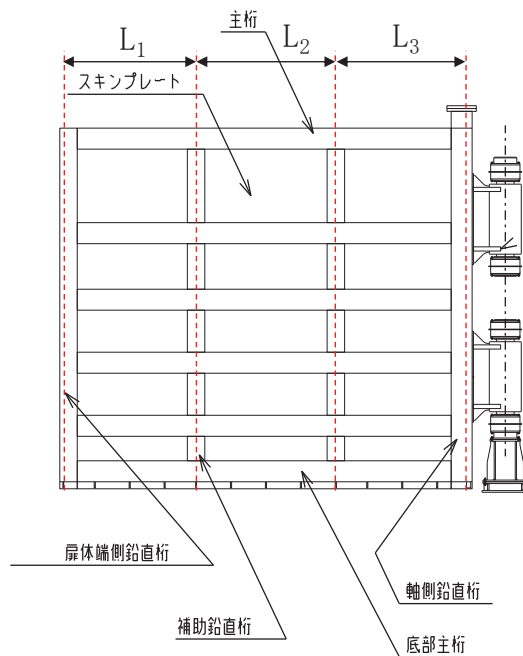


図 3.4-4 扉体詳細図 (主桁断面の例)

④ 局部座屈に対する許容応力度

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈に対する許容応力度を算出する。

自由突出板の局部座屈に対する許容応力度の算出方法を表3.4-8に示す。算出結果を表3.4-9に示す。

表 3.4-8 局部座屈に対する許容応力度の算出（SM570 材）

板厚 40mm 以下		板厚 40mm を超え 75mm 以下	
b_f 及び t_f の範囲	局部座屈に対する許容応力度	b_f 及び t_f の範囲	局部座屈に対する許容応力度
$\frac{b_f}{9.5} \leq t_f$	255	$\frac{b_f}{9.7} \leq t_f$	245
$\frac{b_f}{16} \leq t_f < \frac{b_f}{9.5}$	$23,000 \left(\frac{t_f}{b_f} \right)^2$	$\frac{b_f}{16} \leq t_f < \frac{b_f}{9.7}$	$23,000 \left(\frac{t_f}{b_f} \right)^2$
b_f : 自由突出幅 (mm) t_f : 自由突出板の板厚 (mm)			

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」より抜粋

表 3.4-9(1) 局部座屈に対する許容応力度の算出結果（鋼製扉 2）

断面	b_f (mm)	t_f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	144	22	255
底部主桁 (BH588×300×12/22)	244	22	186
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60/36)	220	36	245
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	194	22	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	119	22	255

表 3.4-9(2) 局部座屈に対する許容応力度の算出結果 (鋼製扉 3)

断面	b_f (mm)	t_f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	144	22	255
底部主桁 (BH588×300×12/22)	244	22	186
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22/36)	239	36	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	194	22	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	119	22	255

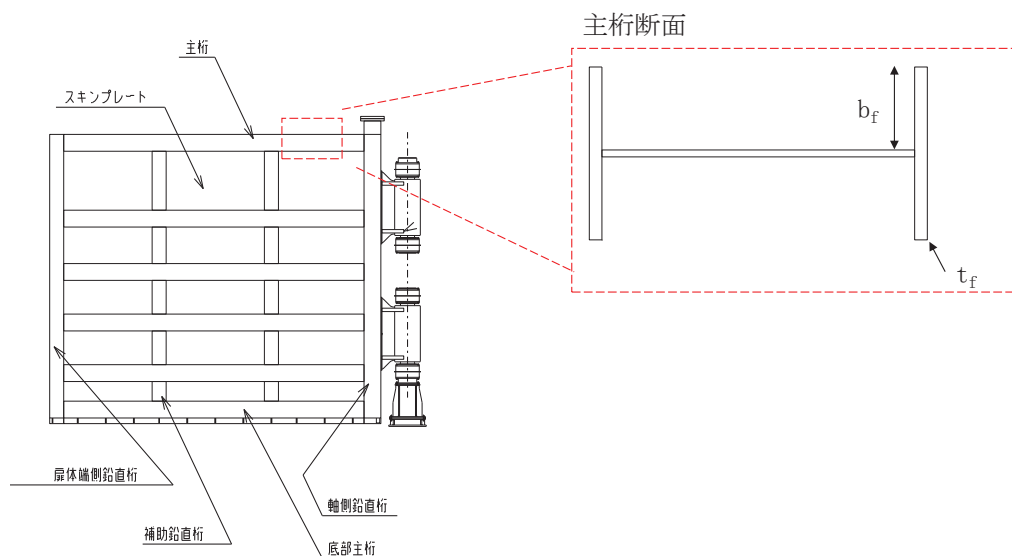


図 3.4-5 扉体詳細図 (主桁断面の例)

⑤ 許容軸方向圧縮応力度

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき, 許容軸方向圧縮応力度を算出する。

許容軸方向圧縮応力度は以下の式により求める。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \times \sigma_{cal} \div \sigma_{cao}$$

ここで,

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{cao} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値は許容軸方向引張応力度に等しい。
算出結果を表 3.4-10 に示す。

表 3.4-10(1) 許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 2)

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	254	255	255	254
底部主桁 (BH588×300×12/22)	255	186	255	186
軸側鉛直桁 (BCH588×300×60/36)	245	245	245	245
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	255	255	255	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	254	255	255	254

表 3.4-10(2) 許容軸方向圧縮応力度の算出結果 (鋼製扉 3)

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
主桁 (BH588×300×12/22)	254	255	255	254
底部主桁 (BH588×300×12/22)	255	186	255	186
軸側鉛直桁 (BCH588×300×22/36)	255	255	255	255
扉体端側鉛直桁 (BCH588×250×12/22)	255	255	255	255
補助鉛直桁 (BT588×250×12/22)	255	255	255	255

以上より、扉体（主桁，鉛直桁）の曲げに関する許容限界は、主桁，扉体端側鉛直桁，補助鉛直桁及び軸側鉛直桁については②許容曲げ圧縮応力度を，底部主桁においては⑤許容軸方向圧縮応力度を，最小となる許容応力度として採用する。

(2) スキンプレート

スキンプレートの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.4-11に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-11 スキンプレートの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255

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

(3) 扉取付部（ヒンジ）

扉取付部（ヒンジ）の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成31年3月）」に基づき，表3.4-12に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-12 扉取付部（ヒンジ）の許容限界

鋼材		許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
SM490 (t ≤ 40)	回転軸(1)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
SM490 (40 < t)	ヒンジリブ	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	158	237
		許容せん断応力度 τ_{sa}	91	136
	回転軸(2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	回転軸(3)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127
	回転軸(4)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	148	222
		許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127

注記 *1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

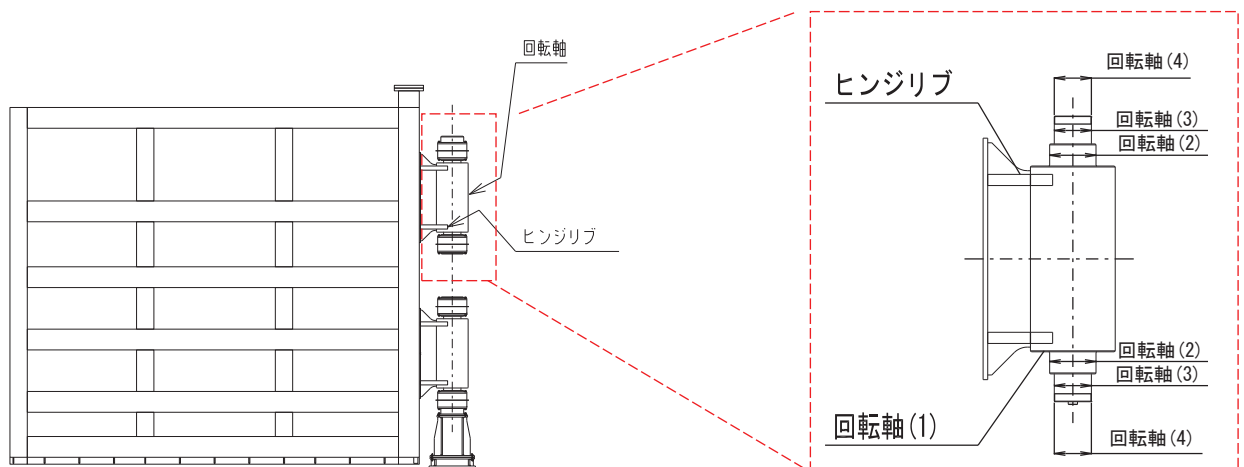


図 3.4-6 ヒンジ詳細図（鋼製扉2の例）

(扉取付部（ヒンジ）の曲げに関する許容応力度の設定方法)

扉取付部（ヒンジ）の曲げに関する許容限界は、曲げ引張応力度、軸方向引張応力度、曲げ圧縮応力度及び軸方向圧縮応力度の小さい値を採用する。図 3.4-7 に許容限界選定フローを示す。

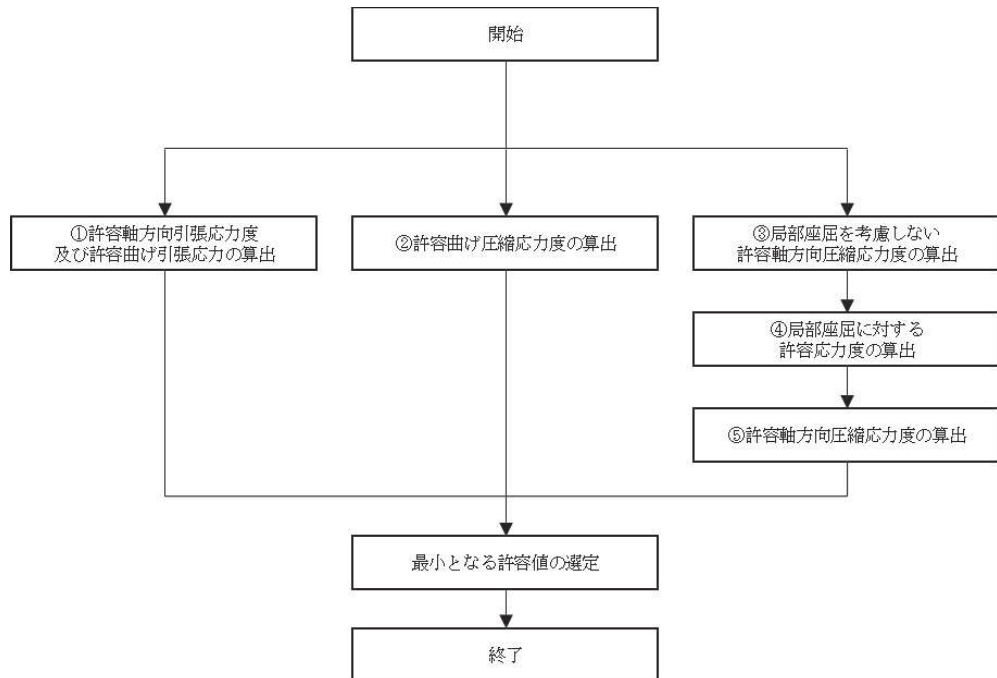


図 3.4-7 許容限界選定フロー

①. 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，表 3.4-13 のとおり設定する。算出結果を表 3.4-14 に示す。

表 3.4-13 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出（ヒンジ，SM490 材）

(N/mm²)

許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度	
板厚 40mm 以下	板厚 40mm を超える
158	左記応力度の 0.94 倍

「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」より抜粋

表 3.4-14 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度の算出結果（鋼製扉 2, 3）

断面	最大板厚	許容軸方向引張応力度及び 許容曲げ引張応力度 (N/mm ²)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	40mm を超える	148
回転軸(1) (PIPE φ 457.2t19)	40mm 以下	158
回転軸(2) (RB φ 250)	40mm を超える	148
回転軸(3) (RB φ 200)	40mm を超える	148
回転軸(4) (RB φ 180)	40mm を超える	148

②. 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表 3.4-15 に示す。算出結果を表 3.4-16 に示す。

表 3.4-15 許容曲げ圧縮応力度の算出（ヒンジ，SM490 材）

1/b の範囲	許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	
	板厚 40mm 以下	板厚 40mm を超える
$\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$	158	左記応力度の 0.94 倍
$\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$158 - 1.6 \left(K \frac{l}{b} - 8 \right)$	
Aw : 腹板の総断面積 (mm ²) Ac : 圧縮フランジの総断面積 (mm ²) l : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) b : 圧縮フランジ幅 (mm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$ ただし $A_w/A_c < 2$ の場合は $K = 2$ とする。		

「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」より抜粋

表 3.4-16 許容曲げ圧縮応力度の算出結果（鋼製扉 2, 3）

断面	A_w (mm^2)	A_c (mm^2)	A_w/A_c	l (mm)	b (mm)	許容曲げ圧縮 応力度 (N/mm^2)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	28800	24000	1.200	525	460	148
回転軸(1) (PIPE φ 457.2t19)	—	—	—	—	—	—
回転軸(2) (RB φ 250)	—	—	—	—	—	—
回転軸(3) (RB φ 200)	—	—	—	—	—	—
回転軸(4) (RB φ 180)	—	—	—	—	—	—

(A_w , A_c の算出方法 ヒンジリブ)

$$A_w = t_1 \times b_1$$

ここで、

A_w : ヒンジリブに関する腹板の総断面積 (mm^2)

t_1 : ウェブ厚 (mm)

b_1 : ウェブ高さ (mm)

$$A_c = t_2 \times b_2$$

ここで、

A_c : ヒンジリブに関する圧縮フランジの総断面積 (mm^2)

t_2 : フランジ厚 (mm)

b_2 : フランジ高さ (mm)

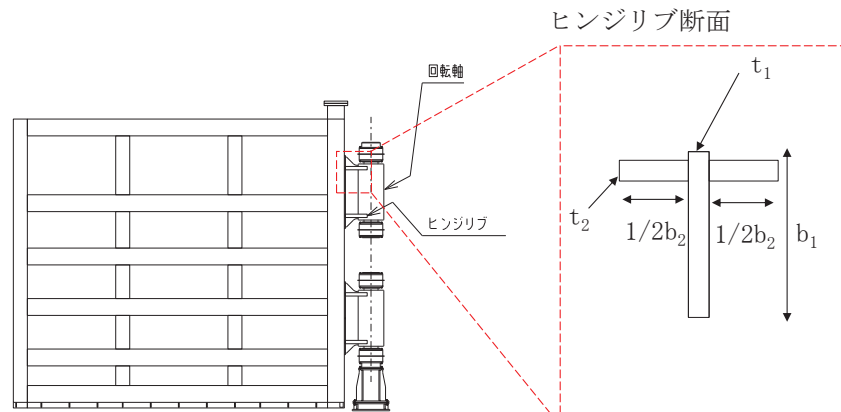


図 3.4-8 扉体詳細図（ヒンジリブ断面の例）

③. 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

軸方向圧縮応力を受ける部材については、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を算出する。

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出方法を表 3.4-17 に示す。算出結果を表 3.4-18 に示す。

表 3.4-17 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出（ヒンジ，SM490 材）

(N/mm²)

$\frac{l}{r}$ の範囲	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度	
	板厚 40mm 以下	板厚 40mm を超える
$\frac{l}{r} \leq 15$	158	左記応力度の 0.94 倍
$15 < \frac{l}{r} \leq 80$	$158 - 1.09 \left(\frac{l}{r} - 15 \right)$	
$80 < \frac{l}{r}$	$\frac{1,000,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2}$	
l : 部材の有効座屈長 (mm) $l = L \cdot \beta$ L : 部材の固定点間距離 (mm) β : 座屈係数 r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)		

「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」より抜粋

表 3.4-18 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の算出結果（鋼製扉 2，3）

断面	L (mm)	β	l (mm)	r (mm)	l/r	局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度(N/mm ²)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	525	0.80	420	96.750	4.3411	148
回転軸(1) (PIPE φ 457.2t19)	850	0.65	552.5	155.07	3.5629	158
回転軸(2) (RB φ 250)	344	0.80	275.2	62.500	4.4032	148
回転軸(3) (RB φ 200)	344	0.80	275.2	50.000	5.5040	148
回転軸(4) (RB φ 180)	344	0.80	275.2	45.000	6.1156	148

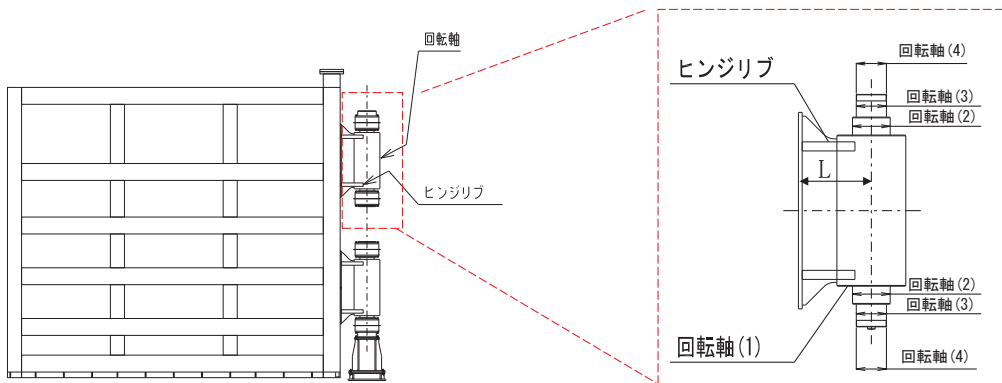


図 3.4-9 ヒンジ詳細図（鋼製扉 2 の例）

④. 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

圧縮応力を受けるフランジを有する部材については、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度を算出する。円形断面部材は圧縮応力を受けるフランジを有さないため，本項における許容応力度の低減は行わない。また，板厚が 40mm を超える部材については降伏応力度の低減を考慮して，許容軸方向引張応力度と同様に許容応力度を低減する。

局部座屈に対する許容応力度の算出方法を表 3.4-19 に示す。算出結果を表 3.4-20 に示す。

表 3.4-19 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度の算出（ヒンジ，SM490 材）
(N/mm²)

b _f 及びt _f の範囲	局部座屈に対する許容応力度	
	板厚 40mm 以下	板厚 40mm を超える
$\frac{b_f}{11.2} \leq t_f$	158	左記応力度の 0.94 倍
$\frac{b_f}{16} \leq t_f < \frac{b_f}{11.2}$	$19,800 \left(\frac{t_f}{b_f} \right)^2$	
b _f : 圧縮フランジの自由突出幅 (mm) t _f : 圧縮フランジの板厚 (mm)		

「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」より抜粋

表 3.4-20 局部座屈に対する許容応力度の算出結果（鋼製扉 2, 3）

断面	b_f (mm)	t_f (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	200	60	148
回転軸 (1) (PIPE φ 457.2t19)	—	—	—
回転軸 (2) (RB φ 250)	—	—	—
回転軸 (3) (RB φ 200)	—	—	—
回転軸 (4) (RB φ 180)	—	—	—

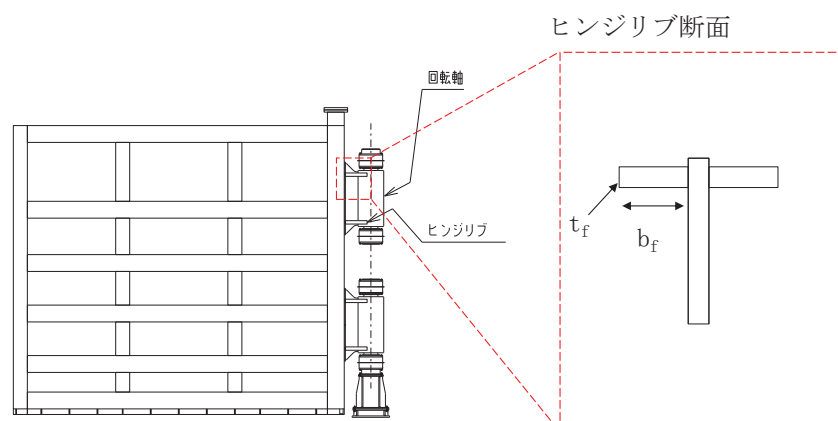


図 3.4-10 扉体詳細図（ヒンジリブ断面の例）

⑤. 許容軸方向圧縮応力度

圧縮応力を受ける部材については、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，許容軸方向圧縮応力度を算出する。

許容軸方向圧縮応力度は以下の式により求める。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \times \sigma_{cal} \div \sigma_{cao}$$

ここで，

- σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- σ_{cao} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm²)

局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値は許容軸方向引張応力度に等しい。また，円形断面部材は局部座屈に対する許容応力度を考慮した許容応力度の低減を

行わないため、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を部材の許容軸方向圧縮応力度とする。

算出結果を表 3.4-21 に示す。

表 3.4-21 許容軸方向圧縮応力度の算出結果（鋼製扉 2, 3）

断面	σ_{cag} (N/mm ²)	σ_{cal} (N/mm ²)	σ_{cao} (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)
ヒンジリブ (BT480×460×60×60)	148	148	148	148
回転軸(1) (PIPE φ 457. 2t19)	158	—	—	158
回転軸(2) (RB φ 250)	148	—	—	148
回転軸(3) (RB φ 200)	148	—	—	148
回転軸(4) (RB φ 180)	148	—	—	148

以上より、扉取り付け部（ヒンジ）の曲げに関する許容限界は、①許容軸引張応力度及び許容曲げ引張応力度、②許容曲げ圧縮応力度、⑤許容軸方向圧縮応力度で最小値は同値となっている。

3.4.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は、曲げ・圧縮については、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき、曲げ・引張については「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, 平成 24 年 3 月)」及び「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 3.4-22 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月)」に基づくせん断耐力とする。

表 3.4-22 鋼製支柱の許容限界

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 ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

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

3.4.3 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」及び「道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」に基づき、曲げ・引張については「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，平成24年3月）」及び「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3.4-23に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

表 3.4-23 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		
コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16	24
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋(SD490)		290	435

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.4.4 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，杭体部については，表3.4-24(1)に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については，表3.4-24(2)に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い，本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3.4-24(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭体)	SM570 (t < 40mm)	450	260

表 3.4-24(2) 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

3.4.5 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.4-25 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-25 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
	ゴムジョイント	変形量

3.4.6 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては岩盤の支持力試験とし、引き抜き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，平成 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3.4-26 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3.4-26 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm ²)	引き抜き (kN)
極限支持力	鋼製扉 2 (狐崎部層)	13.7	7124
	鋼製扉 3 (牧の浜部層)	11.4	14609

(極限支持力 (引き抜き) の算出根拠)

極限支持力 (引き抜き) の算出は以下の方法により行う。算出の詳細を表 3.4-27～表 3.4-28 に示す。

・ 極限支持力 (引き抜き) の算定方法

$$R_{UA} = R_U + W$$

$$R_U = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i)$$

ここで,

R_{UA} : 極限支持力 (引抜き) 支持力の上限值 (kN)

R_U : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗 (kN)

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

U : 周長 (m)

L_i : i 点における層厚 (m)

f_i : i 点における層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

$f_i = 5N (\leq 150)$ (砂質土)

$f_i = c$ 又は $10N (\leq 100)$ (粘性土)

N : 標準貫入試験の N 値

C : 地盤の粘着力 (kN/m²)

表 3.4-27 引き抜き支持力の上限値算出の詳細 (鋼製扉 2)

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	0.509	100.0	50.90
C _M 級岩盤	0.509	100.0	50.90
C _M 級岩盤	0.861	100.0	86.10
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _M 級岩盤	0.657	100.0	65.70
C _M 級岩盤	0.658	100.0	65.80
C _H 級岩盤	0.706	100.0	70.60
C _H 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _H 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _H 級岩盤	1.000	100.0	100.00
C _H 級岩盤	1.000	100.0	100.00
合計			1490.00
杭周長	U=	4.706	
引抜力		R _U =	7012.10
杭重量		W=	112.37
上限値		R _{UA} =	7124

表 3.4-28 引き抜き支持力の上限値算出の詳細（鋼製扉 3）

地層 区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	57.0	57.00
盛土	1.000	62.5	62.50
盛土	1.000	68.0	68.00
盛土	1.000	73.0	73.00
盛土	1.000	78.5	78.50
盛土	1.000	84.0	84.00
盛土	1.000	89.0	89.00
盛土	1.200	95.0	114.00
盛土	0.800	100.5	80.40
盛土	0.300	103.5	31.05
盛土	0.900	106.5	95.85
盛土	1.000	111.5	111.50
盛土	1.000	117.0	117.00
盛土	1.000	122.5	122.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.600	100.0	60.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.750	100.0	75.00
改良地盤	0.759	100.0	75.90
D級岩盤	0.700	100.0	70.00
D級岩盤	0.791	100.0	79.10
D級岩盤	0.800	100.0	80.00
D級岩盤	0.800	100.0	80.00
D級岩盤	0.770	100.0	77.00
合計			2531.30
杭周長	U=	5.649	
引抜力		R _U =	14298.26
杭重量		W=	310.83
上限値		R _{UA} =	14609

3.5 評価方法

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

なお、「3.3.2 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおり、津波時において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

3.5.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。なお、地震応答解析手法の妥当性については参考資料 2 にて詳述する。

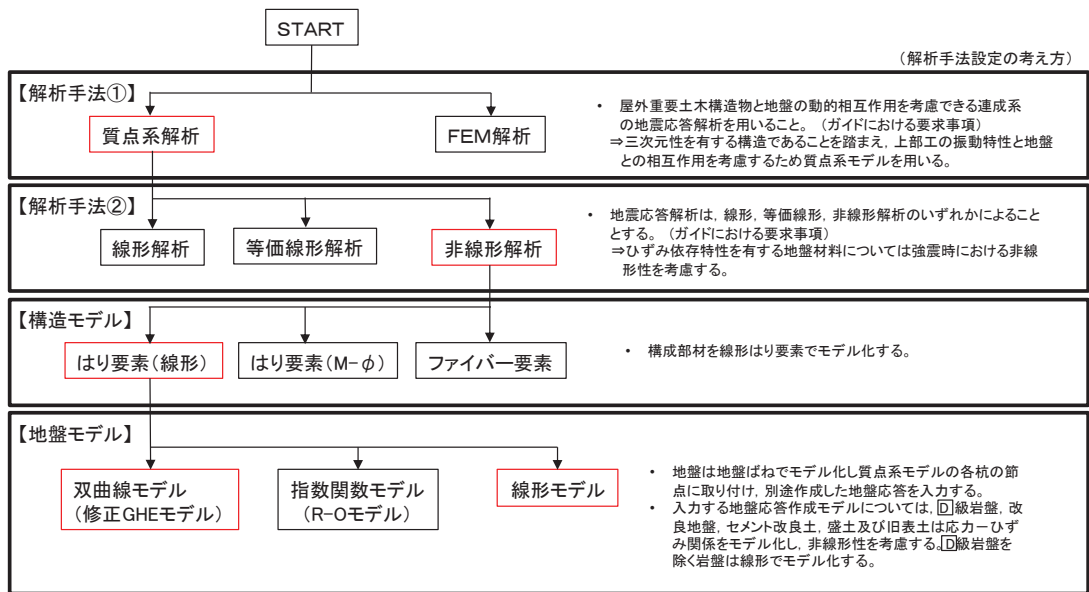


図 3.5-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー(鋼製扉 3)

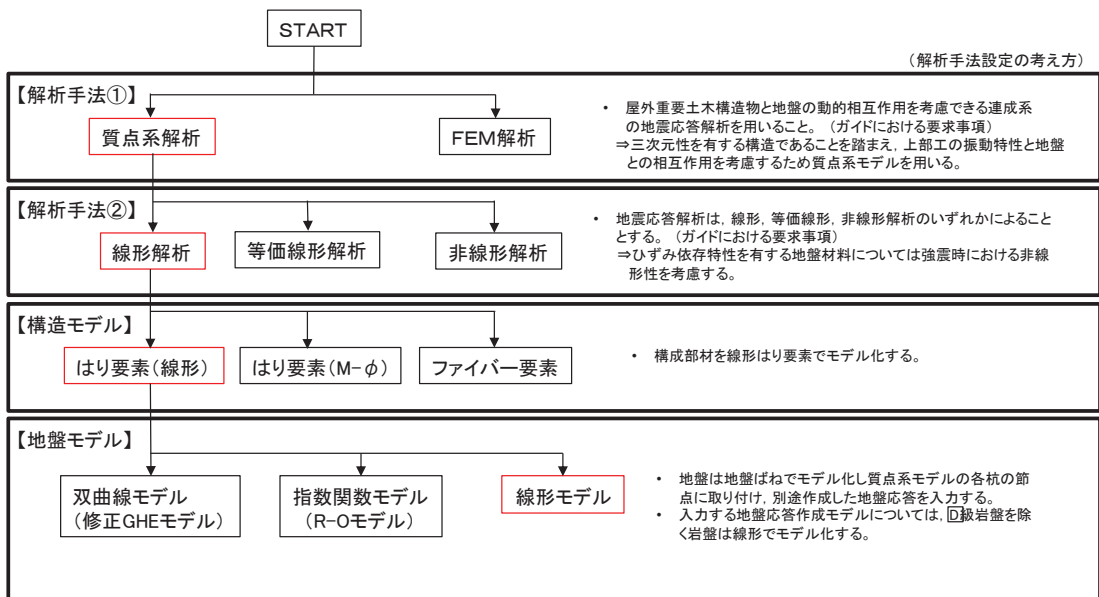


図 3.5-1(2) 地震応答解析手法の選定フロー(鋼製扉 2)

上部工及び下部工の各構成部材について、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、杭周地盤ばねを杭の各質点に取り付け、別途作成した地盤応答を入力する。

地盤応答の作成は、以下のとおりとする。

（鋼製扉 3）

基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の一次元時刻歴応答解析により作成する。

地盤応答作成モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、旧表土、盛土、 D 級岩盤及び改良地盤（動的変形特性にひずみ依存性がある地盤）は、修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮し、 D 級を除く岩盤は線形でモデル化する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。全応力解析として評価することの妥当性については、参考資料 2 に示す。

（鋼製扉 2）

岩盤露頭部である扉 2 においては、地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論に基づく地震応答解析とする。

地震応答解析については「TDAPⅢ Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.5-1～表 3.5-2 に示す解析ケースを設定する。

図 3.2-2～図 3.2-3 に示すとおり、鋼製扉 2 の周辺には C_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤及び B 級岩盤が分布し、鋼製扉 3 の周辺には、主として旧表土、盛土、 D 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから、それぞれの断面毎に、周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

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

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

表 3.5-1 解析ケース（鋼製扉 2）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ

表 3.5-2 解析ケース（鋼製扉 3）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

3.5.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の α 、 β を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）に基づき、表3.5-3に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh減衰の設定フローを図3.5-2に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

表 3.5-3 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2% (鋼製扉)	3% (鋼管杭)
鉄筋コンクリート部材	3% (RC 支柱)	5% (フーチング)

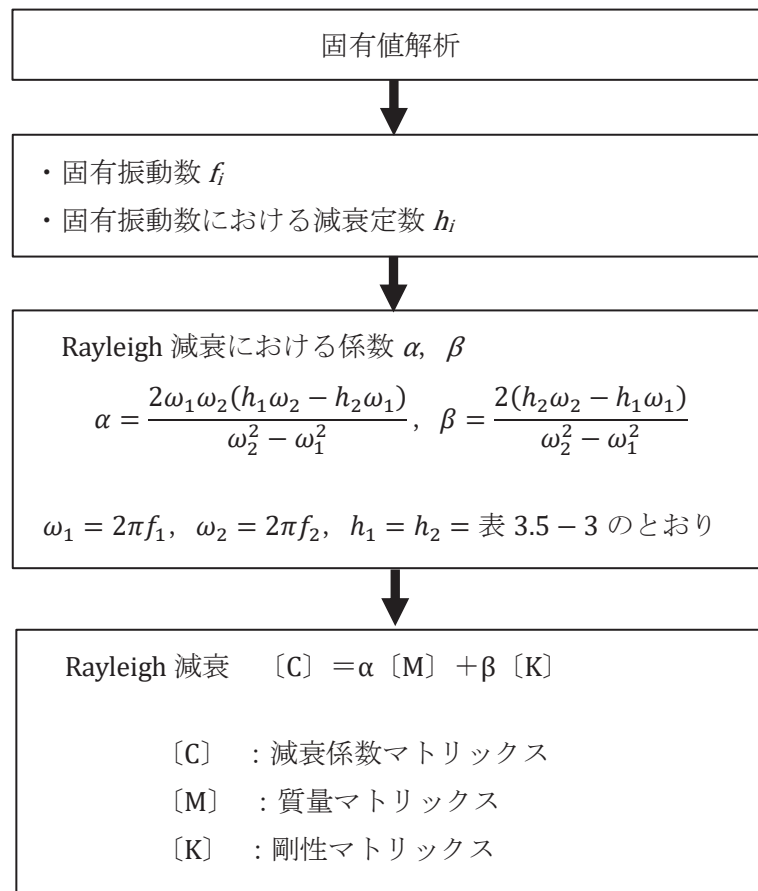


図 3.5-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α, β の設定にあたっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤及び構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。

固有値解析における解析結果の一覧を表 3.5-4～表 3.5-5 に、モード図を図 3.5-3～図 3.5-4 に、固有値解析結果に基づき設定した係数 α, β を表 3.5-6 に、Rayleigh 減衰を図 3.5-5～図 3.5-6 に示す。

表 3.5-4 固有値解析結果（鋼製扉 2）

追而

追而

図 3.5-3 固有値解析結果（鋼製扉 2：モード図）

表 3.5-5 固有値解析結果（鋼製扉 3）

追而

追而

図 3.5-4 固有値解析結果（鋼製扉 3：モード図）

表 3.5-6(1) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=2%)

	α	β
鋼製扉 2	追而	追而
鋼製扉 3	追而	追而

表 3.5-6(2) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=3%)

	α	β
鋼製扉 2	追而	追而
鋼製扉 3	追而	追而

表 3.5-6(3) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=5%)

	α	β
鋼製扉 2	追而	追而
鋼製扉 3	追而	追而

追而

図 3.5-5(1) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 2) _減衰 2%

追而

図 3.5-5(2) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 2) _減衰 3%

追而

図 3.5-5(3) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 2) _減衰 5%

追而

図 3.5-6(1) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 3) _減衰 2%

追而

図 3.5-6(2) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 3) _減衰 3%

追而

図 3.5-6(3) 設定した Rayleigh 減衰 (鋼製扉 3) _減衰 5%

3.5.4 重畳時の解析ケースの選定

重畳時における解析ケースを表 3.5-7 に示す。重畳時においては，弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して，ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において，各照査値が最も厳しい地震動を用い，ケース②及び③を実施する。

表 3.5-7 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 d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい (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②～③を実施する。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	

注記*1：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。

3.5.5 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.5-7 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側 (鋼製扉 2) は図 3.5-8 に、第 3 号機側 (鋼製扉 3) は図 3.5-9 に示す。なお、岩盤露頭部である鋼製扉 2 においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、E 波を示している。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

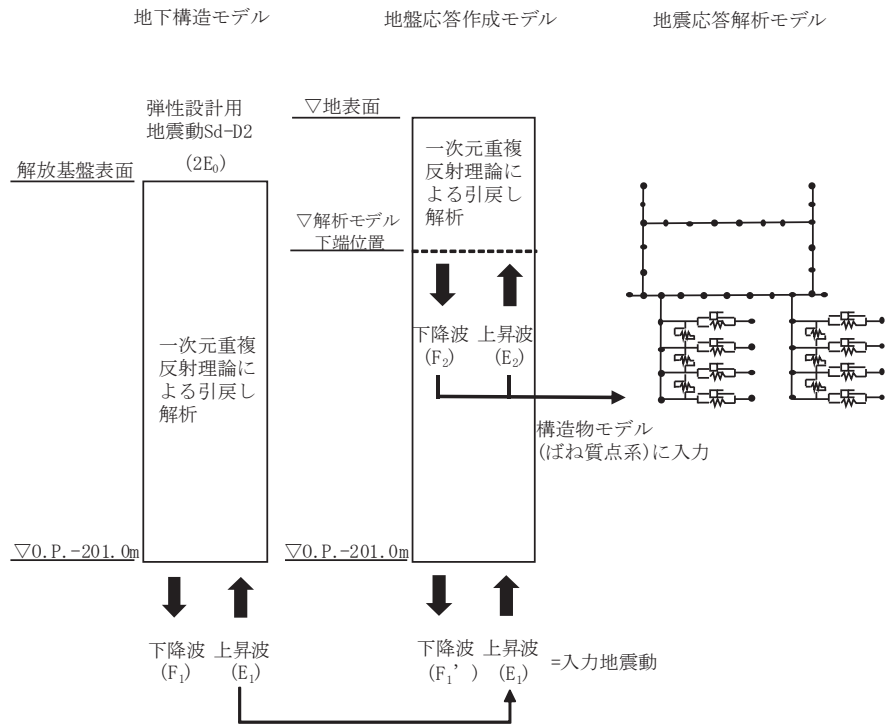


図 3.5-7(1) 入力地震動算定の概念図
(鋼製扉 2)

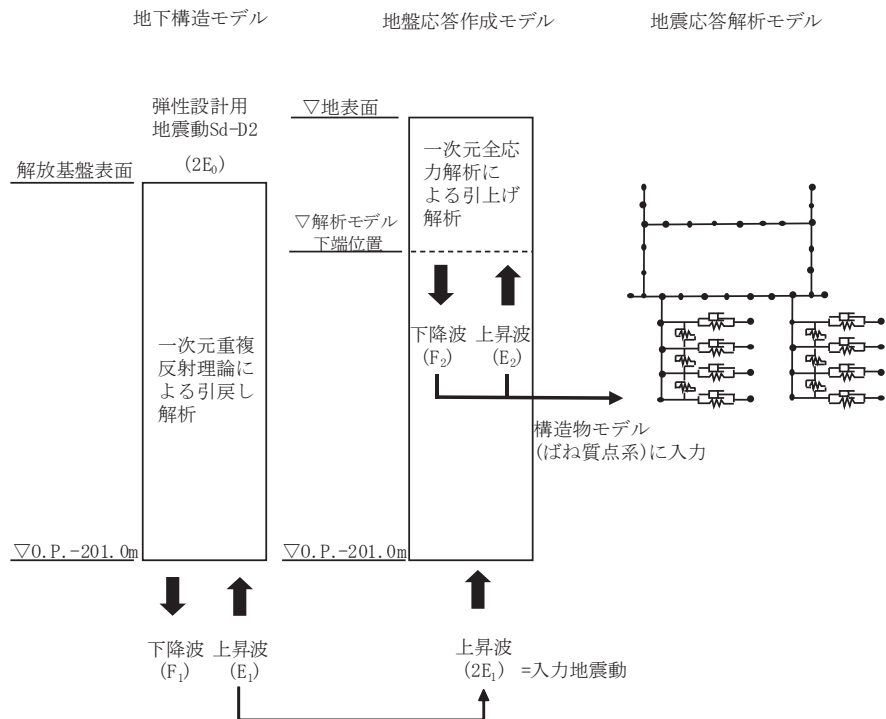
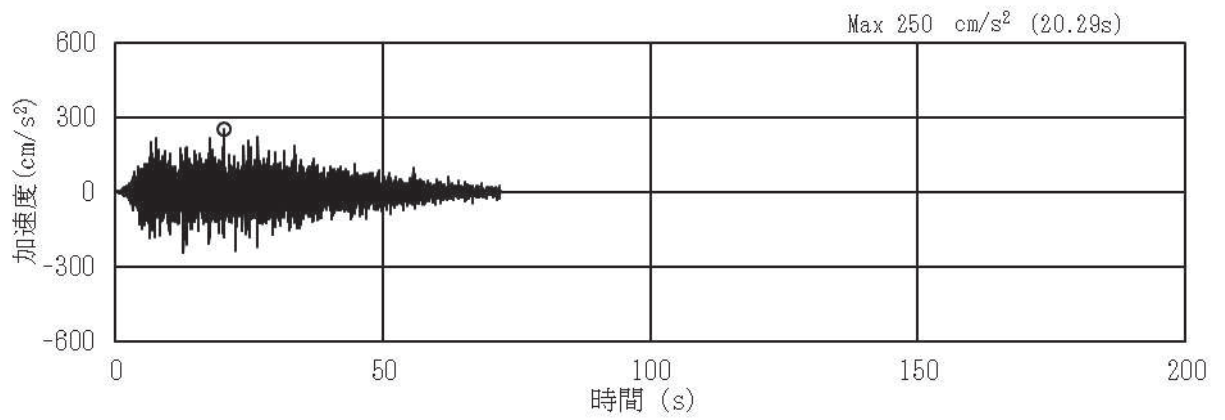
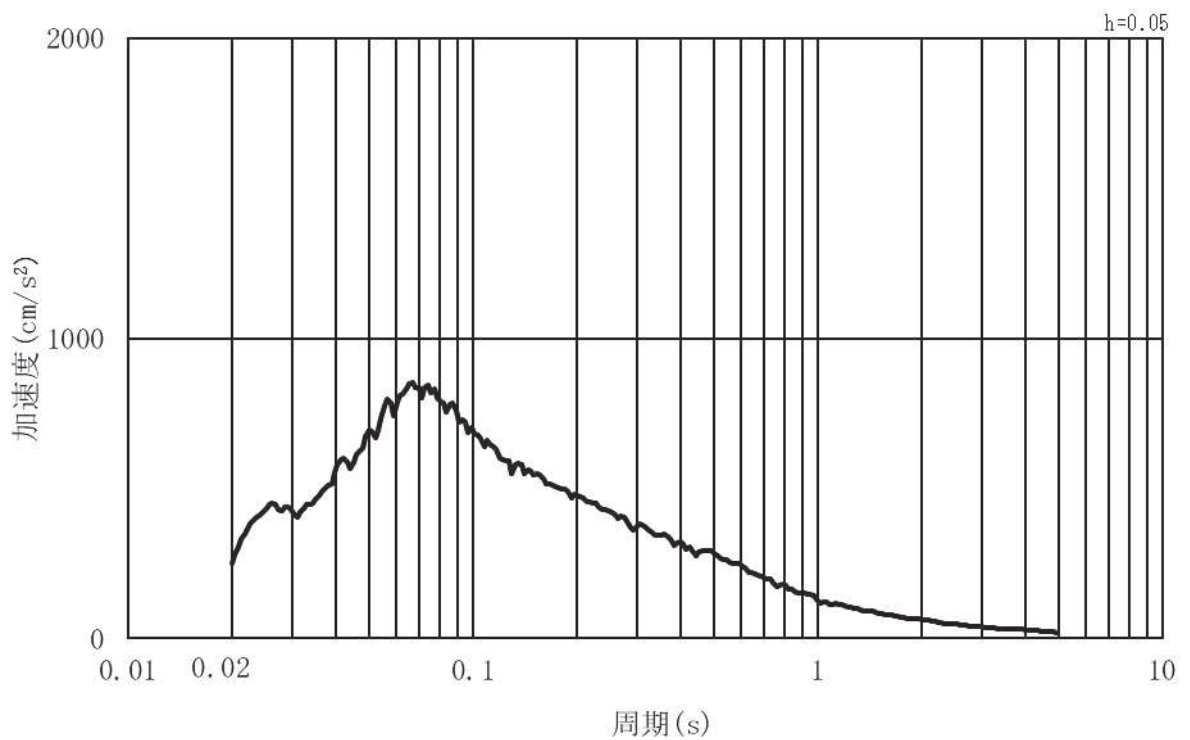


図 3.5-7(2) 入力地震動算定の概念図
(鋼製扉 3)

(1) 鋼製扉 2

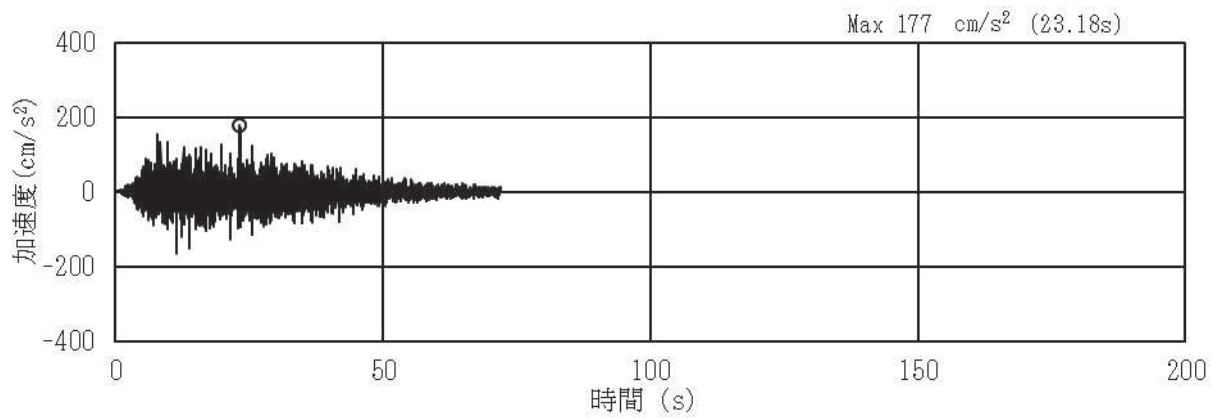


(a) 加速度時刻歴波形

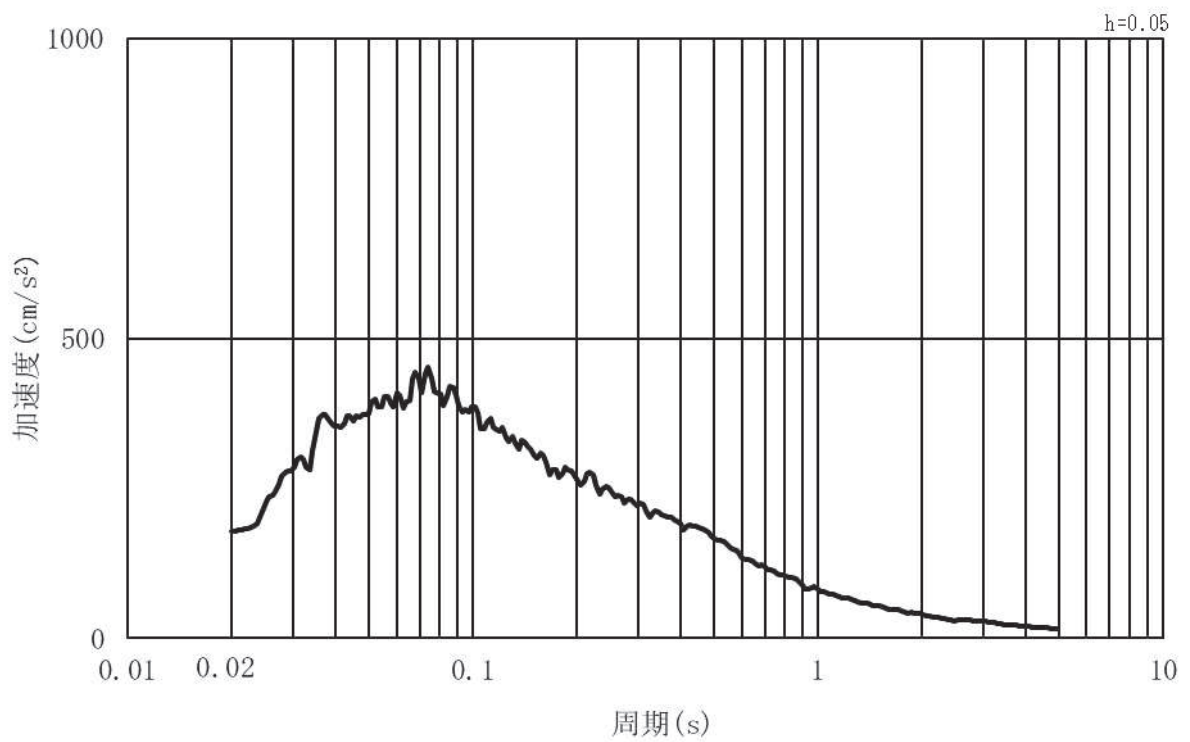


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S d - D 2) 第 2 号機側



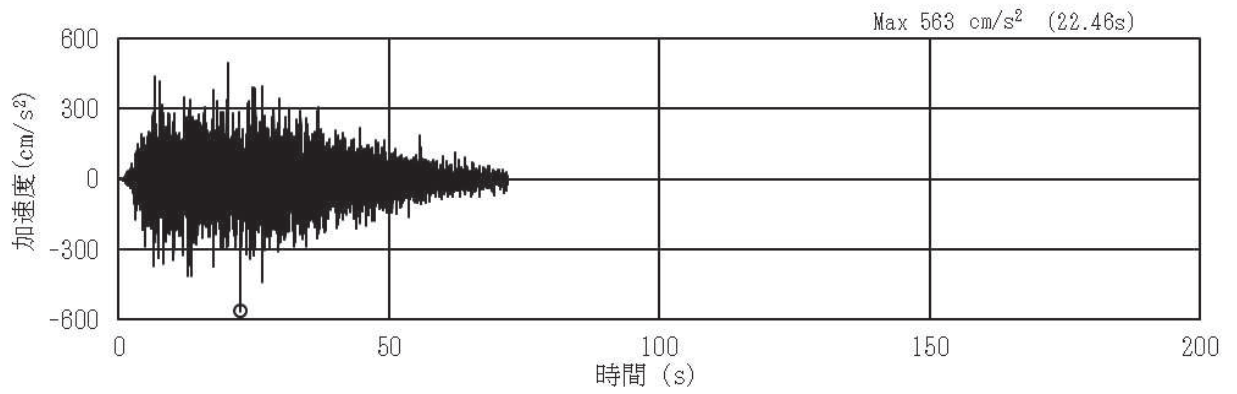
(a) 加速度時刻歴波形



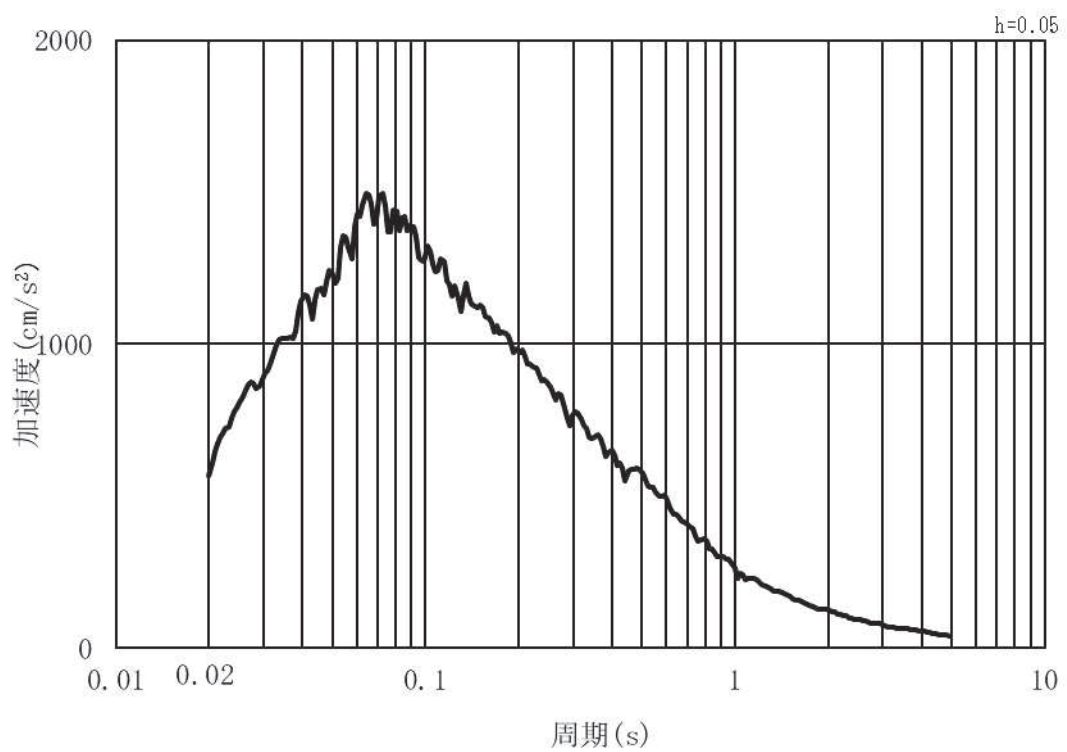
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側

(2) 鋼製扉 3

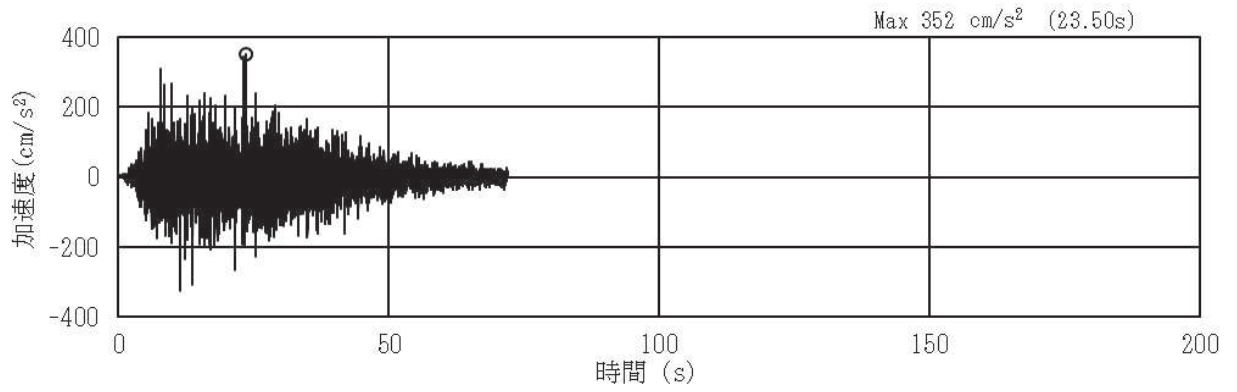


(a) 加速度時刻歴波形

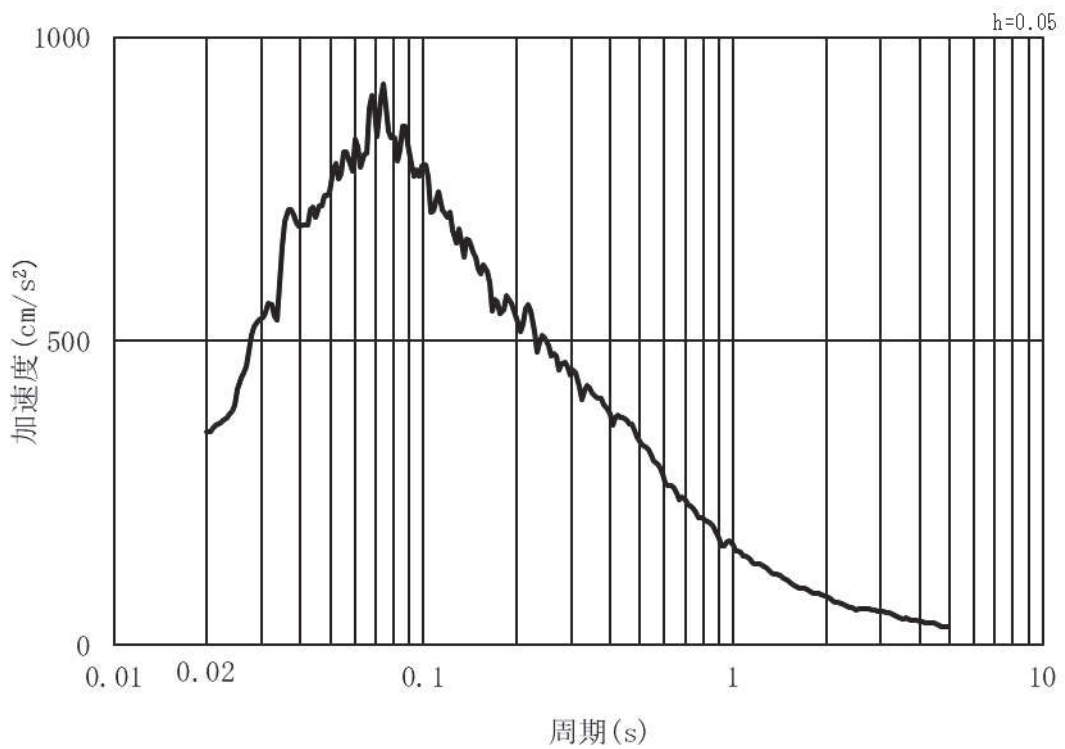


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-9(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-9(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

3.5.6 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

a. 構造物のモデル化

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また，周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し，地盤と杭の相互作用を考慮する。

解析モデル図を図 3.5-10～図 3.5-11 に，扉体と RC 支柱間の接合部のモデル化の概要を図 3.5-12 に示す。

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し，扉体と RC 支柱の接合部は剛体として剛要素でモデル化する。扉体の節点は二重節点とする。

なお，鋼製扉については，別途格子状の三次元フレーム解析により行う静的解析で用いる応答震度を算定するために，約 1m 間隔で節点分割し，はり要素及び節点に分担幅あたりの断面性能及び質量を付与する。

RC 支柱とフーチングについては各部材の重心位置でモデル化し，断面性能と質量を付与する。RC 支柱の鉛直方向座標の節点位置は鋼桁への変位抽出を目的に水平支承位置に設ける。フーチングの桁軸方向座標の節点位置については，杭及び RC 支柱と接続する箇所節点を設ける。RC 支柱の張出部は RC 支柱と節点質量として考慮する。

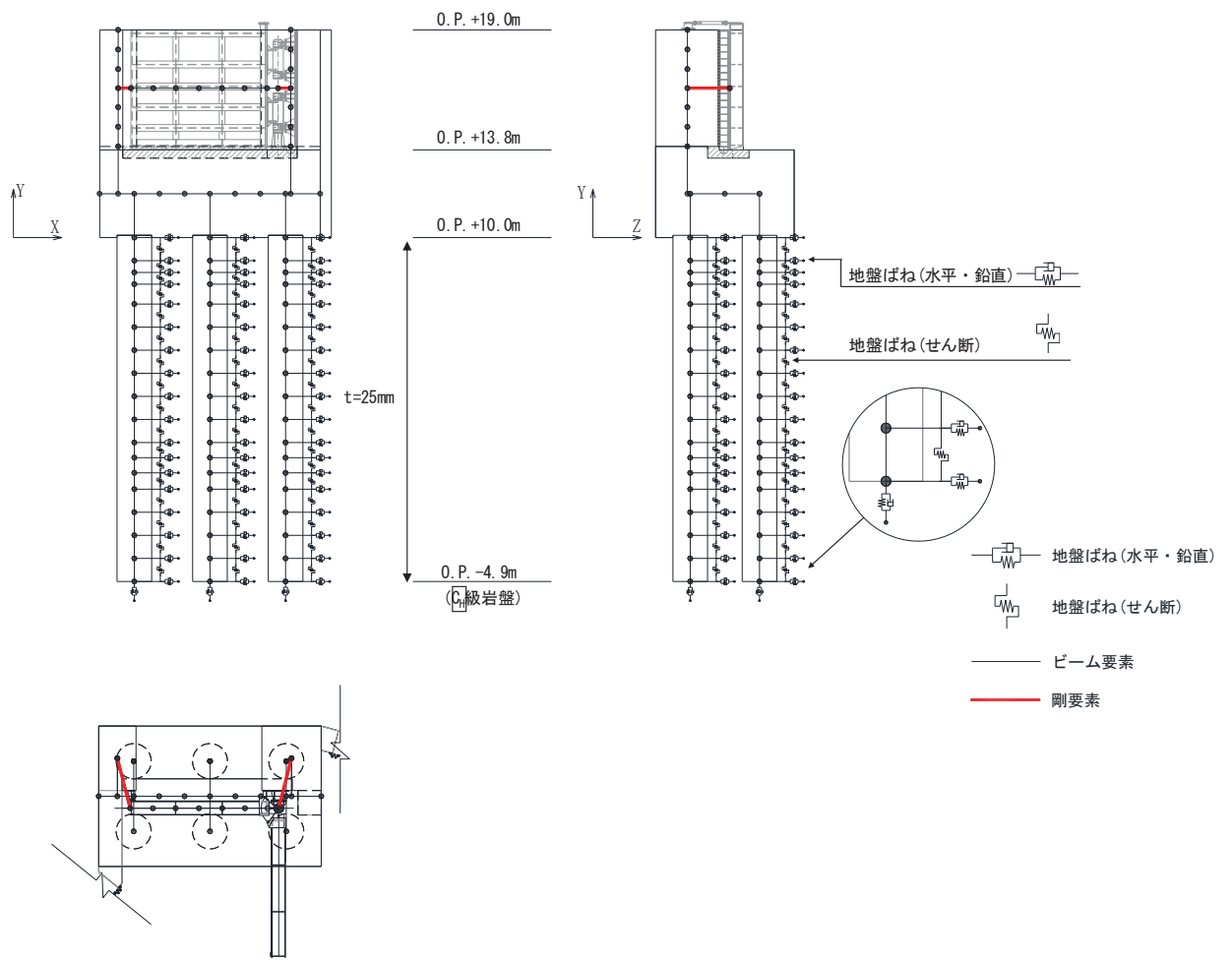


図 3.5-10 解析モデル (鋼製扉 2)

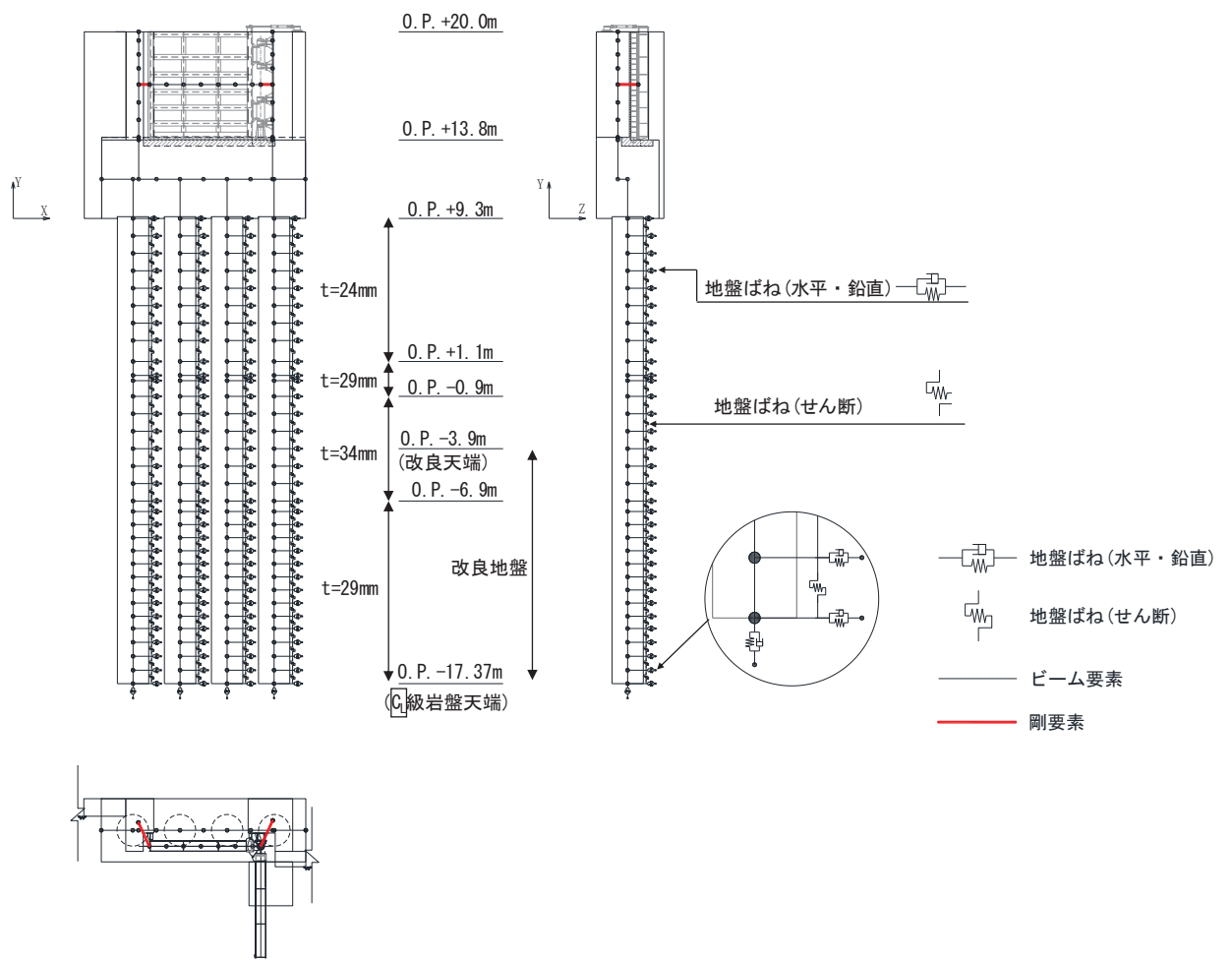
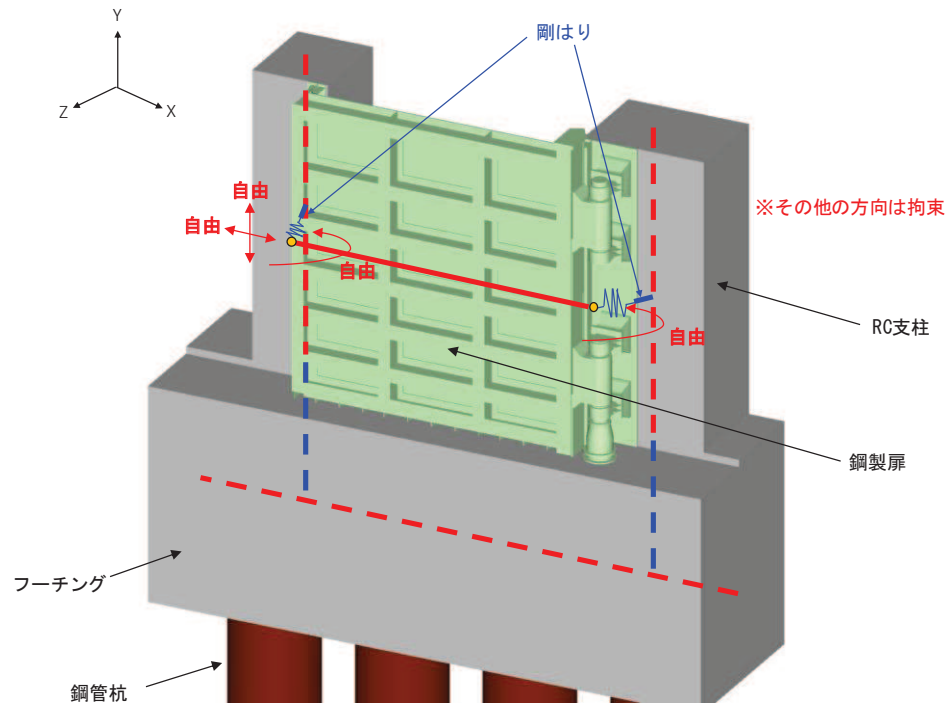


図 3.5-11 解析モデル (鋼製扉 3)



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
扉体軸方向(X方向)	自由*1	剛要素(偏心を考慮)
鉛直方向(Y方向)	自由*1	拘束
扉体軸直交方向(Z方向)	拘束	拘束
扉体軸方向周り	拘束	拘束
鉛直方向周り	自由*1	自由*2
扉体軸直交方向周り	拘束	拘束

注記*1: 扉体開閉側の扉体軸及び鉛直方向は、拘束度が小さいため、自由とする。また、鉛直方向周りについても、扉体の曲げ変形に対する拘束度が小さいため回転自由とする。

*2: ヒンジ側の鉛直方向周りは、ヒンジの機能を考慮し回転自由とする。

図 3.5-12 扉体と RC 支柱接合部のモデル化 (境界条件)

b. 地盤ばねのモデル化

(a) 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて、群杭効果を考慮し、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。なお、鋼製扉 2 においては、横断方向に 2 列杭となっているが、岩盤部に設置されており、杭間の相互作用は小さいと考えられることから、群杭係数は考慮しない。

イ. 水平地盤ばね

「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき剛性及び減衰係数を考慮する。

【剛性】

$$K_a = (k_h \times D \times \ell') \times N_p \times \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h \times D = \frac{1.3 \times E_s}{1 - \nu^2} \times \left(\frac{E_s \times D^4}{E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$$

$$E_s = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

ここで、

- K_a : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m)
- $k_h \times D$: 単位厚さ当たりの水平地盤ばね定数 (Francis のばね)
(kN/m²)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- N_p : 杭本数
- D : 杭径 (m)
- E_s : 地盤のヤング係数 (kN/m²)
- ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- α_{HH} : 杭頭における水平ばねの群杭係数 ※考慮しない
- $E_p \times I_p$: 杭体の曲げ剛性 (kN・m²)
- $\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$: Francis のばねに考慮する群杭効果

【減衰係数】

$$C_a = (c_h \times D \times \ell') \times N_p$$

$$c_h \times D = 1.57 \times \rho \times (V_s + V_{La}) \times D$$

$$V_{La} = \frac{3.4 \times V_s}{\pi \times (1 - \nu)}$$

ここで,

C_a : 減衰定数

$c_h \times D$: 単位厚さ当たりの水平減衰定数

ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)

N_p : 杭本数

D : 杭径 (m)

V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)

ρ : 地盤の密度 (t/m³)

V_{La} : Lysmer の波動速度 (m/s)

ν : 地盤のポアソン比

ロ. 鉛直地盤ばね

鉛直地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、杭周面及び杭下端に剛性と減衰を考慮する。

【剛性】

(杭周面)

$$K_v = S_v \times \ell \times e_v \times N_p$$

$$S_v = \frac{2\pi \times G}{\log_e \left(\frac{2 \times \gamma_m}{D} \right)}$$

$$\gamma_m = 2.5 \times L \times (1 - \nu)$$

(杭底面)

$$K'_v = \frac{\pi \times \rho \times D \times V_s^2}{2 \times (1 - \nu)} \times e_v \times N_p$$

ここで、

- K_v : 杭周鉛直地盤ばね (kN/m)
- K'_v : 杭底面鉛直地盤ばね (kN/m)
- S_v : 単位厚さ当たりの鉛直地盤ばね (kN/m²)
- ℓ : 杭の質点の分担長 (m)
- e_v : 鉛直分布ばねの群杭効果
- N_p : 杭本数
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- L : 杭長 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- D : 杭径 (m)
- ρ : 地盤の密度 (t/m³)
- V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)

【減衰係数】

(杭周面)

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \times \ell' \times N_p$$

$$C_{V(S)} = \pi \times \rho \times D \times V_s$$

(杭底面)

$$C'_V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho \times V_p \times N_p$$

ここで、

- $C_{V(G)}$: 群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

- $C_{V(S)}$: 単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰定数 (kN・s/m)
- C'_V : 杭底面の減衰係数
- ℓ' : 杭の質点の分担長 (m)
- N_p : 杭本数
- D : 杭径 (m)
- ρ : 地盤の密度 (t/m³)
- V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)
- V_p : 地盤の P 波速度 (m/s)

ハ. せん断地盤ばね

せん断地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、剛性を考慮する。

【剛性】

$$K_{b(G)} = N_p \times K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = \frac{G \times A_{S(S)}}{\ell}$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = \frac{\ell}{1.25 \times D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{D^2} = 2.15 \times \left(\frac{V_s}{V_p}\right)^{-0.35}$$

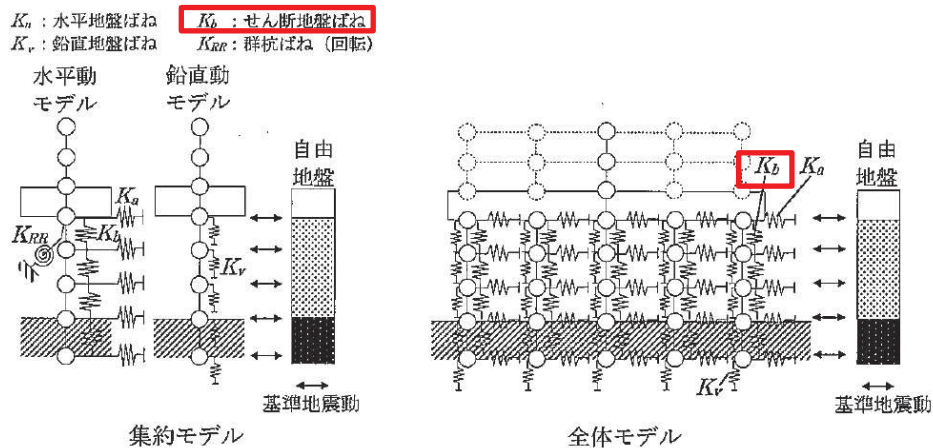
$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times \nu}{2 \times (1 - \nu)}}$$

ここで、

- $K_{b(G)}$: 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
- $K_{b(S)}$: 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)
- N_p : 杭本数
- ℓ : 杭の質点の分担長 (m)
- $A_{S(S)}$: 単杭の等価土柱面積 (m²)
- $A_{S0(S)}$: 単杭の等価土柱面積の下限値 (m²)
- D : 杭径 (m)
- ν : 地盤のポアソン比
- V_s : 地盤の S 波速度 (m/s)
- V_p : 地盤の P 波速度 (m/s)

なお、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮するためにせん断ばねを使用するものであるが、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するにあたり、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。

図 3.5-13 に、せん断地盤ばねの概要図を示す。



附图2.6-1 質点系モデル

図 3.5-13 せん断地盤ばねの概要図

（「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（JEAC4616-2009）」より抜粋）

(b) 非線形特性

非線形特性として、旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する地盤について、地震による地盤の非線形性及び杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮する。

地盤の非線形性については、自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、地盤ばね定数の算定に用いる地盤の剛性を自由地盤の一次元地震応答解析における収束剛性を用いるとともに、地盤の非線形を考慮した地震応答解析により作成した地盤応答を用いることで考慮する。なお、入力する地盤応答の詳細は(4)地盤応答作成モデルに示す。

さらに、上記のばね定数を初期剛性とし、地盤の最大水平耐力（極限地盤反力）を用い、図 3.5-14 に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデルを用いた非線形特性をモデル化することで、杭と地盤の相対変位による非線形についても考慮する。なお、非線形特性は水平地盤ばね及びせん断地盤ばねについて考慮し、鉛直地盤ばねについては杭体へ作用する軸力評価の保守性の観点から踏まえ、キャスク規程に基づき線形特性とした。

以下に、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねにおいて考慮する杭周地盤ばねの非線形

特性の概要を示す。

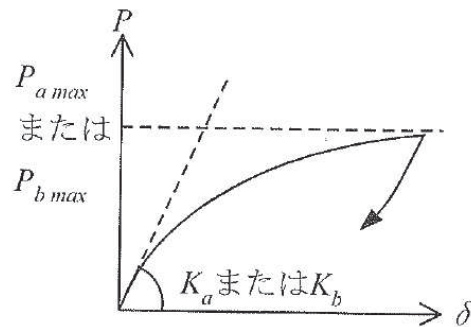


図 3.5-14 地盤ばねの非線形特性（双曲線モデル）の概要

【非線形特性の構成則】

$$P = \frac{K_a \cdot \delta}{1 + \frac{K_a \cdot \delta}{P_{amax}}} \quad (\text{水平地盤ばね})$$

$$P = \frac{K_b \cdot \delta}{1 + \frac{K_b \cdot \delta}{P_{bmax}}} \quad (\text{せん断地盤ばね})$$

ここで、

- K_a : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- P_{amax} : 水平地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- K_b : せん断地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- P_{bmax} : せん断地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)
- P : ばね反力 (kN)
- δ : 杭と地盤との相対変位 (m)

水平地盤ばねとせん断地盤ばねの最大耐力は、次に示す極限地盤反力によって定義する。

(水平地盤ばねの最大耐力)

$$P_{amax} = 3\sigma_0 \cdot K_p \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{砂質土})$$

$$P_{amax} = 9C_u \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{粘性土})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

ここで、

- σ_0 : 有効上載圧 (kN/m²)
- K_p : 受働土圧係数
- D : 杭の直径 (m)

- ℓ : 杭の節点の分担長 (m)
- N_p : 杭本数
- C_u : 非排水せん断強度 (kN/m²)
- φ : 内部摩擦角 (rad)

(せん断地盤ばねの最大耐力)

$$P_{bmax} = A_s \cdot \tau_{max}$$

$$A_s = K_b \cdot \frac{\ell}{G}$$

$$\tau_{max} = \sigma_0 \cdot \tan\varphi + C_u$$

ここで,

- A_s : 有効せん断面積 (m²)
- τ_{max} : 地盤のせん断強度 (kN/m²)
- D : 杭の直径 (m)
- ℓ : 杭の節点間距離 (m)
- G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

c. 境界条件

解析モデルの境界条件は、図 3.5-11～図 3.5-12 に示す解析モデルに対して、(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に、静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

(a) 静的解析

静的解析は構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することにより、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3.5-15 に示す。

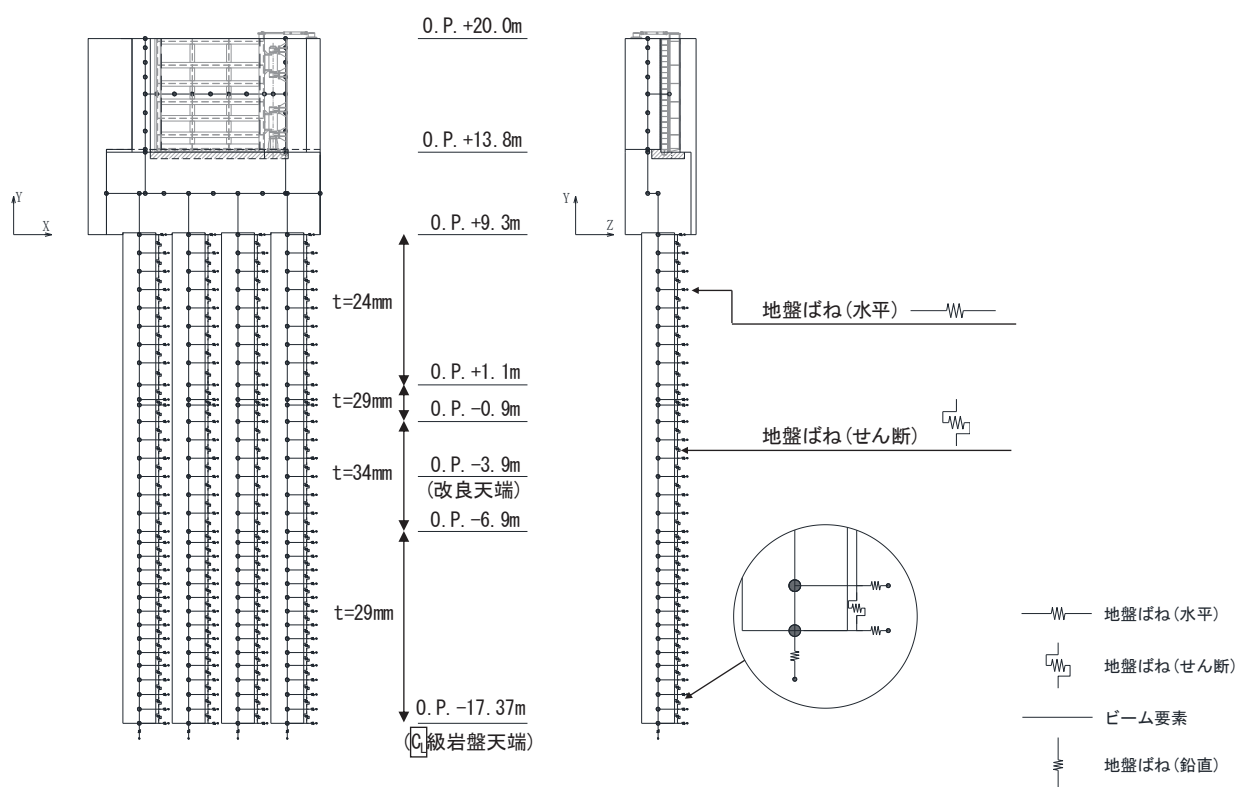


図 3.5-15 静的解析モデル (鋼製扉 3 の例)

(b) 固有値解析

固有値解析時の境界条件は、動的解析モデルに対して、地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3.5-16 に示す。

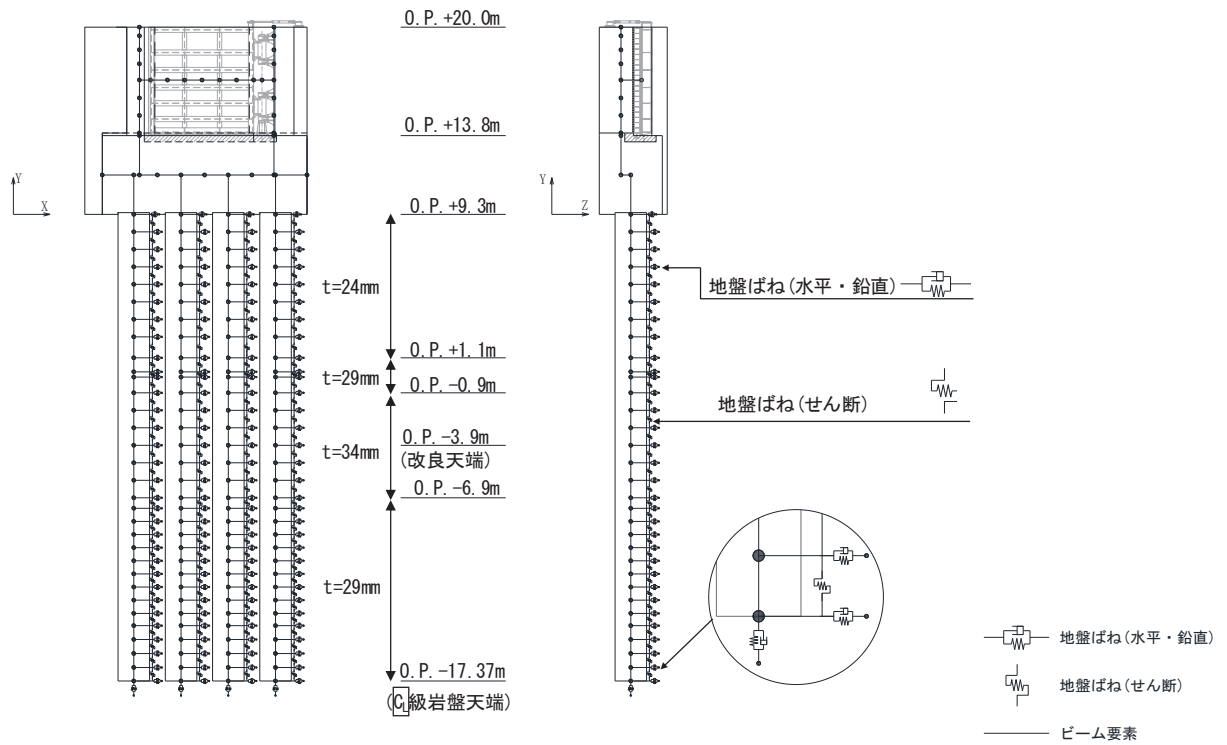


図 3.5-16 固有値解析モデル (鋼製扉 3 の例)

d. 地盤応答作成モデル



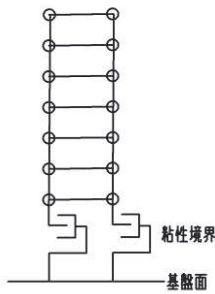
地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答は、鋼製扉3においては、有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。解析モデルは、3.1 評価対象にて選定した評価対象断面の地層構成図に基づき、各地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。

要素分割は、最大要素幅は4m、奥行きは1.0m、最大要素高さは対象とする地盤ごとに定めた波長の5分の1程度を目安に設定する。モデル下端は入力地震動を定義しているO.P.-201mとする。

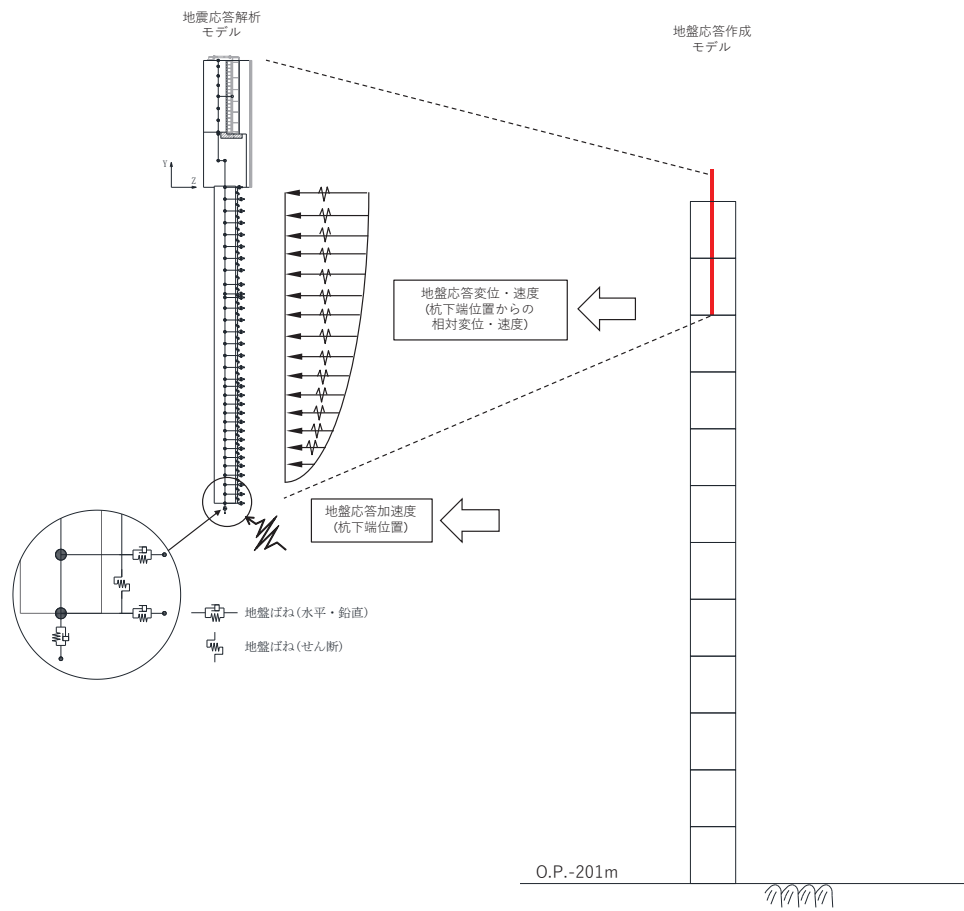
減衰は3.2.3に示すRayleigh減衰を考慮する。

非線形特性については、旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する要素については、修正GHEモデルを用いて非線形性を考慮する。その他の岩盤等の要素は線形モデルとする。なお、岩盤露頭部である鋼製扉2においては、杭周辺の地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論を用いた等価線形解析により、地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答を作成する。境界条件について、表3.5-8に示す。

表 3.5-8 地盤応答作成モデルの境界条件

	静的解析	固有値解析	地震応答解析
境界条件	底面：固定 側面：鉛直ローラー  上載荷重 水平固定 水平鉛直固定	底面：固定 側面：自由  水平鉛直固定	底面：粘性境界 節点接合部：左右同一変位拘束  粘性境界 基礎面

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は、加速度については、地震応答解析モデル下端（杭下端）位置における応答加速度波形（E+F）を入力する。また変位・速度については、杭周地盤ばね（水平・鉛直）を介し、モデル下端（杭下端）からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図3.5-17に示す。



(地盤応答作成モデルの赤線は防潮壁の位置関係の概念を示す。)

図 3.5-17 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要

3.5.7 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-9 に、材料の物性値を表 3.5-10 に示す。

表 3.5-9(1) 使用材料（鋼製扉 2）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=12mm
	主桁, 鉛直桁	SM570
	ヒンジ	SM490
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, 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。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 3.5-9(2) 使用材料（鋼製扉 3）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=9mm
	主桁, 鉛直桁	SM570
	ヒンジ	SM490
	鋼管杭*	φ 1800, SM570, t=24mm, 29mm, 34mm

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。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 3.5-10 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
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$	24.0	2.8×10^4	0.2
	$f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	3.3×10^4	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10^5	0.3

3.5.8 地盤の物性値

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

3.5.9 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位に基づき、地盤応答作成モデル（一次元全応力非線形解析）において単位体積重量において考慮する。

表 3.5-11 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮壁 (鋼製扉)	鋼製扉 2	O. P. +9.00m
	鋼製扉 3	O. P. -7.50m

3.5.10 評価方法

防潮壁（鋼製扉）の耐震評価は、地震応答解析に基づき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であることを確認する。

(1) 扉体

扉体は、主桁、鉛直桁とスキンプレート、ヒンジで構成されている。扉体の構造図を図3.5-18に示す。

扉体の評価は、これらの各部材について、図3.5-19に示すように、格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて、地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い、各要素に生じる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を算定し、許容限界以下であることを確認する。

扉体の応力度算定は、解析コード「FRAME マネージャ Ver. 6.0.1」を使用する。

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

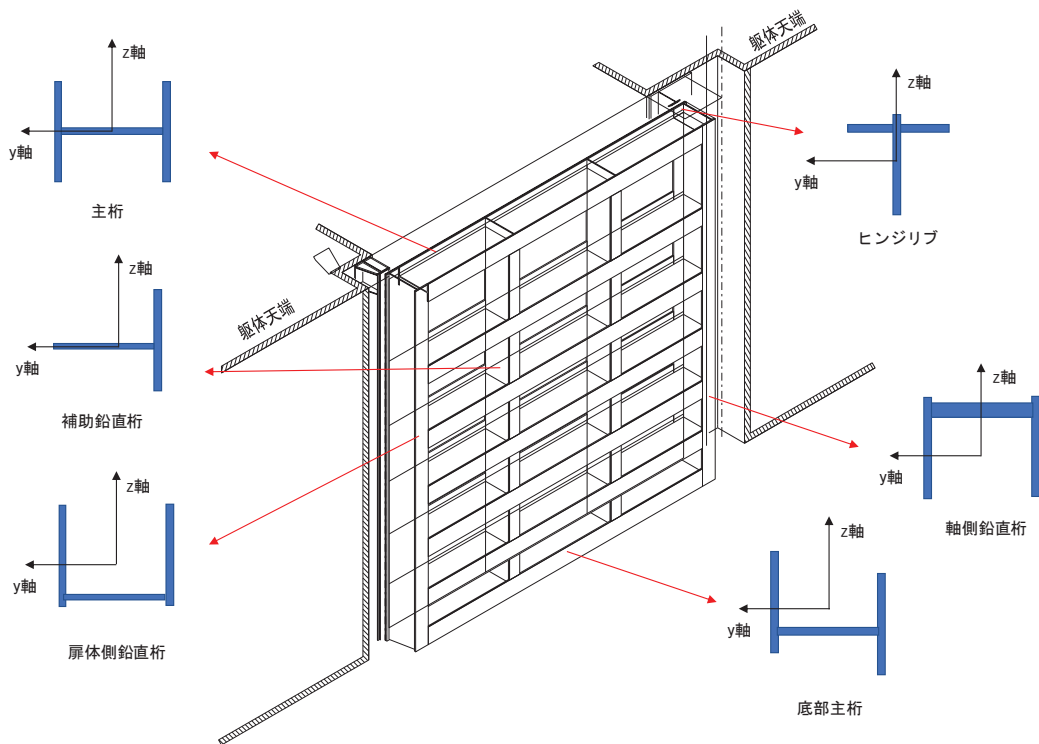
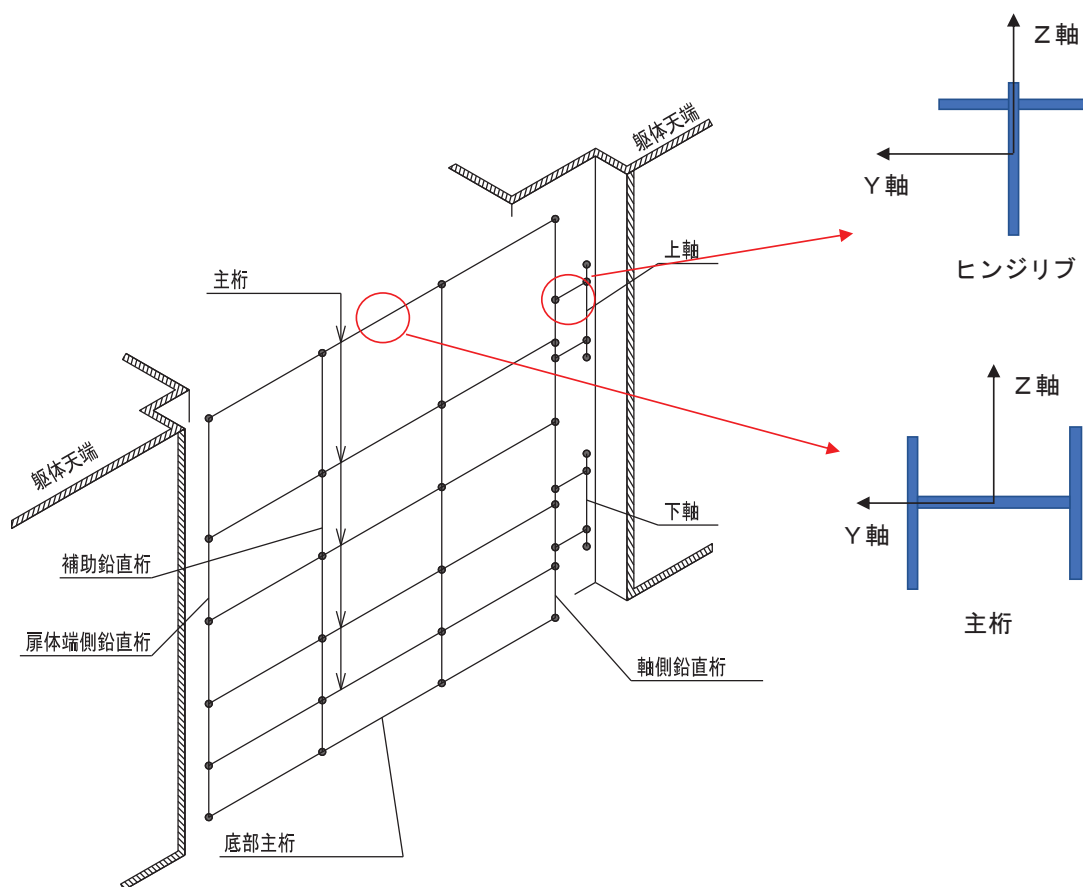


図 3.5-18 扉体の構造概要図



(モデル化の考え方)

- ・ 扉体(主桁・鉛直桁)をモデル化した際の節点は主桁と鉛直桁の接合箇所及びヒンジ部との接合箇所に設けた。
- ・ ヒンジ部をモデル化した際の節点はリブと回転軸の接続箇所、外径の変化する箇所、ヒンジの中央部及び支点設定のために軸受の中心位置に節点を設けた。

図 3.5-19 扉体モデル形状

a. 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向(桁軸直角方向)、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法(1.0:0.4)により評価する。

荷重の組合せケースを表3.5-12に、荷重算定に用いる設計震度を表3.5-13に示す。

表 3.5-12 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$
2	$G + P_s + P_k + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$
3	$G + P_s + P_k - 1.0S_{SH} + 0.4S_{SV}$
4	$G + P_s + P_k - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$
5	$G + P_s + P_k + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$
6	$G + P_s + P_k - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$
7	$G + P_s + P_k + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$
8	$G + P_s + P_k - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_{SH} : 水平方向地震荷重 (自重 $\times K_H$)

S_{SV} : 水平方向地震荷重 (自重 $\times K_V$)

表 3.5-13 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
鋼製扉 2	追而	追而
鋼製扉 3	追而	追而

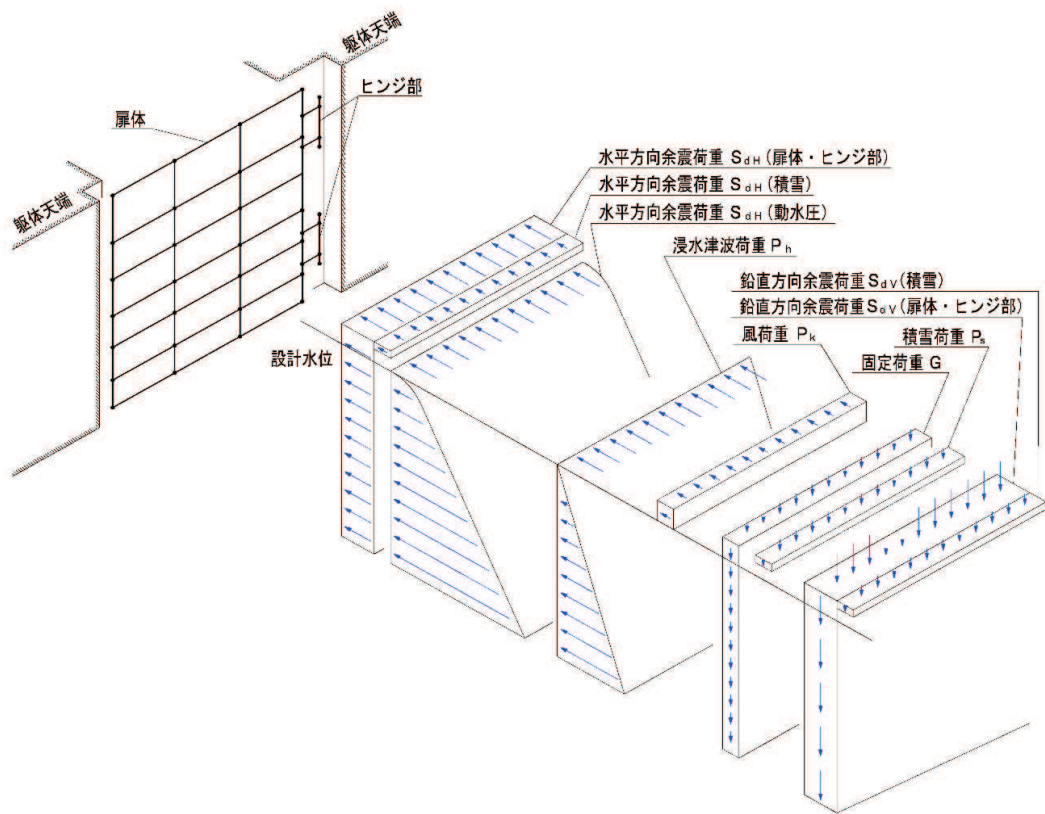
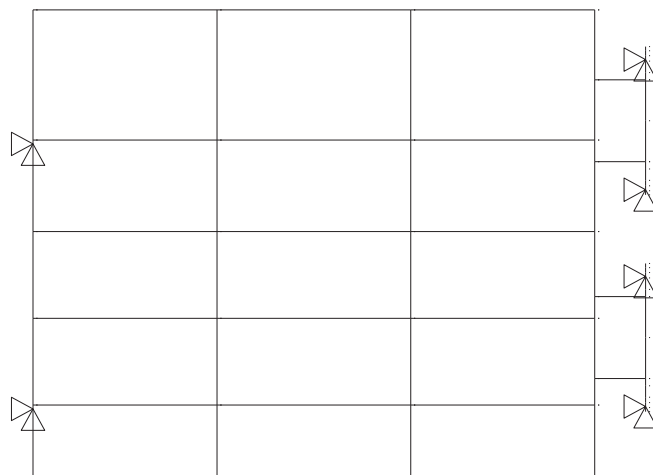
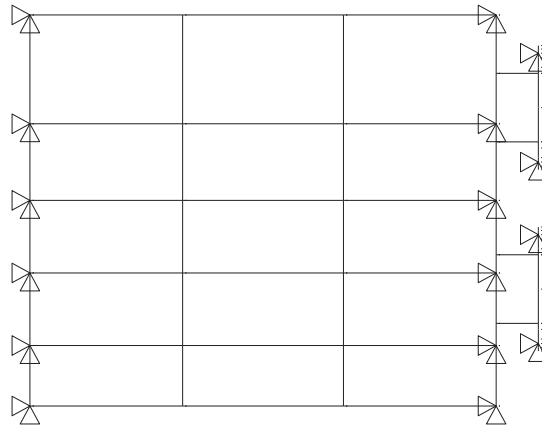


図 3.5-20(1) 静的解析概念図
(荷重作用図)



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
桁軸方向(X方向)	拘束	拘束
鉛直方向(Y方向)	拘束	拘束

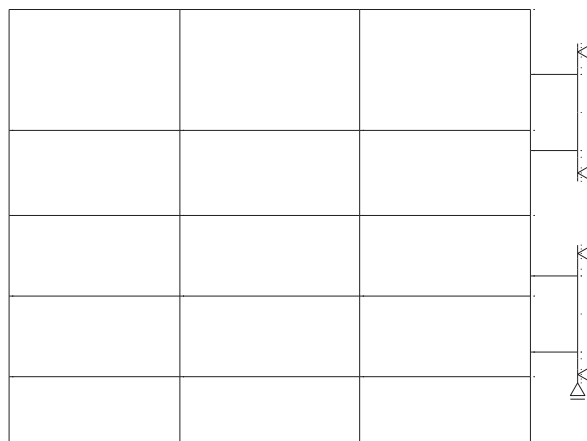
図 3.5-20(2) 静的解析概念図
(水平荷重作用時 (扉体が開き方向側に作用) の境界条件)



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
桁軸方向(X方向)	拘束 (全節点)	拘束 (全節点)
鉛直方向(Y方向)	拘束 (全節点)	拘束 (全節点)

図 3.5-20(3) 荷重作用図

(水平荷重作用時 (扉体が閉じ方向側に作用) の境界条件)



方向	拘束条件	
	扉体開閉側	ヒンジ側
桁軸方向(X方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束 (下端部)

図 3.8-3(4) 荷重作用図

(水平荷重作用時 (扉体が閉じ方向側に作用) の境界条件)

b. 曲げ軸力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）の曲げモーメント及び軸力を用いて，次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

扉体（スキンプレート）に作用する応力度は，4辺を支持された板の曲げ応力度の計算式により照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_{X1}}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで，

- σ_1 : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)
- N_{X1} : 扉体の軸力 (kN)
- A_1 : 扉体の有効断面積 (m²)
- M_{Y1} : 扉体に発生するY軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Y1} : 扉体のY軸周りの有効断面係数 (m³)
- M_{Z1} : 扉体に発生するZ軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Z1} : 扉体のZ軸周りの有効断面係数 (m³)

c. せん断力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）のせん断力を用いて次式に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。

$$\tau_1 = \frac{T_{X1}}{Z_1} \pm \frac{S_{Y1}}{A_{Y1}} \pm \frac{S_{Z1}}{A_{Z1}} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで，

- τ_1 : 扉体のせん断力より算定される応力 (kN/m²)
- T_{X1} : 扉体のねじりモーメント (kN・m)
- Z_1 : 扉体の極断面係数 (mm³)
- S_{Y1} : 扉体に発生するY軸方向のせん断力 (kN)
- A_{Y1} : 扉体のせん断抵抗断面積 (m²)
- S_{Z1} : 扉体に発生するZ軸方向のせん断力 (kN)
- A_{Z1} : 扉体のせん断抵抗断面積 (m²)

d. 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

σ_1 : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

τ_1 : 扉体のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

(2) RC 支柱

RC 支柱は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。

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

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、RC 支柱断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置及び時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せずに、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.5-14 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.5-14 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	1800 (t=23.55s)	1200 (t=30.50s)	80 (t=21.56s)
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評価用断面力	1800 (t=23.55s)	1200 (t=30.50s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	1800 (t=23.55s)	—	80 (t=21.56s)

(3) フーチング

フーチングは、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。

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

なお、照査における評価用断面力の組合せについて、曲げモーメントは、フーチング断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際、組み合わせる軸力については、発生位置及び時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せずに、全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し、コンクリートの照査では最大値、鉄筋の照査では最小値を使用する。また、曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.5-15 に、コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.5-15 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	-20 (t=7.81s)
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評価用断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	—	-20 (t=7.81s)

(4) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント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。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)

N_4 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_4 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)

Z_4 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

b. せん断力照査（杭体）

せん断力を用いて次式に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。

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

τ_4 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_4 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

A_4 : 鋼管杭の断面積 (mm²)

κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

c. 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、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，平成 24 年 3 月）に基づき，図 3.5-21 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

許容限界である降伏曲げモーメント算定は，解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

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

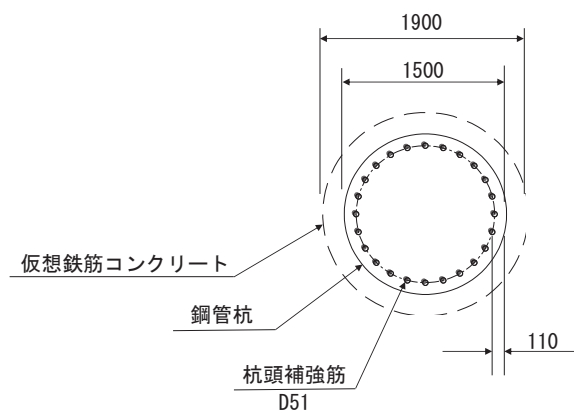


図 3.5-21 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

(5) 止水ジョイント部材

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

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁、鋼板-鋼製扉、鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮堤）間に区分される。

よって、止水ジョイント部材の照査については、これらの区分ごとに、地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。相対変位量の算出は時刻歴相対変位として算出する。

なお、止水ジョイント部材の相対変位量の照査は、鋼板部間の境界部に加え、鋼板部と鋼桁部や鋼製扉部との境界部や防潮壁と異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との境界部も含めた照査を行う必要があるため、評価結果については「6.3.10 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」にまとめて示す。

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

3.6 評価条件

追而

4. 評価結果

追而

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	9
4. 固有値解析	10
4.1 固有振動数の計算方法	10
4.2 固有振動数の計算条件	11
4.3 固有振動数の計算結果	11
5. 構造強度評価	12
5.1 構造強度評価方法	12
5.2 荷重及び荷重の組合せ	12
5.3 許容限界	13
5.4 設計用地震力	14
5.5 解析モデル及び諸元	15
5.6 評価方法	18
6. 評価結果	24

[別紙1] 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の構造図

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）（以下、「防潮壁」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮壁に要求される機能の維持を確認するに当たっては、固有値解析及び応力評価により行う。

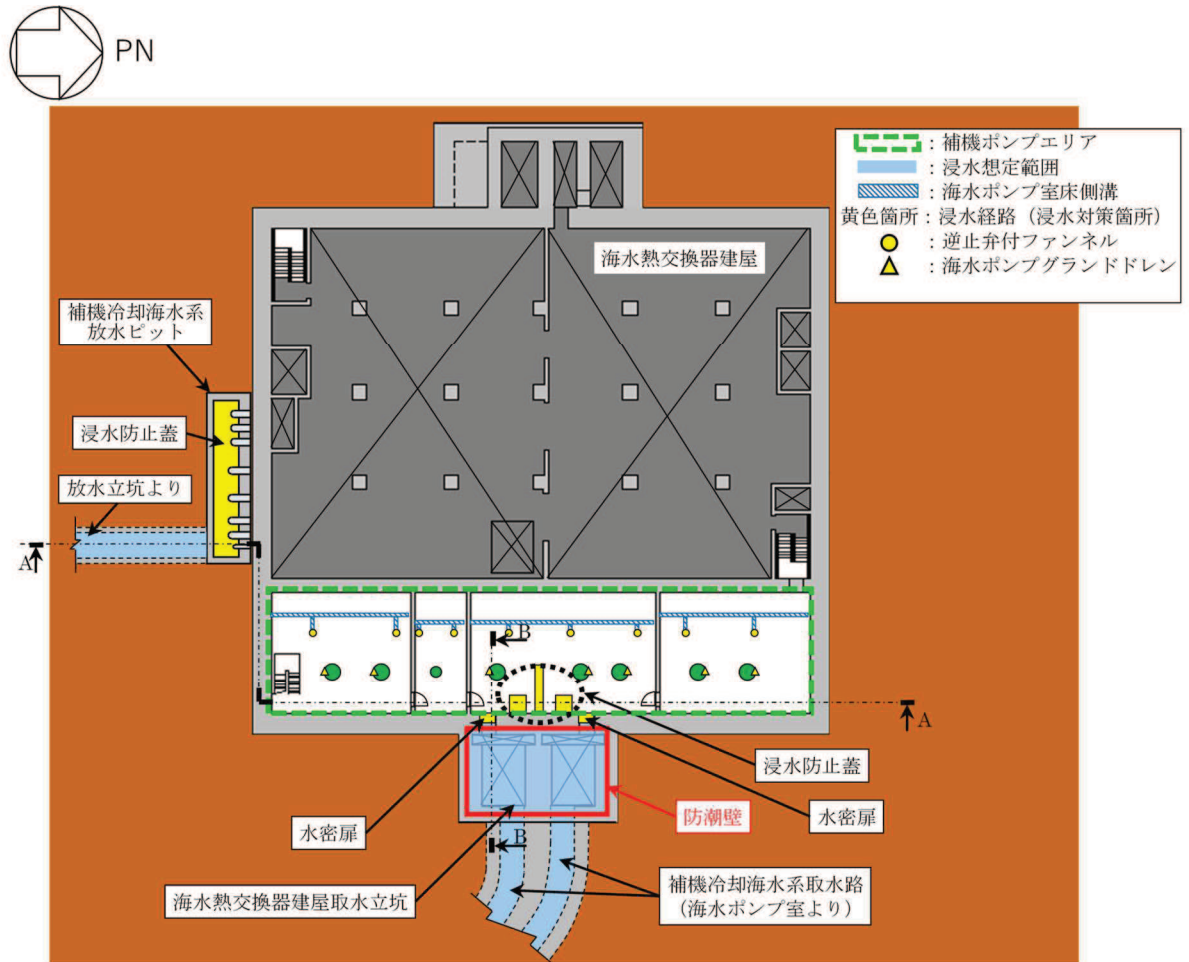
なお、防潮壁の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

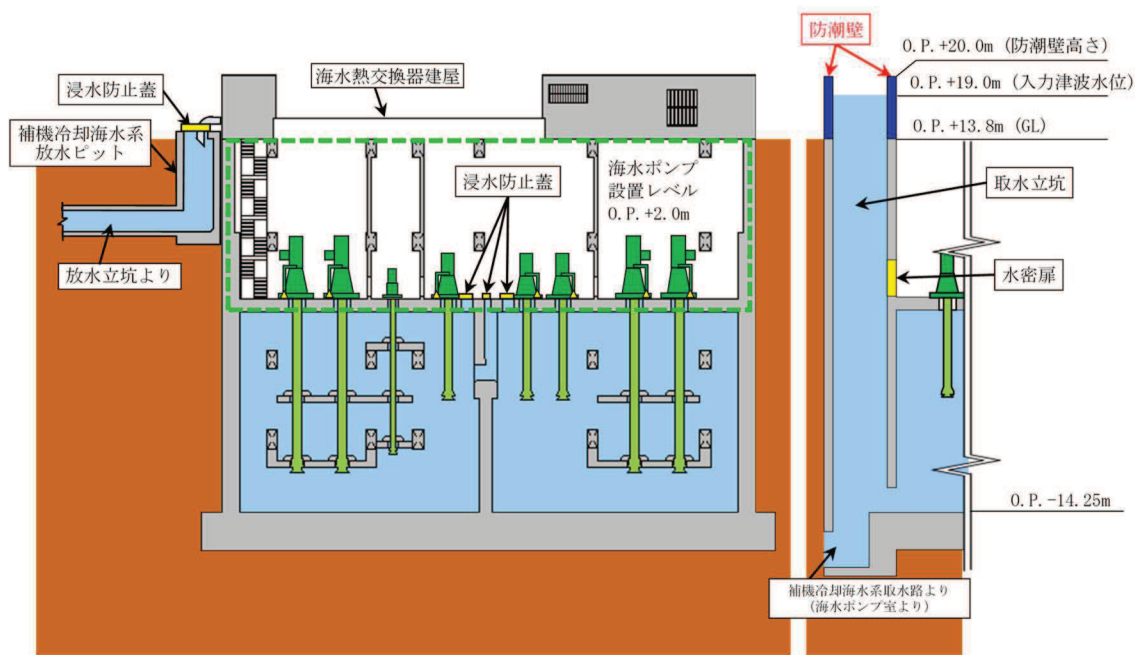
防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。

防潮壁の設置位置図を図2-1に示す。



第3号機海水熱交換器建屋 0.P.14.00m

図2-1 防潮壁の設置位置図(1/2)



A-A 断面図

B-B 断面図

図 2-1 防潮壁の設置位置図(2/2)

2.2 構造計画

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。

上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。

防潮壁の構造計画を表2-1に示す。

また、設計津波水位及び防潮壁の天端高さを表2-2に示す。

表2-1 防潮壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。	上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。	<p>平面図</p> <p>A-A 正面図</p>

表2-2 設計津波水位及び防潮壁の天端高さ

設置場所 (m)	設計津波水位 (入力津波水位) (m)	防潮壁の天端高さ (m)
O. P. 14. 00	O. P. 19. 50 (O. P. 19. 00)	O. P. 20. 00

2.3 評価方針

防潮壁の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す防潮壁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-2 に示す。

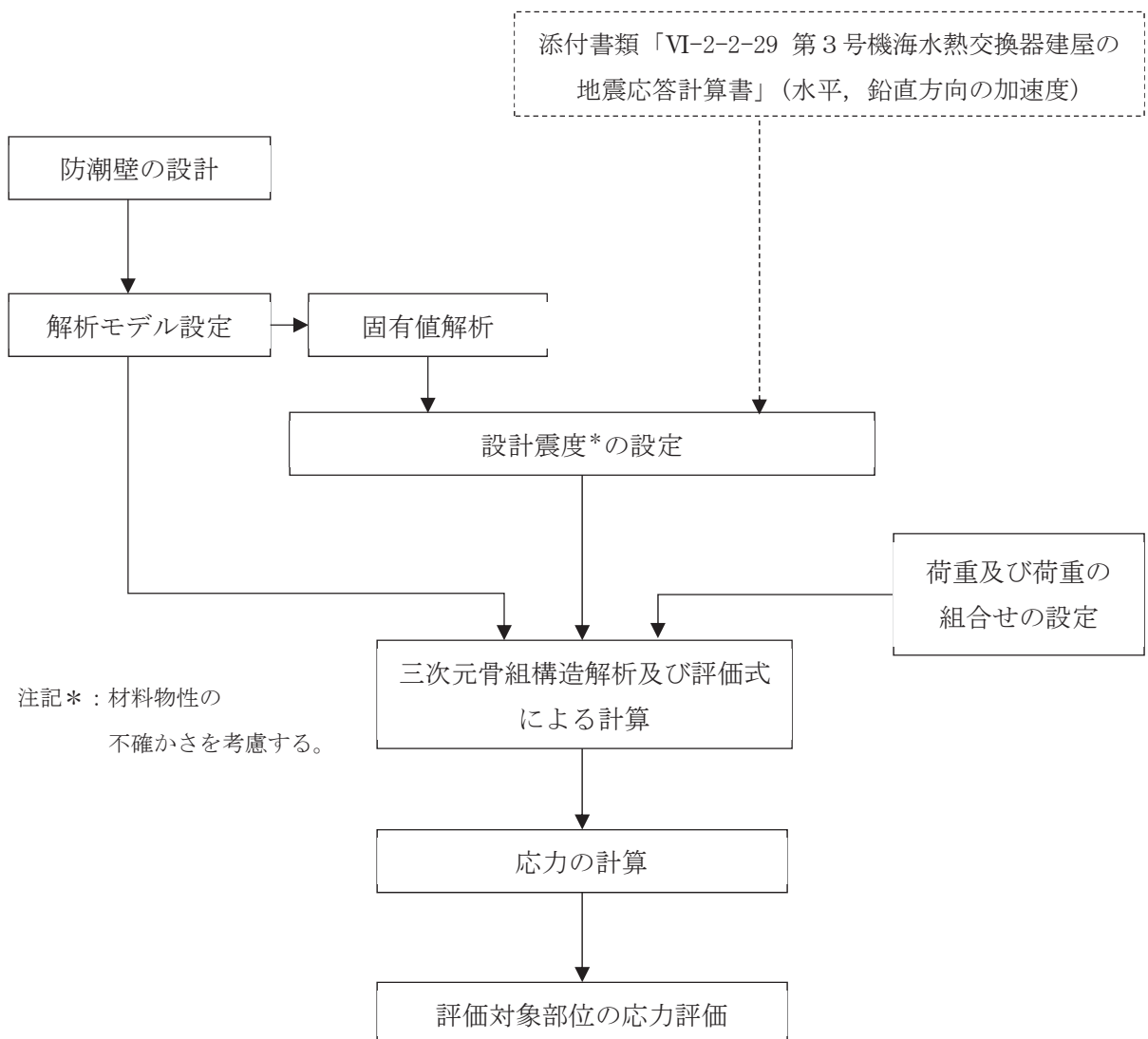


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- 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）
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- 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）
- 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- 日本機械学会 2005 年 機械工学便覧

2.5 記号の説明

防潮壁の耐震評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_k	kN/m ²	風圧力
P_w	N/mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さなりに作用する水平荷重
A	mm ²	全断面積
A_N	mm ²	有効断面積
A_s	mm ²	せん断断面積
A_{s_y}	mm ²	y 軸方向のせん断断面積
A_{s_z}	mm ²	z 軸方向のせん断断面積
E	N/mm ²	縦弾性係数
ν	—	ポアソン比
K_{NS}	—	基準地震動 S_s の NS 方向設計震度
K_{EW}	—	基準地震動 S_s の EW 方向設計震度
K_H	—	基準地震動 S_s の水平方向設計震度
K_V	—	基準地震動 S_s の UD 方向設計震度
f_c	N/mm ²	許容圧縮応力度
f_t	N/mm ²	許容引張応力度
f_b	N/mm ²	許容曲げ応力度
ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁（鋼板）の密度
g	m/s ²	重力加速度 (=9.80665)
t	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の板厚
L	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ
b	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ
M	N·mm	曲げモーメント
Q	N	せん断応力
T	N	引張応力
I_y	mm ⁴	y 軸まわりの断面二次モーメント
I_z	mm ⁴	z 軸まわりの断面二次モーメント
Z_y	mm ³	y 軸まわりの断面係数
Z_z	mm ³	z 軸まわりの断面係数

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
Z	mm^3	断面係数
σ_t	N/mm^2	引張応力度
σ_c	N/mm^2	圧縮応力度
σ_b	N/mm^2	曲げ応力度
σ_{bX}	N/mm^2	X軸まわりの曲げ応力度
σ_{bY}	N/mm^2	Y軸まわりの曲げ応力度
${}_c\sigma_b$	N/mm^2	圧縮側曲げ応力度
${}_t\sigma_b$	N/mm^2	引張側曲げ応力度
τ	N/mm^2	せん断応力度
f_{bX}	N/mm^2	X軸まわりの許容曲げ応力度
f_{bY}	N/mm^2	Y軸まわりの許容曲げ応力度
N	N	圧縮応力
T_d	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力
T_a	kN	アンカーボルトの短期許容引張荷重
q_a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重
ℓ	m	防潮壁高さ
k	N/m	防潮壁の剛性
m	kg	防潮壁の質量
f	Hz	固有振動数
P_c	N/mm	間柱の単位長さあたりに作用する水平荷重
d	mm	間柱の負担幅
ρ_c	N/m	間柱の単位長さ重量
L_c	mm	鋼製間柱の支点間長さ

3. 評価対象部位

評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、地震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位は、地震に伴う慣性力が防潮壁の鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱及び鋼製ブレースに伝わり、上部工を固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトとする。評価対象部位を図3-1に示す。

なお、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトについては、水平2方向及び鉛直方向地震力を組合せ係数法により組合せて評価を実施する。

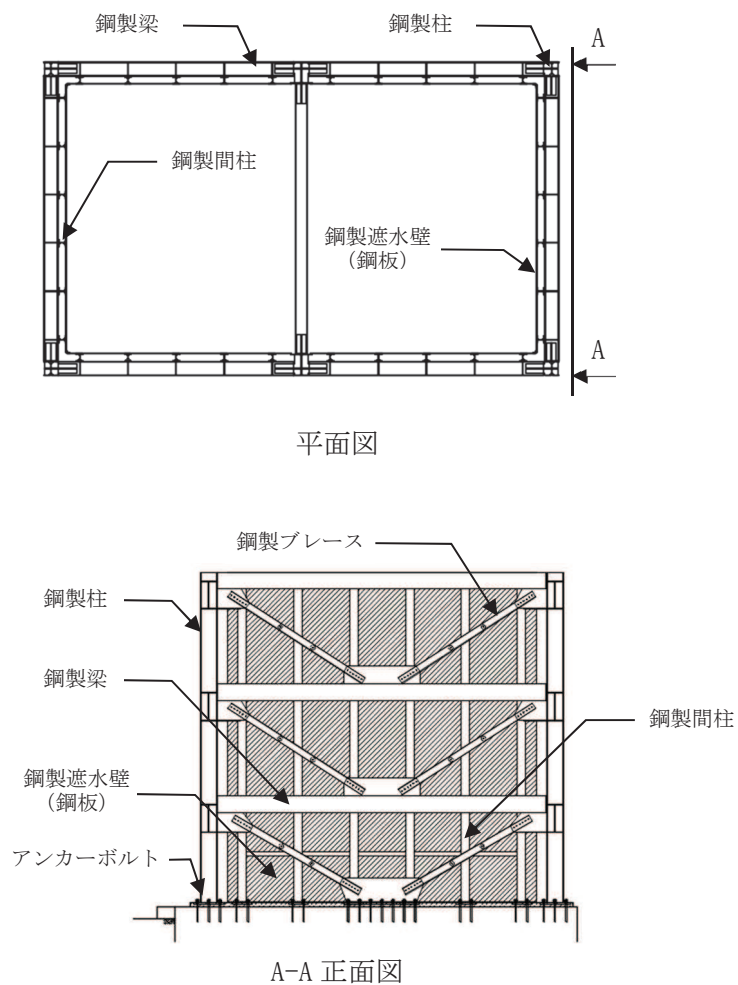


図3-1 評価対象部位

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

防潮壁の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を求める。

4.1.1 解析モデルの設定

各部位の寸法や形状を踏まえ片持ち梁に単純化したモデルとする。防潮壁の評価モデル図を図4-1に示す。

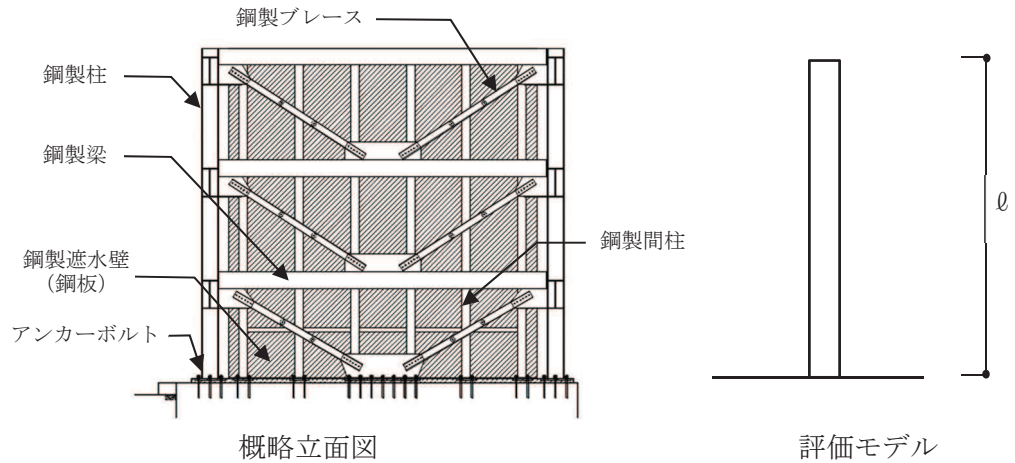


図4-1 防潮壁の評価モデル図

4.1.2 記号の説明

固有振動数算出に用いる記号を表4-1に示す。

表4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	固有振動数
l	m	防潮壁高さ
m	kg	防潮壁の質量
k	N/m	防潮壁の剛性

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「日本機械学会 2005年 機械工学便覧」に基づき以下の式より算出する。

$$f = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表4-2に示す。剛性は、原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）に示されるK型ブレースの復元力特性の初期剛性を設定する。

表4-2 固有振動数の計算条件

防潮壁高さ l (m)	剛性 k (N/m)	質量 m (kg)
6.0	2.20×10^6	5.09×10^4

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表4-3に示す。計算結果より、剛であることを確認した。

表4-3 固有振動数の計算結果

固有振動数 f (Hz)
52.02

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

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

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重

防潮壁の耐震評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(2) 地震荷重(S_s)

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し、0.301kN/m²を考慮する。

(4) 風荷重(P_k)

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表5-1に示す。

表5-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P _s + P _k + S _s

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

5.3 許容限界

許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに機能損傷モードを考慮し、短期許容応力度又は短期許容荷重とする。

5.3.1 鋼板及び鉄骨材

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき算定した鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度を表 5-2 に示す。

表 5-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SS400 SM400A	235	135	235
SM490A	325	187	325

注記*：短期許容引張応力度の値を示す。

5.3.2 アンカーボルト

「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算出したアンカーボルトの短期許容荷重を表 5-3 に示す。

なお、引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体の付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、アンカーボルト母材のせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 5-3 アンカーボルトの短期許容荷重

材質	項目		短期許容荷重 (kN/本)
・アンカーボルト SS400	引張	ボルトの降伏耐力	82.8
		許容付着耐力	<u>57.8</u>
・コンクリート F _c =32.4N/mm ²	せん断	ボルトのせん断耐力	57.9
		コンクリートの付着耐力	105.8
		コーン状破壊耐力	<u>44.8</u>

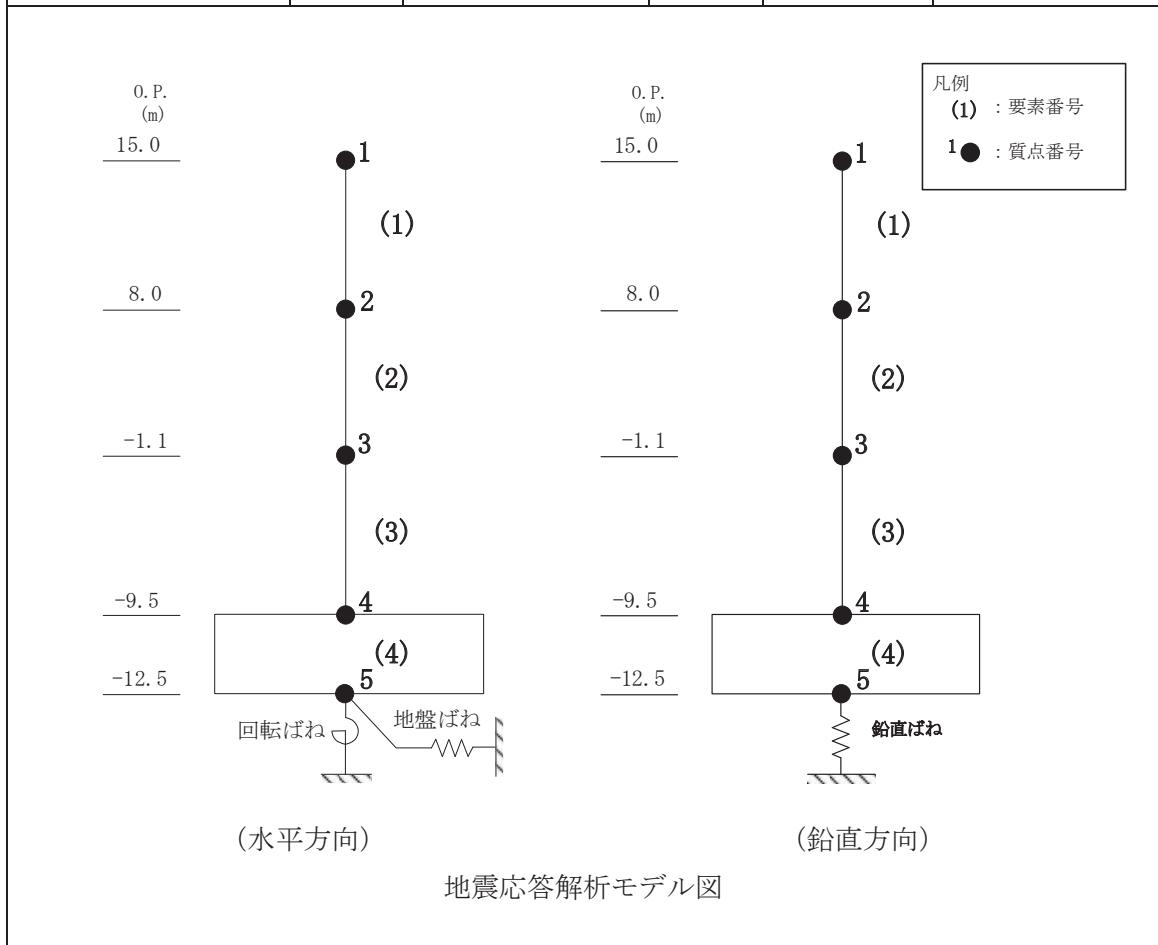
注：下線は引張およびせん断の短期許容荷重

5.4 設計用地震力

「4.3 固有振動数の計算結果」に示したとおり固有振動数が20Hz以上であることを確認したため、耐震評価に用いる設計震度は材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析結果及び評価で用いる設計震度を表5-4に示す。

表5-4 地震応答解析結果及び評価で用いる設計震度

地震時荷重算出位置 (m)	地震応答解析結果				設計震度
	方向	基準地震動 S_s	ケース	最大加速度 (cm/s^2)	
O.P. 15.00	NS	$S_s - D 2$	5	2410	$K_{NS} = 2.46$
	EW	$S_s - F 3$	5	2029	$K_{EW} = 2.07$
	UD	$S_s - D 2$	2	1243	$K_V = 1.27$



注：表中のO.P.は第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書での値を示す。

5.5 解析モデル及び諸元

5.5.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルおよび諸元

鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルを図5-1に示す。

- (1) 解析モデルの諸元及び部材の断面性能を表5-5及び表5-6に示す。
- (2) モデル化する部材は、主要な構造部材として力を負担する鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースとする。その他の鋼製遮水壁及び鋼製間柱等の主要構造体に力を流す部材は相互に影響を与えないため、別途、部分モデルにより評価する。
- (3) 解析モデルは、各部材を表5-7に示す要素を用いてモデル化する。なお、アンカーボルトで固定する脚部はピン支持とし、モデル化は基本部材の軸心で行うものとする。
- (4) 解析コードは「KANSAS2」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-64 計算機プログラム(解析コード)の概要・KANSAS2」に示す。

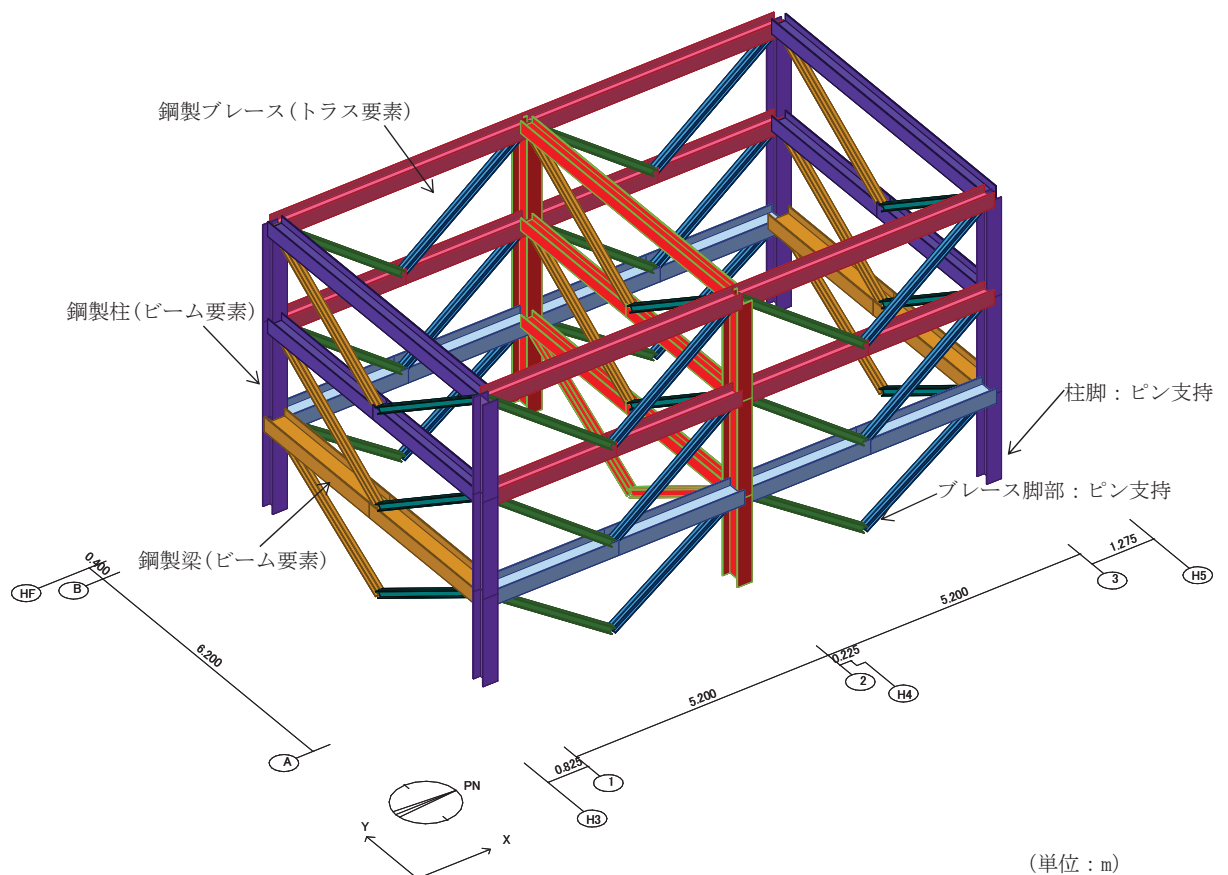


図5-1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデル

表 5-5 解析モデルの諸元

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	SS400 SM400A SM490A
縦弾性係数	E	N/mm ²	205000
ポアソン比	ν	—	0.3

表 5-6 断面性能

部材	断面積 A[mm ²]	せん断断面積		断面二次モーメント		断面係数	
		A _{sy} [mm ²]	A _{sz} [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	Z _y [mm ³]	Z _z [mm ³]
鋼製柱	14620	9600	5016	52500×10 ⁴	7210×10 ⁴	2010×10 ³	480×10 ³
鋼製梁 ①	21150	6000	15000	11300×10 ⁴	117000×10 ⁴	750×10 ³	3760×10 ³
鋼製梁 ②	15390	4444	10800	8110×10 ⁴	54700×10 ⁴	540×10 ³	2190×10 ³
鋼製梁 ③	11850	2700	9000	6750×10 ⁴	20200×10 ⁴	450×10 ³	1220×10 ³
鋼製梁 ④	9143	1998	7000	3650×10 ⁴	10700×10 ⁴	292×10 ³	781×10 ³
鋼製ブレース ①	6118	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ②	4742	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ③	3422	—	—	—	—	—	—

表 5-7 使用要素

部材	使用要素	使用材料	使用断面
鋼製柱	ビーム要素	SM400A	BH-450×300×12×16
鋼製梁	ビーム要素	SM490A	① H-550×300×12×25 ② H-440×300×11×18 ③ H-300×300×10×15 ④ H-250×250×9×14
鋼製ブレース	トラス要素	SS400	① 2[-150×75×9×12.5 ② 2[-150×75×6.5×10 ③ 2[-125×65×6×8

5.5.2 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

鋼製遮水壁（鋼板）の諸元を表 5-8 に示す。

表 5-8 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製遮水壁 （鋼板）	SM490A	P L-16 P L-12 P L-9

5.5.3 鋼製間柱の諸元

鋼製間柱の諸元を表 5-9 に示す。

表 5-9 鋼製間柱の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製間柱	SM490A	H-150×150×7×10

5.6 評価方法

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき、鉄骨及び鋼板の断面に生じる軸力及び曲げモーメント並びにせん断力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

また、アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が短期許容荷重を超えないことを確認する。

5.6.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの評価方法

(1) 圧縮応力に対する断面の評価方法

圧縮応力が生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する。

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

ここで、

σ_c : 圧縮応力度(=N/A) (N/mm²)

N : 圧縮応力(N)

A : 全断面積(mm²)

f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)

(2) 引張応力に対する断面の評価方法

引張応力が生じる部材は、部材に生じる引張応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_t : 引張応力度(=T/A_N) (N/mm²)

T : 引張応力(N)

A_N : 有効断面積(mm²)

f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる最大曲げ応力度が許容曲げ応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}} \leq 1$$

ここで、

σ_{bX} , σ_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの曲げ応力度(=M/Z) (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

f_{bX} , f_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(4) 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度(=Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断応力 (N)

A_s : せん断断面積 (mm²)

(5) 引張応力、曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

引張応力、曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

(6) 圧縮応力及び曲げモーメントの組合せ評価方法

圧縮応力及び曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度を下式により考慮する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c \sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

$c \sigma_b, t \sigma_b$: 圧縮側及び引張側の曲げ応力度 (N/mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

5.6.2 アンカーボルトの評価方法

(1) 引張力に対する評価方法

アンカーボルトに作用する引張力を算出し、アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_d / T_a \leq 1$$

ここで、

T_d : アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

T_a : アンカーボルトの短期許容引張荷重 (kN)

(2) せん断力に対する評価方法

アンカーボルトに作用するせん断力を算出し、アンカーボルトの短期許容せん断荷重を下回ることを確認する。

$$q / q_a \leq 1$$

ここで、

q : アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

q_a : アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

(3) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式により算出し、1 以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

5.6.3 鋼製遮水壁（鋼板）の評価方法

(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル

鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデルを図5-2に示す。

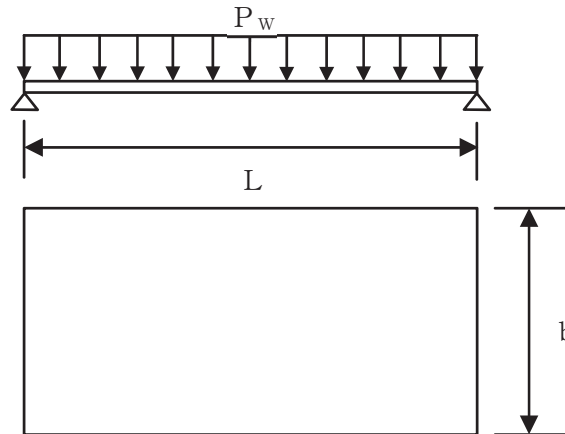


図5-2 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル図

鋼製遮水壁（鋼板）に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_w = K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g \cdot b$$

ここで、

P_w ：鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重（N/mm）

K_H ：基準地震動 S_s の水平方向設計震度（ K_{NS} または K_{EW} ）

ρ_w ：鋼製遮水壁（鋼板）の密度（kg/mm³）

t ：鋼製遮水壁（鋼板）の板厚（mm）

g ：重力加速度（m/s²）

b ：鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ（mm）

鋼製遮水壁（鋼板）に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_w \cdot L^2 / 8$$

$$Q = P_w \cdot L / 2$$

ここで、

M ：曲げモーメント（N・mm）

Q ：せん断力（N）

L ：鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ（mm）

5.6.4 鋼製間柱の評価方法

(1) 鋼製間柱の評価モデル

鋼製間柱の評価モデルを図5-3に示す。

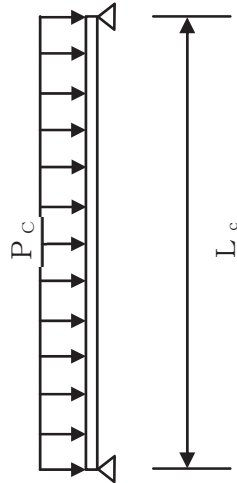


図5-3 鋼製間柱の評価モデル図

鋼製間柱に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_C = (K_H \cdot \rho_W \cdot t \cdot g + P_k \cdot 10^3) \cdot d + K_H \cdot \rho_C$$

ここで、

P_C : 間柱の単位長さあたりに作用する水平荷重 (N/mm)

K_H : 基準地震動 S_s の水平方向設計震度 (K_{NS} または K_{EW})

ρ_W : 鋼製遮水壁 (鋼板) の密度 (kg/mm^3)

t : 鋼製遮水壁 (鋼板) の板厚 (mm)

g : 重力加速度 (m/s^2)

P_k : 風圧力 (kN/m^2)

d : 間柱の負担幅 (mm)

ρ_C : 間柱の単位長さ重量 (N/mm)

鋼製間柱に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_C \cdot L_C^2 / 8$$

$$Q = P_C \cdot L_C / 2$$

ここで、

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

L_C : 鋼製間柱の支点間長さ (mm)

6. 評価結果

防潮壁の耐震評価結果を表 6-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

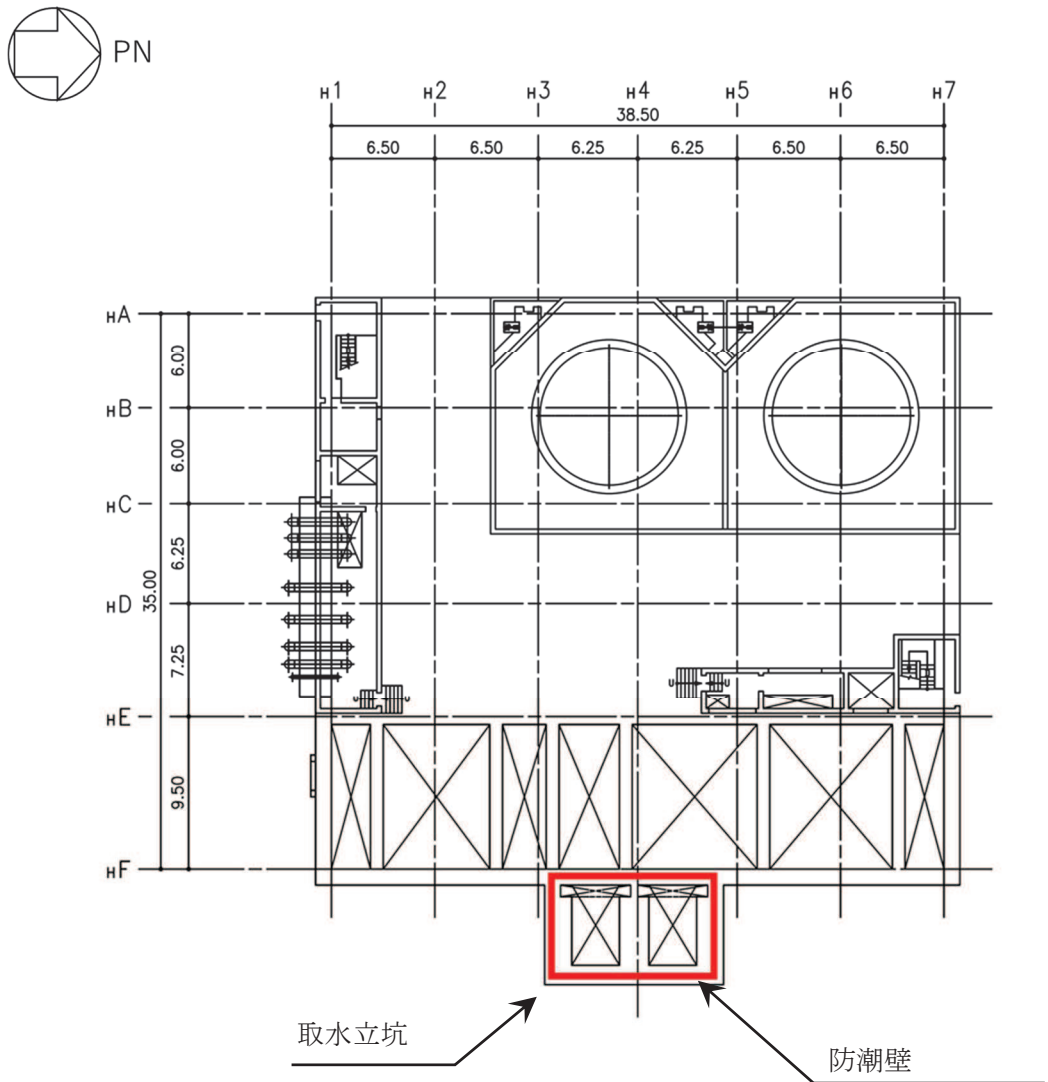
表 6-1 防潮壁の耐震評価結果

評価対象部位		発生値		許容限界		検定値
		(発生応力度又は荷重)				
鋼製遮水壁 (鋼板)	曲げ	16	N/mm ²	325	N/mm ²	0.05 < 1
	せん断	1	N/mm ²	187	N/mm ²	0.01 < 1
	組合せ	17	N/mm ²	325	N/mm ²	0.06 < 1
鋼製柱	曲げ	7	N/mm ²	235	N/mm ²	0.03 < 1
	せん断	3	N/mm ²	135	N/mm ²	0.03 < 1
	組合せ	27	N/mm ²	235	N/mm ²	0.12 < 1
鋼製梁	曲げ	57	N/mm ²	325	N/mm ²	0.18 < 1
	せん断	9	N/mm ²	187	N/mm ²	0.05 < 1
	組合せ	69	N/mm ²	325	N/mm ²	0.22 < 1
鋼製 ブレース	圧縮	42	N/mm ²	132	N/mm ²	0.32 < 1
	引張	44	N/mm ²	235	N/mm ²	0.19 < 1
鋼製間柱	曲げ	11	N/mm ²	325	N/mm ²	0.04 < 1
	せん断	5	N/mm ²	187	N/mm ²	0.03 < 1
	組合せ	14	N/mm ²	325	N/mm ²	0.05 < 1
アンカー ボルト	引張	21.0	kN	57.8	kN	0.37 < 1
	せん断	14.8	kN	44.8	kN	0.34 < 1
	組合せ	—		—		0.14 < 1

[別紙 1] 防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の構造図

1. 概要

防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の配置図を図 1-1 に、構造図を図 1-2～図 1-6 に示す。



第 3 号機海水熱交換器建屋 O.P. 14.00

図 1-1 防潮壁の設置位置図（単位：m）

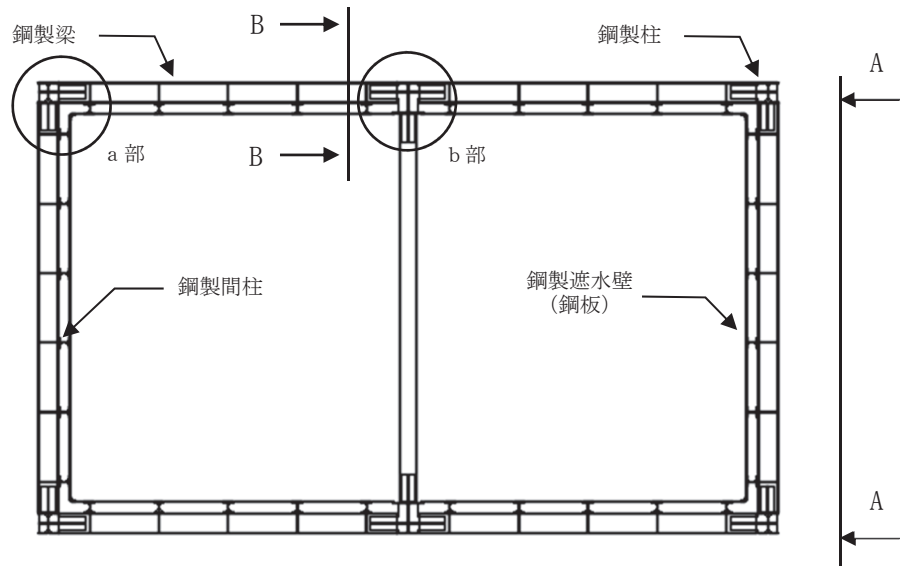


図 1-2 平面図

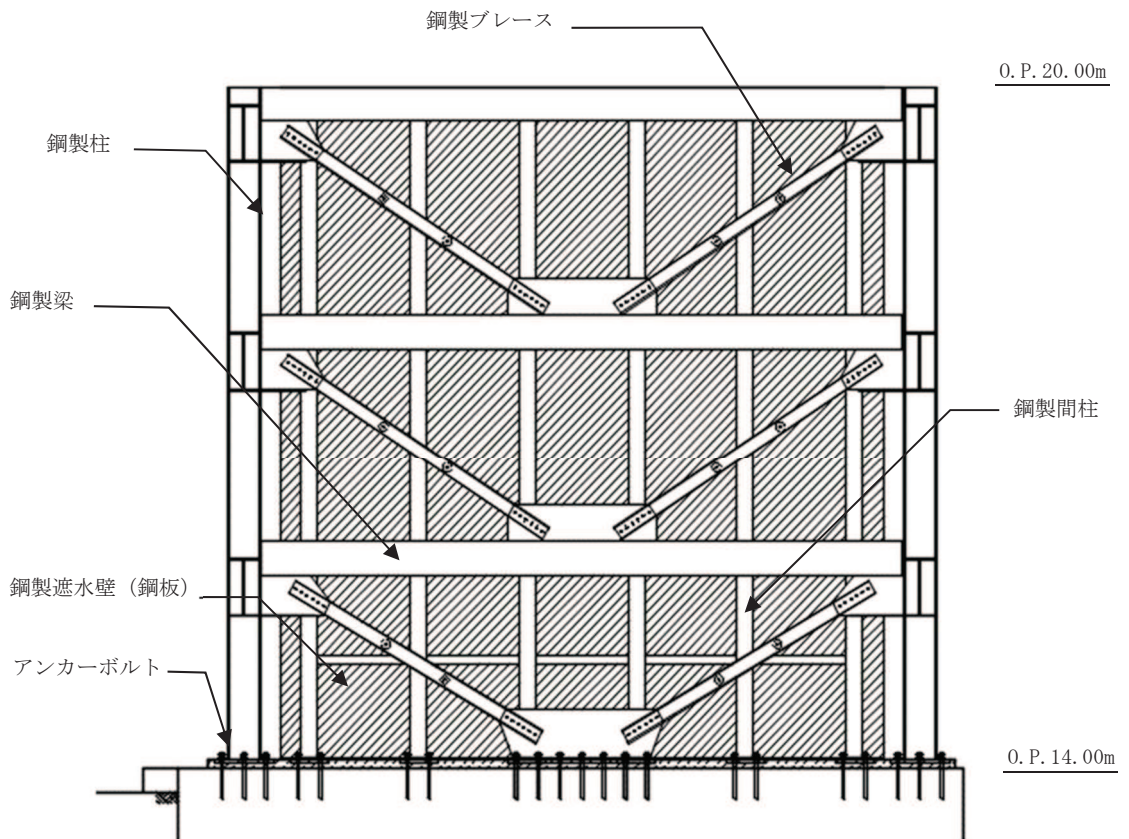
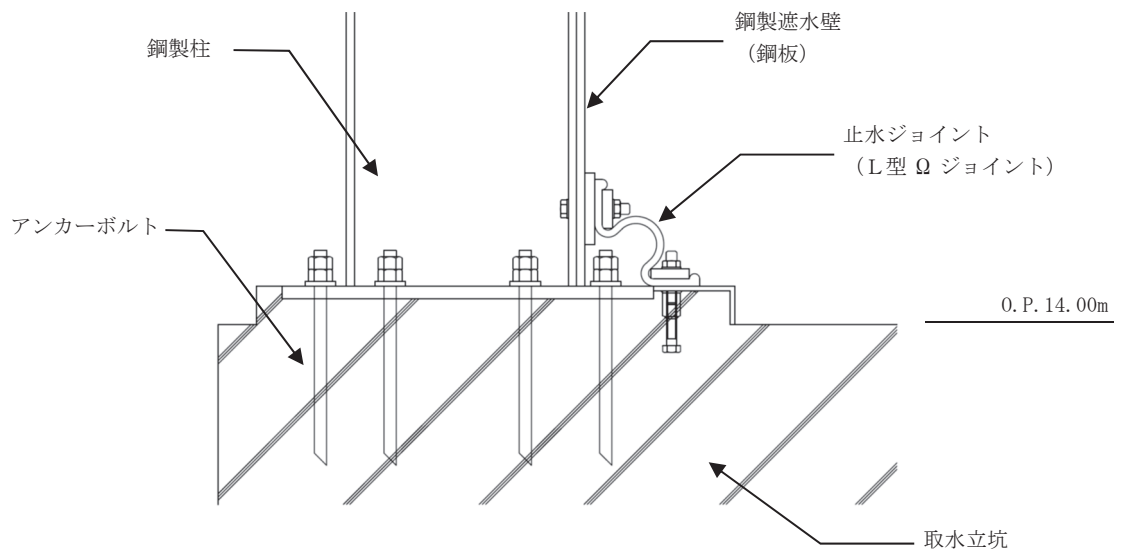


図 1-3 A - A 正面図



防潮壁と取水立坑との取合い部

図 1-4 B - B 断面図

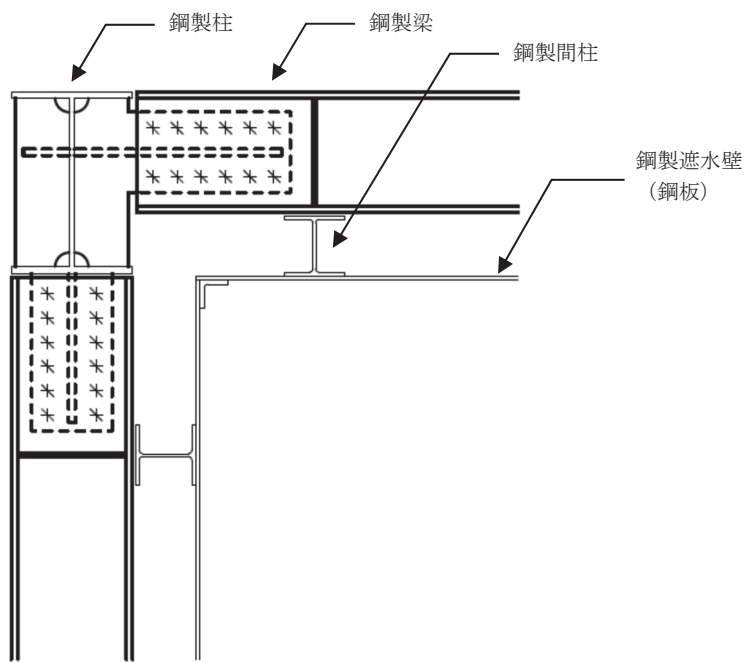


図 1-5 a 部詳細図

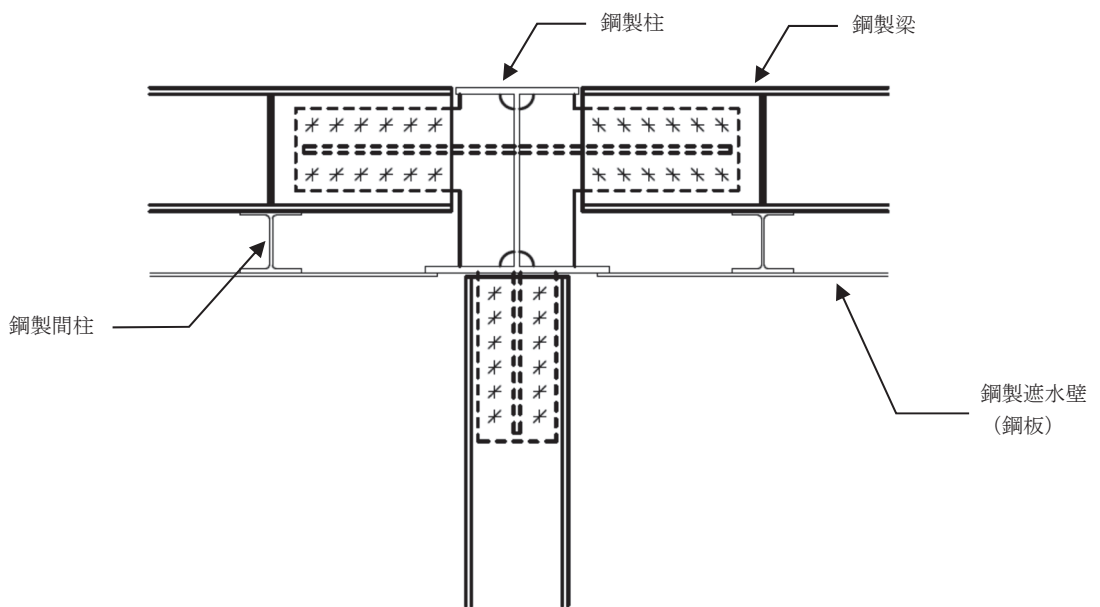


図 1-6 b 部詳細図

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	9
4. 構造強度評価	10
4.1 構造強度評価方法	10
4.2 荷重及び荷重の組合せ	10
4.3 許容限界	12
4.4 設計用地震力	13
4.5 解析モデル及び諸元	14
4.6 評価方法	17
5. 評価結果	23

[別紙1] 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の構造図

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、浸水防止設備のうち防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）（以下、「防潮壁」という。）が地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重並びに余震，風及び積雪を考慮した荷重に対して，十分な構造健全性を有していることを説明するものである。

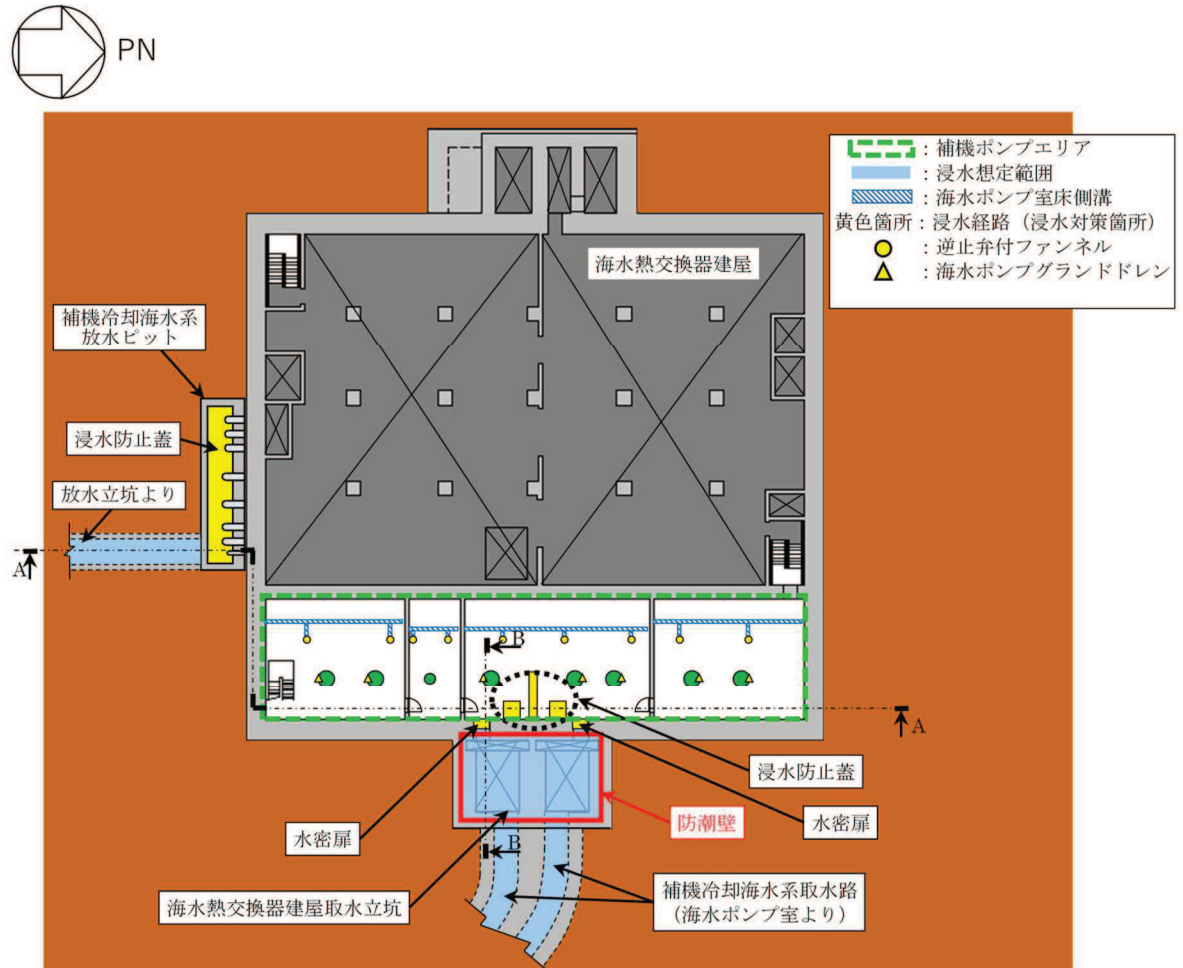
なお，防潮壁の強度評価においては，平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

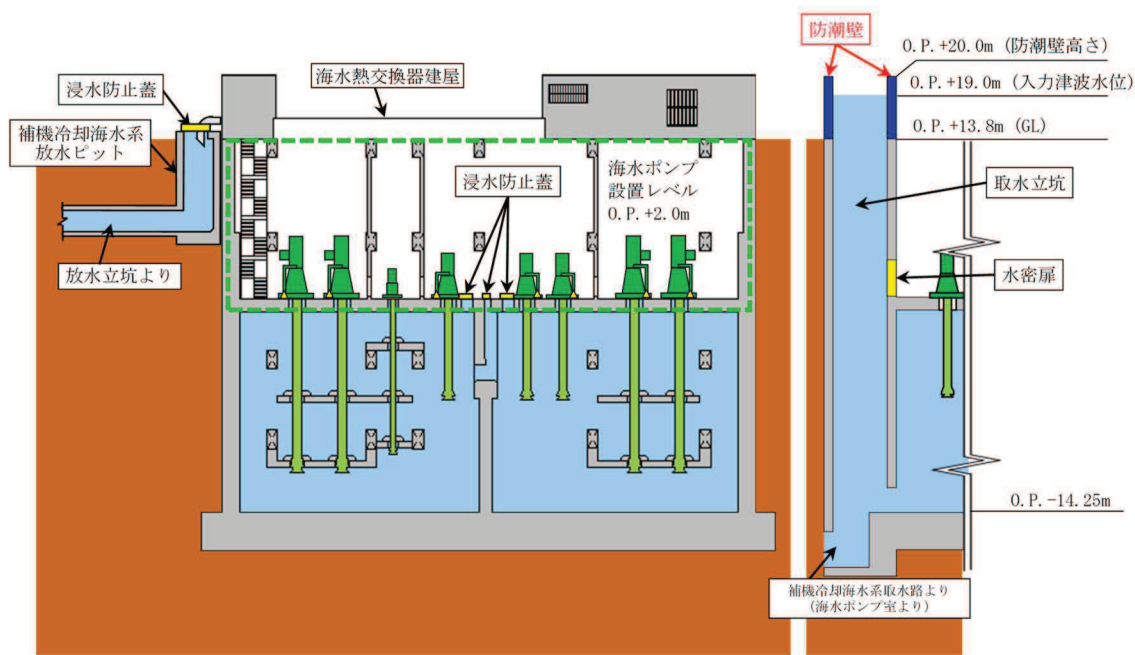
防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。

防潮壁の設置位置図を図2-1に示す。



第3号機海水熱交換器建屋 0.P.14.00m

図2-1 防潮壁の設置位置図(1/2)



A-A 断面図

B-B 断面図

図 2-1 防潮壁の設置位置図(2/2)

2.2 構造計画

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。

上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。防潮壁の構造計画を表2-1に示す。

また、設計津波水位及び防潮壁の天端高さを表2-2に示す。

表2-1 防潮壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。	上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。	<p>平面図</p> <p>A-A 正面図</p>

表2-2 設計津波水位及び防潮壁の天端高さ

設置場所 (m)	設計津波水位 (入力津波水位) (m)	防潮壁の天端高さ (m)
O. P. 14.00	O. P. 19.50 (O. P. 19.00)	O. P. 20.00

2.3 評価方針

防潮壁の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す防潮壁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

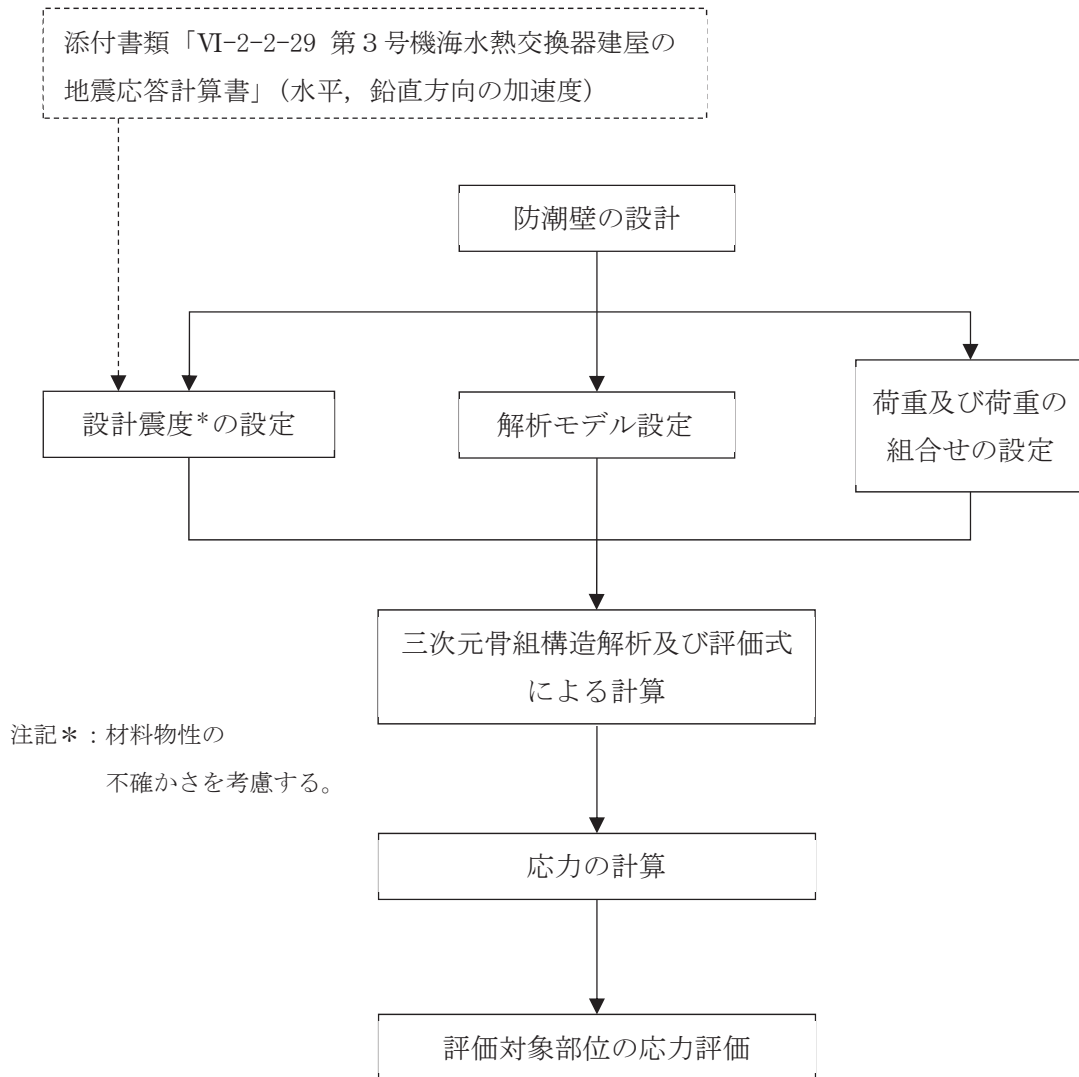


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- ・ 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- ・ 日本機械学会 2005 年 機械工学便覧
- ・ 日本港湾協会 1988 年 港湾施設の技術上の基準・同解説

2.5 記号の説明

防潮壁の強度評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
K_{Sd}	kN	余震荷重
G	kN	固定荷重
P_h	kN	津波荷重
P_{sw}	kN/m ²	津波による静水圧
P_{dwh}	kN/m ²	津波による動水圧
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_k	kN/m ²	風圧力
P_w	N/mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重
a	m ²	水圧の受圧面積
A	mm ²	全断面積
A_N	mm ²	有効断面積
A_s	mm ²	せん断断面積
A_{sy}	mm ²	y 軸方向のせん断断面積
A_{sz}	mm ²	z 軸方向のせん断断面積
E	N/mm ²	縦弾性係数
ν	—	ポアソン比
K_{NS}	—	弾性設計用地震動 S d - D 2 の NS 方向設計震度
K_{EW}	—	弾性設計用地震動 S d - D 2 の EW 方向設計震度
K_H	—	弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向設計震度
K_V	—	弾性設計用地震動 S d - D 2 の UD 方向設計震度
f_c	N/mm ²	許容圧縮応力度
f_t	N/mm ²	許容引張応力度
f_b	N/mm ²	許容曲げ応力度
ρ	t/m ³	海水の密度
ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁（鋼板）の密度
g	m/s ²	重力加速度 (=9.80665)
t	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の板厚
L	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ
b	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ
h	m	評価高さ
c	—	補正係数
B	m	鋼製遮水壁（鋼板）の振動方向の長さ

表 2-3 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
H	m	取水立坑天端からの防潮壁の高さ
M	N・mm	曲げモーメント
Q	N	せん断応力
T	N	引張応力
I_y	mm ⁴	y 軸まわりの断面二次モーメント
I_z	mm ⁴	z 軸まわりの断面二次モーメント
Z	mm ³	断面係数
Z_y	mm ³	y 軸まわりの断面係数
Z_z	mm ³	z 軸まわりの断面係数
σ_t	N/mm ²	引張応力度
σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
σ_{bx}	N/mm ²	X 軸まわりの曲げ応力度
σ_{by}	N/mm ²	Y 軸まわりの曲げ応力度
${}_c\sigma_b$	N/mm ²	圧縮側曲げ応力度
${}_t\sigma_b$	N/mm ²	引張側曲げ応力度
τ	N/mm ²	せん断応力度
f_{bx}	N/mm ²	X 軸まわりの許容曲げ応力度
f_{by}	N/mm ²	Y 軸まわりの許容曲げ応力度
N	N	圧縮応力
T_d	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力
T_a	kN	アンカーボルトの短期許容引張荷重
q_a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重
P_{c1}	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する三角形分布荷重
P_{c2}	N/mm	鋼製間柱の単位長さあたりに作用する等分布荷重
ρ_c	N/m	鋼製間柱の単位長さ重量
L_c	mm	鋼製間柱の支点間長さ

3. 評価対象部位

評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位は、津波荷重が防潮壁の鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱及び鋼製ブレースに伝わり、上部工を固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、防潮壁の評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製間柱、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトとする。評価対象部位を図3-1に示す。

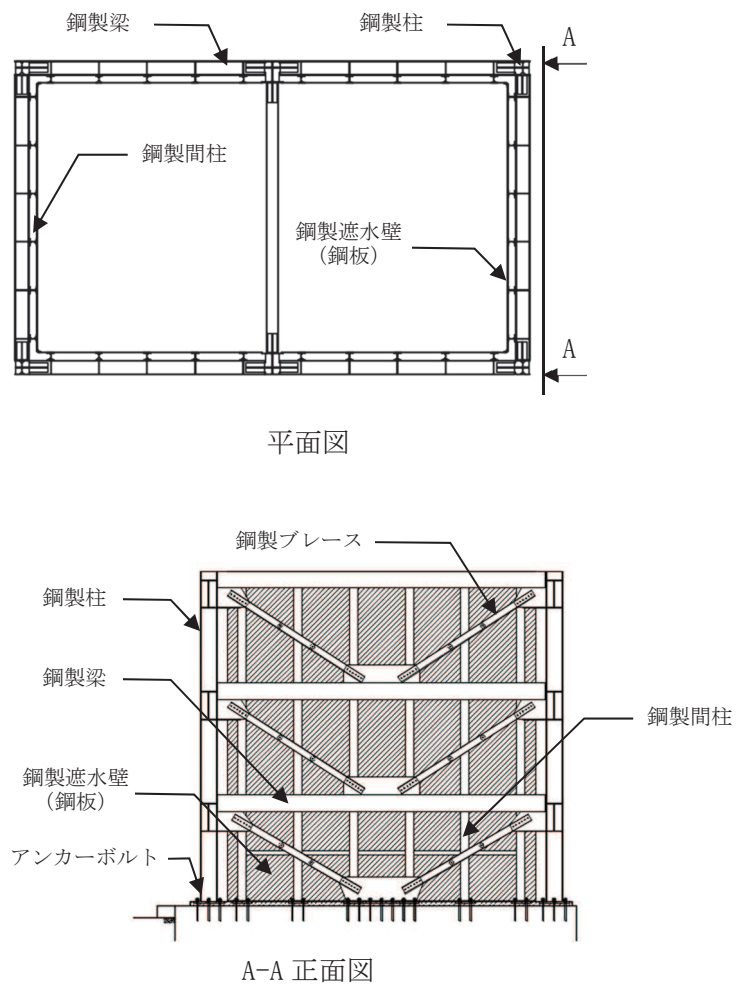


図3-1 評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

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

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

4.2.1 荷重

防潮壁の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(2) 余震荷重(K S d)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震力及び動水圧 (P_{dwh}) を考慮する。

動水圧は以下の式により算出する。

$$P_{dwh} = \pm c \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot K_H \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、

P_{dwh} : 津波による動水圧 (kN/m²)

ρ : 海水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

h : 評価高さ (m)

c : 補正係数

B/H < 1.5 のとき c = B / (1.5 · H)

B/H ≥ 1.5 のとき c = 1.0

K_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向設計震度 (K_{NS}またはK_{EW})

B : 鋼製遮水壁 (鋼板) の振動方向の長さ (m)

H : 取水立坑天端からの防潮壁の高さ (m)

(O. P. 19.50m - O. P. -14.25m = 33.75m)

(3) 津波荷重(P_h)

津波による荷重を考慮する。

津波荷重は以下の式により算出する。

$$P_h = P_{sw} \cdot a$$

$$P_{sw} = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、

a : 水圧の受圧面積(m²)

P_{sw} : 津波による静水圧(kN/m²)

(4) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し、0.301kN/m²を考慮する。

(5) 風荷重(P_k)

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表4-1に示す。

表4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	G + P _h + P _s + P _k + K S d

G : 固定荷重

P_h : 津波荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

K S d : 余震荷重

4.3 許容限界

許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに機能損傷モードを考慮し、短期許容応力度又は短期許容荷重とする。

4.3.1 鋼板及び鉄骨材

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき算定した鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度を表 4-2 に示す。

表 4-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SS400 SM400A	235	135	235
SM490A	325	187	325

注記*：短期許容引張応力度の値を示す。

4.3.2 アンカーボルト

「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算出したアンカーボルトの短期許容荷重を表 4-3 に示す。

なお、引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体の付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、アンカーボルト母材のせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 4-3 アンカーボルトの短期許容荷重

材質	項目		短期許容荷重 (kN/本)
・アンカーボルト SS400	引張	ボルトの降伏耐力	82.8
		許容付着耐力	<u>57.8</u>
・コンクリート Fc=32.4N/mm ²	せん断	ボルトのせん断耐力	57.9
		コンクリートの付着耐力	105.8
		コーン状破壊耐力	<u>44.8</u>

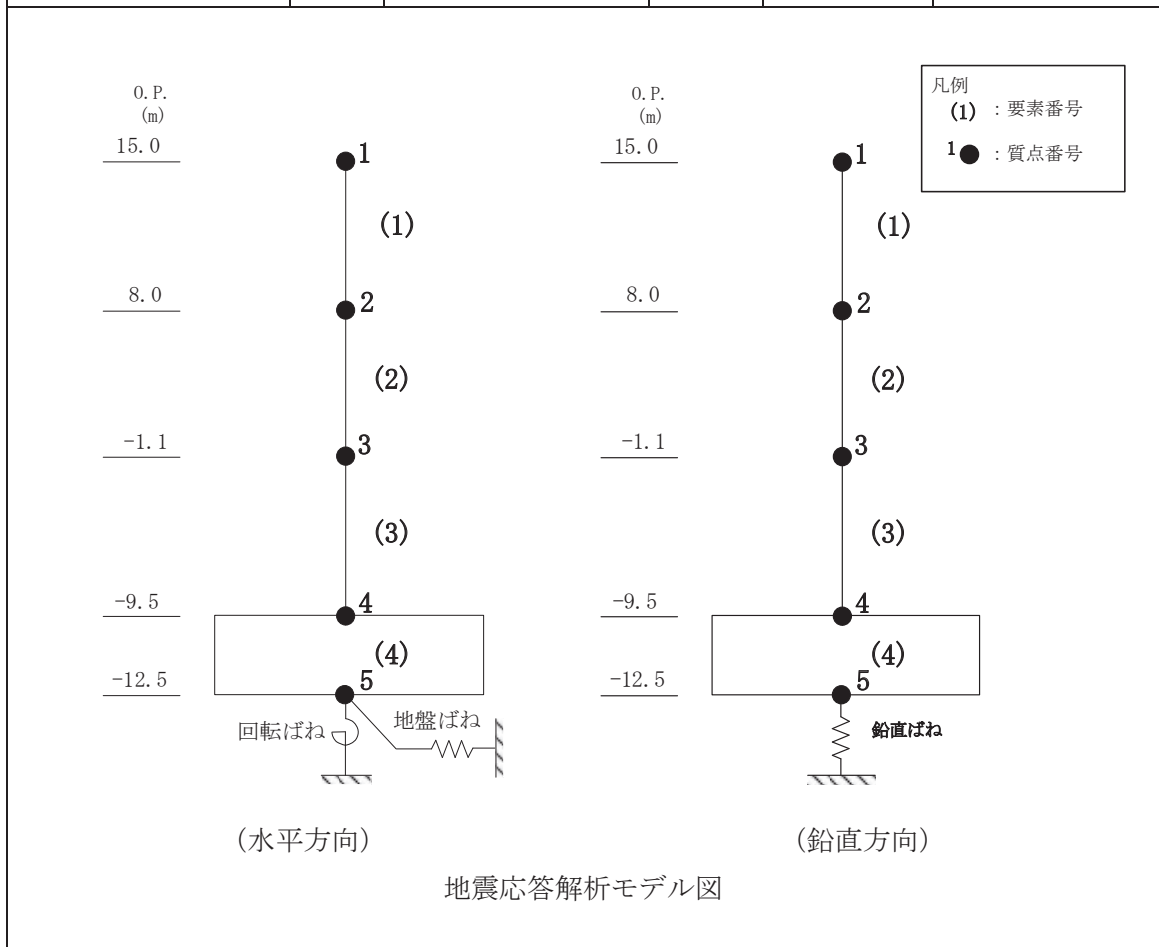
注：下線は引張およびせん断の短期許容荷重

4.4 設計用地震力

強度評価に用いる設計震度は材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震地応答計算書」の地震地応答解析結果を用いる。評価で用いる設計震度を表4-4に示す。

表4-4 設計震度

地震時荷重算出位置 (m)	地震地応答解析結果				設計震度
	方向	弾性設計用地震動 S d - D 2	ケース	最大加速度 (cm/s ²)	
O. P. 15.00	NS	S d - D 2	2	1544	$K_{NS}=1.58$
	EW	S d - D 2	2	1354	$K_{EW}=1.39$
	UD	S d - D 2	2	721	$K_V=0.74$



4.5 解析モデル及び諸元

4.5.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルおよび諸元

鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルを図4-1に示す。

- (1) 解析モデルの諸元及び部材の断面性能を表4-5及び表4-6に示す。
- (2) モデル化する部材は、主要な構造部材として力を負担する鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースとする。その他の鋼製遮水壁及び鋼製間柱等の主要構造体に力を流す部材は相互に影響を与えないため、別途、部分モデルにより評価する。
- (3) 解析モデルは、各部材を表4-7に示す要素を用いてモデル化する。なお、アンカーボルトで固定する脚部はピン支持とし、モデル化は基本部材の軸心で行うものとする。
- (4) 解析コードは「KANSAS2」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-64 計算機プログラム(解析コード)の概要・KANSAS2」に示す。

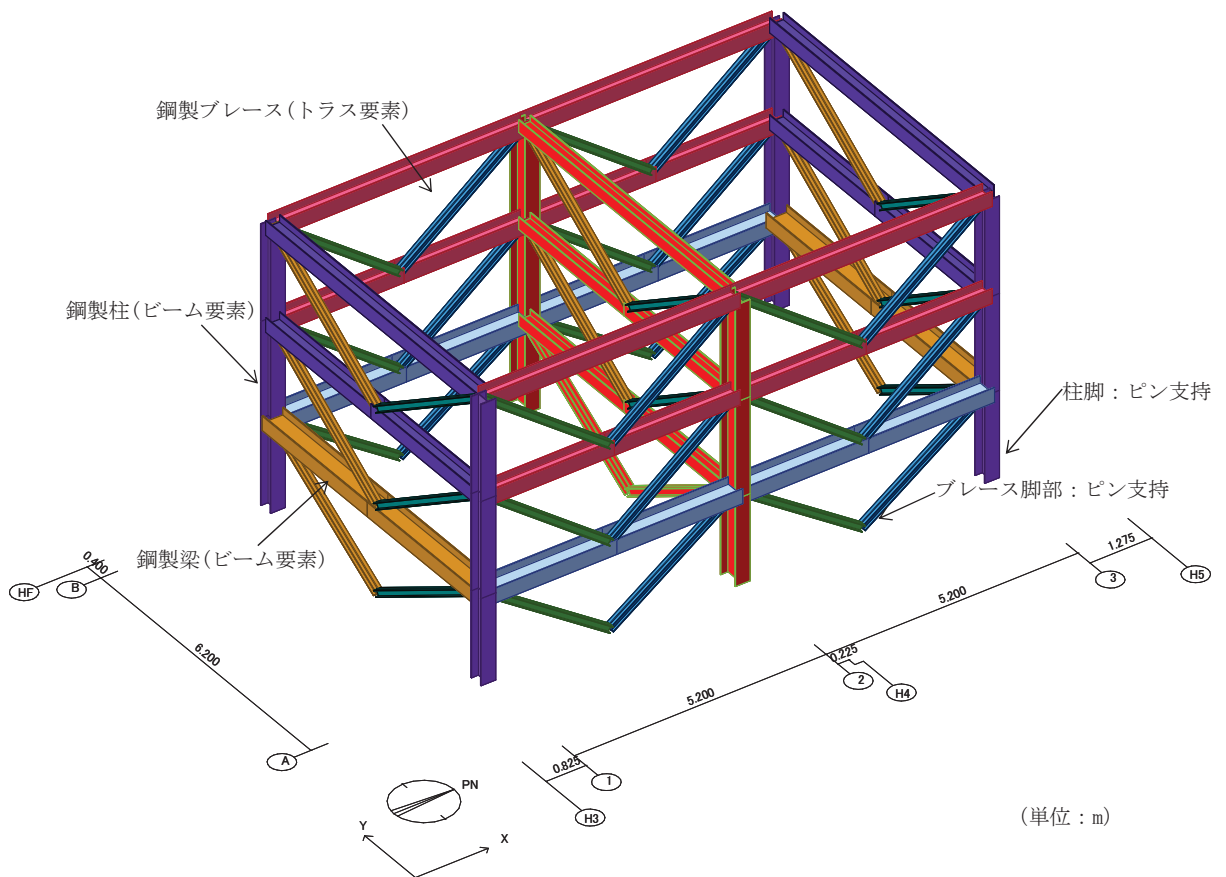


図4-1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデル

表 4-5 解析モデルの諸元

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	SS400 SM400A SM490A
縦弾性係数	E	N/mm ²	205000
ポアソン比	ν	—	0.3

表 4-6 断面性能

部材	断面積 A [mm ²]	せん断断面積		断面二次モーメント		断面係数	
		A _{sy} [mm ²]	A _{sz} [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	Z _y [mm ³]	Z _z [mm ³]
鋼製柱	14620	9600	5016	52500×10 ⁴	7210×10 ⁴	2010×10 ³	480×10 ³
鋼製梁 ①	21150	6000	15000	11300×10 ⁴	117000×10 ⁴	750×10 ³	3760×10 ³
鋼製梁 ②	15390	4444	10800	8110×10 ⁴	54700×10 ⁴	540×10 ³	2190×10 ³
鋼製梁 ③	11850	2700	9000	6750×10 ⁴	20200×10 ⁴	450×10 ³	1220×10 ³
鋼製梁 ④	9143	1998	7000	3650×10 ⁴	10700×10 ⁴	292×10 ³	781×10 ³
鋼製ブレース ①	6118	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ②	4742	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ③	3422	—	—	—	—	—	—

表 4-7 使用要素

部材	使用要素	使用材料	使用断面
鋼製柱	梁要素	SM400A	BH-450×300×12×16
鋼製梁	梁要素	SM490A	① H-550×300×12×25 ② H-440×300×11×18 ③ H-300×300×10×15 ④ H-250×250×9×14
鋼製ブレース	トラス要素	SS400	① 2[-150×75×9×12.5 ② 2[-150×75×6.5×10 ③ 2[-125×65×6×8

4.5.2 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

鋼製遮水壁（鋼板）の諸元を表 4-8 に示す。

表 4-8 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製遮水壁 （鋼板）	SM490A	P L-16 P L-12 P L-9

4.5.3 鋼製間柱の諸元

鋼製間柱の諸元を表 4-9 に示す。

表 4-9 鋼製間柱の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製間柱	SM490A	H-150×150×7×10

4.6 評価方法

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき、鉄骨及び鋼板の断面に生じる軸力及び曲げモーメント並びにせん断力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

また、アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が短期許容荷重を超えないことを確認する。

4.6.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの評価方法

(1) 圧縮応力に対する断面の評価方法

圧縮応力が生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する。

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

ここで、

σ_c : 圧縮応力度(=N/A) (N/mm²)

N : 圧縮応力(N)

A : 全断面積(mm²)

f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)

(2) 引張応力に対する断面の評価方法

引張応力が生じる部材は、部材に生じる引張応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_t : 引張応力度(=T/A_N) (N/mm²)

T : 引張応力(N)

A_N : 有効断面積(mm²)

f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる最大曲げ応力度が許容曲げ応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}} \leq 1$$

ここで、

σ_{bX} , σ_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの曲げ応力度(=M/Z) (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

f_{bX} , f_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(4) 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度(=Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断応力 (N)

A_s : せん断断面積 (mm²)

(5) 引張応力、曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

引張応力、曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

(6) 圧縮応力及び曲げモーメントの組合せ評価方法

圧縮応力及び曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度を下式により考慮する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c \sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

$c \sigma_b, t \sigma_b$: 圧縮側及び引張側の曲げ応力度 (N/mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

4.6.2 アンカーボルトの評価方法

(1) 引張力に対する評価方法

アンカーボルトに作用する引張力を算出し、アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_d / T_a \leq 1$$

ここで、

T_d : アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

T_a : アンカーボルトの短期許容引張荷重 (kN)

(2) せん断力に対する評価方法

アンカーボルトに作用するせん断力を算出し、アンカーボルトの短期許容せん断荷重を下回ることを確認する。

$$q / q_a \leq 1$$

ここで、

q : アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

q_a : アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

(3) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式により算出し、1 以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

4.6.3 遮水壁（鋼板）の評価モデルおよび諸元

(1) 遮水壁（鋼板）の評価モデル

鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデルを図4-2に示す。

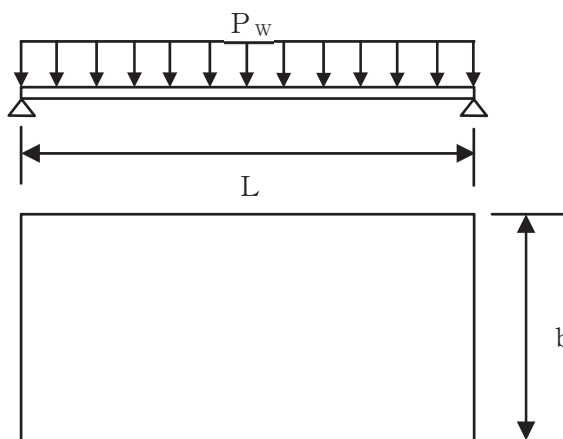


図4-2 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル図

鋼製遮水壁（鋼板）に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_w = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_{s_w} \cdot 10^3 + P_{d_{wh}} \cdot 10^3) \cdot b$$

ここで、

- P_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重 (N/mm)
- K_H : 水平方向の設計震度 (K_{NS} または K_{EW})
- ρ_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の密度 (kg/mm^3)
- t : 鋼製遮水壁（鋼板）の板厚 (mm)
- g : 重力加速度 (m/s^2)
- P_{s_w} : 鋼製遮水壁（鋼板）の単位面積当りに作用する静水圧 (kN/m^2)
- $P_{d_{wh}}$: 鋼製遮水壁（鋼板）の単位面積当りに作用する動水圧 (kN/m^2)
- b : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ (mm)

鋼製遮水壁（鋼板）に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_w \cdot L^2 / 8$$

$$Q = P_w \cdot L / 2$$

ここで、

- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Q : せん断力 (N)
- L : 鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ (mm)

4.6.4 鋼製間柱の評価方法

(1) 鋼製間柱の評価モデル

鋼製間柱の評価モデルを図4-3に示す。

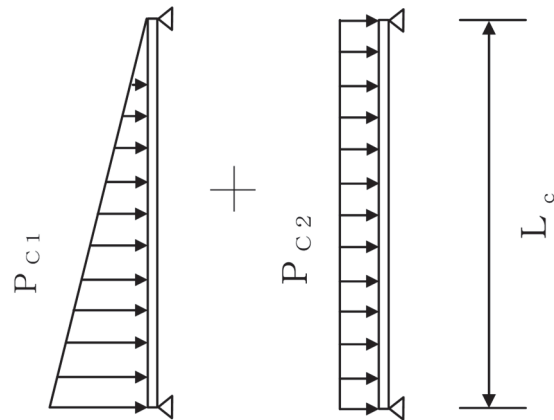


図4-3 鋼製間柱の評価モデル図

鋼製間柱に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_{C1} = P_{sw} \cdot d$$

$$P_{C2} = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_{dwh} \cdot 10^{-3} + P_K \cdot 10^{-3}) \cdot d + K_H \cdot \rho_c$$

ここで、

P_{C1} : 鋼製間柱の単位長さあたりに作用する三角形分布荷重 (N/mm)

P_{C2} : 鋼製間柱の単位長さあたりに作用する等分布荷重 (N/mm)

K_H : 基準地震動 S_s の水平方向設計震度 (K_{NS} または K_{EW})

ρ_w : 鋼製遮水壁 (鋼板) の密度 (kg/mm^3)

t : 鋼製遮水壁 (鋼板) の板厚 (mm)

g : 重力加速度 ($=9.80665$) (m/s^2)

P_{dwh} : 津波による動水圧 (kN/m^2)

P_K : 風圧力 (kN/m^2)

d : 鋼製間柱の負担幅 (mm)

ρ_c : 鋼製間柱の単位長さ重量 (N/m)

鋼製間柱に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_{C1} \cdot L_c^2 / (9\sqrt{3}) + P_{C2} \cdot L_c^2 / 8$$

$$Q = P_{C1} \cdot L_c / 3 + P_{C2} \cdot L_c / 2$$

ここで、

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

L_c : 鋼製間柱の支点間長さ (mm)

5. 評価結果

防潮壁の強度評価結果を表 5-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

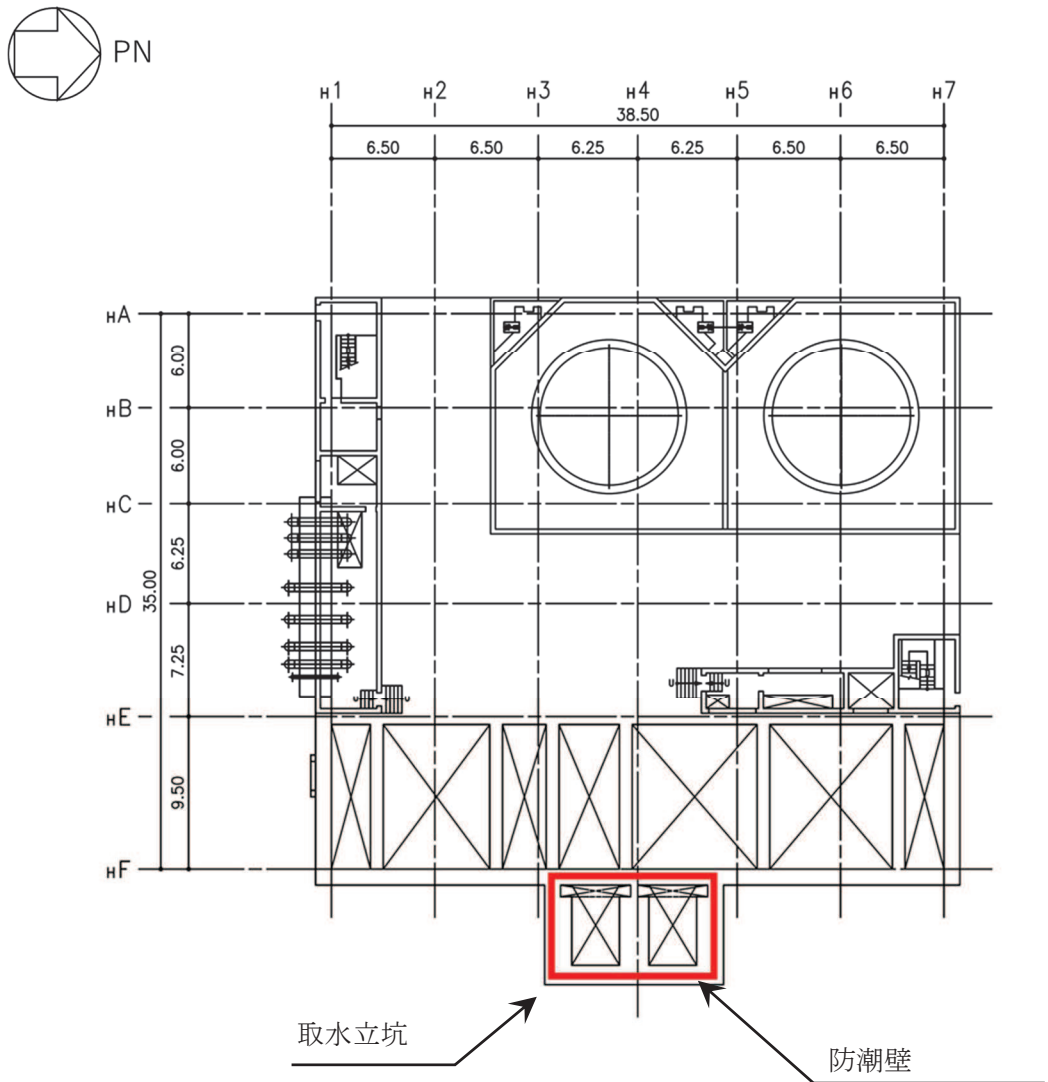
表 5-1 防潮壁の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (発生応力度又は荷重)		許容限界		検定値
鋼製遮水壁 (鋼板)	曲げ	290	N/mm ²	325	N/mm ²	0.90 < 1
	せん断	4	N/mm ²	187	N/mm ²	0.03 < 1
	組合せ	291	N/mm ²	325	N/mm ²	0.90 < 1
鋼製柱	曲げ	21	N/mm ²	235	N/mm ²	0.09 < 1
	せん断	7	N/mm ²	135	N/mm ²	0.06 < 1
	組合せ	48	N/mm ²	235	N/mm ²	0.21 < 1
鋼製梁	曲げ	213	N/mm ²	325	N/mm ²	0.66 < 1
	せん断	83	N/mm ²	187	N/mm ²	0.45 < 1
	組合せ	249	N/mm ²	325	N/mm ²	0.77 < 1
鋼製 ブレース	圧縮	58	N/mm ²	103	N/mm ²	0.57 < 1
	引張	114	N/mm ²	235	N/mm ²	0.49 < 1
鋼製間柱	曲げ	183	N/mm ²	325	N/mm ²	0.57 < 1
	せん断	99	N/mm ²	187	N/mm ²	0.53 < 1
	組合せ	251	N/mm ²	325	N/mm ²	0.78 < 1
アンカー ボルト	引張	29.3	kN	57.8	kN	0.51 < 1
	せん断	27.0	kN	44.8	kN	0.61 < 1
	組合せ	—		—		0.38 < 1

[別紙 1] 防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の構造図

1. 概要

防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の配置図を図 1-1 に、構造図を図 1-2～図 1-6 に示す。



第 3 号機海水熱交換器建屋 O.P. 14.00

図 1-1 防潮壁の設置位置図（単位：m）

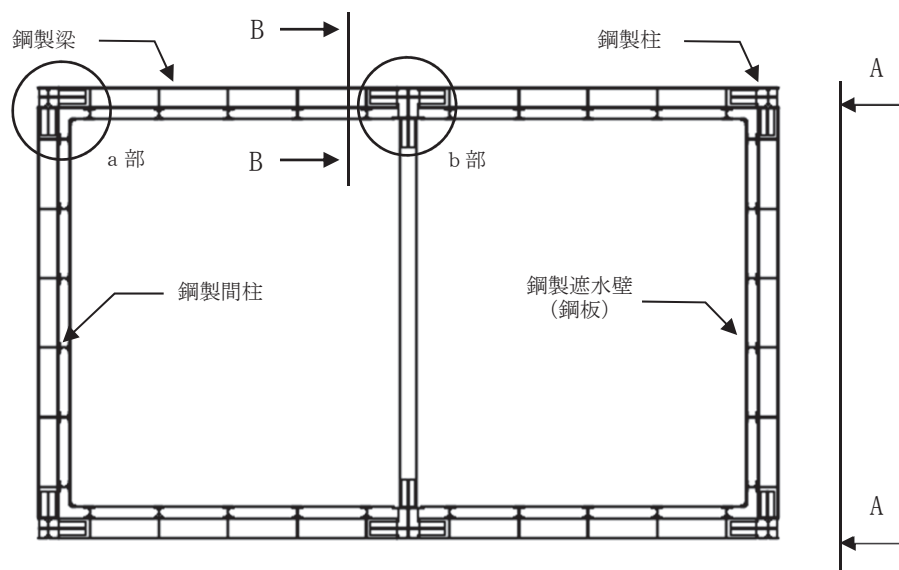


図 1-2 平面図

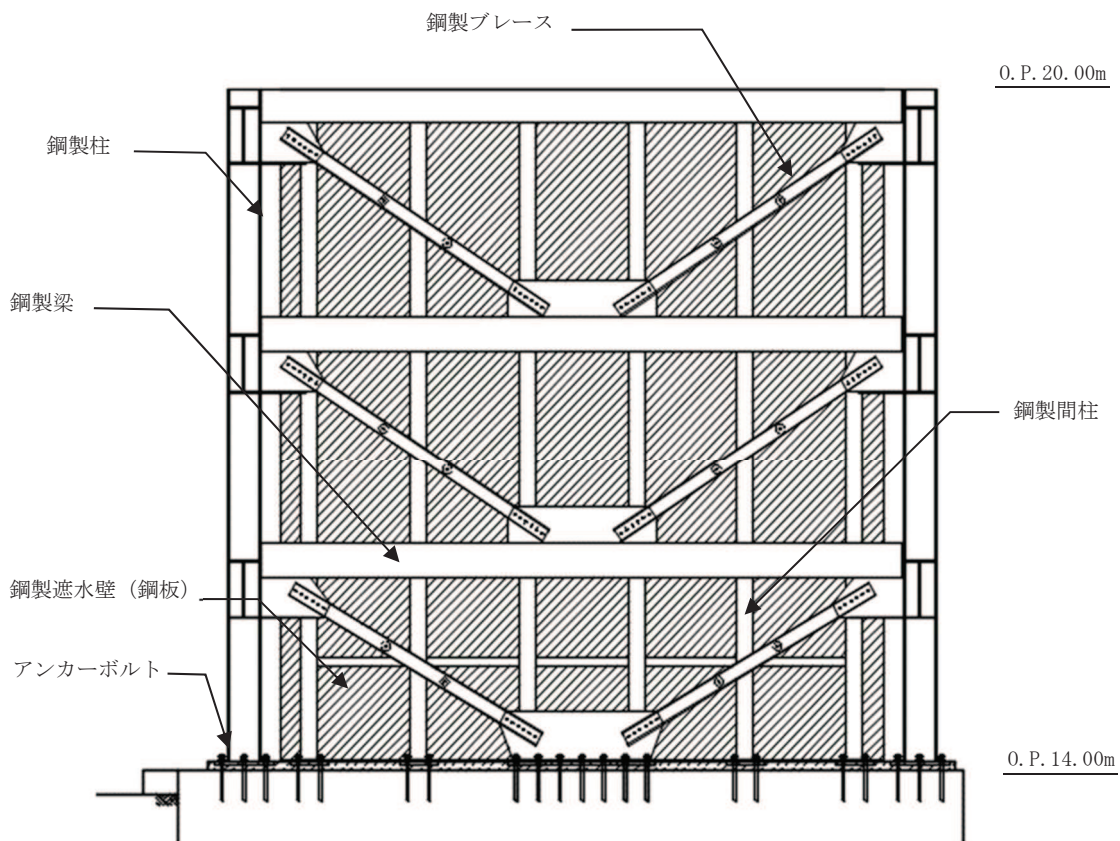
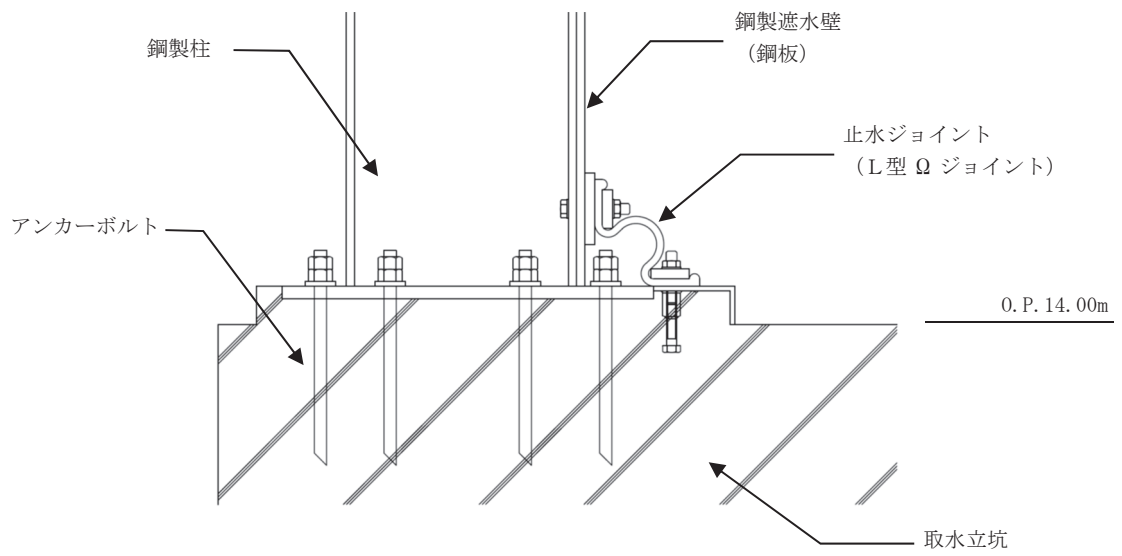


図 1-3 A - A 正面図



防潮壁と取水立坑との取合い部

図 1-4 B - B 断面図

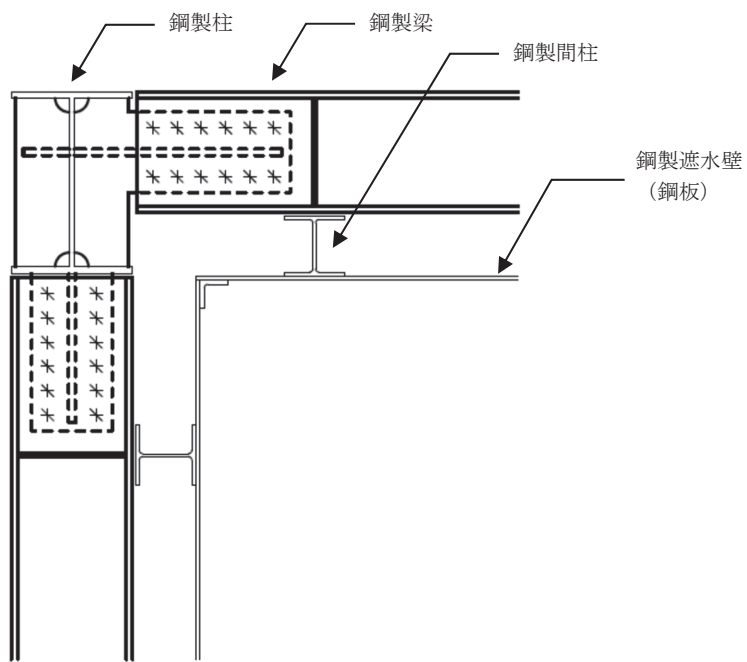


図 1-5 a 部詳細図

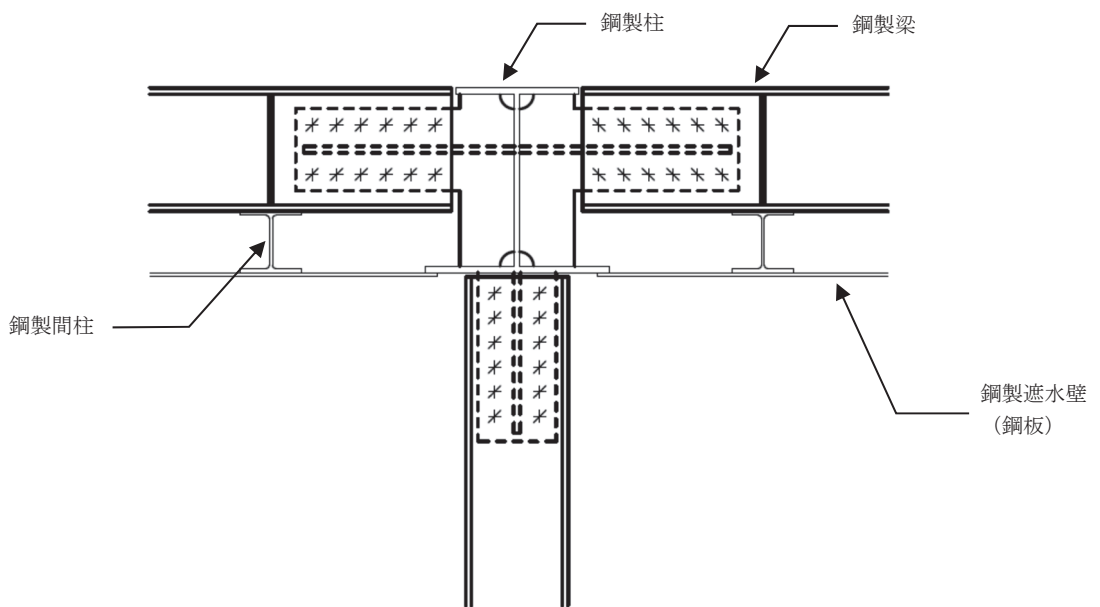


図 1-6 b 部詳細図

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて

目 次

1. 止水ジョイント部材について	1
1.1 概要	1
1.2 評価方針	3
1.3 止水ジョイント部材の仕様	4
1.4 試験条件の設定	4
1.5 性能確認試験	9
1.6 耐久性について	21
1.7 維持管理方針	29
2. 鋼製遮水壁（鋼桁）に用いるシール材について	31
2.1 概要	31
2.2 評価方針	33
2.3 耐圧試験	34
2.4 変形性能の確認	35
2.5 維持管理方針の検討	39

1. 止水ジョイント部材について

1.1 概要

防潮壁は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、津波の有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

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

止水ジョイント部材の構造概要を図 1.1-1 に、止水ジョイント部材の詳細図を図 1.1-2 に示す。

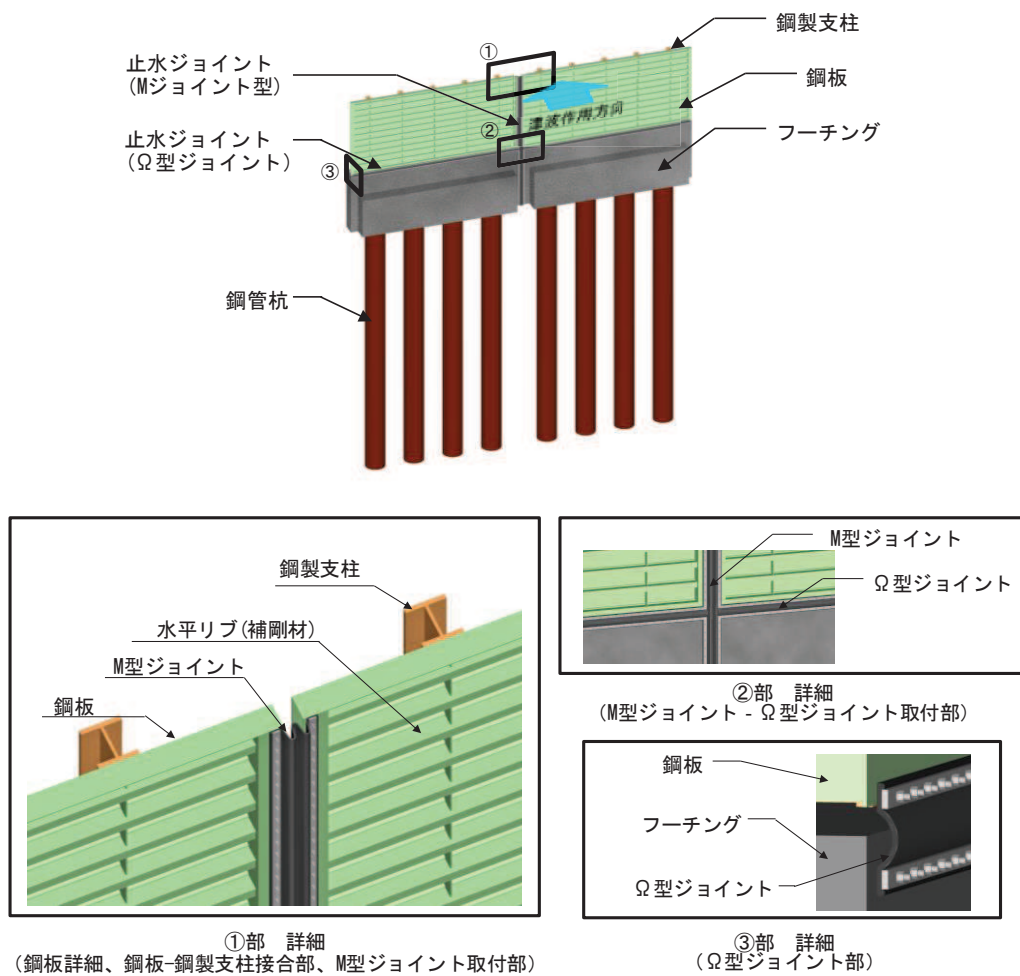


図 1.1-1(1) 止水ジョイント部材の構造概要
(鋼製遮水壁 (鋼板))

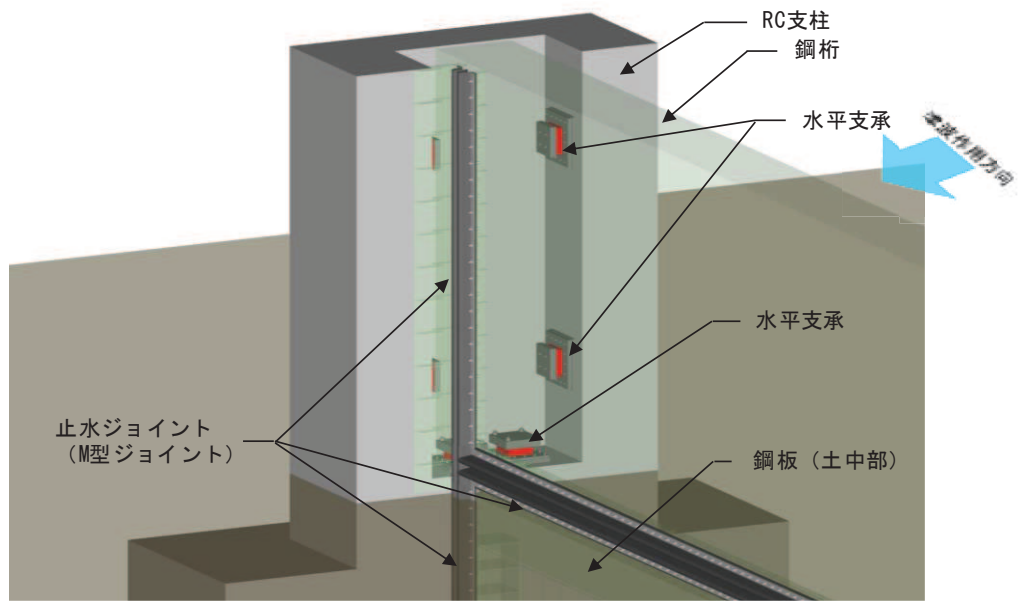
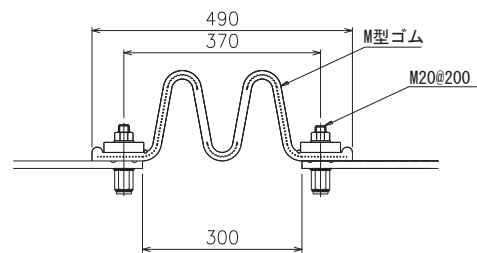
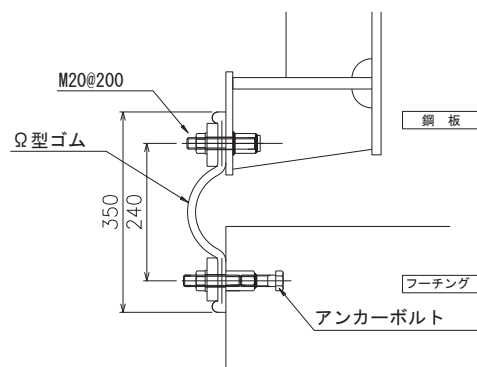


図 1.1-1(2) 止水ジョイント部材の構造概要
(鋼製遮水壁 (鋼桁-RC 支柱取り合い部詳細))



(M 型ゴム)



(Ω 型ゴム)

* 寸法値単位 : mm (標準値)

図 1.1-2 止水ジョイント部材詳細図

1.2 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震による変形に対し有意な漏えいを生じない状態に留まること、津波及び余震による変形・水圧に対して有意な漏えいを生じないことを性能確認試験（変形，耐圧）により確認する。

また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを耐候性試験により確認する。

評価フローを図 1.2-1 に示す。

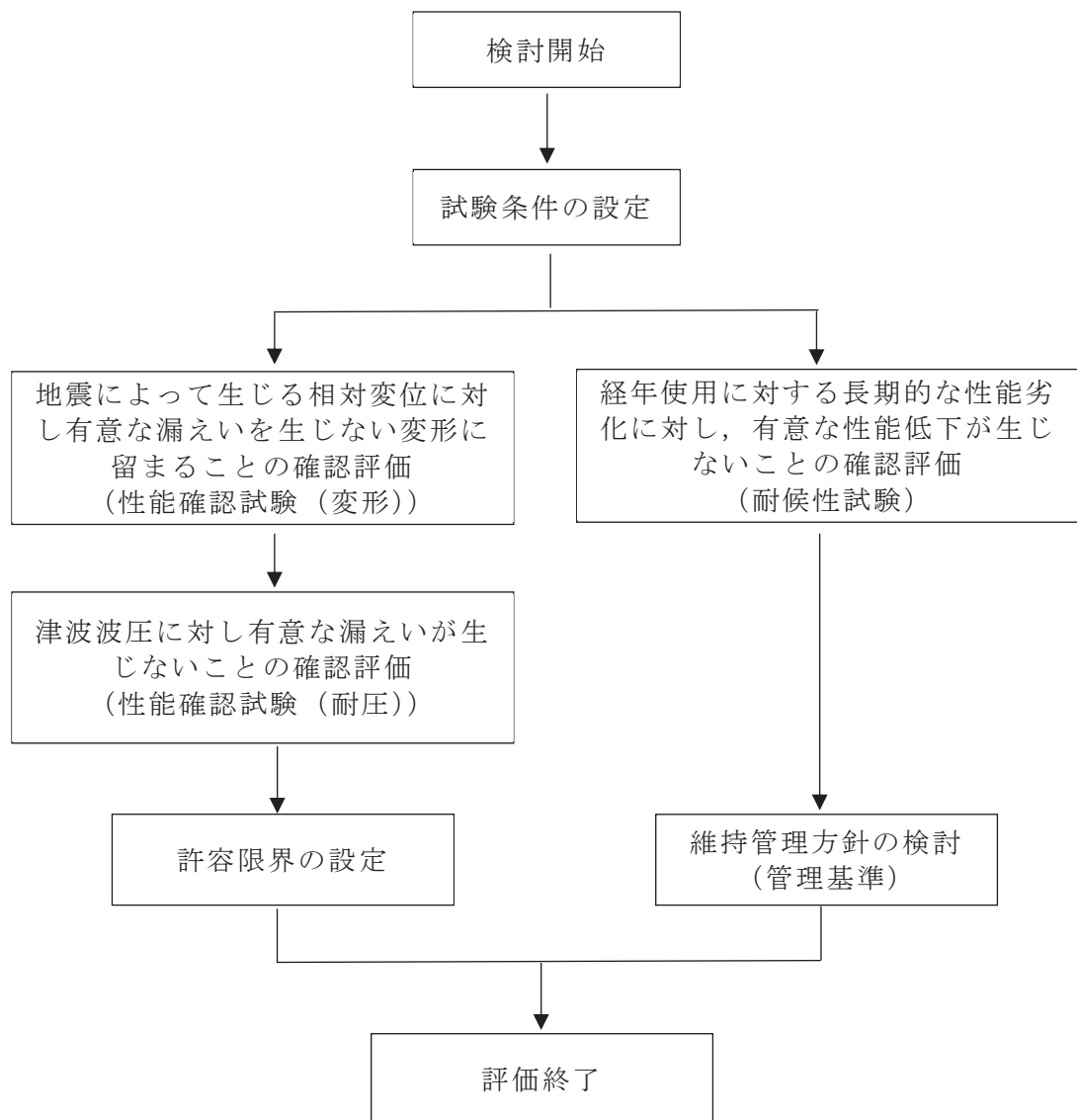


図 1.2-1 止水ジョイント部材の評価フロー

1.3 止水ジョイント部材の仕様

止水ジョイント部材の仕様を表 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 止水ジョイント部材の仕様

種別	名称	主成分	設置場所
M 型ゴム	ME300	クロロプレンゴム	防潮壁の構造目地部及び防潮堤・海水ポンプ室との取り合い部
Ω 型ゴム	オメガ型 B350	クロロプレンゴム	防潮壁の一部 (鋼板とフーチング間)

1.4 試験条件の設定

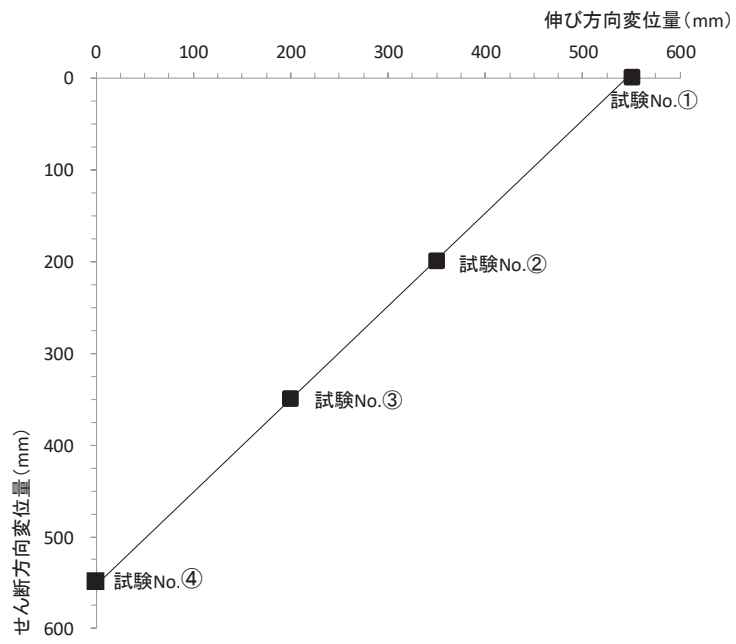
(1) 試験変形量

a. M 型ゴム

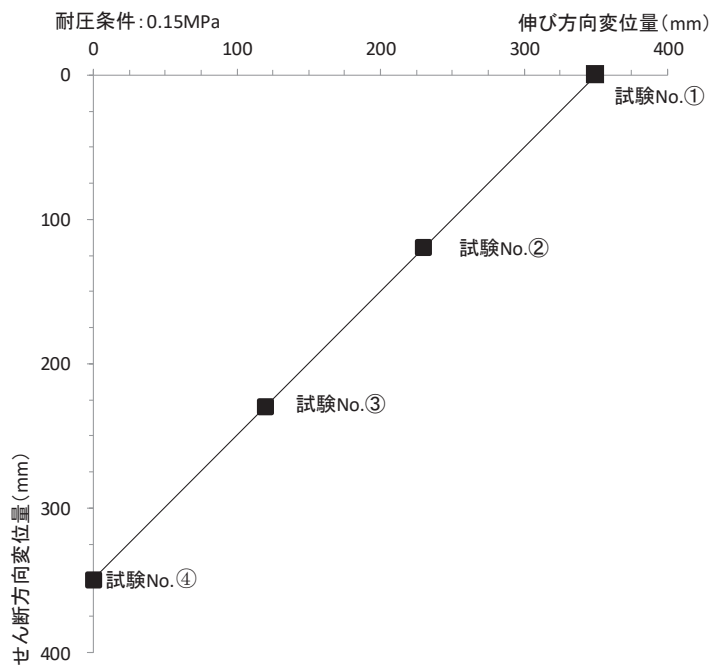
M 型ゴムの試験変形量は解析から求まる相対変位量を目安に、表 1.4-1 に示す 4 ケースを実施する。

表 1.4-1 M 型ゴムの試験変形量

試験 No.	地震時 (変形試験)	津波・余震重畳時 (変形+耐圧試験)
①	伸び 550mm	伸び 350mm
②	伸び 350mm, せん断 200mm	伸び 230mm, せん断 120mm
③	伸び 200mm, せん断 350mm	伸び 120mm, せん断 230mm
④	せん断 550mm	せん断 350mm



(変形試験)



(変形+耐圧試験)

図 1.4-1 M型ゴムの試験変形量

b. Ω型ゴム

Ω型ゴムの試験変形量は，その設置状況*から鋼板やコンクリートの温度変化等に伴う伸縮等への追従が目的であることを踏まえ，表 1.4-2 に示す 2 ケースを実施する。

注記*：Ω型ゴムを設置する鋼製遮水壁（鋼板）の鋼板-フーチング間については，鋼板がフーチングに支持された鋼製支柱に剛結されることから，鋼板最下部とフーチング最上面は一体的な挙動を示すものと想定されるため，鋼板やコンクリートの温度変化等に伴う伸縮等による微小な変位のみが生じる。

表 1.4-2 Ω型ゴムの試験時変位量

試験 No.	地震時 (変形試験)	津波・余震重畳時 (変形+耐圧試験)
①	伸び 50mm	伸び 50mm
②	せん断 50mm	せん断 50mm

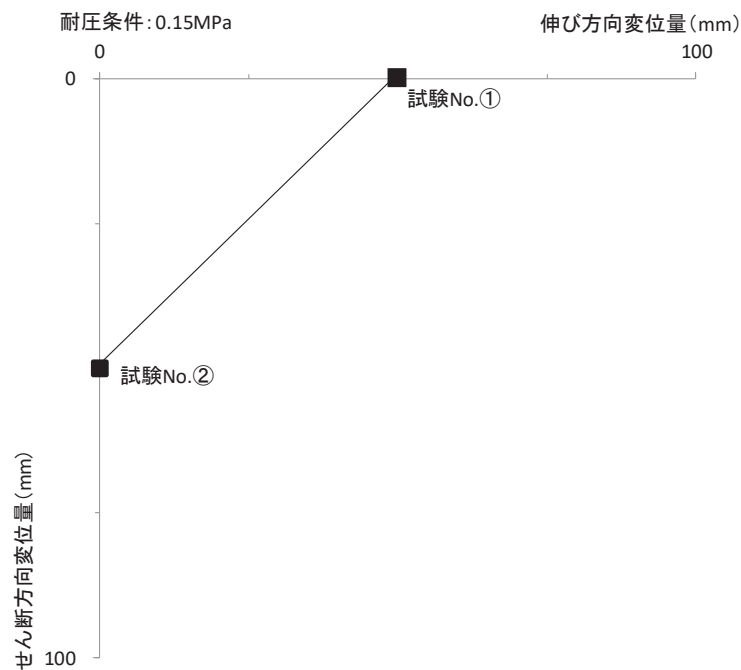


図 1.4-2 Ω型ゴムの試験変形量

(2) 試験水圧

試験水圧は、止水ジョイントに作用する水圧として、設計用津波水位（入力津波水位+0.5m）と設置地盤高さ（盛土が分布する場合は地震による揺すり込み沈下量を考慮）の差の作用水深に基づく静水圧荷重及び余震による動水圧荷重を考慮する。

余震による動水圧荷重は、図 1.4-3 に示す鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面地点における地表面の最大応答加速度を用い、Westergaard 式により算定する。

ここで、動水圧荷重を算定した地点は、設置する 4 つのエリアを概ねカバーし、地層条件についても盛土部（地点①～③）、全深度地盤改良部（地点④、⑦）、岩盤部（⑤、⑥）等の地層条件についても網羅できているが、不確かさの影響等を考慮し、求めた作用水圧に余裕を考慮する。

各地点の作用水圧の算定結果を表 1.4-3 に、設計用津波水位作用時（重畳時）の概念図を図 1.4-4 に示す。

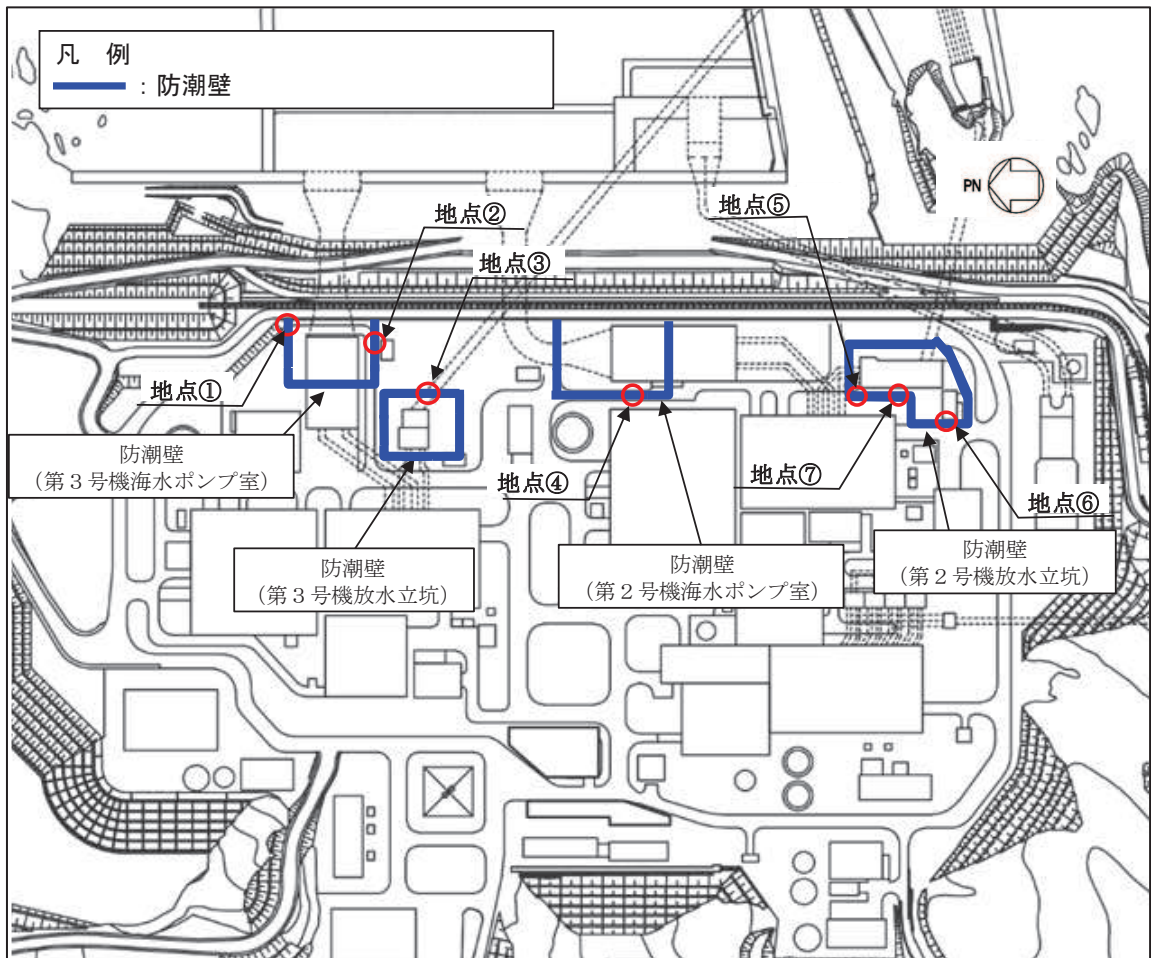


図 1.4-3 評価対象地点

表 1.4-3 作用水圧の整理

地点	設計用 津波水位 (m)	静水圧 (kN/m ²)	動水圧 (kN/m ²)	余震時最大 応答加速度 (cm/s ²)	計 (kN/m ²)	備考
①	0. P. 19.5	57.6	20.6	301.4	78.2	盛土部 (0.4m 沈下 考慮)
②	0. P. 19.5	57.6	18.8	268.4	76.4	
③	0. P. 18.0	42.4	15.9	285.3	58.3	
④	0. P. 18.6	48.5	29.3	678.4	77.8	全深度 地盤改良部
⑤	0. P. 17.9	41.4	23.5	636.1	64.9	岩盤部
⑥	0. P. 17.9	41.4	29.5	798.1	70.9	岩盤部
⑦	0. P. 17.9	41.4	19.3	522.3	60.7	全深度 地盤改良部

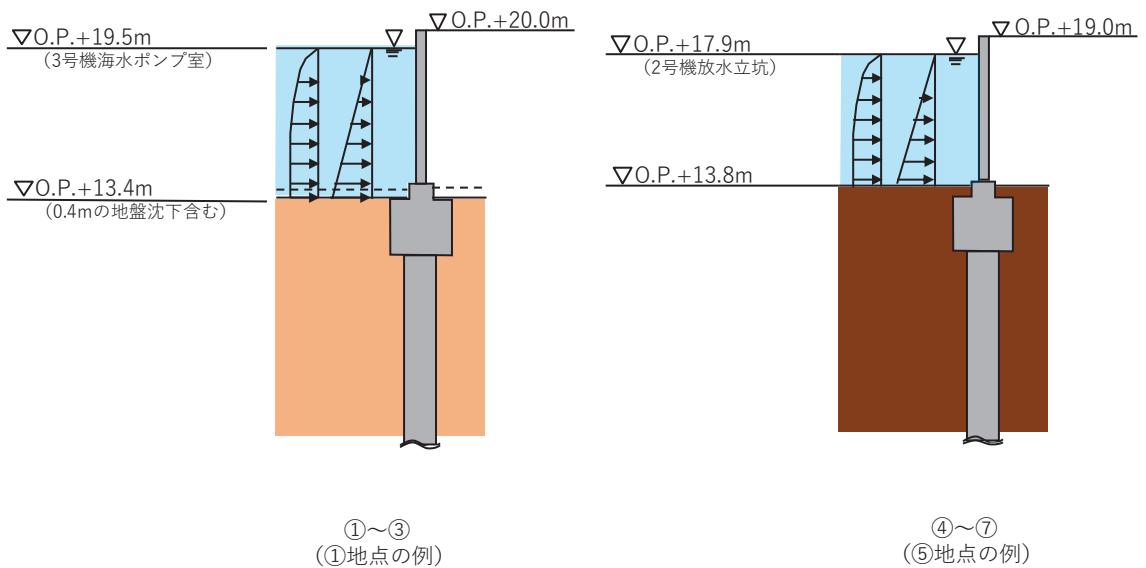


図 1.4-4 設計用津波水位作用時（重畳時）の概要

以上より、最も作用水圧が大きくなるのは、地点①において、78.2kN/m²となったが、前述のとおり、動水圧荷重の不確かさ等を踏まえ、試験水圧は保守的に 150 kN/m² (0.15 MPa) とする。

1.5 性能確認試験

(1) 試験結果

図 1.1-2 に示す止水ジョイント部材の取付け状態（ボルト径やボルト間隔）を模擬した試験機によって、止水ジョイントに対して地震時の相対変位を想定した伸び・せん断変形させ、有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。また、試験機によって、止水ジョイントに対して津波余震時の水圧と相対変位を想定した伸び・せん断変形及び水圧を作用させることにより、有意な漏えいを生じない性能を保持することを確認する。

a. 止水ゴム（M型）

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

試験条件として表 1.5-1 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔（M20@200mm）は，実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後，止水ジョイント部材の有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

性能確認試験フローを図 1.5-1 に，試験機概要を図 1.5-2 示す。

表 1.5-1 M型ゴムの試験条件

試験種別	試験 No	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間*
変形試験	①	伸び 550mm	/	/
	②	伸び 350mm せん断 200mm		
	③	伸び 200mm せん断 350mm		
	④	せん断 550mm		
耐圧試験	①	伸び 350mm	0.15MPa	10 分以上
	②	伸び 230mm せん断 120mm	0.15MPa	10 分以上
	③	伸び 120mm せん断 230mm	0.15MPa	10 分以上
	④	せん断 350mm	0.15MPa	10 分以上

* 加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

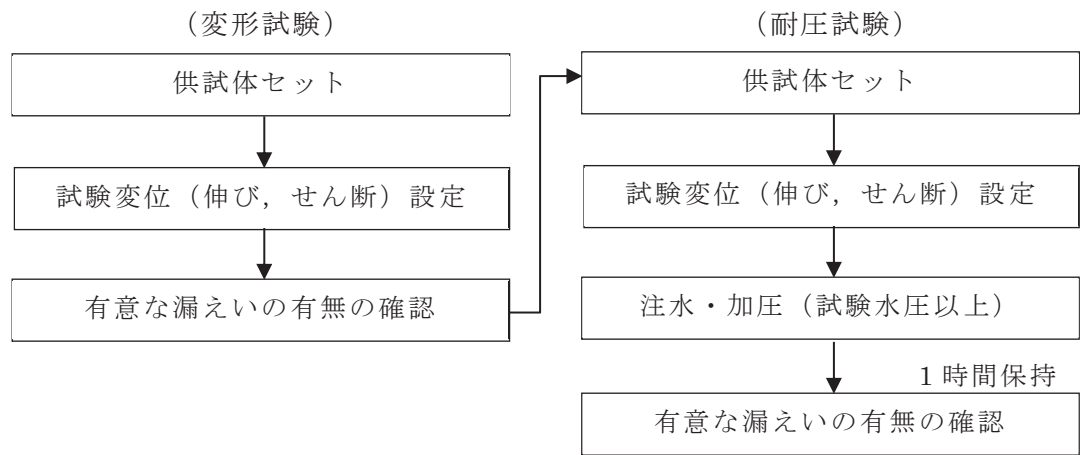


図 1.5-1 性能確認試験フロー



(耐圧試験の試験方法)

カセットの内側に供試体（赤部）
外側に外側止水ゴム（緑部）を取付
け、内側と外側止水ゴムの間に水を
注入して加圧する。

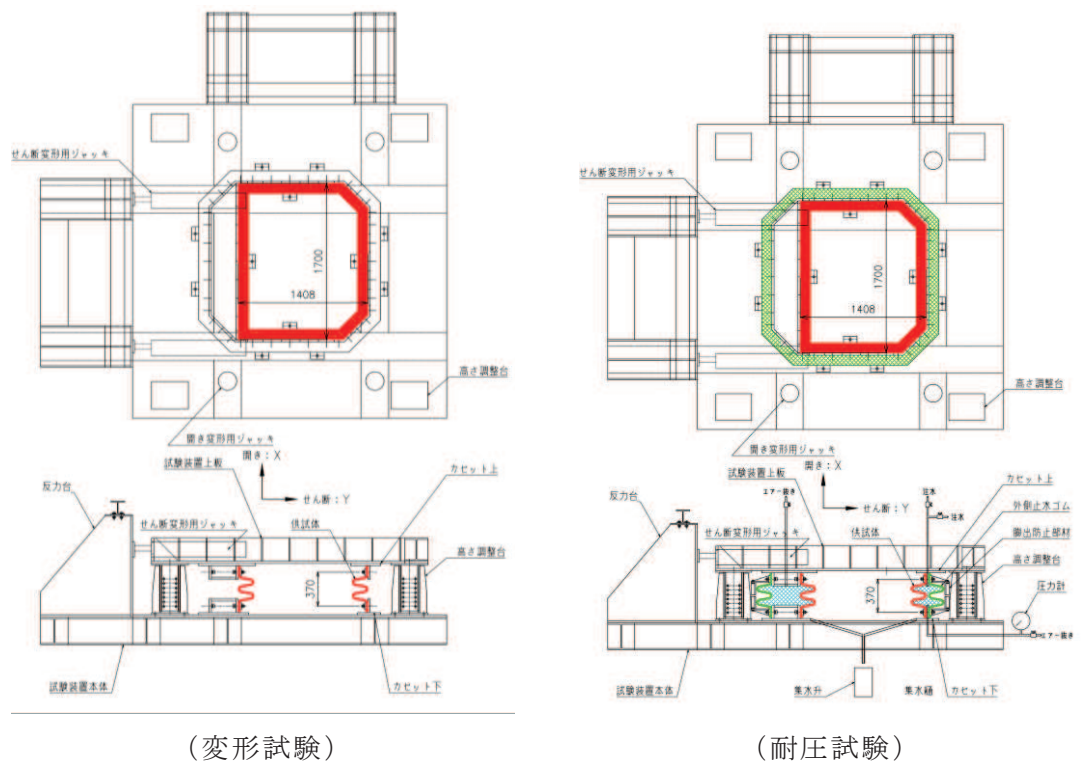


図 1.5-2 試験機概要図

(b) 試験状況

試験状況を図 1.5-3～図 1.5-10 に示す。

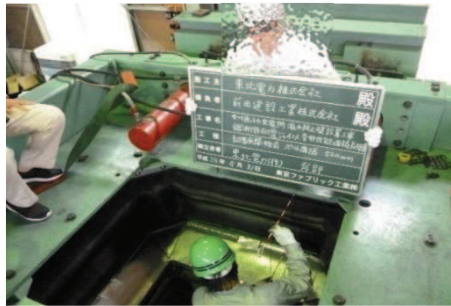
イ. 変形試験 No. ① (伸び 550 mm)



変形前状況



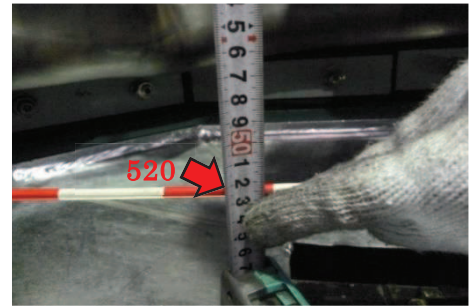
ゴムジョイント設置状況
(ボルト M20@200mm にて固定)



枠間距離計測状況

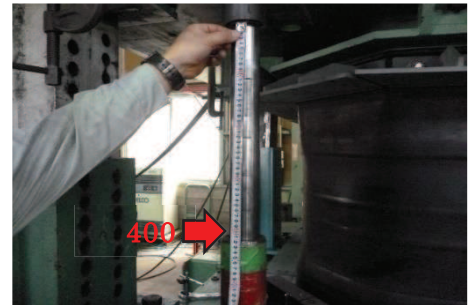
(枠間距離 (初期値) : 520 mm*)

注記* : 無負荷状態のボルト間距離 370mm に対して, 初期段階で 150mm 伸びた状態で設置



伸び変形量計測状況

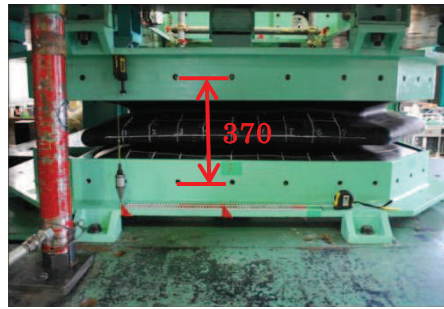
(初期伸び 150 mm + 計測値 400 mm (伸び量) = 伸び 550mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-3 試験状況 (変形試験 No. ①)

ロ. 変形試験 No. ② (伸び 350 mm, せん断 200mm)



変形前状況

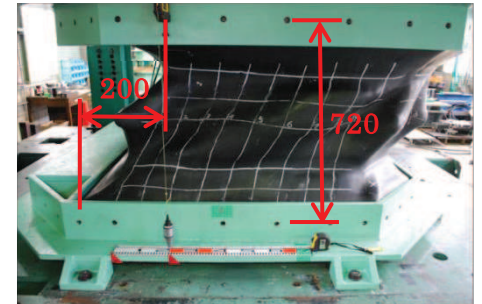


伸び変形後状況



伸び変形量 (枠間距離) 計測状況
(計測値 720mm - 初期値 370 mm * = 伸び 350mm)

注記* : 無負荷状態のボルト間距離 370mm



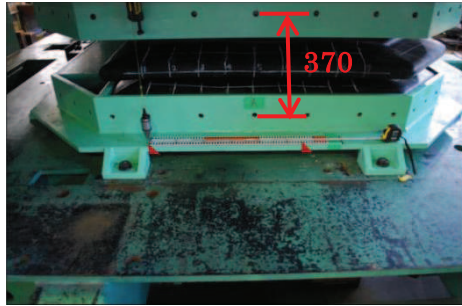
伸び+せん断変形後状況
(伸び 350mm, せん断 200mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-4 試験状況 (変形試験 No. ②)

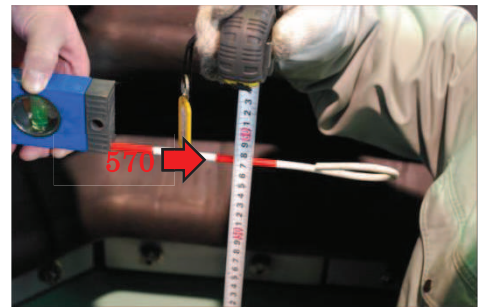
ハ. 変形試験 No. ③ (伸び 200 mm, せん断 350mm)



変形前状況

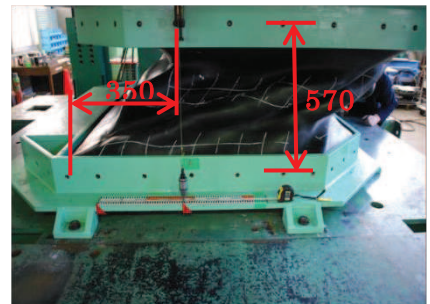


伸び変形後状況

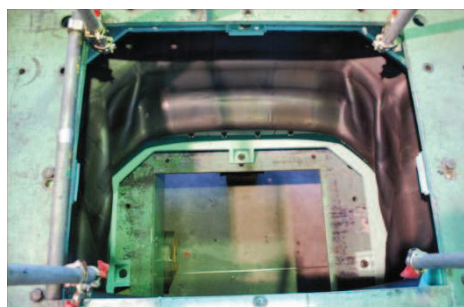


伸び変形量 (枠間距離) 計測状況
(計測値 570mm - 初期値 370 mm * = 伸び 200mm)

注記* : 無負荷状態のボルト間距離 370mm



伸び+せん断変形後状況
(伸び 200mm, せん断 350mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-5 試験状況 (変形試験 No. ③)

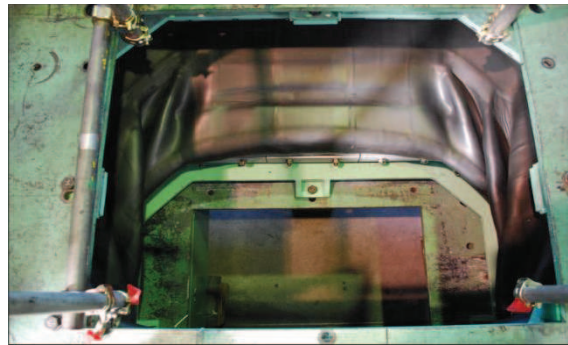
ニ. 変形試験 No. ④ (伸び 0 mm, せん断 550mm)



変形前状況



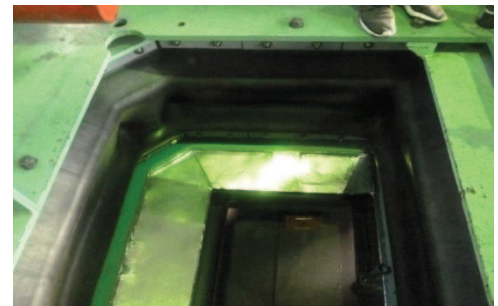
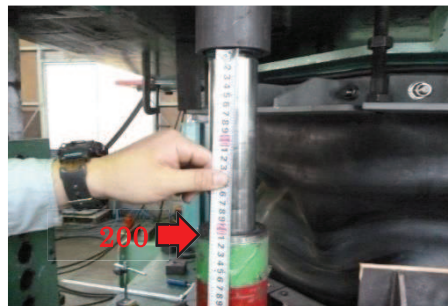
せん断変形後状況
(せん断 550mm)



変形完了 (損傷なし)

図 1.5-6 (変形試験 No. ④)

ホ. 耐圧試験 No. ① (伸び 350 mm, せん断 0mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

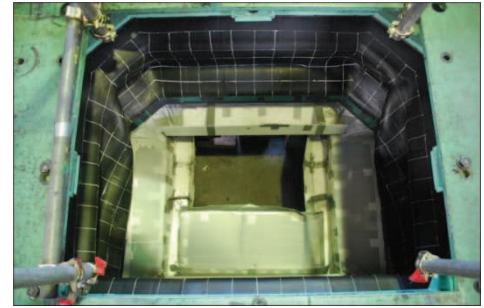
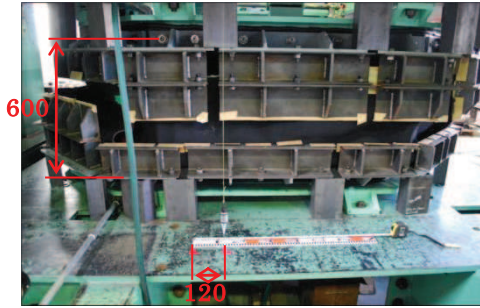
(初期伸び 150 mm + 計測値 200 mm (伸び量) = 伸び 350mm)



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-7 試験状況 (耐圧試験 No. ①)

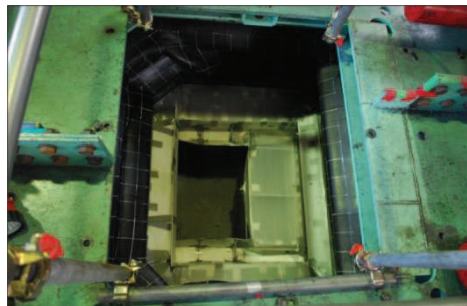
へ. 耐圧試験 No. ② (伸び 230 mm, せん断 120mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 600mm - 初期値 370 mm* = 伸び 230 mm, せん断 120mm)

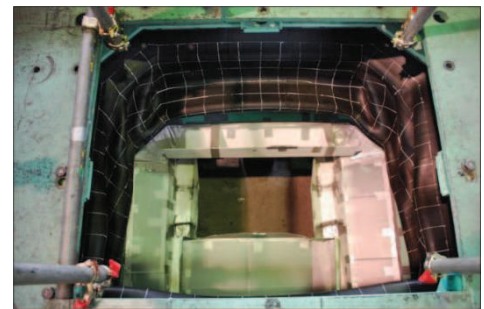
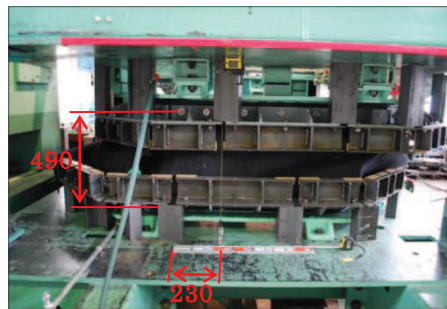
注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-8 試験状況 (耐圧試験 No. ②)

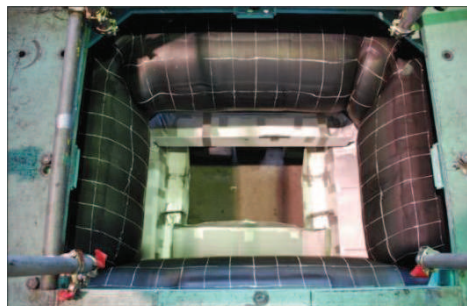
ト. 耐圧試験 No. ③ (伸び 120 mm, せん断 230mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 490mm - 初期値 370 mm* = 伸び 120 mm, せん断 230mm)

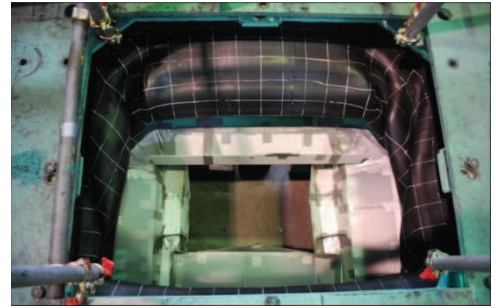
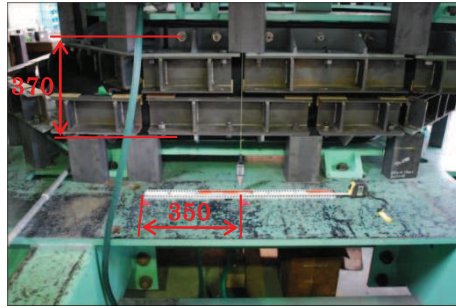
注記*: 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-9 試験状況 (耐圧試験 No. ③)

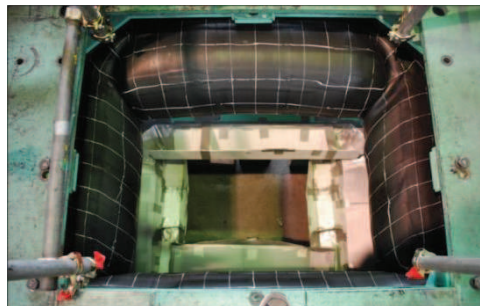
チ. 耐圧試験 No. ④ (伸び 0 mm, せん断 350mm, 水圧 0.15MPa)



変形後状況 (加圧前)

(計測値 370mm - 初期値 370 mm* = 伸び 0mm, せん断 350mm)

注記* : 無負荷状態のボルト間距離 370mm



加圧完了 (0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-10 試験状況 (耐圧試験 No. ④)

(c) 試験結果

性能試験結果を表 1.5-2 に示す。所定の変位を与えた上で、津波荷重を上回る水圧 (0.15 MPa) を 10 分以上 (加圧時間 1 時間) 加圧し、すべてのケースにおいて、損傷及び漏えいがないことを確認した。

表 1.5-2 性能試験結果

試験種別	試験 No	変位量	水圧	耐圧保持時間	損傷, 漏えい	判定
変形試験	①	伸び 550mm			無	OK
	②	伸び 350mm せん断 200mm			無	OK
	③	伸び 200mm せん断 350mm			無	OK
	④	伸び 550mm			無	OK
耐圧試験	①	伸び 350mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	②	伸び 230mm せん断 120mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	③	伸び 120mm せん断 230mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	④	せん断 350mm	0.15MPa	1 時間	無	OK

b. 止水ゴム（Ω型）

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

試験条件として表 1.5-3 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔（M20@200mm）は，実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後，止水ジョイント部材の有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。性能確認試験フローを図 1.5-11 に示す。

表 1.5-3 Ω型ゴムの試験条件

試験種別	試験 No	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
耐圧試験	①	伸び 50mm	0.15MPa	10 分以上
	②	せん断 50mm	0.15MPa	10 分以上

加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

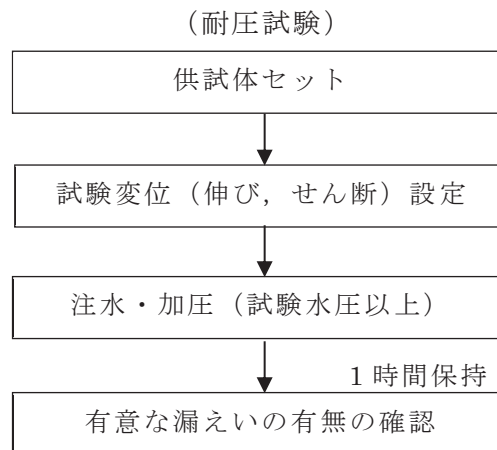
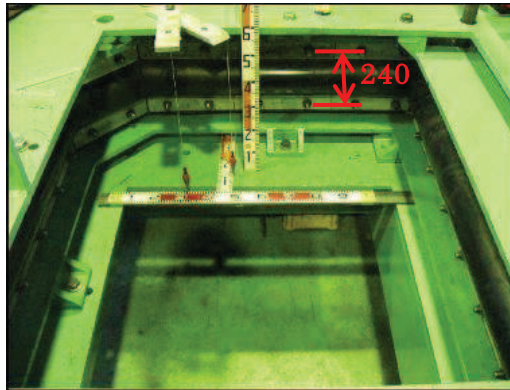


図 1.5-11 性能確認試験フロー

(b) 試験状況

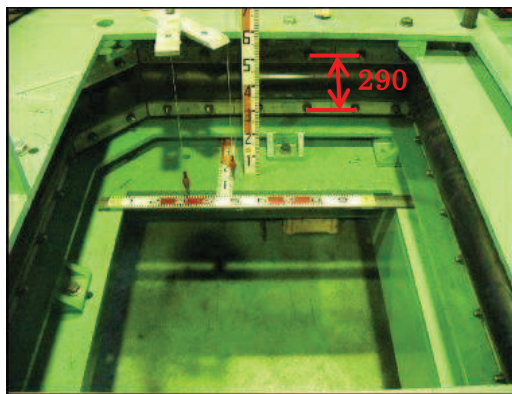
試験状況を図 1.5-12 に示す。



変形前状況

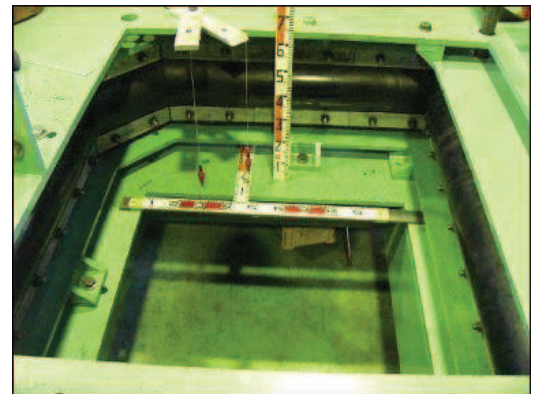
(枠間距離 (初期値) : 240mm)

図 1.5-12(1) 試験状況 (試験前)



変形完了

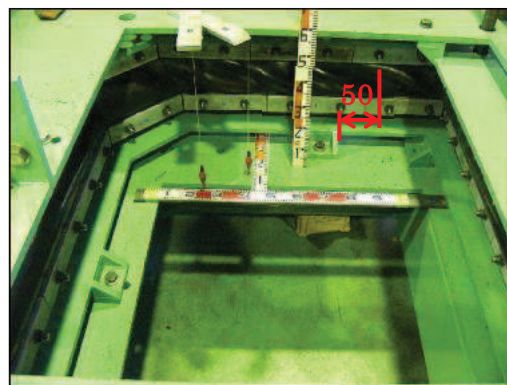
(計測値 290mm - 初期値 240mm = 伸び
50mm)



加圧完了

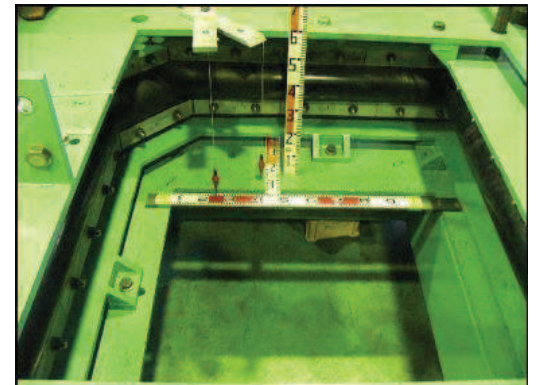
(0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-12(2) 試験状況 (耐圧試験①)



変形完了

(せん断 50mm)



加圧完了

(0.15 MPa, 1 時間保持後, 漏水なし)

図 1.5-12(3) 試験状況 (耐圧試験②)

(c) 試験結果

性能試験結果を表 1.5-4 に示す。

表 1.5-4 性能試験結果

試験種別	試験No	変位量	水圧	耐圧保持時間	損傷, 漏えい	判定
耐圧試験	①	伸び 50mm	0.15MPa	1 時間	無	OK
	②	せん断 50mm	0.15MPa	1 時間	無	OK

(2) 許容限界の設定

試験結果を踏まえた止水ジョイント部材の許容限界を表 1.5-5 に示す。

表 1.5-5 止水ジョイント部材の許容限界

評価項目		許容限界	備考
M 型ゴム	地震時	伸び : 550 mm せん断 : 550 mm	
	津波余震 重畳時	伸び : 350 mm せん断 : 350 mm	試験水圧 0.15MPa
Ω 型ゴム	地震時	伸び : 50 mm せん断 : 50 mm	
	津波余震 重畳時	伸び : 50 mm せん断 : 50 mm	試験水圧 0.15MPa

1.6 耐久性について

(1) 基本方針

止水ジョイントの主成分であるゴム材（クロロプレンゴム）の経年劣化に対する耐久性については、同じゴム材であるゴム支承の様々な劣化要因に対する設計上の配慮事項が示されている「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」及び「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に準拠し、表 1.6-1 に示す劣化要因に対する試験等により耐久性が確認された製品を使用する。

また、熱老化による変形性能の低下（ゴムの伸び性能の低下）が想定されることから、空気加熱老化試験（以下、JIS K 6257）に基づく耐熱性試験を実施し、熱老化をさせた試験体での伸びの変化率を確認する。

表 1.6-1 止水ジョイント部材の劣化要因に対する耐久性の確保・確認方法

劣化要因	耐久性の確保・確認方法
熱	空気加熱老化試験（JIS K 6257）により熱老化に対する耐久性が確認された製品を使用する。
オゾン ・酸素	静的オゾン劣化試験（JIS K 6259）*1により、十分な耐オゾン性を有することを確認された製品を使用する。
紫外線	ゴム材にカーボンブラックが配合された製品を使用することで、内部までの光の浸透を阻止し、耐久性を確保する*2。
低温	低温衝撃ぜい化試験（JIS K 6261）*3により、十分な耐寒性を有することを確認された製品を使用する。

注記*1：東北地方に位置する綾里（岩手県大船渡市）のオゾン濃度が 40ppb 程度（気象庁による観測）であるのに対し、オゾン劣化試験では 500ppb のオゾン濃度で評価を実施し、耐オゾン性を確認する。

*2：日本ゴム協会誌第 77 巻（2004）3 号 p.109～p.115 を参照。

*3：ゴム材の低温ぜい化温度は -30℃以下であり、耐寒性を有することを確認する（気象庁によれば、石巻の月別平均最低気温は -2.6℃，日最低気温は -14.6℃）。

(2) 耐熱性試験

耐熱性の指標として伸び性能の初期値からの残存率を確認することで、経年劣化に対する耐久性能を確認する。下記に試験の方法を示す。

ここで、基本設計段階において実施していた試験（以下「過年度試験」という。）では、劣化予想に影響する低温（70℃）での試験が老化時間 1000 時間程度しか行っていないかった。先行サイトの試験データを確認した結果、より長時間（5000 時間）まで実施していることから、試験結果の妥当性を検証するために、先行サイトと同条件（1000～5000 時間のデータまで取得）のもとでの試験（以下「追加試験」という。）を実施していることから、本資料では追加試験を基本に整理している。なお、後述のとおり、過年度試験と追加試験において、長時間データの有無の違いによる劣化予想結果の違いは認められるものの、大きな傾向としては有意な差は無い結果となっている。

【試験方法】

- ① ダンベル型試験片を熱老化試験機に投入し、表 1.6-2 に示す温度、時間にて加熱する。
- ② 熱老化前及び所定の熱老化時間を作用させたダンベル型試験片を引張試験機にセットし、引張試験（JIS K 6251）を行い、破断時の伸び及び引張強さを測定
- ③ 老化時間と破断時の伸びの低下率に基づき、アレニウスプロットによる耐久性予想を実施

表 1.6-2 熱老化条件

	熱老化温度		
	70℃	100℃	120℃
熱 老 化 時 間	—	—	24 時間（1 日）
	—	48 時間（2 日）	48 時間（2 日）
	—	96 時間（4 日）	96 時間（4 日）
	192 時間（8 日）	192 時間（8 日）	192 時間（8 日）
	600 時間（25 日）	600 時間（25 日）	600 時間（25 日）
	1008 時間（42 日）	1008 時間（42 日）	—
	2016 時間（84 日）*	—	—
	3000 時間（125 日）*	—	—
	5000 時間（208 日）*	—	—

注記*：過年度試験から追加した範囲

(3) 試験結果

熱老化後の引張試験結果を表 1.6-3 に、耐候性試験結果に基づく耐久性予想結果を図 1.6-1 に示す。

表 1.6-3 試験結果

老化温度	老化時間	引張強度	伸び	伸び残存率
℃	時間	N/mm ²	%	%
—	—	18.6	410 (410)	基準値
70	192	17.6	373 (370)	90
	600	17.5	364 (360)	88
	1008	17.6	357 (360)	88
	2016	16.4	318 (320)	78
	3000	16.4	292 (290)	71
	5000	14.9	253 (250)	61
100	48	18.4	371 (370)	90
	96	17.5	353 (350)	85
	192	17.6	309 (310)	76
	600	15.0	188 (190)	46
	1008	15.9	129 (130)	32
120	24	17.1	339 (340)	83
	48	17.5	300 (300)	73
	96	16.1	214 (210)	51
	192	16.4	138 (140)	34
	600	15.5	4 (0)	0

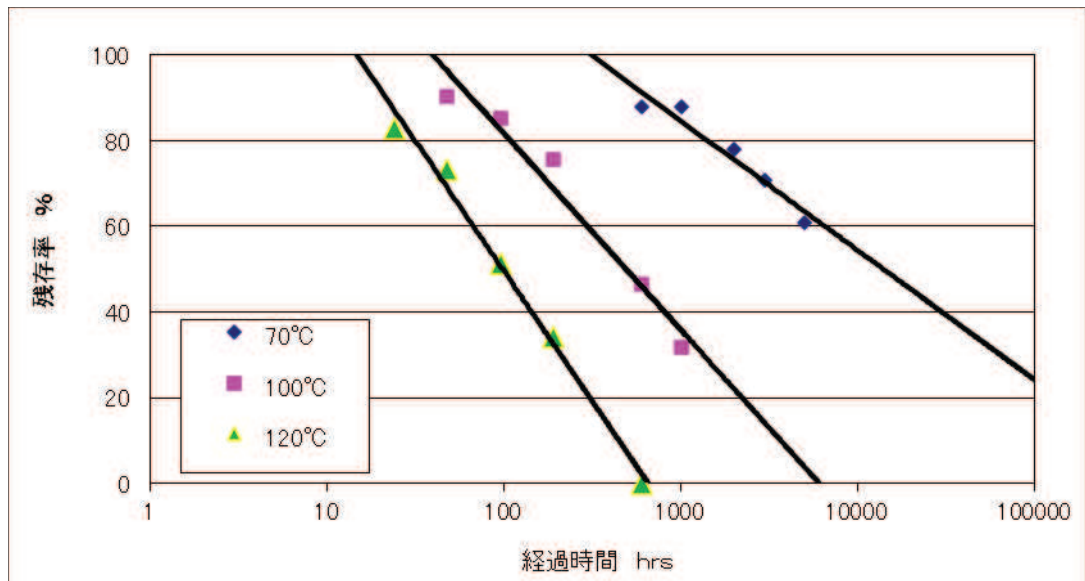


図 1.6-1 ゴム材料の熱老化試験結果

熱老化試験結果から得られた図 1.6-1 のグラフより各温度で残存率が 90%，80%，70%，60%，50%となる経過時間をそれぞれ読み取り日数に換算し，日数を縦軸，温度（絶対温度）の逆数 $1/T$ を横軸に取ったグラフにプロットし，経過時間と温度の関係をグラフ化したものを図 1.6-2 に示す。

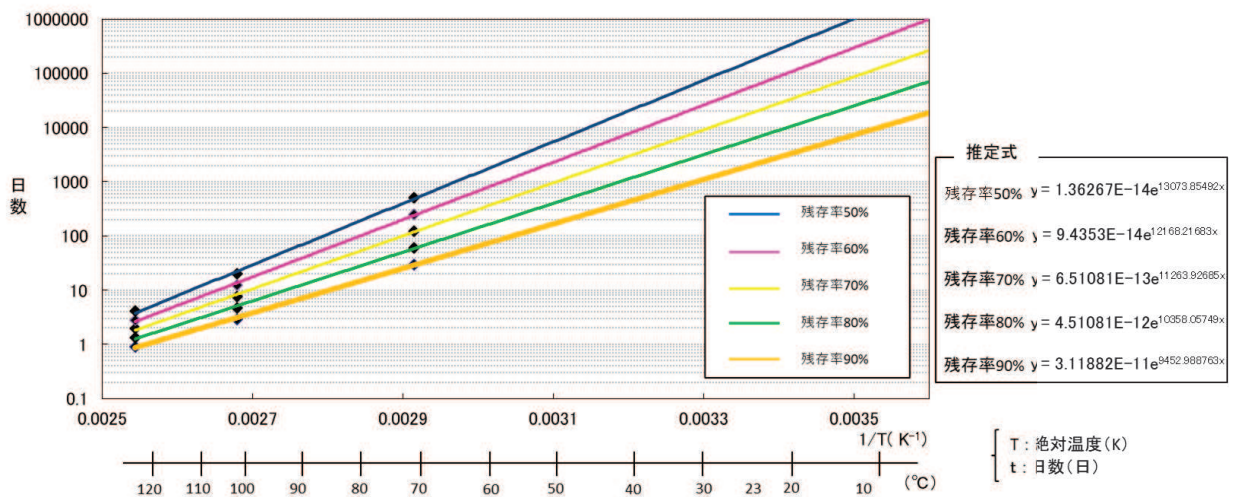


図 1.6-2 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

図 1.6-2 から，20℃，30℃，40℃及び女川原子力発電所地点における月別平均最高気温 23℃における各残存率と日数の関係を読み取り，各温度で残存率を縦軸，経過日数を横軸に取った伸び性能低下予想グラフを図 1.6-3 に，残存率 50%に至るまでの期間を表 1.6-4 に示す。

なお，図 1.6-3 には自然曝露試験体（三重県（三重郡菟野町）），年間平均気

温 20.9℃) における残存伸びの試験結果をプロットしており、若干のばらつきは認められるが、試験結果に基づく予想結果と曝露試験体の残存伸びは概ね整合的である。

この結果から、推定される女川原子力発電所地点における月別平均最高気温 23℃で残存率 50%までの経過年数は、564 年である。

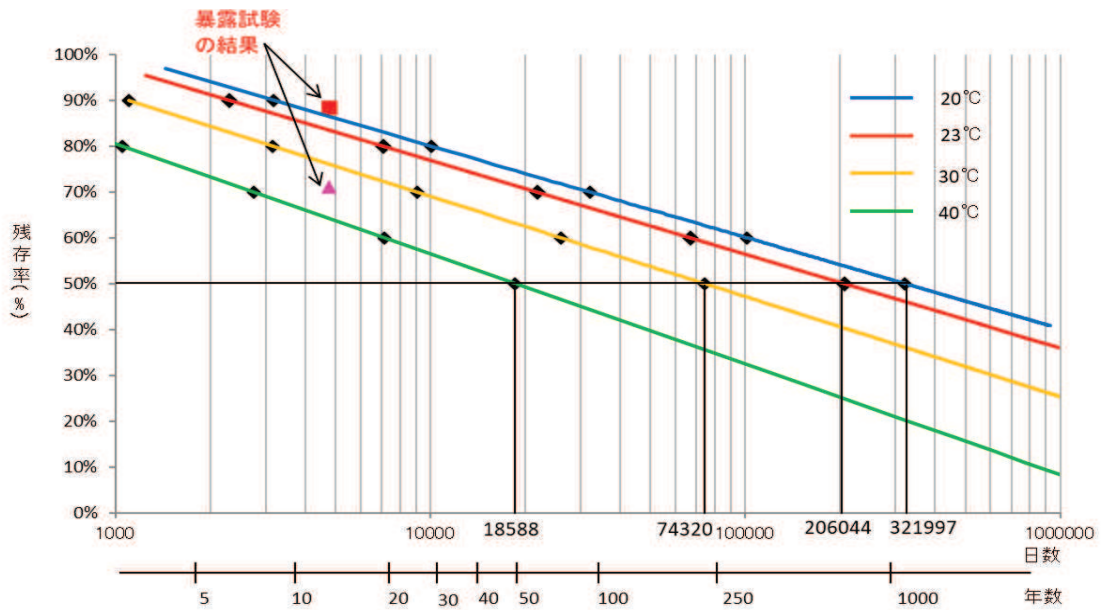


図 1.6-3 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(残存率と日数の関係)

表 1.6-4 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(残存率：50%に至るまでの期間)

雰囲気温度	基準伸び量：410%から 残存率 50% (伸び量 205%) まで 伸び性能が低下する期間
20℃	880 年 (321397 日)
23℃*	564 年 (206044 日)
30℃	203 年 (74320 日)
40℃	50 年 (18588 日)

注記*：女川原子力発電所地点における月別平均最高気温

(4) 先行サイトにおける耐候性試験結果との比較について

先行サイト（東海第二発電所）で実施している熱老化試験結果*との比較を図 1.6-4 に、東海第二発電所で示している条件（伸び残存率 50%，雰囲気温度 30℃）と同一条件における残存率と経過時間のグラフを図 1.6-5 に、残存率 50%に至るまでの期間を表 1.6-5 に示す。

東海第二発電所と同条件（雰囲気温度 30℃）で、伸び残存率 50%に至るまでの期間は東海第二発電所の 38 年に対して、女川原子力発電所（追加試験）では 203 年と大きな差が生じる結果となっている。

なお、図 1.6-4 には女川原子力発電所の過年度試験についても示しているが、と長時間データの有無の違いによる劣化予想結果の違いは認められるものの、全体的な傾向としては追加試験と過年度試験で極端に傾向が異なる結果にはなっていない。

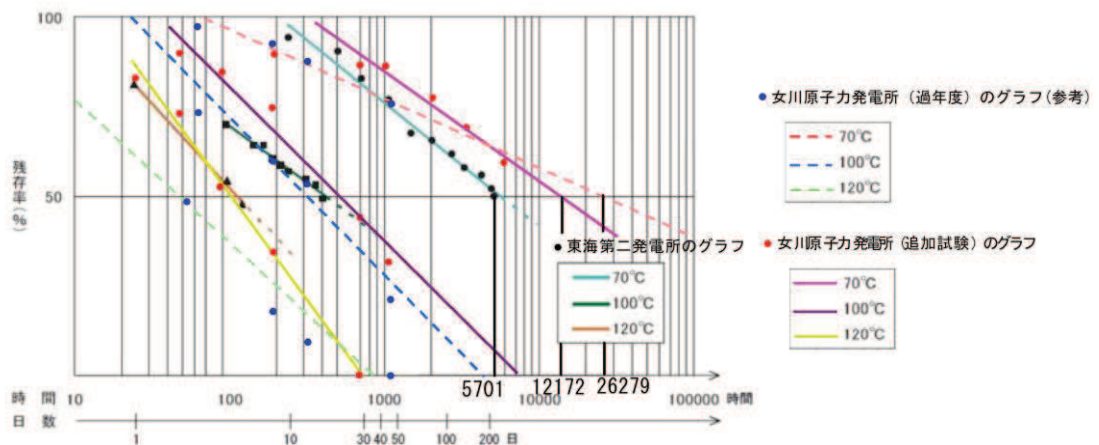


図 1.6-4 ゴム材料の熱老化試験結果の比較
(過年度試験及び東海第二発電所との比較)

注記*：平成 30 年 3 月 19 日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

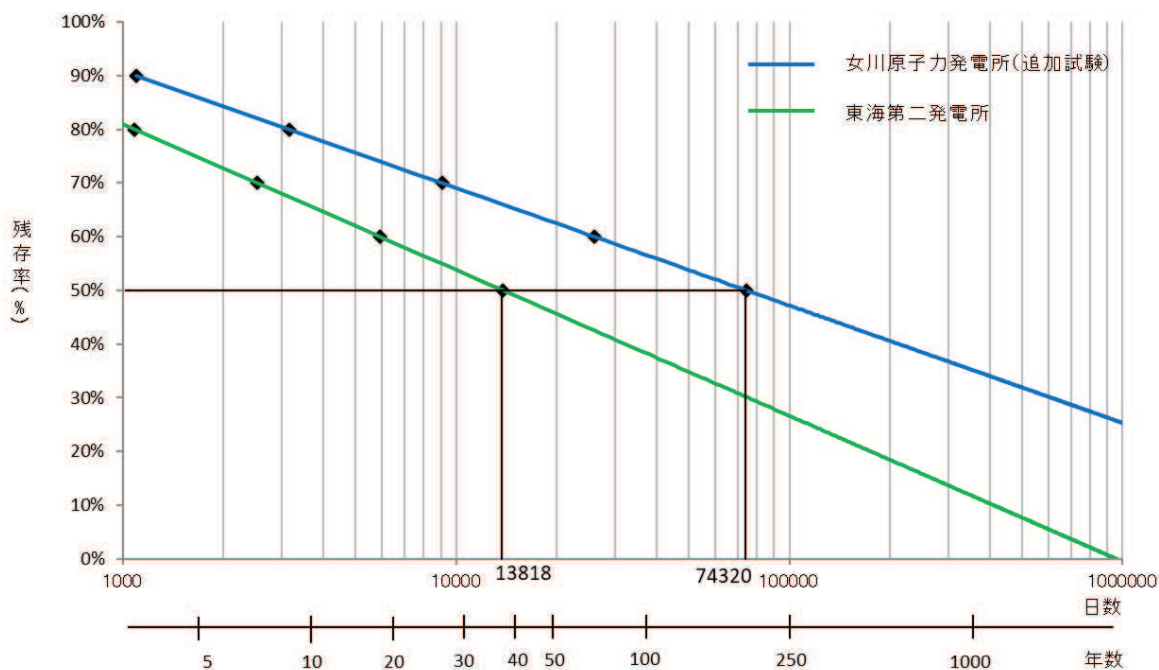


図 1.6-5 ゴムジョイントの伸び性能低下予想
(東海第二発電所との比較)

表 1.6-5 ゴムジョイントの伸び性能低下予想の比較
(残存率：50%に至るまでの期間)

項目	東海第二発電所	女川原子力発電所
伸び残存率：50%に至るまでの時間 (雰囲気温度：30℃)	38年 (13818日)	203年 (74320日)

伸び性能低下予想の違いは、図 1.6-4 に示す熱老化試験における 70℃の試験結果の差に起因する。

今回の伸び性能低下予想に用いるアレニウス則は、活性化エネルギーから耐久性を求める方法で、図 1.6-4 のグラフで、東海第二発電所の 70℃の近似線の傾きに比べ、女川原子力発電所（防潮壁）の 70℃の近似線の傾きが同傾向であるが右寄りになっている。傾斜が緩くかつ右寄りとなり、各温度のグラフから読み取る任意の残存率での経過時間の差が大きくなると、図 1.6-6 に示すアレニウスプロットを作成した際のグラフの傾きが大きくなり、活性化エネルギーが大きくなるため、劣化の進行が遅くなり、耐久年数が長く算出される。

今回の比較においては、70℃ ($1/T=1/343=0.002915$) の試験結果の違いにより、傾きに差が生じ耐久年数の評価に違いが生じている。

なお、試験結果の違いについては、J I Sに基づく方法にて、老化時間等の試験条

件も同一としているため、試験条件の違いによるものではなく、材料特性の違いによるものと推測される。ゴムの製作は、原材料の投入、混合、成型、加硫（加圧）など様々な工程を経て行われるものであり、耐久性に関する特性もそれに左右される。配合や製造過程は、メーカーによりノウハウが異なるものであり、これが耐久性の違いに現れたものと考えられる。

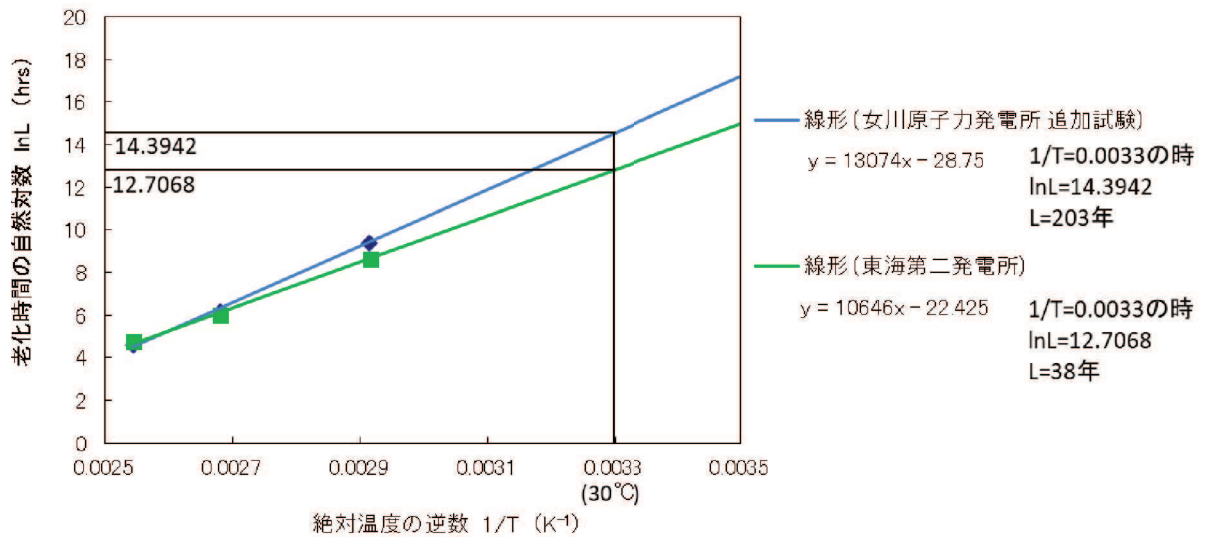


図 1.6-6 雰囲気温度 30°Cにおけるアレニウスプロット
(東海第二発電所との比較)

1.7 維持管理方針

(1) 点検計画

止水ジョイント部材の維持管理は、部材の劣化、変状の発生・進行を把握し、許容限界を満足することを確認することを目的に、定期的な目視点検及び曝露試験を行う。

点検時期及び点検方法を表 1.7-1 に示す。なお、詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書に示す。

表 1.7-1 止水ジョイント部材の点検時期・点検方法

時期	分類		時期, 頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検*1	巡視点検	1回/月	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1回/年	足場等を用いた目視点検
	曝露試験		1回/年 (竣工後 15年以降)	曝露試験体を用いた引張試験*2

注記*1：巡視点検（1回/月），並びに定期点検（1回/年）による外観目視点検を行う。巡視点検では可視範囲で，定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し，劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに，必要に応じ試験等を行う。

*2：曝露試験体の伸び量等を測定し，設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。

(2) 管理基準値

補修，取替えについては，表 1.7-1 に示す点検の結果に基づき補修，取替えの計画を行うものとし，曝露試験においては管理基準値を定める。

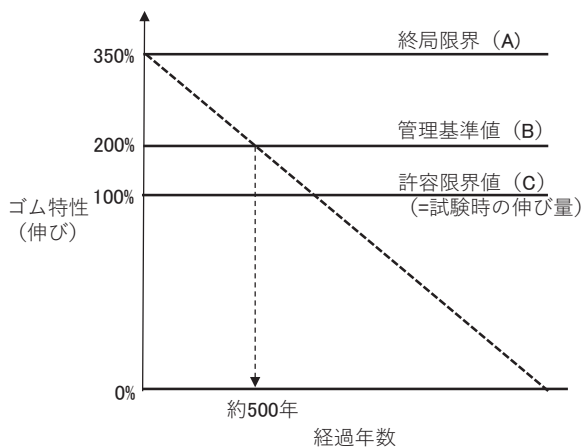
管理基準値の詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書にて示す予定としているが，以下に設定方針（案）を示す。

<曝露試験における管理基準値の設定方針（案）>

止水ジョイント部材における管理基準の設定方針（案）を図 1.7-1 に示す。

管理基準値(B)は，終局限界値（初期状態での破断伸び）(A)に対して，耐久性予測による経年劣化分（供用期間を考慮）を評価した値とし，許容限界値（C）に対して余裕を有する設定として伸び量 200%とする。

ここで，1.6(3)に示す耐久性試験結果より，終局限界値(A)→管理基準値(B)まで伸び性能が低下する期間は図 1.7-1 に示すとおり約 500 年であるが，安全側に竣工後 15 年経過以降に 1 回／年の頻度で曝露試験を行う。



項目	伸び量*1	備考
(A)終局限界値	350%*2 (100%)	初期状態の破断伸び
(B)管理基準値	200%*3 (57%)	
(C)許容限界値	100%*3 (28%)	試験時における最大伸び

注記*1：() 内の数値は残存伸び率を示す。

*2：メーカー保証値

*3：許容限界値に余裕を考慮して設定

*4：試験時の推定伸び量（70%）に余裕を考慮

図 1.7-1 止水ジョイント部材の曝露試験における管理基準の設定方針（案）

2. 鋼製遮水壁（鋼桁）に用いるシール材について

2.1 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間に隙間が生じるため、シール材を設置することで、津波の有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、地震時、津波時、及び重畳時（余震と津波時）の変形が漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により、健全性を確認する。

鋼桁の構造概要を図 2.1-1 に、鋼殻ブロック継目部拡大を図 2.1-2 に示す。

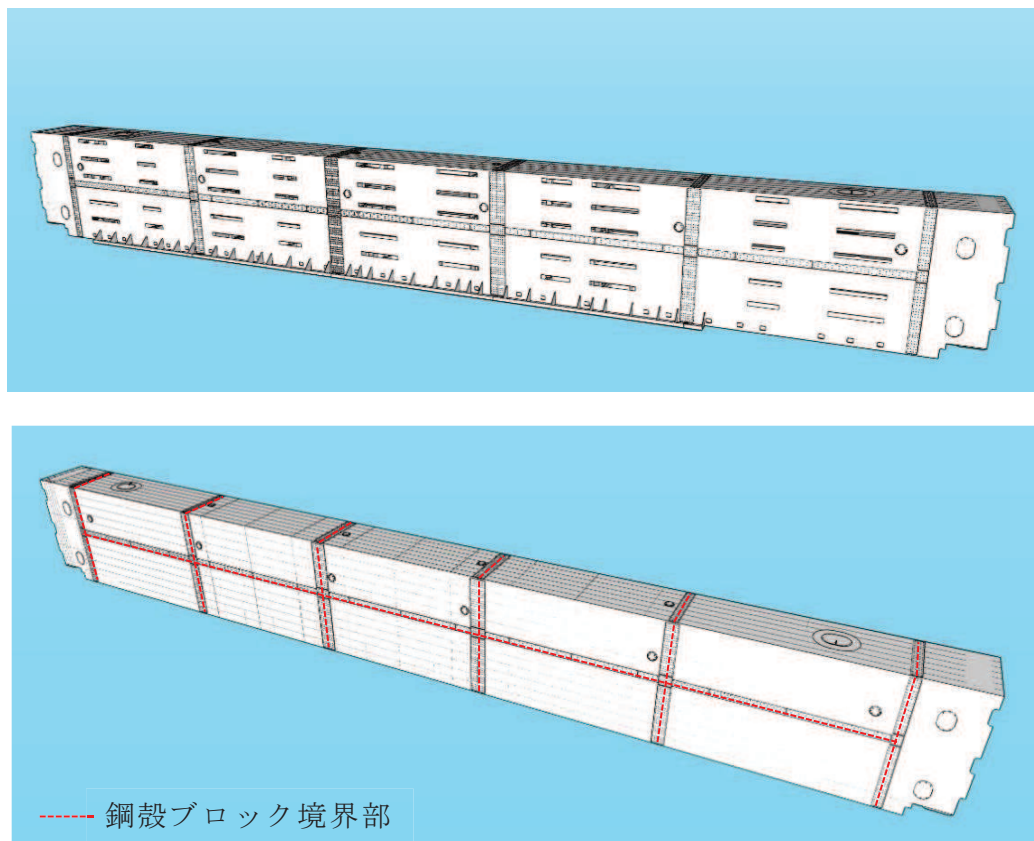


図2.1-1 鋼桁の構造概要

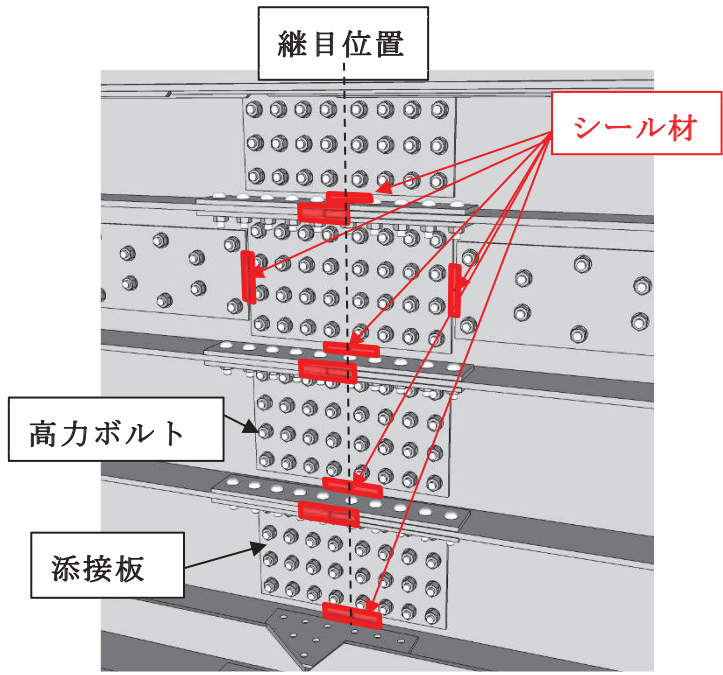


図2.1-2 鋼殻ブロック継目部拡大

2.2 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを耐圧試験及び変形性能により確認する。

耐圧試験については、使用するシール材 は、東海第二原子力発電所において、同様の構造形式（鋼製防護壁）に用い、耐圧試験等により津波時の止水性等を確認*していることから、その試験条件に包含されることを確認することにより、東海第二発電所で実施された試験結果が女川原子力発電所でも適用できることを確認する。

変形性能については、地震時及び津波余震時において想定される変形量（伸び、曲げ）が、許容限界以下であることを確認する。

シール材の仕様を表 2.2-1 に、施工方法を図 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 シール材の仕様

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm ²)	耐候性
	2液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50年

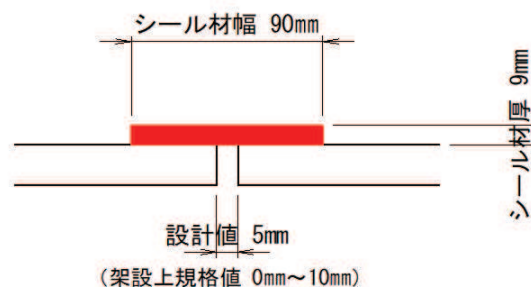


図 2.2-1 シール材の施工方法

注記*：平成30年5月1日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

2.3 耐圧試験

東海第二発電所で実施した試験と女川原子力発電所での使用条件との比較を表 2.3-1 に示す。女川原子力発電所で使用する条件を超える条件のもとで各種試験が実施されており、東海第二発電所で実施された試験結果*が包絡関係にあり、女川原子力発電所でも適用できると考えられる。

なお、試験結果を踏まえ、Case-1（継目部のみ）の方法で施工を実施する。

表 2.3-1 東海第二発電所で実施した試験と女川発電所での使用条件の比較

項目		東海第二発電所で実施した試験条件	女川原子力発電所で使用する条件	備考
設置条件	使用材料		同左*	
	施工範囲	継ぎ目部のみ (CASE1)	同左	東海第二発電所で実施した試験試験では、以下の3ケースを実施しているが、図 2.2-1 に対応する条件は CASE1。 CASE1：継目部のみ CASE2：継目部+添接板（継目部に横断する方向） CASE3：継目部+添接板（全周）
	継ぎ目幅	15mm	10mm*1	*1：設計値 5 mm で許容施誤差 ±5 mm を考慮し最大幅は 10 mm
	シール厚さ	9mm	9mm	
	シール幅	90mm	90mm	
外力条件	水圧	0.50MPa	0.15MPa*2	*2：1.4 (2) 試験水圧に示す、止水ジョイント部材と同様の設定とする。

注記*：平成30年5月1日「新規規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

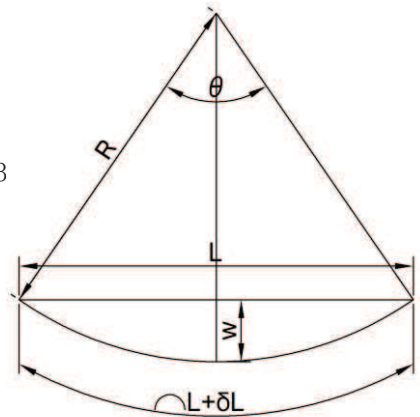
2.4 変形性能の確認

変形性能の確認は、支間長が最大で、地震時及び津波余震時における支間中央の変形量が最大となる鋼桁 4（第 3 号機海水ポンプ室）を対象に行う。

(1) 地震時の継目部の伸び量

地震時の三次元フレーム解析による鋼桁支間中央部下端の鋼桁支間中央下端のたわみ量 w （桁軸直角方向の変位）は 67 mm であることから、保守的に直角方向の変位量を 100 mm とし、支間長を $L = 45.9$ m の鋼桁が円弧で変形すると仮定した場合の継目部（シール材）の伸び量（ δL_d ）を算定する。

$$\begin{aligned}
 L &= 45900 \text{ mm (鋼桁支間長)} \\
 L/2 &= 22950 \text{ mm} \\
 W &= 100 \text{ mm (設計たわみ量)} \\
 R &= (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 2633563 \\
 \cos(\theta/2) &= (R-w)/R = 0.999962 \\
 \theta/2 &= 0.00871 \text{ rad} \\
 \theta &= 0.01743 \text{ rad} \\
 L_1 &= R \cdot \theta = 45900.6 \text{ mm} \\
 \delta L &= L_1 - L = 0.6 \text{ mm} \\
 \delta L_d &= 1.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



ここで、

- L : 鋼桁支間長 (mm)
- w : 鋼桁支間中央下端のたわみ量 (mm)
- R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径 (mm)
- θ : 中心角 (rad)
- L_1 : R と θ からなる弧長 (mm)
- δL : たわみによる鋼桁伸び量 (mm)
- δL_d : 鋼桁の設計伸び量 (mm)

上記で求めた δL_d を用い、鋼桁の伸び量と継ぎ目部（シール材）の伸び量は概ね同様な変形が生じるとして、下記の式により地震時の継目部の伸び量を δx を算定する。

$$\begin{aligned}
 (L + \delta L_d) : L &= (x + \delta x) : x \\
 \triangle x &= x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 2.2 \times 10^{-4} \text{ mm}
 \end{aligned}$$

伸び率とした場合、

$$\varepsilon = 2.2 \times 10^{-4} / 10 \times 100 = \underline{0.002 \%}$$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)=45.9 m

δL_d : 鋼桁の設計伸び量=1mm

x : 最大継目幅=10mm

(2) 津波余震時の継目部の伸び量

津波余震時の3次元動的フレーム解析による鋼桁支間中央部下端の直角方向の変位は301 mmである。保守的に直角方向の変位量を350 mm、支間長をL=45.1 mで円弧で変形すると仮定した場合の継目部の伸び量を算定する。

$$L = 45900 \text{ mm (鋼桁支間長)}$$

$$L/2 = 22950 \text{ mm}$$

$$W = 350 \text{ (mm)}$$

$$R = (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 752607$$

$$\cos(\theta/2) = (R - w) / R = 0.999535$$

$$\theta/2 = 0.03050 \text{ rad}$$

$$\theta = 0.06100 \text{ rad}$$

$$L_1 = R \cdot \theta = 45907.1 \text{ mm}$$

$$\delta L = L_1 - L = 7.1 \text{ mm}$$

$$\delta L_d = 8.0 \text{ (mm)}$$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)

w : 鋼桁支間中央下端のたわみ量 (mm)

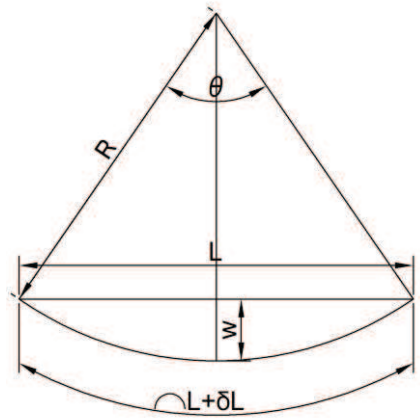
R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径 (mm)

θ : 中心角 (rad)

L₁ : Rと θ からなる弧長 (mm)

δL : たわみによる鋼桁伸び量 (mm)

δL_d : 鋼桁の設計伸び量 (mm)



上記で求めた δL_d を用い、鋼桁の伸び量と継ぎ目部（シール材）の伸び量は概ね同様な変形が生じるとして、下記の式により地震時の継目部の伸び量 δx を算定する。

$$(L + \delta L_d) : L = (x + \delta x) : x$$

$$\delta x = x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 1.7 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

伸び率とした場合、

$$\varepsilon = 1.7 \times 10^{-3} / 10 \times 100 = \underline{0.017 \%}$$

ここで、

L : 鋼桁支間長 (mm)=45.9 m

$\delta L d$: 鋼桁の設計伸び量=8mm

x : 最大継目幅=10mm

(3) シール材の許容伸び量

のカタログ記載値より、引張強度
(最大強度) 100 %の伸び性能を許容値と
する。

継目幅 10 mmに対して許容伸び量は、

$$10 \text{ mm} \times (100/100) = \underline{10 \text{ mm}}$$

(許容引張強度 : 2.45N/mm²)

(セメダイン株式会社のカタログより)

(4) 地震時及び津波余震時の継目部の伸び量

地震時及び津波余震時の継目幅の伸び率を表表 2.4-1 に示す。計算の結果、許容
伸び率 100%に対し、地震時は 0.002%、津波余震時は 0.017%と伸び率が十分に小
さいことを確認した。したがって、地震時及び津波余震時のシール材の変形が漏え
いを生じない変形に留まると考えられる。

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

表 2.4-1 継目部の伸び率算定結果

	伸び量 (mm)	伸び率 (%)	許容伸び率 (%)	判定
地震時の継目幅の伸び量	2.2×10^{-4}	0.002	100	OK
津波余震時の継目幅の伸び量	1.7×10^{-3}	0.017	100	OK

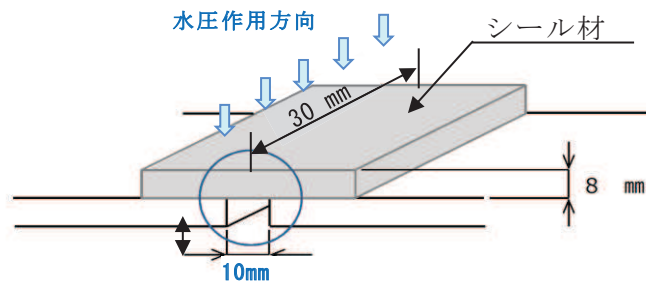
(5) 津波荷重に対する強度計算

津波荷重作用時の曲げ引張応力度を算出する。算定の結果，許容引張強度に対して発生引張応力度が十分に小さいことを確認した。

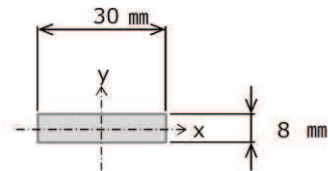
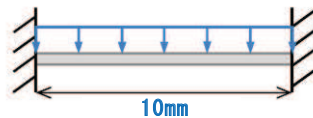
設計水圧： 0.15 MPa

シール幅： 30 mm

シール厚さ： 8 mm^{*1}



$$q = 0.15(\text{N/mm}^2) \times 30(\text{mm}) = 4.5(\text{N/mm})$$



*1：計算厚さは施工時誤差を考慮し，-1mm で算出する。

設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 4.5 \times 10^2 = 37.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 37.5 \times 4.0 / 1280 = \underline{0.12 \text{ N/mm}^2} < 2.45 \text{ N/mm}^2$$

2.5 維持管理方針の検討

シール材及の維持管理は、耐候性試験結果に基づく耐用年数が 50 年相当であることを踏まえ、初回点検のほか、定期的な目視点検を行い、部材の劣化、変状の発生・進行を把握するとともに、状態に応じてシール材の再施工を行う方針とする。

点検時期及び点検方法を表 2.5-1 に示す。なお、詳細は本方針に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する。

表 2.5-1 シール材の点検時期・点検方法

時期	分類		時期, 頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検*1	巡視点検	1回/年	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1回/10年	足場等を用いた目視点検

注記*1: 巡視点検では可視範囲で、定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し、劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに、必要に応じてシール材及び塗料の除去及び再施工を行う。

(別紙) 東海第二発電所で実施した試験*及び確認項目の概要

(1) 耐圧試験

継ぎ目部の止水シールの設置・施工状況を模擬した試験体に対して、津波時の想定水圧を作用させた状態を保持し、漏えいの有無を確認した。試験条件を表 2.5-2 に示す。その結果、すべてのケースにおいて漏えいがないことを確認している。

表 2.5-2 試験条件

水 圧	必要耐圧 保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分



図 2.5-1 耐圧試験装置の概要

注記*：平成 30 年 5 月 1 日「新規制基準適合性審査に係る事業者ヒアリング（東海第二発電所）」資料

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

(2) 耐候性試験

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 2.5-3 に示す。この表より PM700LMG が熱老化性に優れ 80 °C で 10,000 時間、100 °C で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。したがって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 2.5-3 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコンエポキシ樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ(N/mm ²)	破断箇所* ¹
初期		5.7	cf
80°C 熱老化	500H ^{*2}	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100°C 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

注記*1: 破壊状態 af: 接着剤と金属界面の破壊 cf: 接着剤の界面破壊

*2 H: 時間

(セメダイン株式会社による試験より)

b. 乾湿繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチックー実験室光源による暴露試験方法ー第 4 部：オープンプレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 2.5-4 に示す。この表より 35,000 時間後も 70 % の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。したがって、「(1) 変形性能確認」より地震時は 0.002 %、津波余震時は 0.017 % と伸びは極僅かであるため、長期に渡り伸び性能を維持するものである。

また、「(1) 変形性能確認」より地震時及び津波余震時の最大たわみ時の引張応力は、乾湿繰り返し試験の 35,000 時間後（116 年に相当）の破断強度 2.16 N/mm² に対して、本震時は 4.9×10^{-5} N/mm²、余震時は 0.12 N/mm² と十分に余裕があることを確認した。

表 2.5-4 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm ²)	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引っ張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20℃，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温度：ブラックパネル温度 63±3℃

水噴射：2100±100ml/min 120 分照射中に 18 分 水温 16±5℃

（セメダイン株式会社による試験より）

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 設置位置及び構造概要	2
2.2 解析方法	19
2.3 許容限界	29
2.4 評価方法	30
2.5 評価結果	34

1. 概要

添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁（以下、防潮壁）においては、構造境界部及び異種構造物間には地震時及び津波時・重畳時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。

本資料は、上記に示す相対変位が生じる止水ジョイント部材の相対変位量に関して、その算出方法と結果を示し、相対変位量が許容限界以下であることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 設置位置及び構造概要

止水ジョイント部材が設置される境界部は、(A)防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び(B)防潮壁の異種構造形式間（鋼板-鋼桁、鋼板-鋼製扉、鋼桁-鋼製扉）並びに(C)防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室、3号機海水ポンプ室、防潮堤）間に区分される。

防潮壁の平面位置図を図 2.1-1 に、止水ジョイントの設置イメージを図 2.1-2 に、詳細図を図 2.1-3 に示す。

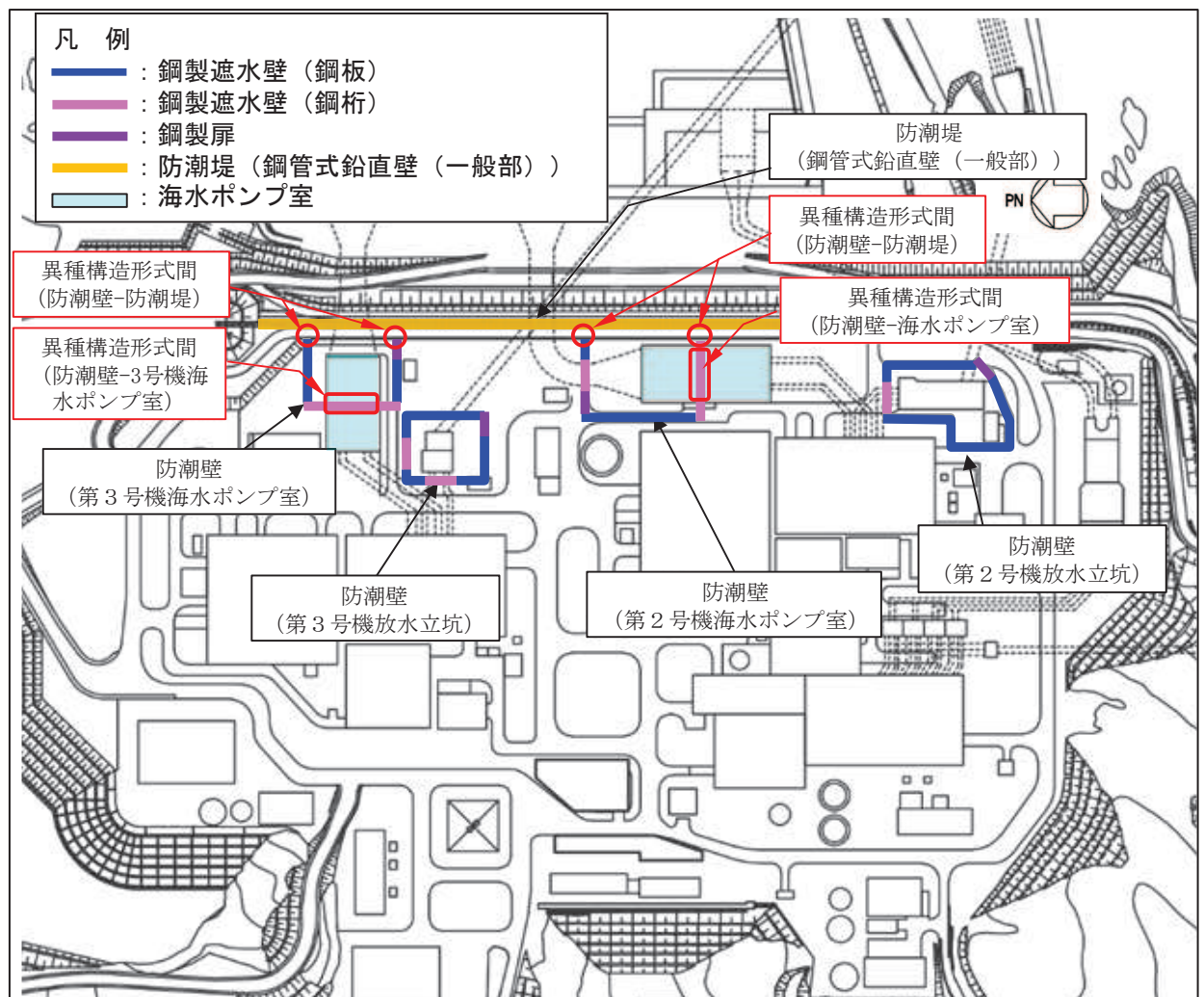
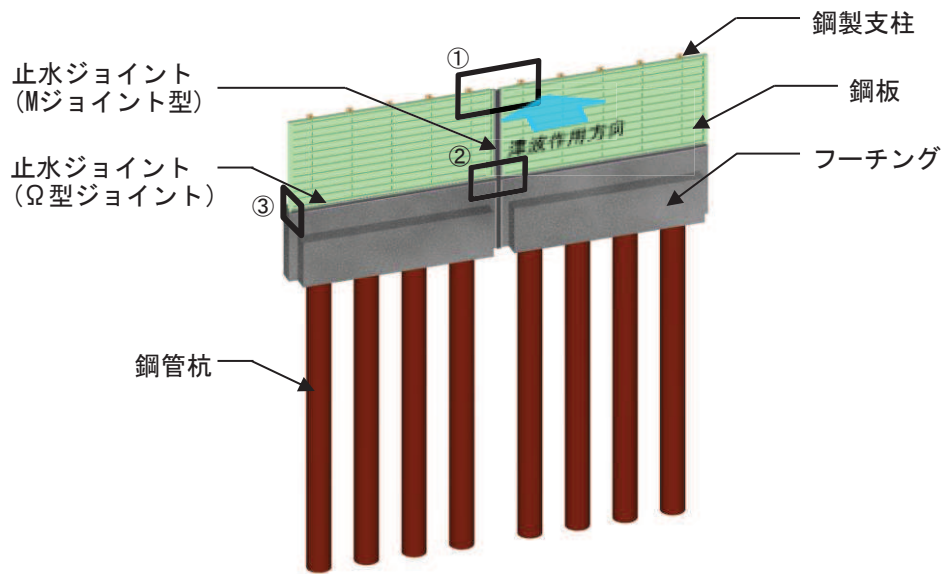
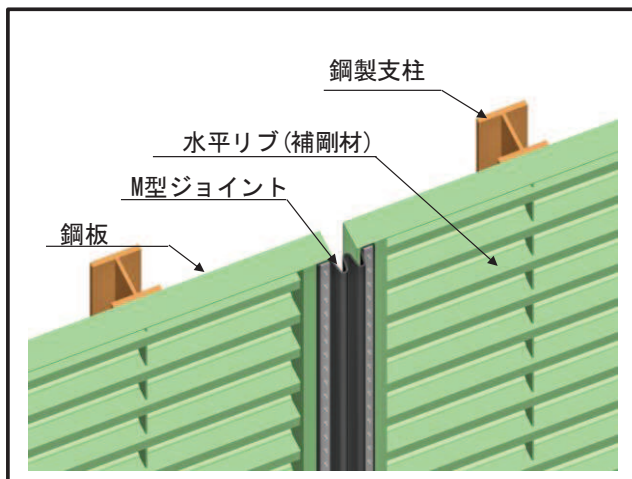


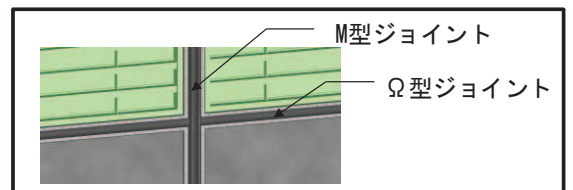
図 2.1-1 防潮壁平面位置図



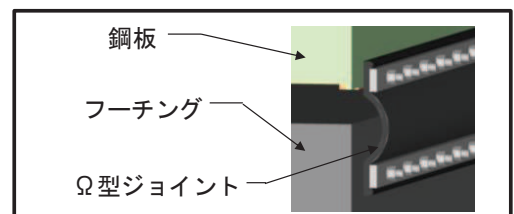
(全体)



①部 詳細
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



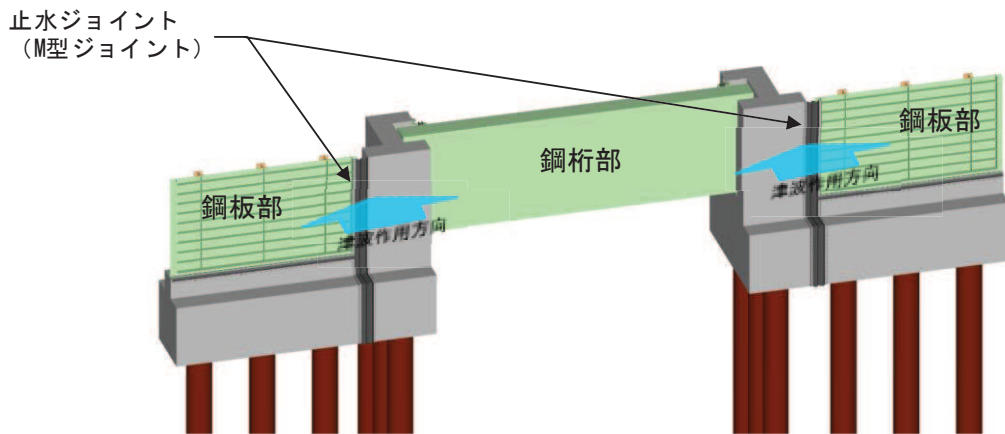
②部 詳細
(M型ジョイント-Ω型ジョイント取付部)



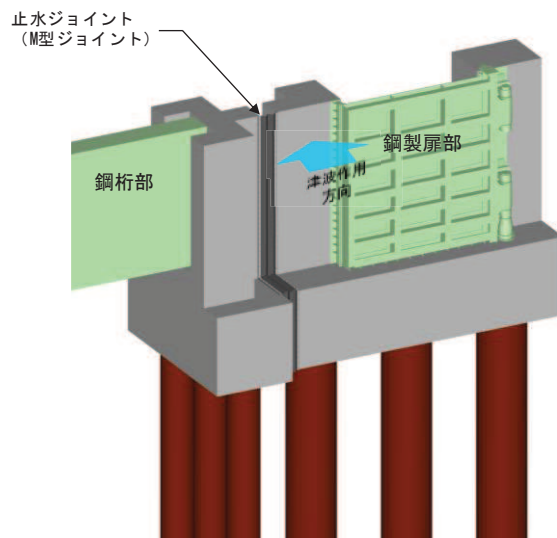
③部 詳細
(Ω型ジョイント部)

(全体)

図 2.1-2(1) 止水ジョイントの設置概要
(A)防潮壁間の同一構造形式間)

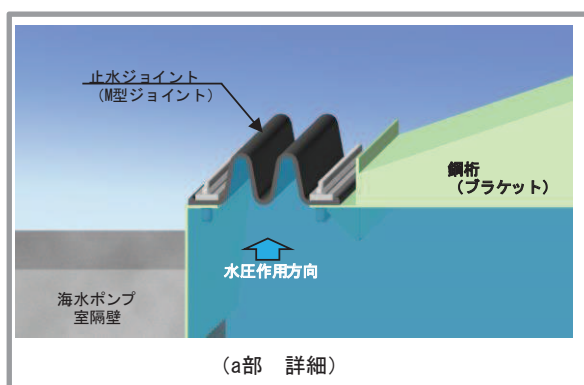
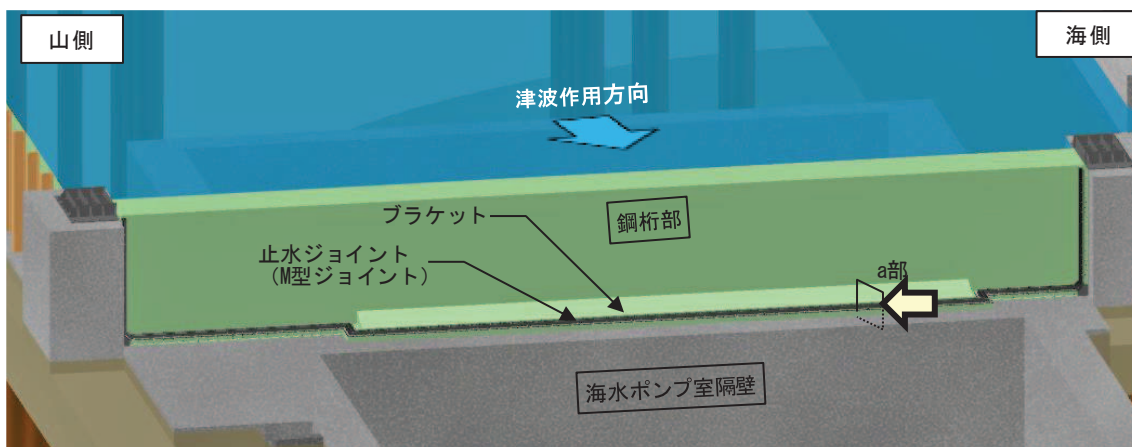


(鋼製遮水壁 (鋼板) - 鋼製遮水壁 (鋼桁))

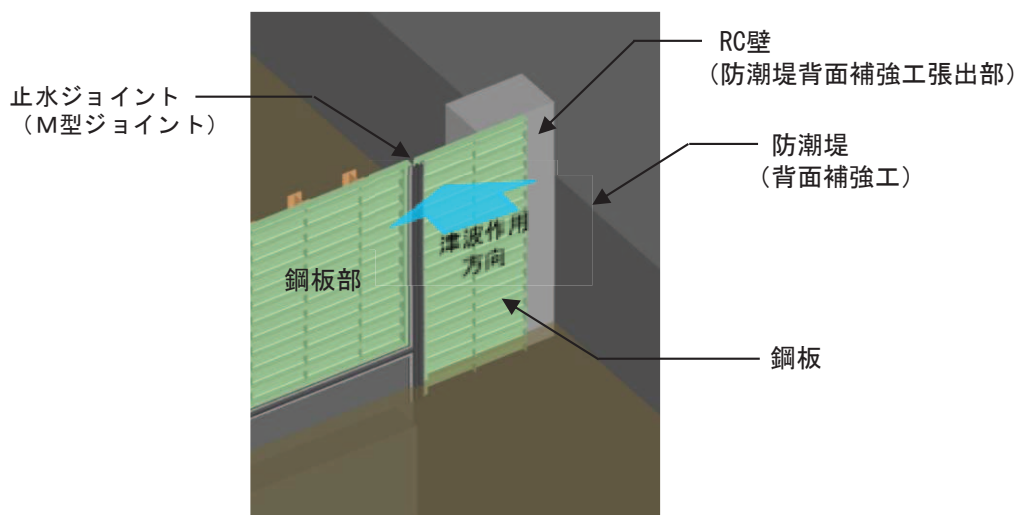


(鋼製遮水壁 (鋼桁) - 鋼製扉)

図 2.1-2(2) 止水ジョイントの設置概要
(B) 防潮壁間の異種構造形式間)



(防潮壁-海水ポンプ室 (隔壁) 間)



(防潮壁-防潮堤間)

図 2.1-2(3) 止水ジョイントの設置概要
((C) 防潮壁と異種構造物間)

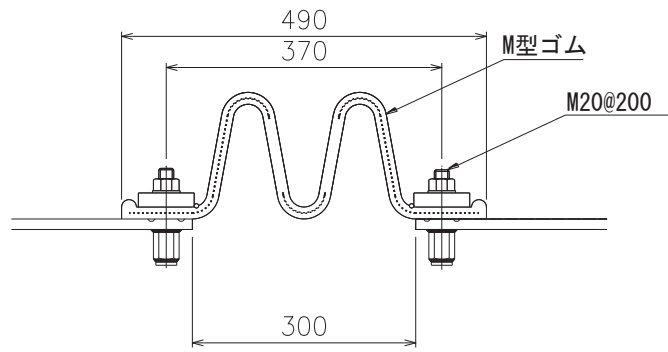


図 2.1-3 止水ジョイント部材詳細図

(1) 評価方針

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁間の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び異種構造形式間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間に区分される。

止水ジョイント部材の照査については，これらの区分毎に，地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。

地震時に発生する構造物間の最大相対変位が，止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また，地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し，地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が，止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図2.1-4に示す。

止水ジョイント部材の仕様は，津波荷重に耐え，構造物間の相対変位に追従して有意な漏えいを生じない機能を維持できる材料を設定し，性能試験によってこれらを確認する。

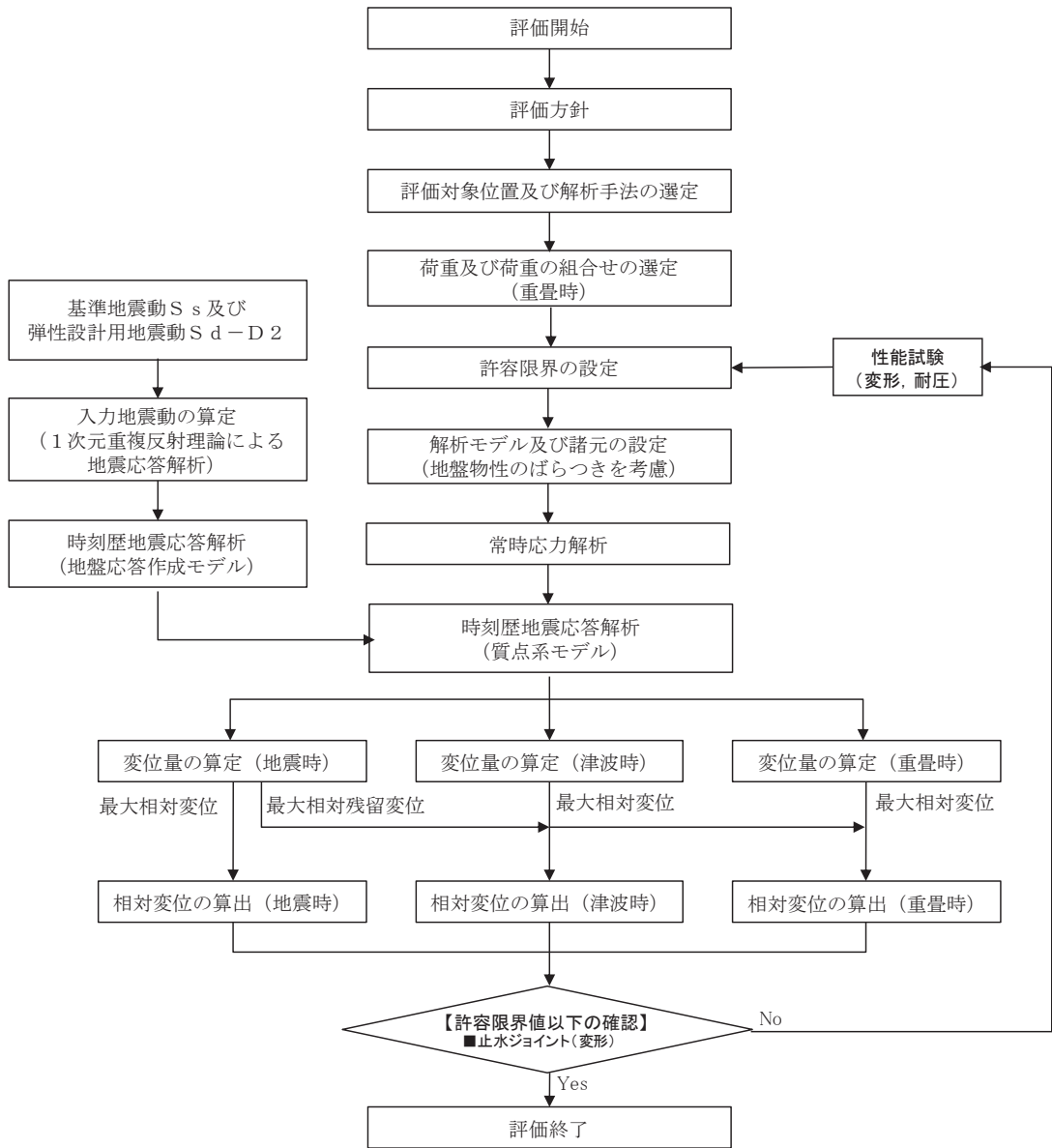


図 2.1-4(1) 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー
 ((A) 防潮壁間の異種構造形式間及び(B) 防潮壁間の異種構造形式間)

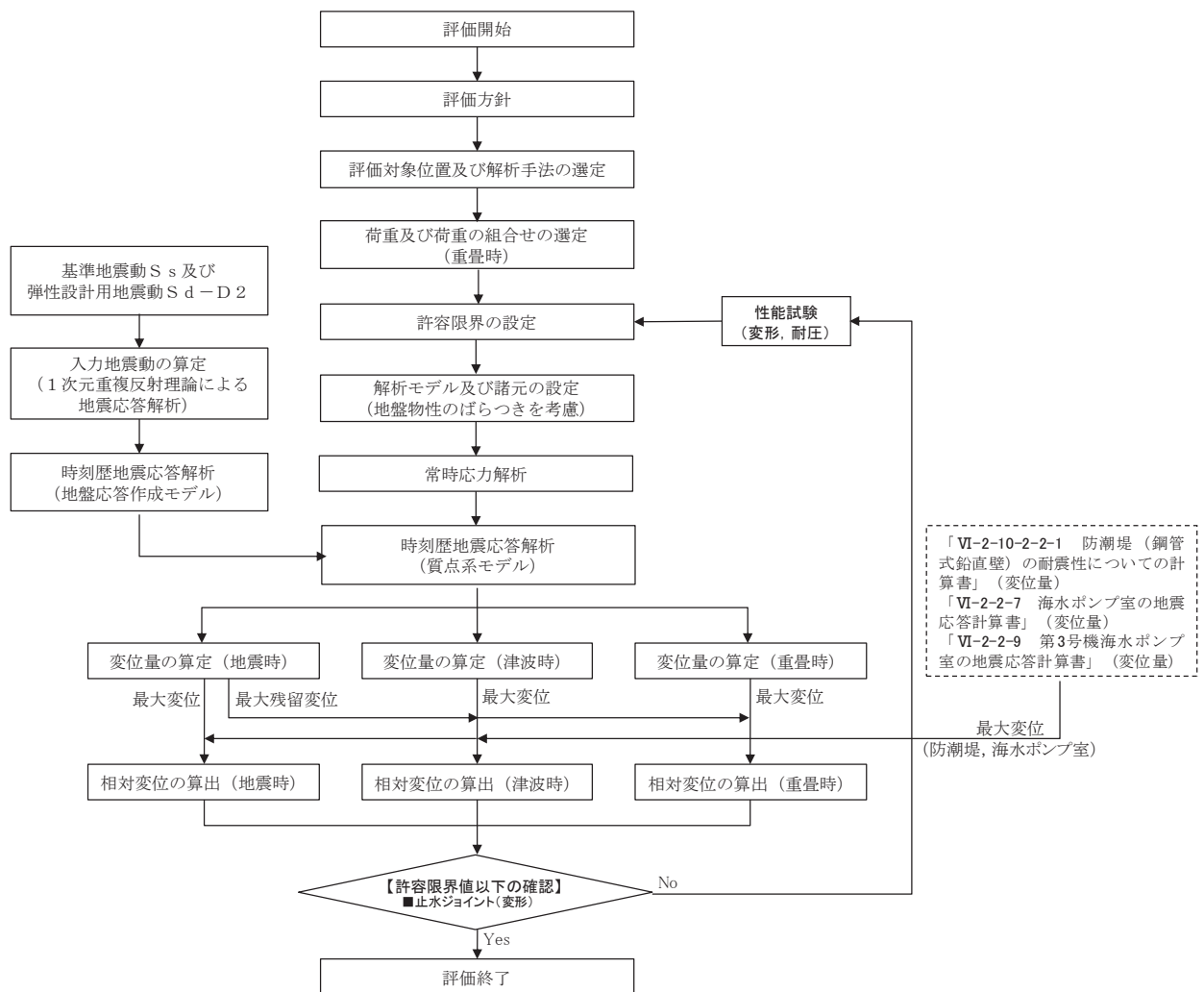


図 2.1-4(2) 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー
(C) 防潮壁と異種構造物間)

(2) 適用基準

表 2.1-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2.1-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none">・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）・コンクリート標準示方書 〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定）・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）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none">・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	<ul style="list-style-type: none">・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none">・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2015	<ul style="list-style-type: none">・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
	<ul style="list-style-type: none">・乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009（日本電気協会）	<ul style="list-style-type: none">・質点系モデルを用いた地震応答解析

(3) 相対変位算出における評価対象位置

止水ジョイント部材の防潮壁の軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮壁の軸方向（以下、「軸方向」という）の相対変位量を算出するための評価対象位置を選定する。

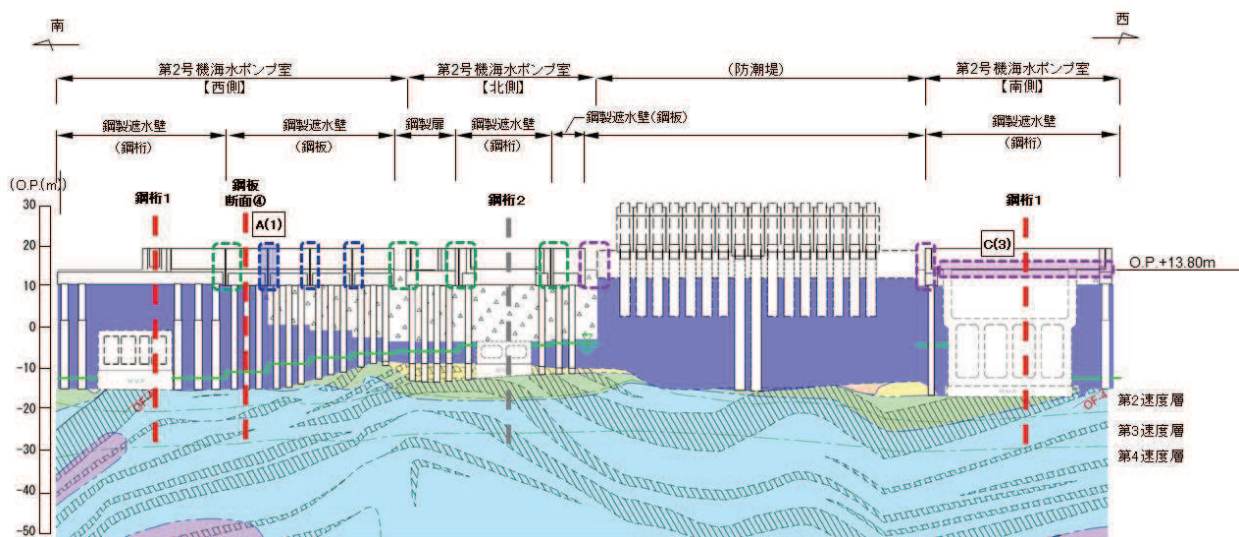
防潮壁の止水ジョイント部材が設置される構造境界部は、(A)同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び(B)異種構造形式間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）並びに(C)防潮壁と異種構造物（2号機海水ポンプ室，3号機海水ポンプ室，防潮堤）間に区分される。評価対象位置は，それぞれの区間毎に相対変位量が大きくなると考えられる境界部を選定する。

なお，防潮堤の変位算出における評価対象断面は，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面のうち，防潮壁との接合部である鋼管式鉛直壁（一般部）の評価対象断面である断面①～③を選定する。これらの評価対象断面に対して，位相反転（20波）等を考慮した2次元動的有限要素法解析又は2次元静的有限要素法解析を実施し，最大となる相対変位を設定する。なお，評価対象断面が複数ある場合には，その中から最大となる相対変位を設定する。

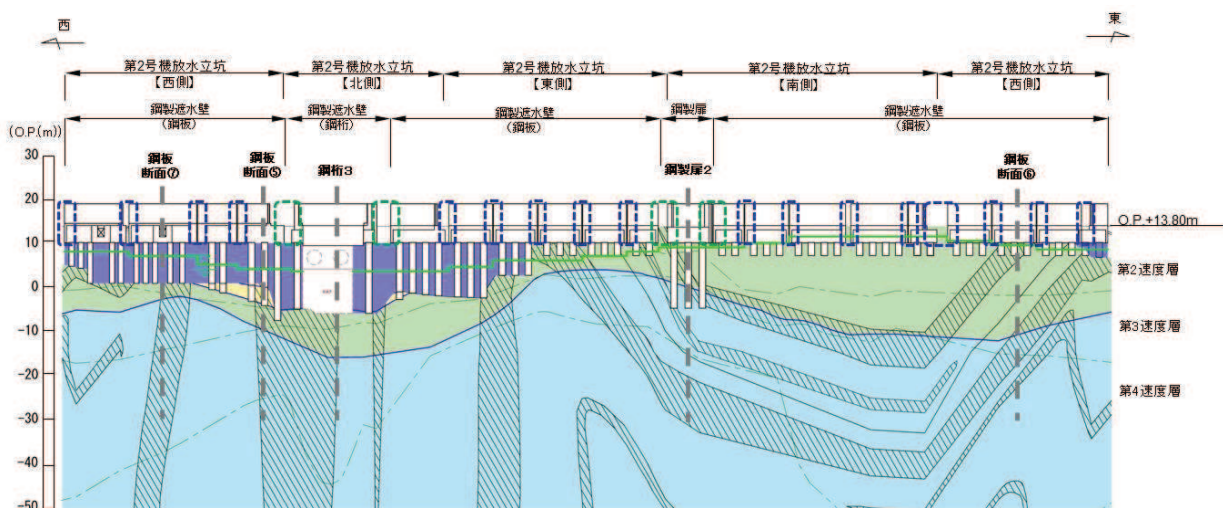
評価対象位置の考え方を表 2.1-2 に，評価対象位置を図 2.1-5 に示す。

表 2.1-2 止水ジョイント部材の変形量照査を行う評価対象位置

地点	区分	概要	備考
A(1)	防潮壁 同一構造形式間（鋼板- 鋼板間）	鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深度地盤改良断面と盛土が分布する断面との境界部	照査においては、保守的に、実際の境界部よりも改良地盤の高低差が大きく相対変位量が大きくなると考えられる鋼板断面④と鋼板断面①、断面②及び断面③の相対変位量を算定する。
A(2)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、改良地盤上方の盛土が厚く分布し、改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、構造区間が同一で、地盤条件が概ね同様な地盤条件である鋼板断面①と断面②の相対変位量を算定する。
B(1)	防潮壁 異種構造形式間	異種構造物形式間（鋼板-鋼桁間）の中で、盛土が厚く分布し、壁高が高く、フーチングや上部工の規模も最も大きい鋼桁4と鋼板の境界部	照査においては、保守的に、実際の境界部よりも改良地盤の高低差が大きく相対変位量が大きくなると考えられる鋼板断面①と鋼桁4の相対変位量を算定する。
B(2)		異種構造物形式間（鋼板-鋼製扉間）の中で、盛土が厚く分布し、改良地盤の高低差が大きく、壁高も高い鋼製扉3と鋼板の境界部	照査においては、鋼板断面②と鋼製扉3の相対変位量を算定する。
C(1)	異種 構造物間	防潮壁（鋼板）と防潮堤の境界部の中で、防潮堤側との改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、防潮壁（鋼板）側で地盤条件に有意な差が無いため、壁高が高く相対的に変位量が大きくなる鋼板断面①と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C(2)		防潮壁（鋼桁及び鋼製扉）と防潮堤の境界部の中で、防潮堤側との改良地盤の高低差が大きい境界部	照査においては、鋼製扉3と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C(3)		防潮壁（鋼桁1）と2号機海水ポンプ室（隔壁）間	構造規模や地盤条件の違いが相対的に大きい、防潮壁と防潮堤間の相対変位量（C(1)及びC(2)）の結果を代表に算定する
C(4)		防潮壁（鋼桁4）と3号機海水ポンプ室（隔壁）間	



(2号機海水ポンプ室)



(2号機放水立坑)

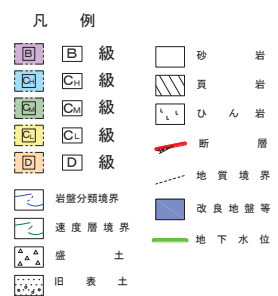
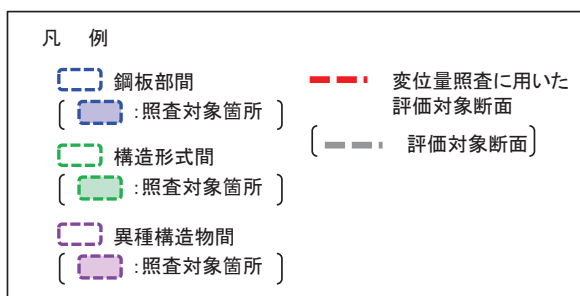
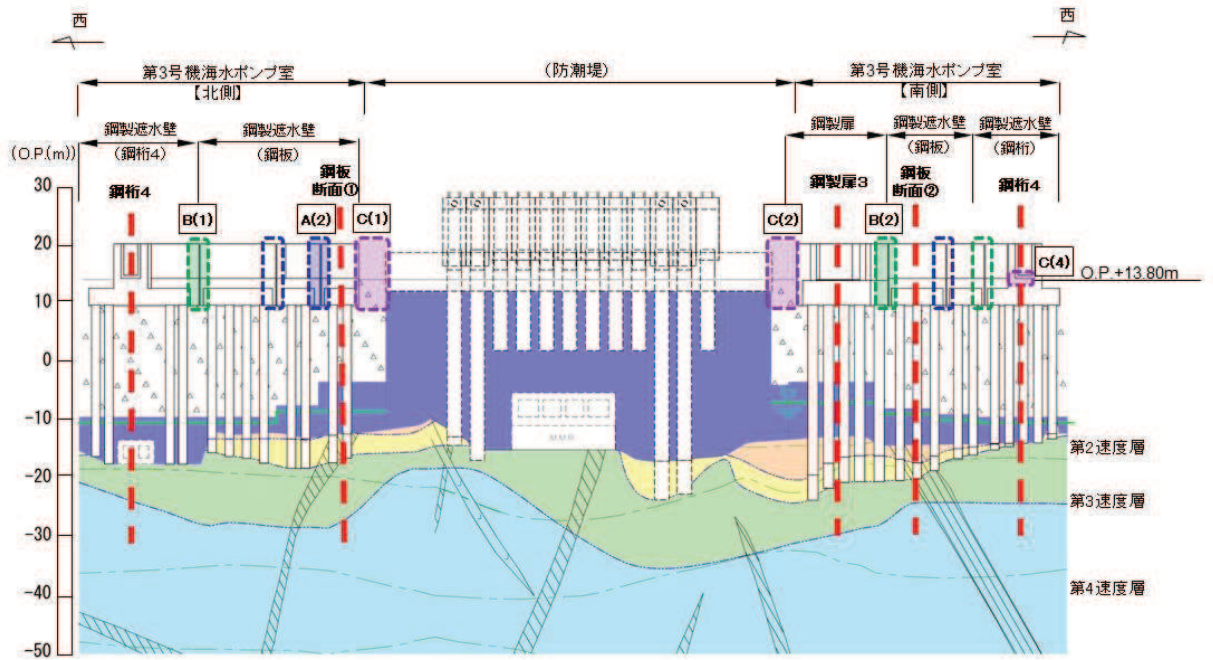
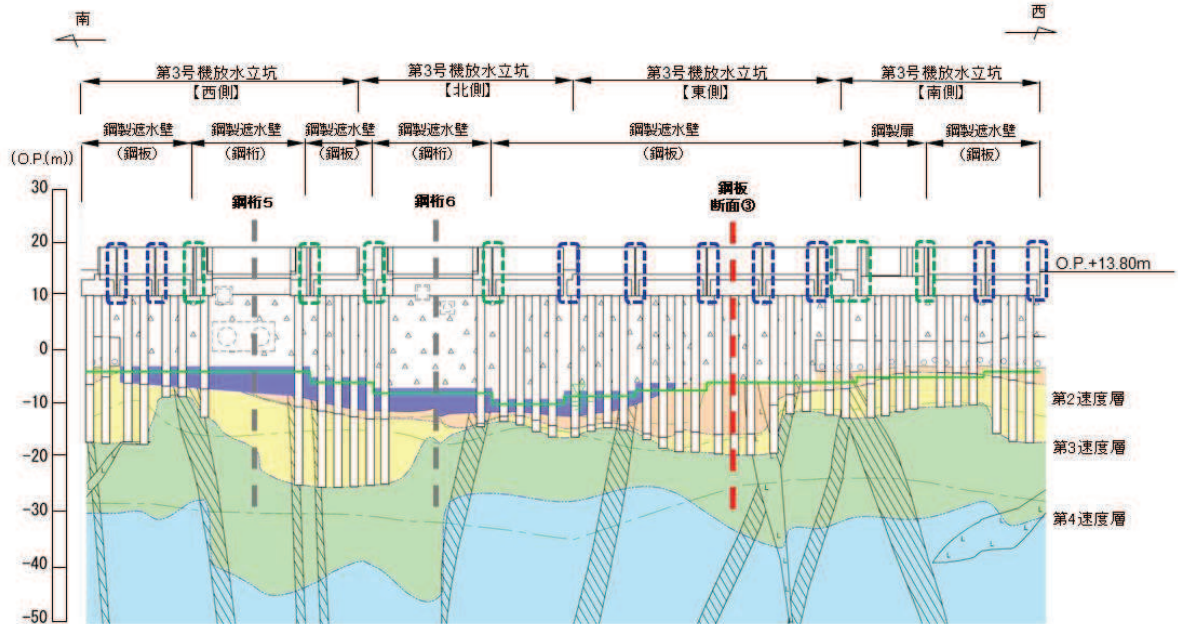


図 2.1-5(1) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

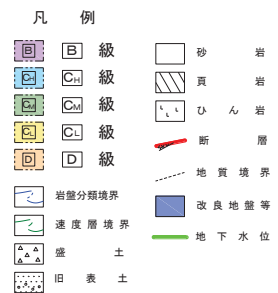
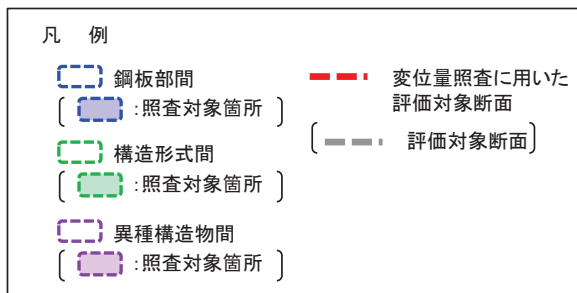
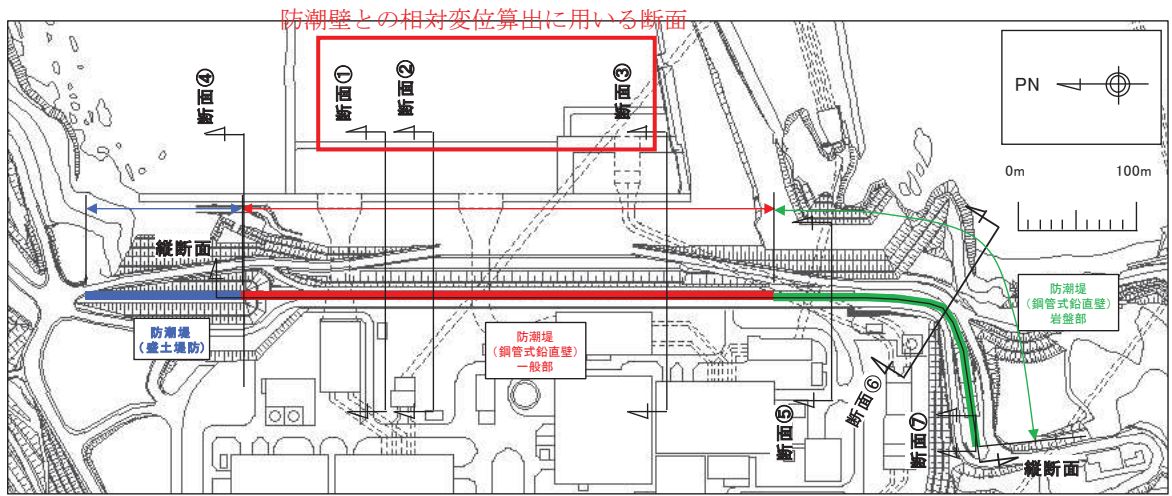


図 2.1-5(2) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面



(防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 評価対象断面 (断面①～③) 位置図)

図 2.1-5(3) 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面

(4) 相対変位の算出方法

a. 同一構造形式間及び異種構造形式間（防潮壁間）の相対変位の算出方法

防潮壁間の相対変位は、時刻歴相対変位により算出する。

地震時は、各評価対象位置における評価断面に対して、基準地震動 S_s （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端を基準とした上部工天端（鋼板端部）の最大相対変位を算出する。

津波時は、作用する遡上津波荷重が隣り合う構造物間で一方向に一様に作用することから、津波時の構造物の変形量は概ね同じになり、有意な相対変位は生じないため、重畳時の評価結果に包含されるため省略する。

津波余震重畳時は、各評価対象位置における評価断面に対して、津波及び弾性設計用地震動 S_{d-D2} （1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端を基準とした上部工天端（鋼板端部）の相対変位を算出し、地震時における残留変位を足し合わせることで最大相対変位を算出する。

相対変位が最大となる評価位置及び地震動を用いて、地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 $+1\sigma$ 、平均値 -1σ ）を実施し、基本ケースも含めた最大相対変位を求める。

相対変位算出の概念図（防潮壁間）を図 2.1-6 に示す。

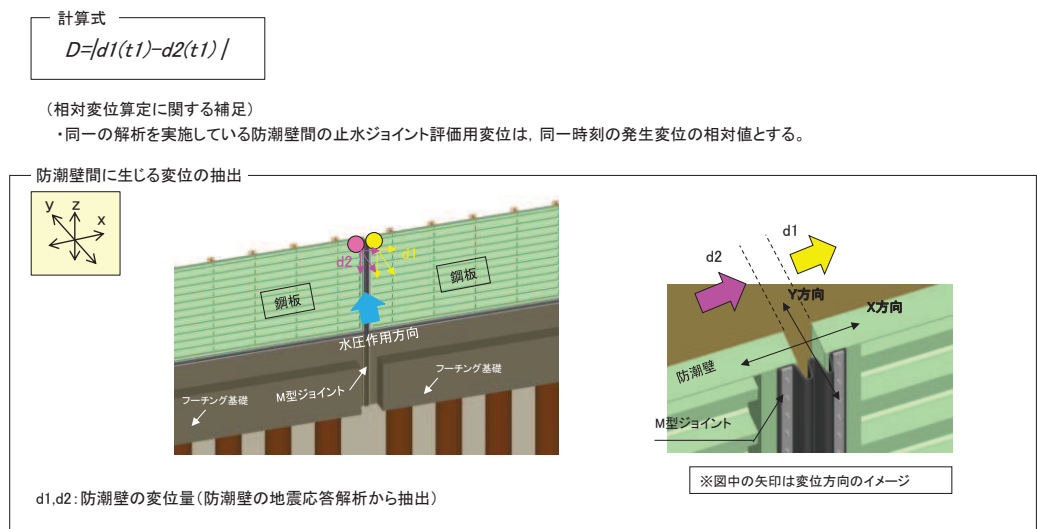


図 2.1-6 相対変位算出の概念図（防潮壁間）

b. 異種構造物間（防潮壁と海水ポンプ室及び防潮堤間）の相対変位の算出方法

異種構造物間の相対変位は、構造形式や構造規模の違い、地震応答解析手法の違い等を踏まえ、それぞれで地震応答解析により求めた絶対変位の最大を足し合わせることで算出する。

地震時は、防潮壁と異種構造物それぞれに対して、基準地震動 S_s 及び位相反転を考慮した地震動の地震応答解析を実施し、境界部位置の絶対値最大変位をそれぞれ算出し足し合わせることで最大相対変位を算出する。

津波時は、作用する遡上津波荷重が隣り合う構造物間で一方向に様に作用することから、津波時の構造物の変形量は概ね同じになり、有意な相対変位は生じないため、重畳時の評価結果に包含されるため省略する。

地震時は、防潮壁と異種構造物それぞれに対して、基準地震動 S_s 及び位相反転を考慮した地震動の地震応答解析を実施し、境界部位置の絶対値最大変位を算出し、それぞれを足し合わせることで最大相対変位を算出する。

津波余震重畳時は、防潮壁に対して、各評価断面に対して弾性設計用地震動 S_{d-D2} （1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、異種構造物に対しては保守的に地震時における変位を用い、境界部位置の絶対値最大変位をそれぞれ算出し、足し合わせることで最大相対変位を算出する。

相対変位が最大となる評価位置及び地震動を用いて、地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 $+1\sigma$ 、平均値 -1σ ）を実施し、基本ケースも含めた最大相対変位を求める。

相対変位算出の概念図（防潮壁間）を図 2.1-7 に示す。

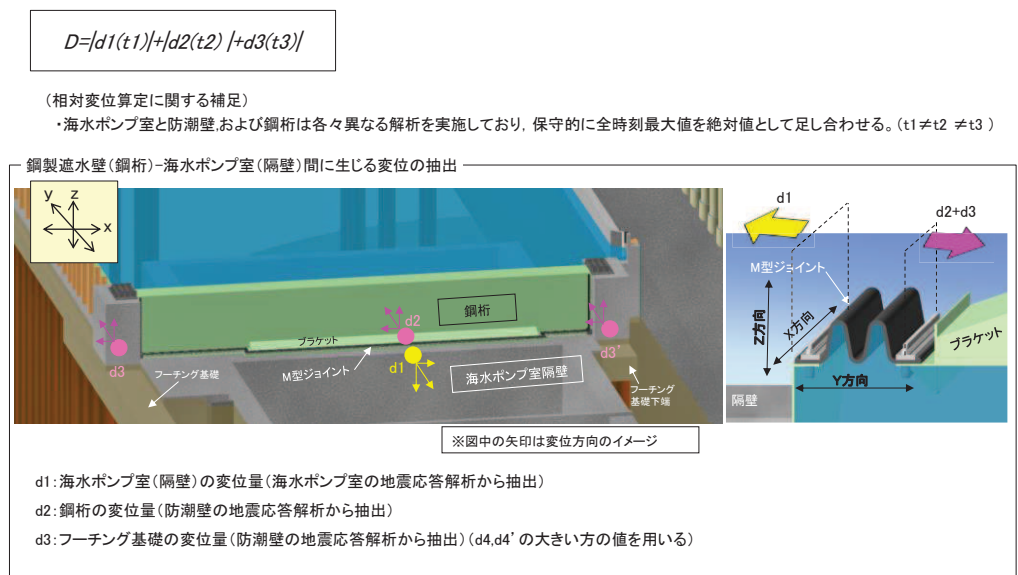


図 2.1-7(1) 相対変位算出の概念図（防潮壁-海水ポンプ室間）

計算式

$$D=|d1(t1)|+|d2(t2)|$$

(相対変位算定に関する補足)

・防潮堤と防潮壁は各々異なる解析を実施しており、保守的に全時刻最大値を絶対値として足し合わせる。(t1≠t2)

防潮壁-防潮堤間に生じる変位の抽出

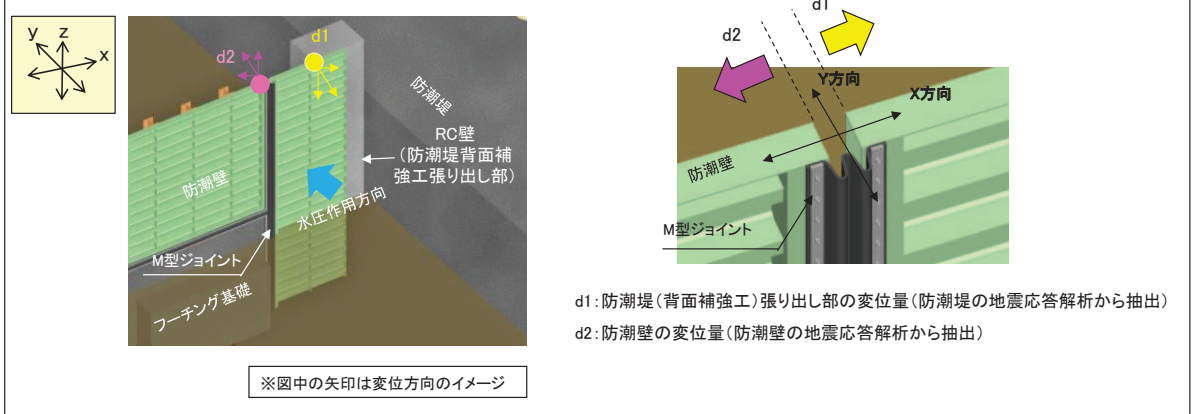


図 2.1-7(2) 相対変位算出の概念図 (防潮壁-防潮堤間)

2.2 解析方法

(1) 解析方法

防潮壁の地震時の解析方法は、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施し、津波時及び重畳時の解析方法は、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施する。

防潮堤及び海水ポンプ室の解析方法は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」，「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」，「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す方法と同じ解析方法で実施する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重及び荷重の組合せは、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとし、津波時及び重畳時の荷重及び荷重の組合せは、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとする。

防潮堤及び海水ポンプ室の荷重及び荷重の組合せは、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」，「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」，「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ荷重の組み合わせする。

(3) 入力地震動

地震時の入力地震動は、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とし、津波時及び重畳時の入力地震動は、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とする。

防潮堤及び海水ポンプ室の入力地震動は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」，「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」，「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ入力地震動とする。

(4) 解析モデル及び諸元

地震時の解析モデル及び諸元は、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とし、津波時及び重畳時の解析モデル及び諸元は、「6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とする。

防潮堤及び海水ポンプ室の解析モデル及び諸元は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」，「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」，「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ解析モデル及び諸元とする。

防潮壁の解析モデルを図 2.2-1～図 2.2-7 に，海水ポンプ室の解析モデルを図 2.2-8 に，3号機海水ポンプ室の解析モデルを図 2.2-9 に，防潮堤の解析モデルを図 2.2-10 に示す。

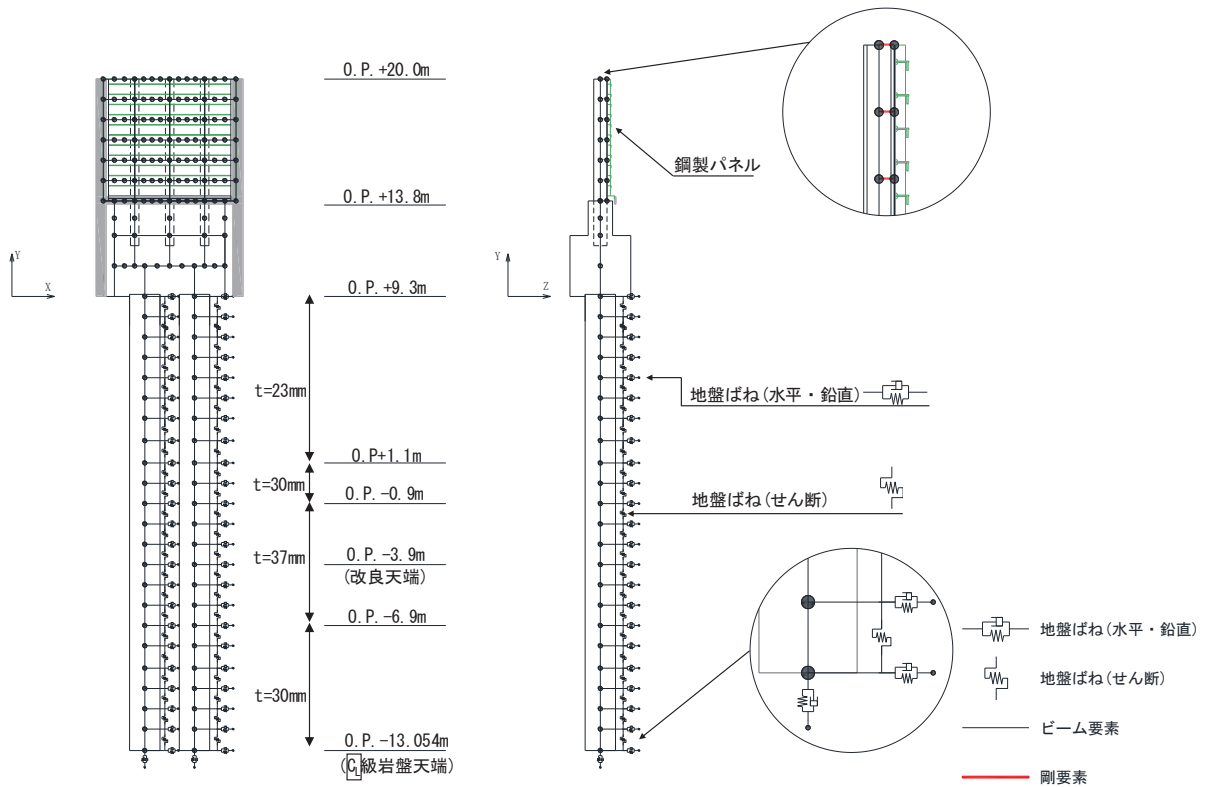


図 2.2-1 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面①）

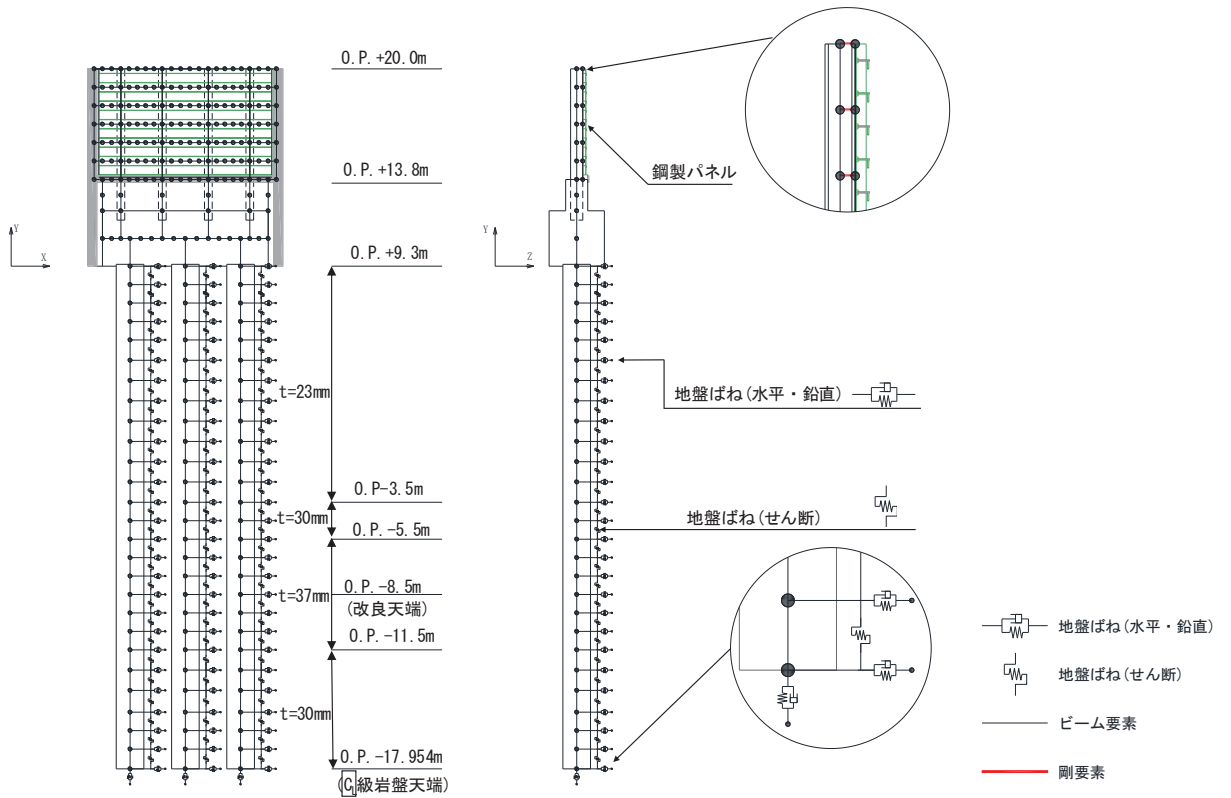


図 2.2-2 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面②）

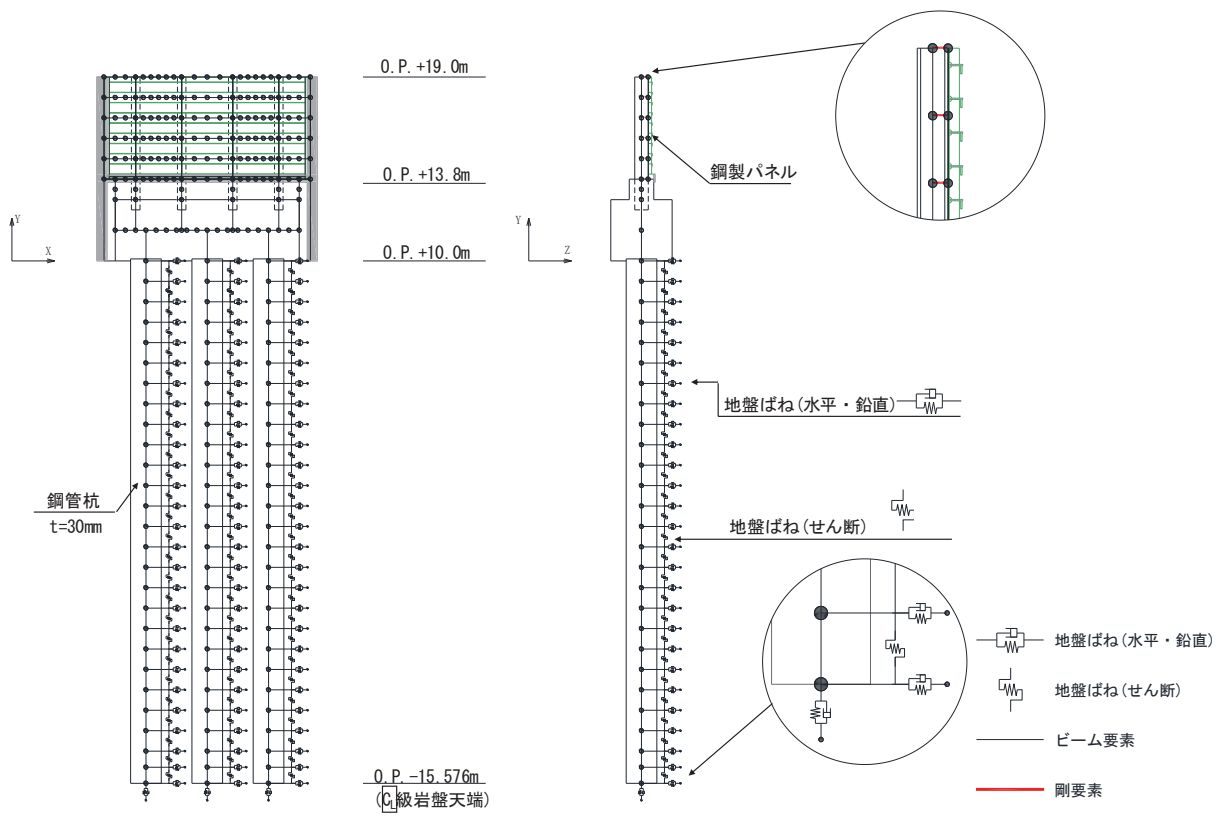


図 2.2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面③）

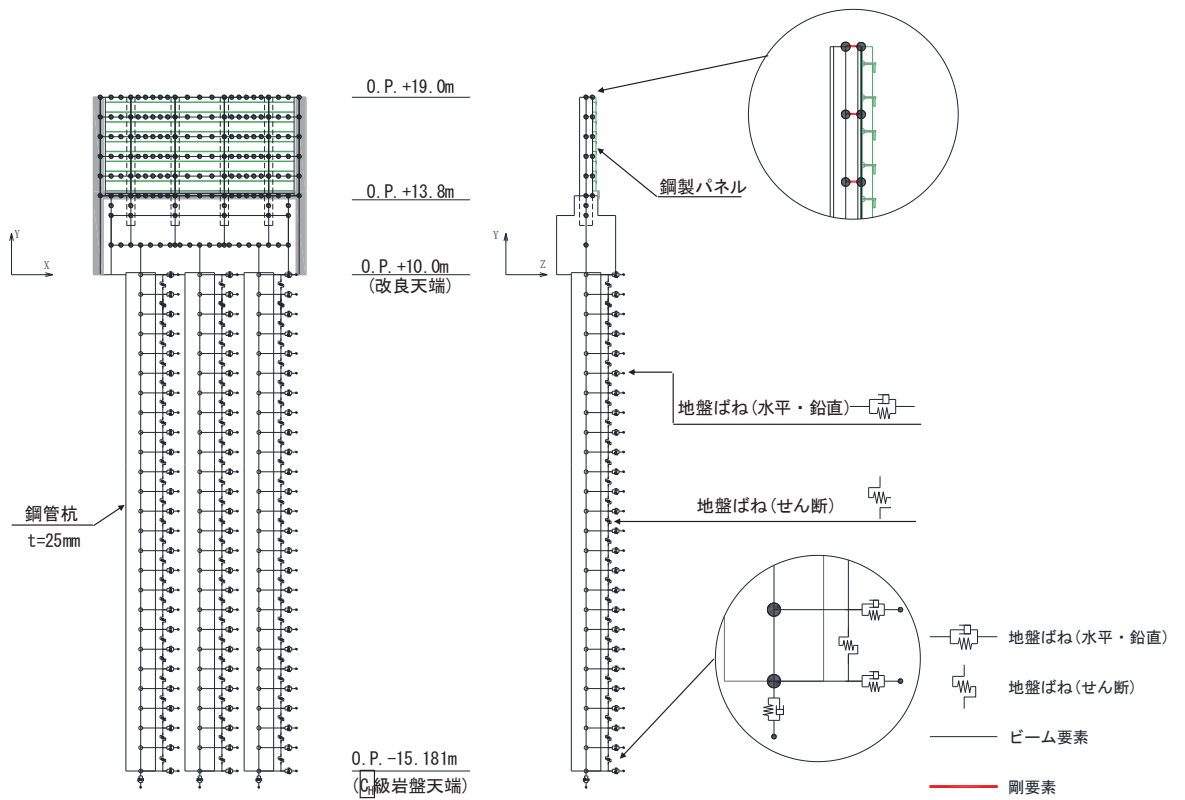


図 2.2-4 解析モデル（断面④）

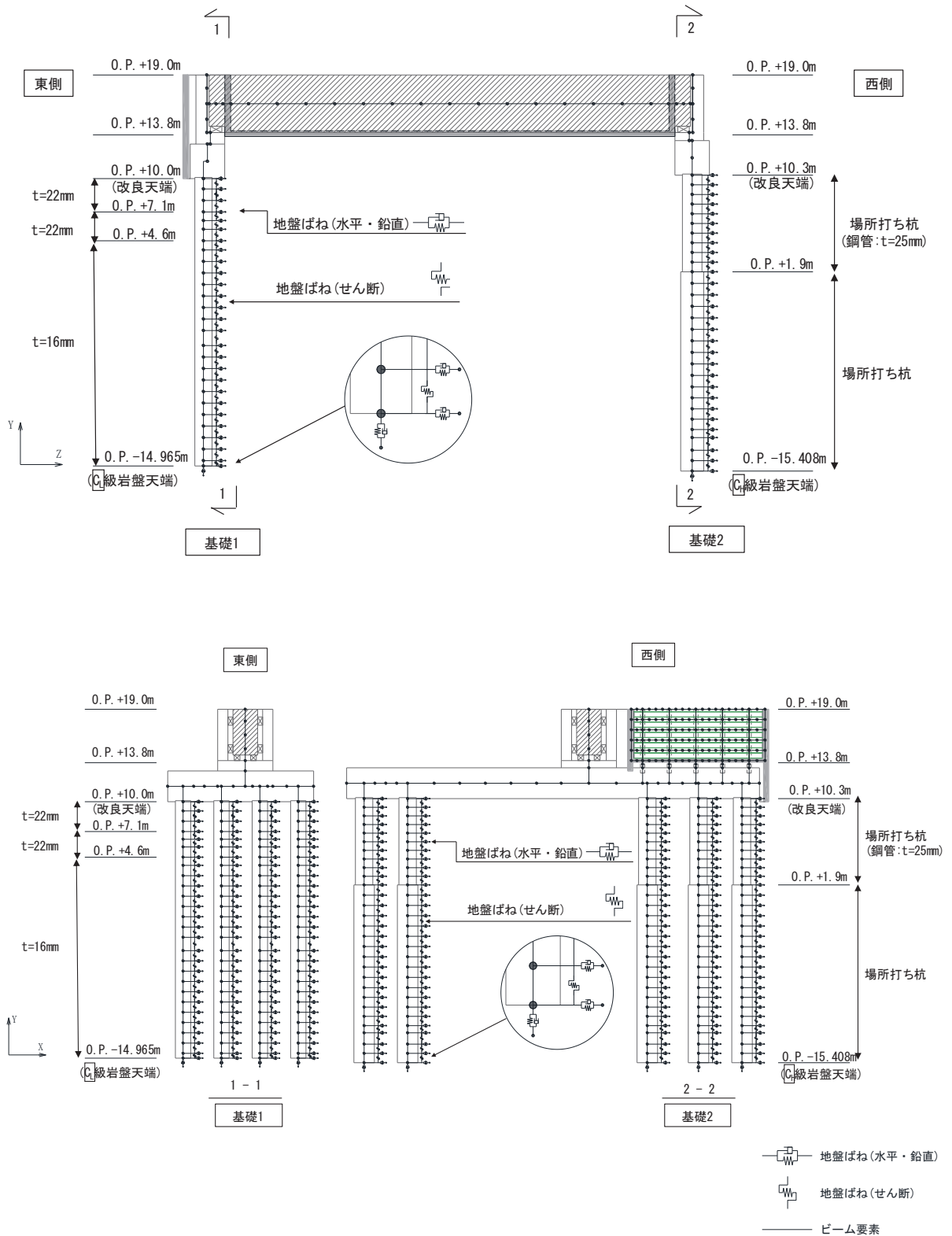


図 2.2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁) の解析モデル (鋼桁 1)

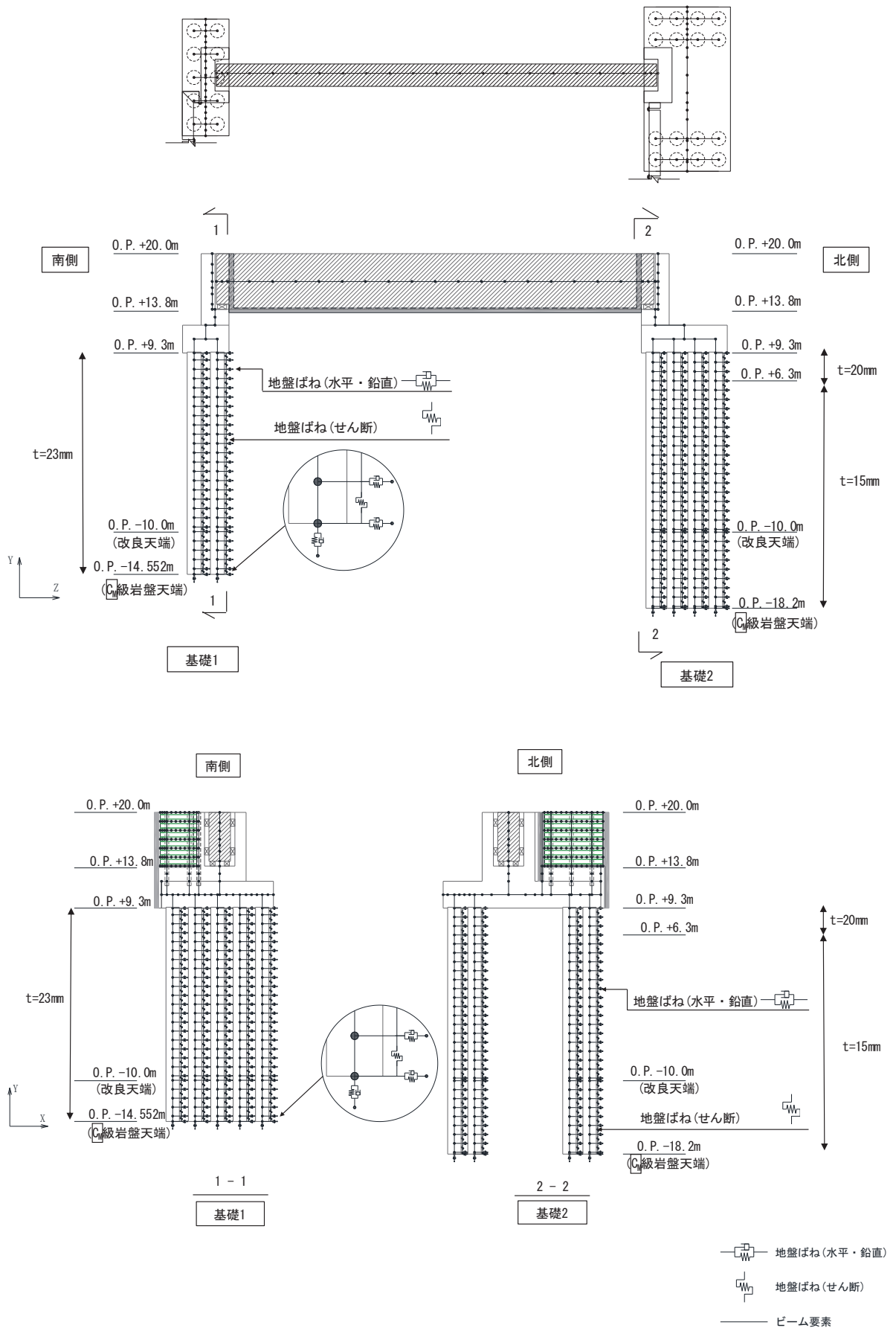


図 2.2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁) の解析モデル (鋼桁 4)

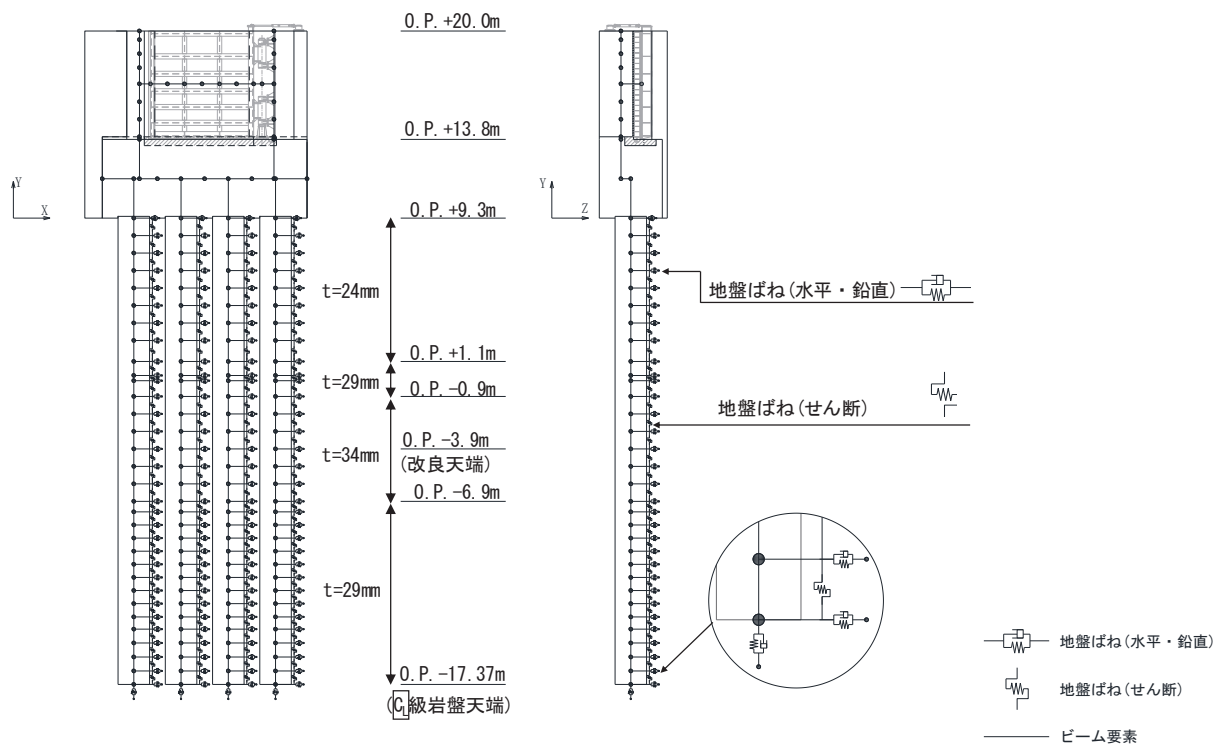


図 2.2-7 鋼製扉の解析モデル (扉 3)

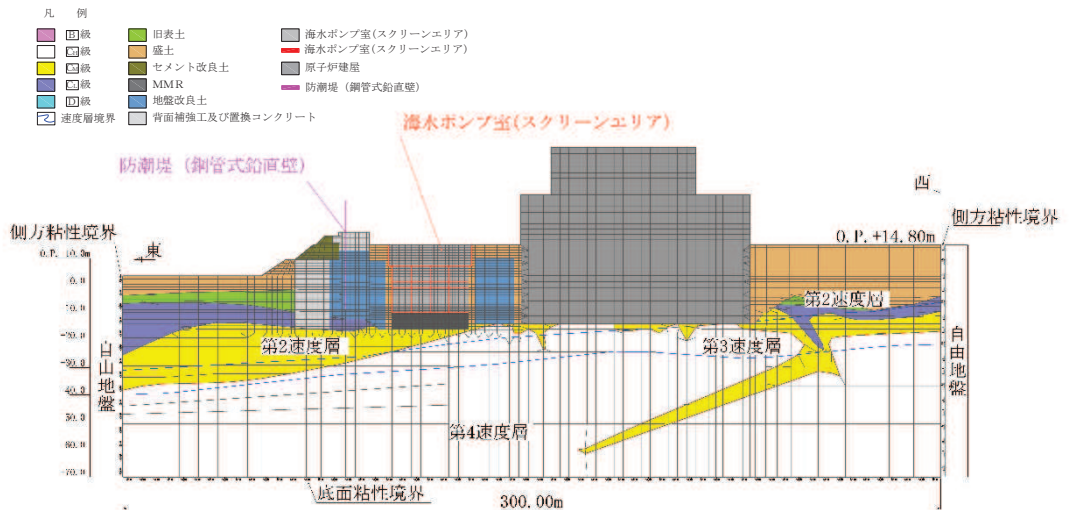


図 2.2-8(1) 2号機海水ポンプ室の解析モデル (横断)

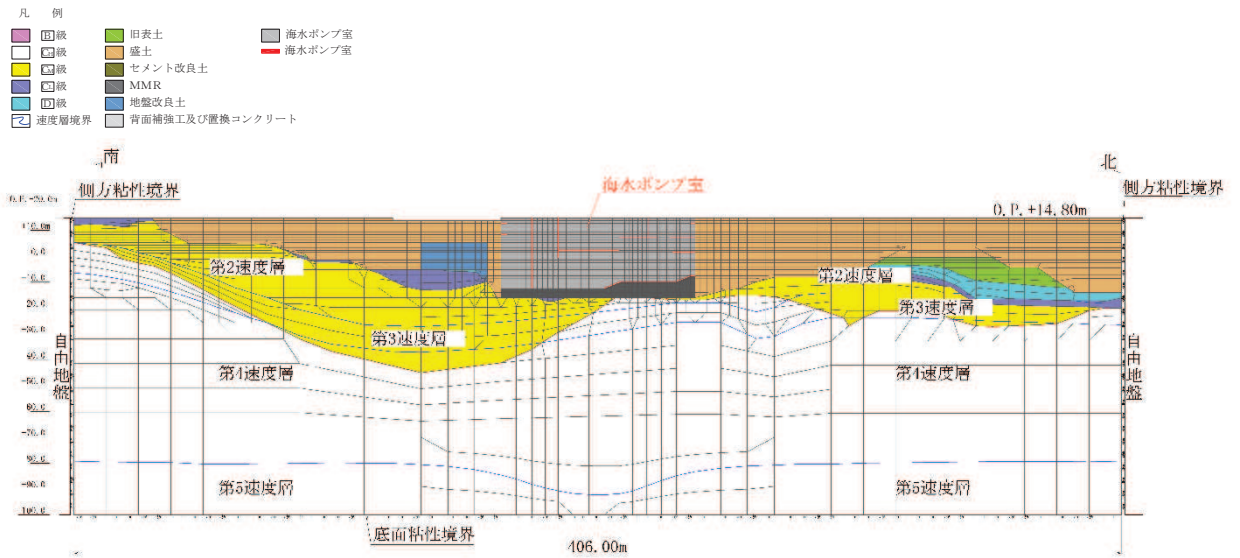


図 2.2-8(2) 2号機海水ポンプ室の解析モデル (縦断)

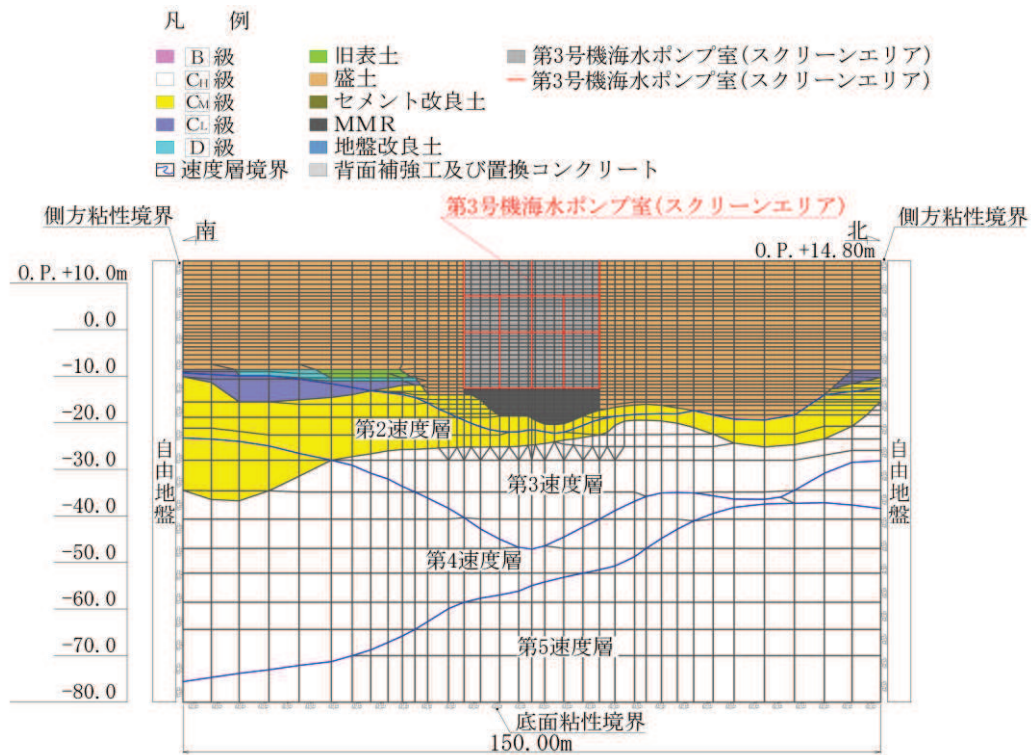


図 2.2-9(1) 3号機海水ポンプ室の解析モデル (横断)

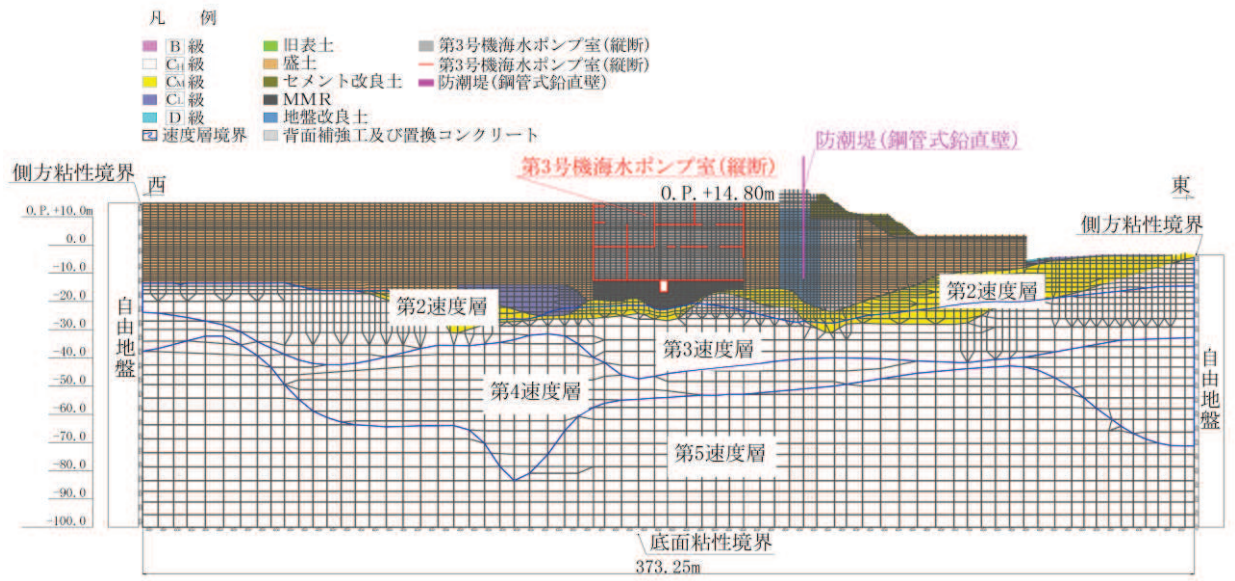


図 2.2-9(2) 3号機海水ポンプ室の解析モデル(縦断)

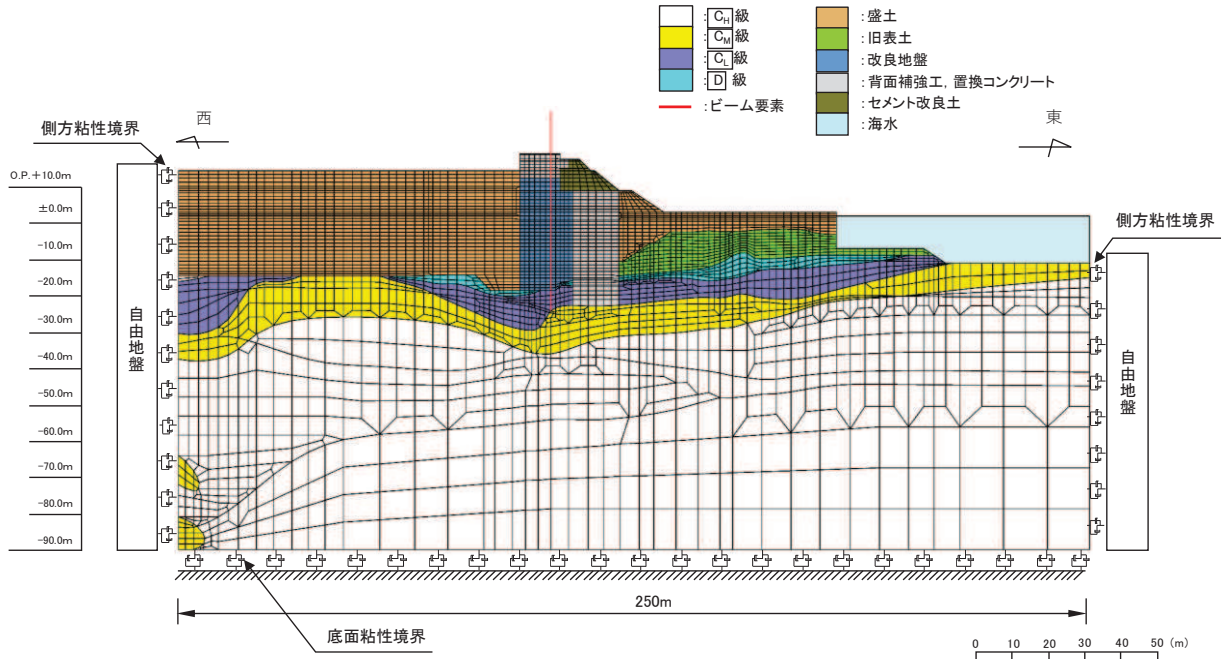


図 2.2-10(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①の例，地震時）

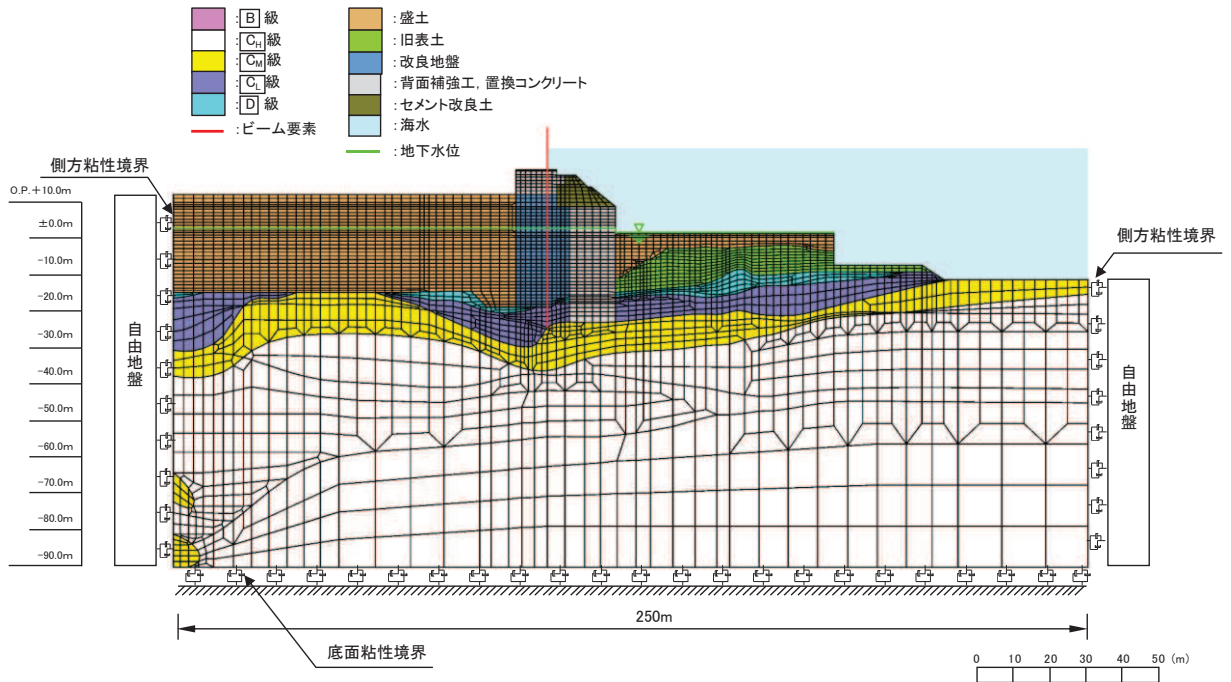


図 2.2-10(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①の例，重畳時）

2.3 許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

表 2.3-1 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 2.3-1 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界(mm)		
	変形量	地震時	軸直交方向
軸方向			550
津波余震重畳時		軸直交方向	350
		軸方向	350

2.4 評価方法

「(2) 基本方針」のうち「e. 相対変位の算出方法」により算出した地震時の設計用相対変位が「(4) 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

変位抽出位置について、図 2.4-1 に示す。

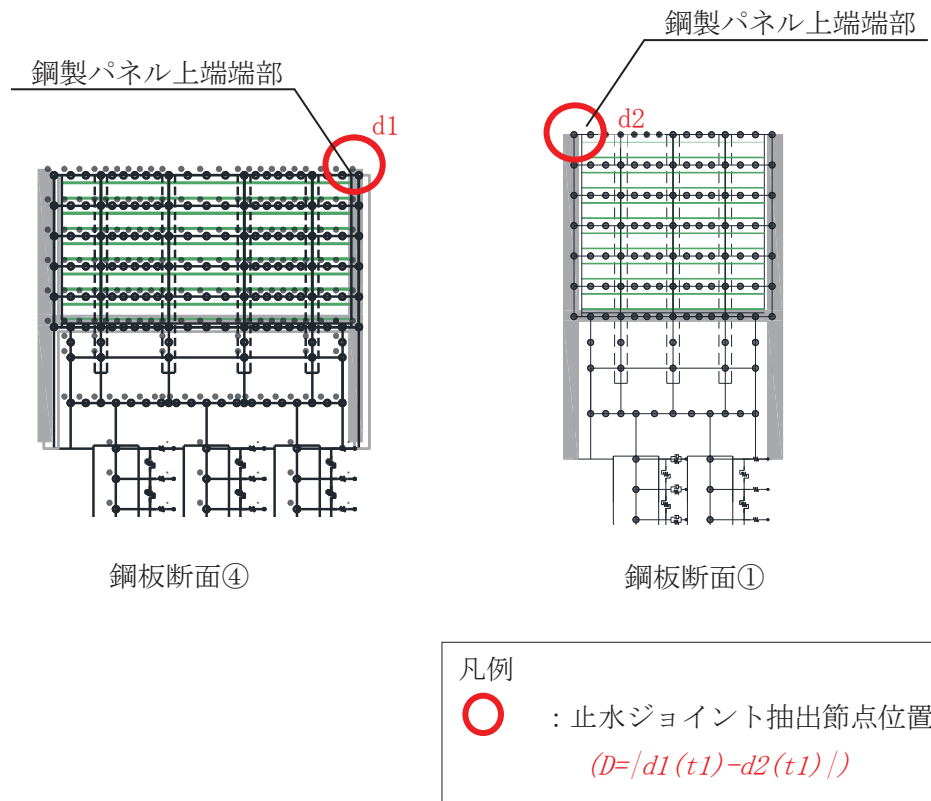


図 2.4-1(1) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
(a) 防潮壁間の同一構造形式間の例)

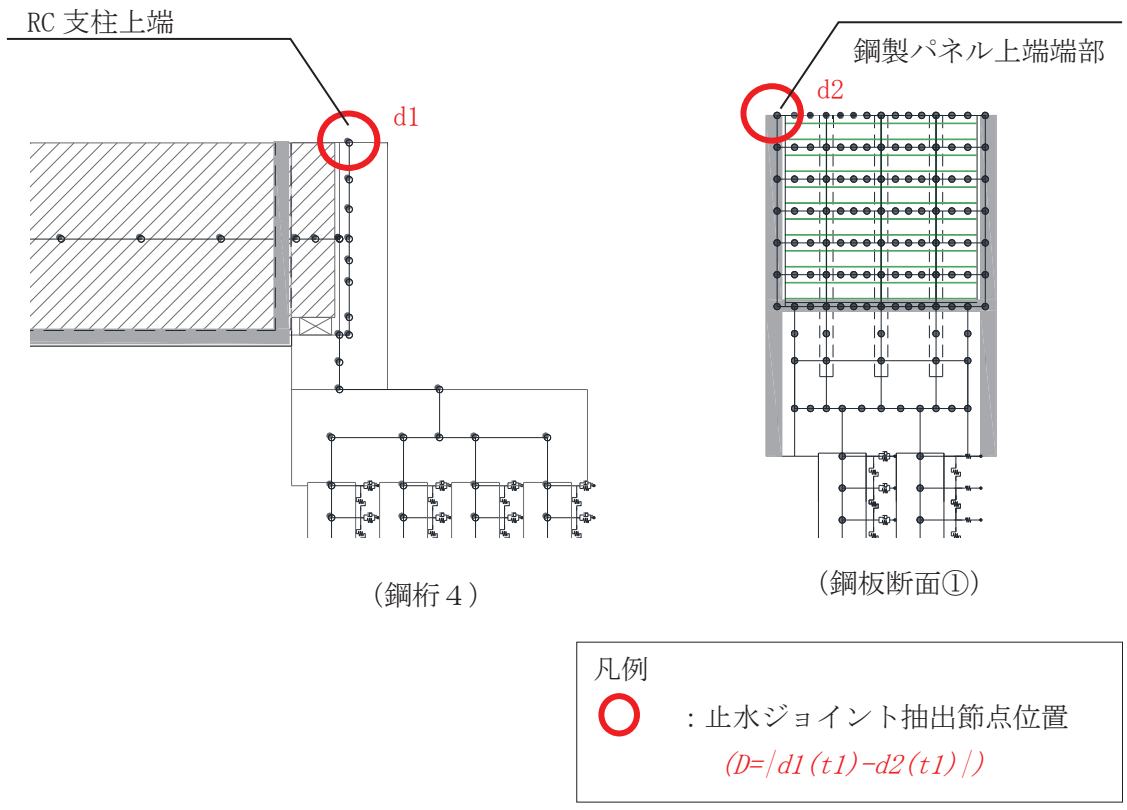
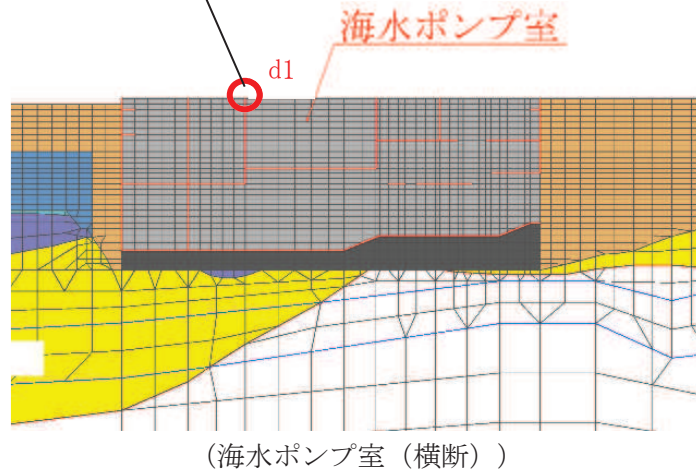
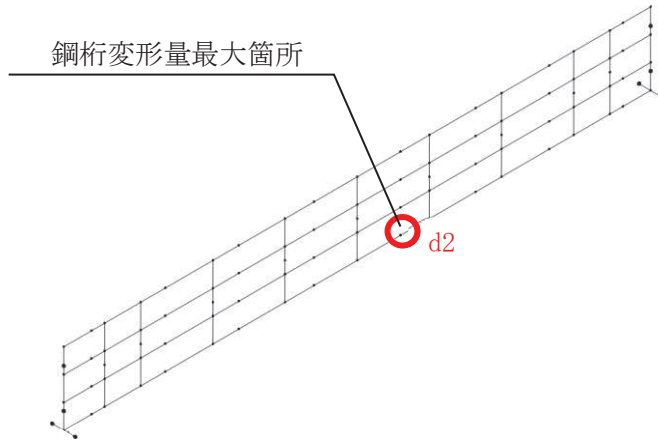


図 2.4-1(2) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
 ((b)防潮壁間の異種構造形式間の例)

スクリーン室隔壁天端
(止水ジョイント接合部)

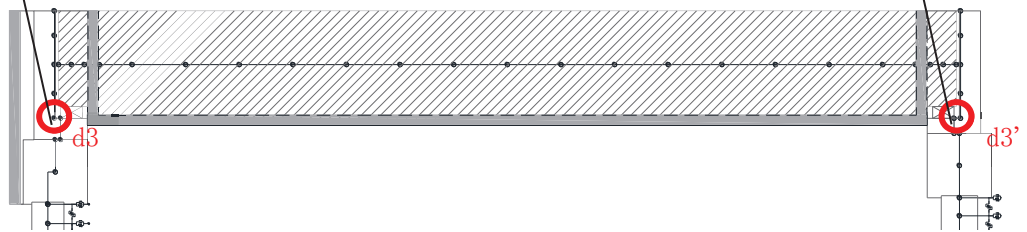


鋼桁変形量最大箇所



RC 支柱下端

RC 支柱下端



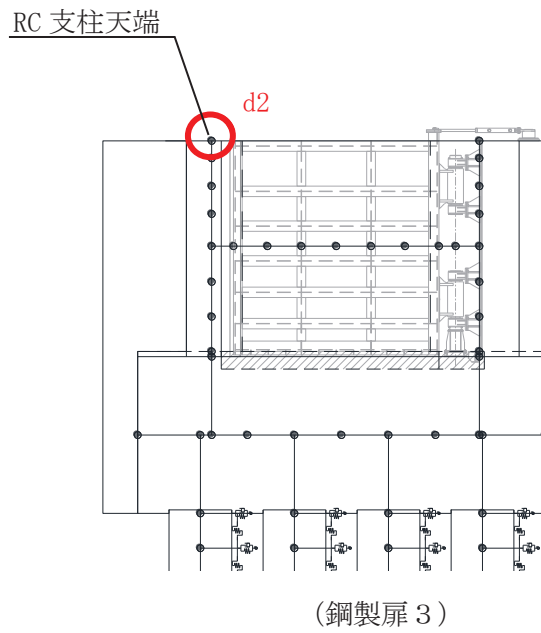
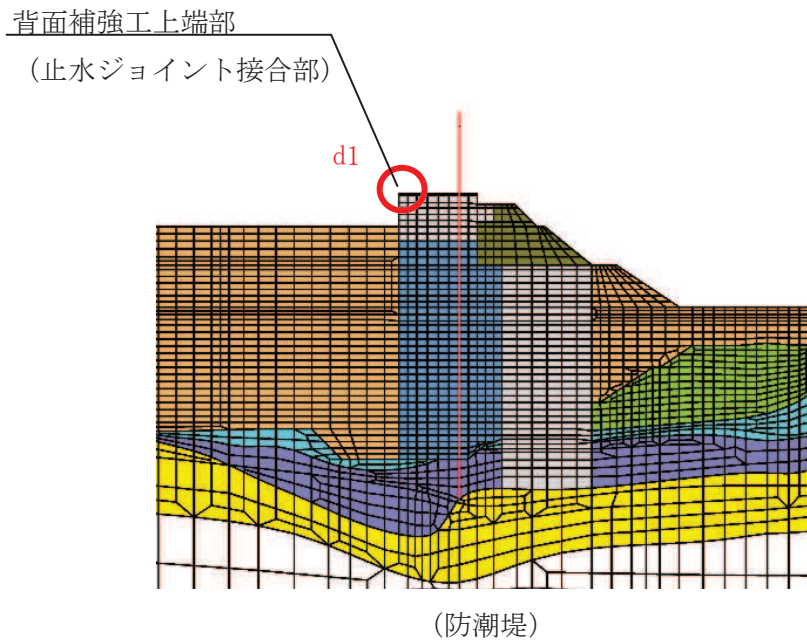
凡例



: 止水ジョイント抽出節点位置

$$(D=|d1(t1)|+|d2(t2)|+|d3(t3)|)$$

図 2.4-1(3) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
(c) 防潮壁と異種構造物間 (海水ポンプ室) の例)



凡例

○ : 止水ジョイント抽出節点位置
 $(D=|d1(t1)|+|d2(t2)|)$

図 2.4-1(4) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
 ((d)防潮壁と異種構造物間(防潮堤)の例)

2.5 評価結果

追 而

(参考資料3) 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）に用いるゴム支承は、鋼桁と RC 支柱間に設置し、鋼桁の鉛直並びに水平荷重を RC 支柱に伝達しつつ、地震時における鋼桁の鋼桁軸方向の変位に伴うせん断変形に追従する設計とする。ゴム支承の種類は、水平力分散型ゴム支承で、道路橋支承にも一般的に広く用いられる構造とする。

よって、ゴム支承の設計にあたっては、基本設計段階において、道路橋支承の設計において広く用いられ、構造類似性の観点で適用性があると考えられる「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」及び「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、各種設計を行うと共に経年劣化等に対して設計への反映を行うこととしていた。

本書では、上記について詳細設計段階で具体化した内容を示す。具体的な項目を以下に示す。

- ・経年劣化や温度変化等に伴う材料特性（せん断剛性等）の変化による地震時応答への影響確認
- ・経年劣化や温度変化等に伴う材料特性（せん断剛性等）の変化を踏まえた等価減衰定数の設定
- ・経年劣化に伴う変形性能の低下を踏まえた許容限界（せん断ひずみ）の確認
- ・耐久性に係る維持管理方針（曝露試験）の検討

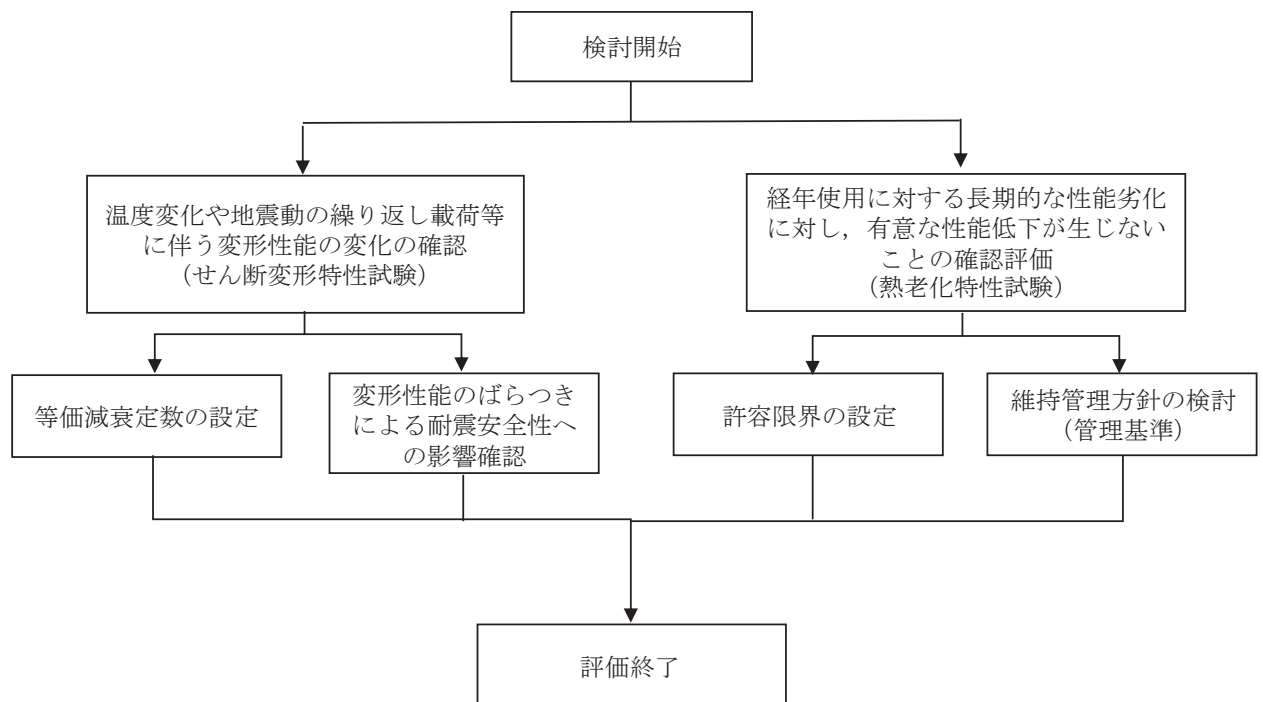


図 1-1 ゴム支承に係る詳細検討フロー

2. ゴム支承の構造概要

鋼桁の設置位置を図 2-1、鋼桁の構造を図 2-2、ゴム支承の構造図を図 2-3～図 2-4、ゴム支承の据え付け概要を図 2-5、及び構造諸元を表 2-1～表 2-2 に示す。また、ゴム支承に使用するゴム材料の基本特性を表 2-3 に示す。

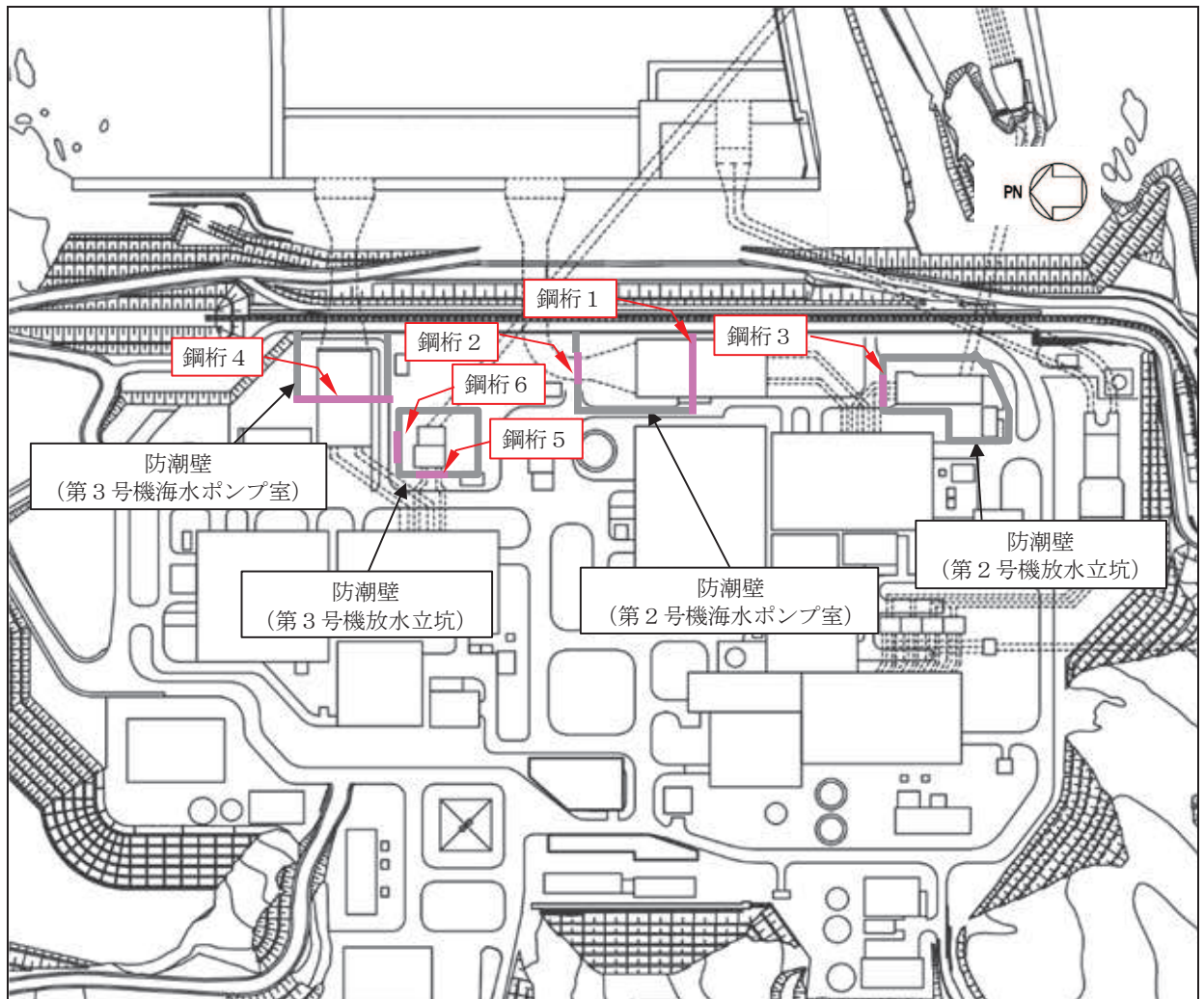


図 2-1 鋼桁設置位置

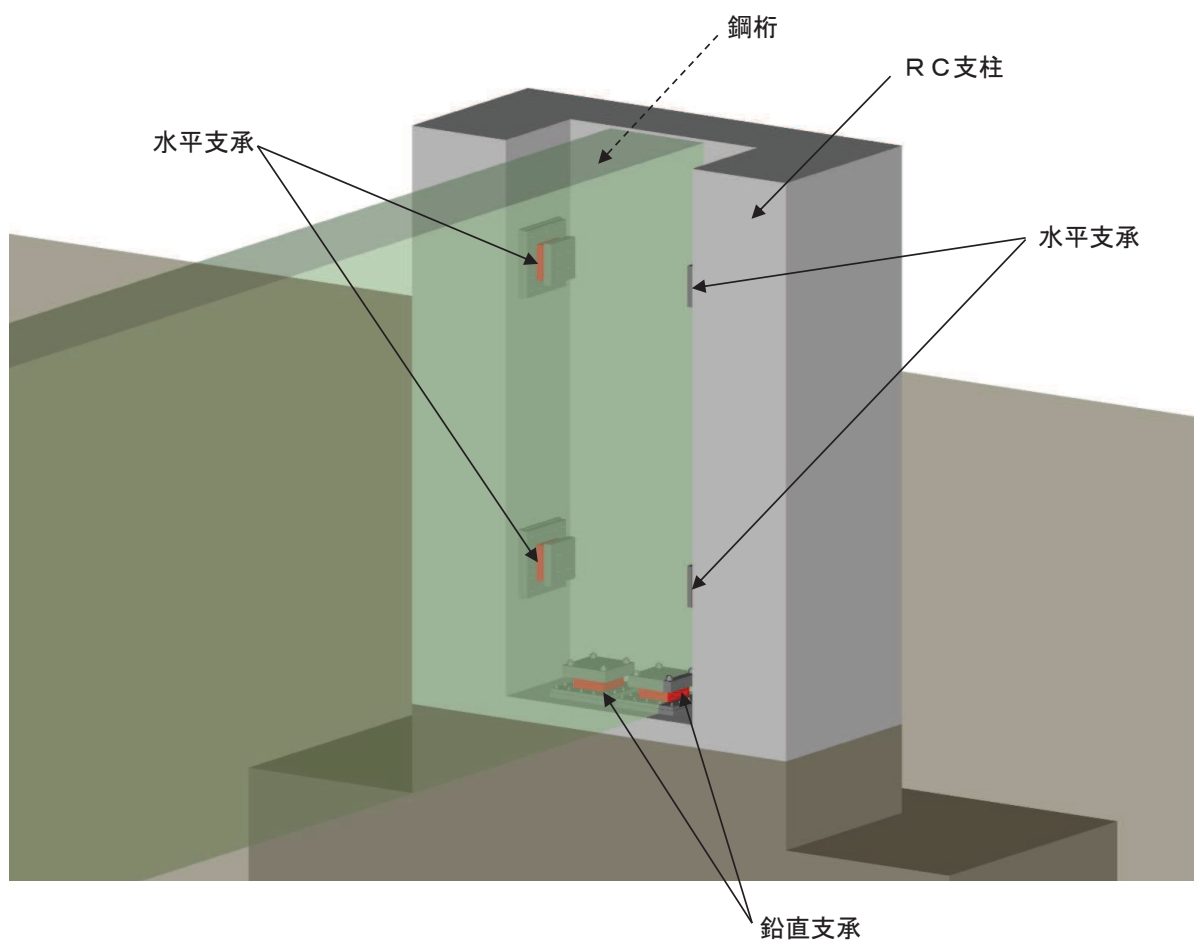


図 2-2 鋼桁構造図
(鋼桁-RC 支柱取り合い部)

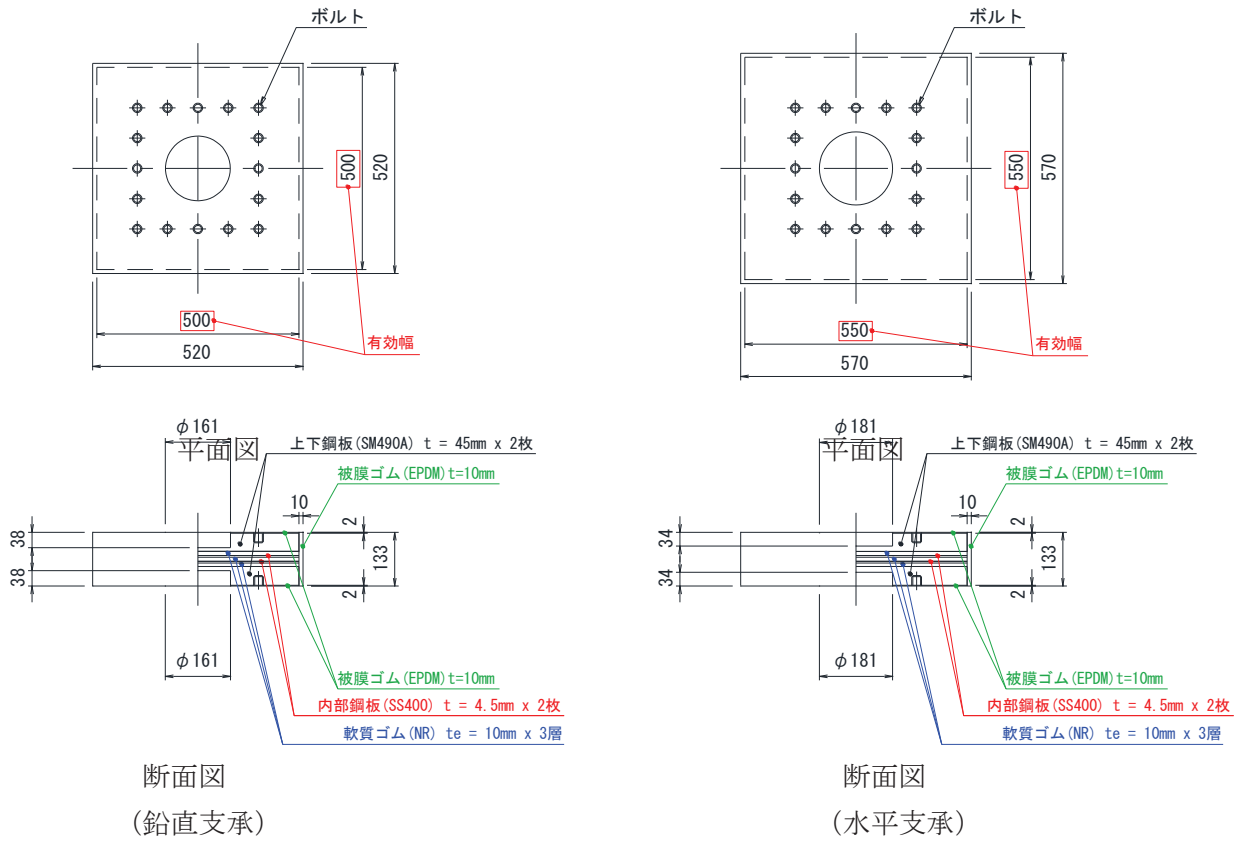


図 2-3 ゴム支承概要図 (鋼桁 1, 4 鉛直支承, 水平支承)

表 2-1 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 1, 4)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	500mm × 500mm	550mm × 550mm
総ゴム厚 (ゴム厚 × 層数)	30mm (10mm × 3 層)	30mm (10mm × 3 層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	12.50	13.75
二次形状係数*2	16.67	18.33
水平剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm
鉛直剛性	5104kN/mm	6794kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積 (側面積) の比

注記*2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

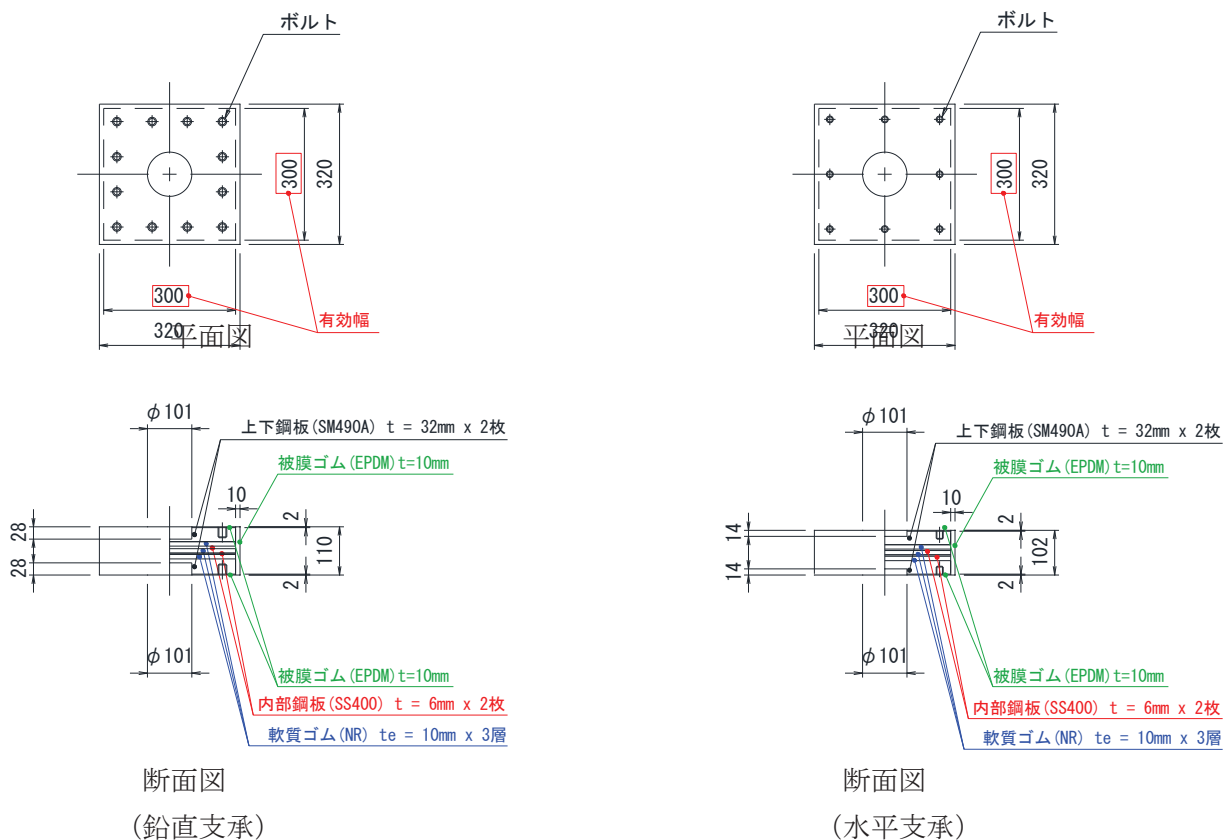


図 2-4 ゴム支承概要図 (鋼桁 2, 3, 5, 6 鉛直支承, 水平支承)

表 2-2 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 2, 3, 5, 6)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	300mm×300mm	300mm×300mm
総ゴム厚 (ゴム厚×層数)	30mm (10mm×3層)	30mm (10mm×3層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	7.50	7.50
二次形状係数*2	10.00	10.00
水平剛性	4.200kN/mm	4.200kN/mm
鉛直剛性	1103kN/mm	1103kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積 (側面積) の比

注記*2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

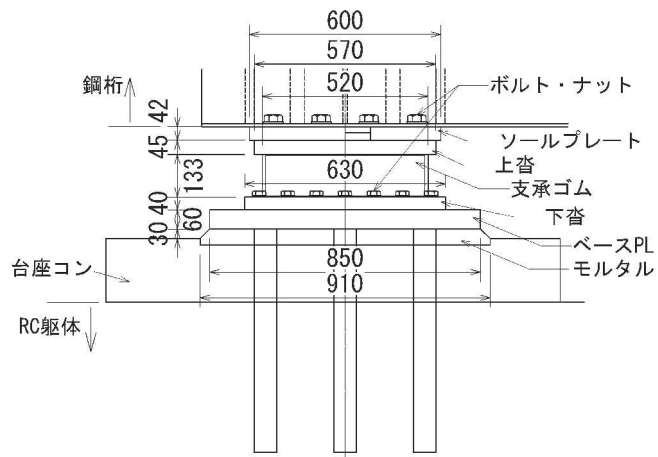


図 2-5 ゴム支承の据え付け概要 (2号海水ポンプ室の鉛直支承の例)

表 2-3 ゴム材料の基本特性

項目	材料の種類	弾性係数の呼び	破断伸び (%)	引張強さ (N/mm ²)	試験方法
基本特性	天然ゴム (NR)	G14	450 以上	15 以上	引張試験 JIS K 6251

3. せん断変形特性試験

ゴム支承は、熱老化、環境温度の変化、及び地震による繰り返し荷重等の各種要因によって材料特性（せん断剛性や等価減衰定数等）に変化が生じるため、各種依存性試験を実施しせん断剛性及び等価減衰定数の変化率を確認する。

(1) せん断剛性

a. せん断剛性の各種確認試験

ゴム支承は温度や経年変化等の影響によりせん断剛性が変化する。これらの因子による特性変化を確認するため各種試験を実施する。試験の実施項目は JIS K 6411 に従い表 3-1 のとおりとする。

表 3-1 せん断特性試験項目（JIS K 6411 に基づく）

試験	項目	内容
各種依存性試験	せん断ひずみ依存性	複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。
	圧縮応力依存性	鉛直荷重の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	振動数依存性	水平振動数の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	繰り返し数依存性	地震時の繰り返し荷重に対するせん断特性の依存性を求める。
	温度依存性	使用環境の温度変化に対するせん断特性の依存性を求める。
熱老化特性試験	経年変化	熱老化試験により熱老化前後のせん断特性の経年変化を求める。

b. せん断剛性の試験結果

各種依存性試験及び熱老化特性試験より、せん断剛性のばらつきに与える影響の大きい項目としては、せん断ひずみ、せん断ひずみの繰返し数、温度変化及び熱老化においてせん断剛性のばらつきが確認された。

なお、試験結果の詳細は別紙に示す。

表 3-2 せん断剛性の試験結果

項目	変化率	
	剛性変化（+側）	剛性変化（-側）
せん断ひずみ	+10.2%	-18.2%
圧縮応力度	+1.6%	-2.3%
振動数	+0.5%	-4.7%
繰返し数	—	-8.6%
温度	+37.5%	-6%
熱老化	+12%	—

(2) 等価減衰定数

「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」では、使用するゴム支承の減衰特性を十分に把握した上で適切な等価減衰定数を設定するのがよいとされていることから、今回、熱老化特性試験及び各種依存性試験において実施したせん断特性試験の結果に基づき、設計で用いる等価減衰定数を設定する。

等価減衰定数は測定した試験結果から次式によって求められる。

$$h_{eq} = \Delta W / 2\pi W$$

ここに

h_{eq} : 等価減衰定数

W : 弾性エネルギー（図3-1に示す三角形面積）

ΔW : 吸収エネルギー（図3-1に示す履歴曲線で囲まれる面積）

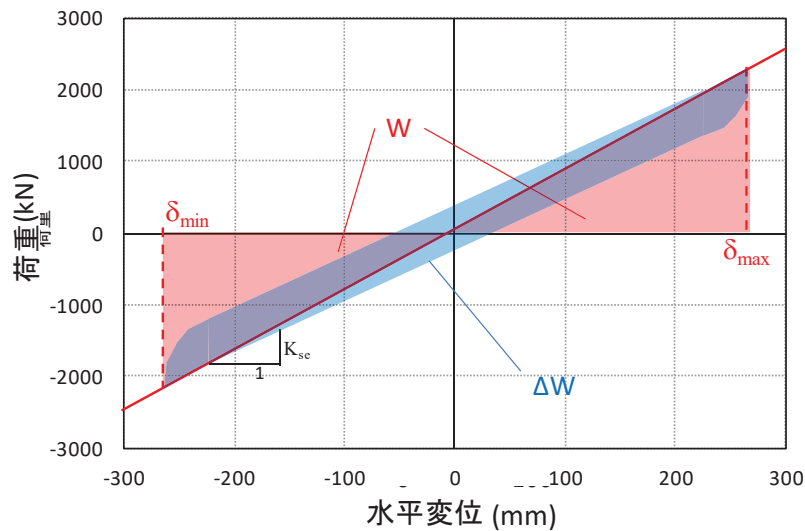


図3-1 等価減衰定数の算出の例

減衰定数の算定結果を図3-1に示す。今回の試験結果から、設計条件並びにばらつきを考慮した条件のいずれにおいても6.0%以上の等価減衰定数が得られていることを踏まえ5.5%を適用する。

減衰については、実機へ使用するゴム支承の製品検査においてせん断特性試験を行うことで、その妥当性を検証する。

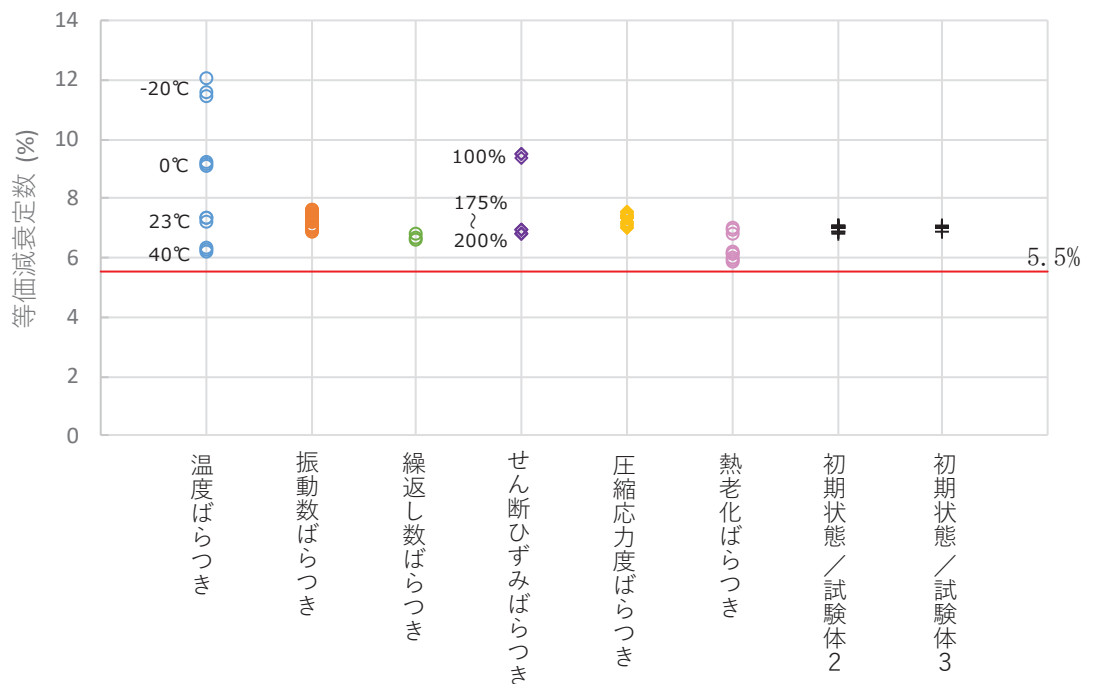


図 3-2 等価減衰定数のばらつき結果

(3) せん断剛性のばらつきによる影響評価

a. 影響評価用のせん断剛性のばらつき

試験結果より得られたせん断剛性の変化率を考慮して、地震時の応答へ与える影響の確認を行う。

3. (1).b 項の試験結果より、せん断剛性のばらつきに与える影響の大きい項目としては、せん断ひずみの繰返し数、温度変化及び熱老化が挙げられる。

ここで、当該ゴム支承は、鋼桁下部や側部に設置し、被覆ゴムに囲われ直接的に性能確認ができないこと等を踏まえ、試験で得られたゴム支承のせん断剛性のばらつきを安全側にプラス側とマイナス側でそれぞれ重畳させる。これにより、物性が大きく変動している状況においても耐震性が確保されることを示すこととする。

影響評価用のせん断剛性の設定結果を表 3-3 に示す。

せん断ひずみに応じた剛性の変化率として、ひずみ依存性試験の結果から+10.2%及び-18.2%の変化率を考慮する。

地震による繰返しせん断ひずみを受けた後の剛性の変化率として、繰返し数依存性試験の結果から-8.6%の変化率を考慮する。

環境条件（温度）によるせん断剛性の変化率は、女川の屋外環境条件が-15℃～36℃であることを考慮し、温度依存性試験の結果から+37.5%及び-6%の変化率を考慮する。

経年変化によるせん断剛性の変化率として、熱老化特性試験結果から+12%の変化率を考慮する。

また、ゴム支承は製品初期ばらつきとして±10%以内であることを製品試験で確認することとしているが、そのばらつきも最大値として±10%の変化を考慮する。

以上の各項目のばらつき設定を積算し、保守的に繰り上げた値として+75%から-45%をばらつきの設定として考慮する。

表 3-3 せん断剛性のばらつき設定

項目	変化率	
	剛性変化（+側）	剛性変化（-側）
せん断ひずみ	+10.2%	-18.2%
繰返し数	—	-8.6%
温度	+37.5%	-6%
熱老化	+12%	—
初期ばらつき	+10%	-10%
積算値	+69.7%	-42.8%
影響確認用	+75%	-45%

b. せん断剛性のばらつきによる影響確認結果

前述の表 4-2 に示すゴム支承のせん断剛性のばらつき設定を踏まえ、ゴム支承のせん断剛性を+75%と-45%にばらつかせた場合において、各部材に対する影響を確認する。

(a) 評価対象断面

各鋼桁の寸法、剛性を表 3-4 に示す。

ゴム支承の剛性ばらつきによる影響は、ゴム支承の寸法・剛性値に比例して大きくなるものと考えられることから、鋼桁 1, 4 より評価対象断面を選定する。

表 3-4 各鋼桁の寸法、剛性

項目	鋼桁 1, 4		鋼桁 2, 3, 5, 6	
	鉛直支承	水平支承	鉛直支承	水平支承
ゴム体有効平面寸法	500mm×500mm	550mm×550mm	300mm×300mm	300mm×300mm
水平剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm	4.200kN/mm	4.200kN/mm
鉛直剛性	5104kN/mm	6794kN/mm	1103kN/mm	1103kN/mm

また、ゴム支承の剛性ばらつきの影響は、ゴム支承の本体、並びに躯体全体に及ぶものと考えられることから、それぞれにおいて照査値の厳しい断面を選定し評価する。

鋼桁 1, 4 における地震時の照査において、VI-2-10-2-3-2「杭基礎構造防潮壁（鋼製遮水壁（鋼桁））の耐震性についての計算書」における支承の照査値最大及び躯体の照査値最大（曲げ・軸力系の破壊、せん断系の破壊のうち最大）を表 3-5 に示す。

表 3-5 より照査値は、ゴム支承は鋼桁 1 が大きく、躯体の照査は鋼桁 4 が大きいことから、評価断面として、それぞれ鋼桁 1, 鋼桁 4 を選定する。

表 3-5 鋼桁 1, 4 のせん断照査、並びに躯体の照査値最大

鋼桁	ゴム支承の照査結果 せん断ひずみの照査		躯体の照査結果 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (杭の曲げ)	
	照査値	地震動	照査値	地震動
鋼桁 1	<u>0.54</u>	S s - D 2 (-+)	0.88	S s - D 2 (++)
鋼桁 4	0.35	S s - D 1 (-+)	<u>0.89</u>	S s - N 1 (++)

(b) ばらつき影響評価ケース

ゴム支承の対象は鋼桁1とし、地震波は支承ゴム照査値最大ケース（せん断ひずみ照査値0.54）となるS s-D 2（-+）とする。RC支柱、フーチング、杭への影響確認に関しては、鋼桁1と鋼桁4の基本ケースにてRC支柱、フーチング、杭の照査値最大ケース（杭の曲げ照査値0.89）となる鋼桁4につき実施する。地震動は、杭に最大照査値を発生させるS s-N 1（++）とする。検討のケースについて表3-6に整理する。

表3-6 検討ケース一覧

検討対象断面	対象部位	評価項目	地震波	加振方向	ケース
鋼桁1	支承ゴム	せん断ひずみ	S s-D 2 (-+)	桁軸	①基本 ②剛性ばらつき+75% ③剛性ばらつき-45%
鋼桁4	RC支柱	曲げ・せん断照査	S s-N 1 (++)		
	フーチング	曲げ・せん断照査			
	杭	曲げ・せん断照査			

(c) ばらつき影響を考慮したせん断剛性・設計水平震度

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを前述のとおり+75%及び-45%とし、桁軸方向の動的解析を実施して桁軸方向の設計水平震度を算出する。

算出結果を表3-7に示す。

表3-7 ばらつき影響を考慮したせん断剛性・設計水平震度

ケース	せん断剛性 (kN/mm)			桁軸方向 水平震度
	水平支承	鉛直支承	基礎あたり*	
① 基本	14.117	11.667	79.802	3.1
② 剛性ばらつき +75%	24.705	20.417	139.654	4.4
③ 剛性ばらつき -45%	7.764	6.417	43.890	2.4

注記*：基礎1箇所あたりのせん断剛性は、水平支承4基、鉛直支承2基の合計

(d) ゴム支承の照査結果（せん断ひずみ及び座屈応力度）

ゴム支承は、表3-4に示す支承寸法に対して、ゴム支承のせん断剛性をばらつかせた設計水平震度により発生するせん断ひずみ及び座屈応力度が許容値を満足していることを確認する。

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合のせん断ひずみを表3-8に、座屈応力度を表3-9,表3-10に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、せん断ひずみは

110%～191%の範囲内であり地震時の限界値である 250%以下となっていることを確認した。座屈応力度についても許容値以下となっていることを確認した。

表3-8 せん断ひずみの照査結果

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
死荷重反力	Rdmax (kN)	523	523	523
地震時水平移動量	ΔLe (mm)	40.6	33.0	57.2
ゴム厚	Σte (mm)	30	30	30
せん断ひずみ	$\Delta Le / \Sigma te$ (%)	135	110	191
	許容値 (%)	250	250	250
	照査値	0.54	0.44	0.77

表3-9 座屈応力度の照査結果 (水平支承/軸方向)

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
地震時鉛直力	RL (kN)	8771	8771	8771
地震時水平移動量	ΔLe (mm)	40.6	33.0	57.2
地震時有効支圧断面積	A (m ²)	0.2802	0.2844	0.2710
座屈応力度	$RL/A \cdot 10^{-3}$ (N/mm ²)	32	31	33
	許容値 (N/mm ²)	235	235	235
	照査値	0.14	0.14	0.15

表3-10 座屈応力度の照査結果（鉛直支承／軸方向）

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
地震時鉛直力	RL (kN)	4491	4491	4491
地震時水平移動量	ΔL_e (mm)	40.6	33.0	57.2
地震時有効支圧断面積	A (m ²)	0.2297	0.2335	0.2214
座屈応力度	$RL/A \cdot 10^{-3}$ (N/mm ²)	20	20	21
	許容値 (N/mm ²)	194	194	194
	照査値	0.11	0.11	0.11

(e) RC 支柱の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における鋼桁4（RC支柱）の照査結果を表3-11，表3-12，表3-13に示す。

支承剛性を基本値より+75%～-45%にばらつかせたケースにおいても，照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表3-11 RC支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My: -9973	4688	2.0	16.5	0.13
		桁軸	+75%	My: -11054	4860	2.3	16.5	0.14
		桁軸	-45%	My: -11540	4904	2.3	16.5	0.14
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My: 8283	5725	1.5	16.5	0.10
		桁軸	+75%	My: 10216	6092	1.9	16.5	0.12
		桁軸	-45%	My: -9803	5966	1.9	16.5	0.12

表3-12 RC支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	配筋	発生断面力		引張応力 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D35@ 150	My: -9973	-1614	123	294	0.42
		桁軸	+75%	D35@ 150	My: -11054	-1862	138	294	0.47
		桁軸	-45%	D35@ 150	My: -11540	-1830	142	294	0.49
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D35@ 150	My: -8283	-981	98	294	0.34
		桁軸	+75%	D35@ 150	My: -10216	-1171	121	294	0.42
		桁軸	-45%	D35@ 150	My: -9803	-1161	116	294	0.40

表3-13 RC支柱のせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	せん断補強筋	発生断面力	照査用 せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査 値 (a/b)
					せん断力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D29@300	2667	2801	13901	0.21
		桁軸	+75%	D29@300	2661	2795	13868	0.21
		桁軸	-45%	D29@300	3040	3192	13915	0.23
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D29@300	3116	3272	13901	0.24
		桁軸	+75%	D29@300	3844	4037	13868	0.30
		桁軸	-45%	D29@300	3547	3725	13915	0.27

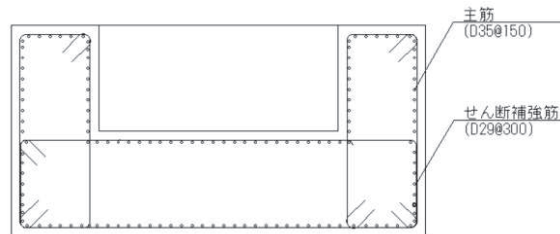


図3-3 RC支柱配筋概要図

(f) フーチングの照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における鋼桁4（フーチング）の照査結果を表3-14、表3-15、表3-16に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表3-14 フーチングの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My:3813 Mz:5849	150	1.7	24.0	0.08
			+75%	My:3804 Mz:6053	158	1.8	24.0	0.08
			-45%	My:4407 Mz:6129	157	1.9	24.0	0.08
基礎2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My:14839 Mz:37099	1545	3.8	24.0	0.16
			+75%	My:16838 Mz:38363	1595	4.0	24.0	0.17
			-45%	My:16811 Mz:37562	1548	3.9	24.0	0.17

表3-15 フーチングの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	配筋	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D41@ 150	My:3813 Mz:5849	-3	56	435	0.13
		桁軸	+75%	D41@ 150	My:3804 Mz:6053	-3	57	435	0.14
		桁軸	-45%	D41@ 150	My:4407 Mz:6129	-3	60	435	0.14
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D51@ 150	My:14839 Mz:37099	-28	125	435	0.29
		桁軸	+75%	D51@ 150	My:16838 Mz:38363	-30	130	435	0.30
		桁軸	-45%	D51@ 150	My:16811 Mz:37562	-28	128	435	0.30

表3-16 フーチングのせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	せん断補強筋	発生断面力	照査用せん断力	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
					せん断力 (kN)	(kN) (a)		
基礎 1	S _s -N 1 (++)	桁軸	基本	D19@300	3542	3720	33039	0.12
		桁軸	+75%	D19@300	3686	3871	33039	0.12
		桁軸	-45%	D19@300	3669	3853	33039	0.12
基礎 2	S _s -N 1 (++)	桁軸	基本	D19@300	11207	11768	71574	0.17
		桁軸	+75%	D19@300	11471	12045	71574	0.17
		桁軸	-45%	D19@300	11325	11892	71574	0.17

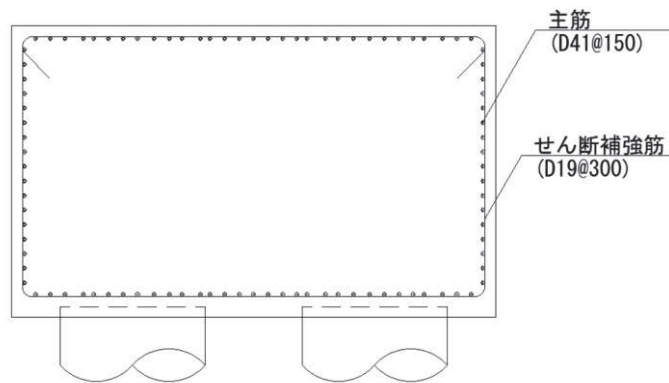


図3-4 フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎1)

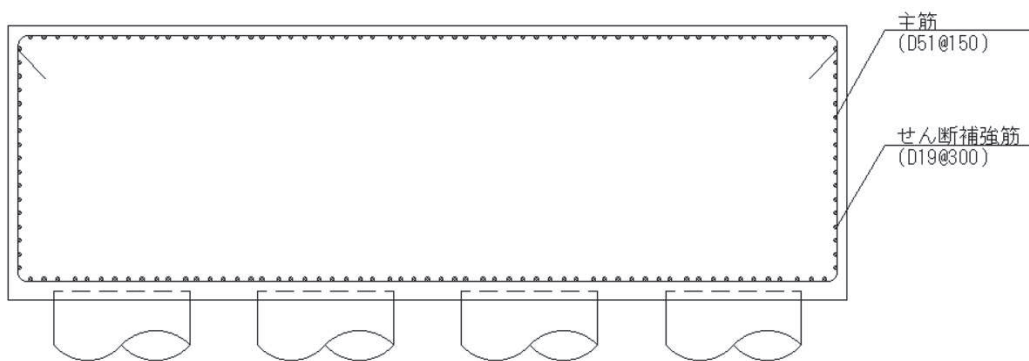


図3-5 フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎2)

(g) 鋼管杭の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における鋼桁4（鋼管杭）の照査結果を表3-17～表3-19に示す。

支承剛性を基本値より+75%～-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表3-17 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭		加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
		杭番号	評価位置			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1	S s - N 1 (++)	杭3	杭体	桁軸	基本	10935	5312	14764	0.75
		杭3	杭体		+75%	10960	5099	14841	0.74
		杭3	杭体		-45%	10890	5478	14704	0.75
基礎 2	S s - N 1 (++)	杭5	上杭	桁軸	基本	10517	7129	11900	0.89
		杭5	下杭			7588	4487	9147	0.83
		杭5	上杭	桁軸	+75%	10528	7290	11842	0.89
		杭5	下杭			7590	4423	9170	0.83
		杭5	上杭	桁軸	-45%	10837	7582	11735	0.93
		杭5	下杭			6809	7248	8132	0.84

表3-18 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭番号	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力	降伏曲げモーメント	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m) (a)	(kN・m) (b)	
基礎1	S s - N 1 (++)	杭5	桁軸	基本	8234	14137	0.59
		杭5		+75%	8072	14137	0.58
		杭5		-45%	8202	14137	0.59
基礎2	S s - N 1 (++)	杭6	桁軸	基本	10540	14137	0.75
		杭2		+75%	10556	14137	0.75
		杭2		-45%	10874	14137	0.77

表3-19 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭		加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
		杭番号	評価位置			せん断力 (kN)			
基礎1	S s - N 1 (++)	杭5	杭体	桁軸	基本	6444	127	260	0.49
		杭1	杭体		+75%	6449	127	260	0.49
		杭5	杭体		-45%	6446	127	260	0.49
基礎2	S s - N 1 (++)	杭6	上杭	桁軸	基本	1368	31	260	0.12
		杭14	下杭			5577	171	260	0.66
		杭2	上杭		+75%	1392	32	260	0.13
		杭14	下杭			5575	171	260	0.66
		杭2	上杭		-45%	1459	34	260	0.14
		杭14	下杭			5581	171	260	0.66

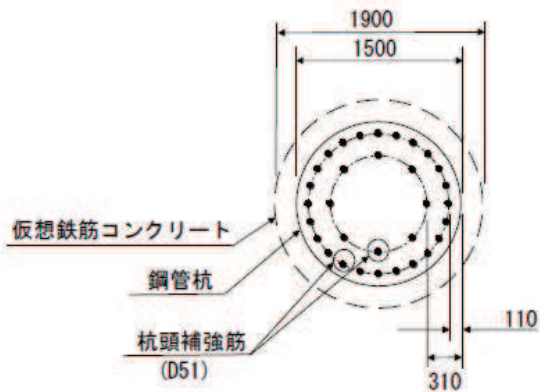
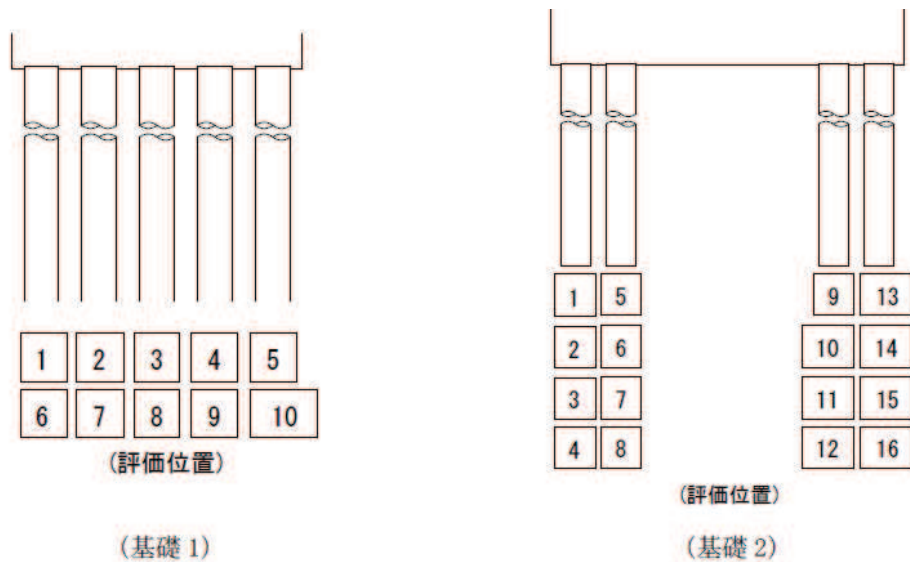


図3-6 杭頭配筋概要図 (鋼桁4)

(参考) 3-25

4. 耐久性について

供用段階において、経年劣化によるゴム支承の変形性能の低下が設計想定範囲内であることを確認するため、定期的に外観点検及びゴム支承と同材質の別置き試験体による曝露試験を行い、設計値内に収まっていることを確認する。曝露試験では、試験体を用い定量的に性能を把握し、経年劣化による変形性能の低下が設計想定範囲内であることを確認する。

以下に、耐久性確保の方針及び経年変化を踏まえた許容限界の妥当性、維持管理方針（案）について示す。

なお、熱老化によるゴム支承の力学的特性（せん断変形特性、等価減衰定数）の変化については、「3. せん断変形特性試験」において別途確認済みであるため、本章では省略する。

(1) 耐久性確保に関する方針

「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、表 4-1 に示す劣化要因に対する試験等により耐久性が確認された製品を使用する。

また、主要部材であるゴムには天然ゴムを使用し、機能の低下が生じないよう天然ゴムと同等以上の耐久性を有する被覆ゴムを設ける。被覆ゴムは側面及び上下面に施されるが、ゴム支承は上沓及び下沓に挟まれる状態で設置されるため、大気からの劣化要因は上下面から殆ど侵入せず側面由来が支配的である。このため、側面の被覆ゴムの厚さを、ゴム支承が機能低下しないよう基本設計段階において示していた厚さ 5mm 以上に対し、余裕をもって 10 mm とする。

表 4-1 ゴム支承の劣化要因に対する耐久性の確保・確認方法

劣化要因	耐久性の確保・確認方法
熱	空気加熱老化試験（JIS K 6257）により熱老化に対する耐久性が確認された製品を使用する。
オゾン・酸素	静的オゾン劣化試験（JIS K 6259）*1により、十分な耐オゾン性を有することを確認された製品を使用する。
紫外線	ゴム材にカーボンプラックが配合された製品を使用することで、内部までの光の浸透を阻止し、耐久性を確保する*2。
低温	低温衝撃ぜい化試験（JIS K 6261）*3により、十分な耐寒性を有することを確認された製品を使用する。

注記*1：東北地方に位置する綾里（岩手県大船渡市）のオゾン濃度が 40ppb 程度（気象庁による観測）であるのに対し、オゾン劣化試験では 500ppb のオゾン濃度で評価を実施し、耐オゾン性を確認する。

注記*2：日本ゴム協会誌第 77 巻（2004）3 号 p. 109～p. 115 を参照。

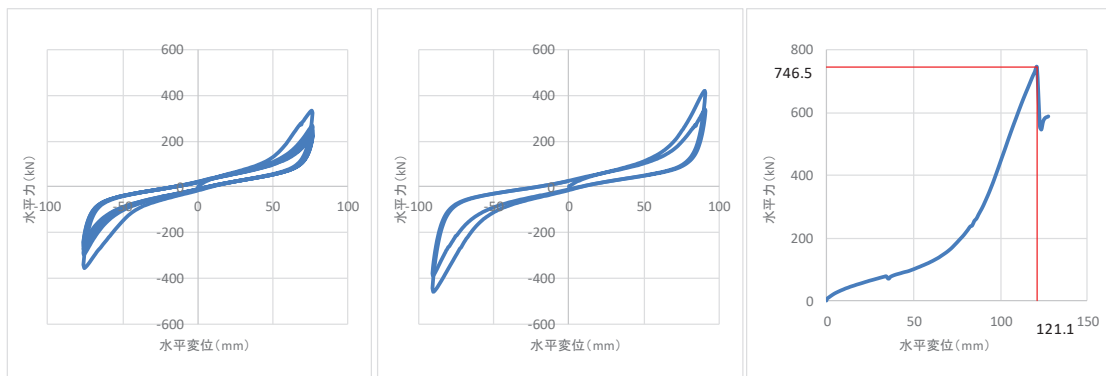
注記*3：ゴム材の低温ぜい化温度は-30℃以下であり、耐寒性を有することを確認する（気象庁によれば、石巻の月別平均最低気温は-2.6℃、日最低気温は-14.6℃）。

(2) 許容限界（せん断ひずみ）の確認

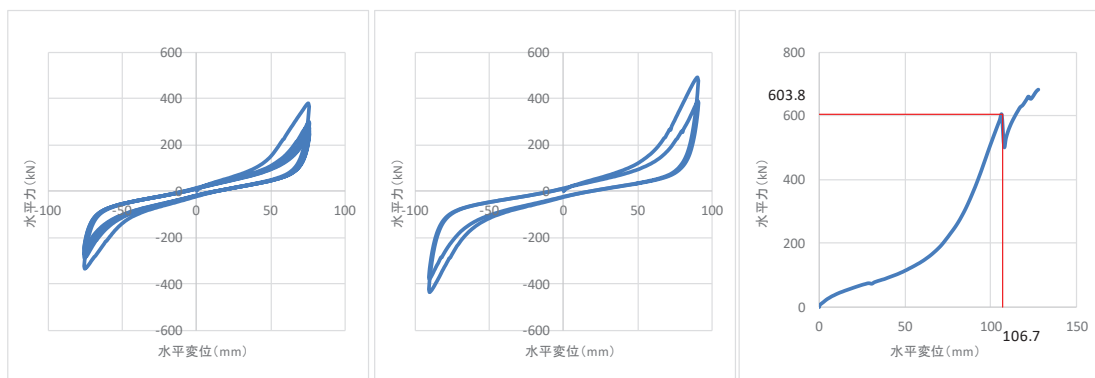
ゴム支承のせん断変形に対する許容限界は、「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、ゴム支承のせん断ひずみに対する評価基準値として、水平荷重-水平変位の関係がほぼ安定した特性を示す範囲であり、かつ、せん断破壊に対する余裕を確保した許容せん断ひずみ 250%を設定している。経年劣化に伴い、ゴムの伸び性能の低下が想定されることから、供用期間相当の熱老化をさせた試験体での破断せん断ひずみ等を確認し、許容限界の妥当性について確認した。

本設定の妥当性を確認するため、熱老化をさせていない試験及び熱老化をさせた試験を行った。試験は、「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定した。試験体についても「JIS K 6411:2012」に対応した標準試験体とし、ゴム材料の種別はG14を適用する。試験項目、測定項目、試験体、及び試験結果を別紙に示す。

試験の結果（図4-1）、破断ひずみは許容ひずみ250%に対して十分な余裕を有しており、熱老化の有無によって破断ひずみに大きな相違がないことを確認した。



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）
（標準試験体 No. 2，熱老化無し）



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）
（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

図4-1 せん断変形性能試験結果
（参考）3-27

(3) 維持管理方針

a. 点検計画

ゴム支承の維持管理は、部材の劣化、変状の発生・進行を把握し、せん断変形特性等を満足することを確認することを目的に、定期的な目視点検及び曝露試験を行う。

点検時期及び点検方法を表 4-2 に示す。点検周期等の策定に当たっては、今回設置するゴム支承と構造が類似しており、維持管理実績も豊富である道路橋等の支承を対象とした、橋梁定期点検要領（国土交通省）、道路橋定期点検要領（国土交通省）、支承便覧を参照した。

なお、詳細は本方針に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する。

表 4-2 ゴム支承の点検時期・点検方法

時期	分類		時期, 頻度	方法
維持管理開始時	初回点検		竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検*1	巡視点検	1回/月	目視点検
		定期点検	1回/年	目視点検, 打音試験
	曝露試験*2		1回/5年	曝露試験体を用いたせん断変形試験

注記*1: 巡視点検（1回/月）、並びに定期点検（1回/年）による外観目視点検を行う。

巡視点検では可視範囲で、定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し、劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに、必要に応じ試験等を行う。

*2: 曝露試験体のせん断剛性及び減衰定数を測定し、設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。なお、鋼桁に用いるゴム支承は一般的な橋梁で用いるものと、構造や設置環境に大きな相違はないものと考えられ、また、熱環境も一般的な範囲内でありゴム支承の熟老化試験結果からせん断剛性の変化が比較的緩速であることも踏まえ、曝露試験頻度は、一般橋梁における点検内容を定めている国土交通省「道路橋定期点検要領」が示す定期点検周期（1回/5年）とする。試験頻度の妥当性は(4)補修、取替えにて示す。

b. 管理基準値

補修，取替えについては，表 4-2 に示す点検の結果に基づき補修，取替えの計画を行うものとし，曝露試験においては管理基準値を定める。なお，詳細は本方針に従い，施設の供用開始前までに適切に策定する。

＜曝露試験における管理基準値の設定方針（案）＞

曝露試験は，経年による劣化度合いを推定するための促進試験として，JIS K 6411 に基づき熱老化特性試験を実施済であるため，現地においては，実際の環境要因を反映した曝露試験体にて同様の試験を行うことで，実施済の熱老化試験との比較を行い，健全性を確認する。

管理基準としては，試験により確認したせん断剛性が上昇率（12%）以内であること，等価減衰定数が設計値（5.5%）を確保していることを確認する。ここで，熱老化に対する試験は約 60 年相当の老化を想定した試験を行っているため，1 回/5 年の頻度で曝露試験を行うことで劣化に伴う性能低下については十分に管理が可能である。

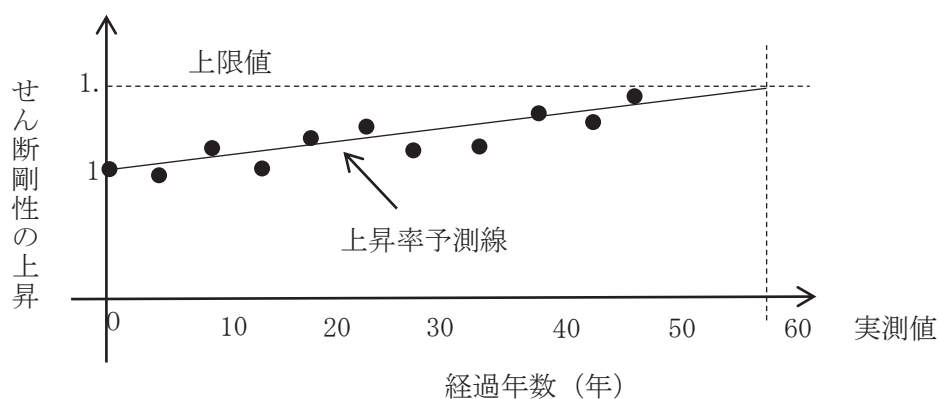


図 4-2 曝露試験の評価概要（せん断剛性）

以上

(別紙)

1. せん断剛性の各種確認試験

ゴム支承は使用温度や経年変化等の影響によりせん断剛性が変化する。これらの因子による特性変化を確認するため各種試験を実施する。試験の実施項目は JIS K 6411 に従い表 1 のとおりとする。

表 1 せん断特性試験項目

試験	項目	内容
各種依存性試験	せん断ひずみ依存性	複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。
	圧縮応力依存性	鉛直荷重の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	振動数依存性	水平振動数の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	繰返し数依存性	地震時の繰返し荷重に対するせん断特性の依存性を求める。
	温度依存性	使用環境の温度変化に対するせん断特性の依存性を求める。
熱老化特性試験	経年変化	熱老化試験により熱老化前後のせん断特性の経年変化を求める。

a. 試験方法

各種依存性試験及び熱老化特性試験について、試験方法を以下に示す。

試験は「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定する。試験体は、「JIS K 6411:2012」に従い各試験項目に対応した標準試験体を用いる。ゴム材料の種別は、実機に適用する G14 とする。各試験における鉛直荷重は実機における固定荷重相当を基準とする。試験項目、測定項目及び試験体を表 2 に示す。

表 2 せん断特性試験の試験項目と試験体

試験	測定項目	試験体		
		適用規格	形状	せん断 弾性係数
各種依存性試験 ・せん断ひずみ ・圧縮応力 ・繰返し数 ・せん断変形 (終局特性)	せん断特性 ・せん断剛性 ・等価減衰定数 せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 3*	有効平面寸法 400mm×400mm 総ゴム厚 54mm (9mm×6層)	G14 1.4N/mm ²
各種依存性試験 ・振動数 ・温度 熱老化特性試験 ・経年変化	せん断特性 ・せん断剛性 ・等価減衰定数 せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 2*	有効平面寸法 240mm×240mm 総ゴム厚 30mm (5mm×6層)	G14 1.4N/mm ²

注記*： JIS K6411 で寸法等が規定されている試験体

(a) せん断ひずみ依存性試験

試験体に複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重相当を包絡する圧縮応力度 6.0N/mm^2 の鉛直荷重*を載荷した状態で、各せん断ひずみにおける正負繰返し加振を3回行い、3回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c)振動数依存性試験と(e)温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数(0.5Hz)と基準温度(23℃)相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、せん断ひずみ175%の測定値を基準として各せん断ひずみとの変化率を求める。

注記*：試験においてゴム支承へ負荷する圧縮応力は固定荷重に余裕を考慮した 6.0N/mm^2 を適用している。この数値は以下に示す、固定荷重による圧縮応力の計算結果より検討した数値である。

表3 固定荷重によるゴム支承の圧縮応力

支承	場所	支点反力 (kN) a	有効平面寸法 (mm)		常時変位* (mm) ΔL	有効面積 (mm ²) $d = c \times (b - \Delta L)$	圧縮応力度 (N/mm ²) ($a/d \times 1000$)
			橋軸 (mm) b	橋直 (mm) c			
鉛直	鋼桁 1	523	500	500	12.2	243900	2.14
	鋼桁 2	103	300	300	4.8	88560	1.16
	鋼桁 3	95	300	300	4.5	88650	1.07
	鋼桁 4	741	500	500	13.8	243100	3.04
	鋼桁 5	102	300	300	4.7	88590	1.15
	鋼桁 6	102	300	300	4.7	88590	1.15

注記* : 女川の屋外環境条件が-15℃~36℃であることを考慮し、保守的に振れ幅を±50℃とした鋼桁の移動量

表4 ゴム支承の常時変位

支承	場所	桁長 (m) a	支間長 (m) b	温度変化 (℃) c	線膨張係数 d	常時移動量 (mm) $e = b \times c \times d / 2 \times 1000$
鉛直	鋼桁 1	41.85	40.65	50	12×10^{-6}	12.2
	鋼桁 2	16.7	15.9	50	12×10^{-6}	4.8
	鋼桁 3	15.7	14.9	50	12×10^{-6}	4.5
	鋼桁 4	47.1	45.9	50	12×10^{-6}	13.8
	鋼桁 5	16.3	15.5	50	12×10^{-6}	4.7
	鋼桁 6	16.3	15.5	50	12×10^{-6}	4.7

(b) 圧縮応力依存性試験

試験体に複数の圧縮応力を与えたときのせん断特性の依存性を求める。複数の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重—水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c)振動数依存性試験と(e)温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数(0.5Hz)と基準温度(23℃)相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、固定荷重相当の圧縮応力 6.0N/mm² 時の測定値を基準として各圧縮応力との変化率を求める。

(c) 振動数依存性試験

試験体に複数の振動数を与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm² の鉛直荷重を載荷した状態で、各種振動数にてせん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重—水平変位データよりせん断剛性と等価減衰

定数を算出する。

試験温度は (e) 温度依存性試験より求めた温度補正式によって、基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、基準振動数 0.5Hz 時の測定値を基準として各振動数との変化率を求める。

(d) 繰返し数依存性試験

試験体に繰返し水平加振 50 回を与えたときのせん断特性の変化を求める。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。その後、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を連続 50 回行い、初期の載荷前温度まで冷却し、50 回繰返し加振前と同様のせん断特性試験を行い、せん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験と (e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) と基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、50 回繰返し加振前の測定値を基準として 50 回繰返し加振後との変化率を求める。

(e) 温度依存性試験

試験体に複数の温度条件を与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、各種温度にてせん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。恒温槽で各試験温度に保持した試験体を取り出し試験を行う。せん断剛性は、基準温度 (23°C) 時の測定値を基準として各温度条件との変化率を求める。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験より求めた振動数補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) 相当に補正したものを測定値とする。

(f) 熱老化特性試験

熱老化前後におけるせん断特性 (せん断剛性、等価減衰定数) の変化と、熱老化させた試験体のせん断変形性能 (破断せん断ひずみ) を確認する。熱老化は基準温度 23°C で 60 年に相当する試験条件とする。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。その後、恒温槽で試験条件の熱老化をさせ、熱老化前と同様のせん断特性試験を行い、せん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験と (e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) と基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、熱老化前の測定値を基準として熱老化後との変化率を求める。

b. 試験結果

各種依存性試験及び熱老化特性試験より得られたせん断特性結果を図 2 に示す。以下にその結果を記載する。

(a) せん断ひずみ依存性試験

図 2 の(a)に示すせん断ひずみ依存性試験の結果より、せん断剛性はせん断ひずみ 100%で最小になり、100%以上のひずみレベルでは、せん断剛性は上昇傾向にあることが確認された。

(b) 圧縮応力依存性試験

図 2 の(b)に示す圧縮応力依存性試験の結果より、圧縮応力度の違いによるせん断剛性のばらつきは小さいことが確認された。

(c) 振動数依存性試験

図 2 の(c)に示す振動数依存性試験の結果より、振動数の違いによるせん断剛性のばらつきは小さいことが確認された。

(d) 繰返し数依存性試験

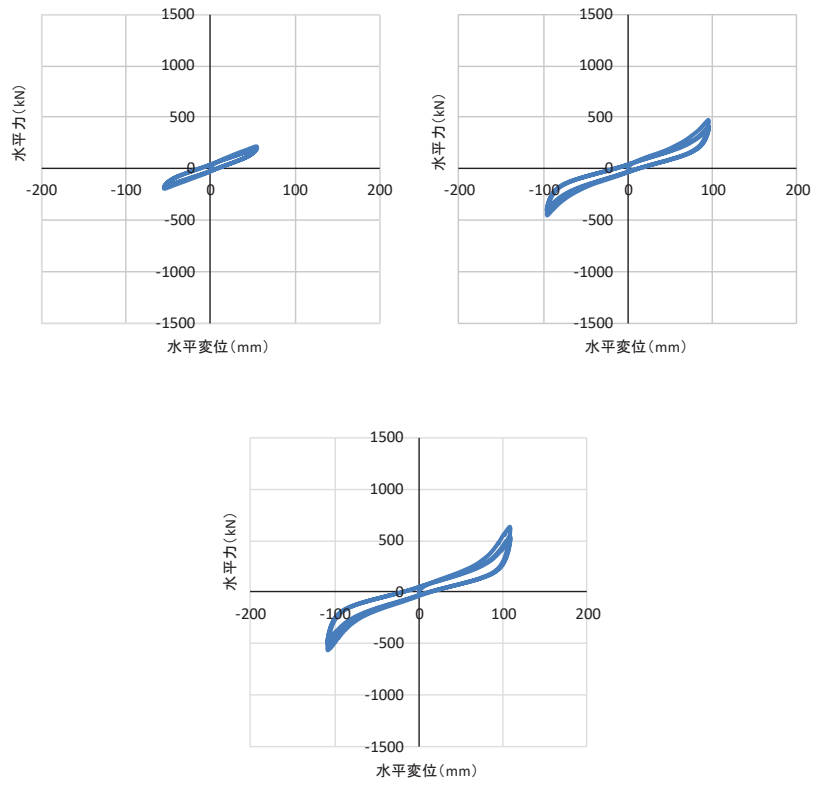
図 2 の(d)に示す繰返し数依存性試験の結果より、せん断ひずみ 175%による 50 回の正負繰返し载荷の前後でせん断剛性が 9.0%程度小さくなることが確認された。

(e) 温度依存性試験

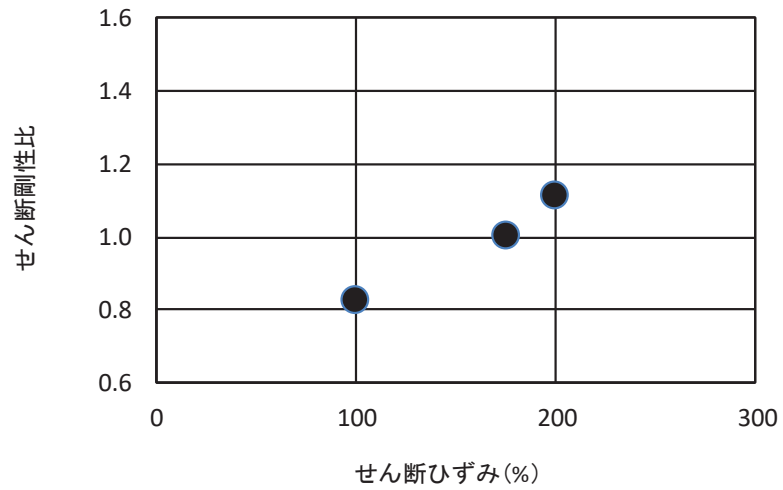
ゴム支承は低温下でのせん断剛性が大きくなり温度変化の影響を受けやすいことが一般的に知られている。図 2 の(e)に示す温度依存性試験結果より、温度依存性試験では低温になるほどせん断剛性が大きくなることが分かる。基準温度 23℃に対するせん断剛性の変化率は、女川 2 号機の環境条件を踏まえ-15℃から+36℃までを含む範囲を確認しており、-15℃では+37.5%程度、+36℃では-6%程度であった。

(f) 熱老化特性試験

図 2 の(f)に示す熱老化特性試験の結果より、熱老化によってせん断剛性が増加する傾向が確認された。使用期間 60 年相当の熱老化に対するせん断剛性の変化率は最大+12%程度となることが分かった。



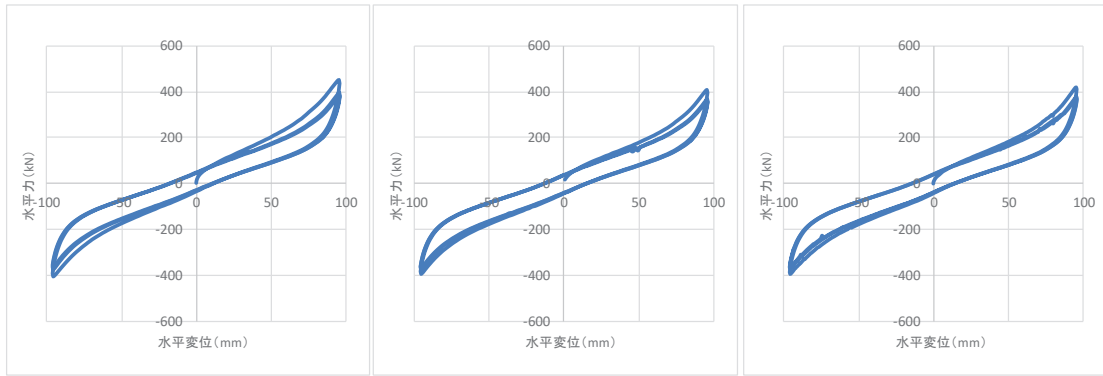
荷重-変位曲線（せん断ひずみ 左図：100%，中図：175%，右図：200%）



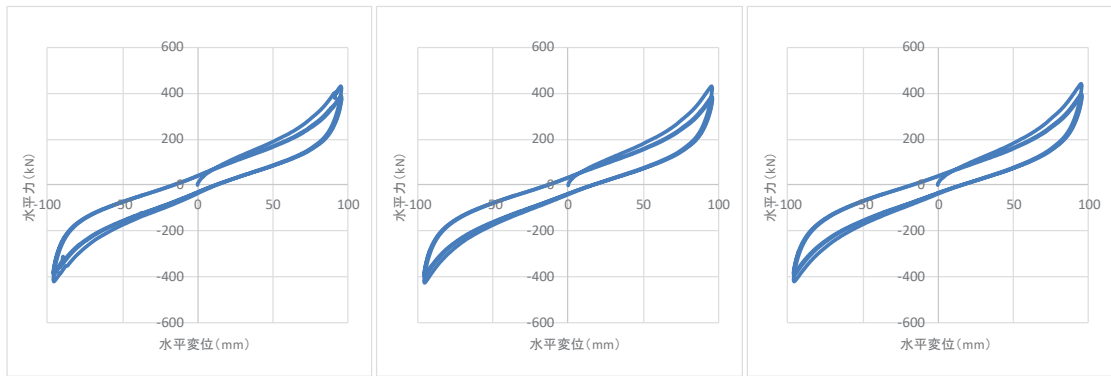
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：175%基準）

(a) せん断ひずみ依存性試験

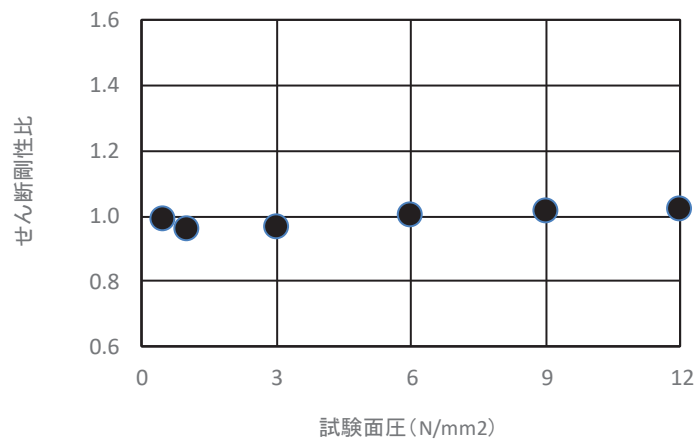
図1 せん断特性試験結果 (1/6)
(参考) 3-36



荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：0.5N/mm²，中図：1.0 N/mm²，右図：3.0 N/mm²）



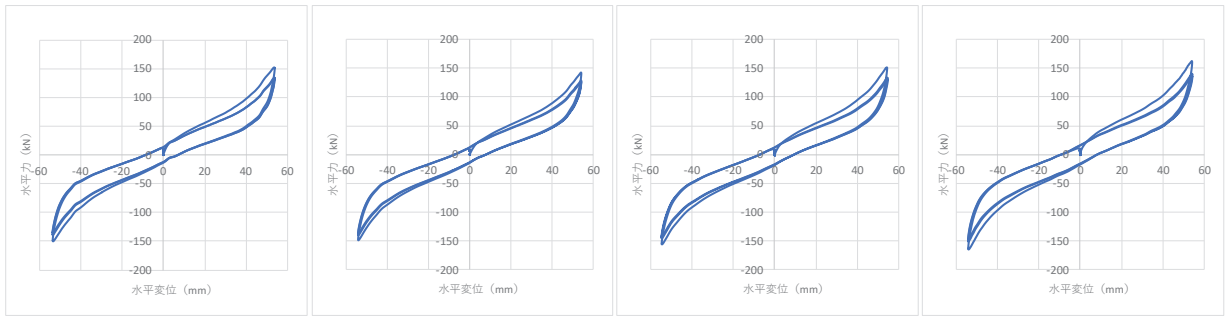
荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：6.0 N/mm²，中図：9.0 N/mm²，右図：12.0 N/mm²）



依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：6.0N/mm²基準）

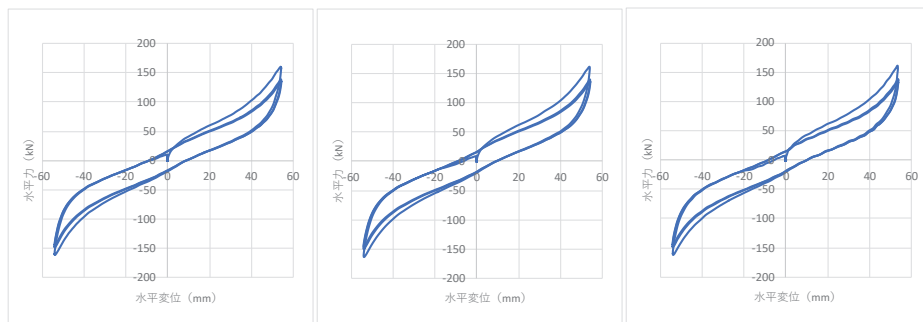
(b) 圧縮応力依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (2/6)



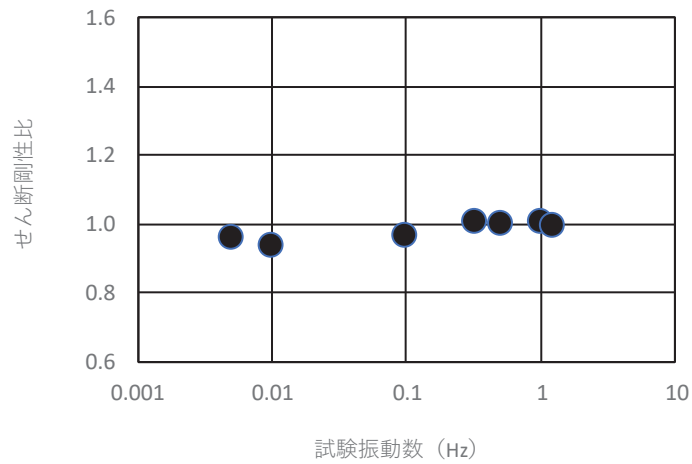
荷重-変位曲線

(左図：振動数 0.005Hz, 左中図：0.01 Hz, 右中図：0.1Hz, 右図：0.5Hz)



荷重-変位曲線

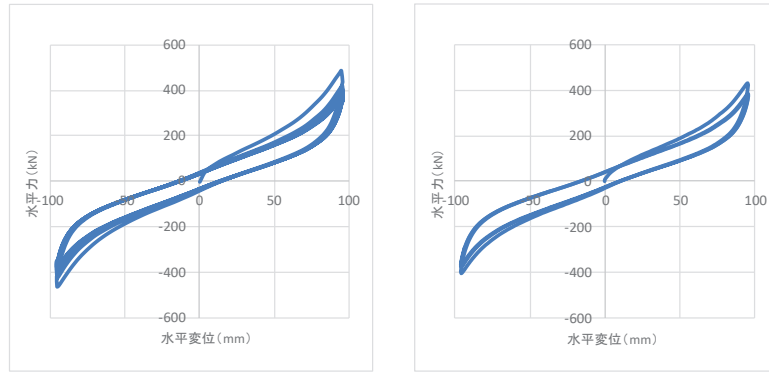
(振動数 左図：0.66Hz, 中図：1.0Hz, 右図：1.25Hz)



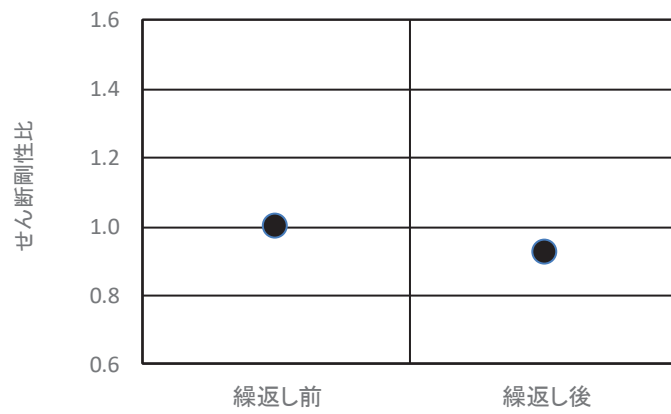
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：0.5Hz 基準)

(c) 振動数依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (3/6)



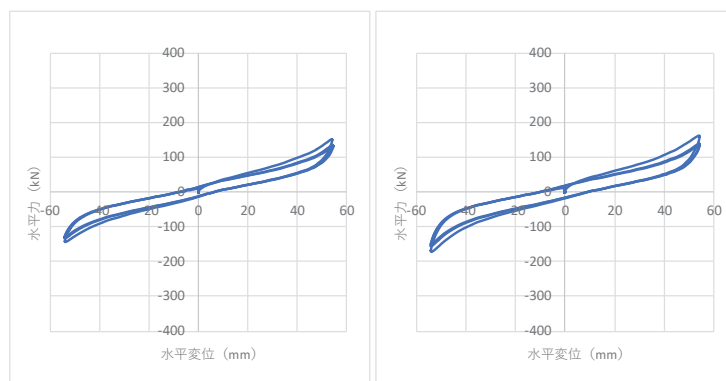
荷重-変位曲線（左図：繰返し前，右図：繰返し後）



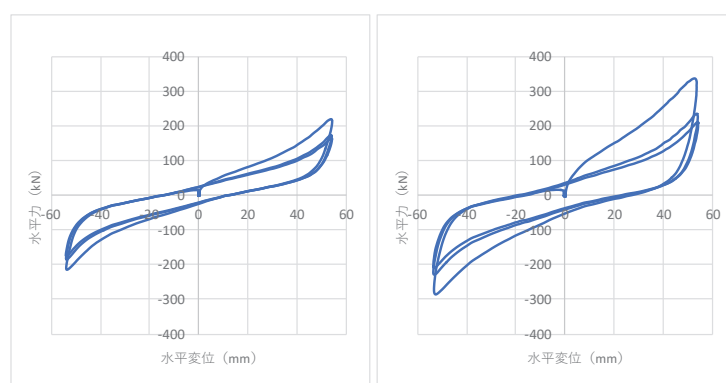
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：繰返し前基準）

(d) 繰返し数依存性試験

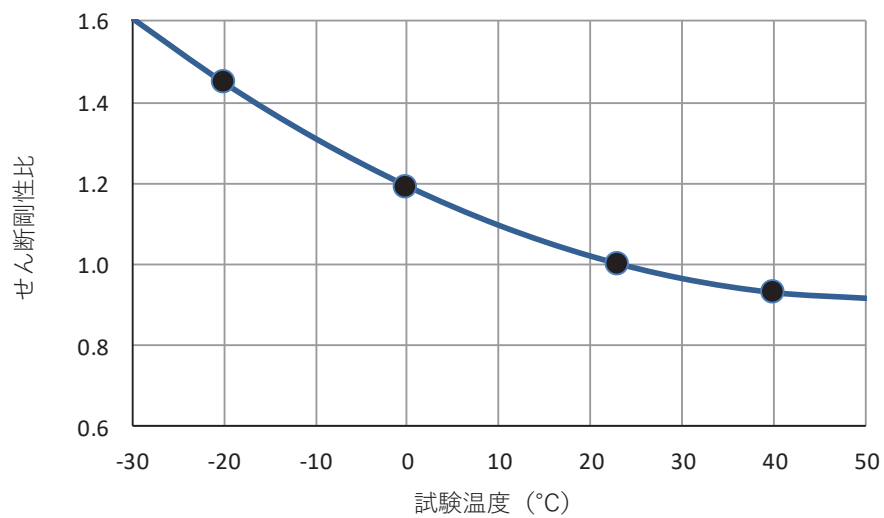
図1 せん断特性試験結果（4/6）



荷重-変位曲線 (左から 40°C, 23°C)



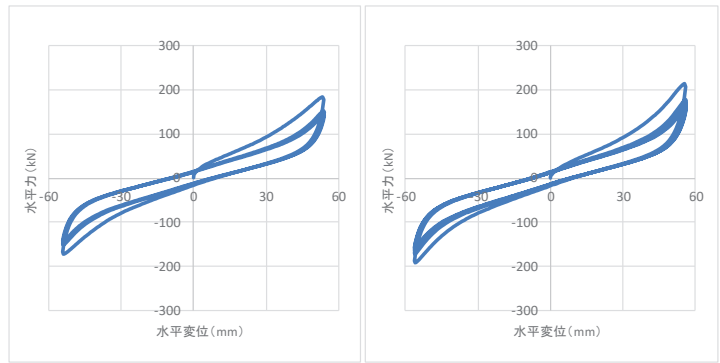
荷重-変位曲線 (左から 0°C, -20°C)



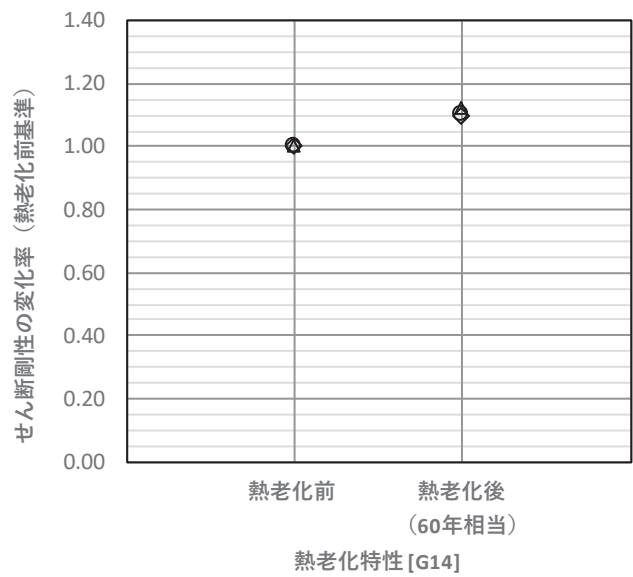
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比 : 23°C基準)

(e) 温度依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (5/6)



荷重-変位曲線（左図：熱老化前，右図：熱老化後）



依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：熱老化前基準）

(f) 熱老化特性試験

図1 せん断特性試験結果 (6/6)

2. せん断変形性能

ゴム支承のせん断ひずみに対する評価基準値として、水平荷重-水平変位の関係がほぼ安定した特性を示す範囲であり、かつ、せん断破壊に対する余裕を確保した許容せん断ひずみ 250%を設定している。本設定の妥当性を確認するため、せん断変形性能試験を実施する。

試験は、「1. せん断剛性の各種確認試験」に示す各種依存性試験と同様に、「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定した。試験体についても「JIS K 6411:2012」に対応した標準試験体とし、ゴム材料の種別は G14 を適用する。試験項目、測定項目及び試験体を表 5 に示す。

表 5 せん断変形性能試験の試験項目と試験体

試験	測定項目	試験体		
		適用規格	形状	せん断弾性係数
せん断変形性能試験 ・限界性能	せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 3*	有効平面寸法 400mm×400mm 総ゴム厚 54mm (9mm×6層)	G14 1.4N/mm ²
熱老化特性試験 ・限界性能	せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ（熱老化なし、あり）	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 2*	有効平面寸法 240mm×240mm 総ゴム厚 30mm (5mm×6層)	G14 1.4N/mm ²

注記* : JIS K6411 で寸法等が規定されている試験体

a. 試験方法

(a) せん断変形性能試験

せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm² の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、せん断特性を確認する。その後、許容せん断ひずみに相当する±250%の繰返しを 6 回、300%の繰返しを 2 回行った後、単調載荷を行い、破断せん断ひずみを確認する。

(b) 熱老化特性試験

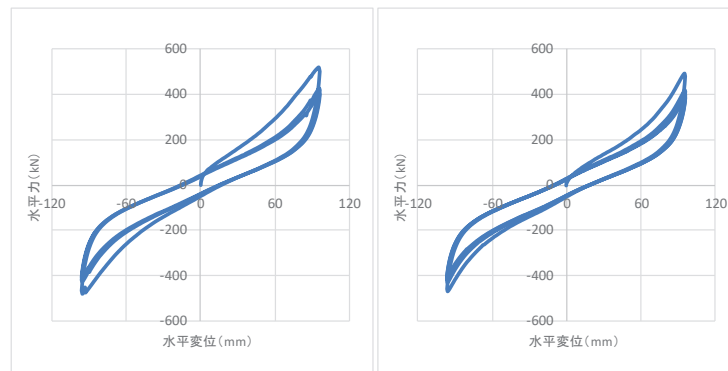
熱老化をさせていない試験体及び熱老化をさせた試験体それぞれに対して、a. と同様のせん断変形性能試験を行い、せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。

b. 試験結果

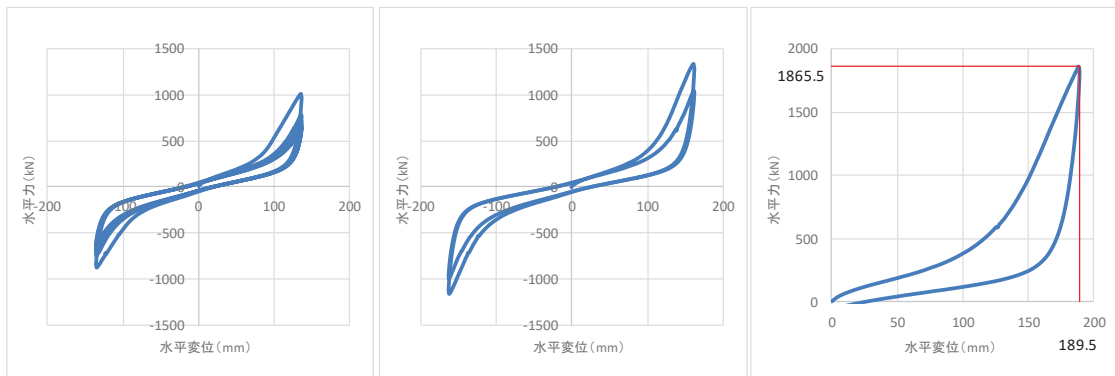
熱老化させていない試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図1及び図2に示す。使用期間60年相当の熱老化させた試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図3に示す。

なお、ここでは、同条件で3体実施した中の1体の結果を代表として記載する。

これらの結果より、175%時のせん断剛性が品質管理試験の結果と相違ないこと、破断ひずみは許容ひずみ250%に対して十分な余裕を有しており、熱老化の有無によって破断ひずみに大きな相違がないことを確認した。

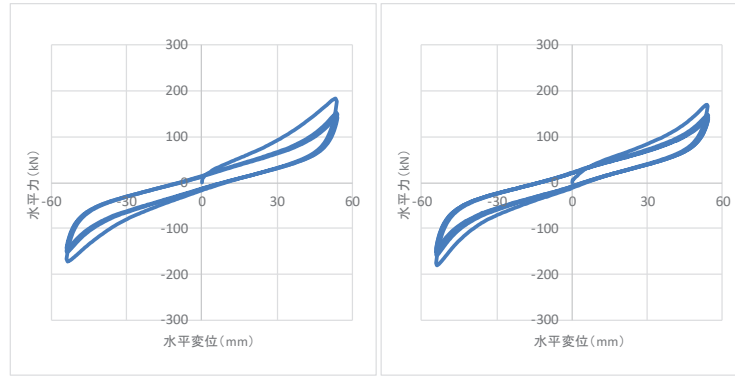


荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験）、右図：175%）

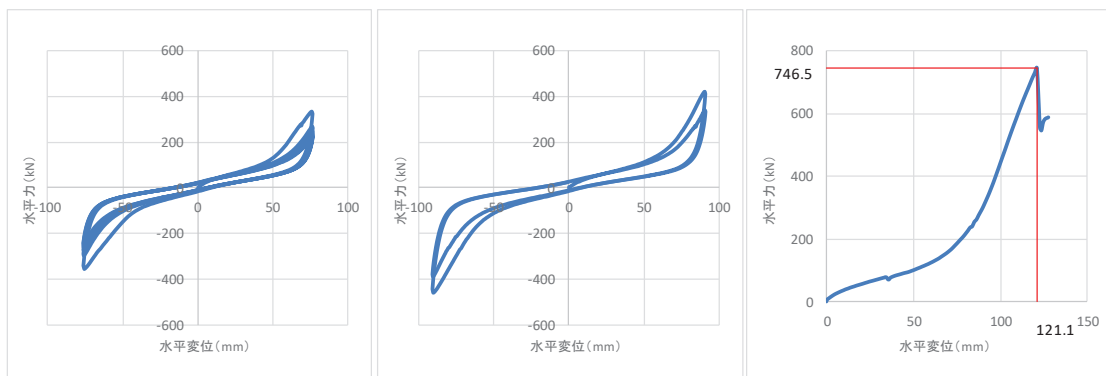


荷重-変位曲線（左図：250%、中図：300%、右図：350%）

図2 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 3, 熱老化無し）

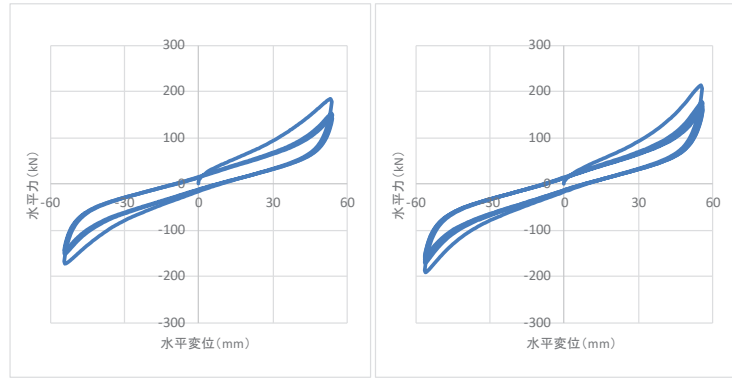


荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）

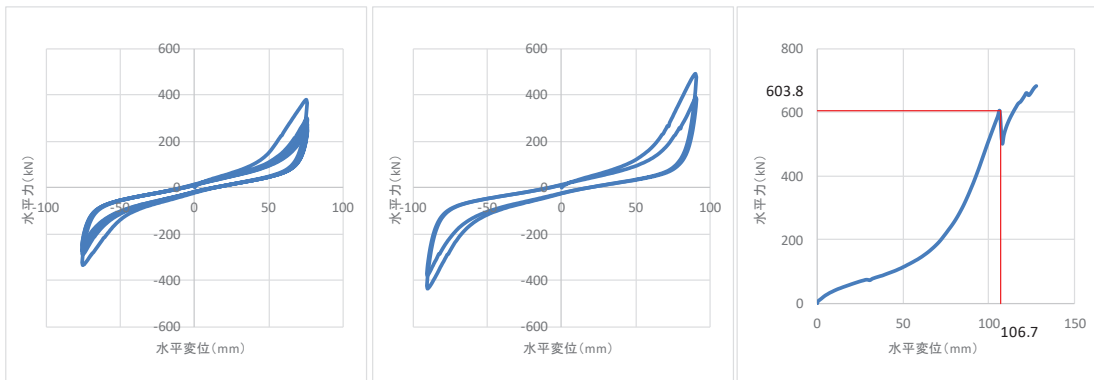


荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図3 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化無し）



荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図4 セン断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

(参考資料4) 地中部からの津波の回り込み (ボイリング) 対策について

1. 概要

ボイリングは、図1-1に示すような飽和した地盤において、山留壁前後の水頭差により下流側の地盤に浸透力が作用し、地盤の水中自重と比べて大きくなると浸透破壊する現象であり、今回設置する防潮壁は、図1-2に示すような上部工とフーチング、矢板等により構成されていることから、津波時にはボイリングの発生に留意する必要がある。

これに対し、防潮壁が設置される箇所は地下水位低下設備の機能により常時、地震時において地下水位がフーチング底面よりも低く保たれた状態となっていること、また、津波の滞水時間は最大3分程度である(図1-3)ことを踏まえると、その間に、防潮壁内外の水頭差により下部の地盤が飽和し浸透破壊に至る可能性は極めて低いものと推定される。

しかしながら、ここでは、安全側に津波滞水時間内に地盤が飽和した場合を想定し、防潮壁がボイリングに対し裕度を持っていることを確認する。

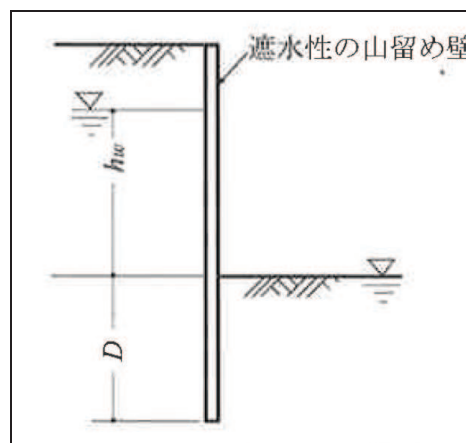


図1-1 ボイリング概略図

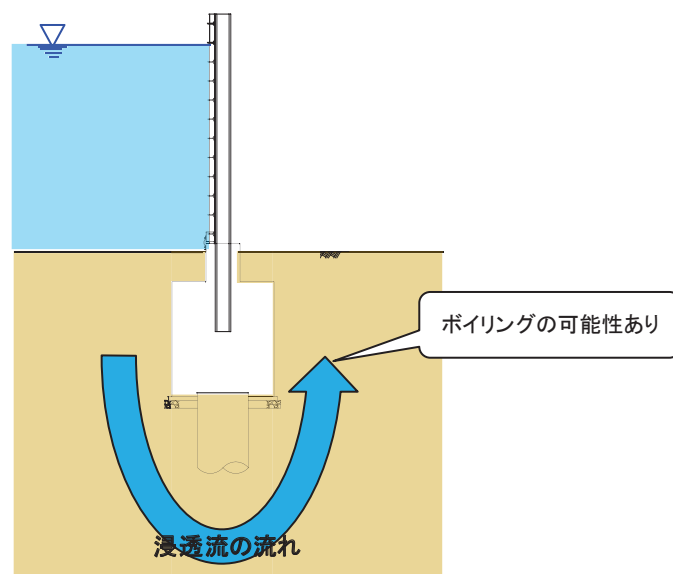


図1-2 防潮壁におけるボイリングの発生概念図

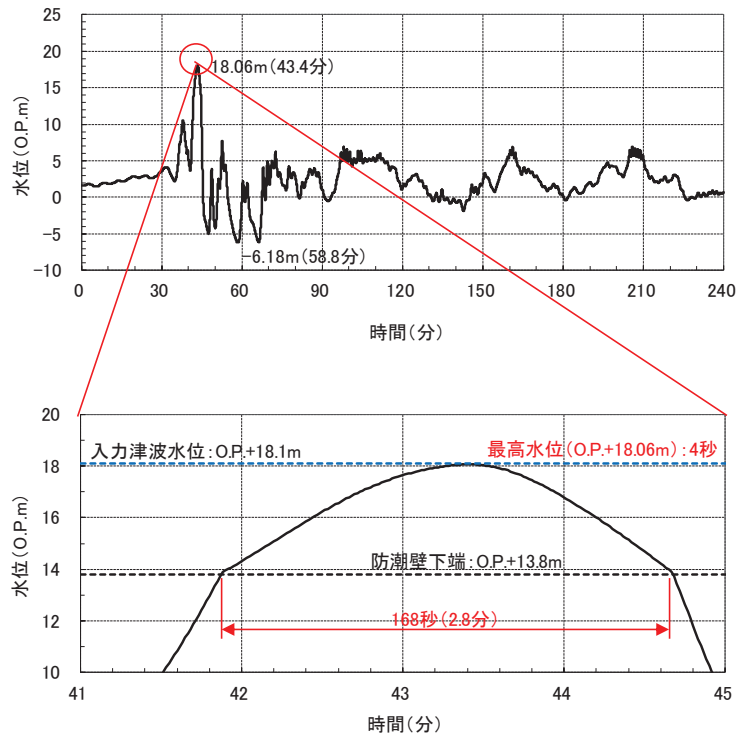


図 1-3(1) 津波滞留時間(第 2 号機海水ポンプ室の場合)

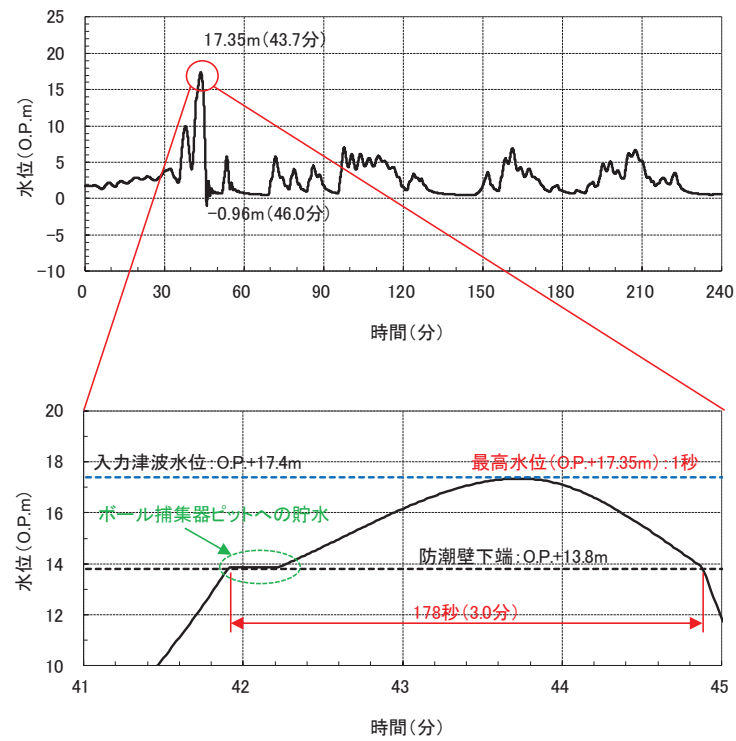


図 1-3(2) 津波滞留時間(第 2 号機放水立坑の場合)

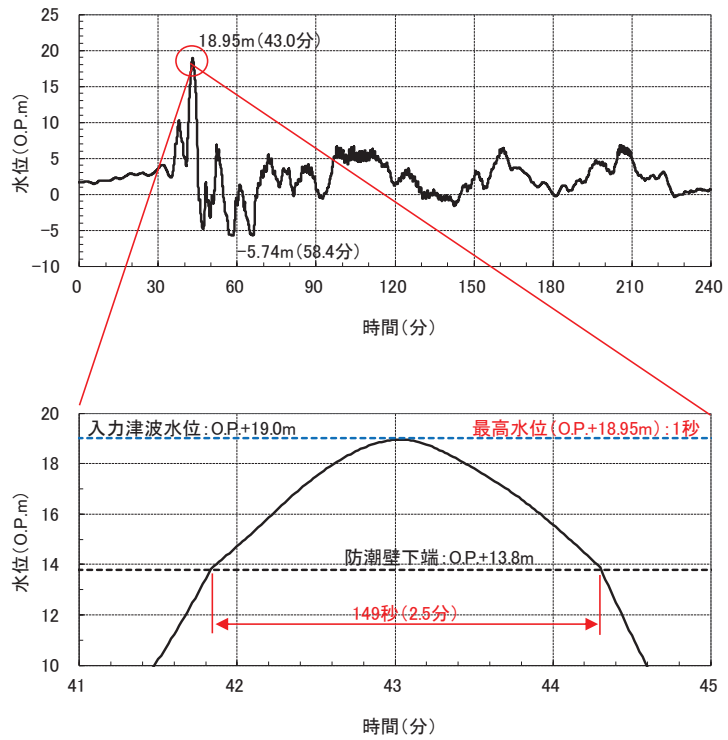


図 1-3(3) 津波滞留時間(第 3 号機海水ポンプ室の場合)

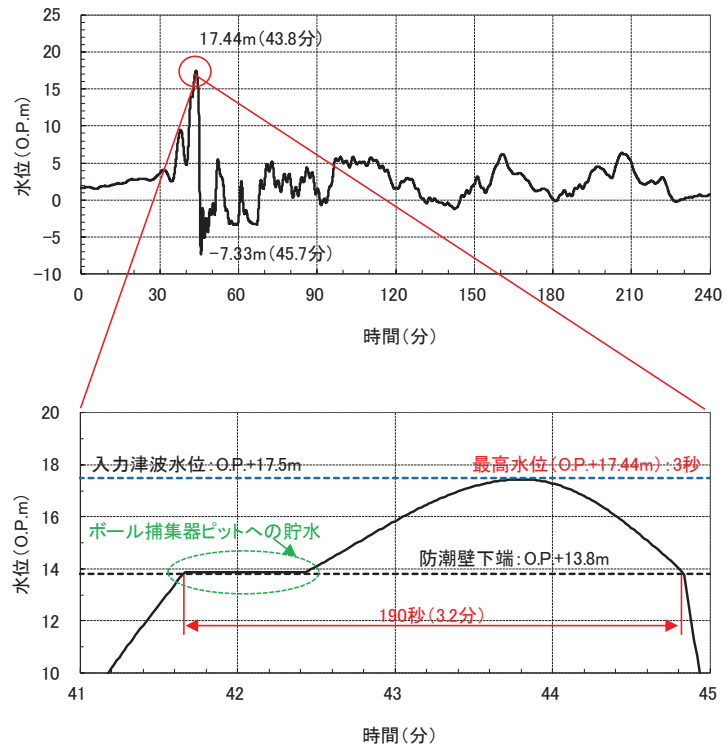


図 1-3(4) 津波滞留時間(第 3 号機放水立坑の場合)

2. ボイリング対策の評価

2.1 基本方針

前述のとおり、防潮壁は津波時において防潮壁内部に海水が一時的に貯留されるため、その水位の影響によりフーチングならびに鋼桁下部の地盤に津波が浸透することを想定しボイリングの影響について検討する。

2.2 評価方法

ボイリングの評価においては、「山留め設計指針 平成 29 年（日本建築学会）」に示されている式を用いて行った。(Terzaghi の方法)。ボイリングに対する安全性検討式(日本建築学会)を図 2-1 に示す。

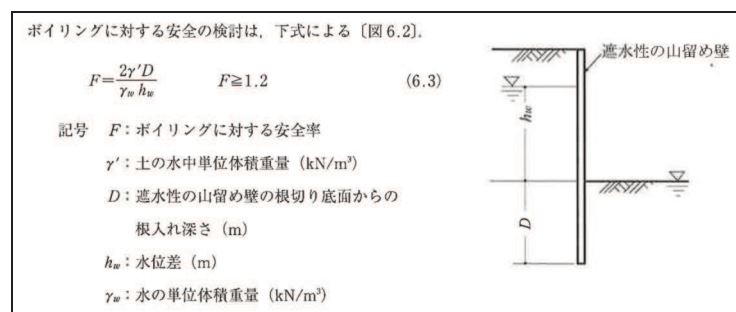


図 2-1 ボイリングに対する安全性検討式 (日本建築学会)

2.3 評価条件

ボーリングの評価にあたっては、入力津波水位並びに、地震時の揺すり込み沈下による根入れ長の低減を考慮する。ボーリングを検討する評価対象位置を図2-2～図2-5に示す。なお、保守的に評価する観点から、2.3.1～2.3.3に示す内容について留意する。

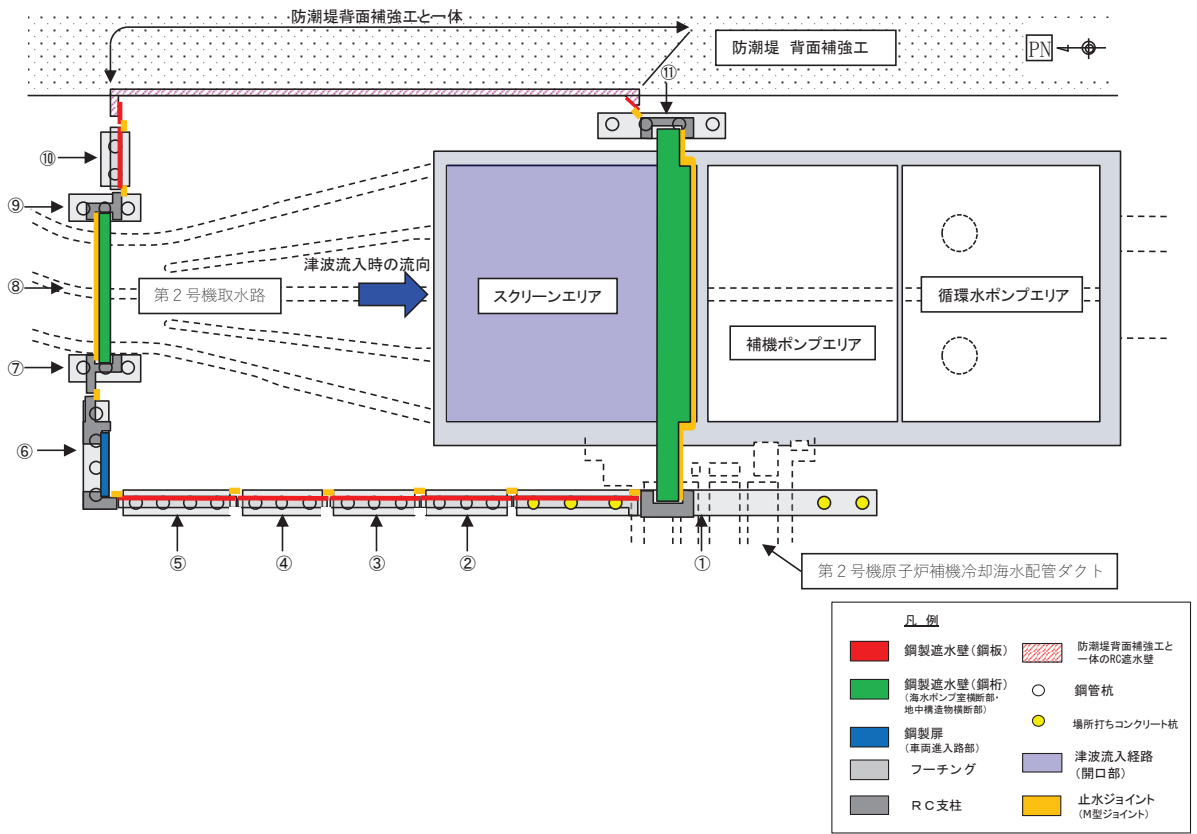


図 2-2(1) ボイリング評価検討箇所 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁)

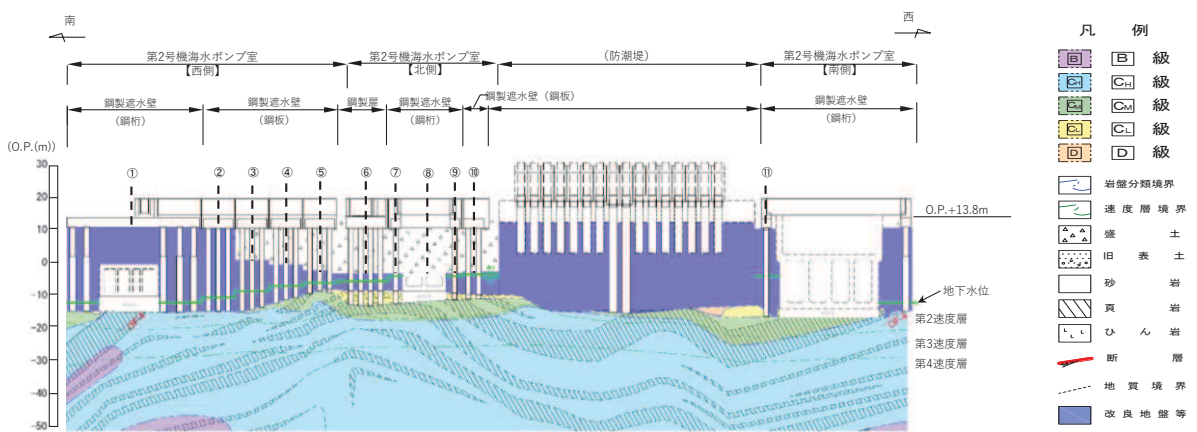


図 2-2(2) ボイリング評価検討箇所 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁)

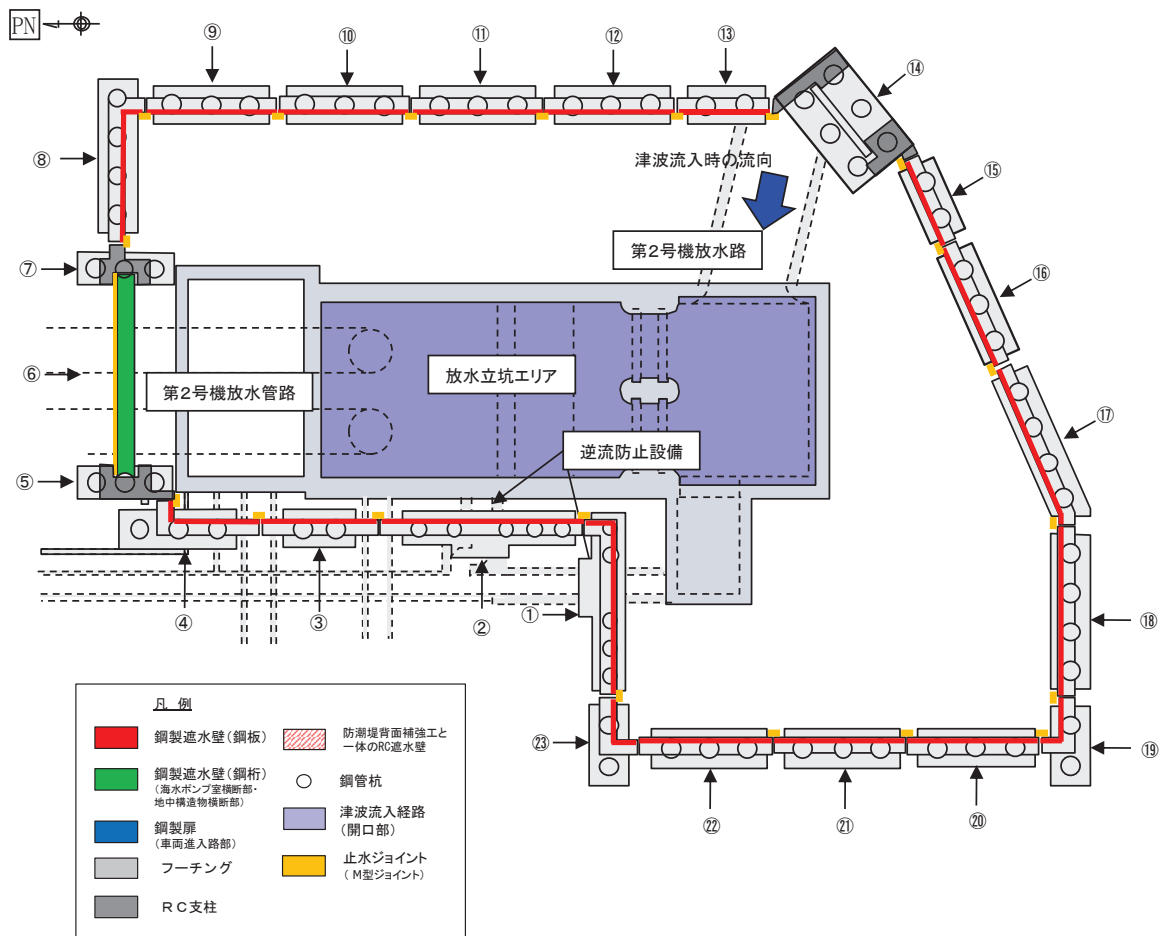


図 2-3(1) ボイリング評価検討箇所 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

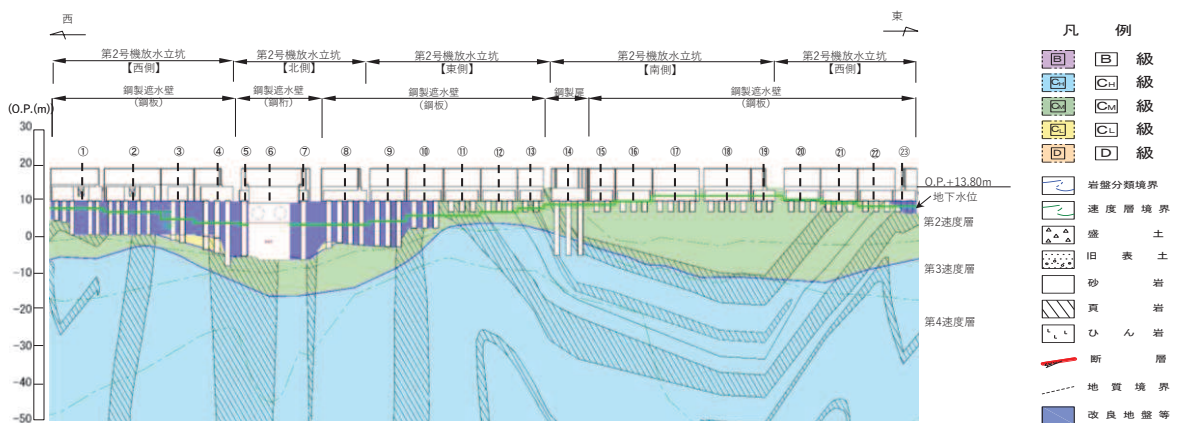


図 2-3(2) ボイリング評価検討箇所 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

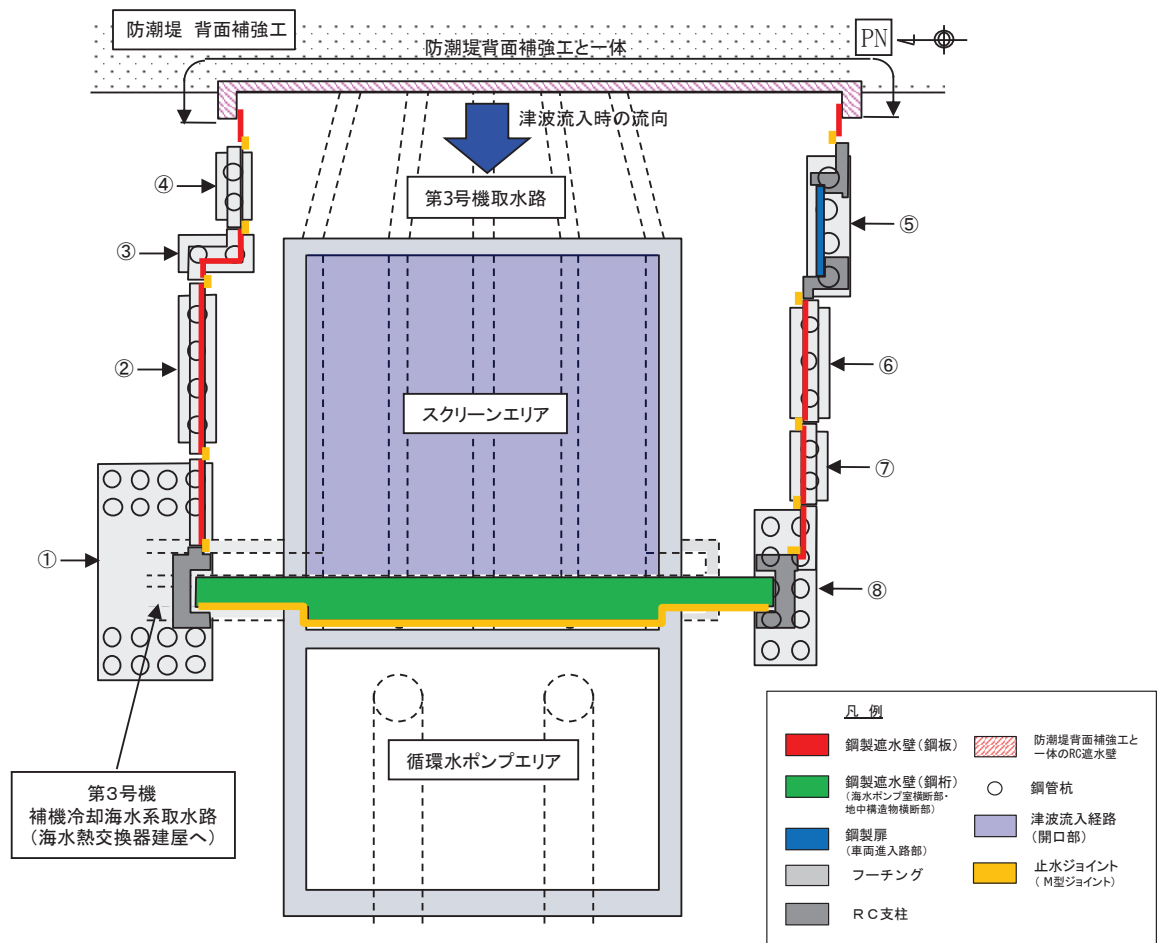


図 2-4(1) ボイリング評価検討箇所 (第 3 号機海水ポンプ室防潮壁)

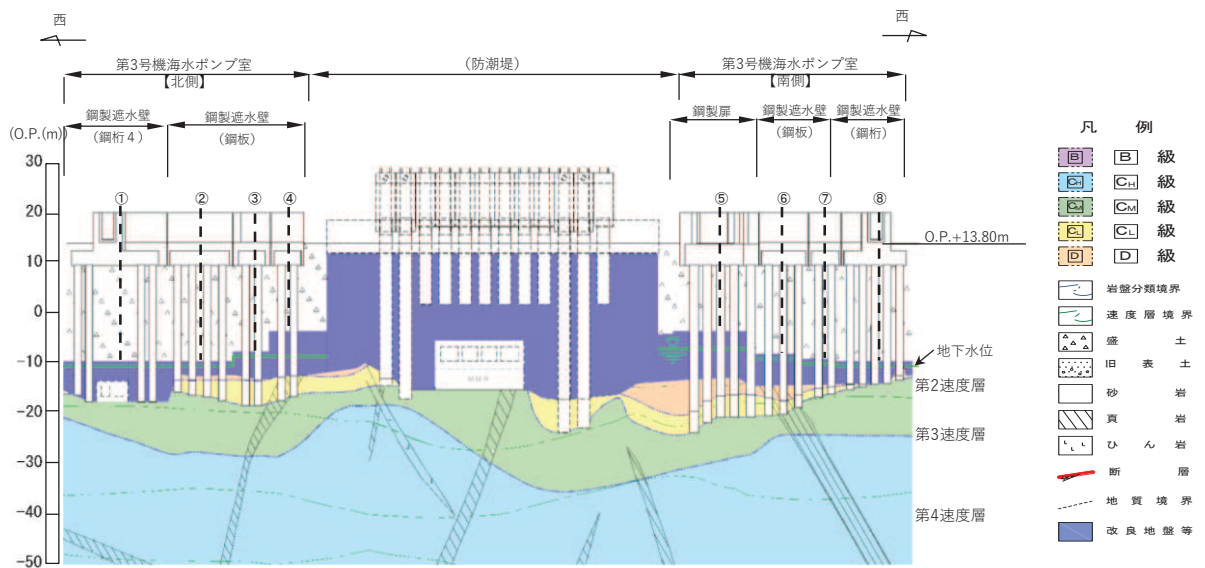


図 2-4(2) ボイリング評価検討箇所 (第 3 号機海水ポンプ室防潮壁)

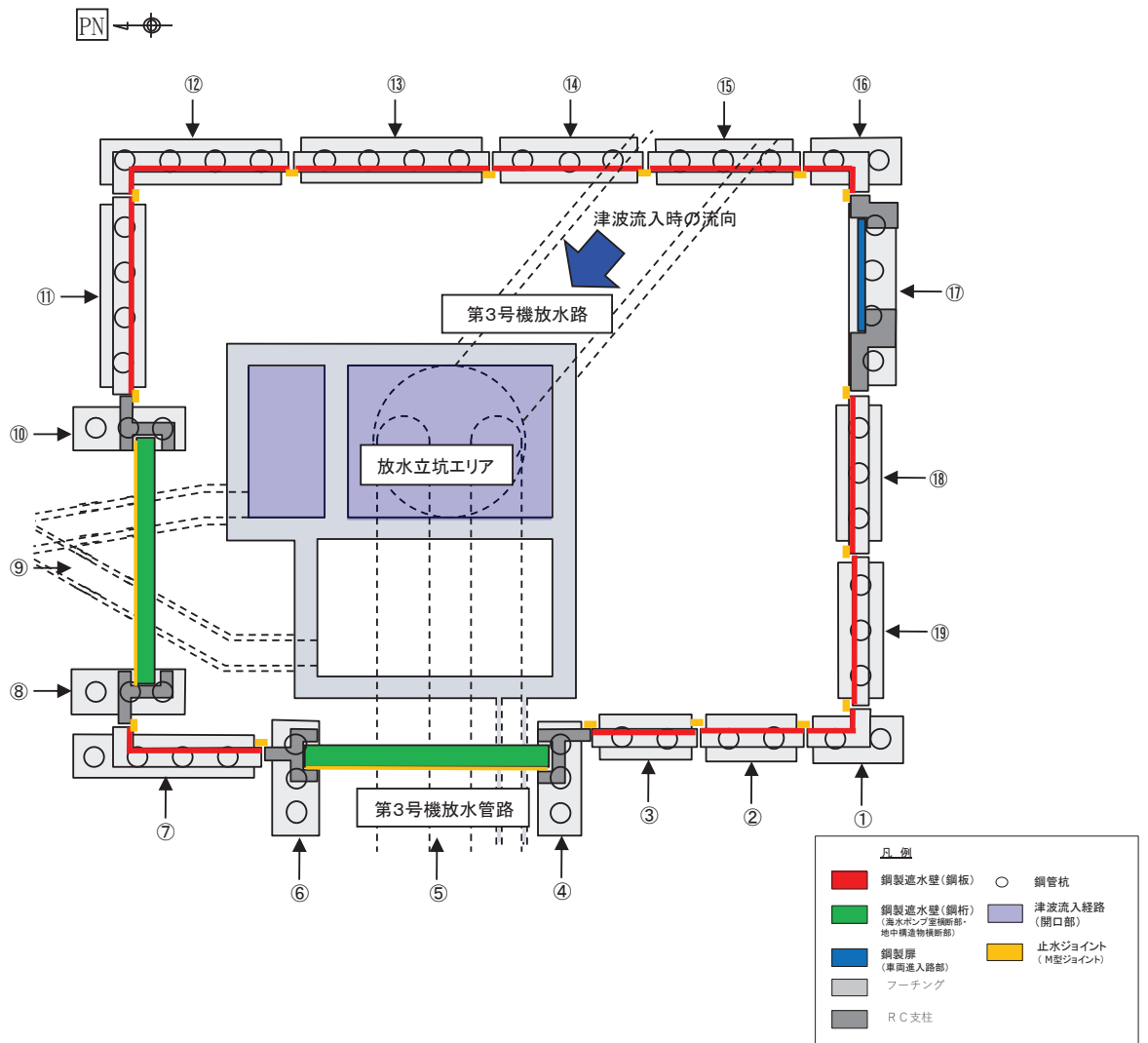


図 2-5(1) ボイリング評価検討箇所 (第 3 号機放水立坑防潮壁)

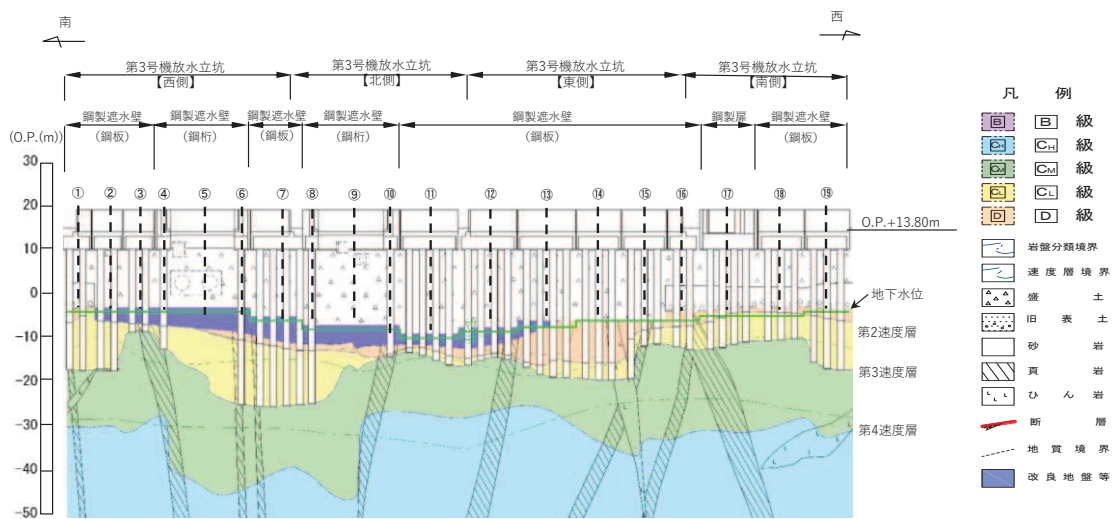


図 2-5(2) ボイリング評価検討箇所 (第 3 号機放水立坑防潮壁)

2.3.1 入力津波水位の設定

表 2-1 に示す入力津波水位を採用した。

表 2-1 構造物ごとの入力津波水位

設置箇所	入力津波水位 (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5

2.3.2 設計用地表面の設定

設計用地表面の設定にあたっては、地盤の揺すり込み沈下を考慮する。地下水位以浅の不飽和土の揺すり込み沈下量の算定においては、海野ら^{*1}の知見を採用し、安全側に飽和土が完全に液状化した後の再圧密による体積収縮量と等しいと仮定した。地下水以深の飽和地盤については、過剰間隙水圧の消散に伴う体積ひずみの関係から沈下量について算定した。沈下量の算定にあたっては、図 2-6 に示す体積ひずみと液状化抵抗率の関係^{*2}を考慮する。上記の検討からより揺すり込み沈下量が大きい場合を考慮し、設計用地表面は地下水位以浅、以深ともに対象位置の盛土厚さの 1.4%、旧表土厚さの 2.8%の沈下量を考慮した。なお、揺すり込み沈下率の設定の詳細については、補足説明資料「補足-200-14 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について」に示す。また、盛土、旧表土の層厚については、図 2-2～図 2-5 に示す地質断面図における各評価対象位置から読み取った。

各評価対象箇所の揺すり込み沈下量を表 2-2 に示す。各評価対象箇所の揺すり込み沈下量の最大値は 0.34m であるが、ここでは保守的に一律 0.4m を採用した（岩盤部及び全深度地盤改良部は除く）。揺すり込み沈下量を考慮した設計用地表面の一覧を表 2-3 に示す。

注記*1：同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の堆積収縮量の関係
(海野ら, 2006)

注記*2：Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes (石原ら, 1992)

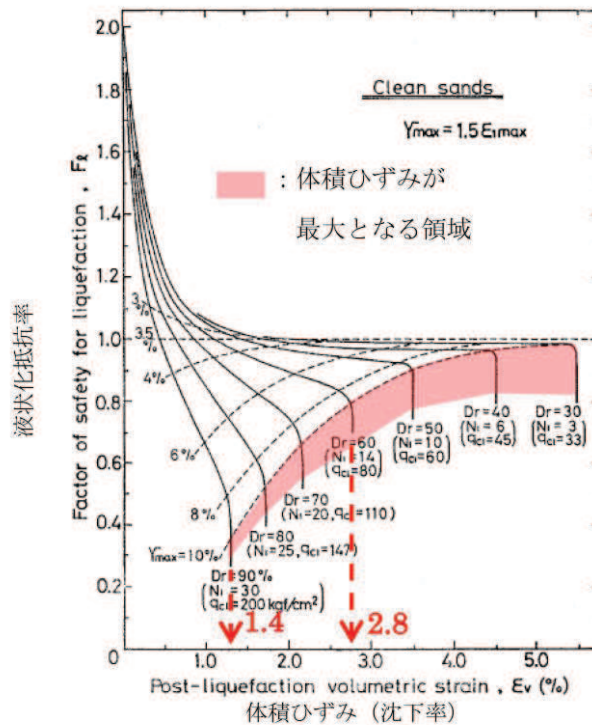


図 2-6 評価対象箇所の揺すり込み沈下量の算定方法

表 2-2(1) 評価対象箇所への揺すり込み沈下量

構造物	設計対象箇所	評価モデル	盛土層厚 (m)	旧表土層厚 (m)	沈下量 (m)
			A	B	$C (A \times 1.4\% + B \times 2.4\%)$
防潮壁 (第 2 号機 海水ポンプ 室)	①	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	②	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	③	鋼板部	13.30	0.00	0.19
	④	鋼板部	14.65	0.00	0.21
	⑤	鋼板部	16.38	0.00	0.23
	⑥	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑦	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑧	鋼桁部	16.39	0.00	0.23
	⑨	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑩	鋼板部	16.39	0.00	0.23
	⑪	鋼板部	0.00	0.00	0.00

表 2-2(2) 評価対象箇所の揺すり込み沈下量

構造物	設計対象断面	評価モデル	盛土層厚 (m)		沈下量 (m) C (A×1.4%+B×2.4%)
			A	B	
防潮壁 (第2号機 放水立坑)	①	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	②	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	③	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	④	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑤	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑥	鋼桁部	0.00	0.00	0.00
	⑦	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑧	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑨	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑩	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑪	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑫	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑬	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑭	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑮	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑯	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑰	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑱	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑲	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑳	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉑	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉒	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	㉓	鋼板部	0.00	0.00	0.00

表 2-2(3) 評価対象箇所の揺すり込み沈下量

構造物	設計対象断面	評価モデル	盛土層厚 (m)		沈下量 (m) C (A×1.4%+B×2.4%)
			A	B	
防潮壁 (第3号 機海水ポン プ室)	①	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	②	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	③	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	④	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	⑤	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	⑥	鋼板部	22.30	0.00	0.32
	⑦	鋼板部	23.30	0.00	0.33
	⑧	鋼板部	23.80	0.00	<u>0.34</u>
防潮壁 (第3号 機放水立 坑)	①	鋼板部	11.34	5.55	0.30
	②	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	③	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	④	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	⑤	鋼桁部	16.80	0.00	0.24
	⑥	鋼板部	16.80	0.00	0.24
	⑦	鋼板部	18.80	0.00	0.27
	⑧	鋼板部	20.80	0.00	0.30
	⑨	鋼桁部	16.80	0.00	0.24
	⑩	鋼板部	20.80	0.00	0.30
	⑪	鋼板部	22.80	0.00	0.32
	⑫	鋼板部	21.30	0.00	0.30
	⑬	鋼板部	19.80	1.43	0.32
	⑭	鋼板部	19.80	0.00	0.28
	⑮	鋼板部	19.80	0.00	0.28
	⑯	鋼板部	11.97	5.79	0.31
	⑰	鋼板部	12.07	4.98	0.29
	⑱	鋼板部	12.17	4.74	0.29
	⑲	鋼板部	11.41	5.70	0.30

表 2-3 設計用地表面一覧

設置箇所	地表面 (m)	設計用地表面 (m) 地表面-0.4m
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +13. 8	O. P. +13. 4*
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +13. 8	O. P. +13. 8*
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +13. 8	O. P. +13. 4
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +13. 8	O. P. +13. 4

注記* : 岩盤部や全深度地盤改良部については、揺すり込み沈下が生じないことから設計用地表面を O. P. +13. 8m とする。

2.3.3 評価用地下水位の設定

浸透流解析から設定した防潮壁の設計用地下水位はフーチング底面以深になるが、ボーリングに対する保守的な評価として、杭周辺の旧表土、盛土が飽和状態にあることを仮定し、地表面に地下水位があるものとした。

2.3.4 評価モデル

「2.3 評価条件」により設定した評価モデルを図2-7に示す。評価モデルは、鋼板部及び鋼桁部に大別される。

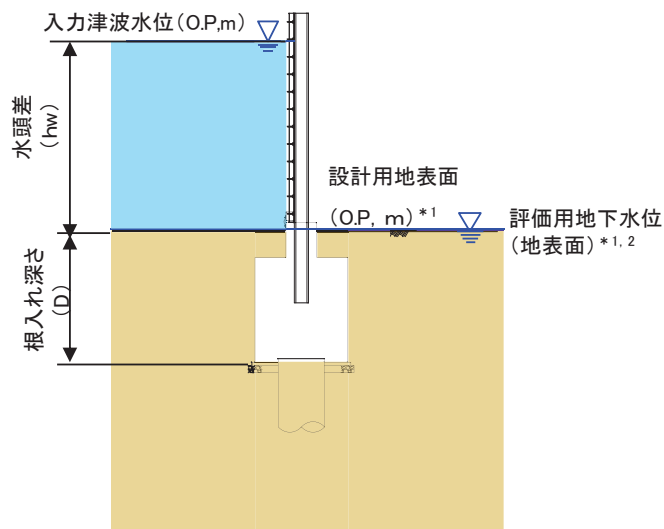


図2-7(1) 評価モデル (鋼板部)

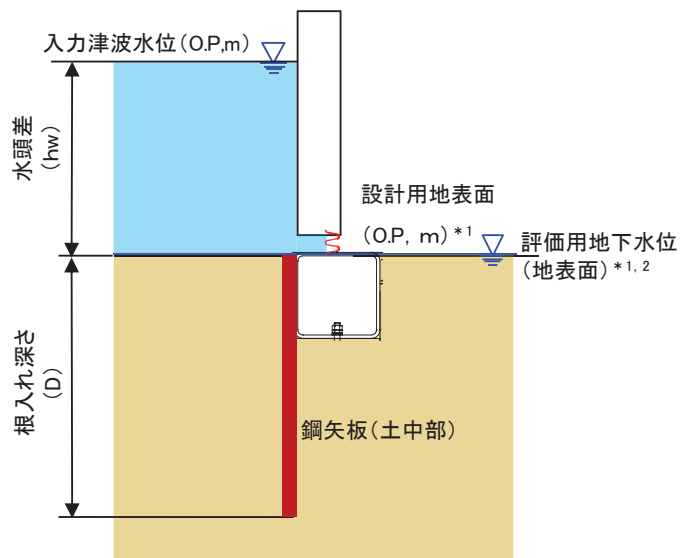


図2-7(2) 評価モデル (鋼桁部^{*3})

注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P.+13.4m とする。

(岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)

*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

*3：海水ポンプ室の躯体に直接設置する第2号機及び第3号機の鋼桁部については除く。

2.4 評価結果

ボーリングに対する安全性の評価にあたっての許容限界は 1.2 とする。評価結果を表 2-4 に示す。表のとおり、すべての評価構造において安全率 1.2 以上となった。

表 2-4(1) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力津波水位 (O.P. +m)	設計用 地表面 (O.P. +m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中 単位体積 重量 γ' (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2 号機海 水ポン プ室)	①	鋼板部	18.10	13.80	3.50	4.30	8.50	10.10	1.37
	②	鋼板部	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48
	③	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	④	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑤	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑥	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑦	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑧	鋼桁部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑨	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑩	鋼板部	18.10	13.40	3.40	4.70	8.50	10.10	1.21
	⑪	鋼板部	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48

表 2-4(2) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力津波水位 (O.P. +m)	設計用 地表面 (O.P. +m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ_s (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2 号機放 水立坑)	①	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	②	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	③	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	④	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑤	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑥	鋼桁部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑦	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑧	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑨	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑩	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑪	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑫	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑬	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑭	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑮	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑯	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑰	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑱	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑲	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	⑳	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉑	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉒	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77
	㉓	鋼板部	17.40	13.80	3.80	3.60	8.50	10.10	1.77

表 2-4(3) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ_s (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	②	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	③	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	④	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑤	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑥	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑦	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑧	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
防潮壁 (第3号機放水立坑)	①	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	②	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	③	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	④	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑤	鋼桁部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑥	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑦	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑧	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑨	鋼桁部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑩	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑪	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑫	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑬	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑭	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑮	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑯	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑰	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑱	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39

(別紙)設計津波水位に対するボーリングの検討

前述では、入力津波水位を用いてボーリングに対する安全性を評価したが、ここでは、より保守的な条件となる設計津波水位(入力津波水位+0.5m)を用いてボーリングに対する安全性を評価する。なお、設計津波水位に対するボーリングの評価に当たっては、地盤の揺すり込み沈下量は各評価対象位置の盛土・旧表土の層厚を考慮して算出する。

評価結果を表2-5に示す。表2-5のとおり、ほぼすべての評価位置において安全率が1.2以上となった。一方、第2号機、第3号機海水ポンプ室の鋼板部において、わずかに安全率1.2を下回る結果となった。

評価結果を踏まえて、図2-8のとおり、各構造物側部をセメント改良土にて埋戻しすることにより、単位体積重量を上げて、ボーリングに対する裕度確保に配慮することとする。セメント改良土による埋戻し後の評価結果を表2-6に示す。セメント改良土による埋戻し後の評価結果については、すべての評価位置において安全率が1.2以上となった。

表2-5(1) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ'_s (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	18.60	13.80	3.50	4.80	8.50	10.10	1.22
	②	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33
	③	鋼板部	18.60	13.61	3.61	4.99	8.50	10.10	1.21
	④	鋼板部	18.60	13.59	3.59	5.01	8.50	10.10	1.20
	⑤	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑥	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑦	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑨	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑩	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑪	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33

表 2-5(2) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機放水立坑)	①	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	②	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	③	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	④	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑤	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑥	鋼桁部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑦	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑧	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑨	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑩	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑪	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑫	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑬	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑭	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑮	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑯	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑰	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑱	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑲	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑳	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉑	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉒	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉓	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56

表 2-5(3) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用 地表面 (O.P. +m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ_s (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第3 号機海 水ポン プ室)	①	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	8.50	10.10	1.16
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	8.50	10.10	1.16
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
防潮壁 (第3 号機放 水立坑)	①	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	②	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	③	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	④	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	⑤	鋼桁部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	⑥	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	⑦	鋼板部	18.00	13.53	3.53	4.47	8.50	10.10	1.32
	⑧	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	⑨	鋼桁部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	⑩	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	⑪	鋼板部	18.00	13.48	3.48	4.52	8.50	10.10	1.29
	⑫	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	⑬	鋼板部	18.00	13.48	3.48	4.52	8.50	10.10	1.29
	⑭	鋼板部	18.00	13.52	3.52	4.48	8.50	10.10	1.32
	⑮	鋼板部	18.00	13.52	3.52	4.48	8.50	10.10	1.32
	⑯	鋼板部	18.00	13.49	3.49	4.51	8.50	10.10	1.30
	⑰	鋼板部	18.00	13.51	3.51	4.49	8.50	10.10	1.31
	⑱	鋼板部	18.00	13.51	3.51	4.49	8.50	10.10	1.31
	⑲	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30

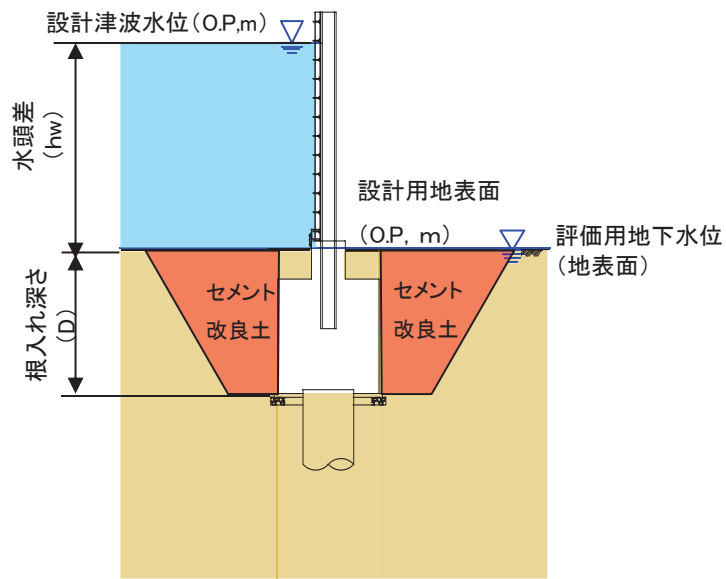


図 2-8 セメント改良土による埋戻し範囲 (イメージ)

表 2-6 地盤改良後の評価結果 (第 2 号機海水ポンプ室・第 3 号機海水ポンプ室)

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O. P. +m)	設計用地表面 (O. P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	④	鋼鈹部	18.60	13.59	3.59	5.01	21.60	10.10	3.06
	⑤	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑥	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑦	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑨	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑩	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	21.60	10.10	2.96
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	21.60	10.10	2.95
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94

3. 鋼矢板の健全性評価

追而

(参考資料5) 鋼製扉の開閉運用について

1. 概要

図1-1に防潮壁の平面位置図、図1-2に鋼製扉の構造、図1-3に津波波形を示す。

杭基礎構造防潮壁は、第2号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機海水ポンプ室、及び第3号機放水立坑に設置し、それら各場所においてメンテナンスのため車両が進入できるよう開閉可能な鋼製扉を設置する計画である。

この鋼製扉は基本設計の段階において、地震後の防潮壁への津波到達が40分程度であることを踏まえ裕度をもって閉止できるよう人力で15分以内に開閉可能な構造とし、その際に特別な設備(クレーン等)は必要としない構造とすること等を示していた。

以下、詳細設計段階において、津波時に鋼製扉が確実に閉止できるよう具体化した開閉構造、並びに開閉に要するタイムラインを評価した結果を示す。

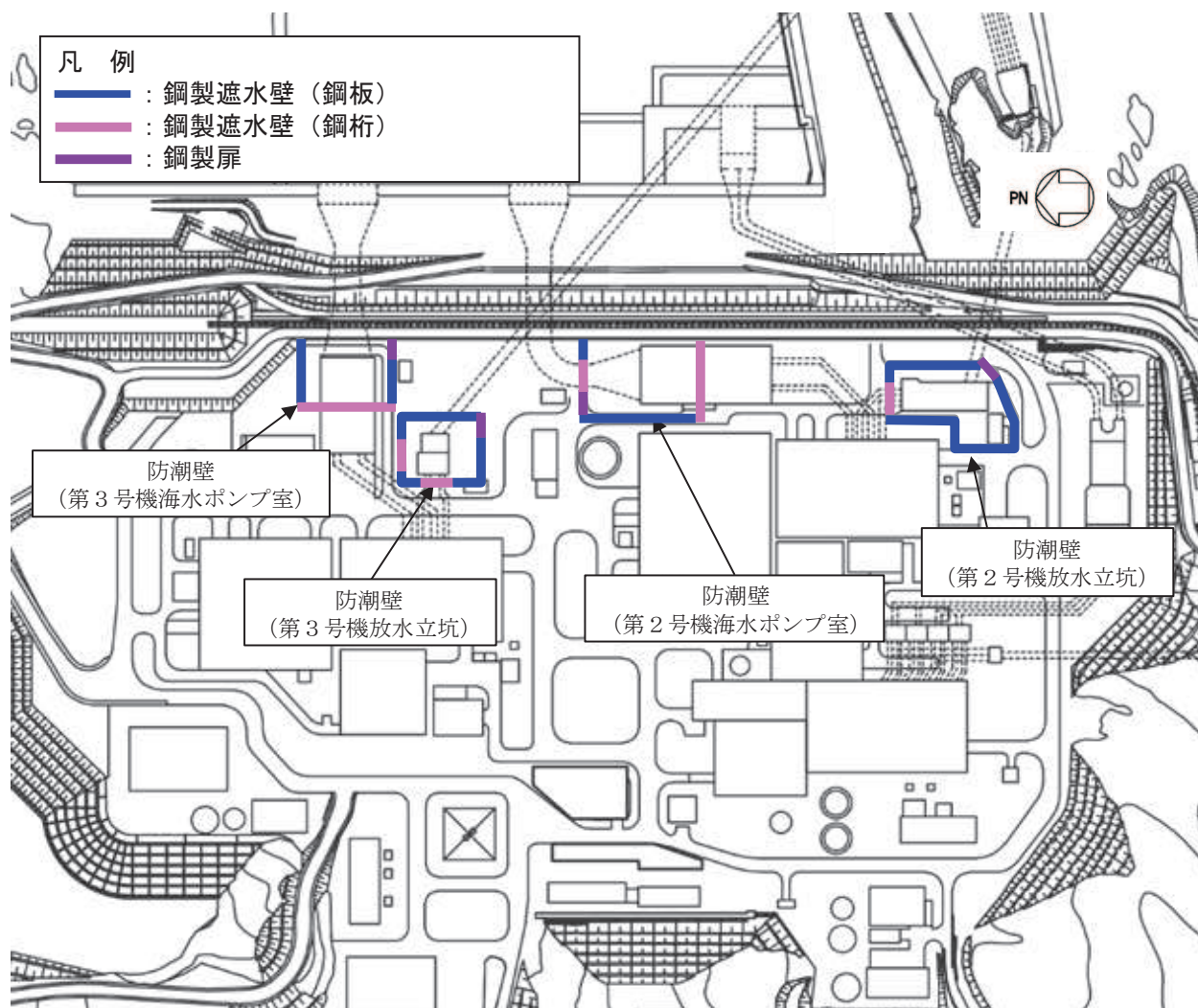
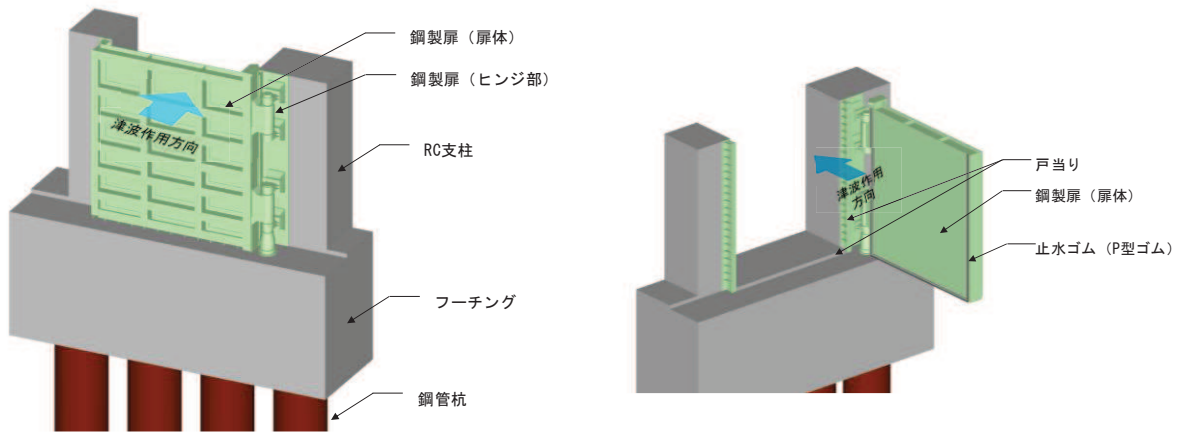


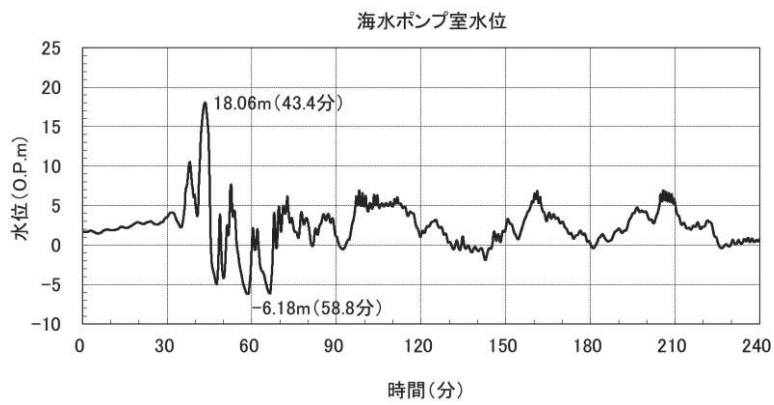
図1-1 防潮壁の平面配置図



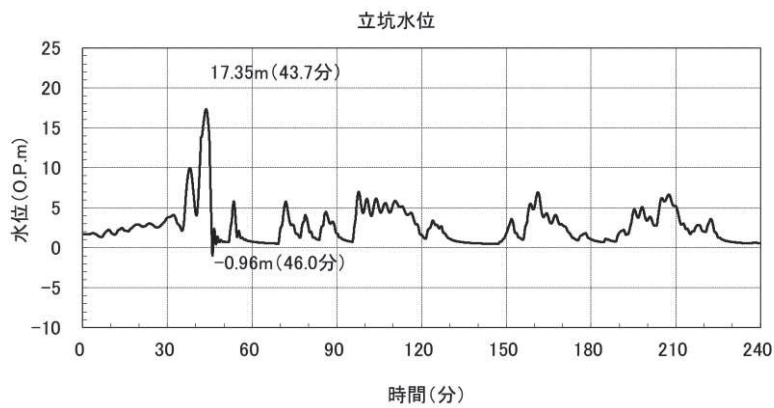
(閉門時)

(開門時)

図 1-2 鋼製扉の構造図 (平面図, 正面図)

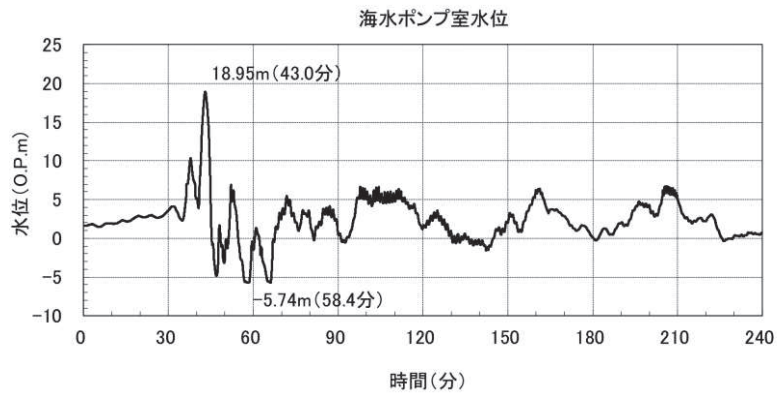


(第 2 号機海水ポンプ室 上昇側)

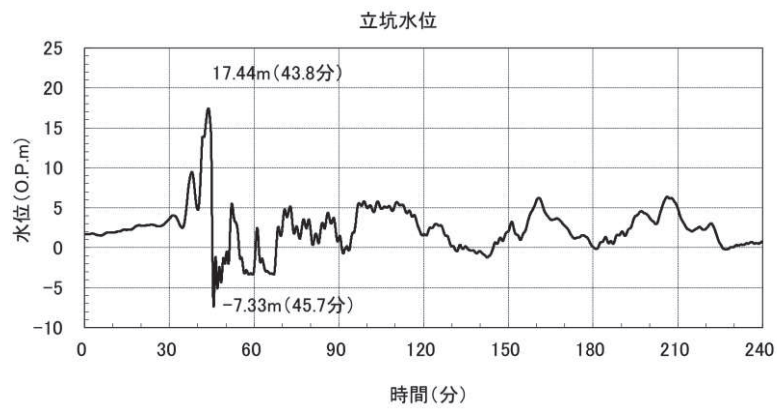


(第 2 号機放水立坑 上昇側)

図 1-3 入力津波の時刻歴波形 (1/2)



(第3号機海水ポンプ室 上昇側)



(第3号機放水立坑 上昇側)

図1-3 入力津波の時刻歴波形 (2/2)

2. 鋼製扉の運用方針

鋼製扉は、基本設計段階において、その運用方針を述べており、今回、それを踏まえ運用並びに設備の具体化を図っている。

(1) 運用方針（基本設計段階）

基本設計段階において述べていた運用方針について、前述の内容を含め全体を以下に示す。

- ① 防潮壁にはメンテナンス用の車両進入路部を配置しており、開閉可能な鋼製扉を設置する。鋼製扉は、地震後の津波到達に対し裕度をもって閉止できるように人力で15分以内に開閉可能な構造とし、これにより閉止する際に特別な設備（クレーン等）は必要としない構造とする。
- ② 鋼製扉は、津波防護機能が十分に保持できるよう、地震力や津波に十分耐える設計にするとともに原則閉止運用とし、開放後の確実な閉止操作、閉止されていない状態が確認された場合の閉止操作を確実に実施するための運用管理を行う。
- ③ また、鋼製扉の閉止運用について、積雪、風等の様々な環境条件下でも確実に閉止できることとするための配慮事項及び設備の保守・点検の方針を以下に示す。

イ) 車両進入路部は、常時閉運用としており車両の進入が作業上必要な場合のみ一時的に開閉するものである。

ロ) 防潮壁に囲まれた海水ポンプ室スクリーンエリアに、メンテナンスのために人員が入り出す昇降設備（梯子など）を設置し、車両進入時以外は鋼製扉を開閉しない運用とする。また、安全のため防潮壁外側から開閉操作ができるよう配慮する。

ハ) 雪や風等に関する警報が発出されている場合には原則開操作を行わないこととするなど、閉止が困難となる可能性がある場合に開操作を行わない運用を定めることとする。

ニ) 人力で確実に閉止できるようにするため、扉体重量や風に配慮し、動力を使わないアシスト機構としての油圧装置を詳細設計の中で検討する。また、より水密性を確保するため、ロックを設けるとともに、人員用の昇降設備を設置し、閉止作業時に防潮壁内側から鋼製扉を押すことが可能な設計とする。

ホ) 設備の保守点検については、各部位の要求性能等を踏まえ、点検項目や点検方法等を定めて実施するものとする。鋼製扉については、確実に開閉可能であることを維持するため、動作を確認する点検を実施する。

ヘ) また、交換が必要な部品については、作業中に鋼製扉が連続して開放状態にならないような配慮として、代替品を準備するなどの対応を行う。

(2) 運用方針の具体化（詳細設計段階）

前述を踏まえ、鍵の管理や強風時の作業限界等を検討し、運用方針に係る基本的事項を以下のとおり纏めた。

なお、詳細な運用内容、先に示した運用方針のうち③のホ)、へ) に示すメンテナンスの具体に関しては、後段の保安規定審査の中で説明する。

防潮壁（鋼製扉）の運用に係る基本事項について

1. 概要

防潮壁には防潮壁内での作業を行うために、車両等が進入できる鋼製扉が設置されており、津波時に扉が確実に閉止できるように、以下の構造・機構及び運用とする方針である。

- (1) 通常巡視、点検時の作業員は、昇降用階段を使用し防潮壁内へ出入りし、原則扉の開閉は行わない運用とする。
定期点検時等により、扉開状態となる場合は、緊急時（地震発生時等）に速やかに閉操作を行える人員を、扉付近に待機させる運用とする。
- (2) 扉の開閉操作は、油圧装置及び人力による操作が可能とし、水密性を確保するためのロック機能を有する構造・機構とする。
また、鍵を設置し、第三者による扉開閉を防止する。
- (3) 閉操作は油圧装置及び人力により、15分以内で操作できる構造・機構とする。
- (4) 強風・暴風等により、閉操作が困難となる可能性がある場合は、原則開操作は行わない運用とする。
強風：10分間平均風速が毎秒10m以上
暴風：瞬間風速が毎秒30m以上
- (5) 扉開放時には、現場ブザーにより注意喚起し、閉止忘れを防止する。

3. 鋼製扉の開閉構造並びに開閉手順

具体化した運用方針を踏まえ検討した開閉構造並びに閉止手順を以下に示す。

(1) 開閉構造

開閉装置の平面図並びにその正面図を図 3-1～図 3-2 に、扉閉止時並びに開放時の平面図を図 3-3 に、開閉操作の動作概要を図 3-4 に、締付装置の動作概要を図 3-5 に示す。

また、各部位の名称と役割を表 3-1 に示す。

開閉は、手動油圧ポンプ並びに油圧ジャッキ、或いは人力により行う。

閉止時には締付装置を用い水密性を確保するとともに扉体を固定する。開放時には、回り止めを用い扉体の回り過ぎを防止するとともに開放時の扉体を固定する。

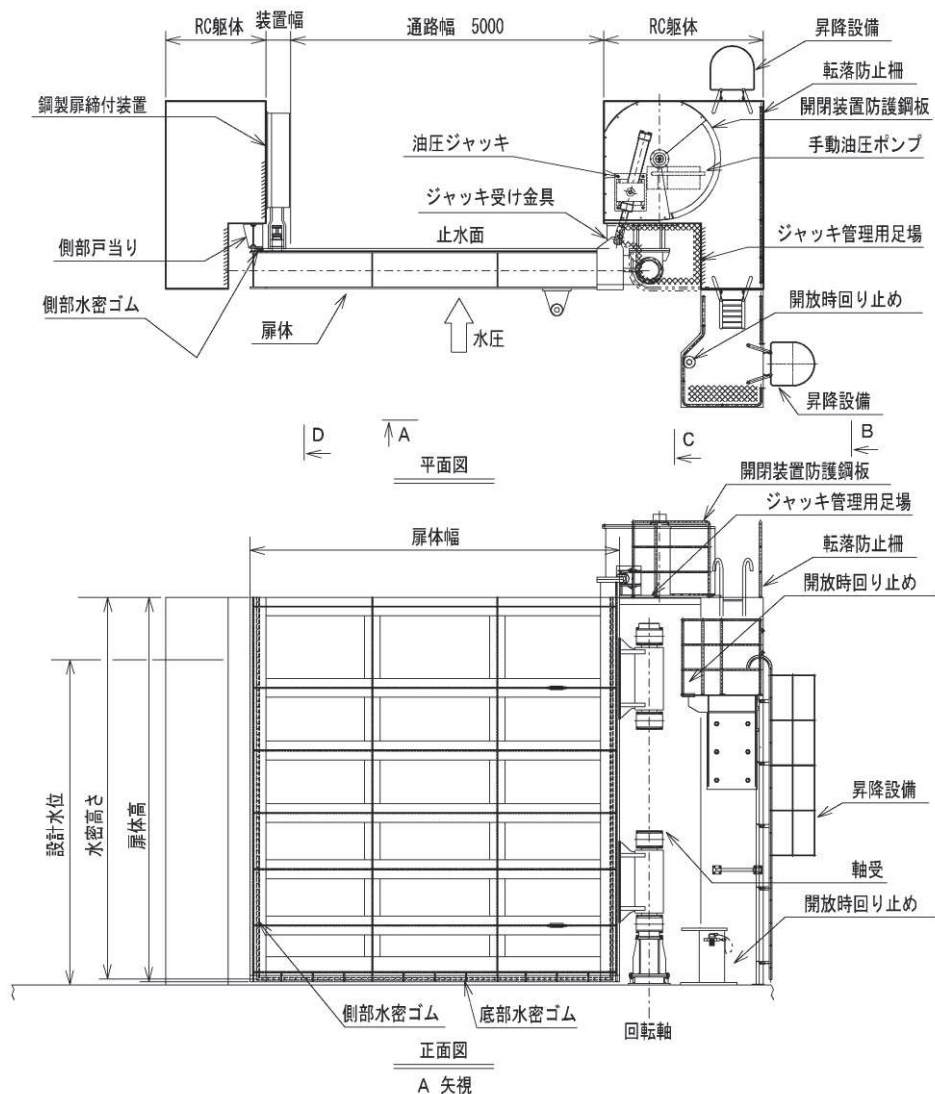
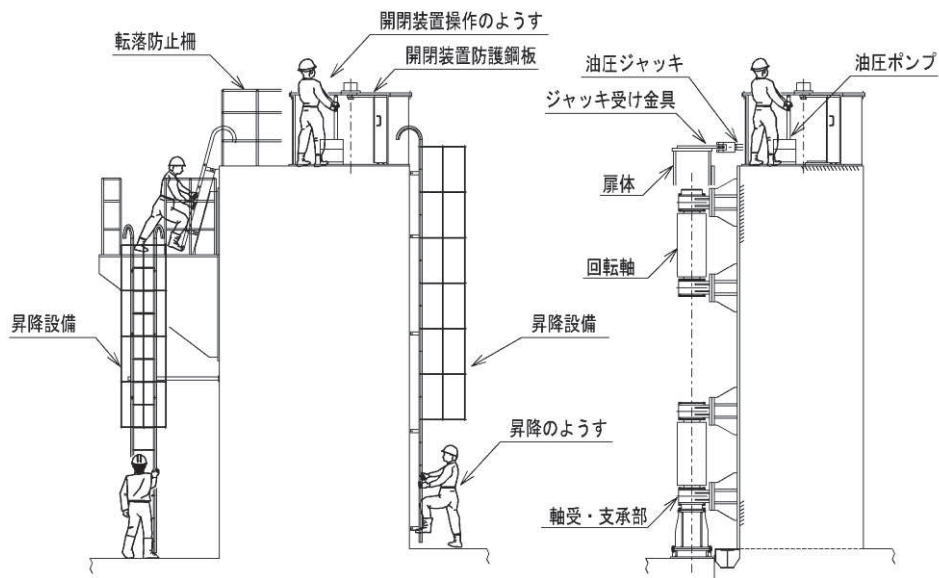


図 3-1 開閉装置平面図並びに正面図

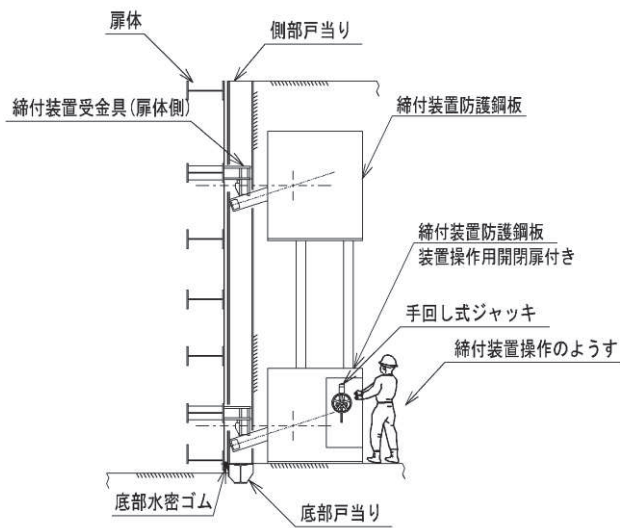


側面図（開閉操作をしているとき）

B 矢視

側面図（開閉操作をしているとき）

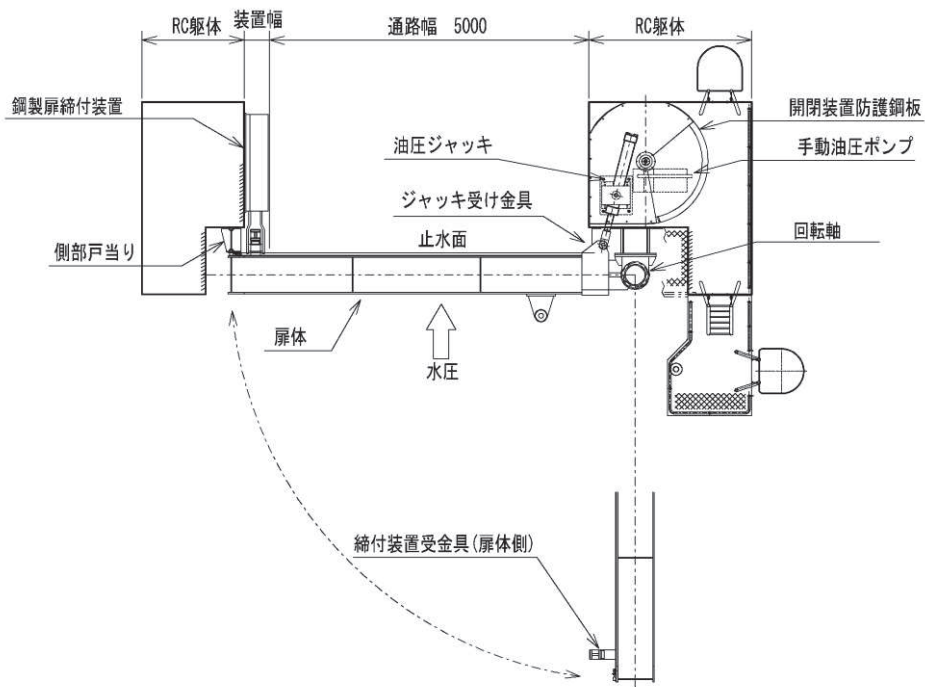
C 矢視



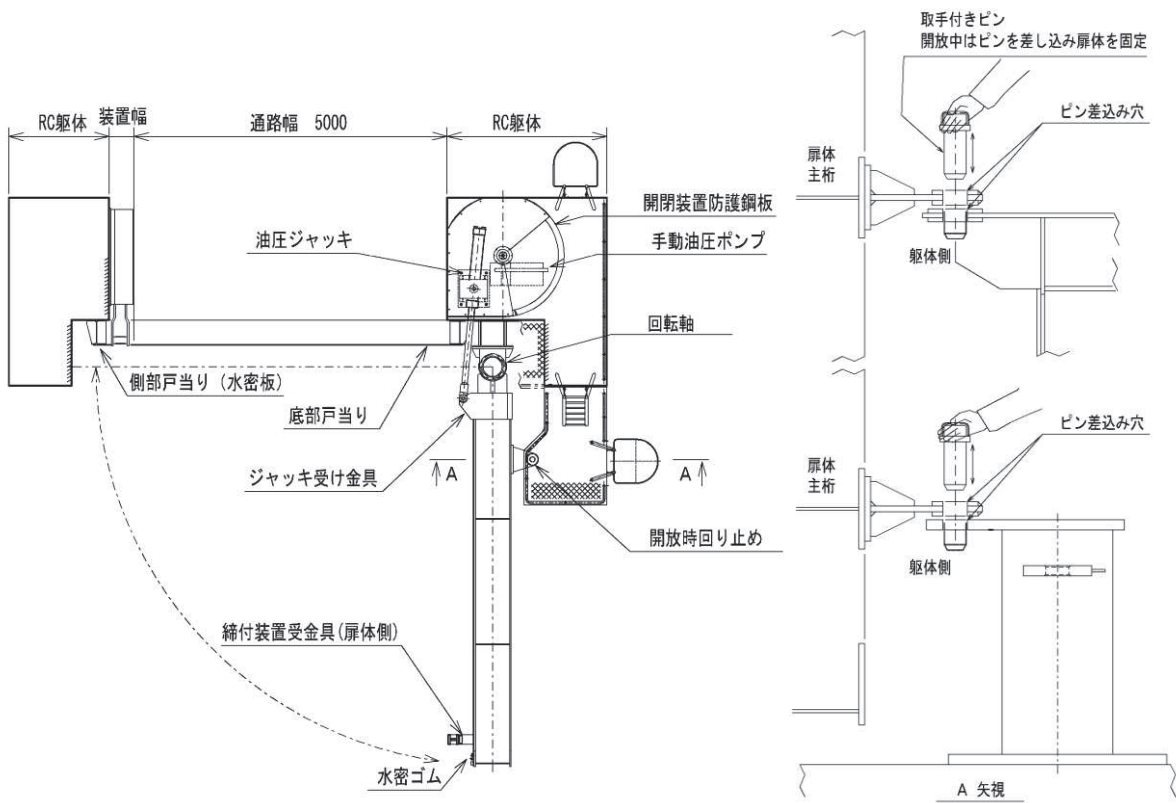
側面図（締付装置を操作しているとき）

D 矢視

図 3-2 開閉装置図



閉止時平面図

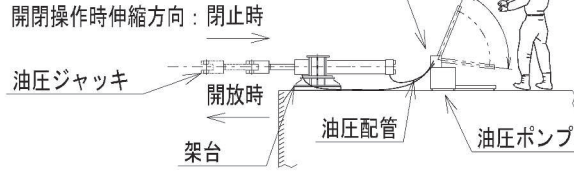


開放時平面図

開放時回り止めピン詳細

図 3-3 扉閉止時並びに開放時の平面図

- ① 油圧ポンプ付属の方向切替弁を操作し、配管の流れ方向を閉止或いは開放方向に切り替える
- ② 油圧ポンプのレバーを操作し、作動油をジャッキに送り込む



開閉操作時の油圧ポンプ及び油圧ジャッキの動作概要

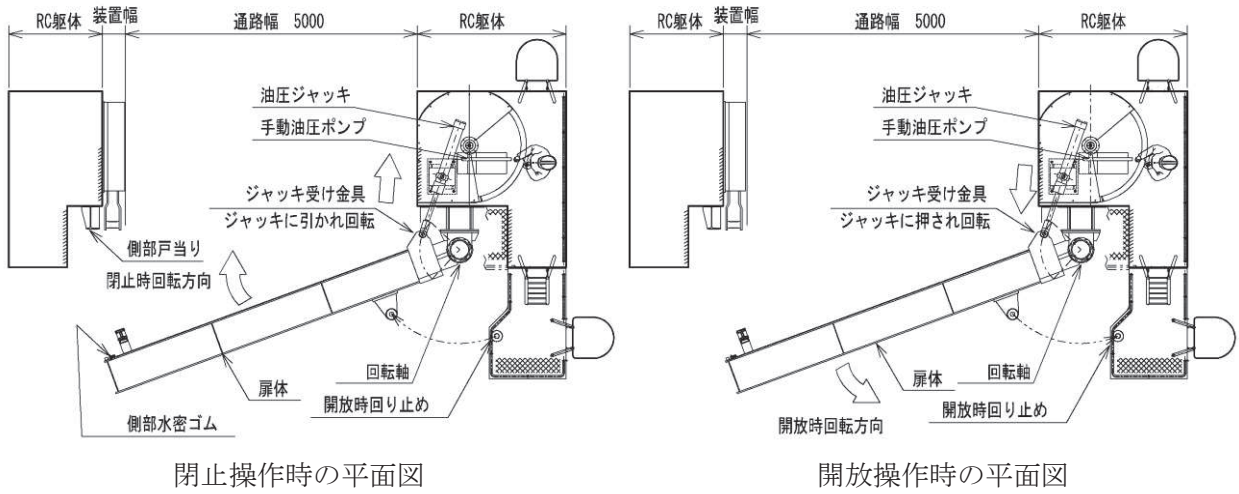


図 3-4 開閉装置（油圧ポンプ，油圧ジャッキ）の動作概要及び操作時の平面図

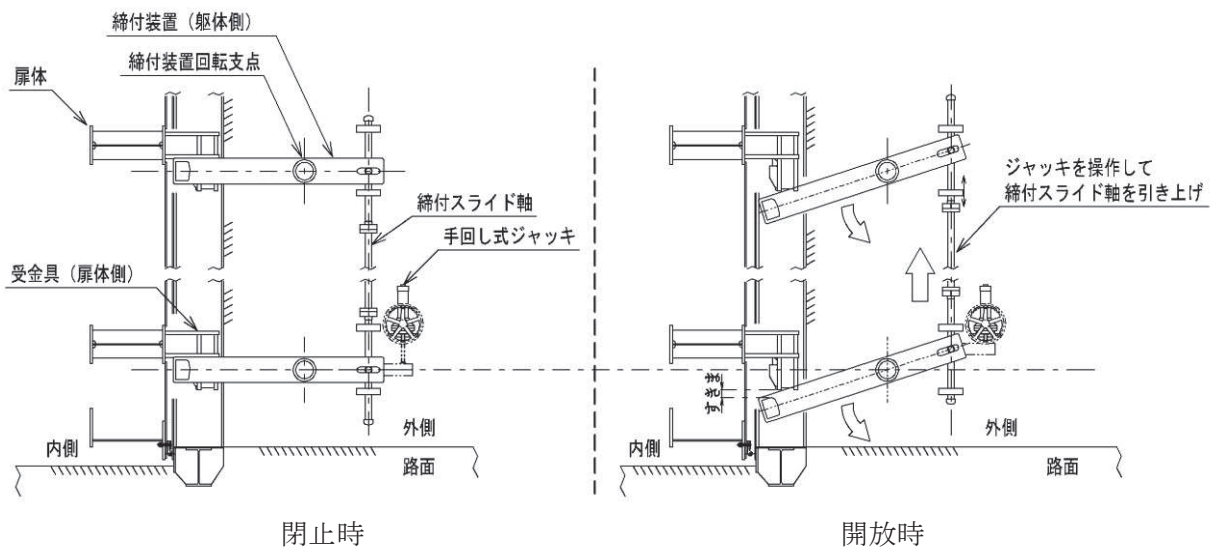


図 3-5(1) 締め付け装置の動作概要

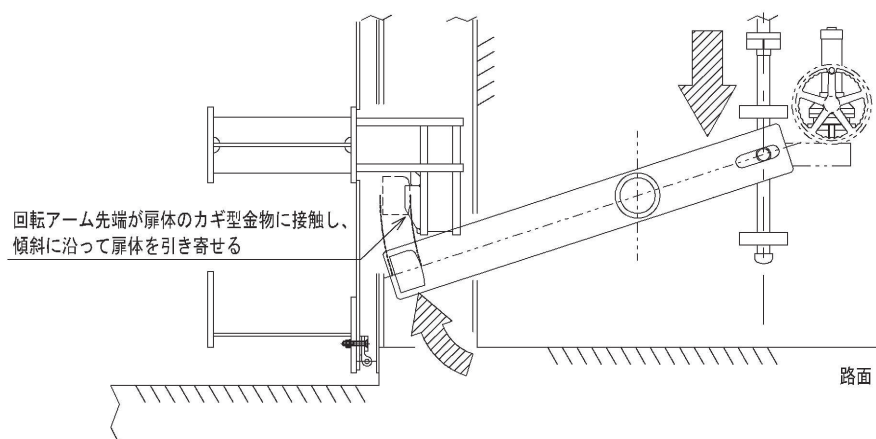


図 3-5(2) 締め付け装置の動作概要 (摺動 (しゅうどう) 部の概要)

表 3-1 各部位の名称と役割

名 称	役割等	
回転軸	開閉動作のとき扉体とともに回転し扉体の重量を支持する。	
手動油圧ポンプ	油圧ジャッキに作動油を送り、開閉の動力として用いる。	人力で確実に閉止できるようにするため、扉体重量や風に配慮し、動力を使わないアシスト機構。
油圧ジャッキ	扉体の金具を押し引きし扉体に回転を与える。	
手回し式ジャッキ	締め付け装置の動力として用いる。	
締め付け装置	扉体外周の水密ゴムを締め付け、水密性を確保するとともに閉止時に扉体を固定する。	
回り止め	扉体の回り過ぎを防止するとともに開放時の扉体を固定する。	
昇降階段	メンテナンス、閉止作業用昇降設備 (車両進入時以外は鋼製扉を開閉しない運用)。	
現場ブザー	扉開放時には、現場ブザーにより注意喚起し、閉止忘れを防止する。	

(2) 閉止手順

運用方針に係る基本的事項を踏まえ、手動油圧ポンプを用いた場合の閉止フローを図 3-6 に示す。鋼製扉の回転並びに締め付け・固定の詳細は別紙 1 に示す。

鋼製扉の開放にあたり、鍵の貸し出しを受けるとともに閉止操作に係る人員を確保する。その後、鋼製扉の開放を行い、速やかに閉止操作を行う。鋼製扉の回転は、油圧ジャッキ、或いは人力により行う。閉止操作が速やかに実施できるよう、閉止に係る人員は所定の操作位置付近で待機しておく。

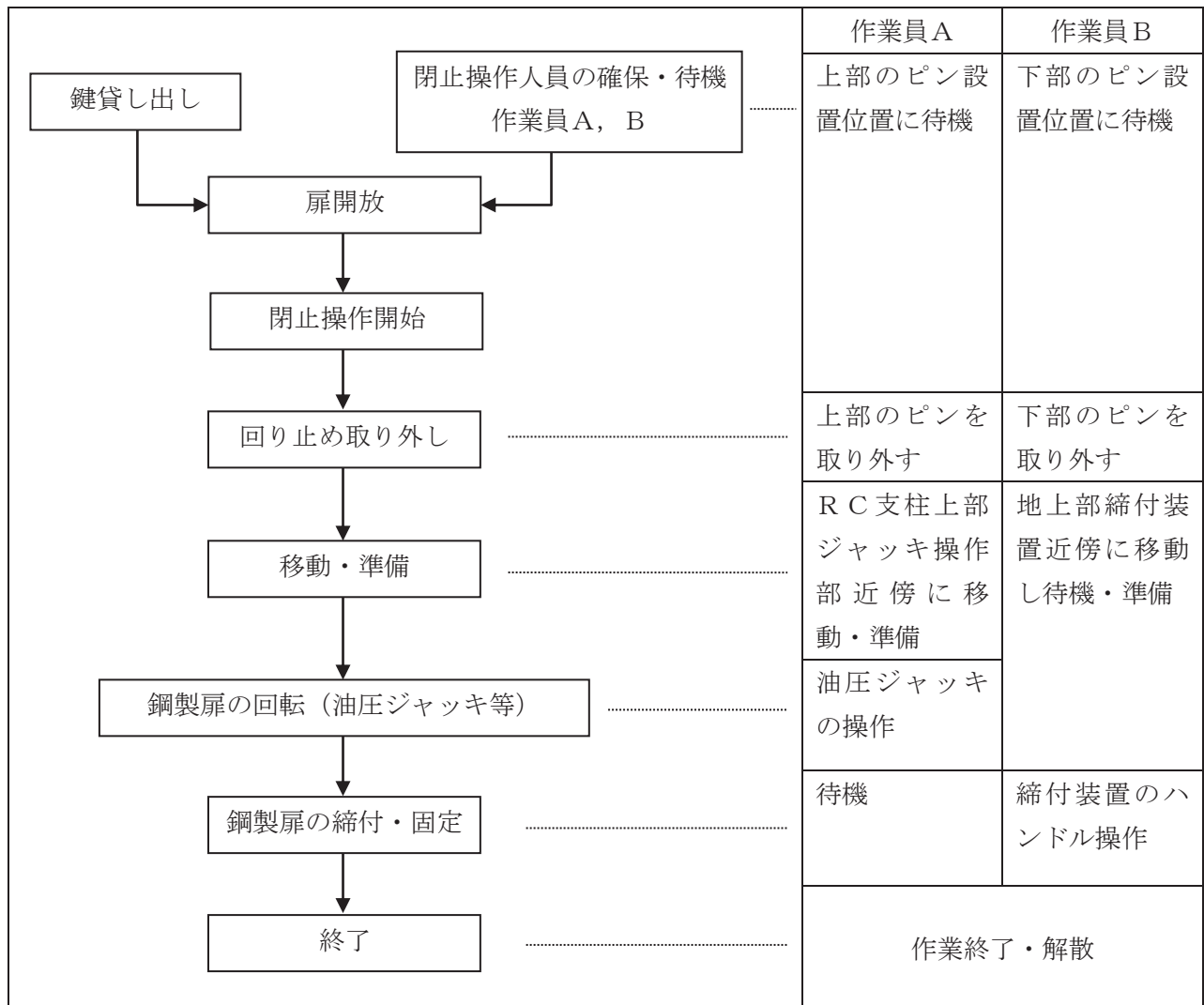


図 3-6 鋼製扉の閉止フロー（手動油圧ポンプ使用）

4. 鋼製扉の閉止時間の評価

ここでは、図 3-4 に示す手動油圧ポンプを用いた鋼製扉の閉止フロー(図 3-6)に従って、最も厳しい環境条件下においても人力で所要の閉止時間である 15 分を満足できるか、室内の模擬試験を行い評価した結果を示す。

扉体の閉止にあたり最も厳しい環境条件としては風荷重を受けた場合が考えられ、今回の試験では、運用に係る基本事項で定めている作業限界である平均風速 10m/s に余裕を見込み風速 20m/s を考慮した負荷を与えた。

また、室内試験と実際の現場では操作性や作業効率が一致しない可能性に鑑み、模擬試験から得られた操作時間の 50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

評価結果を表 4-1 に示す。操作時間は 11 分であり 15 分以内であることを確認した。

表 4-1 鋼製扉の閉止時間の評価結果（手動油圧ポンプ，風速 20m/s）

所要時間 (分)	作業員 A	作業員 B	根拠
1	上部ピン取り外し	下部ピン取り外し	棒状の部材を手で引き抜く作業として 1 分間を想定
2	RC 支柱上部ジャッキ操作部に移動	地上部締付装置近傍に移動し待機・準備	数 m 程度の移動として 1 分間を想定
3	油圧ジャッキの操作 (約 8 分間)		4. (1)a. 手動油圧開閉装置 (手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ) 操作時間の測定 参照
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11	待機	締付装置のハンドル操作 (約 1 分間)	4. (1)b. 締付装置 (手回し式ジャッキ) 操作時間の測定 参照
12	余裕時間	余裕時間	
13	↓	↓	
14	↓	↓	
15	↓	↓	

(1) 試験内容と結果

a. 手動油圧開閉装置（手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ）操作時間の測定

模擬試験は、現地で使用予定の機器と類似の構造を持つ手動油圧ポンプを用い所要手動力を負荷として与え行い、実機における1回当たりの操作時間に変換し、閉止時操作回数を掛け合わせて操作時間を評価した。試験概要図を図4-1に、試験結果を表4-1に示す。詳細は別紙2に示す。

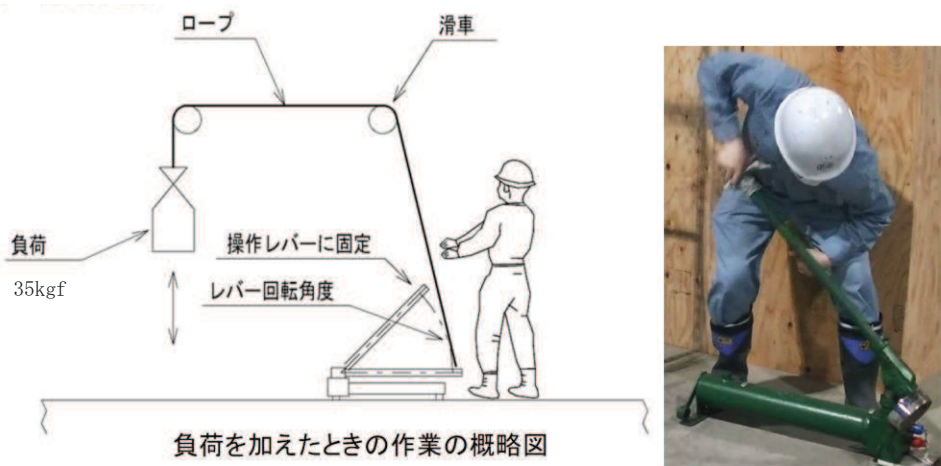


図4-1 試験概要図（3人で30回ずつ操作する）

表4-1 測定結果と実機換算

測定項目	1回目	2回目	3回目	平均
操作回数（回）①	30	30	30	30
所要時間（s）②	38.13	40.09	41.12	39.78
1回の所要時間（s/回）②÷①	1.27	1.34	1.37	1.33
実機換算（s/回）②÷①×1.67*	2.12	2.23	2.28	2.21

注記*：試験用のジャッキと実機のジャッキにおける操作長比率から求めた換算係数

実機換算した油圧ポンプ1操作あたりの時間に、実機における閉止時操作回数を掛け合わせ
たうえで操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間=2.21（s/回）×143*（回）÷60×1.5=5.3（分）×1.5=7.9（分）

評価値=8.0（分） [7.9（分）を整数値に切り上げ丸め]

注記*：閉止時操作回数で閉止のためのジャッキストローク長と1操作あたりのシリンダ移動距離より算定。

b. 締付装置（手回し式ジャッキ）操作時間の測定

模擬試験は、手回し式ジャッキと同様の機器を用い操作時間を測定し、締付装置の操作時間算定の根拠とした。

模擬試験は、手回し式ジャッキと同様の機器を用い定格トルクに相当する荷重を負荷として与え行い、1回当たりの操作時間に変換し、締付に必要な入力回転数を掛け合わせて操作時間を評価した。試験概要図を図4-2に、試験結果を表4-2に示す。詳細は別紙3に示す。



図4-2 試験概要図（3人で15回ずつ操作する）

表4-2 測定結果と実機換算

測定項目	1回目	2回目	3回目	平均
操作回数（回）①	15	15	15	15
所要時間（s）②	5.9	7.21	8.2	7.1
1回の所要時間（s/回）②÷①	0.39	0.48	0.55	0.47

手回しジャッキ1回あたりの時間に、実機における締付に必要な入力回転数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間 = $0.47 \text{ (s/回)} \times 80 \text{ (回)} \div 60 \times 1.5 = 0.6 \text{ (分)} \times 1.5 = 0.9 \text{ (分)}$

評価値 = 1.0 (分) [0.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

注記*：締付に必要な入力回転数で、ねじ軸の所要ストローク長、減速比、及びねじ軸リード長より算定。

5. まとめ

今回、複数人による模擬試験を通じ、15分以内で閉操作が可能な見通しであることを確認した。

タイムラインの計算にあたっては、室内試験と実際の現場では操作性や作業効率が一致しない可能性に鑑み、模擬試験から得られた操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

なお、本鋼製扉の据付後、訓練を行う予定であり、それを通じタイムラインを検証する方針とする。

以上

(別紙1) 鋼製扉の回転並びに締め付け・固定の詳細手順

開放時
回り止めの取り外し

- 1) 扉体の上下二箇所にて設けられている回り止めの固定ピンを外し、扉体の開閉を行うことができる状態にする。

上側 下側

鋼製扉の回転

- 1) 鋼製扉周囲の安全確認を行う。
- 2) 油圧ポンプに取り付けられた切替弁を操作し、油圧ジャッキの動作方向を閉止方向に設定する。
- 3) 手動油圧ポンプのレバーを操作し、油圧ジャッキを縮めて扉体に設けられた受金具を引き寄せ、扉体を回転させる。
- 4) 油圧ポンプの操作を続け、側部水密ゴムと戸当りが触れるまで約 90° 回転させる。

鋼製扉の締め付け・固定

- 1) 通路壁面の締め付装置に設けられた手回し式ジャッキを回し、締め付スライド軸を押し下げ、締め付アームが回転する。
- 2) 回転した締め付アーム先端の金具と扉体の受金具があたり、傾斜に沿って扉体を戸当りに引寄せ、水密ゴムを締め付ける。
- 3) 締め付装置が平行になるまで手回し式ジャッキを操作し、鋼製扉の締め付け及び固定を完了する。

開放中 閉止後

(別紙2) 手動油圧開閉装置(手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ) 操作時間の測定詳細

1. 試験内容

現地で使用予定の機器と類似の構造を持つ手動油圧ポンプの操作時間を測定し、鋼製扉の開閉に用いる手動油圧開閉装置(手動油圧ポンプ・油圧ジャッキ)の操作時間算定の根拠とした。試験用油圧ポンプのレバーの長さは実機と同等となるよう長さを調整した。

試験内容と時間評価の流れは以下のとおり。

- ① 風の負荷に相当する荷重を取り付けたうえで試験用の手動油圧ポンプを異なる3人で30回ずつ操作し、所要時間を測定して1操作分の平均時間(a)を求める。
- ② 試験用ポンプのレバー操作長(b)と実機のレバー操作長(c)が異なる点を踏まえ(図1)、レバー操作長換算($(c) \div (b)$)を行い実機における1操作分の所要時間($(d) = (a) \times (c) \div (b)$)を求める(表1)。
- ③ 実機における閉止時操作回数(g)を、閉止のためのジャッキストローク長(e, 図2)と1操作あたりのシリンダ移動距離(f, 図3)から求める($(g) = (e) \div (f)$, 表2)。
- ④ 実機における1操作分の所要時間(d)と実機における閉止時操作回数(g)を掛け合わせ操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とする($(d) \times (g) \times 1.5$)。

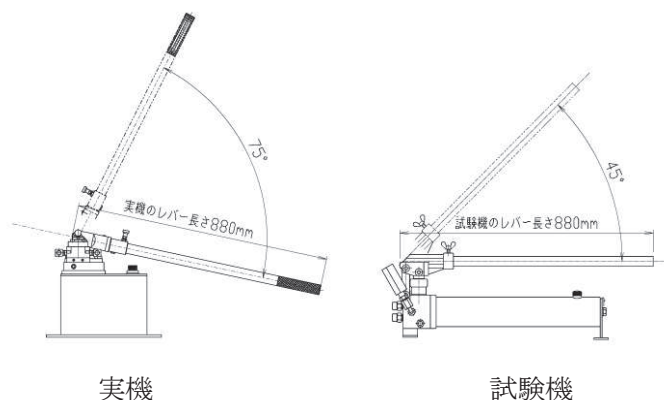


図1 試験機並びに実機の油圧ポンプの概略図

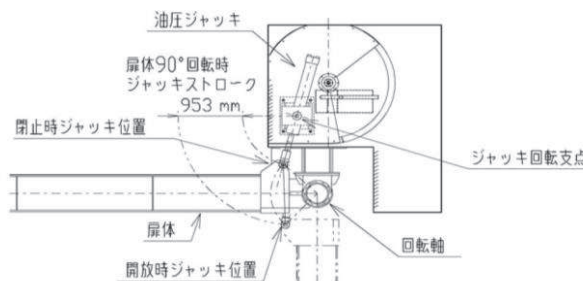


図2 油圧ジャッキ 扉体開閉時におけるストローク長概要図

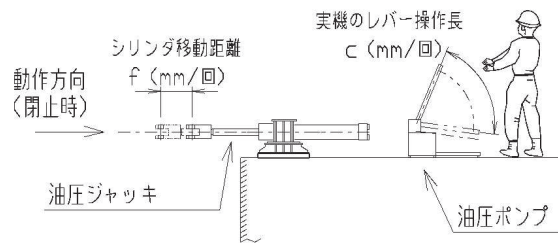


図3 レバー操作長概要図

表1 試験機並びに実機の油圧ポンプ諸元

項目	レバー長 (mm)	レバー回転角度 (°)	レバー操作長等
試験機	880	45	691.2 (mm/回, b)
実機	880	75	1151.9 (mm/回, c)
1操作分の所要時間を求める場合の係数	—	—	1.67 (c÷b)

表2 実機における閉止時操作回数

項目	値
閉止のためのジャッキストローク長 (mm, e)	953
1操作あたりのシリンダ移動量 (mm/回, f)	6.67
実機における閉止時操作回数 (回, g=e÷f)	143

2. 所要手動力の算定

手動油圧ポンプの所要手動力（負荷）は、扉体、ヒンジ部の自重及び積雪荷重により支承部軸受に生じる摩擦抵抗に加え、風速に応じた風荷重を鋼製扉の回転時の抵抗として考慮した所要推力より以下の式にて求める。鉛直方向荷重による扉体の倒れ込みに抵抗するために支承部軸受に生じる水平方向荷重は自重及び積雪による支点反力の大きさを合計して求めた。また、風荷重は扉体高さが最も高く受圧面積が大きい第3号機海水ポンプ室を対象に算定する。

$$F_h = F_j \times S_{t1} \div L_p \div g \times 1000$$

ここに、 F_h : 所要手動力 (kgf)

F_j : 所要推力<回転時の抵抗荷重> (kN)

S_{t1} : 閉止シリンダ移動量 6.67 mm/回

L_p : ポンプレバー操作長 1151.9 mm/回

g : 重力加速度 9.80665m/s²

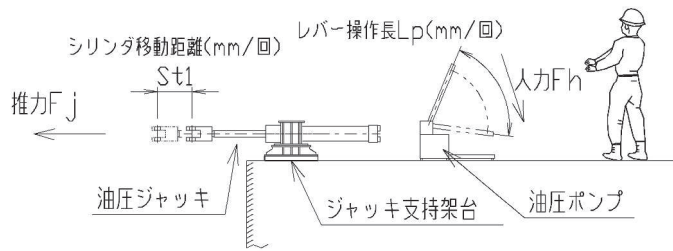


図4 ジャッキ所要手動力の計算諸元の概要図

算定結果を表3に示す。風速20mのときの所要手動力は31kgfであり丸め35kgfとする。

表3 開閉時の負荷に対する所要手動力の算定

Fj : 所要推力<回転時の抵抗荷重> (kN)			Fh : 所要手動力 (kgf)			
風圧抵抗: a (kN・m)	摩擦抵抗: b (kN・m)	所要推力: Fj (kN)	閉止シ リンダ 移動量: St1 (mm /回)	ポンプレバ ー操作長: Lp (mm/回)	重力加速度: g (m/s ²)	所要手動力: Fh (kgf)
18.641	3.2689	52.291	6.67	1151.9	9.80665	31
$a = Pw \times Ag \times Rg$	$b = Fs \times Rs \times \mu s + Fb \times Rb \times \mu b$	$Fj = (a + b) \div Rj$	$Fh = Fj \times St1 \div Lp \div g \times 1000$			

ここに、Pw : 風荷重*1 0.15 kN/m²

Ag : 扉体の受圧面積(3号機海水ポンプ室の鋼製扉 縦6.15m×横5.9mより) 36.285 m²

Rg : 扉体の回転中心から扉体中央までの距離 3.425 m

Fs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受に生じる荷重の大きさ*3 162.320 kN

Rs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受の摺動部の半径 0.075 m

μs : 鉛直方向荷重を受けるすべり軸受の摩擦係数*2 0.2

Fb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受に生じる荷重の大きさ*3の合計値 308.938 kN

Rb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受の平均半径 0.135 m

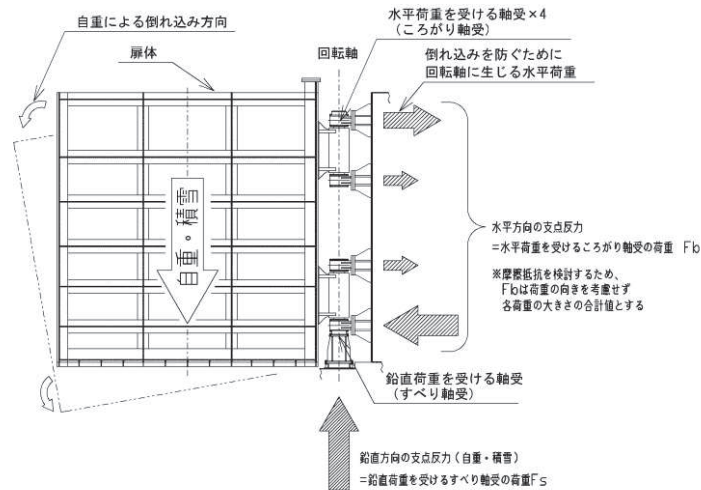
μb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受の摩擦係数*2 0.02

Rj : 扉体の回転中心からジャッキの推力作用線までの最小距離 0.419 m

注記*1 : 風荷重は「建設基準法施行令第87条」及び「建設省告示第1454号」による計算式に基づき風速20m/sに相当する単位荷重を計算した。

注記*2 : 軸受の摩擦係数は「水門鉄管技術基準 水門扉編(水門鉄管協会,平成31年)」に示される,開閉装置の容量計算に用いる軸受の摩擦係数より設定した。

注記*3 : 扉体自重と積雪荷重,並びに扉体の倒れ込みを考慮し,鉛直力と水平力に分解した値。荷重の作用点は下図のとおり。



3. 実機における閉止時操作回数の想定

負荷に対する所要手動力に相当する荷重 (35kgf) を取り付けたうえで試験用の手動油圧ポンプを異なる3人で30回ずつ操作し、所要時間を測定して1操作分の平均時間を求めた。

試験用ポンプのレバー操作長と実機のレバー操作長が異なる点を踏まえ、レバー操作長換算を行い実機における1操作分の所要時間を求めた。測定結果を表4に示す。

表4 測定結果と実機換算

測定項目	1回目	2回目	3回目	平均
操作回数 (回) ①	30	30	30	30
所要時間 (s) ②	38.13	40.09	41.12	39.78
1回の所要時間 (s/回) ②÷①	1.27	1.34	1.37	1.33
実機換算 (s/回) ②÷①×1.67*	2.12	2.23	2.28	2.21

* : 表1に示す1操作分の所要時間を求める場合の係数

4. 実機における閉止時操作時間の想定

実機換算した油圧ポンプ1操作あたりの時間に、実機における閉止時操作回数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間 = $2.21 \text{ (s/回)} \times 143 \text{ (回)} \div 60 \times 1.5 = 5.3 \text{ (分)} \times 1.5 = 7.9 \text{ (分)}$
 評価値 = 8.0 (分) [7.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

(別紙3) 締付装置 (手回し式ジャッキ) 操作時間の測定詳細

1. 試験内容

手回し式ジャッキと同様の機器を用い操作時間を測定し、締付装置の操作時間算定の根拠とした。

試験内容と時間評価の流れは以下のとおり。

- ① 手回し式ジャッキの操作時における定格トルクに相当する荷重を取り付けたうえで試験用の手回し式ハンドルを異なる3人で15回ずつ操作し、所要時間を測定して1回転分の平均時間(a)を求める。本試験では実機の手回し式ジャッキと同等のハンドル径のものを用いる(表1)。
- ② 実機における締付に必要な入力回転数(b)を、ねじ軸の所要ストローク長(c, 図1)、減速比(d)、ねじ軸リード長(e)から求める ($(b) = (c) \times (d) \div (e)$, 表2)。
- ③ 実機における1回転分の所要時間(a)と実機における締付に必要な入力回転数(b)を掛け合わせ操作時間を求め、その操作時間の50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とする ($(a) \times (b) \times 1.5$)。

表1 試験機並びに実機の手回しジャッキ諸元

項目	ハンドル径 (mm)	周長 (mm/回)
試験機	315	1979.2
実機	315	1979.2

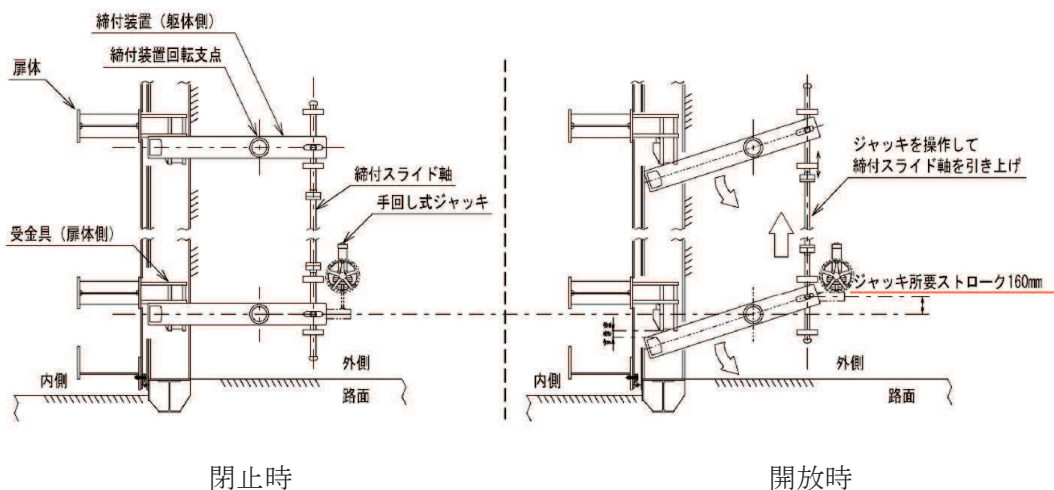


図1 ねじ軸の所要ストローク長

表2 実機における締付に必要な入力回転数

項目	値
ねじ軸の所要ストローク長 (mm, c)	160
減速比(d)	2.5
ねじ軸リード長* (mm, e)	5
実機における締付に必要な入力回転数 (回, $b=c \times d \div e$)	80

注記* : ジャッキ内部のギヤ 1 回転当たりに対するねじ軸の軸方向移動量

2. 手回しジャッキの操作時における定格トルク

開閉用動力が手動式であることから、定格トルクは、ダム・堰基準より、人力を 100N (≒10kgf) として求めたトルクとする。

3. 締付装置 (手回し式ジャッキ) 操作時間の想定

手回しジャッキの操作時における定格トルクに相当する荷重 (10kgf) を取り付けたうえで試験用の手回しジャッキを異なる 3 人で 15 回ずつ操作し、所要時間を測定して 1 操作分の平均時間を求めた。測定結果を表 3 に示す。

表3 測定結果と実機換算

測定項目	1 回目	2 回目	3 回目	平均
操作回数 (回) ①	15	15	15	15
所要時間 (s) ②	5.9	7.21	8.2	7.1
1 回の所要時間 (s/回) ②÷①	0.39	0.48	0.55	0.47

4. 実機における閉止時操作時間の想定

手回しジャッキ 1 回あたりの時間に、実機における締付に必要な入力回転数を掛け合わせたうえで操作時間を求め、その操作時間の 50%を加えたうえで整数値に切り上げ評価値とした。

実機における閉止時操作時間 = $0.47 \text{ (s/回)} \times 80 \text{ (回)} \div 60 \times 1.5 = 0.6 \text{ (分)} \times 1.5 = 0.9 \text{ (分)}$
 評価値 = 1.0 (分) [0.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

(参考資料 7) 杭下端部の安定性について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下「防潮壁」という。）のうち、防潮壁（第 3 号機放水立坑）においては、図 1-1 のとおり、第 3 号機建設時の掘削形状により、杭の設置位置が岩盤端部付近となっている（放水立坑南側）。

防潮壁の耐震耐津波評価においては、杭を支持する地盤の安定性を前提とし、水平成層地盤を仮定した解析モデルとしているため、杭下端部側方の安定性が解析上の前提条件となる。

よって、本章では安定性が懸念される防潮壁（第 3 号機放水立坑）の放水立坑南側における、杭下端部の安定性について確認した結果を示す。なお、耐震下位クラス施設である放水立坑に隣接する杭の安定性については、参考資料 8 にて示す。

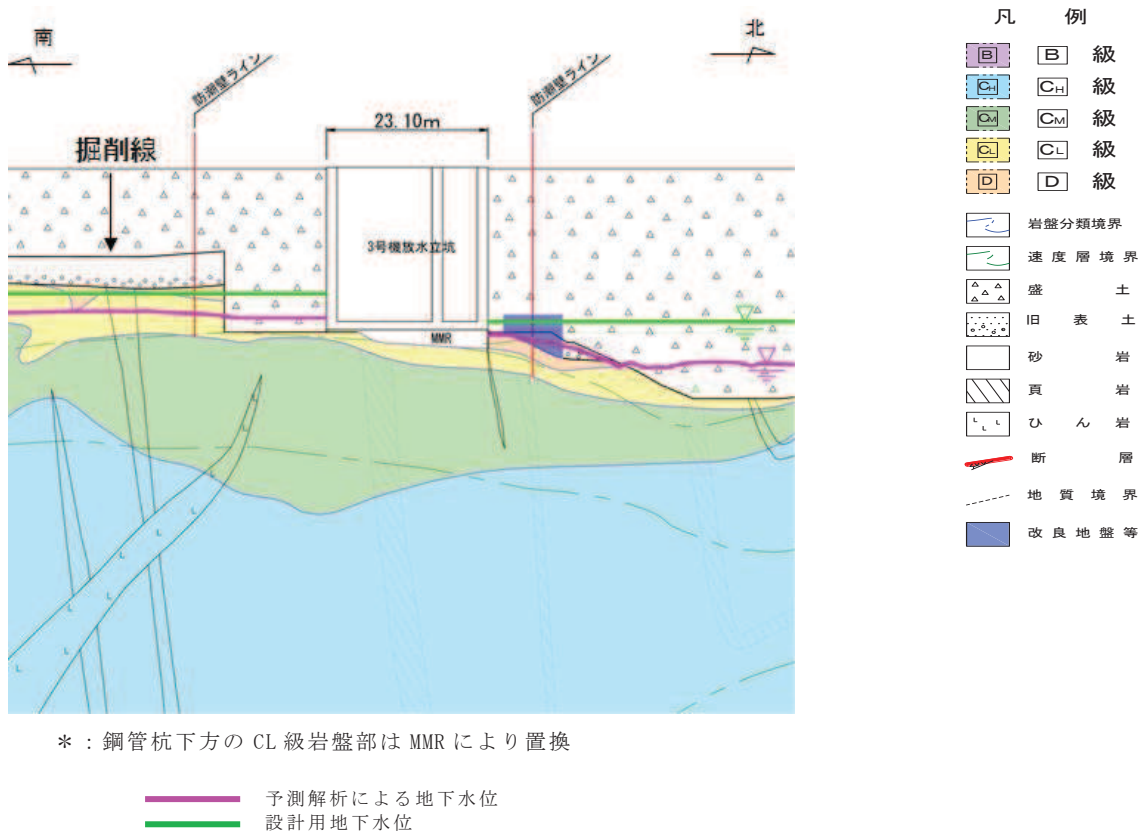


図 1-1 第 3 号機放水立坑 横断図（南北）

2. 安定性確認

2.1 評価方法

杭下端部の安定性については、杭から伝達する水平力によって、岩盤に発生する押し抜きせん断力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

押し抜きせん断応力度の算定は、「杭基礎設計便覧 平成 18 年度改訂版 日本道路協会」に準じて下記に示す評価式にて求める。図 2-1 に照査方法の概要を示す。

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2L+D+2h)} \leq \tau_0$$

τ_h : 水平方向押し抜きせん断応力度 (kN/m²)

τ_0 : 岩盤のせん断強度 (kN/m²)

H : 水平力 (kN)

D : 杭径 (m)

L : 岩盤への根入れ長 (m)

h' : 水平方向押し抜きせん断に対する岩盤の有効厚さ (m)

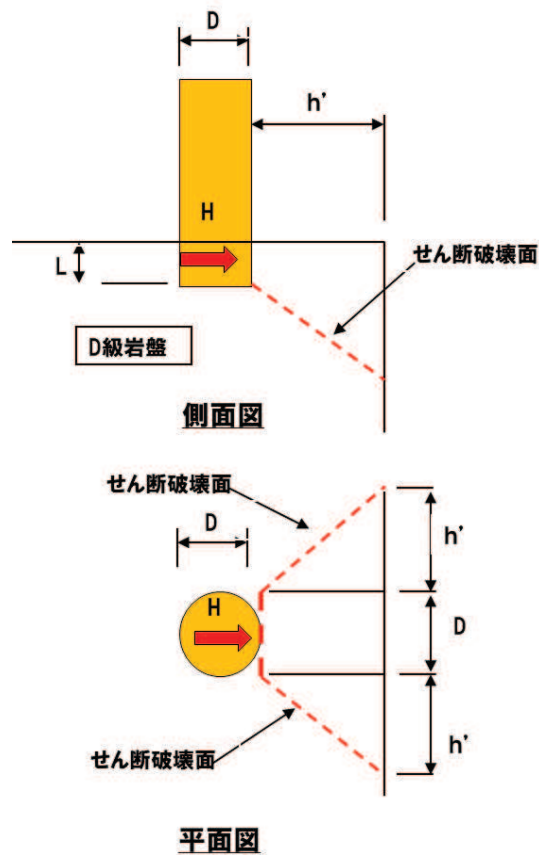


図 2-1 照査方法の概要

2.2 評価条件

安定性評価については、発生する水平力及び照査対象岩盤の強度に加え、岩盤への根入れ長及び岩盤の有効厚さにより求まる。

ここで、岩盤の有効厚さは、3号機放水立坑南側においては、杭配置と掘削ラインが平行であるため杭間での有意な違いはない。岩盤の強度については、D級岩盤とC₁級岩盤が分布するが、保守的にD級岩盤の強度を用いて評価を行うことから差はない。

よって、評価に影響を与えるパラメータは杭の岩盤絵入れ長である。第3号機放水立坑南側の杭の中から最も岩盤（D級岩盤）への根入れ長が短い杭の根入れ長を評価に用いる。

図2-2に第3号機放水立坑の地質縦断図を、図2-3に検討用モデルを示す。

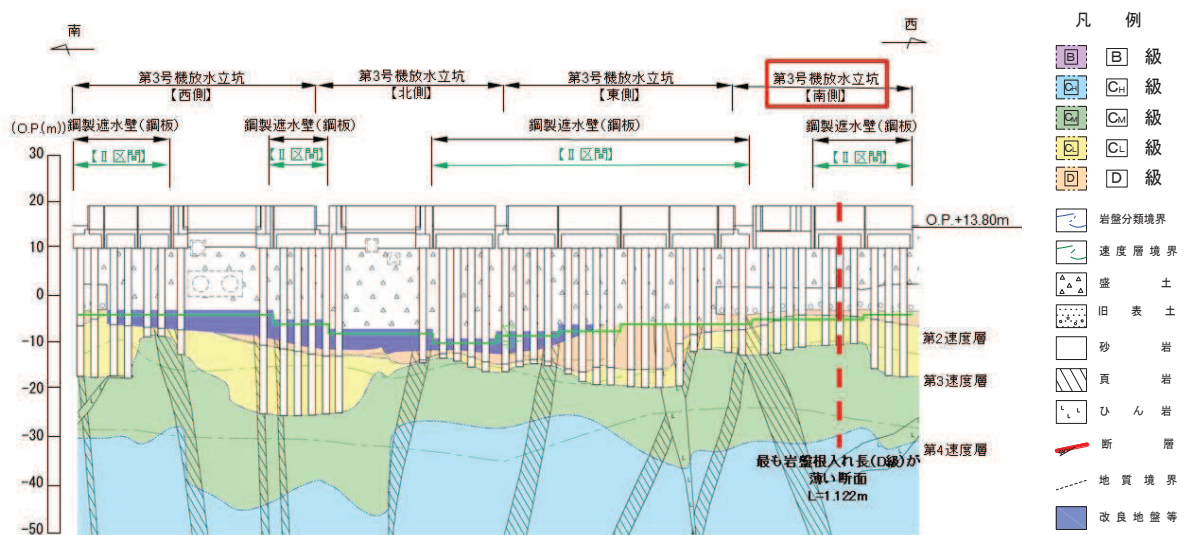


図2-2 地質縦断図
(3号機放水立坑防潮壁)

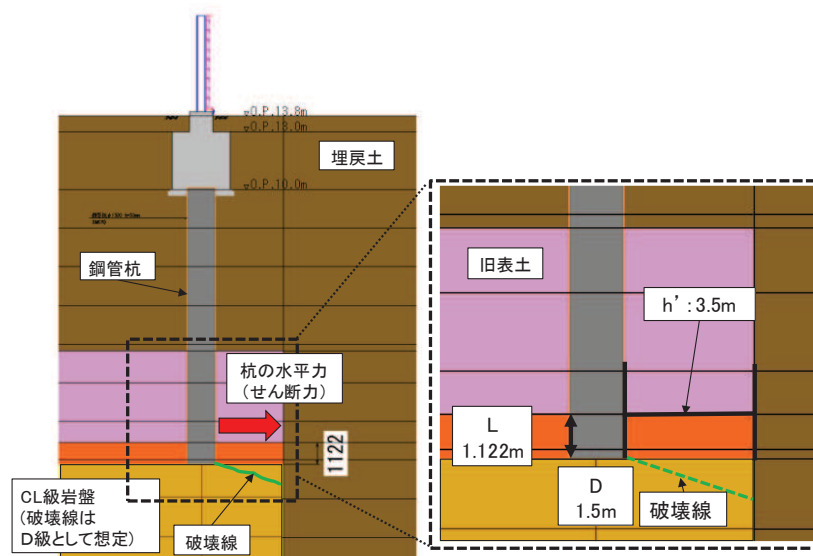


図2-3 検討用モデル

2.3 許容限界

水平方向押し抜きせん断応力評価に用いる許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく解析用物性値より設定する。各評価項目の許容限界を表 2-1 に示す。

表 2-1 安定性評価に用いる許容限界

評価項目	許容限界 (kN/m ²)	備考
水平方向押し抜きせん断応力度	100	D級岩盤（牧の浜部層）のせん断強度

2.4 検討用水平力の算出方法

杭から岩盤に作用する水平力は、地震応答解析より得られる杭下端（CL 級岩盤上面位置）の水平地盤ばね反力を用いて算出する。

図 2-4 に水平地盤ばね反力の算出位置（断面③）を示す。断面③は評価対象位置の近傍に位置し、構造諸元が同じ鋼製遮水壁（鋼板部）のⅡ区間で、Ⅱ区間の中で、下部工の観点で厳しくなると考えられる断面の中で、地盤変位量やせん断ひずみが最も大きく、杭の変形量が大きくなると考えられるため、評価対象断面としている（「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」参照）。

よって、検討用水平力は、杭に生じる変形が大きくなることで、岩盤内の水平地盤ばね反力も大きくなると考えられる断面③の地震時及び重畳時の全ケースの地震応答解析の結果から、D級岩盤内の全節点の中から最大値を抽出する。

表 2-2 に地震時及び重畳時の杭下端の水平地盤ばね反力の最大値を示す。この結果から、設計用の水平力は、全地震動の最大となる S_s-N1 の地盤ばね反力 720kN/m を用いることとする。

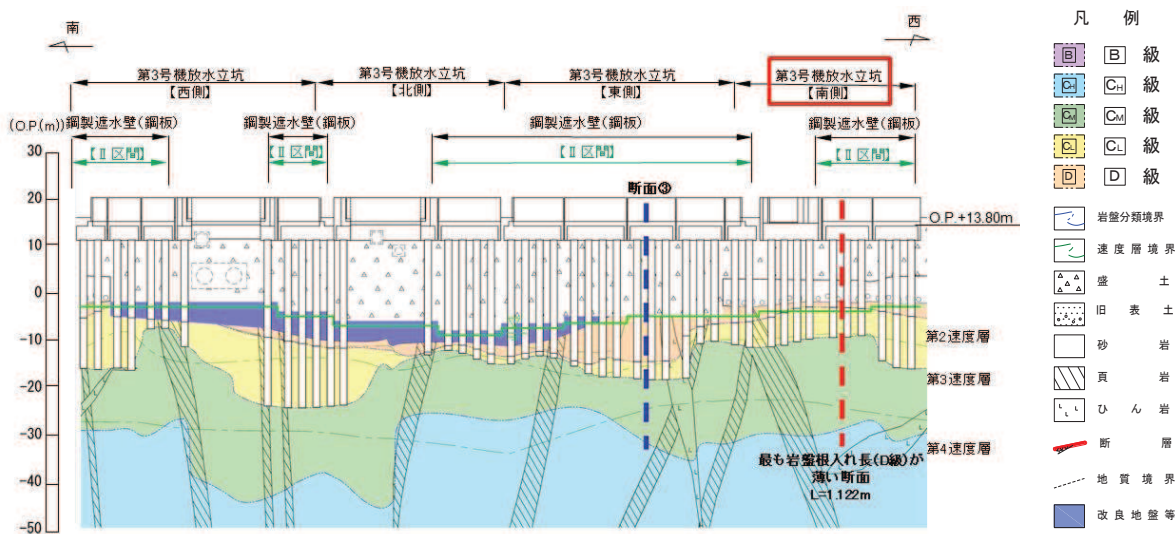
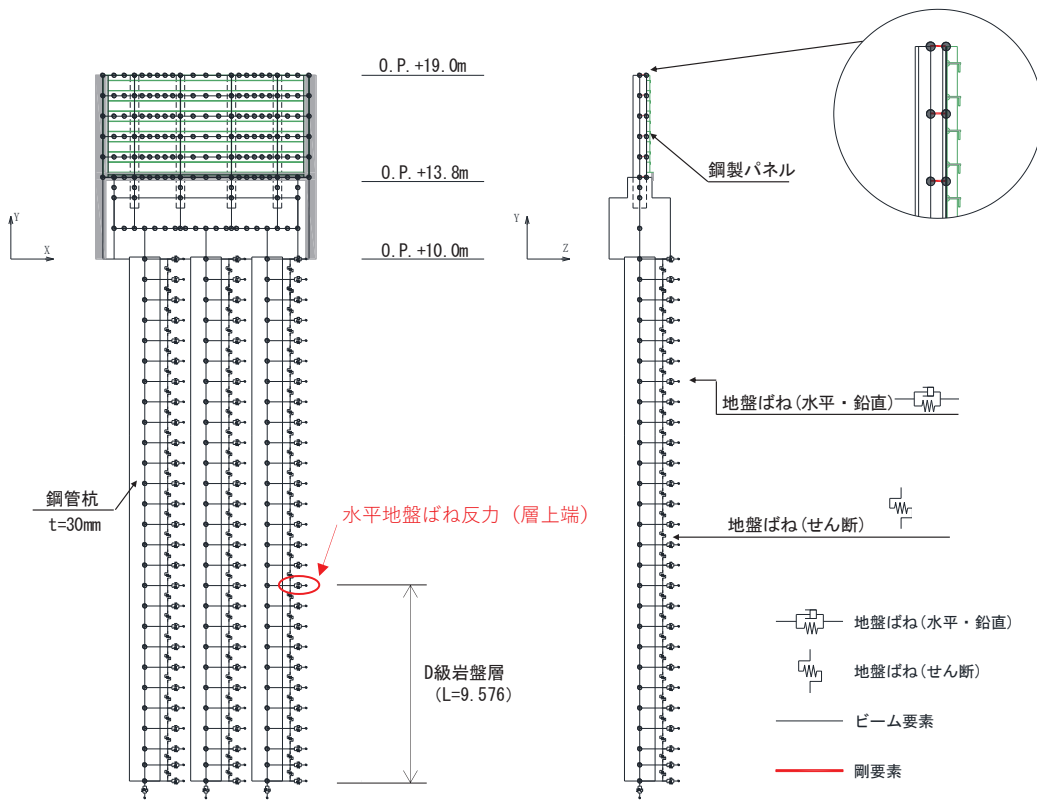
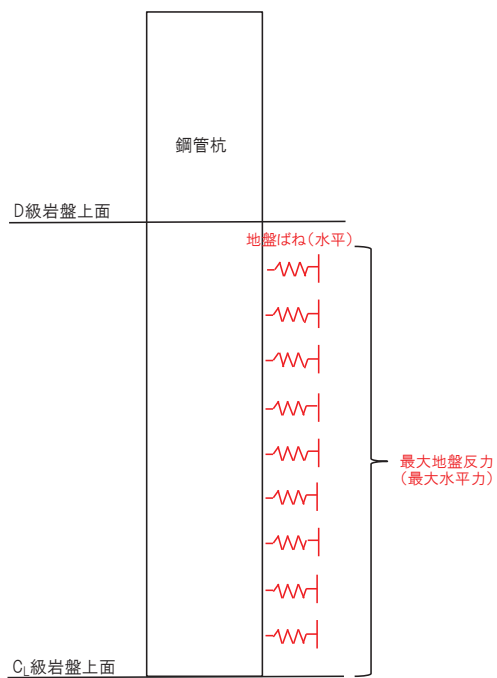


図 2-4(1) 水平地盤ばね反力の算出位置
(鋼製遮水壁(鋼板)断面③位置)



(解析モデル図-鋼製遮水壁(鋼板)断面③)



(地盤反力抽出概念)

図 2-4(2) 水平地盤ばね反力の算出位置
(鋼製遮水壁(鋼板)断面③)

表 2-2 杭下端位置での最大地盤反力（鋼製遮水壁（鋼板）断面③）

項目	地震時							重畳時
	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1	S d - D 2
杭下端位置の水平 地盤ばね最大反力 (kN/m)	652	636	646	600	588	504	720	454

2.5 検討結果

検討結果を以下に示す。検討の結果，防潮壁（第 3 号機放水立坑）の放水立坑南側における，杭下端部の安定性について，表 2-2 に示す最大地盤反力に岩盤根入れ長 $L=1.122\text{m}$ を乗じて算出した水平力に対して、せん断における安定性を有することを確認した。

- ・ 水平方向押し抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{720 \times 1.122}{3.5(2 \times 1.122 + 1.5 + 2 \times 3.5)} = 22 \leq 100$$

(参考資料 8) 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

1. 概要

第 2 号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）周辺は比較的地下水位が高いため、杭周辺に旧表土或いは盛土が存在する箇所は液状化による地盤変形抑制のためフーチング下面までを地盤改良している。

本書は下位クラスである第 2 号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、防潮壁杭周辺の改良地盤が健全性を有し、杭の側面抵抗が維持されることを確認するものである。

2. 評価方針

防潮壁の周辺は比較的地下水位が高いため、杭周辺に旧表土或いは盛土が存在する箇所は液状化による地盤変形抑制のためフーチング下面までを地盤改良している。図2-1に防潮壁の位置図、図2-2に防潮壁の平面図、さらに図2-3に防潮壁の地質縦断面図を示す。

図2-2と図2-3に示すとおり、防潮壁の杭は改良地盤部と岩盤部に大別される。

防潮壁の改良地盤が下位クラスである第2号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、健全性を有し杭の側面抵抗が維持されることを確認する。

評価方法は改良地盤の健全性を評価するうえで、放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚とした場合の耐震評価を行う。

改良地盤の基準地震動 S_s に対する耐震評価フローを図2-4に示す。

改良地盤の耐震評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の改良地盤の評価項目に示すとおり、改良地盤の健全性評価を行う。

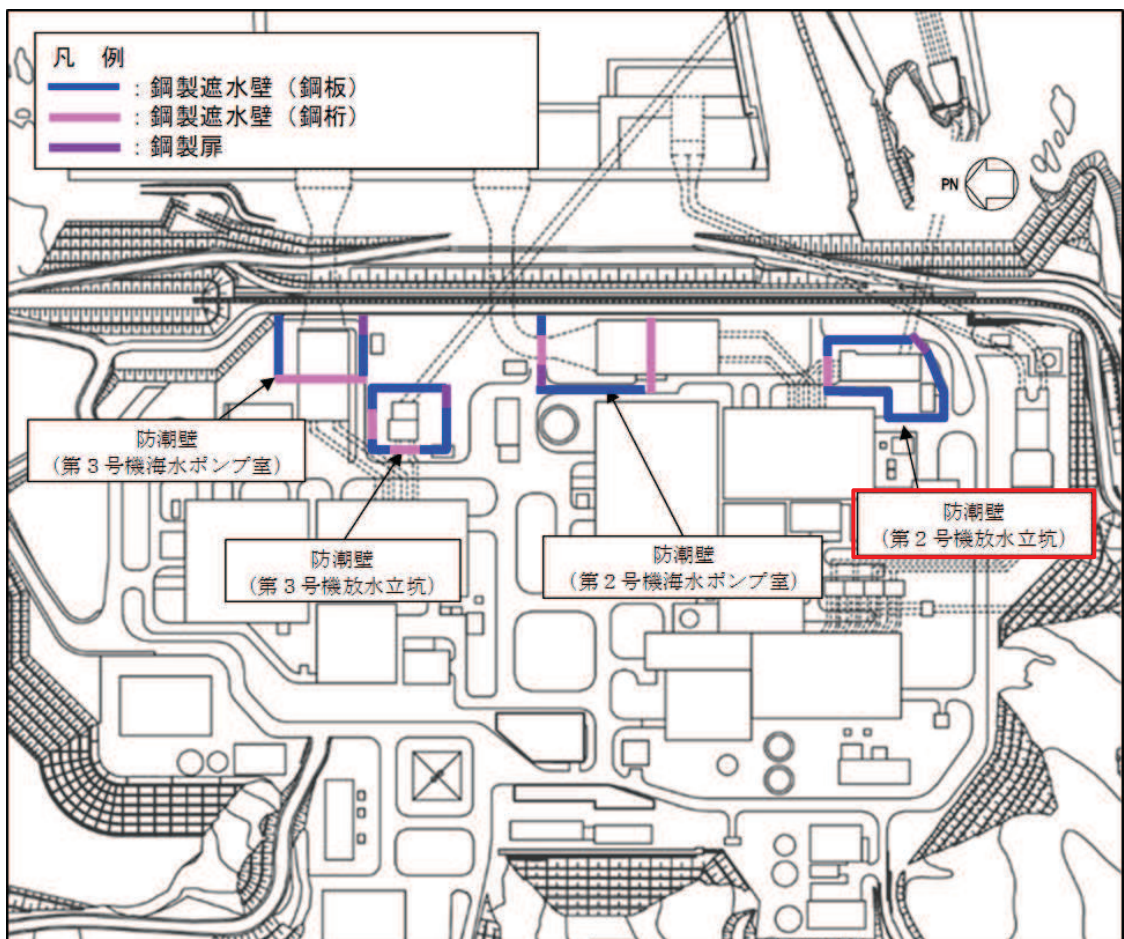


図2-1 防潮壁（第2号機放水立坑）の位置図

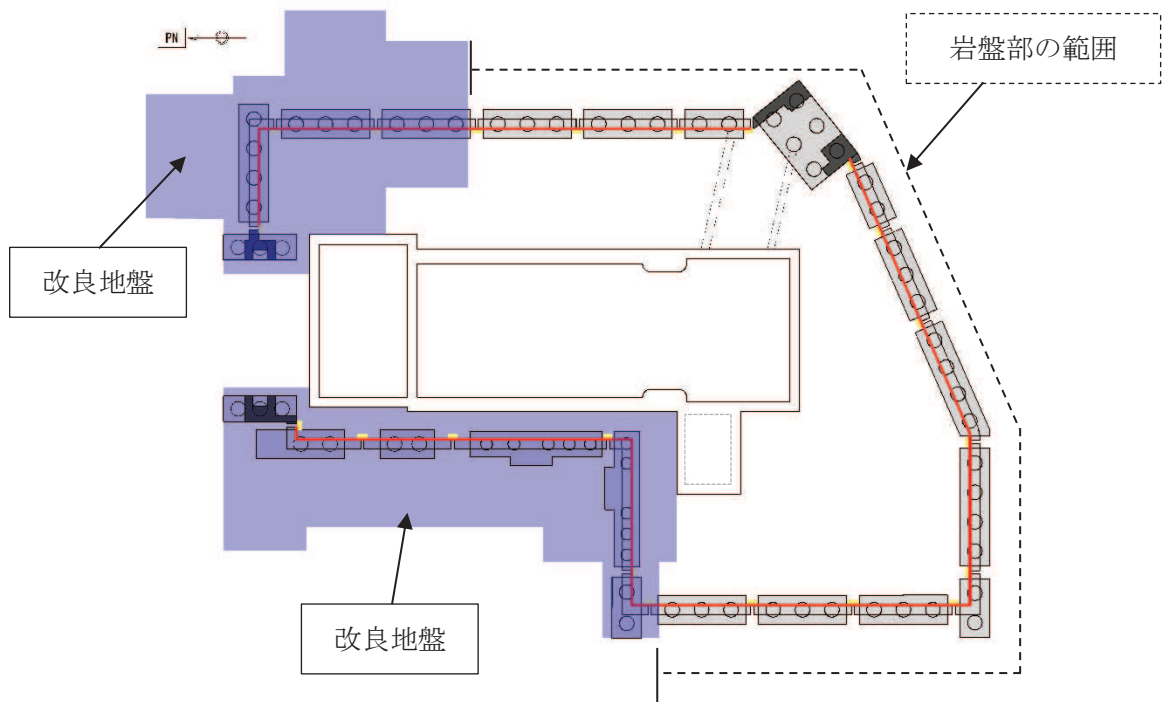


図2-2 防潮壁（第2号機放水立坑）平面図

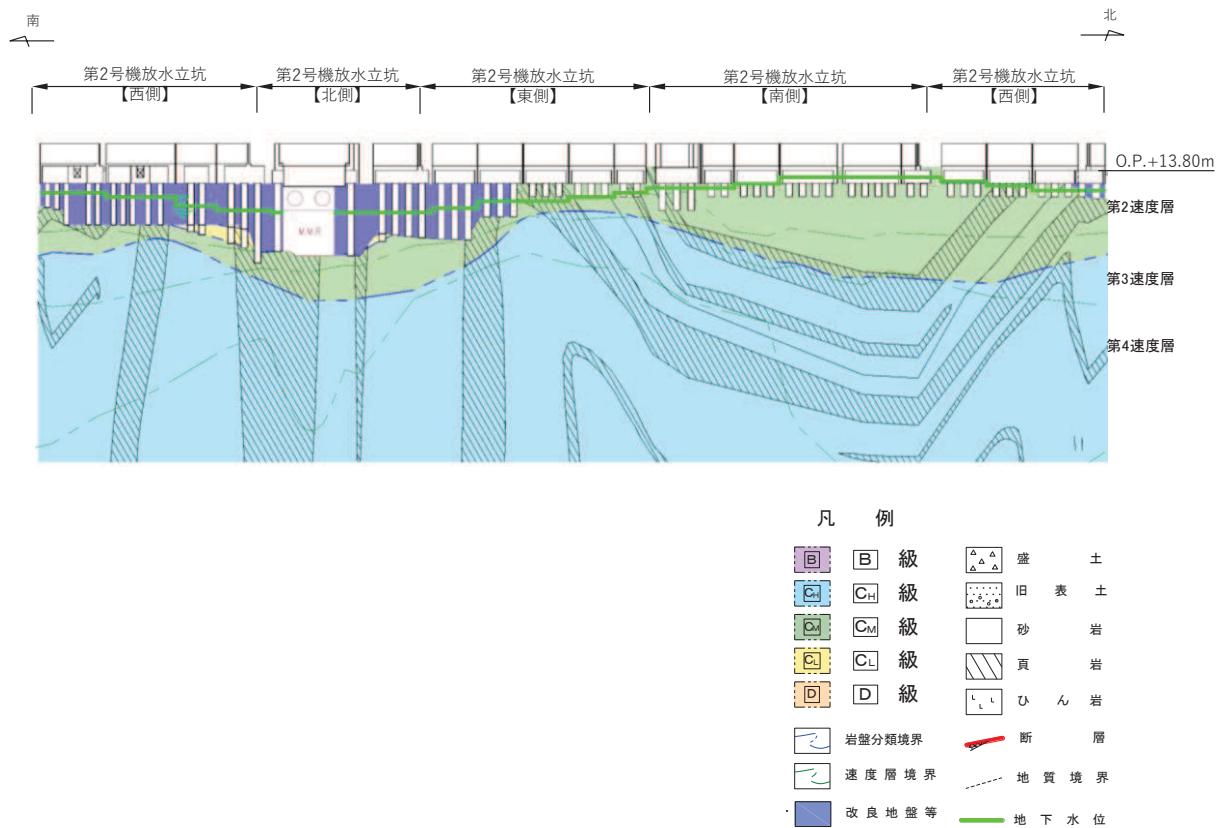


図 2-3 防潮壁（第 2 号機放水立坑）地質縦断面図

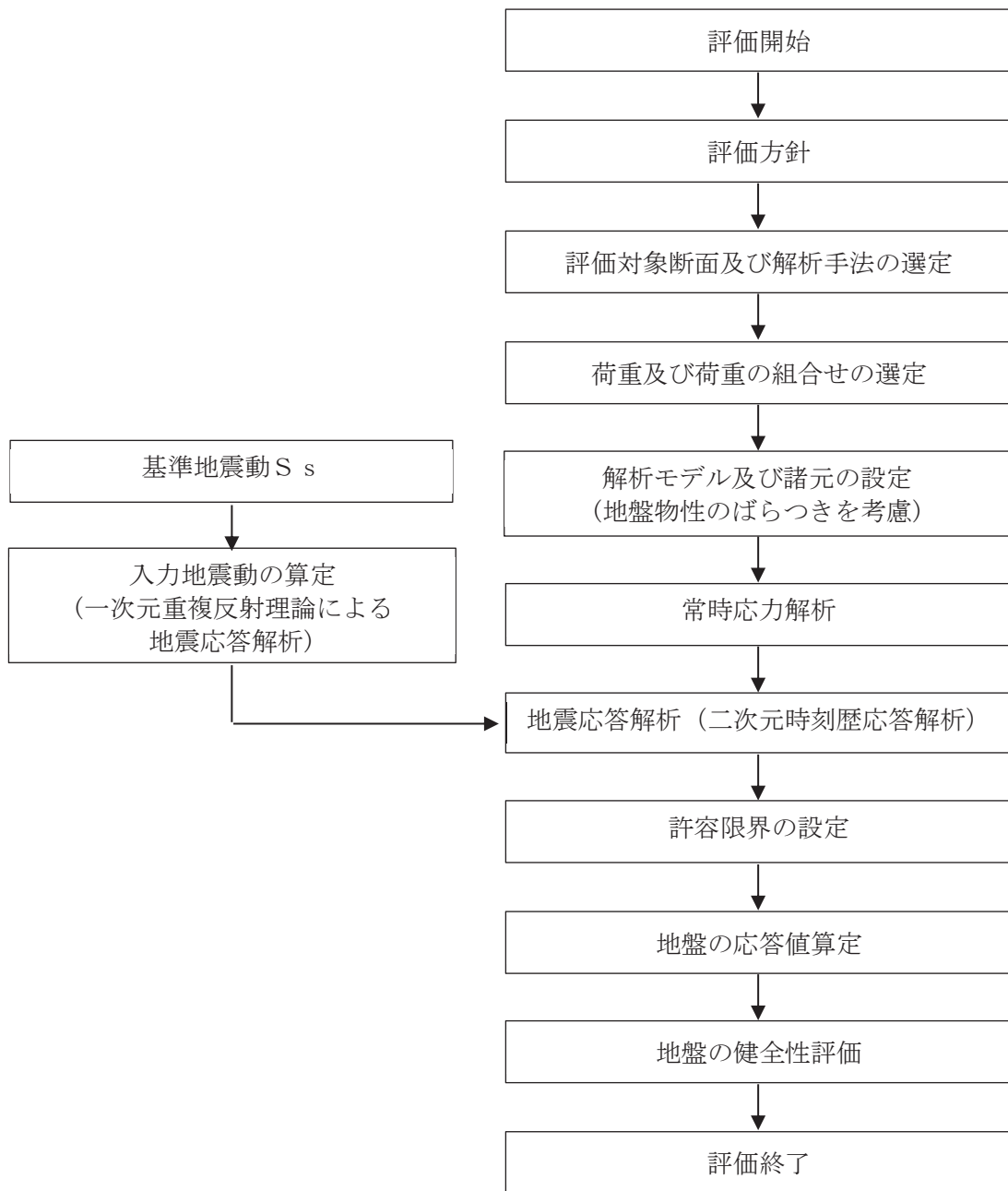


図 2-4 改良地盤の耐震評価フロー

表 2-1 改良地盤の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
地盤の安定性を有すること	地盤の健全性	改良地盤	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率

2.1 評価対象断面

第2号機放水立坑改良地盤の評価対象断面については、改良地盤の形状、配置、周辺地盤の状況等を考慮し、耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

改良地盤は図2-5に示す通り、東側改良地盤と西側改良地盤がある。断面図を図2-6に示す。また、防潮壁部の地質断面図を図2-7に示す。

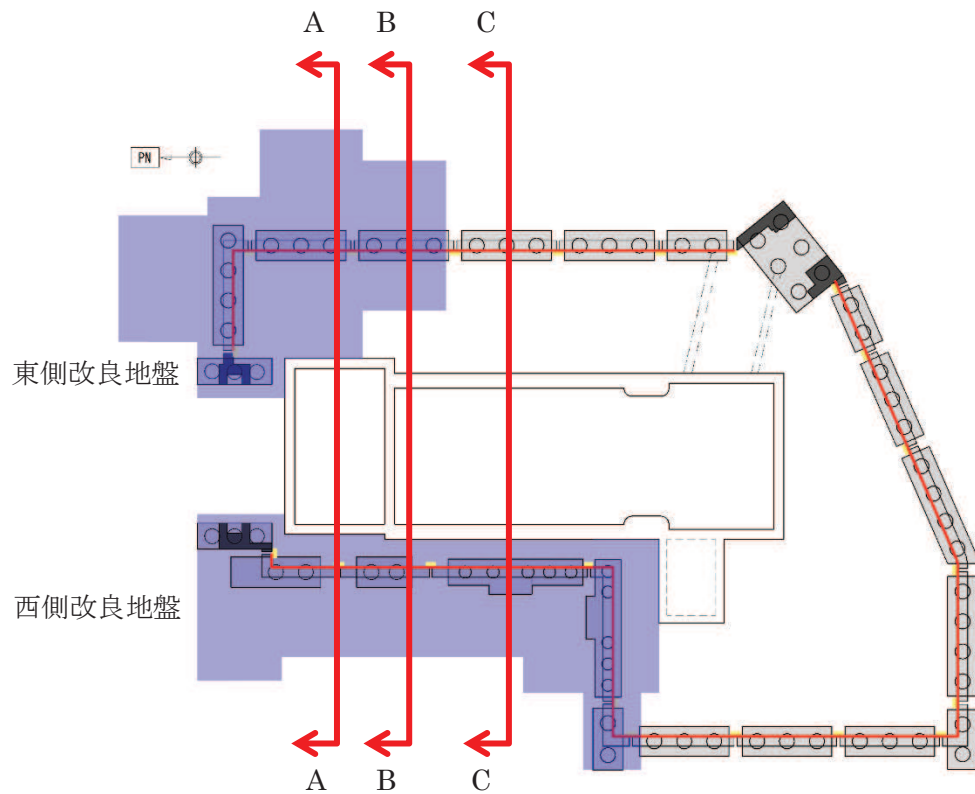


図2-5 改良地盤 平面図

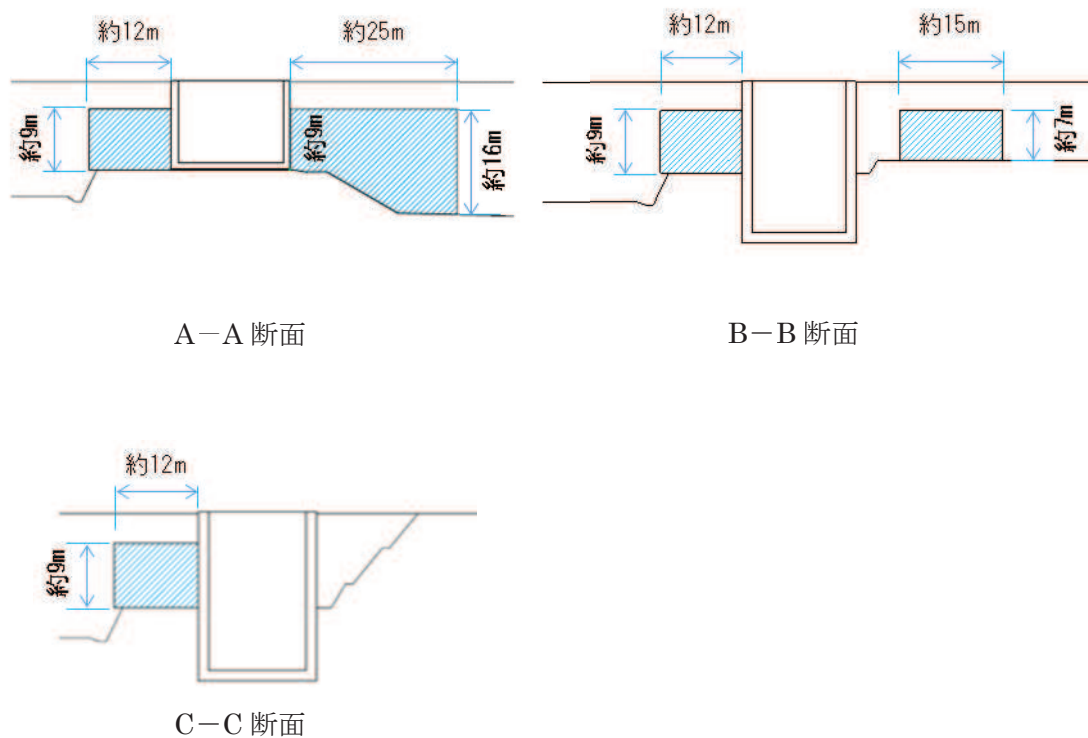


図 2-6 改良地盤 断面図

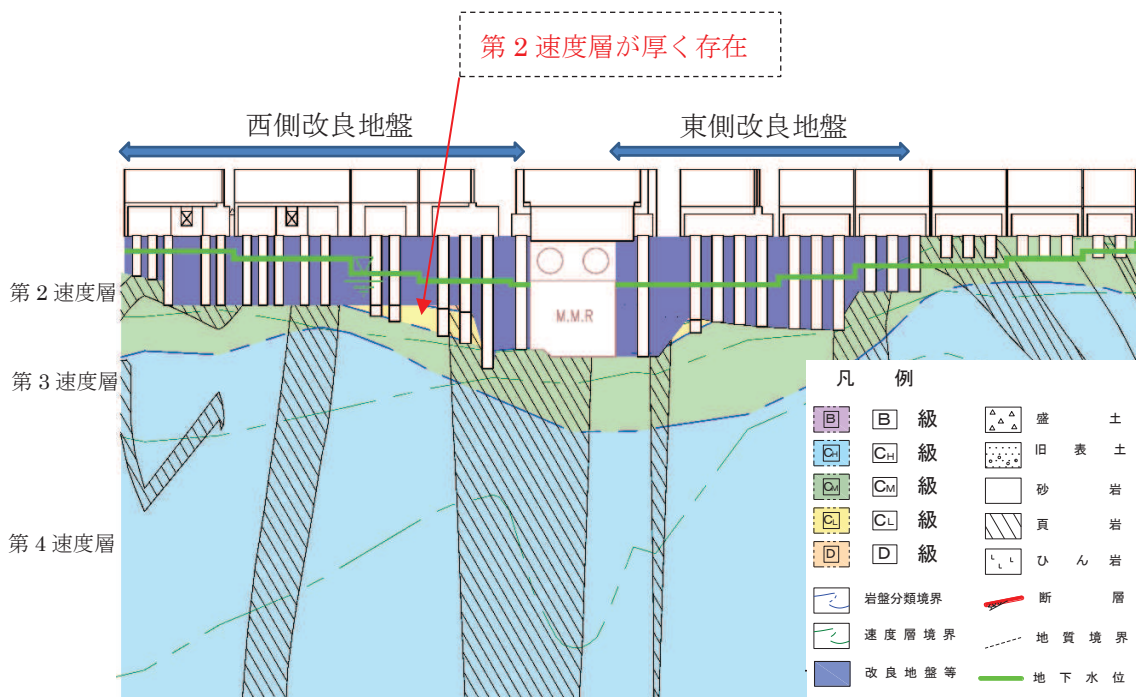


図 2-7 防潮壁部 地質縦断面図

東側改良地盤と西側改良地盤の特徴は以下のとおりであり、耐震評価上最も厳しくなるのは西側改良地盤と考えられる。

- ① 放水立坑側面部の東側改良地盤と西側改良地盤の改良高さは約9mと同等であるが、西側改良地盤の方は改良幅が小さく地震時の安定性に対し厳しくなると考えられる(改良幅：西側約12mに対して東側約15m～25m)。
- ② 西側改良地盤には地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さい第2速度層が存在する。

図2-8、図2-9に示す西側改良地盤の改良幅最小範囲のうち、地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さい第2速度層が厚く、またC_L級岩盤が厚く存在する中心部(A-A断面、図2-10)を代表として評価対象断面に選定する(A-A断面のうち西側改良地盤部の耐震評価を行う)。

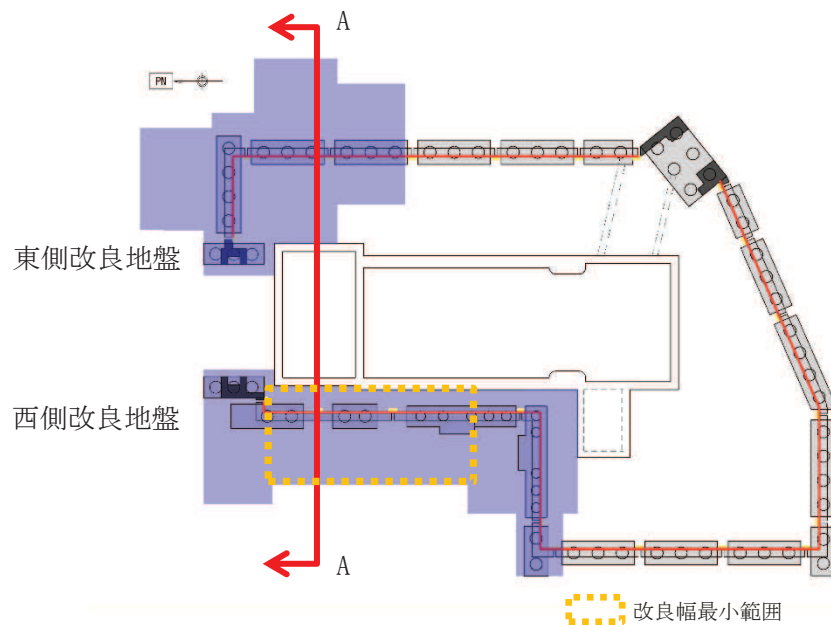


図2-8 評価対象断面 平面図

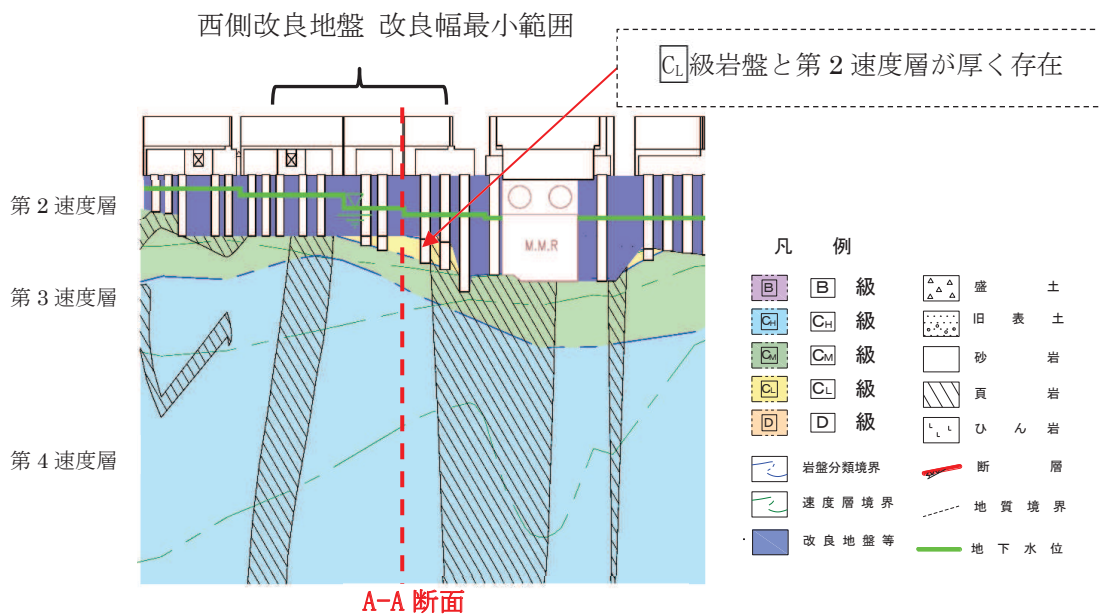


図2-9 防潮壁部地質縦断面図

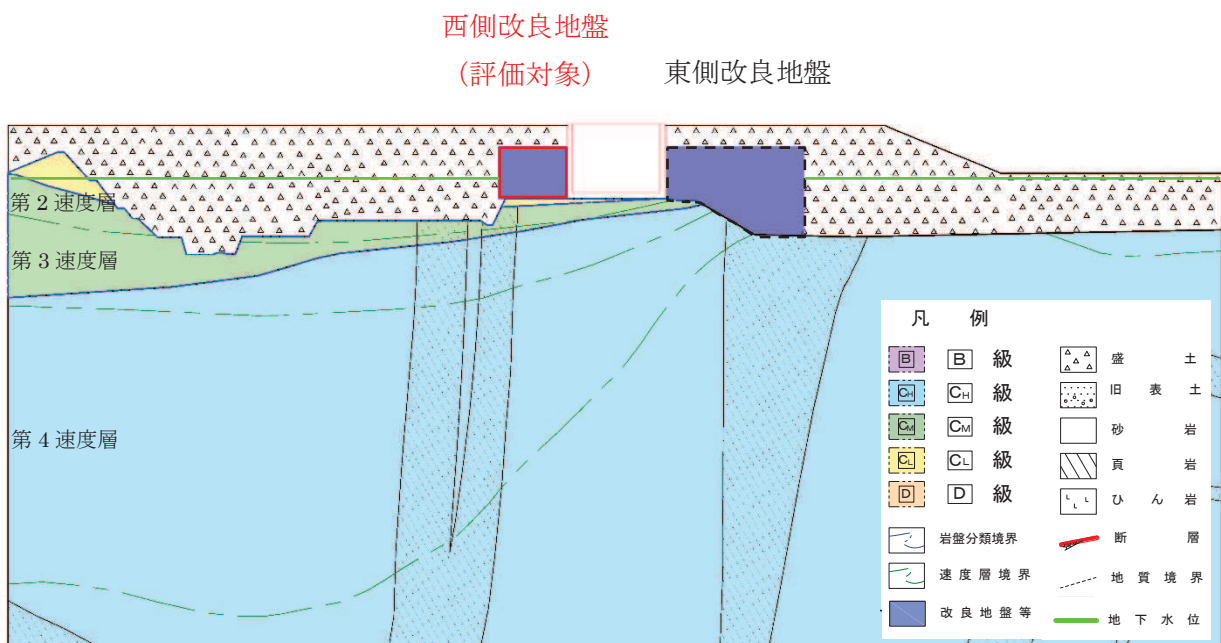


図2-10 改良地盤の評価対象断面の地質断面図 (A-A 断面)

2.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析手法及び解析モデルを踏まえて設定する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行う。改良地盤のすべり安定性は、周辺の盛土・旧表土から作用する土圧による影響が支配的であることを考慮し、解析手法は、土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

地盤については、ひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver.2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

2.3 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 2-2 に示す解析ケースを設定する。

図 2-10 に示すとおり改良地盤周辺には、盛土、D級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している。これらの地盤のせん断変形が地震時に改良地盤の健全性に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の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 2-2 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	盛土, D級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤 (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

2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価における解析ケースを表2-3に示す。耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いて、表2-3に示す解析ケース②及び③を実施する。

表2-3 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき(+1 σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1 σ)を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 S_s (7波)に水平動の位相反転を考慮した地震動(7波),鉛直動の位相反転を考慮した地震動(3波)及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動(3波)を加えた全20波より照査を行ったケース①(基本ケース)の結果から,すべり安全率に対して,最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

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

2.5 解析モデル及び諸元

改良地盤の地震応答解析モデルを図 2-11 に示す。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう十分に広い領域とする。

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

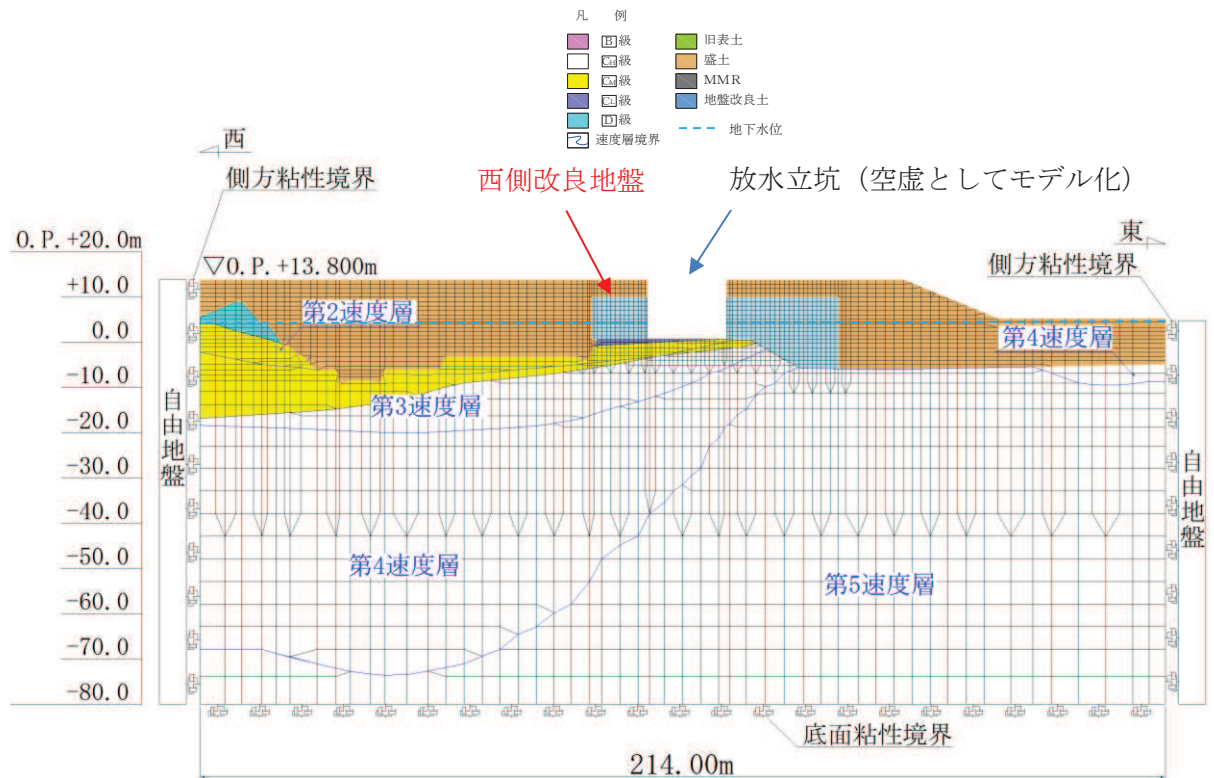


図 2-11 改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

2.6 許容限界

改良地盤の許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表 2-4 に示すすべり安全率とする。

表 2-4 改良地盤の健全性に対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

2.7 評価方法

改良地盤の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した最小すべり安全率が「2.6 許容限界」で設定した許容限界以上であることを確認する。

改良地盤の健全性評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値-1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

3. 耐震評価結果

改良地盤のすべり線については、放水立坑側へのすべりを想定し、図3-1に示すとおり設定した。また、すべり安全率の評価結果を表3-1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を図3-2に示す。

この結果から、改良地盤の最小すべり安全率が、改良地盤の健全性に対する許容限界以上であることを確認した。

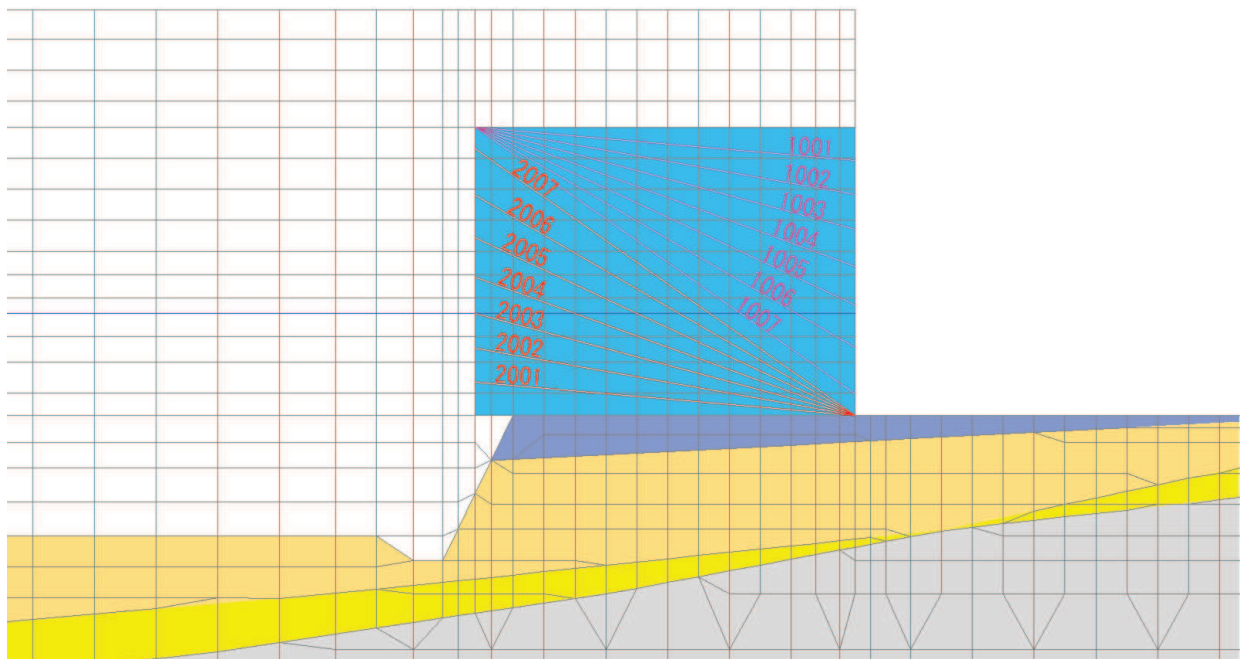


図3-1 改良地盤のすべり線の設定

表 3-1 改良地盤のすべり安全率算定結果

解析ケース	地震動		想定 すべり線	時刻 (sec)	すべり 安全率	評価 基準値
①	S _s -D 1	++	2002	49.07	4.89	1.2
		-+	2002	49.55	4.77	
		+-	2001	31.81	5.38	
		--	2001	20.40	4.68	
	S _s -D 2	++	2001	8.53	4.92	
		-+	2001	8.48	<u>4.57</u>	
		+-	2001	6.58	4.77	
		--	2002	25.06	5.00	
	S _s -D 3	++	2001	25.04	4.83	
		-+	2001	28.42	5.05	
		+-	2001	7.17	5.68	
		--	2001	19.84	5.18	
	S _s -F 1	++	2001	18.85	5.13	
		-+	2002	19.46	5.93	
	S _s -F 2	++	2001	26.83	4.83	
		-+	2001	28.46	4.68	
	S _s -F 3	++	2001	26.39	5.50	
		-+	2001	27.64	4.59	
S _s -N 1	++	2001	7.62	4.61		
	-+	2001	6.86	5.94		
②	S _s -D 2	-+	2001	8.47	4.64	1.2
③	S _s -D 2	-+	2001	8.48	4.86	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -D 2	-+	2001	8.48	4.54	1.2

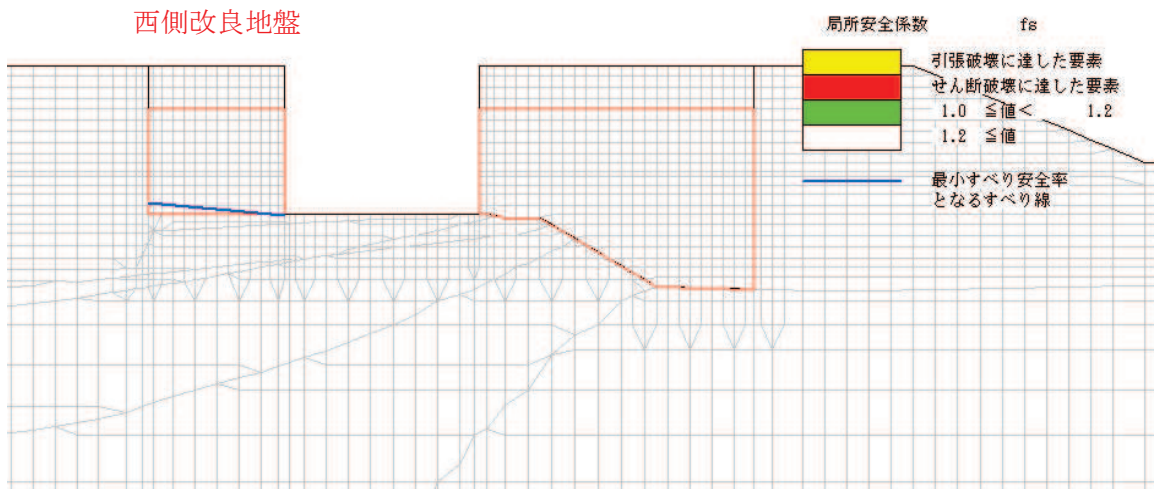


図 3-2 改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$)

(参考資料 9) 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

1. 概要

放水路に繋がり第 2 号機的设计基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画に流入する可能性のある経路としては、防潮壁の外側と内側をバイパスする開口部が考えられる。

ここでは、建屋及び区画への津波の流入を防止する観点から、防潮壁（第 2 号機放水立坑）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の外側と内側をバイパスする開口部（地下トレンチ）の止水対策について示す。

2. 止水対策の概要

2.1 対象とする地下トレンチ

添付書類「VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価」に示すとおり、放水路から建屋及び区画への流入の可能性のある経路として、防潮壁（第 2 号機放水立坑）の下部を横断する第 2 号機 HCW カナル放出トレンチ（以下、地下トレンチ①という。）、第 2 号機ボール捕集器ピット連絡トレンチ（以下、地下トレンチ②という。）及び第 2 号機復水器連続洗浄装置連絡配管トレンチ（以下、地下トレンチ③という。）、防潮壁（第 3 号機放水立坑）の下部を横断する第 3 号機ボール捕集器ピット連絡トレンチ（以下、地下トレンチ④という。）及び第 3 号機復水器連続洗浄装置連絡配管トレンチ（以下、地下トレンチ⑤という。）が該当する。

これらのトレンチ内に設置する配管及びケーブルの貫通部止水処置の地震・津波に対する評価については、添付書類「VI-2-10-2-11-1 貫通部止水処置（外郭防護）の耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」に示す。

第 2 号機放水立坑の地下トレンチの位置図を図 2-1 に、第 2 号機放水立坑の地下トレンチの位置図を図 2-2 に示す。

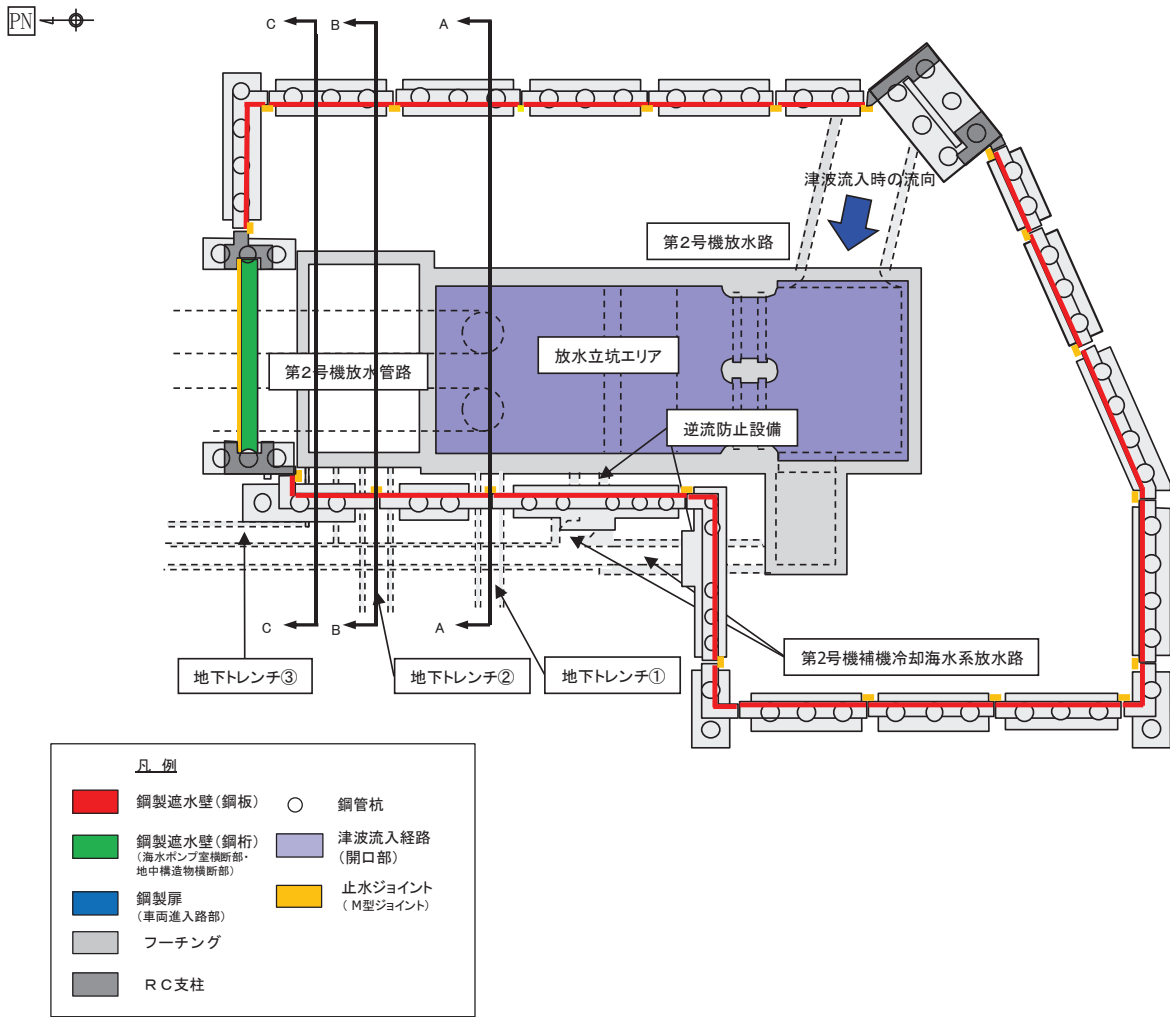


図 2-1(1) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

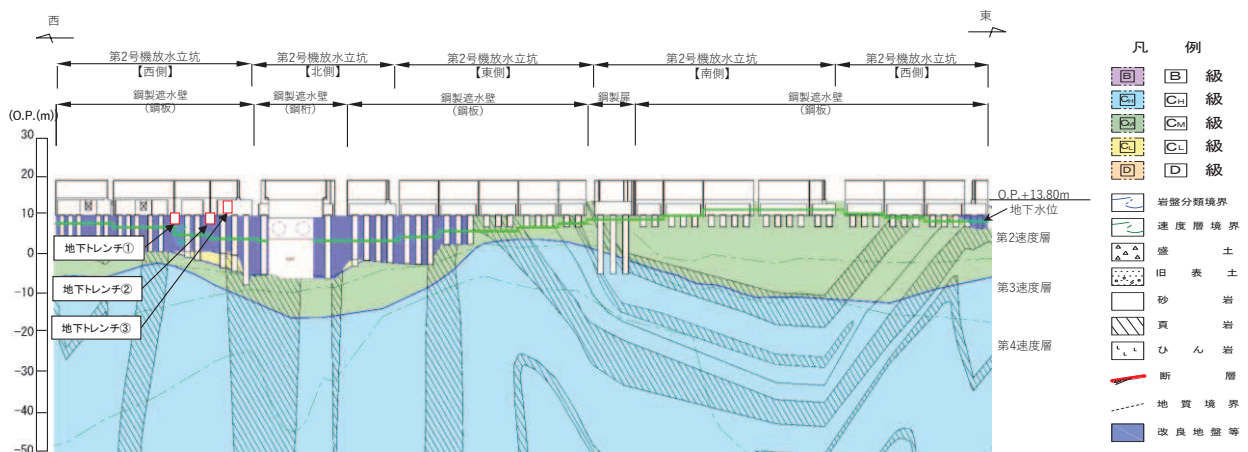


図 2-1(2) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

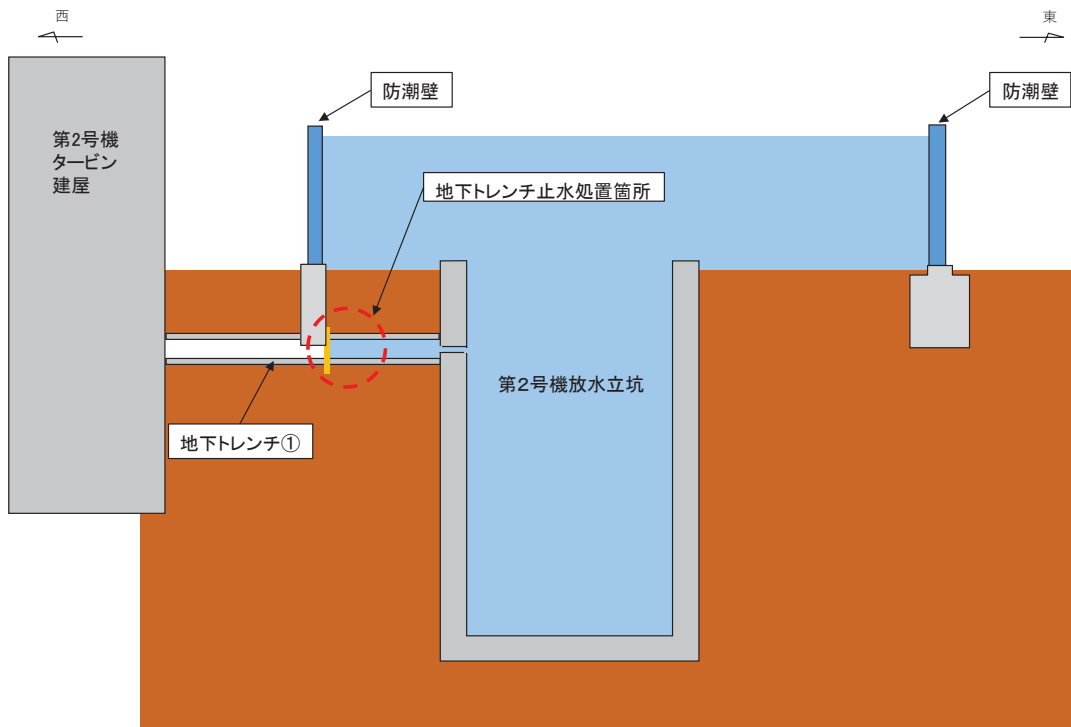


図 2-1 (3) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (A-A) (地下トレンチ①)

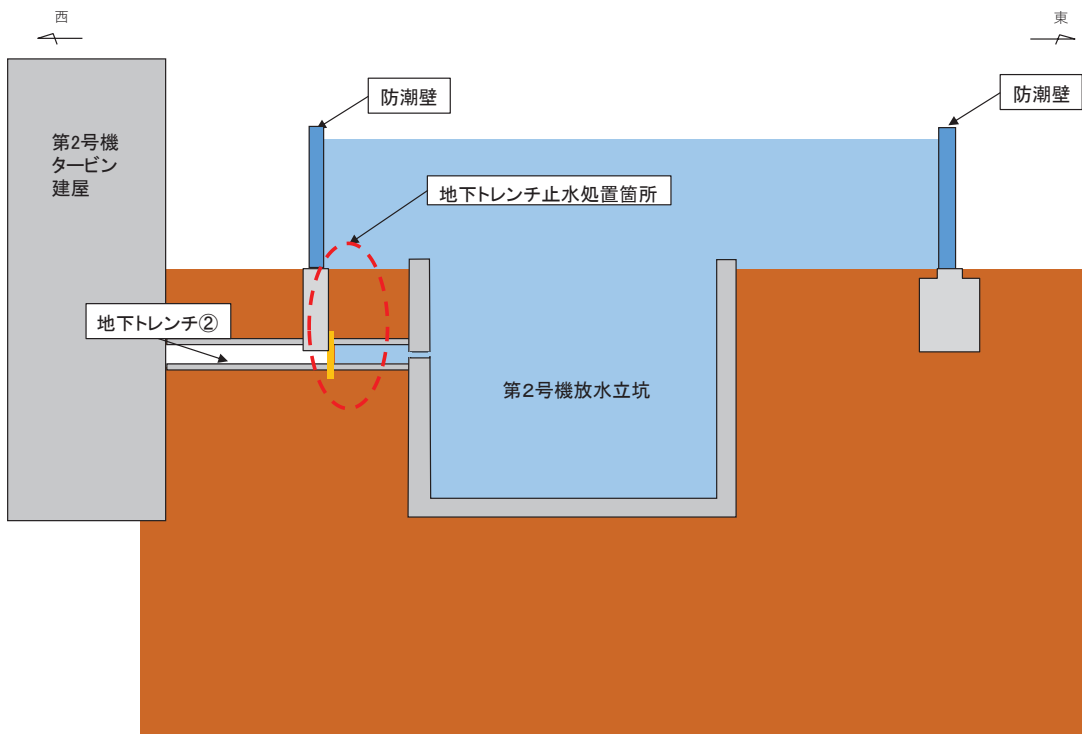


図 2-1 (4) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (B-B) (地下トレンチ②)

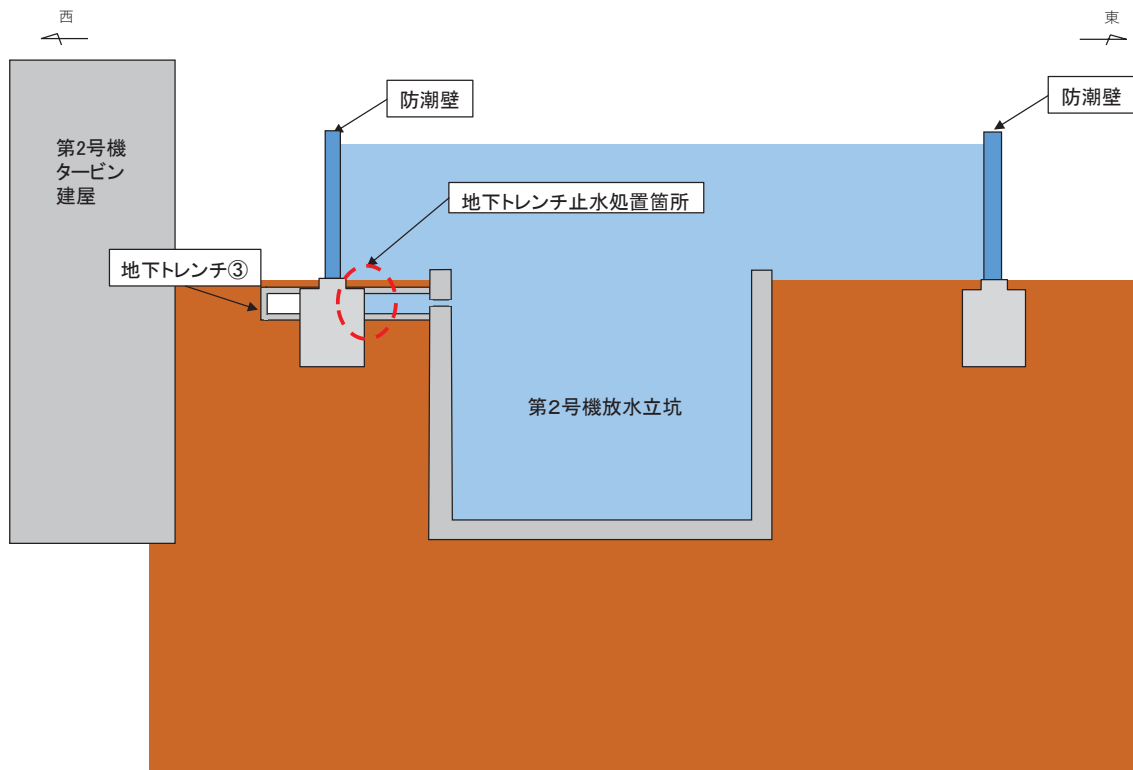


図 2-1 (5) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (C-C) (地下トレンチ③)

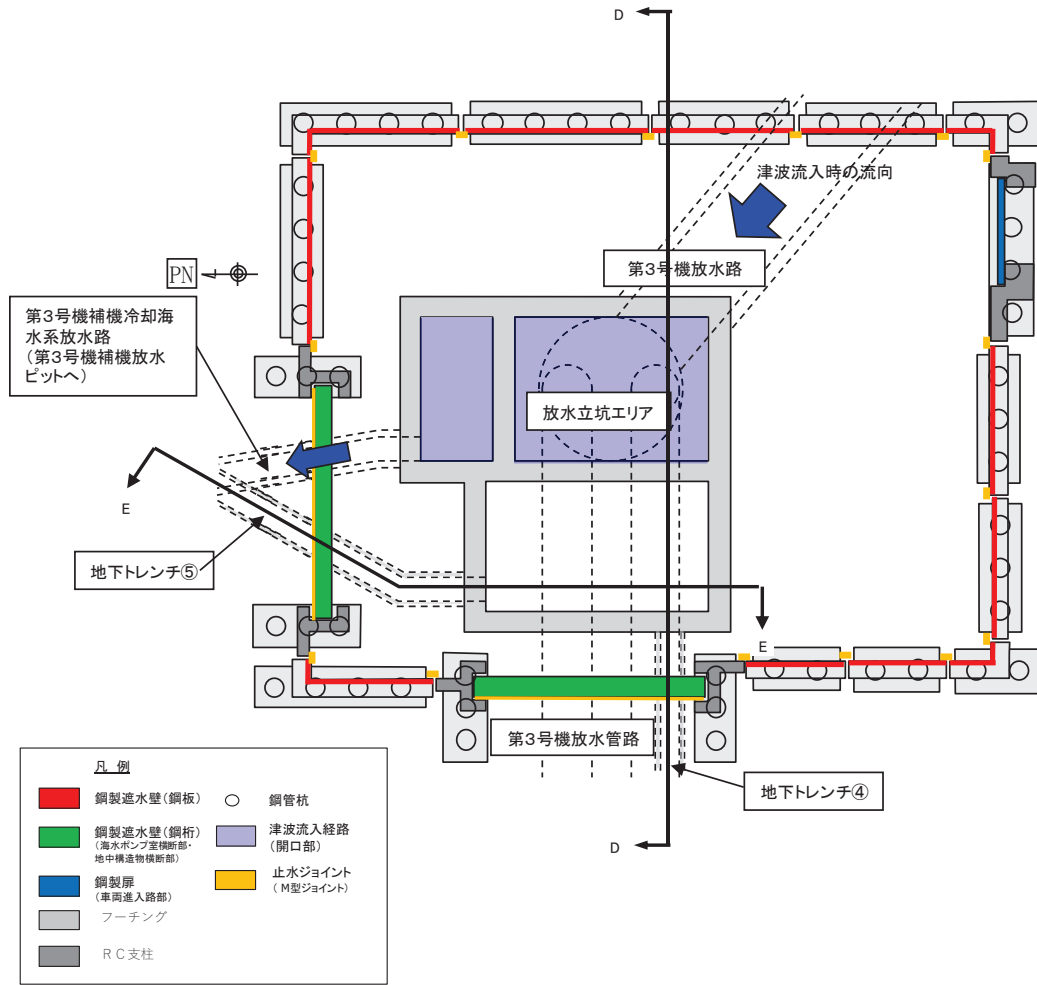


図 2-2(1) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁)

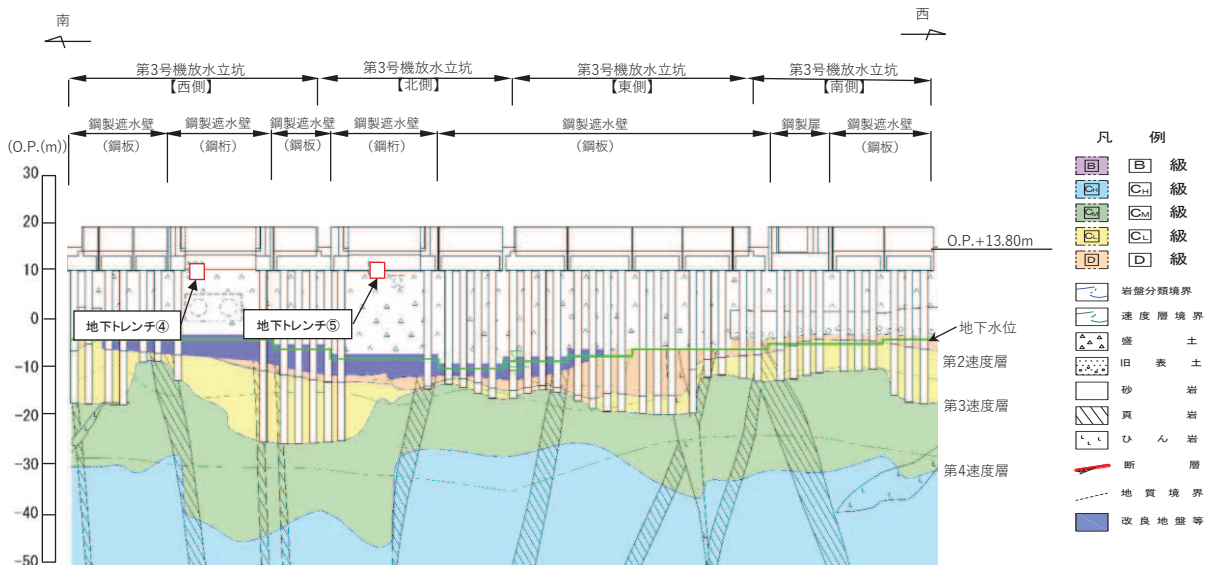


図 2-2(2) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁)

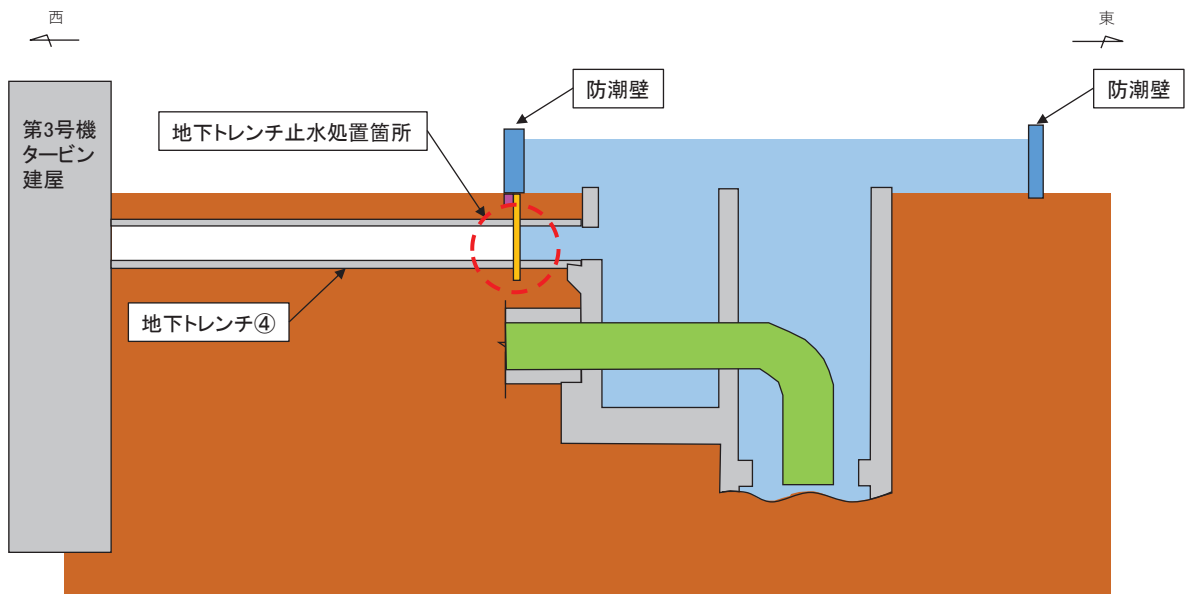


図 2-2(3) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁) (D-D) (地下トレンチ④)

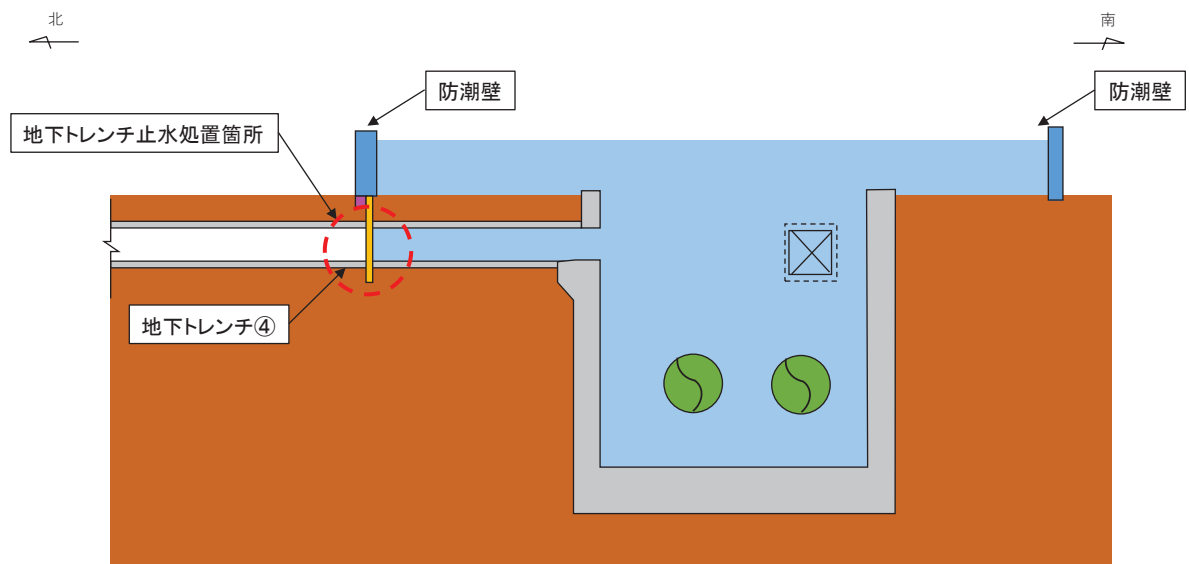


図 2-2(4) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁) (E-E) (地下トレンチ⑤)

2.2. 地下トレンチの止水対策

地下トレンチの止水対策については、トレンチと防潮壁の縦断位置関係から、以下の3種類のパターンに分類される。

(1) 鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング下部をトレンチが横断するパターン

（第2号機放水立坑：地下トレンチ①, ②）

鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング下部をトレンチが横断するパターンについて、図2-1(3), (4)に示す止水箇所の拡大断面を図2-3に示す。フーチングにボルト固定した遮水鋼板にて、津波の流入を防止する。

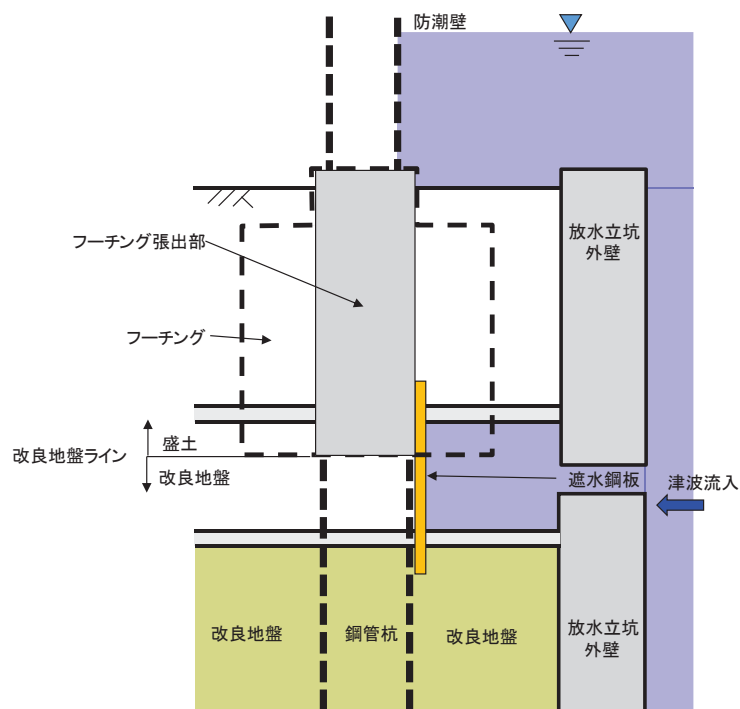


図2-3 トレンチ止水対策拡大断面

（第2号機放水立坑：地下トレンチ①, ②）（A-A, B-B断面）

- (2) 鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング内をトレンチが横断するパターン
（第2号機放水立坑：地下トレンチ③）

鋼製遮水壁（鋼板）のフーチング内をトレンチが横断するパターンについて、図2-1(5)に示す止水箇所の拡大断面を図2-4に示す。防潮壁のフーチングにより、津波の流入を防止する。

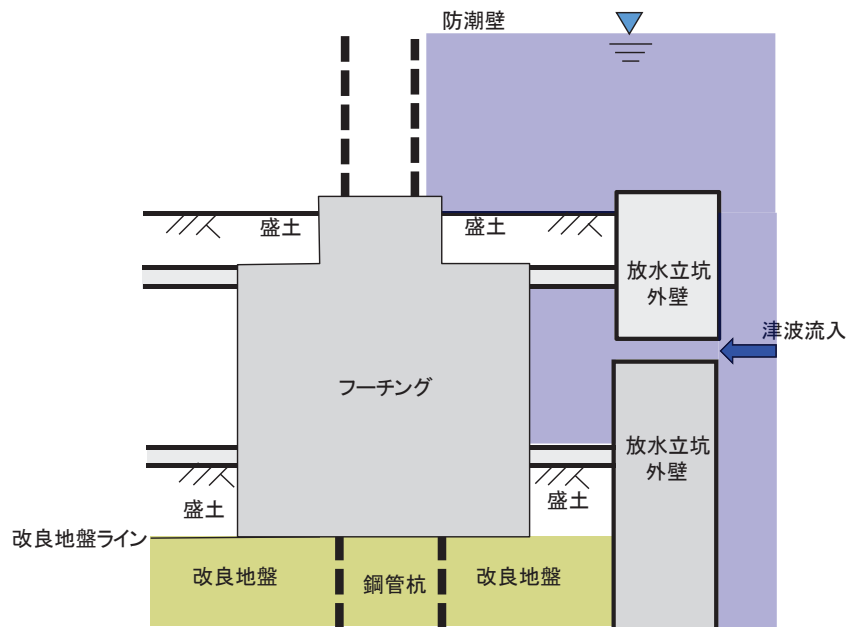


図2-4 トレンチ止水対策拡大断面
（第2号機放水立坑：地下トレンチ③）（C-C断面）

- (3) 鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼板（土中部）をトレンチが横断するパターン
（第3号機放水立坑：地下トレンチ④, ⑤）

鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼板（土中部）のをトレンチが横断するパターンについて、図2-2(3), (4)に示す止水箇所の拡大断面を図2-5に示す。鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼板（土中部）により、津波の流入を防止する。

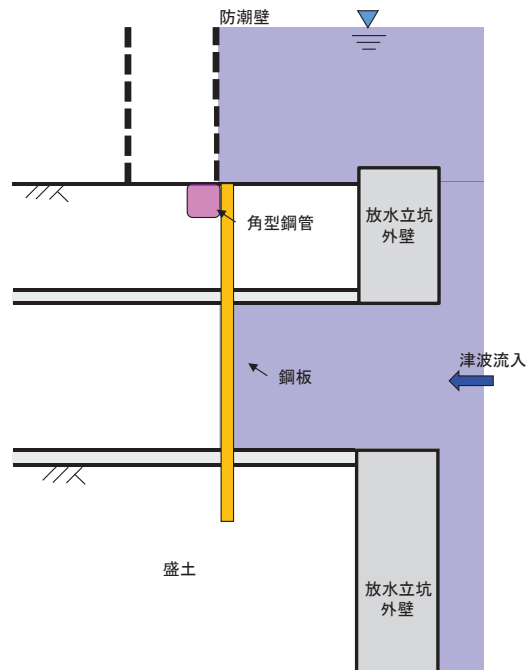


図2-5 トレンチ止水対策概略断面
（第3号機放水立坑：地下トレンチ④, ⑤）（D-D, E-E 断面）

3. 止水対策に用いる遮水鋼板の健全性評価

追而