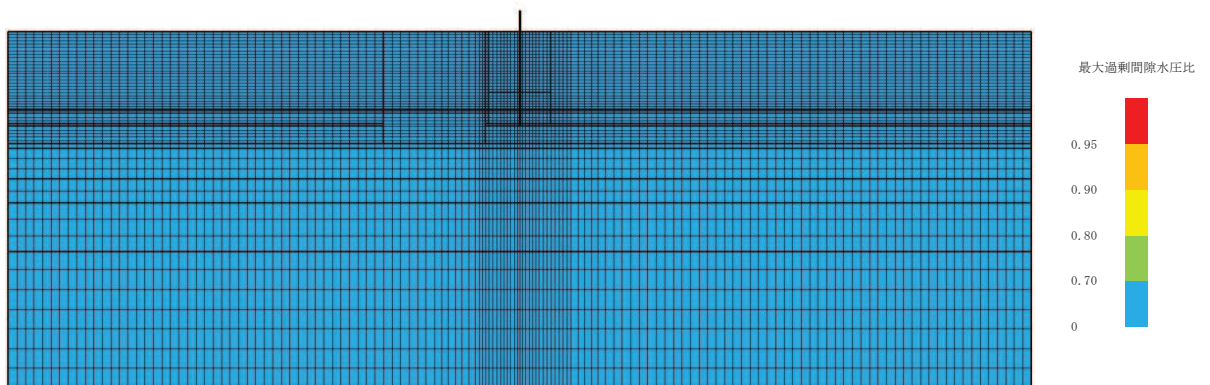
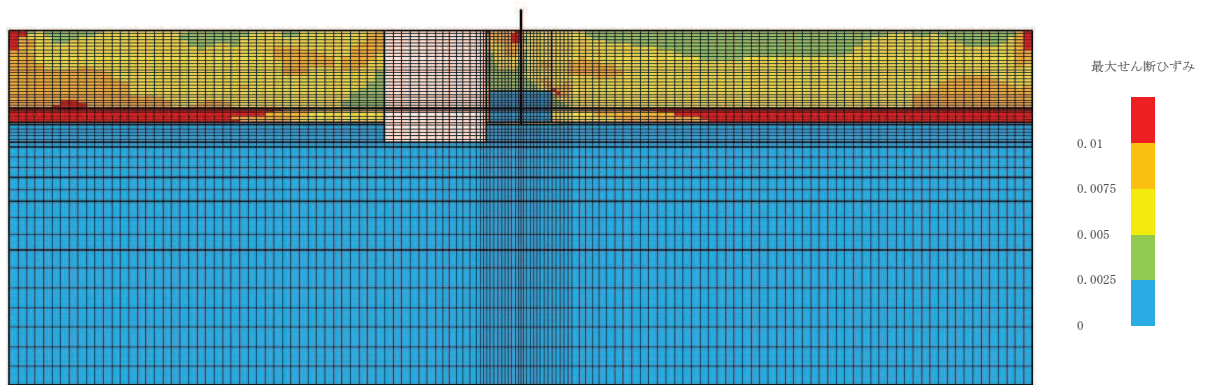


(最大せん断ひずみ分布)

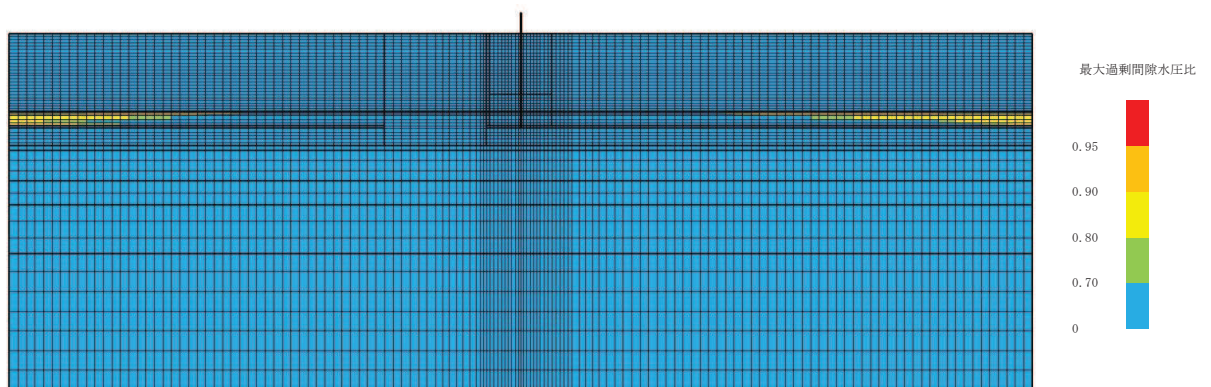


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (6) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - N_1 (-+)$)

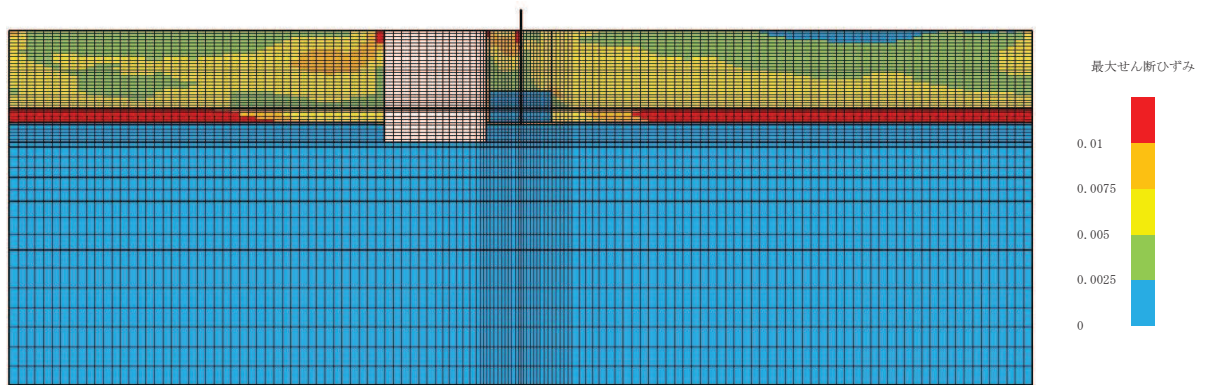


(最大せん断ひずみ分布)

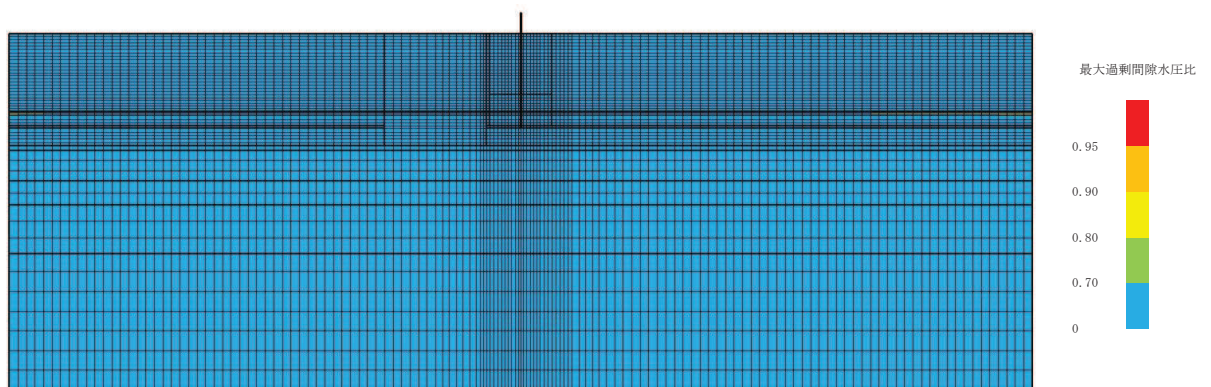


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (7) 最大応答値分布 (ケース 7(2), $S_s - D1$ (++))

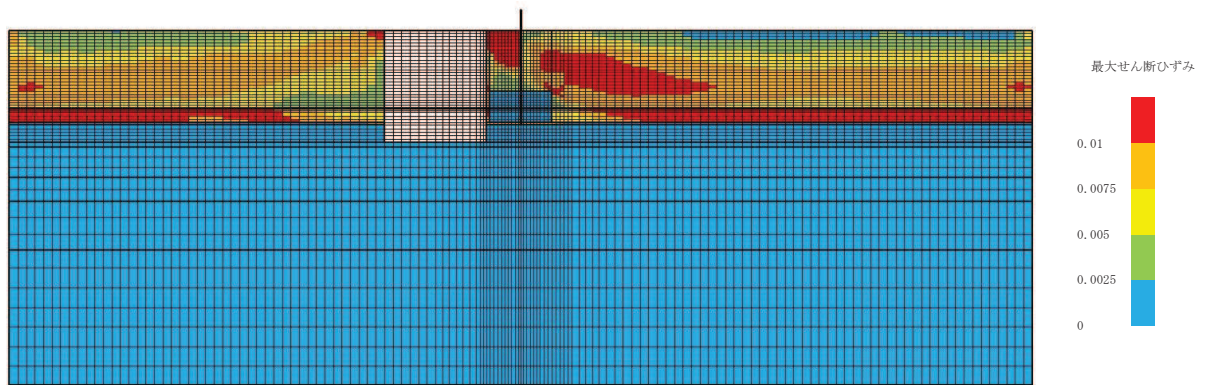


(最大せん断ひずみ分布)

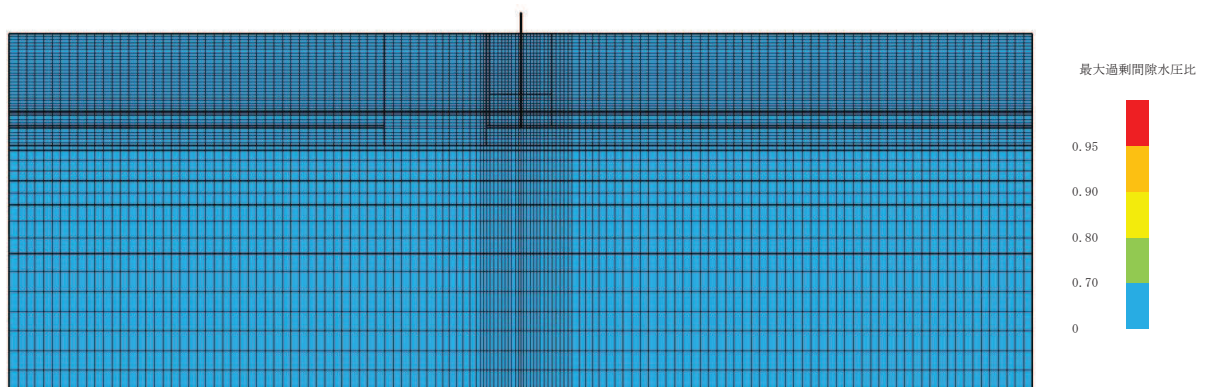


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (8) 最大応答値分布 (ケース 7(2), $S_s - D 2 (-+)$)

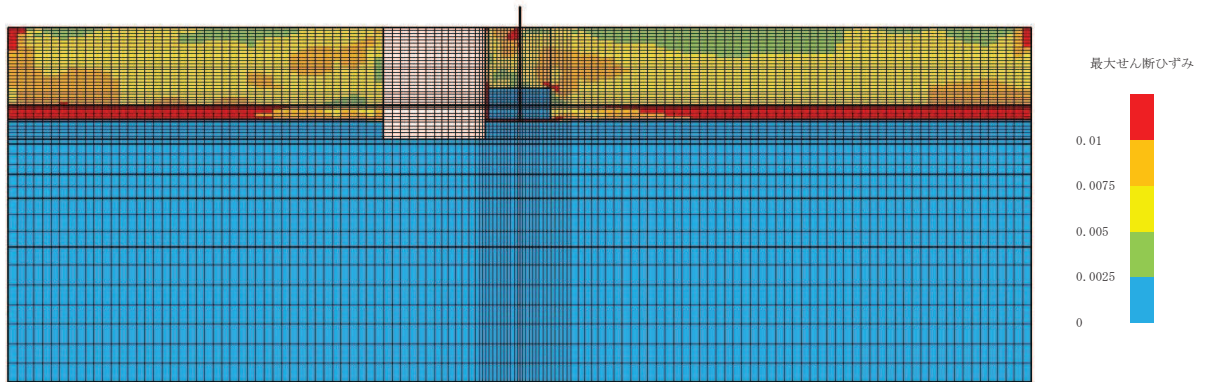


(最大せん断ひずみ分布)

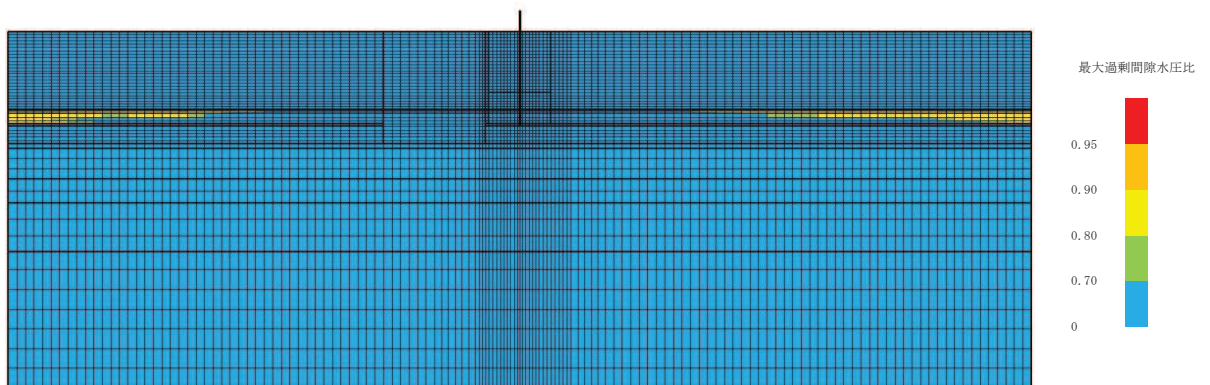


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (9) 最大応答値分布 (ケース 7(2), $S_s - N1$ (++))

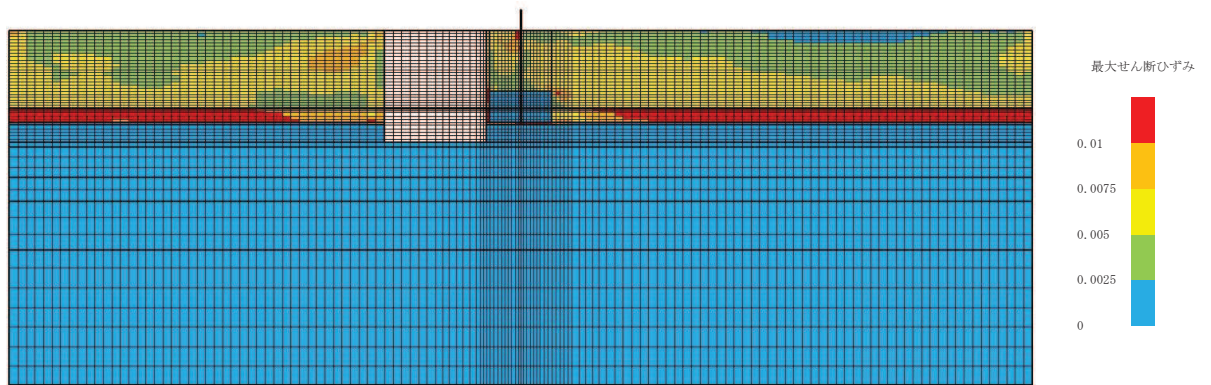


(最大せん断ひずみ分布)

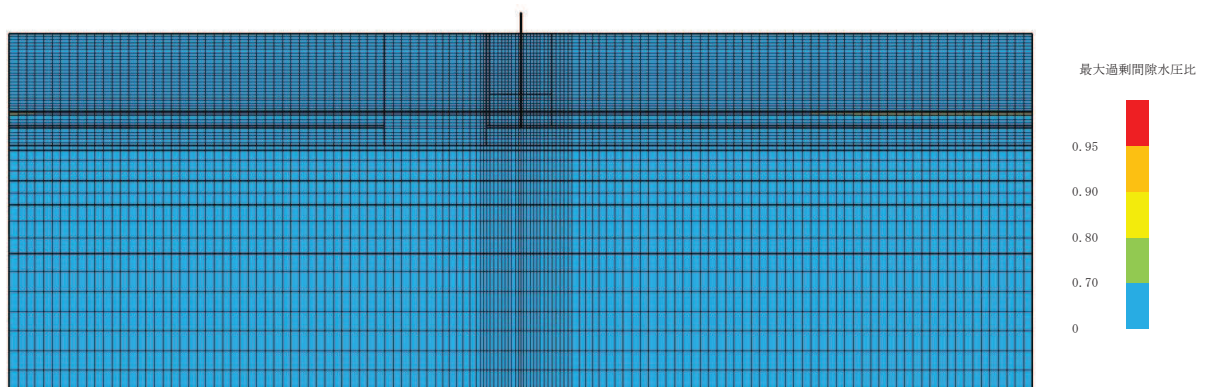


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (10) 最大応答値分布 (ケース 7(3), $S_s - D1$ (++))

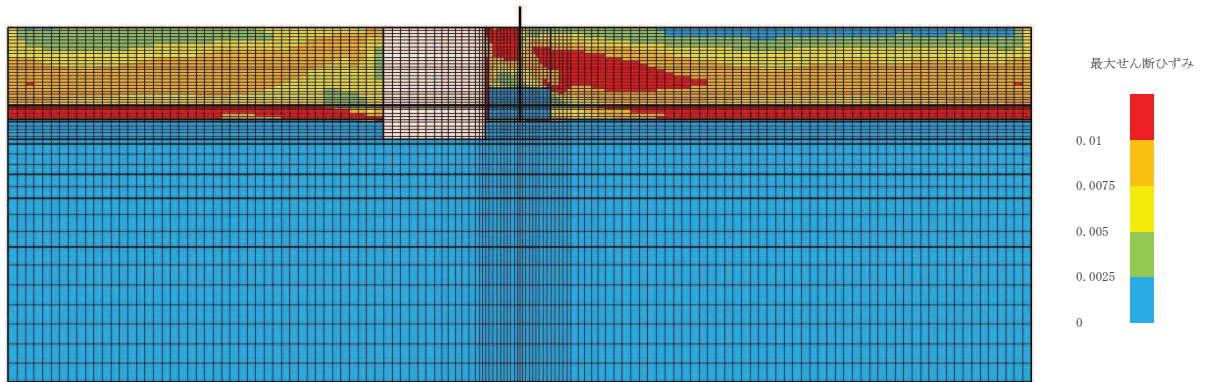


(最大せん断ひずみ分布)

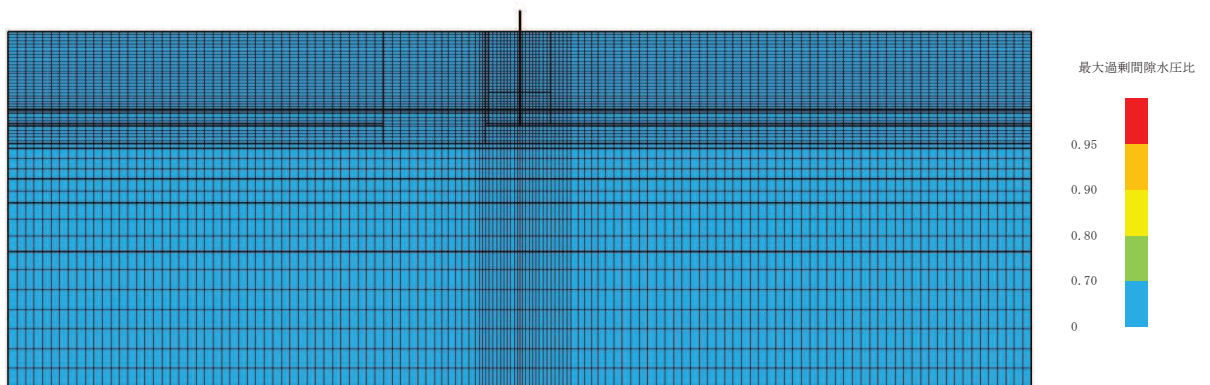


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (11) 最大応答値分布 (ケース 7(3), $S_s - D 2 (-+)$)

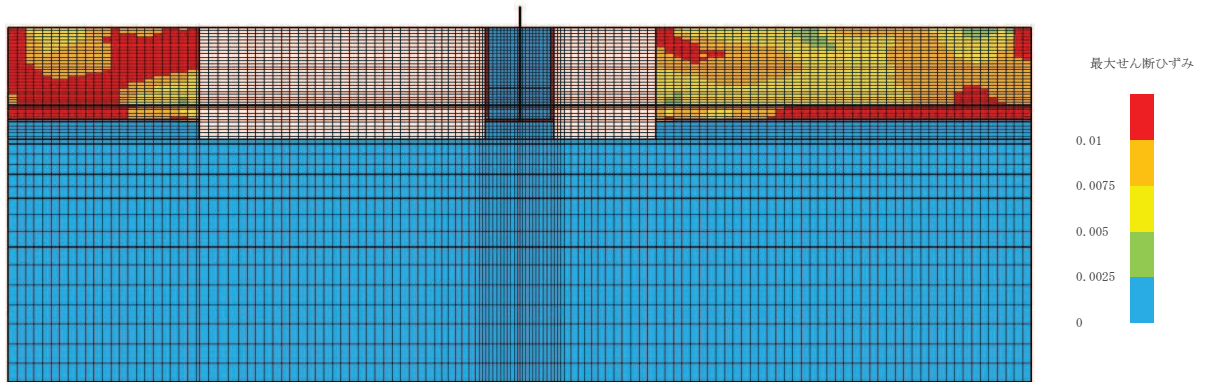


(最大せん断ひずみ分布)

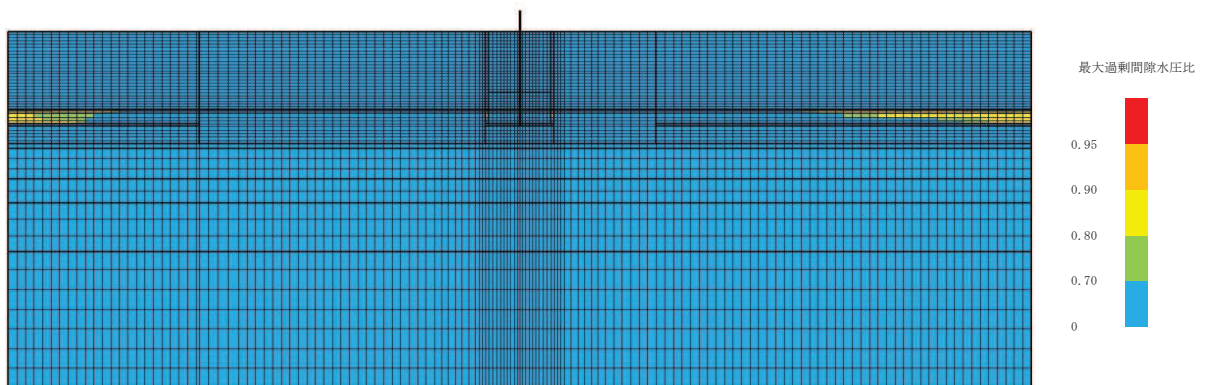


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (12) 最大応答値分布 (ケース 7(3), $S_s - N1$ (++))

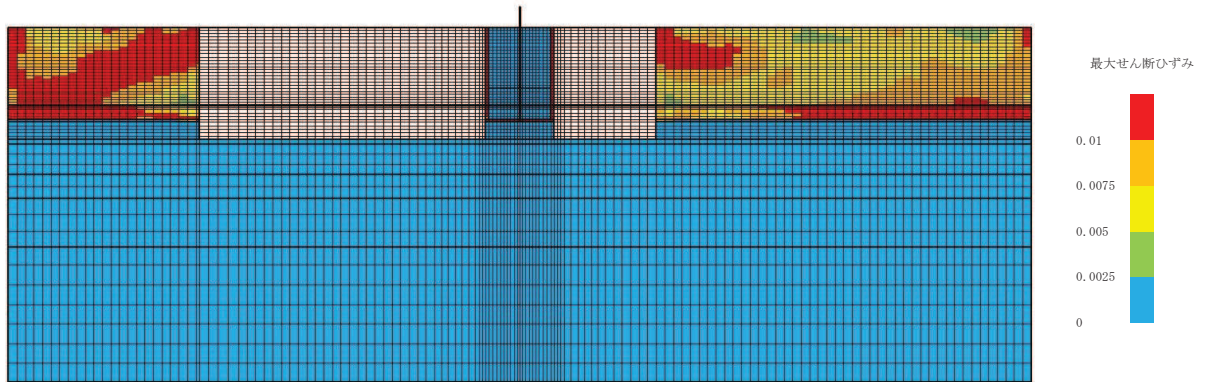


(最大せん断ひずみ分布)

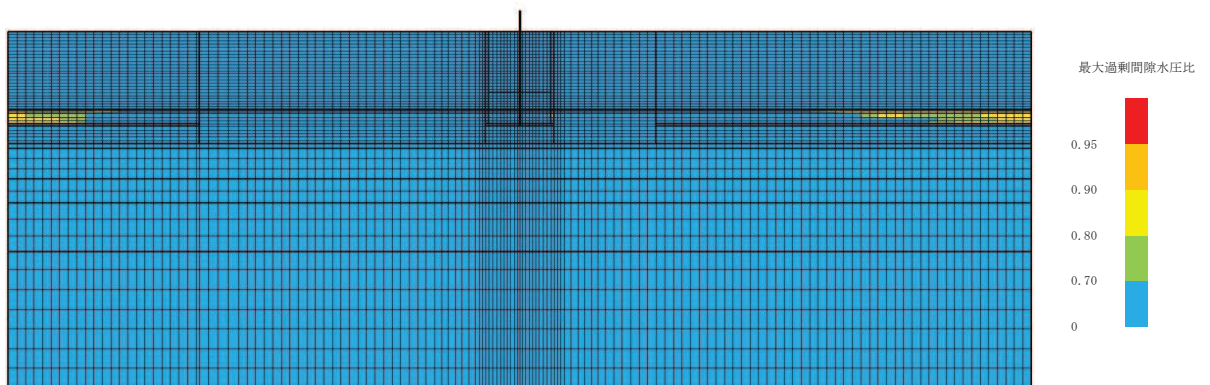


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (13) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D1$ (++))

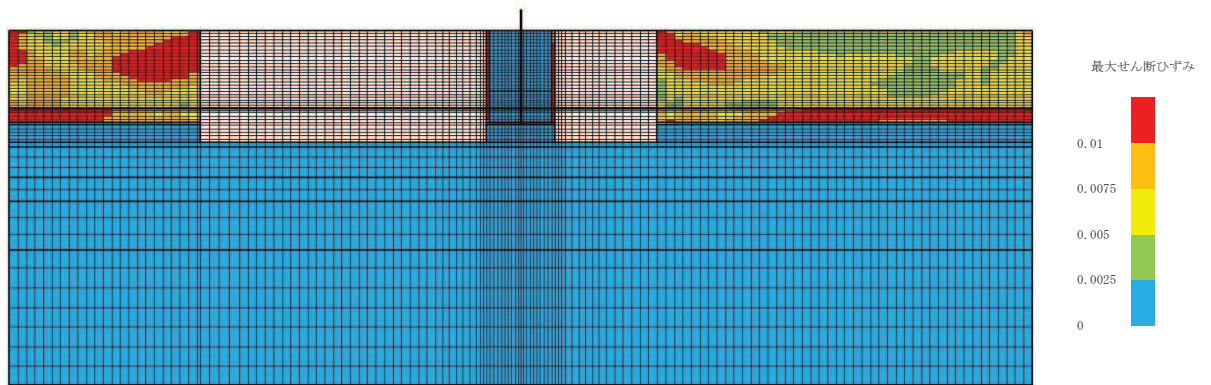


(最大せん断ひずみ分布)

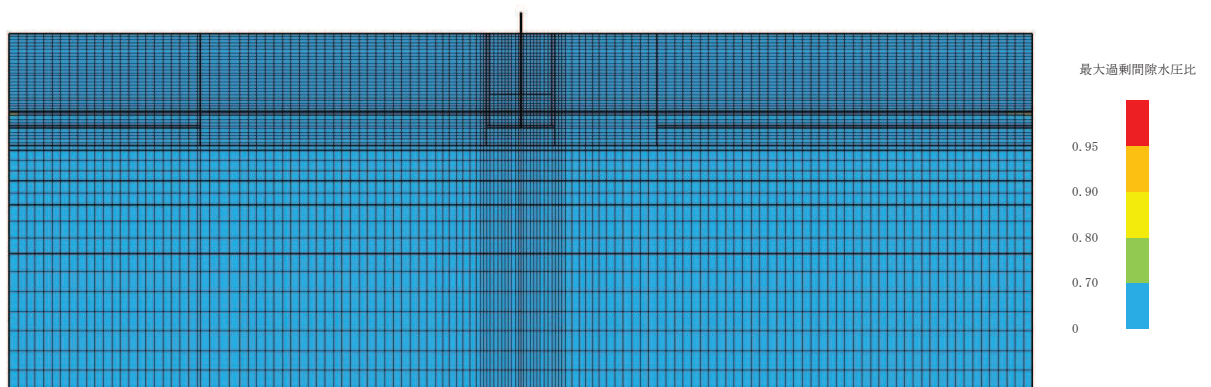


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (14) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D1 (-+)$)

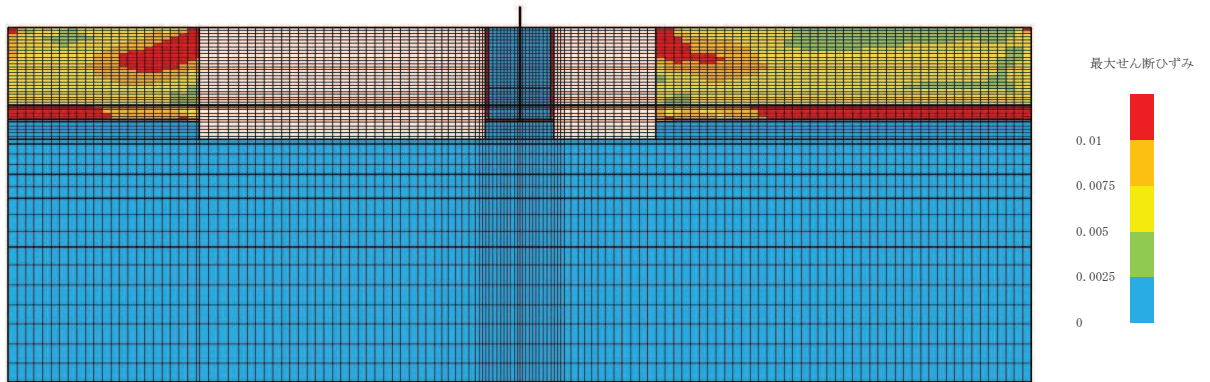


(最大せん断ひずみ分布)

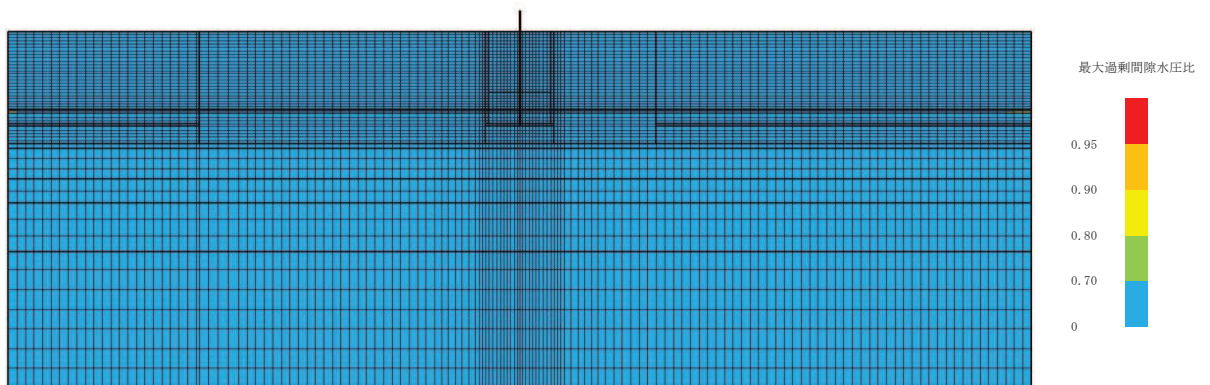


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (15) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D 2 (+ +)$)

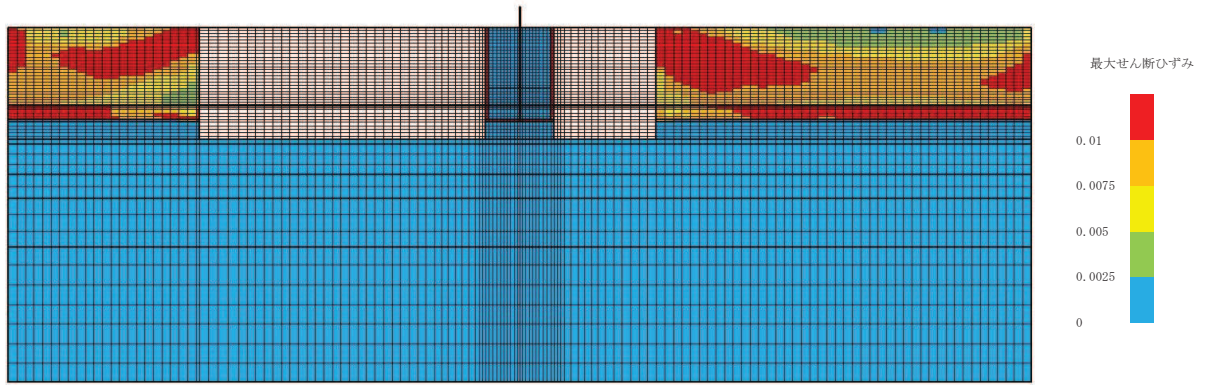


(最大せん断ひずみ分布)

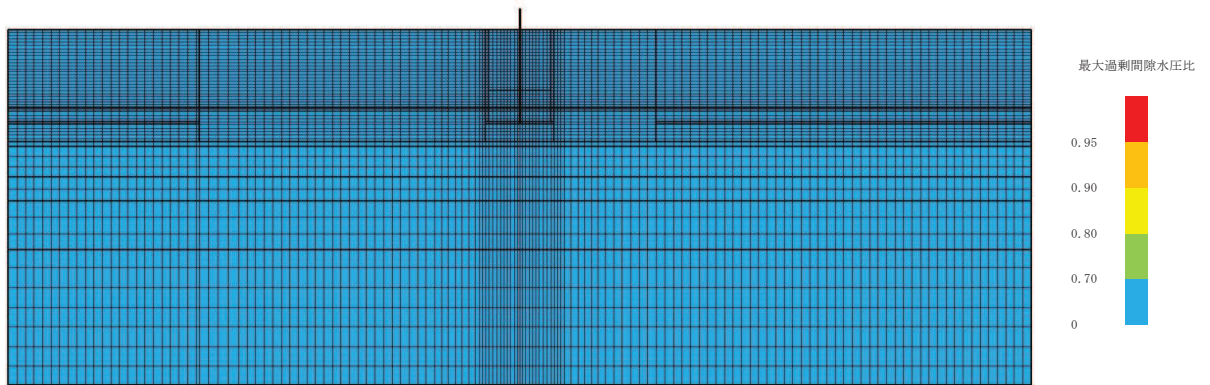


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (16) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D_2 (-+)$)

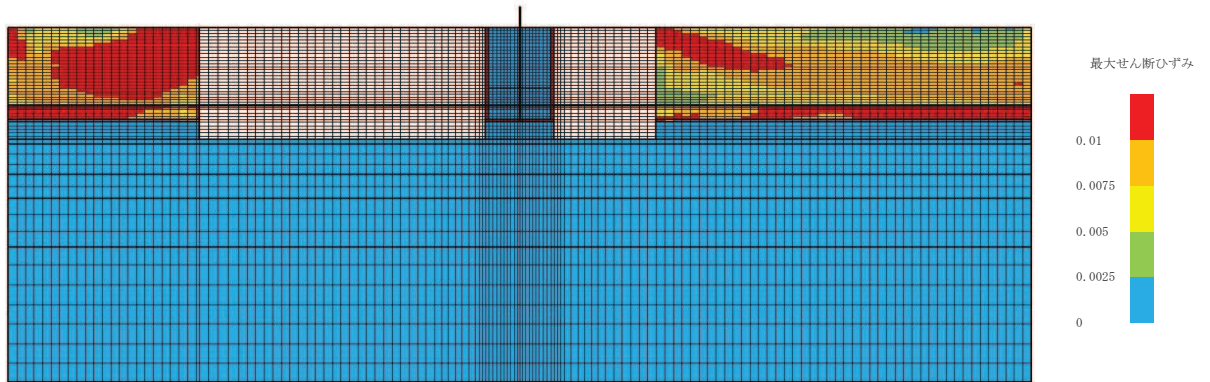


(最大せん断ひずみ分布)

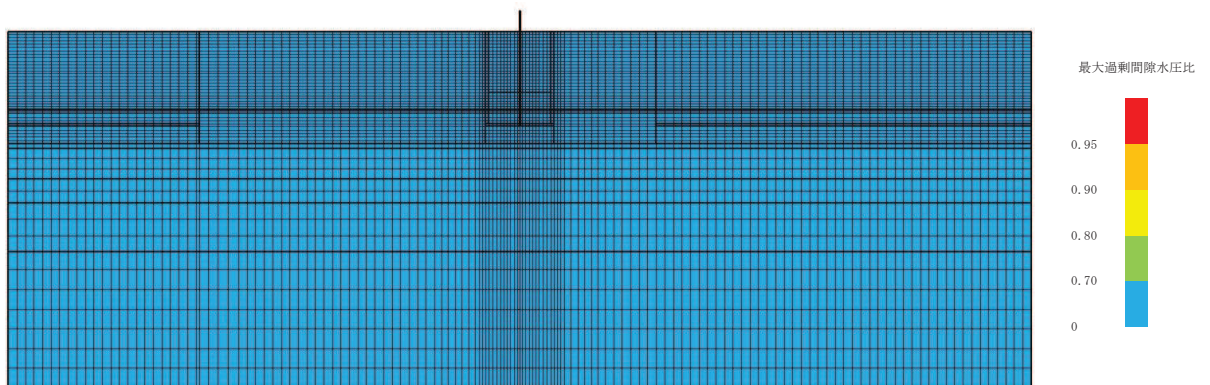


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (17) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - N1$ (++))

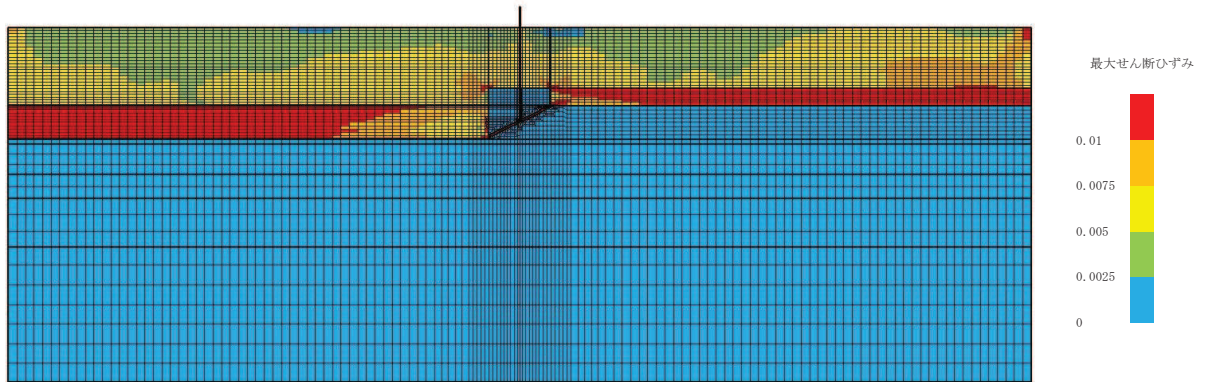


(最大せん断ひずみ分布)

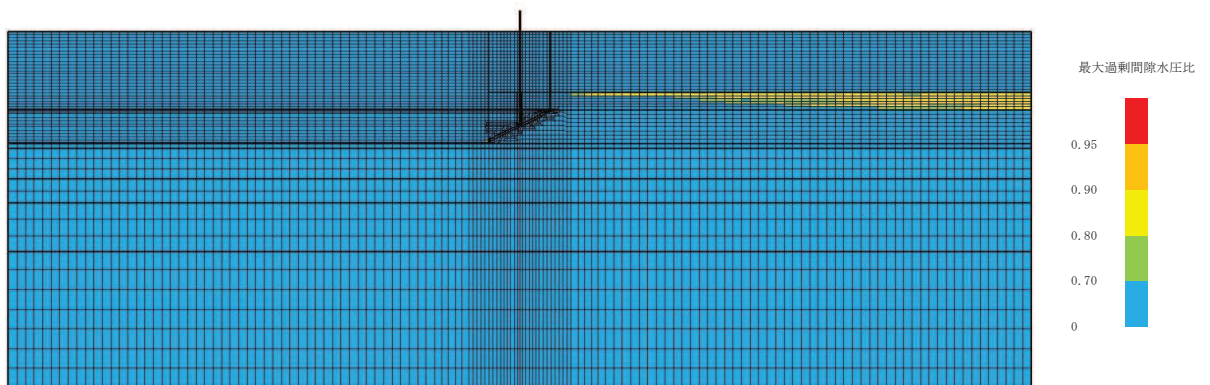


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (18) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - N1 (-+)$)

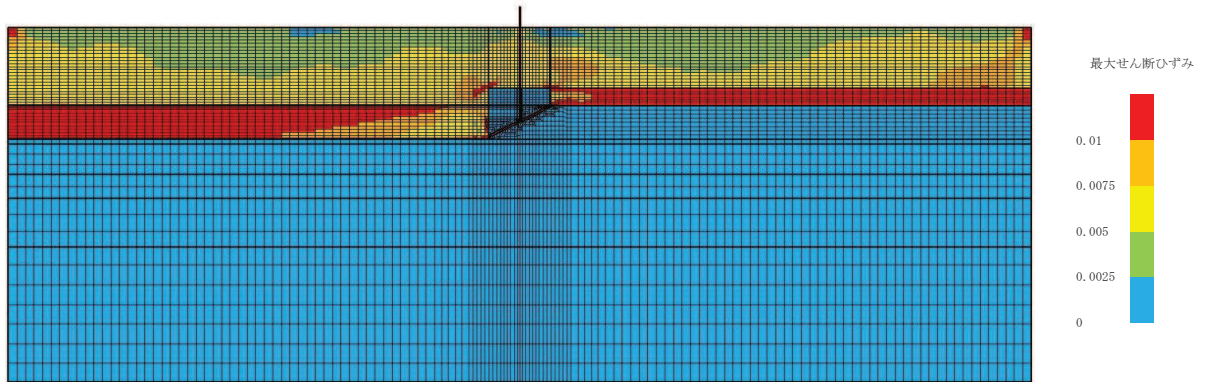


(最大せん断ひずみ分布)

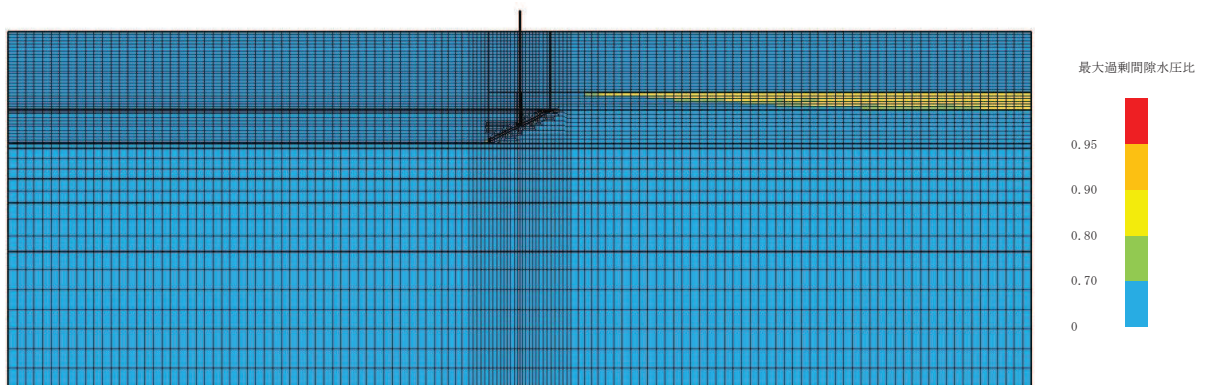


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-8 (1) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D1$ (++))

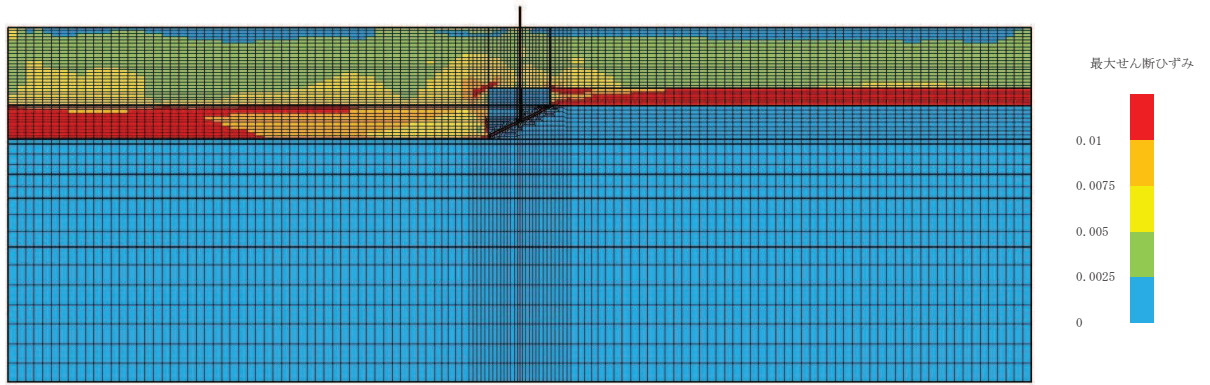


(最大せん断ひずみ分布)

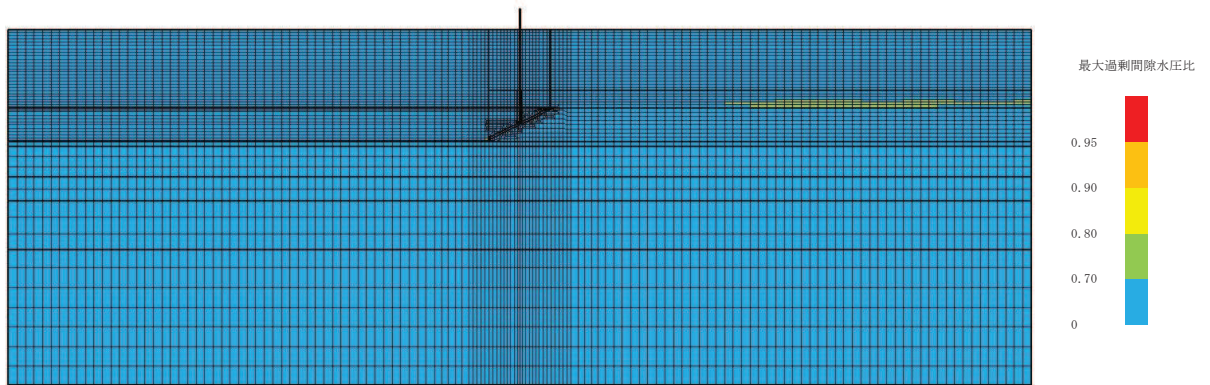


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-8 (2) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D1 (-+)$)

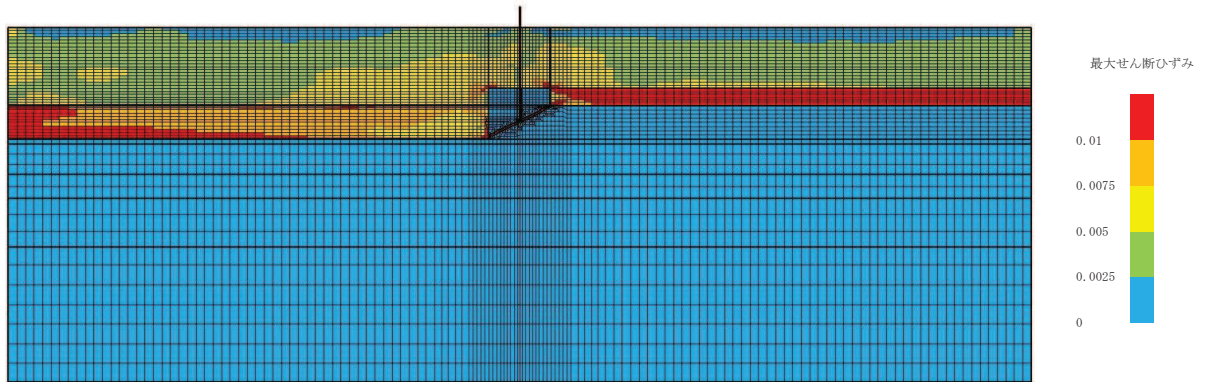


(最大せん断ひずみ分布)

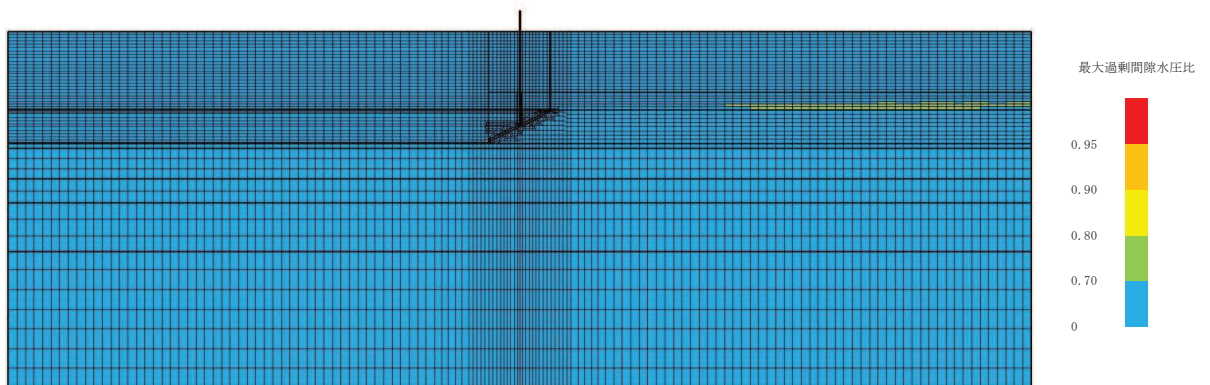


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-8 (3) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D 2 (+ +)$)

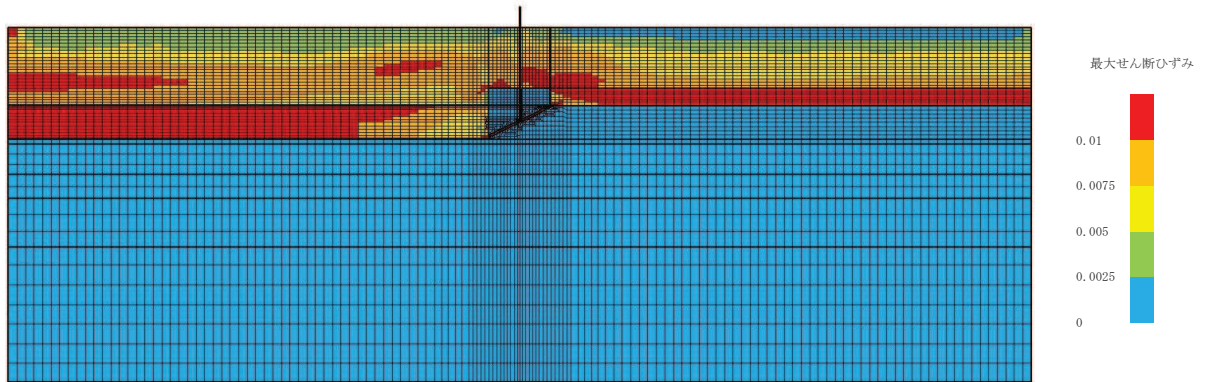


(最大せん断ひずみ分布)

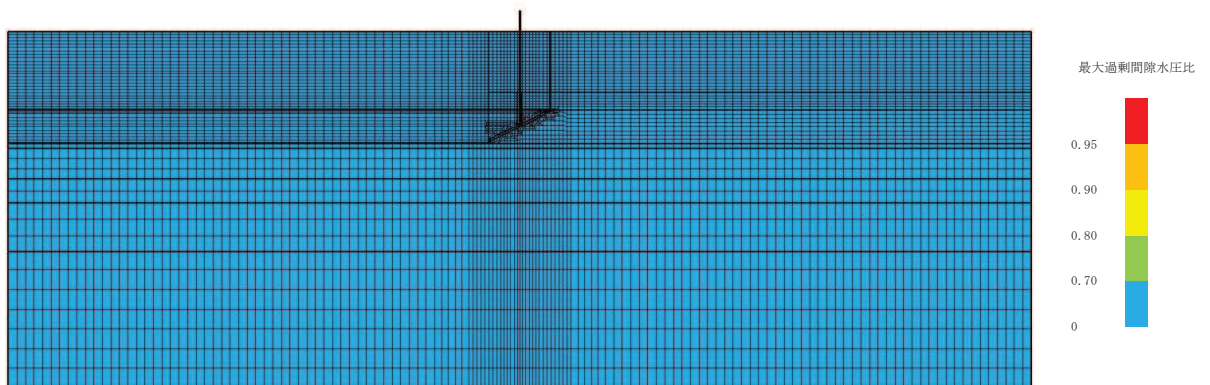


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-8 (4) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D_2 (-+)$)

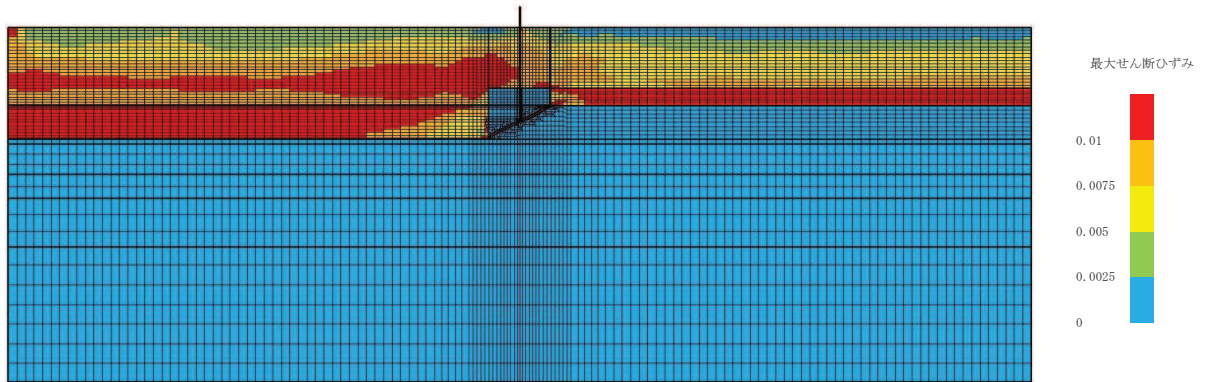


(最大せん断ひずみ分布)

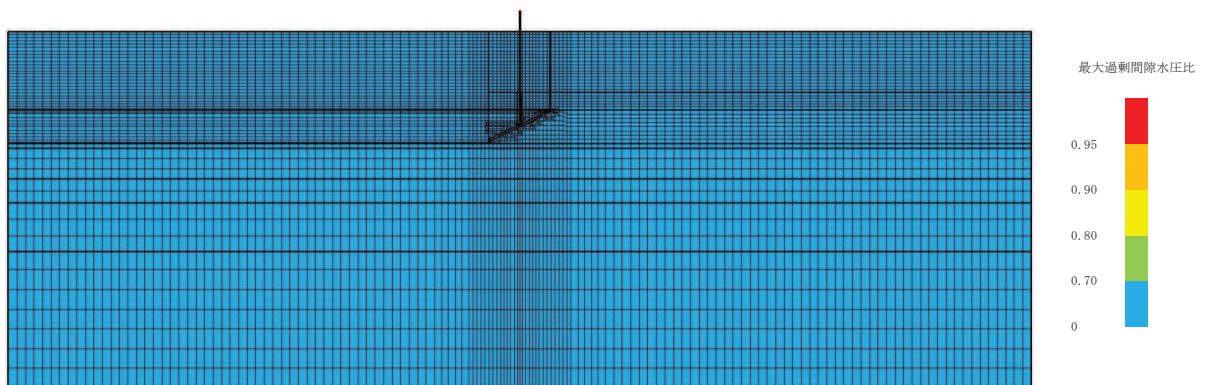


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-8 (5) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - N1$ (++))



(最大せん断ひずみ分布)



(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-8 (6) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - N1 (-+)$)

(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検討した内容を示す。検討項目を以下に、検討フローを図 1-1 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

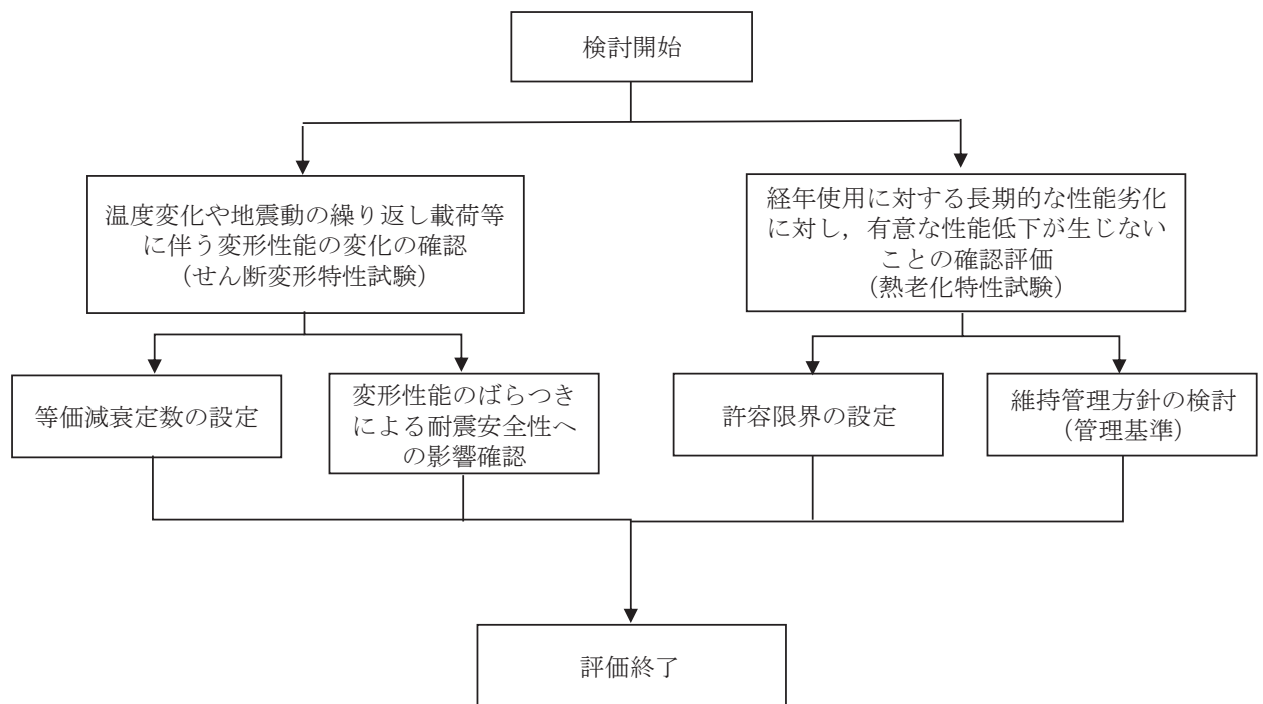


図 1-1 ゴム支承に係る詳細検討フロー

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、ゴム支承の概要図を図 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。

なお、支承の施工方法は別紙 2 に示す。

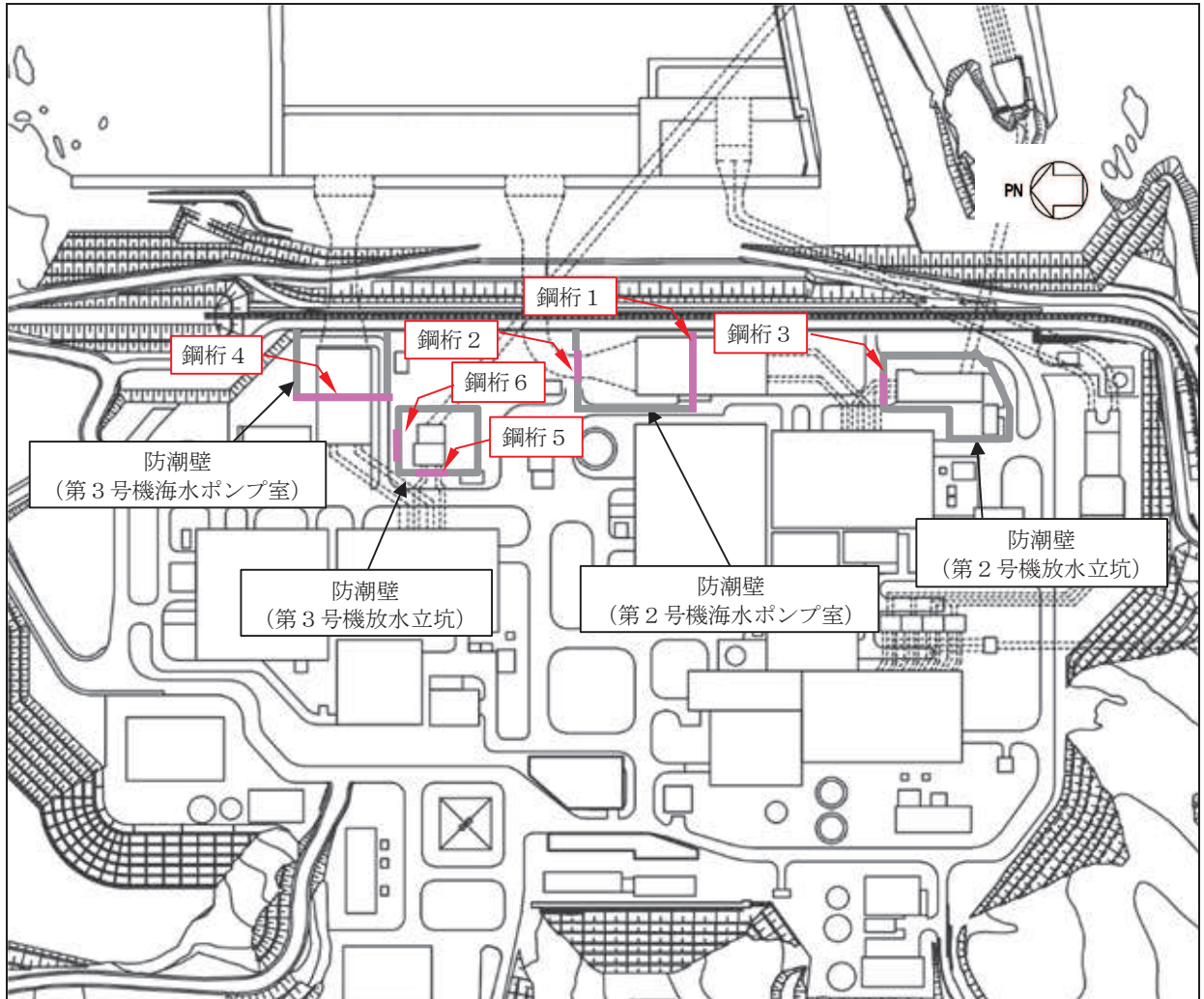


図 2-1 鋼桁設置位置

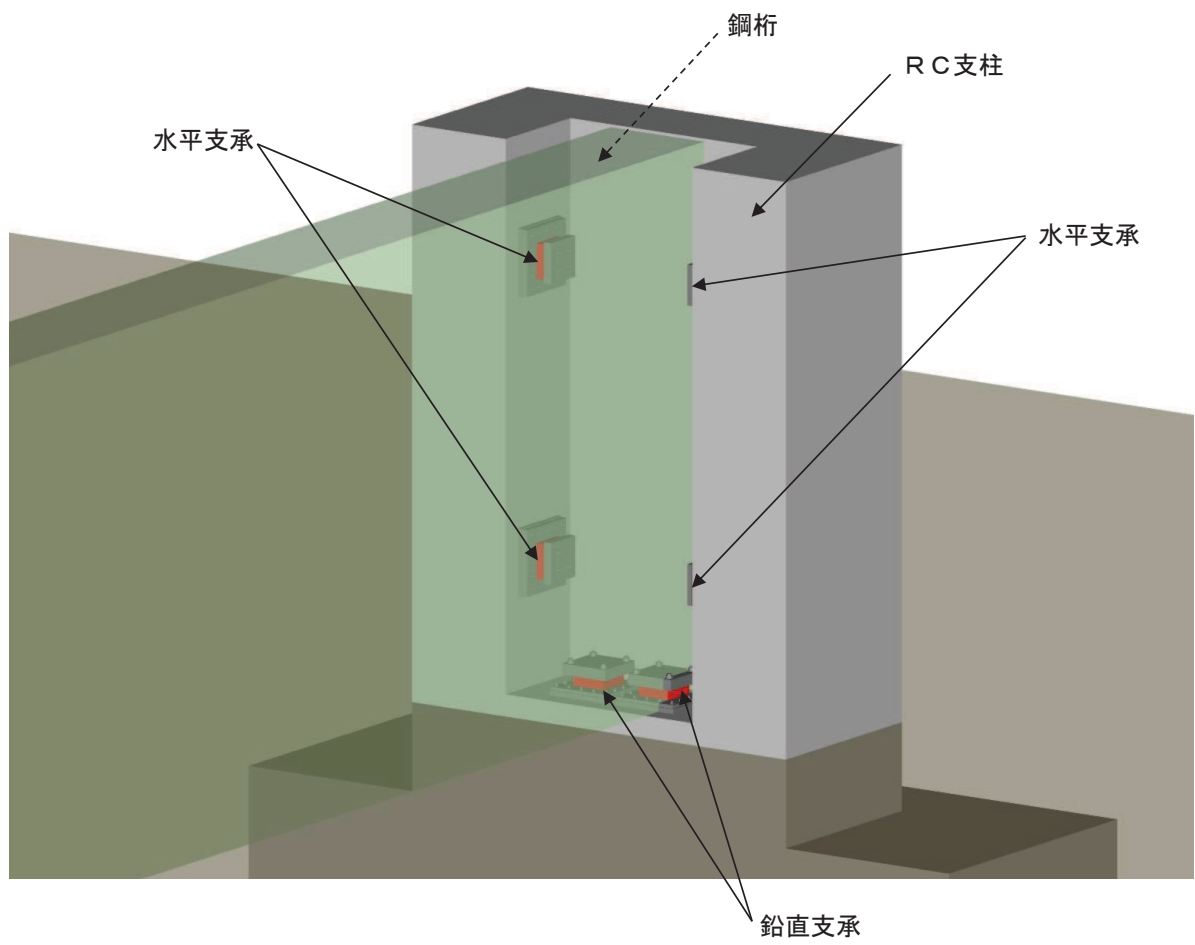


図 2-2 鋼桁構造図
(鋼桁-RC 支柱取り合い部)

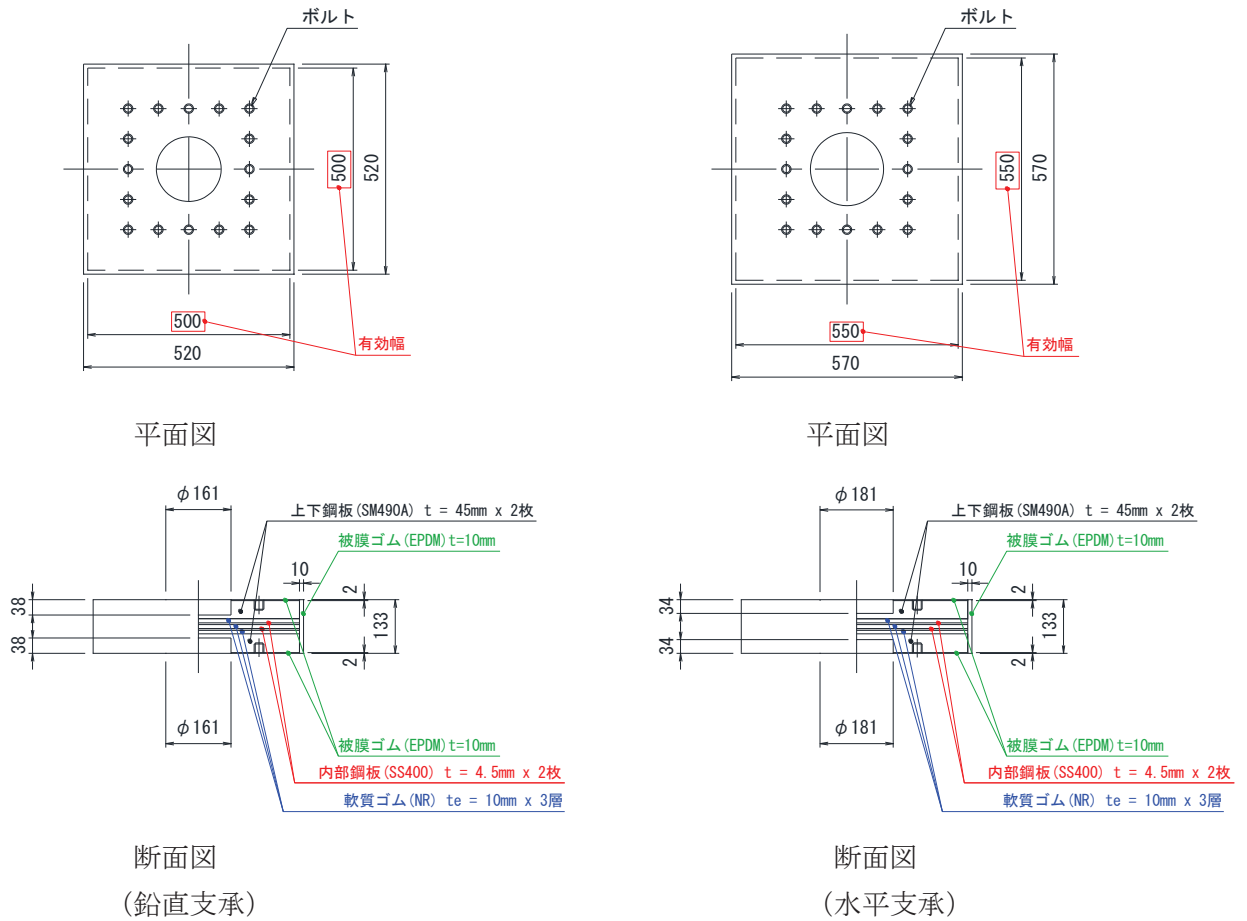


図 2-3 ゴム支承概要図 (鋼桁 1, 4 鉛直支承, 水平支承)

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

*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

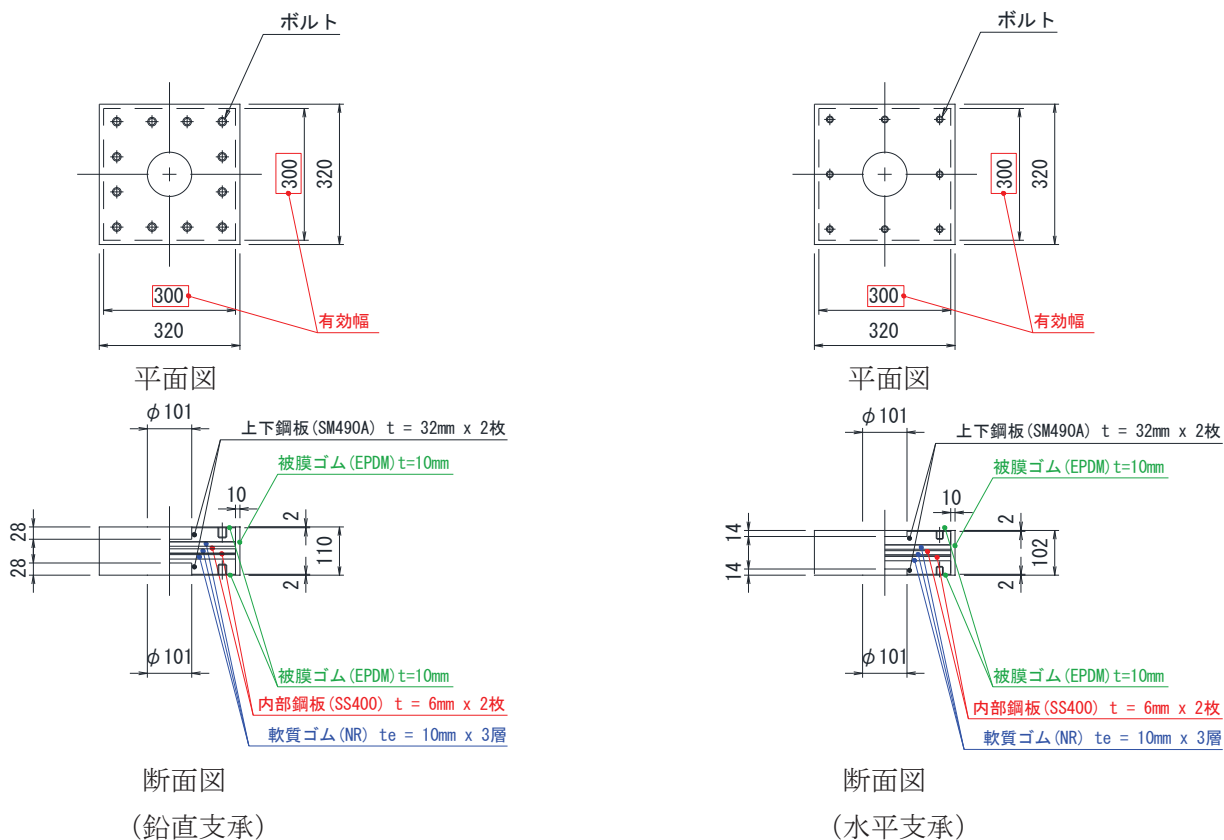


図 2-4 ゴム支承概要図 (鋼桁 2, 3, 5, 6 鉛直支承, 水平支承)

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

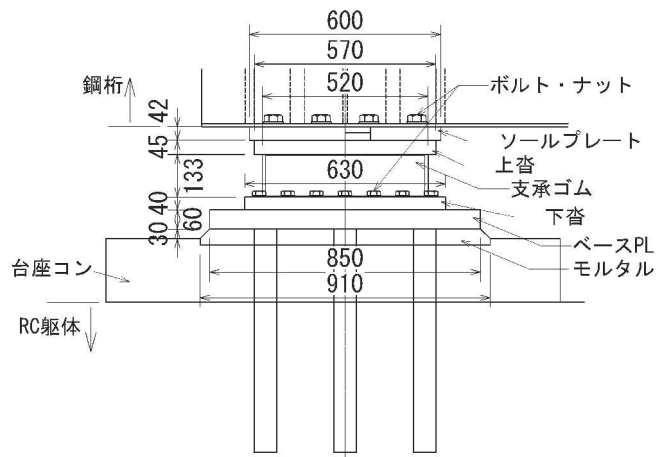


図 2-5 ゴム支承の据え付け概要 (2号海水ポンプ室の鉛直支承の例)

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。

b. せん断剛性の試験結果

せん断剛性の試験結果を表 3-2 に示す。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 1 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）

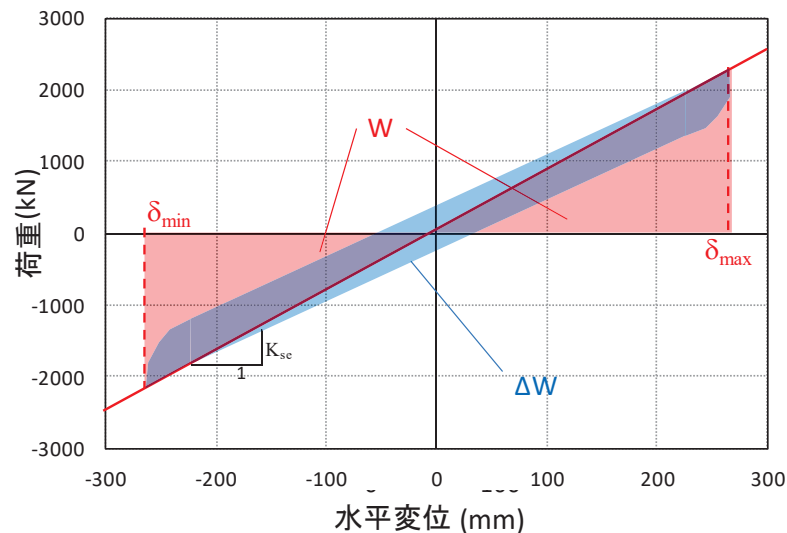


図3-1 等価減衰定数の算出の例

減衰定数の算定結果を図3-2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。

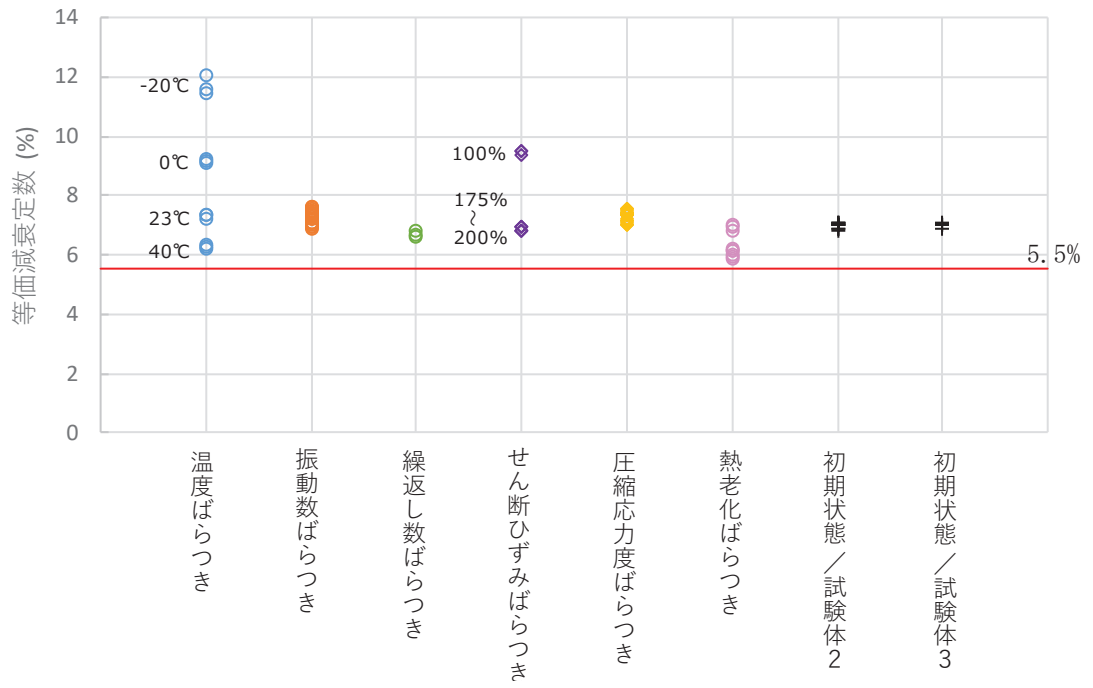


図 3-2 等価減衰定数のばらつき結果

(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 3-3 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。

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。

なお、鋼桁本体について、支承のせん断剛性のばらつきは、桁軸方向の挙動に影響を及ぼすものと考えられることから、その挙動に支配的となる設計震度に着目し、断面を選定する。鋼桁の桁軸方向（ゴム支承のせん断方向）の設計震度を表 3-6 に示す。

表 3-5 より、照査値は、ゴム支承については鋼桁 1 が大きく、躯体については鋼桁 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。また、表 3-6 より、鋼桁本体に対しては、震度（桁軸方向）が大きく、ゴム支承の剛性変化の影響が大きくなると考えられる鋼桁 1 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 (++)

表 3-6 鋼桁 1, 4 の最大応答震度

鋼桁	鋼桁（桁軸方向）の最大応答震度	
	震度	地震動
鋼桁 1	3.1	S s - D 2 (-+)
鋼桁 4	1.4	S s - D 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 3-7 に整理する。

表3-7 検討ケース一覧

検討対象断面	対象部位	評価項目	地震動	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	曲げ・せん断照査	-*		
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			

注記*：鋼桁の照査（静的解析）においては、全地震動を包絡させた加速度を用いて照査している

(c) ばらつき影響評価に用いるせん断剛性

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 3-8 に示す。

表 3-8 ばらつき影響を考慮したせん断剛性

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

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設計震度を表 3-9 に、その深度に基づき算定したせん断ひずみを表 3-10 に、座屈応力度を表 3-11, 表 3-12 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 3-9 せん断ひずみの照査に用いた設計震度

ケース	鋼桁桁軸方向水平震度 (支承せん断方向)
① 基本	3.1
② 剛性ばらつき+75%	4.4
③ 剛性ばらつき-45%	2.4

表3-10 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3-11 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	ΔL_e (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3-12 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) 鋼桁の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合の設計震度を表3-13に、その震度に基づき構造解析した鋼桁の照査結果を表3-14に示す。また、鋼桁の最大照査値位置図を図3-3に示す。

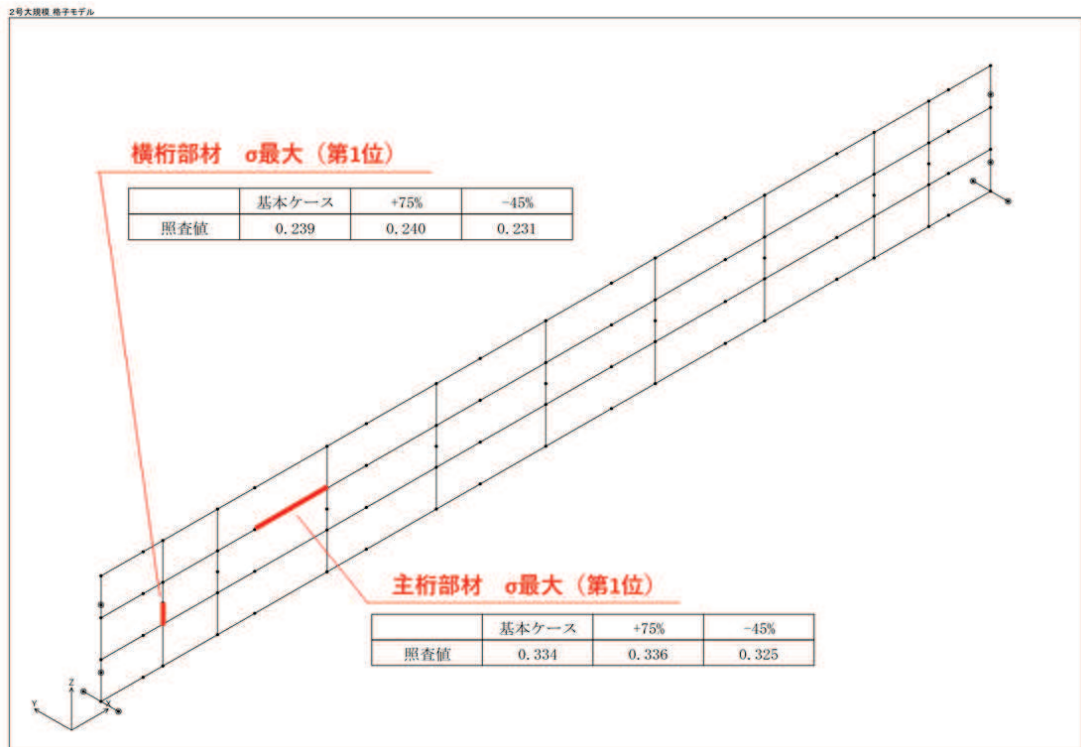
支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表3-13 鋼桁の照査に用いた設計震度

ケース	鋼桁桁軸方向水平震度 (支承せん断方向)
①基本	3.1
②剛性ばらつき+75%	4.4
③剛性ばらつき-45%	2.4

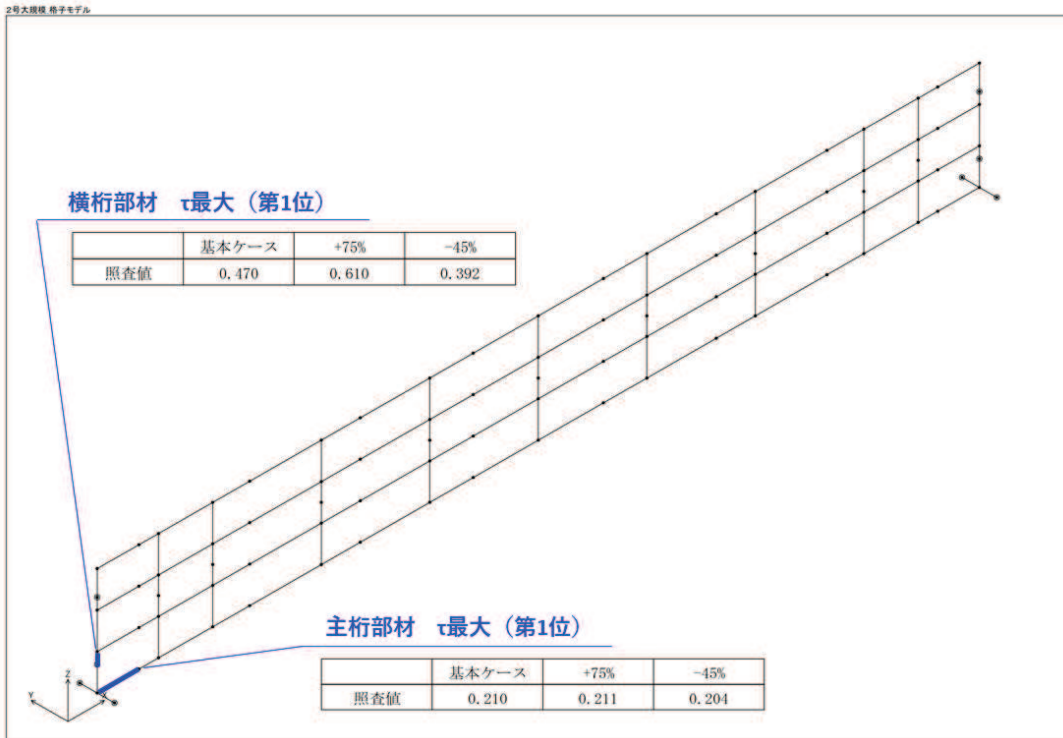
表 3-14 鋼桁の照査結果（鋼桁軸方向）

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
曲げ応力度	(N/mm ²)	0.34	0.34	0.33
せん断応力度	(N/mm ²)	0.47	0.61	0.40
合成応力度	—	0.24	0.40	0.17

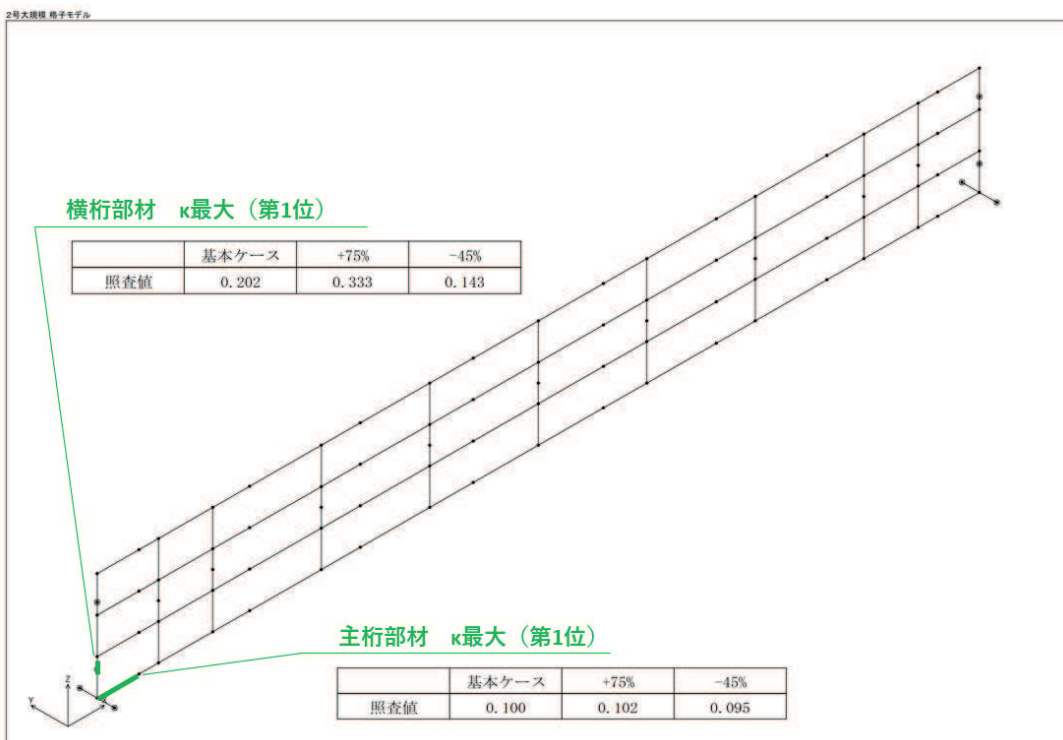


(曲げ応力度)

図3-3(1) 鋼桁の最大照査値位置図



(せん断応力度)



(合成応力)

図3-3(2) 鋼桁の最大照査値位置図

(f) 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RC支柱（鋼桁4）の照査結果を表3-15、表3-16、表3-17に示す。また、RC支柱配筋概要図を図3-4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、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表3-15 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
			+75%	My: -11054	4860	2.3	16.5	0.14
			-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
			+75%	My: 10216	6092	1.9	16.5	0.12
			-45%	My: -9803	5966	1.9	16.5	0.12

表3-16 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 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	D35@ 150	My: -9973	-1614	123	294	0.42
			+75%	D35@ 150	My: -11054	-1862	138	294	0.47
			-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
			+75%	D35@ 150	My: -10216	-1171	121	294	0.42
			-45%	D35@ 150	My: -9803	-1161	116	294	0.40

表3-17 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

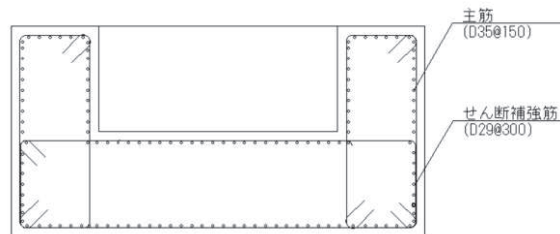


図3-4 RC支柱配筋概要図

(g) 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フーチング（鋼桁4）の照査結果を表3-18、表3-19、表3-20に示す。また、フーチング配筋概要図を図3-5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、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表3-18 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3-19 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3-20 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

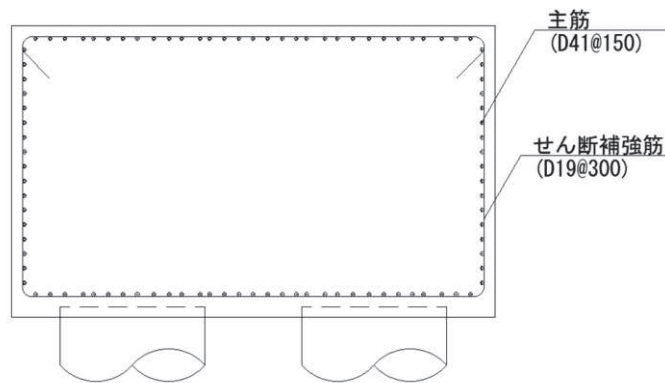


図3-5 (1) フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎1)

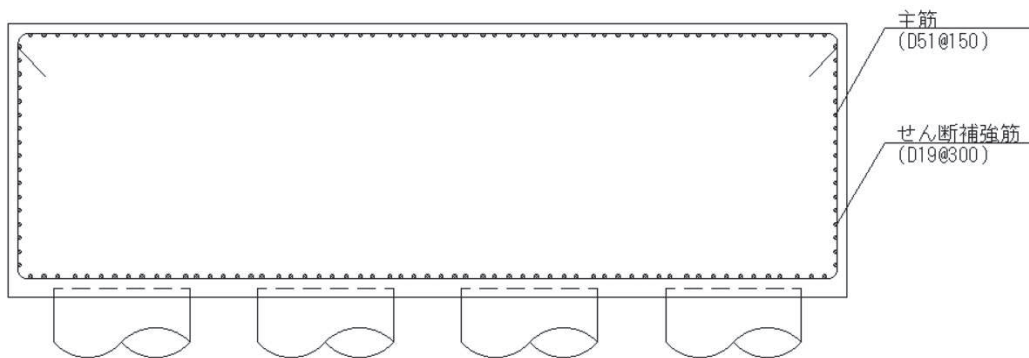


図3-5 (2) フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎2)

(h) 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管杭（鋼管杭）の照査結果を表3-21、表3-22、表3-23に示す。また、杭頭配筋概要図を図3-6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、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表3-21 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3-22 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		照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m) (a)	降伏曲げモーメント (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3-23 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

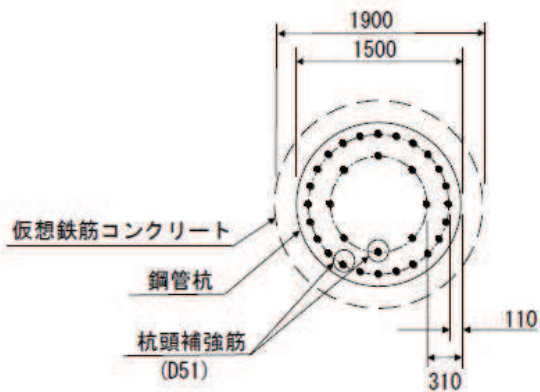
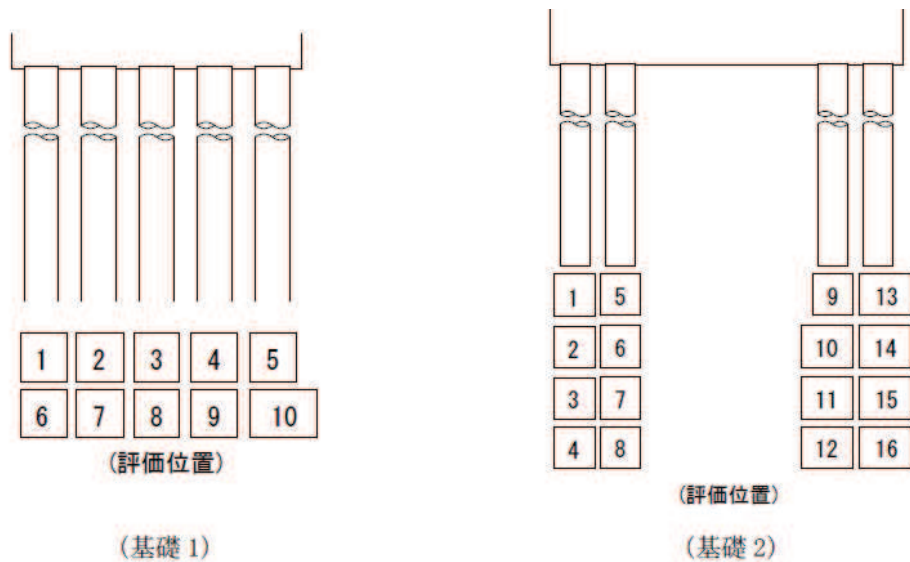


図3-6 杭頭配筋概要図 (鋼桁4)

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）及び牡鹿（宮城県女川町）のオゾン濃度が 50ppb（第 4 次酸性雨全国調査報告書（平成 18 年度）国立環境研究所 地球環境研究センター）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°C 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°C 、日最低気温は -14.6°C ）。

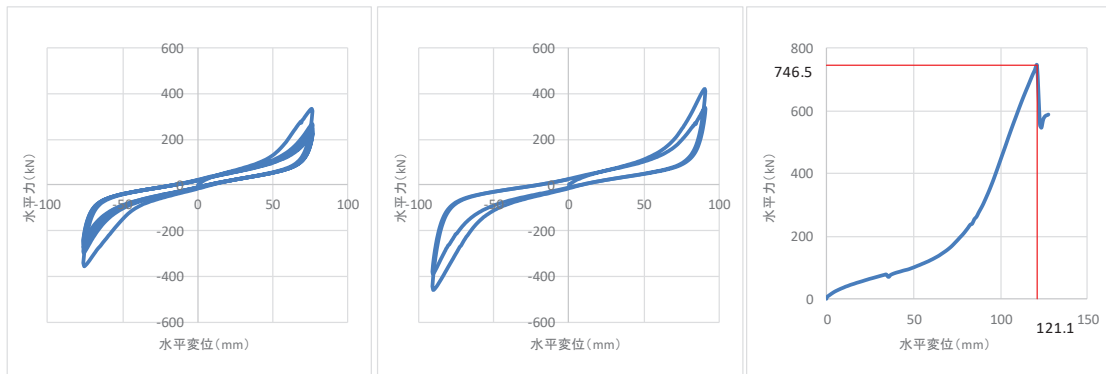
(2) 許容限界（せん断ひずみ）の確認

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。

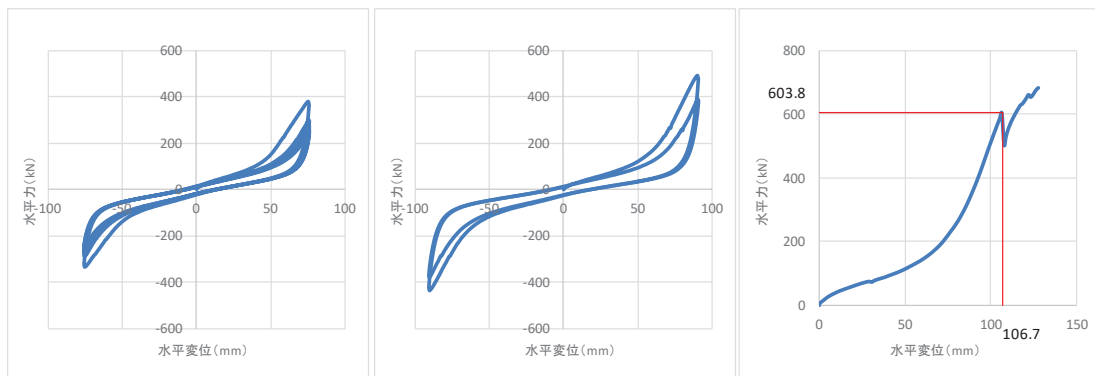
本設定の妥当性を確認するため、熱老化をさせていない試験及び熱老化をさせた試験を行った。

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1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

(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熱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。

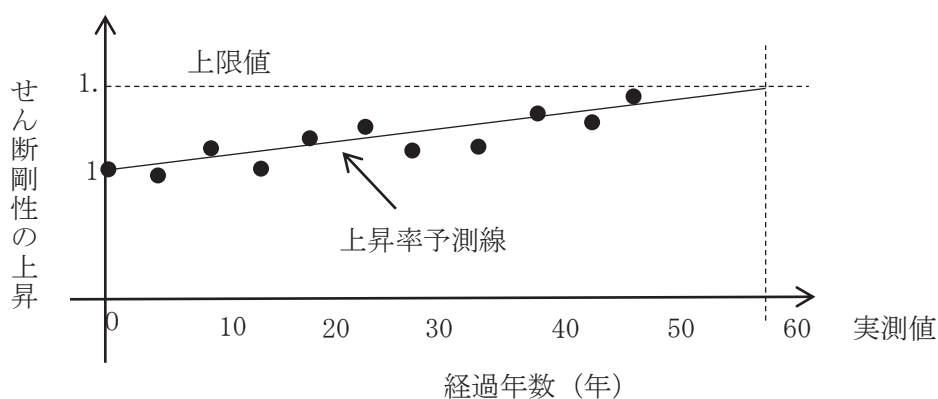


図 4-2 曝露試験の評価概要（せん断剛性）

以上

(別紙1) 各種確認試験について

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 (100%, 175%, 200%) 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°C) 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。

なお、「3. (3) b. せん断剛性のばらつきによる影響確認結果」に示すとおり、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% の範囲内に収まっていることから、試験範囲は、発生せん断ひずみを包絡しており、試験範囲及び試験結果を踏まえたばらつき評価は妥当であると判断できる。

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。この数値は表 3 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、表4に示すとおり保守的に振れ幅を±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 1 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 1 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 1 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 1 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

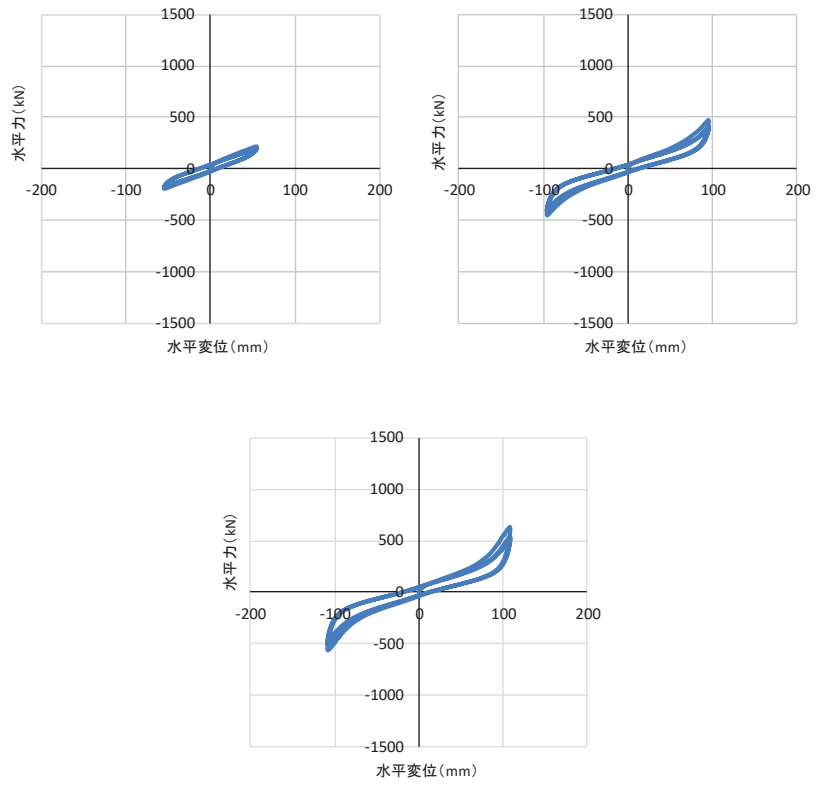
図 1 の(d)に示す繰返し数依存性試験の結果より、せん断ひずみ 175%による 50 回の正負繰返し载荷の前後でせん断剛性が 9.0%程度小さくなることが確認された。

(e) 温度依存性試験

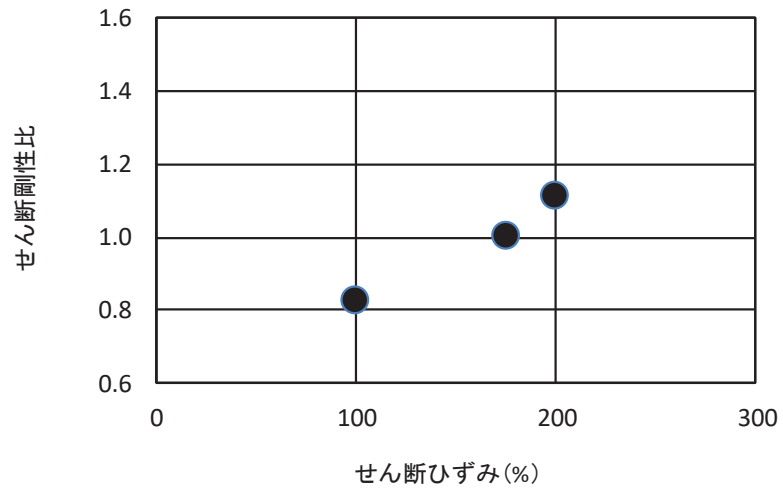
ゴム支承は低温下でのせん断剛性が大きくなり温度変化の影響を受けやすいことが一般的に知られている。図 1 の(e)に示す温度依存性試験結果より、温度依存性試験では低温になるほどせん断剛性が大きくなることが分かる。基準温度 23℃に対するせん断剛性の変化率は、女川 2 号機の環境条件を踏まえ-15℃から+36℃までを含む範囲を確認しており、-15℃では+37.5%程度、+36℃では-6%程度であった。

(f) 熱老化特性試験

図 1 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%程度と分かることが分かった。



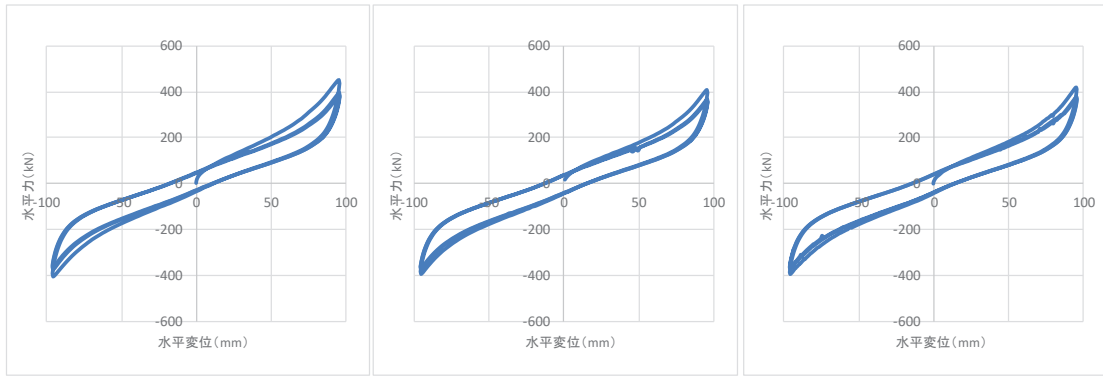
荷重-変位曲線（せん断ひずみ 左図：100%，中図：175%，右図：200%）



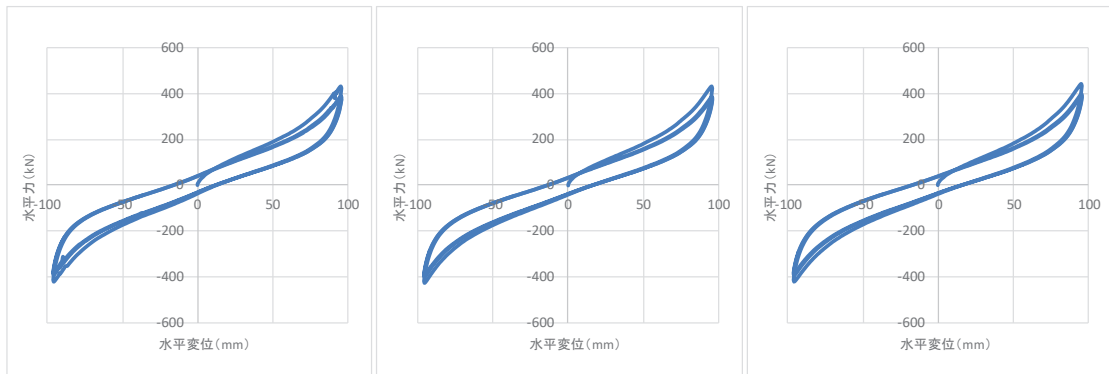
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：175%基準）

(a) せん断ひずみ依存性試験

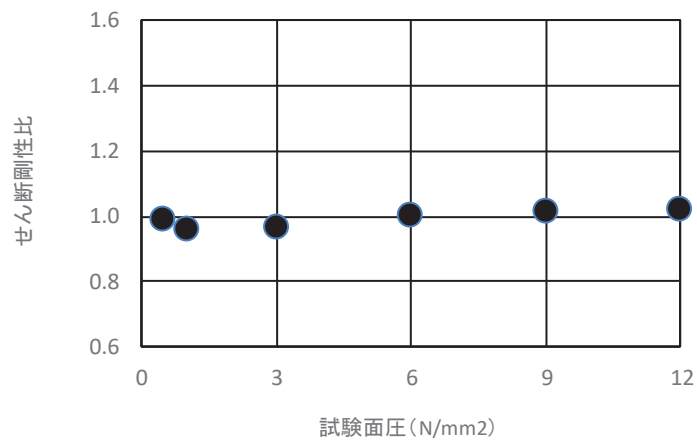
図1 せん断特性試験結果 (1/6)



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）



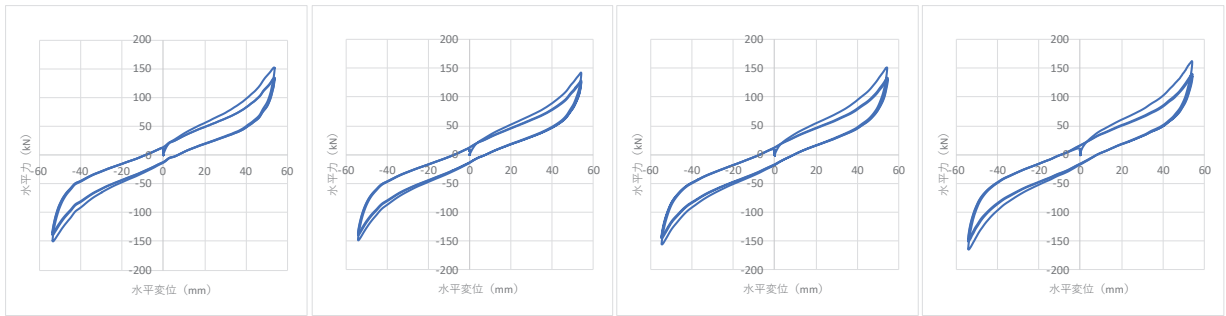
荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：6.0 N/mm²，中図：9.0 N/mm²，右図：12.0 N/mm²）



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）

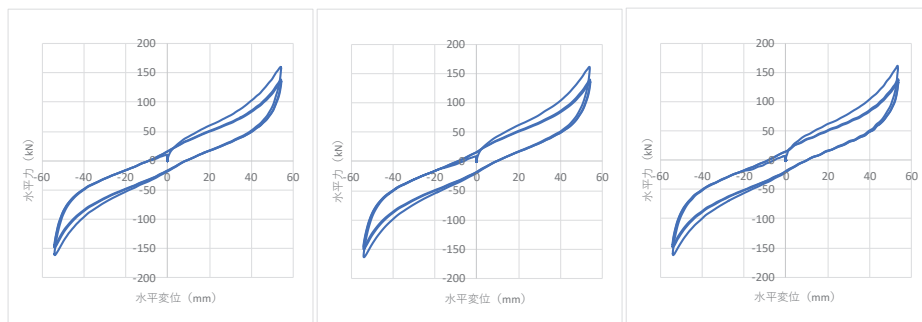
(b) 圧縮応力依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (2/6)



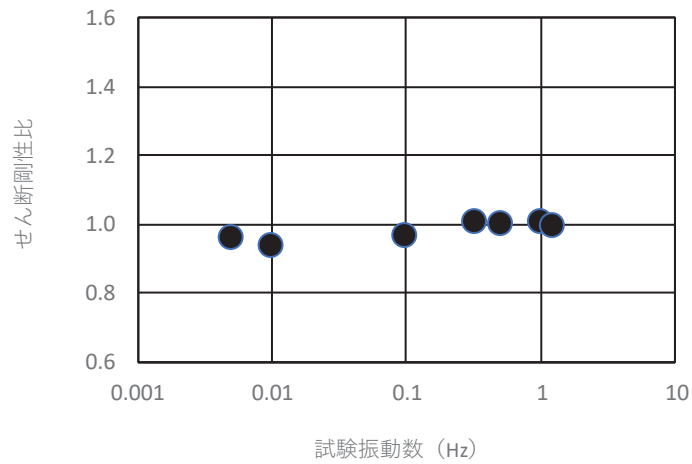
荷重-変位曲線

(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

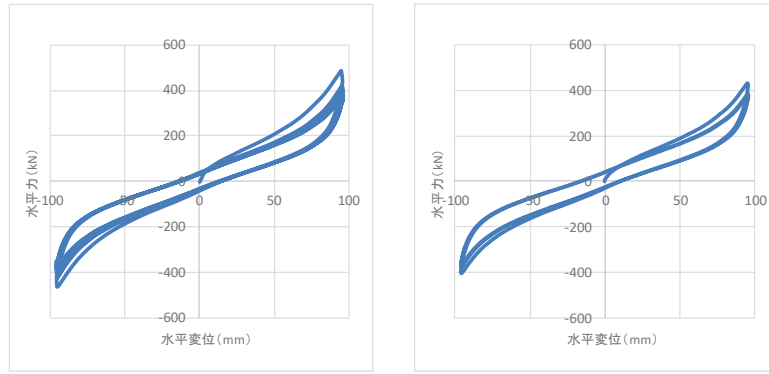
(振動数 左図：0.66Hz, 中図：1.0Hz, 右図：1.25Hz)



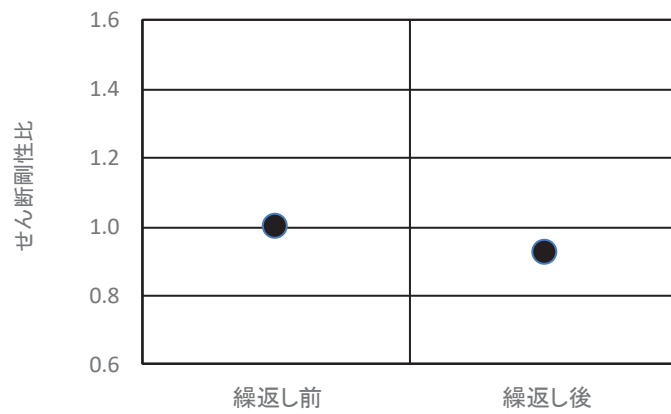
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：0.5Hz 基準)

(c) 振動数依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (3/6)



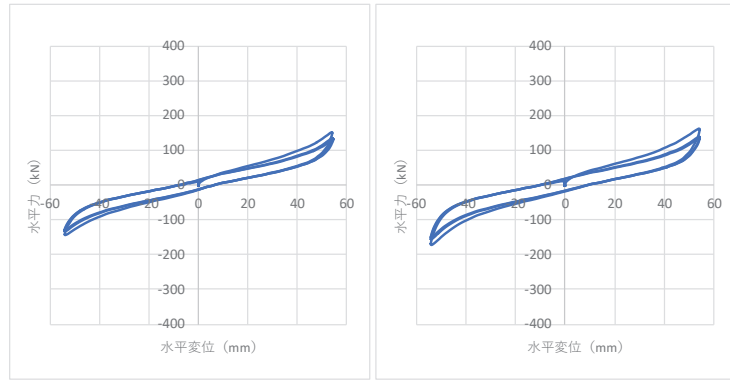
荷重-変位曲線 (左図：繰返し前, 右図：繰返し後)



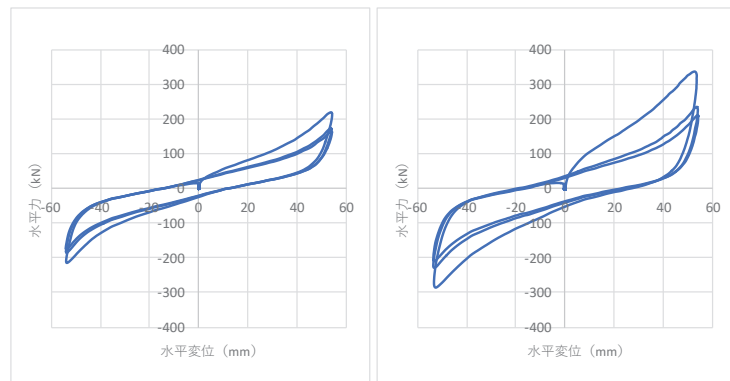
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：繰返し前基準)

(d) 繰返し数依存性試験

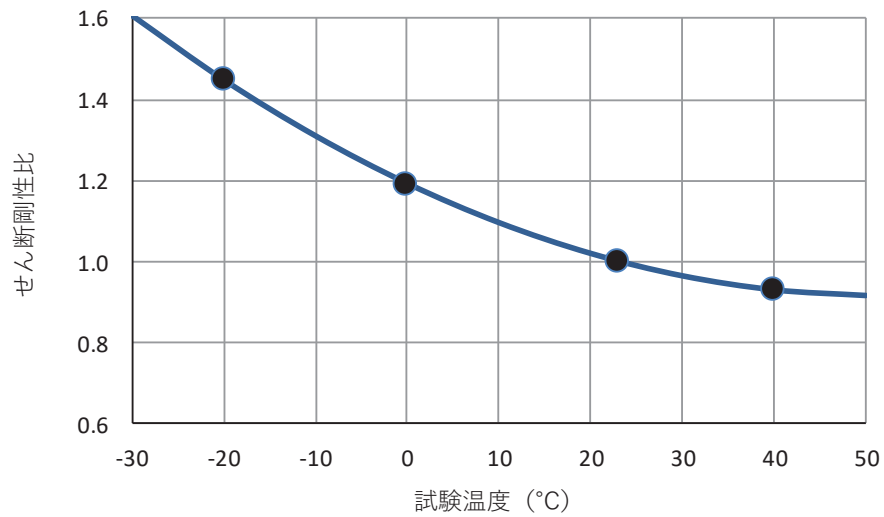
図1 せん断特性試験結果 (4/6)



荷重-変位曲線 (左から 40°C, 23°C)



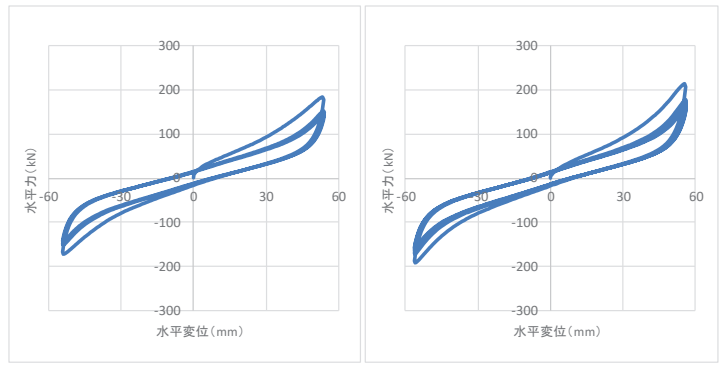
荷重-変位曲線 (左から 0°C, -20°C)



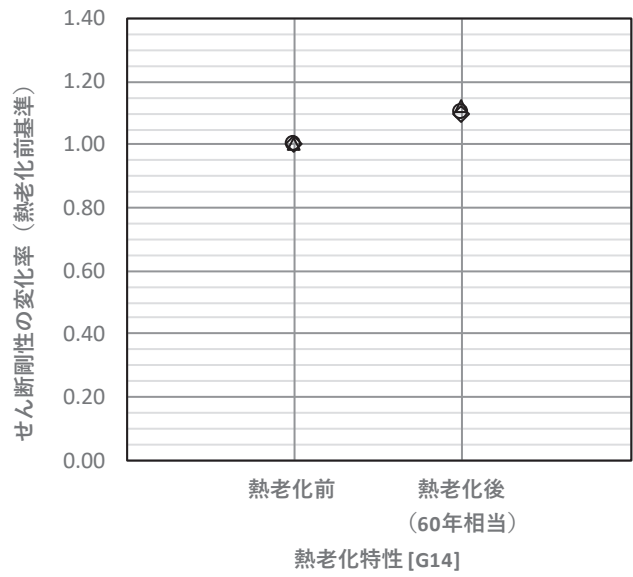
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比 : 23°C基準)

(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

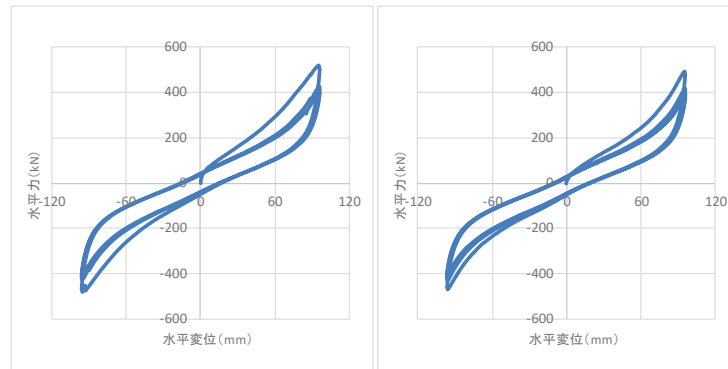
熱老化をさせていない試験体及び熱老化をさせた試験体それぞれに対して、a. と同様のせん断変形性能試験を行い、せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。

b. 試験結果

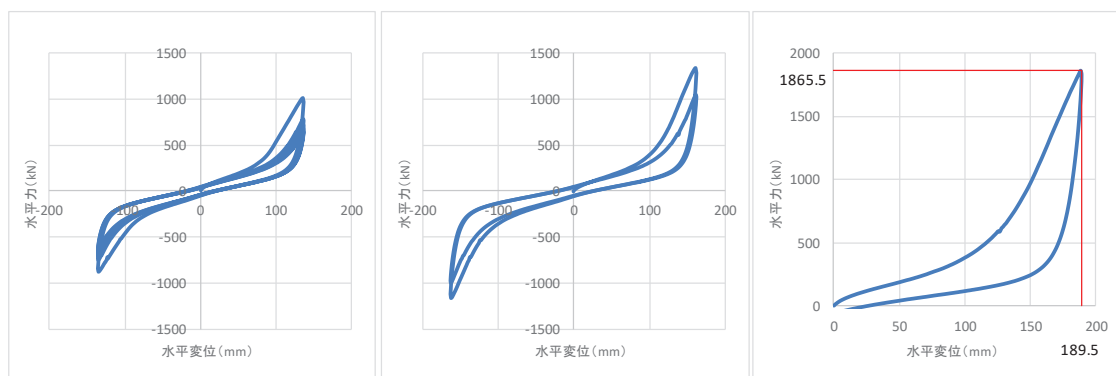
熱老化させていない試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図2及び図3に示す。使用期間60年相当の熱老化させた試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図4に示す。

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。

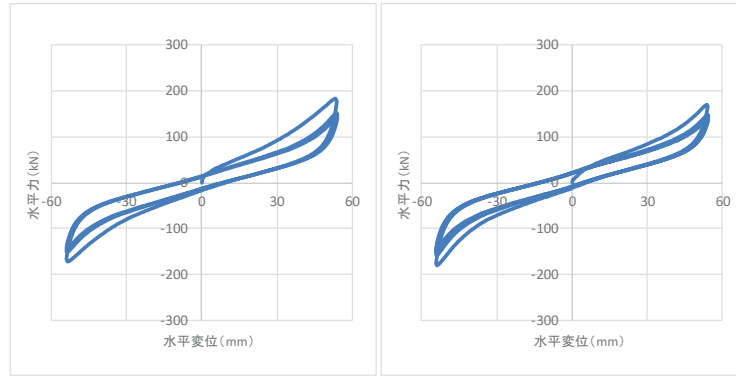


荷重-変位曲線 (左図：175% (品質管理試験), 右図：175%)

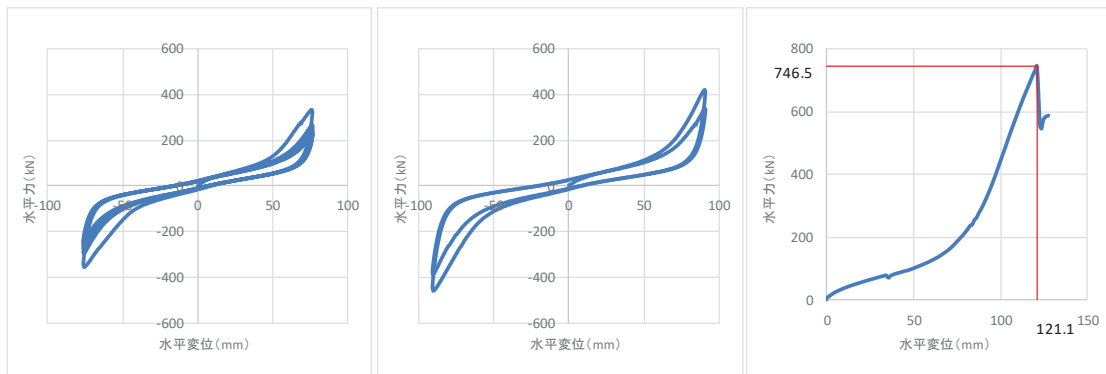


荷重-変位曲線 (左図：250%, 中図：300%, 右図：350%)

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)

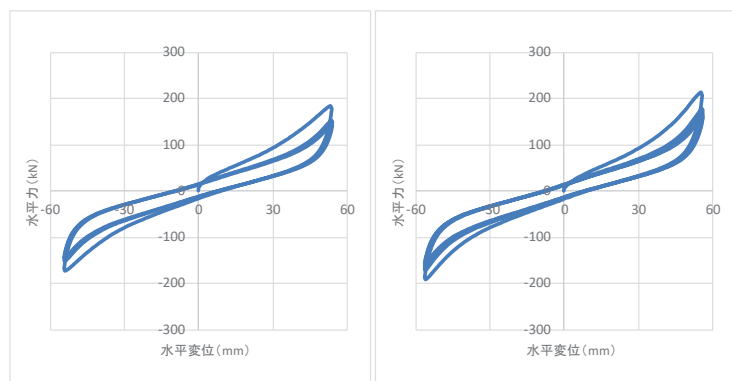


荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）

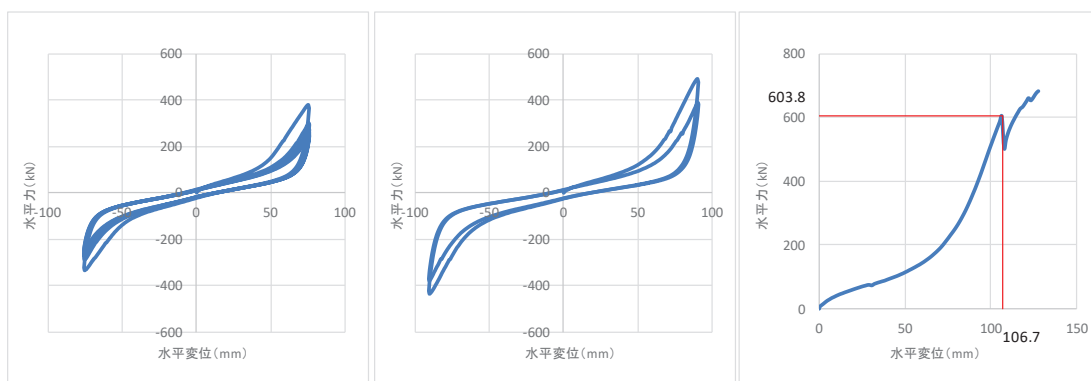


荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図3 セン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 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

(別紙2) 支承の施工方法について

水平支承及び鉛直支承の施工方法について示す。これらに示す施工方法により、水平支承及び鉛直支承を鋼桁及びRC支柱間に設置する事で、解析モデルに考慮している要件(境界条件等)を満足することが出来る。

なお、施工品質管理については「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)」に基づき行う。

a. 水平支承

水平支承の施工フローを図1に、施工ステップを図2に示す。

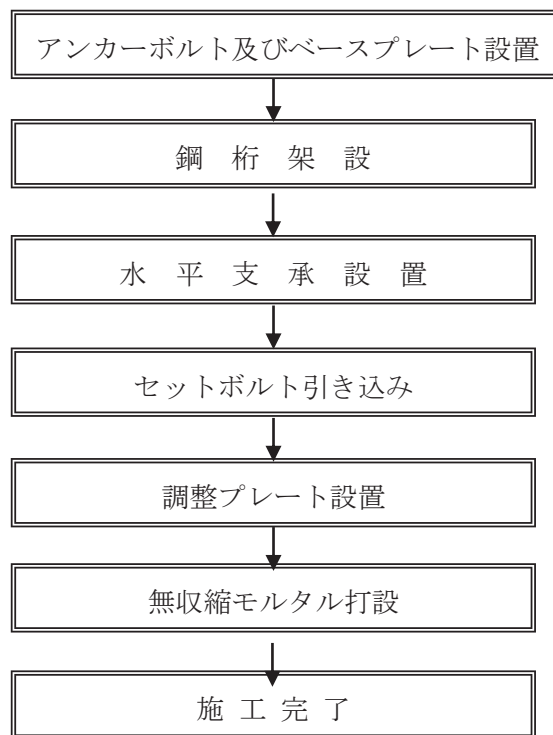


図1 水平支承の施工フロー

STEP1 アンカーボルト及びベースプレート設置

箱抜きを施した RC 躯体にアンカーボルト及びベースプレートをセットし無収縮モルタルを流し込み固定する。

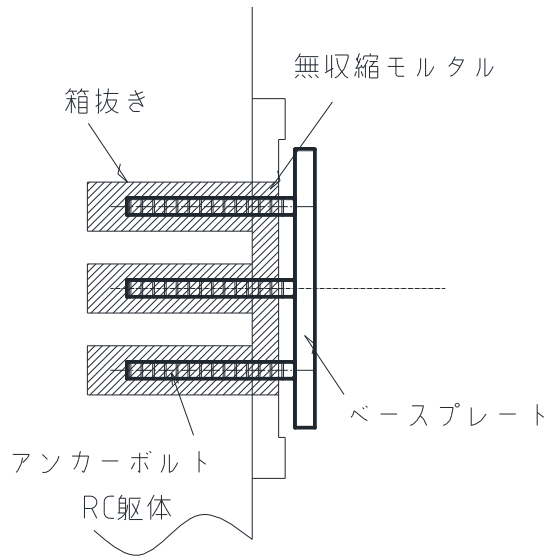


図 2(1) 水平支承の施工ステップ図

STEP2 鋼桁架設

鋼桁を仮受構台にて仮受けし、所定の位置に設置する。

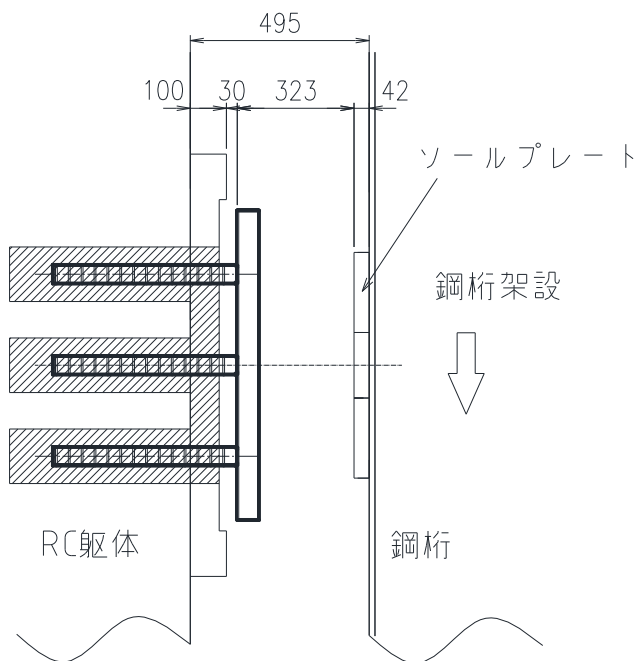


図 2(2) 水平支承の施工ステップ図

STEP3 水平支承設置

水平支承を所定の位置に吊り下ろす。

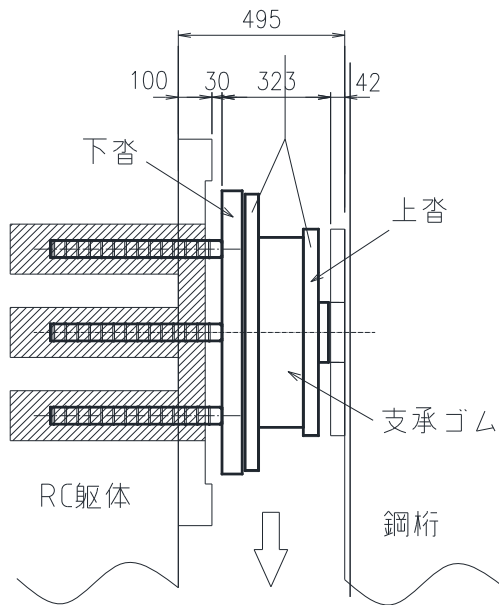


図 2(3) 水平支承の施工ステップ図

STEP4 セットボルト引き込み

吊り下げた水平支承を調整し、鋼桁側のソールプレートに取り付けられたセットボルトを鋼桁内側から締めつけ水平支承を鋼桁側に引き寄せる。

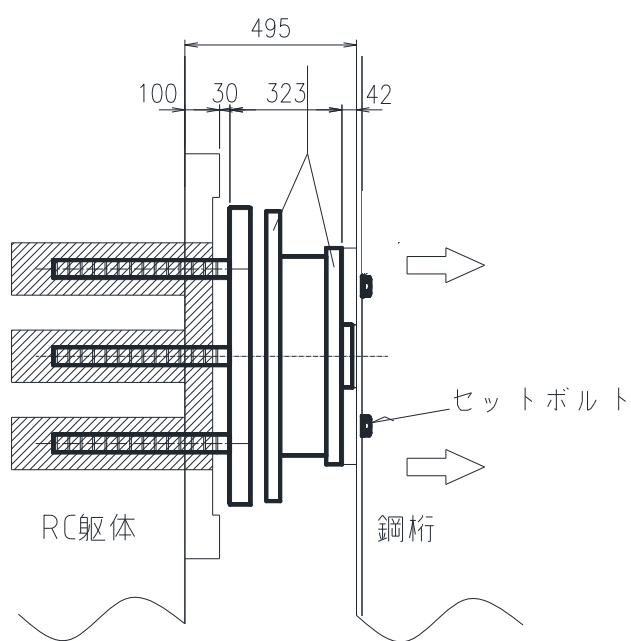
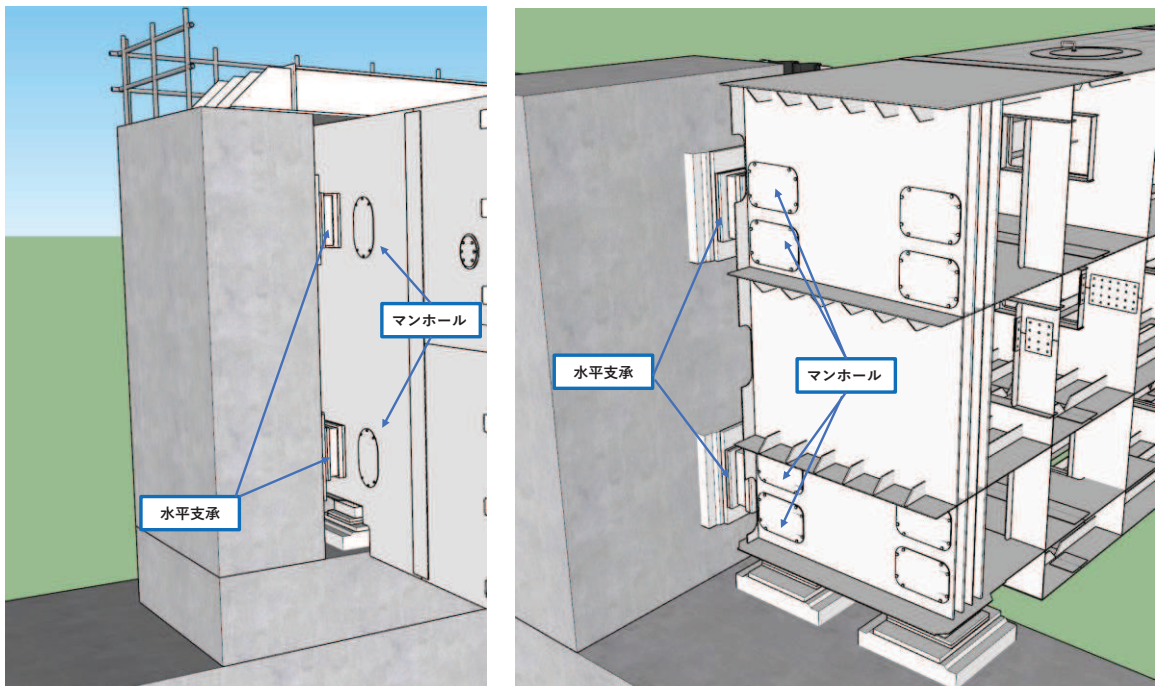
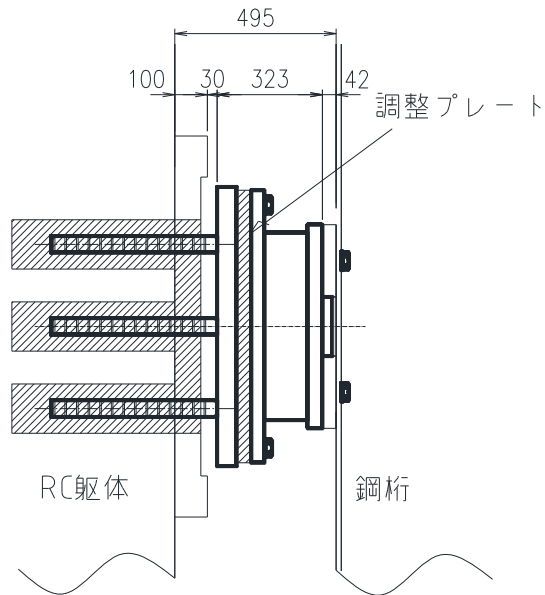


図 2(4) 水平支承の施工ステップ図

STEP5 調整プレート設置

セットボルトで水平支承を引き込むことで生まれた隙間に調整プレートを挿入しボルトで固定する。ボルトの固定は鋼桁マンホールより行う。



(マンホールの概要)

図 2(5) 水平支承の施工ステップ図

STEP6 無収縮モルタル打設

ベースプレートと RC 躯体の隙間に型枠を設置し無収縮モルタルを流し込み施工完了。

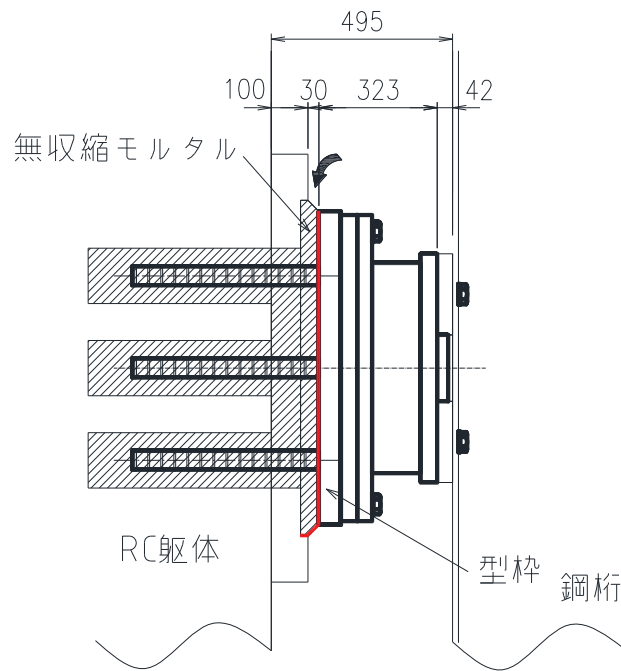


図 2(6) 水平支承の施工ステップ図

b. 鉛直支承

鉛直支承の施工フローを図3に、施工ステップを図4に示す。

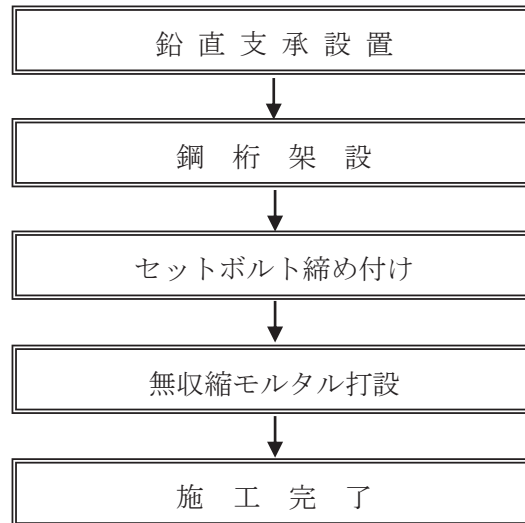


図3 鉛直支承の施工フロー

STEP1 鉛直支承設置

支承中心位置に支承を仮置きする。所定の高さとなるよう鋼製ライナーを用いて調整を行い、支承が移動しないように仮固定する。

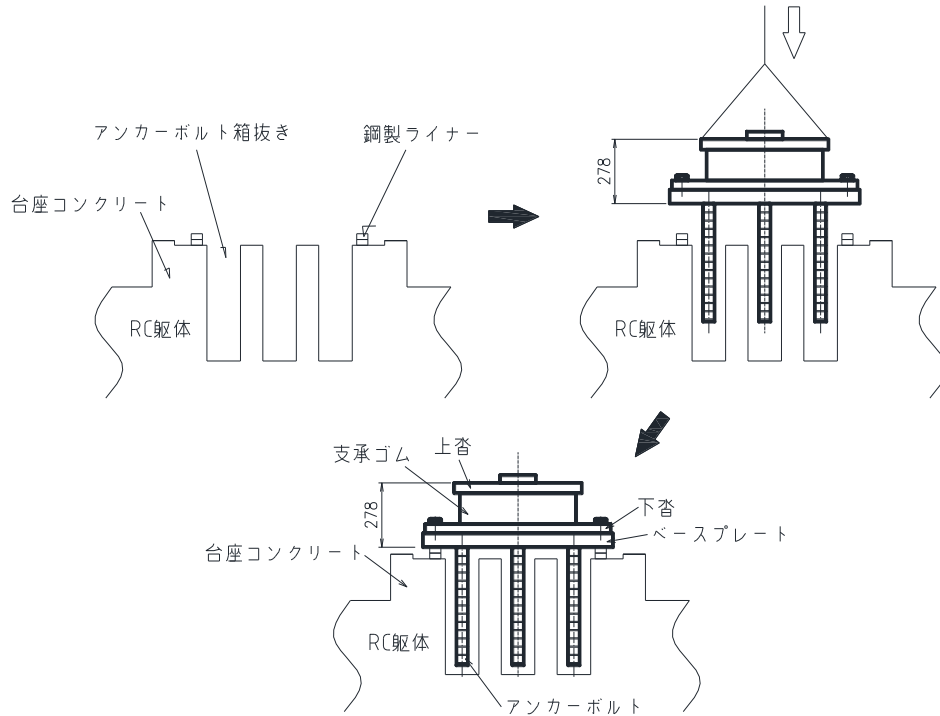


図 4(1) 鉛直支承の施工ステップ図

STEP2 鋼桁架設

鋼桁を仮受構台にて仮受けし鉛直支承には荷重が作用しない状態にて、所定の位置に設置する。

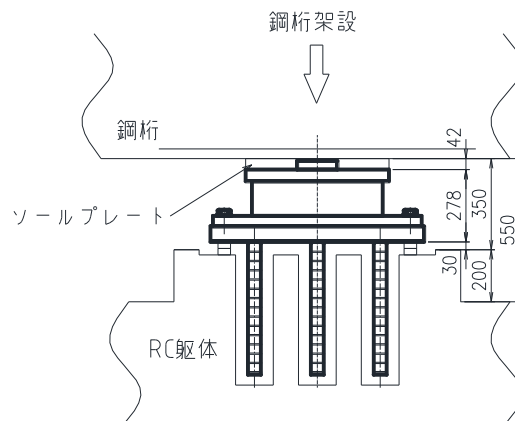


図 4(2) 鉛直支承の施工ステップ図

STEP3 セットボルト締め付け

鋼桁内からセットボルトを締め付け鋼桁と支承を固定する。

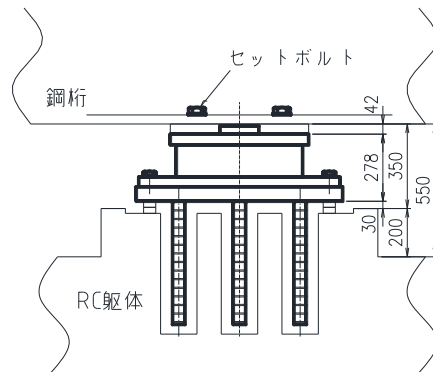
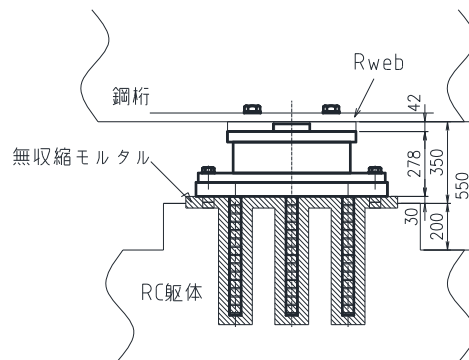


図 4(3) 鉛直支承の施工ステップ図

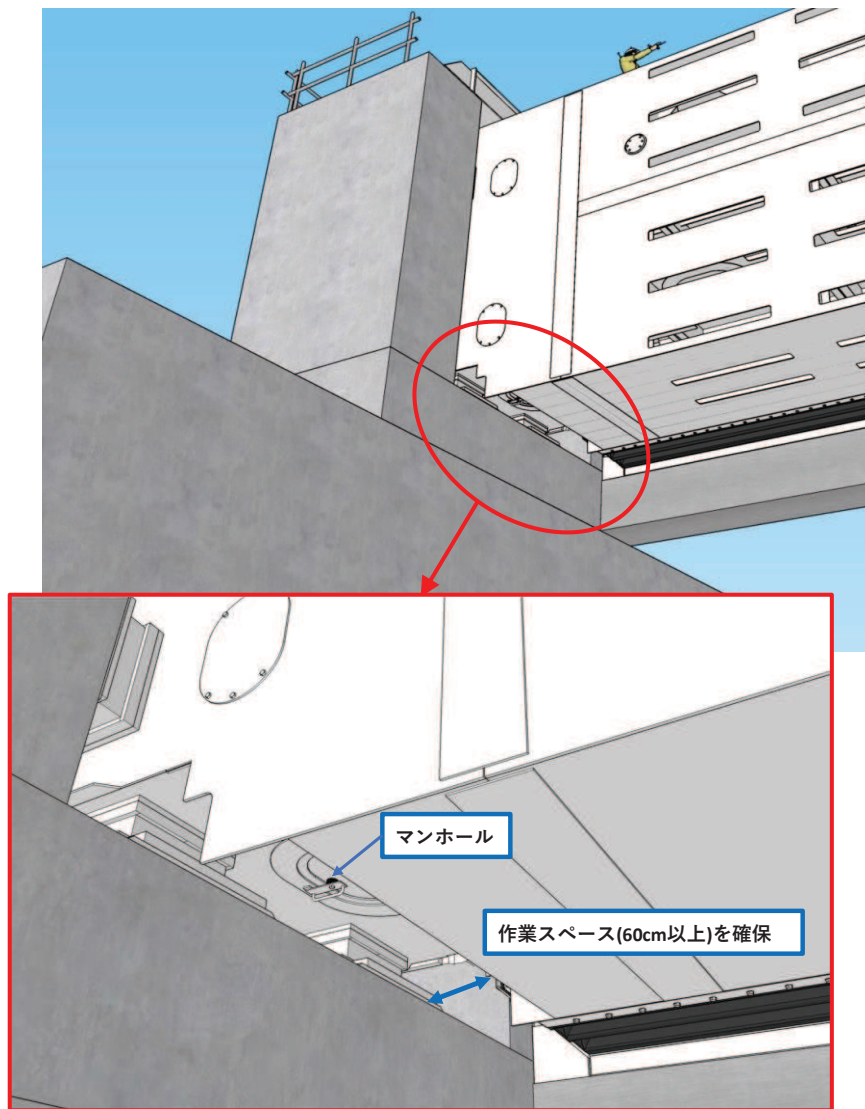
STEP4 無収縮モルタル打設

鋼桁に設けたマンホール及びRC橋脚側面から、箱抜き部および沓座部に無収縮モルタルを流し込み施工完了。



(無収縮モルタル施工状況の例)

図 4(4) 鉛直支承の施工ステップ図



(マンホールの概要)

図 4(5) 鉛直支承の施工ステップ図

(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4-1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4-2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4-3)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。

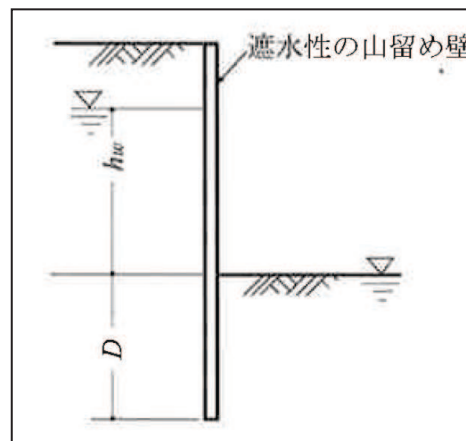


図4-1 ボイリング概略図

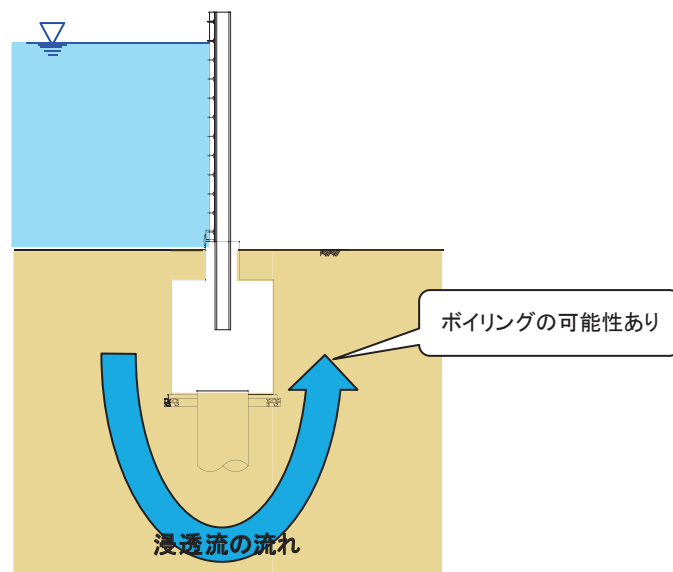


図4-2 防潮壁におけるボイリングの発生概念図

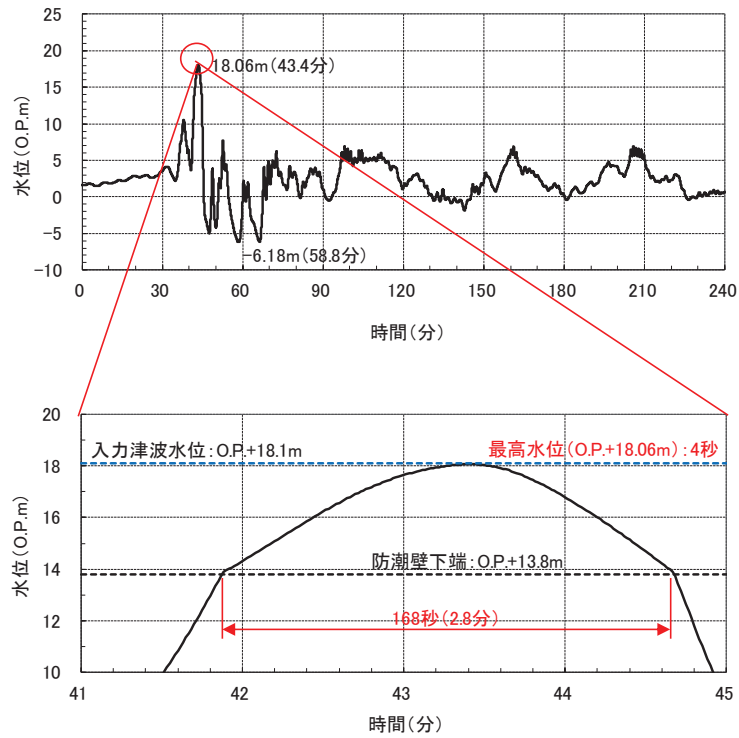


図 4-3(1) 津波滞留時間(第 2 号機海水ポンプ室の場合)

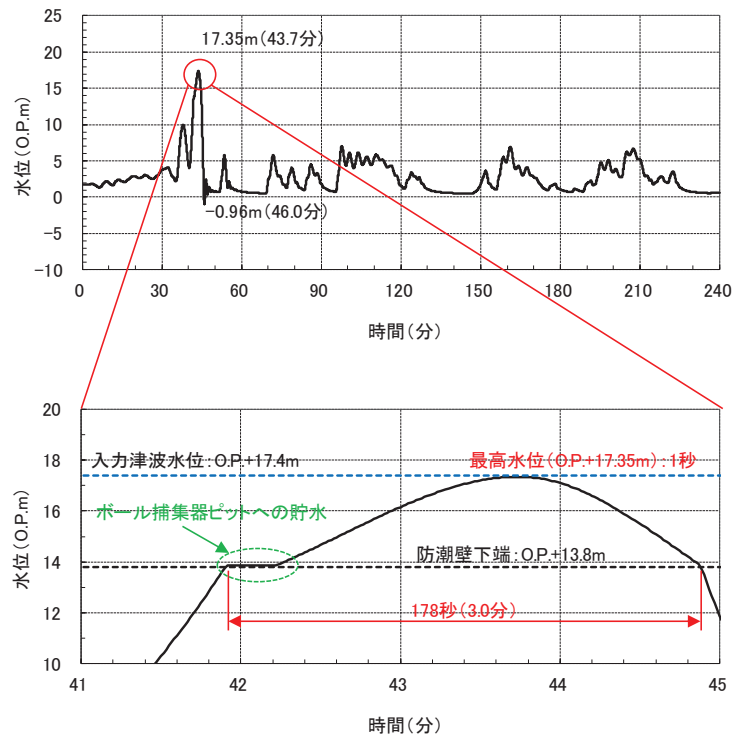


図 4-3(2) 津波滞留時間(第 2 号機放水立坑の場合)

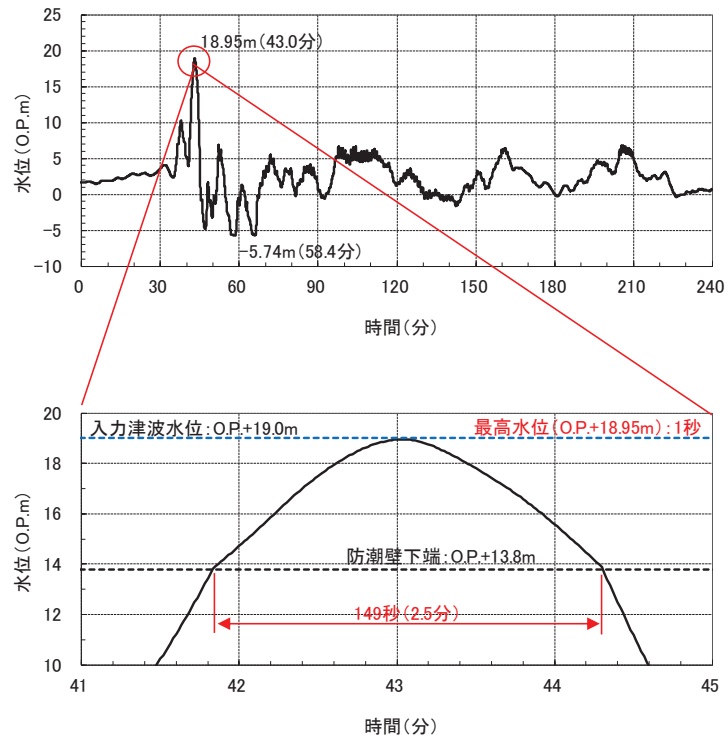


図 4-3(3) 津波滞留時間(第 3 号機海水ポンプ室の場合)

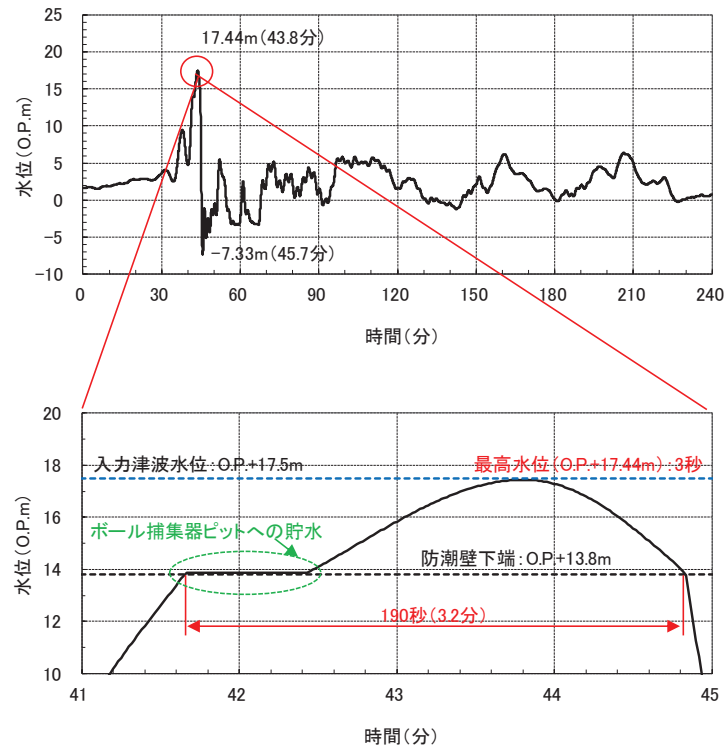


図 4-3(4) 津波滞留時間(第 3 号機放水立坑の場合)

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 4-4 に示す。

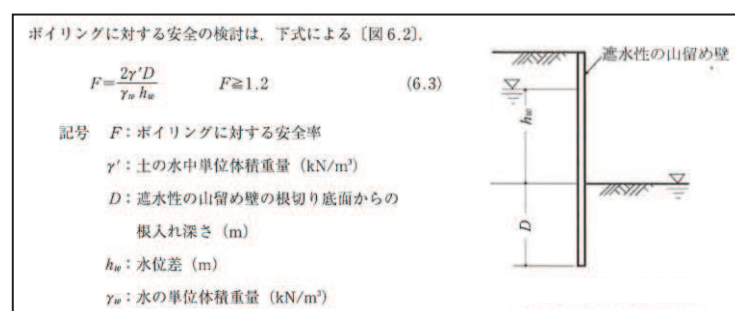


図 4-4 ボイリングに対する安全性検討式
「山留め設計指針 平成 29 年（日本建築学会）」より抜粋)

2.3 評価条件

ボイ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。ボイリングを検討する評価対象位置を図 4-5～図 4-8 に示す。ここで、第 2 号機海水ポンプ室の評価対象位置⑩´，⑪´及び、第 3 号機防潮壁海水ポンプ室の評価対象位置④´，⑤´である防潮堤取り合い部について、構造概要を図 4-9 に示す。防潮堤との取り合い部については、図 4-10 に示すように下端をセメント改良土にて埋め戻す方針とする。なお、第 2 号機海水ポンプ室の評価対象位置⑫，⑬及び第 3 号機海水ポンプ室の評価対象位置⑨，⑩の構造概要については、「5.27 防潮壁の止水構造について」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。

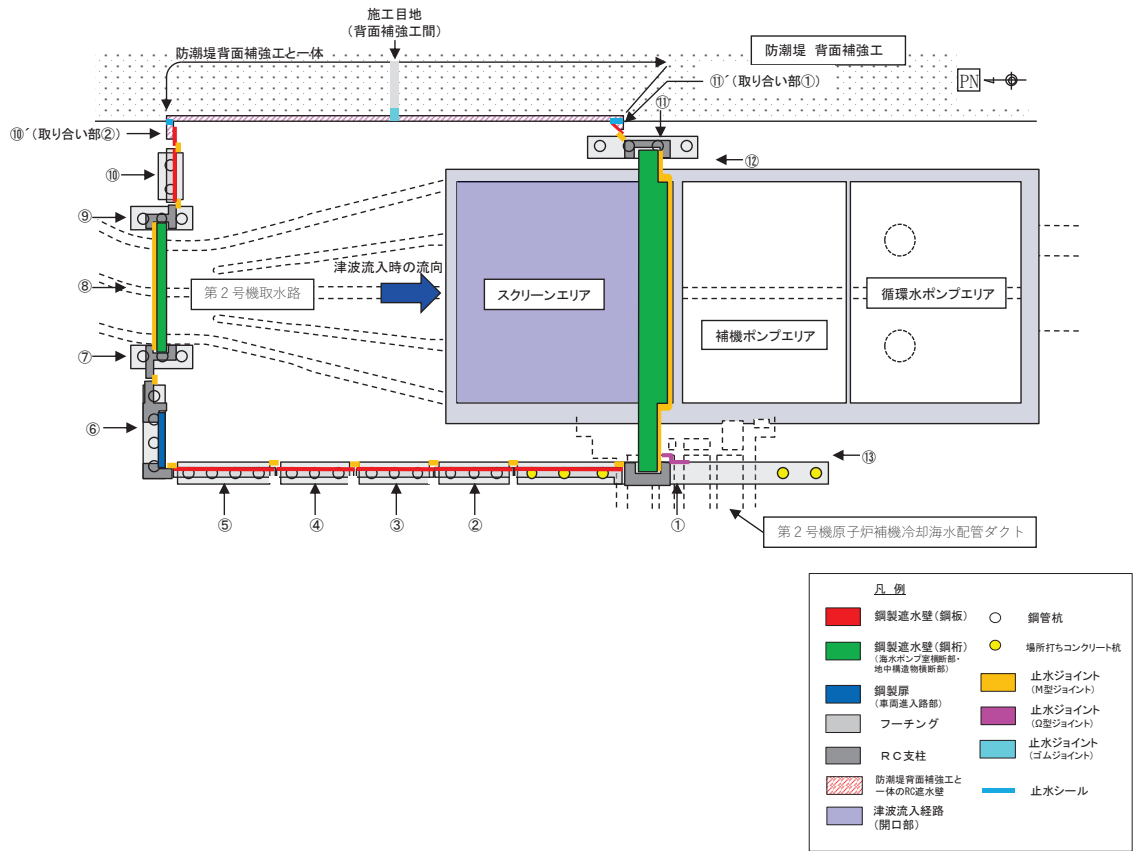


図 4-5(1) ボイリング評価検討箇所平面図 (防潮壁 (第2号機海水ポンプ室))

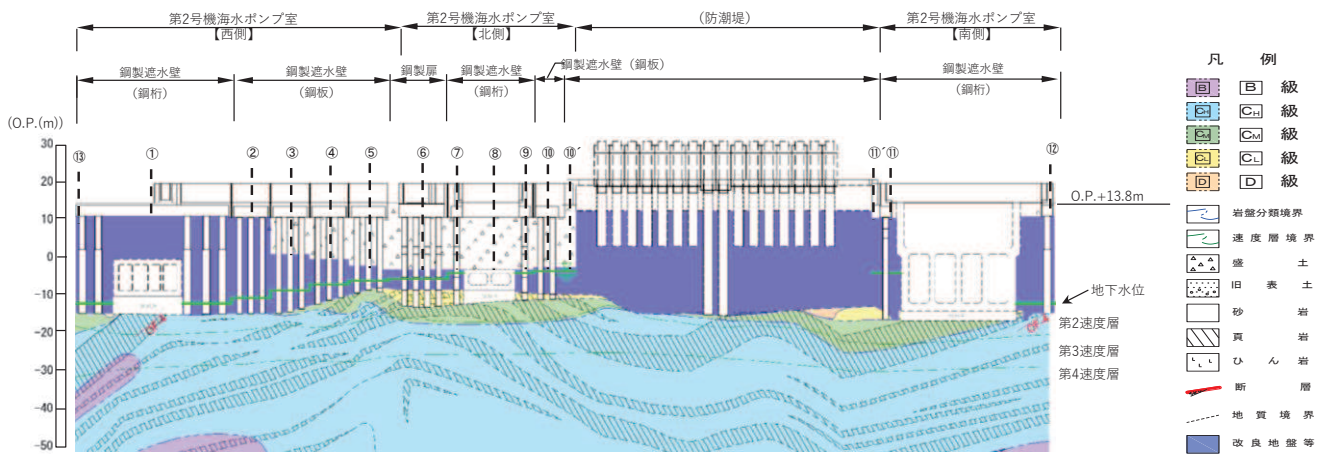


図 4-5(2) ボイリング評価検討箇所縦断図 (防潮壁 (第2号機海水ポンプ室))

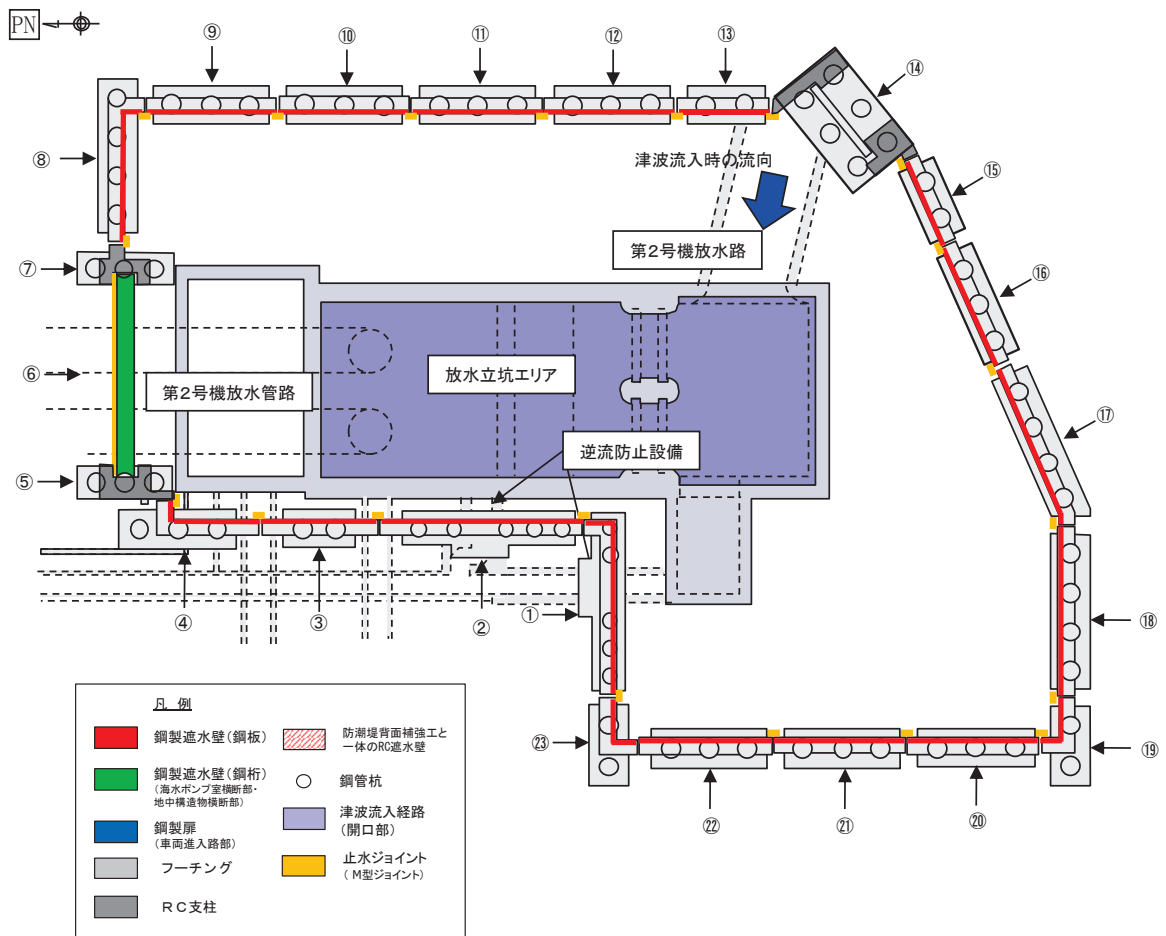


図 4-6(1) ボイリング評価検討箇所平面図 (防潮壁 (第 2 号機放水立坑))

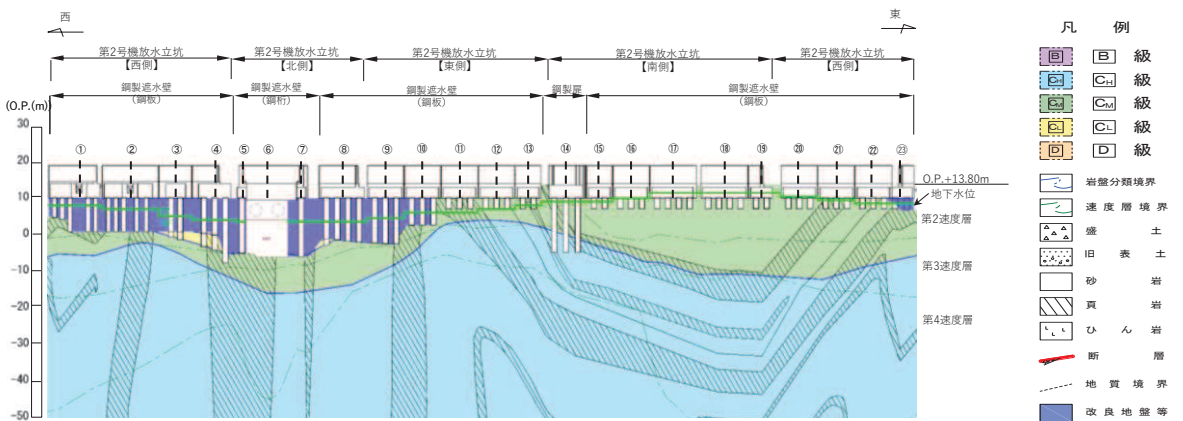


図 4-6(2) ボイリング評価検討箇所縦断図 (防潮壁 (第 2 号機放水立坑))

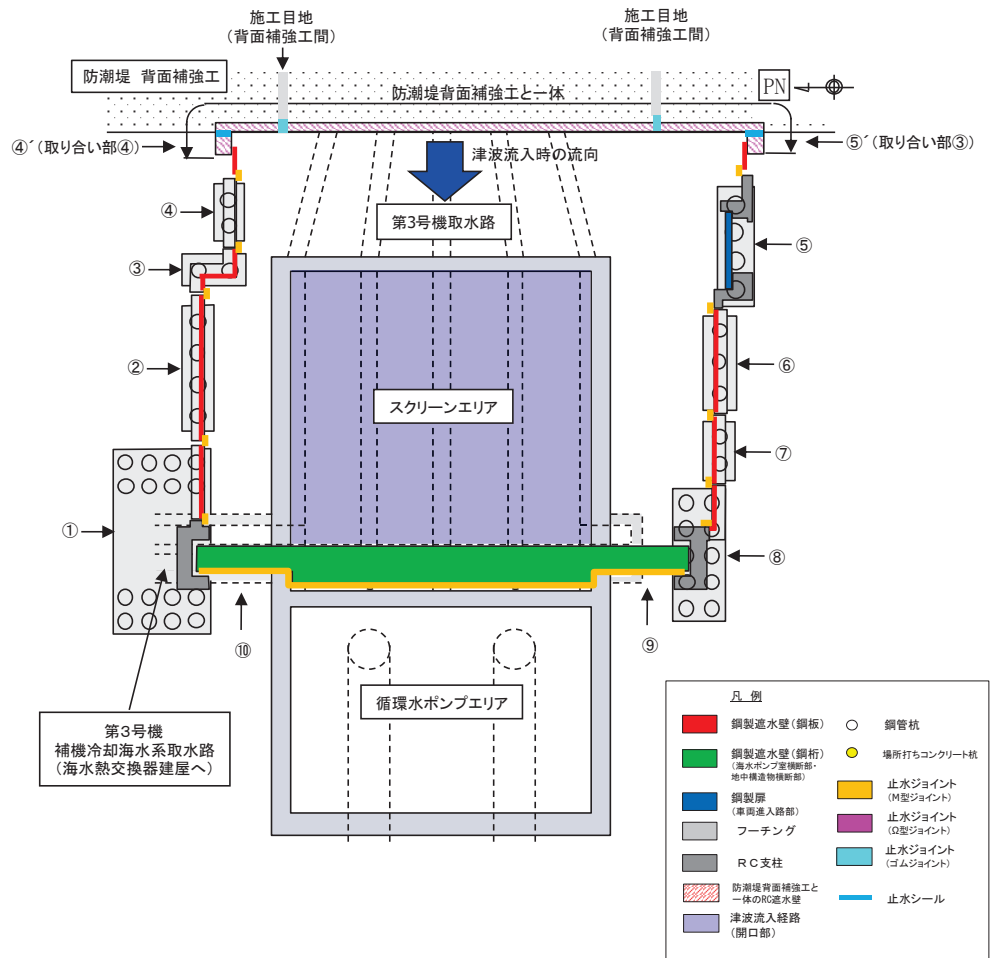


図 4-7(1) ボイリング評価検討箇所平面図 (防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室))

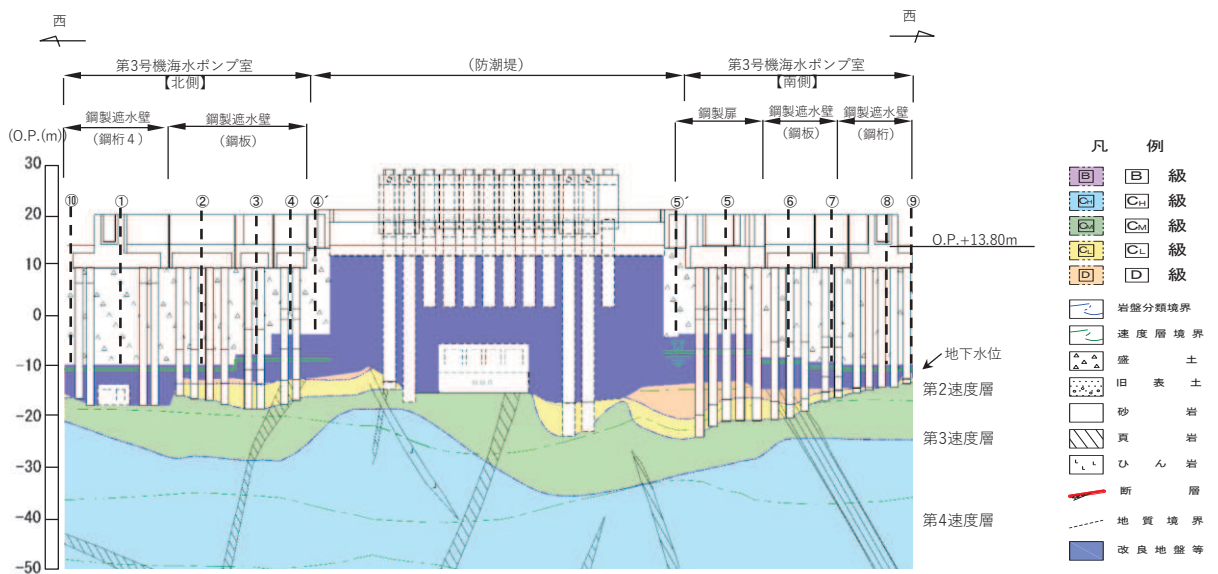


図 4-7(2) ボイリング評価検討箇所縦断図 (防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室))

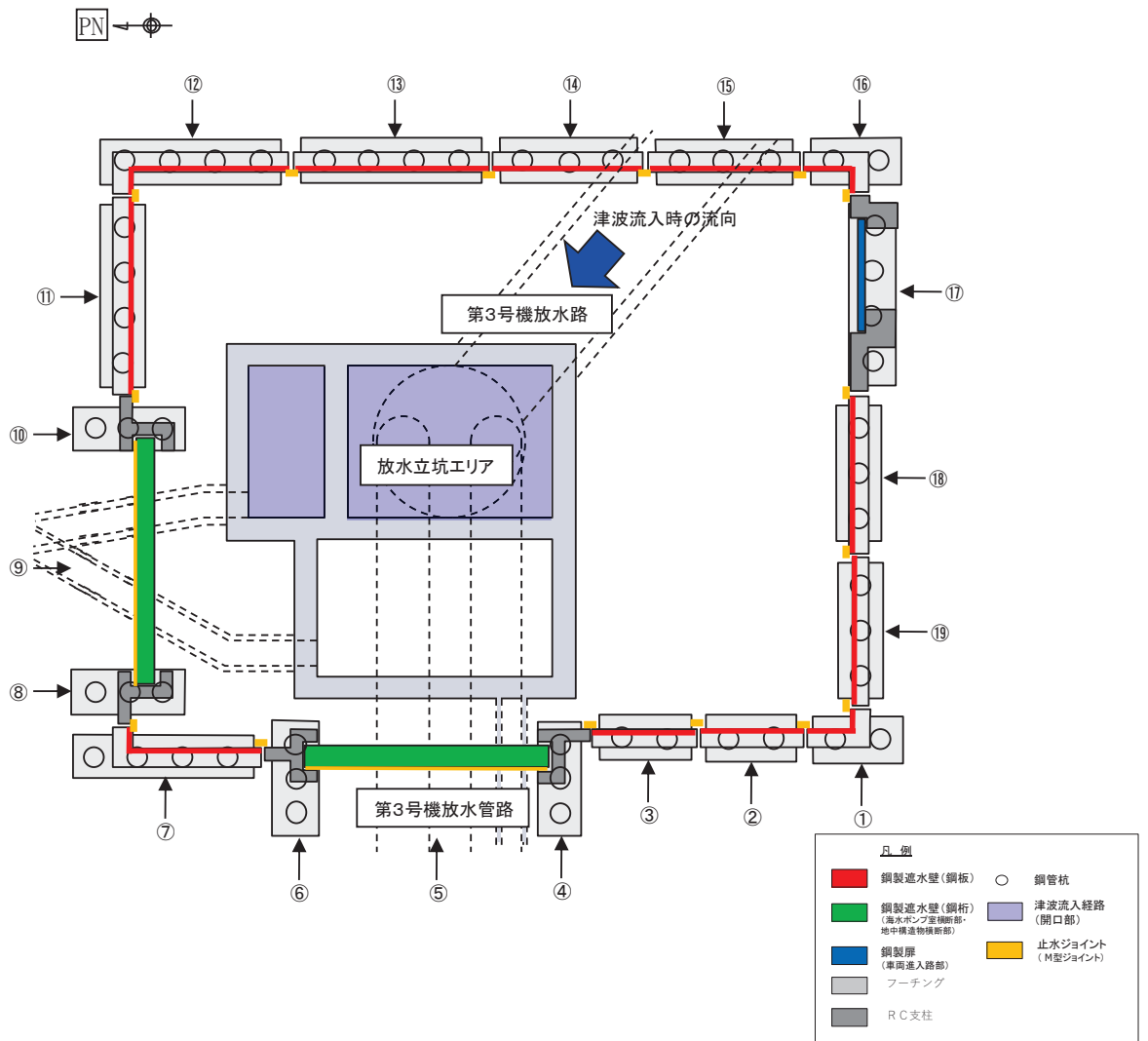


図 4-8(1) ボイリング評価検討箇所平面図 (防潮壁 (第 3 号機放水立坑))

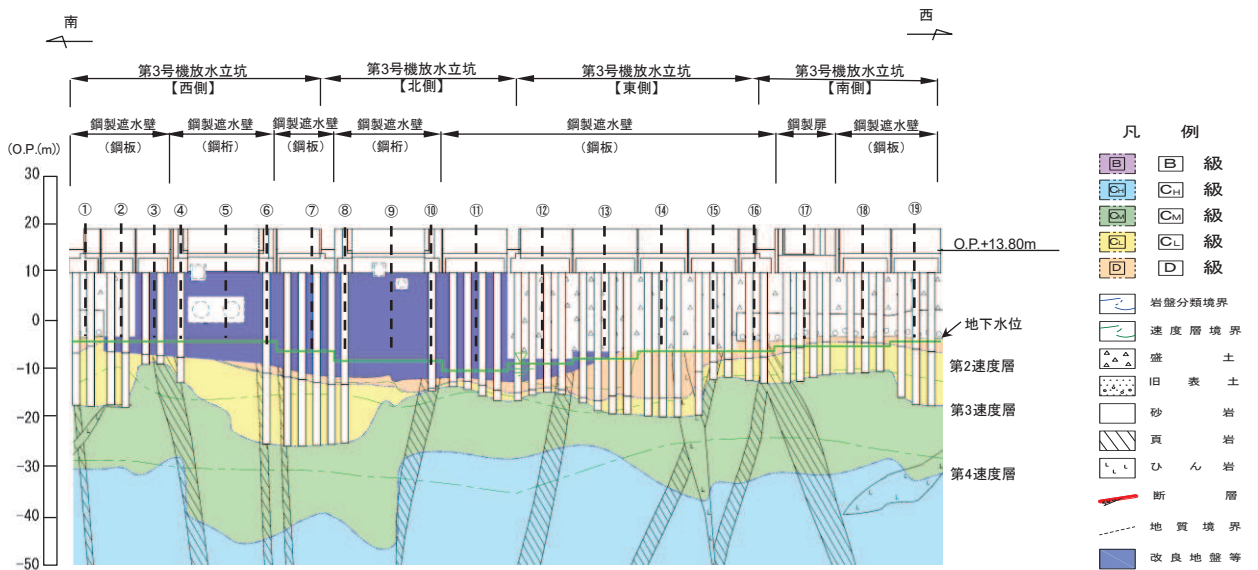


図 4-8(2) ボイリング評価検討箇所縦断面図 (防潮壁 (第 3 号機放水立坑))
(参考) 4-9

追而

図 4-9 防潮堤取り合い部の構造概要

追而

図 4-10(1) 防潮堤取り合い部のセメント改良土埋戻し範囲
(第 2 号機海水ポンプ室：取り合い部①②)

追而

図 4-10(2) 防潮堤取り合い部のセメント改良土埋戻し範囲
(第 3 号機海水ポンプ室：取り合い部③④)

2.3.1 入力津波水位の設定

表 4-1 に示す入力津波水位を採用した。

表 4-1 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)	0. P. +18. 1
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	0. P. +17. 4
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	0. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	0. 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4-11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4-5～図4-8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4-2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4-2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)

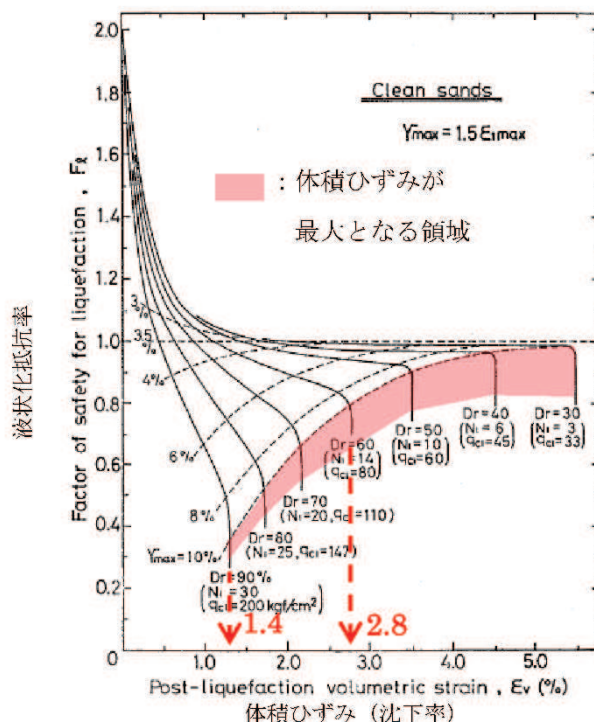


図4-11 評価対象箇所の揺すり込み沈下量の算定方法

表 4-2(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) A	旧表土層厚(m) B	沈下量 (m) C (A×1.4%+B× 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
	⑩ [^]	取り合い部	追而	追而	追而
	⑪	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑪ [^]	取り合い部	追而	追而	追而
	⑫	構造物間	0.00	0.00	0.00
⑬	構造物間	0.00	0.00	0.00	

表 4-2(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)	旧表土層厚(m)	沈下量 (m)
			A	B	C (A×1.4%+B×2.4%)
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 4-2(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)	旧表土層厚 (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
	④´	取り合い部	追而	追而	追而
	⑤	鋼板部	17.70	0.00	0.25
	⑤´	取り合い部	追而	追而	追而
	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>
	⑨	構造物間	23.80	0.00	<u>0.34</u>
	⑩	構造物間	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	0.00	0.00	0.00
	④	鋼板部	0.00	0.00	0.00
	⑤	鋼桁部	0.00	0.00	0.00
	⑥	鋼板部	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	鋼桁部	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	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 4-3 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 O. P. +13. 8*
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

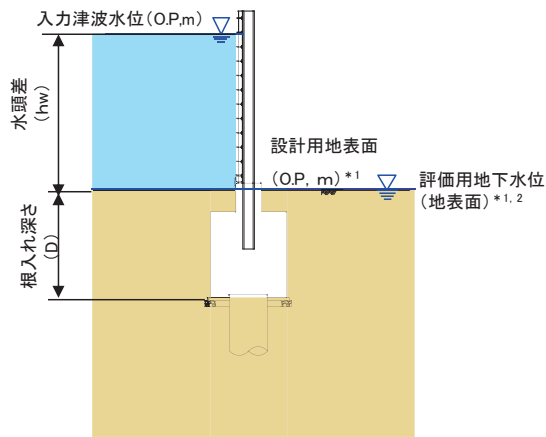
注記* : 岩盤部や全深度地盤改良部については、揺すり込み沈下が生じないことから設計用地表面を O. P. +13. 8m とする。

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。

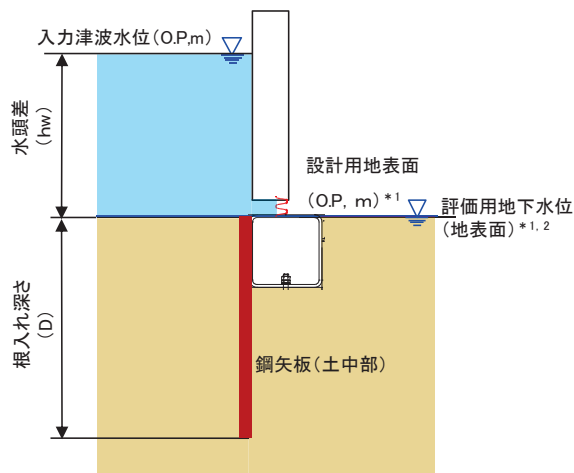
2.3.4 評価モデル

「2.3 評価条件」により設定した評価モデルを図 4-12 に示す。評価モデルは、鋼板部、鋼桁部、防潮堤取り合い部及び構造物間に大別される。



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。

図 4-12(1) 評価モデル (鋼板部)



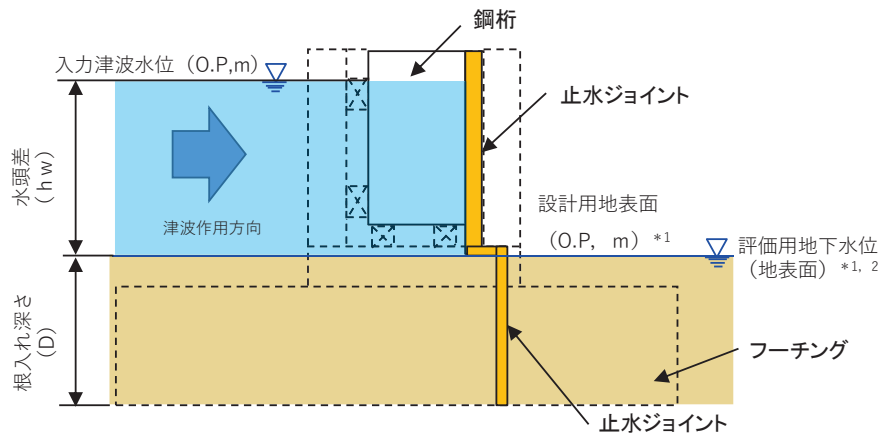
注記*1：地盤の揺すり込み沈下量(0.4m)を考慮し、一律 O.P.+13.4m とする。
(岩盤部及び全深度地盤改良部は除く)
*2：ボーリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

図 4-12(2) 評価モデル (鋼桁部*3)

注記*：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。

追而

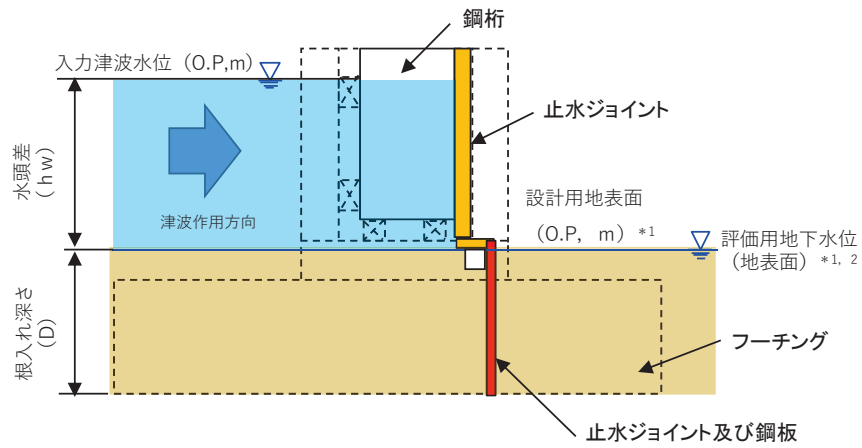
図 4-12(3) 評価モデル (防潮堤取り合い部)



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: ボイリングの検討において保守的となるよう地表面とする。

図 4-12(4) 評価モデル (構造物間) (第 2 号機海水ポンプ室)



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。

図 4-12(5) 評価モデル (構造物間) (第 3 号機海水ポンプ室)

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4-4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4-4(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
	⑩ [~]	取り合い部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
	⑪	鋼板部	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48
	⑪ [~]	取り合い部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
⑫	構造物間	18.10	13.80	3.80	4.30	8.50	10.10	1.48	
⑬	構造物間	18.10	13.80	3.50	4.30	8.50	10.10	1.37	

表 4-4(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 4-4(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' (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
	④ [〃]	取り合い部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
	⑤	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑤ [〃]	取り合い部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
	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
	⑨	構造物間	19.00	13.40	3.00	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑩	構造物間	19.00	13.40	3.00	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1) 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4-5に示す。表4-5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及び第3号機海水ポンプ室の構造物間において、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4-13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、有効重量を上げて、ボーリングに対する裕度確保に配慮することとする。ここで、「山留め設計指針 平成29年(日本建築学会)」によると、Terzaghiの方法によるボーリングの検討方法の中で、根切り面より上の山留め背面地盤内において、水頭損失の無いモデルとした場合、ボーリングが影響する幅について、山留の根入れ深さDの半分であることを実験により確認している(図4-14)ことから、セメント改良土の埋戻し範囲については根入れ長の1/2以上の埋戻し幅を確保する。

セメント改良土による埋戻し後の評価結果を表4-6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4-5(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' (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
	⑩ [~]	取り合い部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
	⑪	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33
	⑪ [~]	取り合い部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
	⑫	構造物間	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33
①	構造物間	18.60	13.80	3.50	4.80	8.50	10.10	1.22	

表 4-5(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 4-5(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' (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
	④ [~]	取り合い部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	⑤ [~]	取り合い部	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
	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
⑨	構造物間	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15	
⑩	構造物間	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	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	④	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑤	鋼桁部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑥	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑦	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑧	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑨	鋼桁部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑩	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑪	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	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

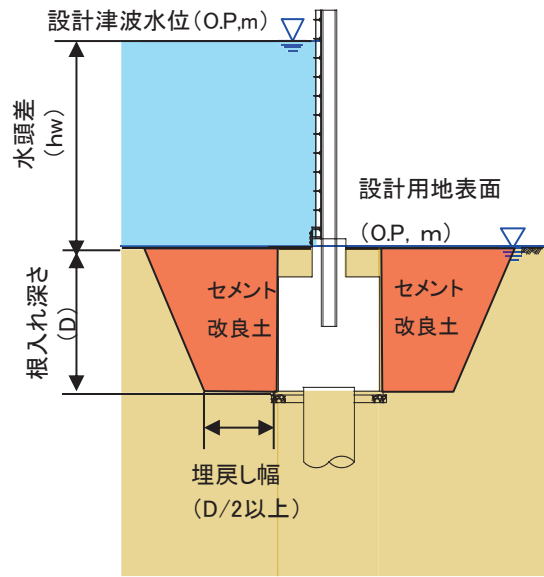


図 4-13 セメント改良土による埋戻し範囲概念図(鋼板部)

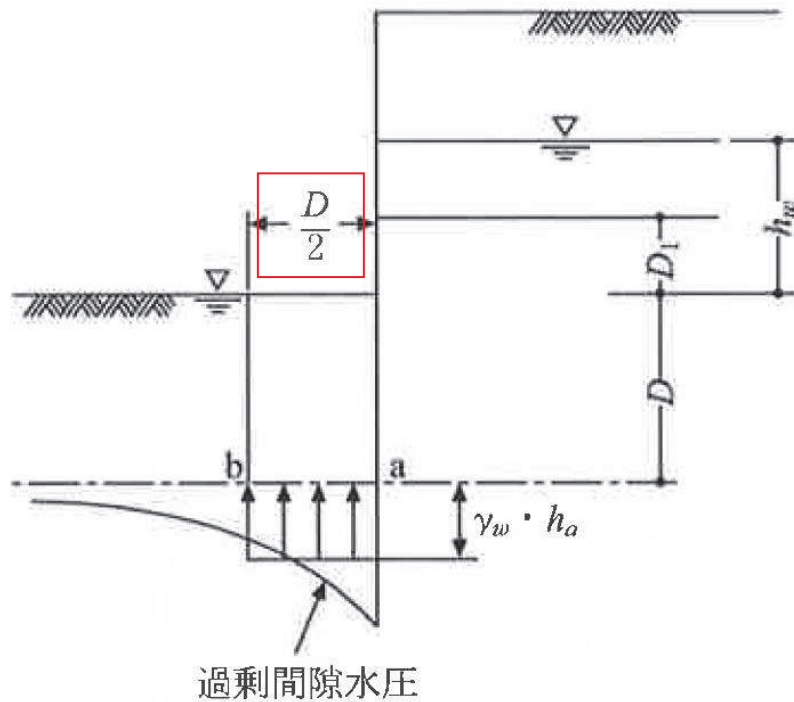


図 6.3.5 テルツァーギの検討方法

図 4-14 Terzaghi の検討方法
 「山留め設計指針 平成 29 年 (日本建築学会)」より抜粋

表 4-6 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	11.50	10.10	1.63
	⑤	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑥	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑦	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑨	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
	⑩	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	11.50	10.10	1.61
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	11.50	10.10	1.56
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	11.50	10.10	1.62
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	11.50	10.10	1.62
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	11.50	10.10	1.62
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	11.50	10.10	1.58
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	11.50	10.10	1.57
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56
	⑨	構造物間	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56
	⑩	構造物間	19.50	13.46	4.16	6.04	11.50	10.10	1.56

(別紙2)防潮堤取り合い部のボイリング対策の概要について

防潮堤取り合い部（鋼板・RC壁）におけるボイリング対策として鋼矢板（鋼板）とセメント改良土の表層改良体を構築し、これにより必要根入れ長を確保する。

概要を図 4-15 に示す。

追而

図 4-15 防潮堤取り合い部（鋼板・RC壁）におけるボイリング対策の概要
（防潮堤取り合い部④の例）

(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。なお、詳細設計を踏まえた構造に基づく、扉体開放時における耐震性については別紙1に示す。

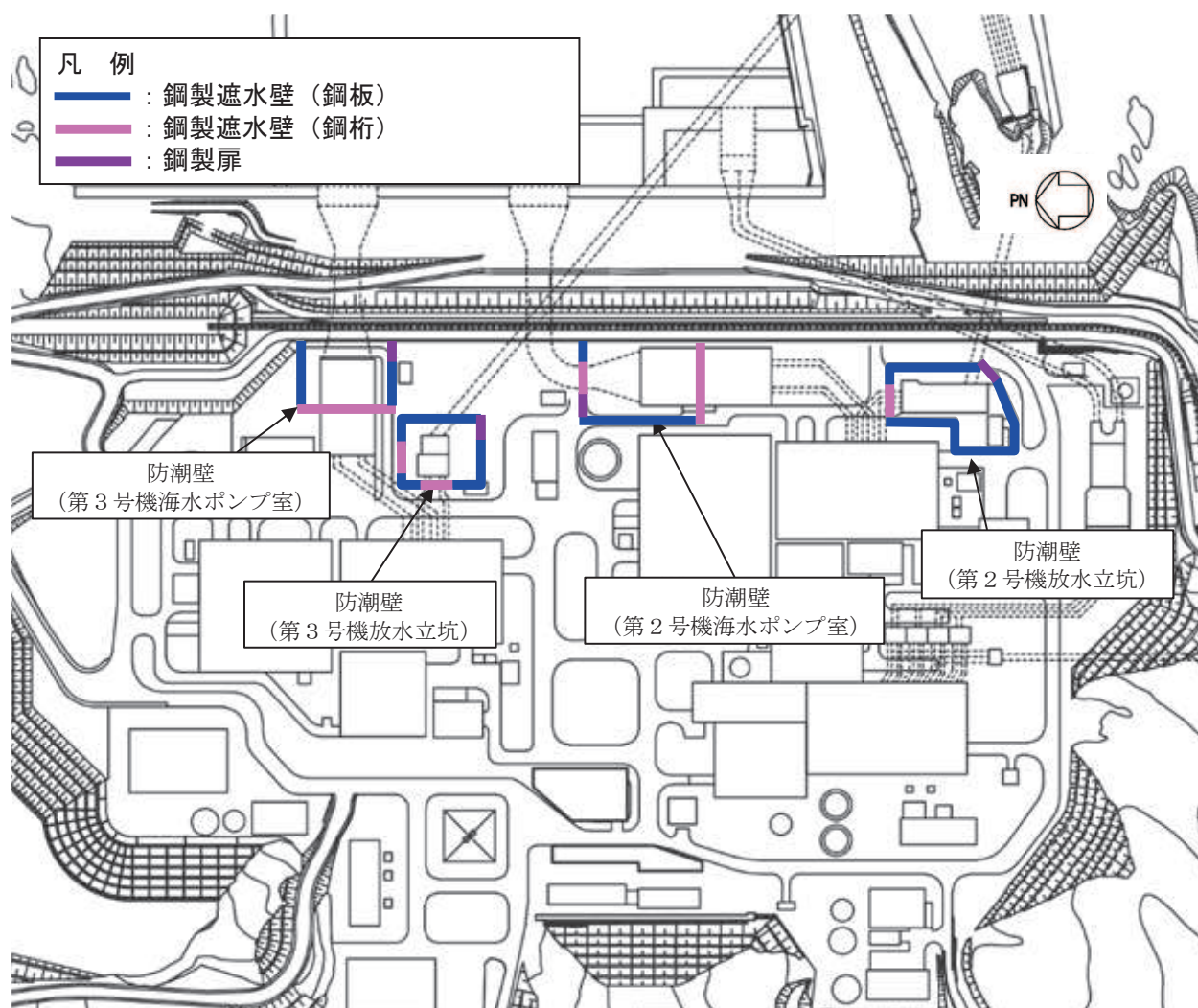
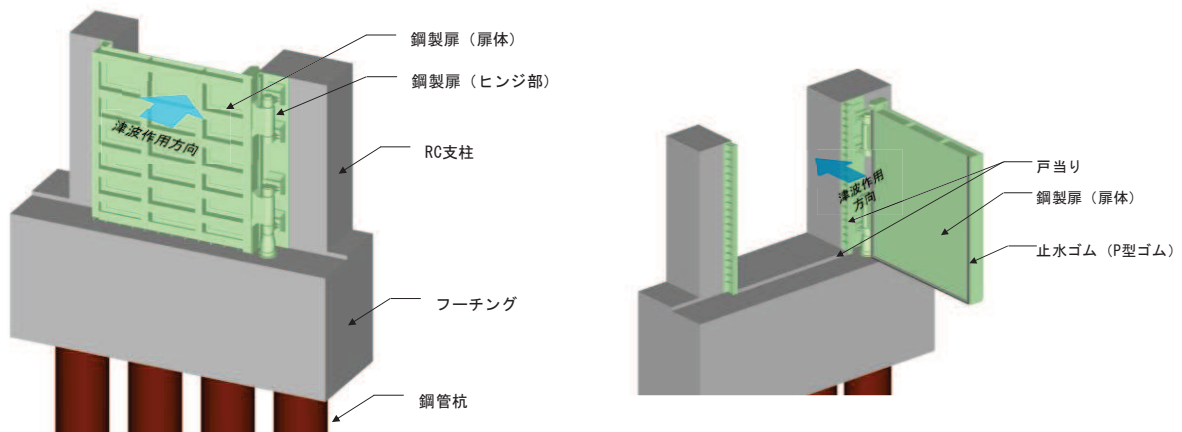


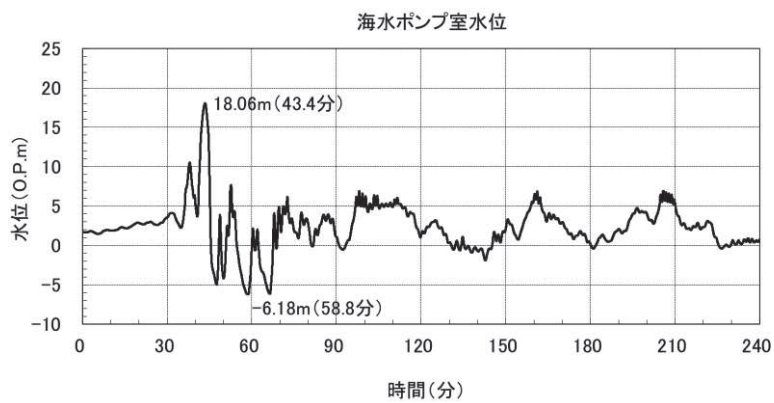
図1-1 防潮壁の平面配置図



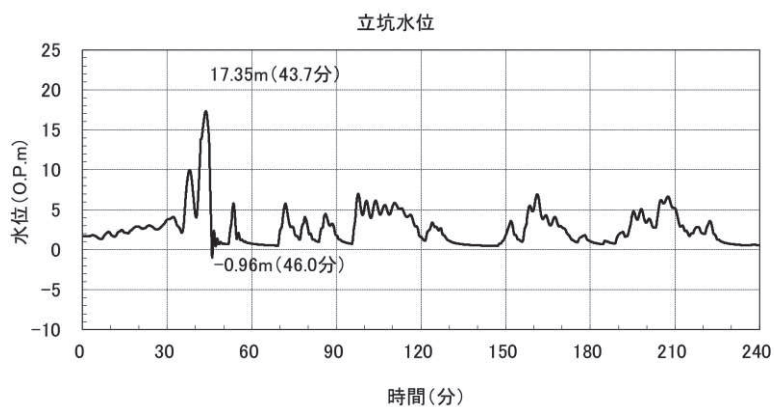
(閉門時)

(開門時)

図 1-2 鋼製扉の構造図 (平面図, 正面図)

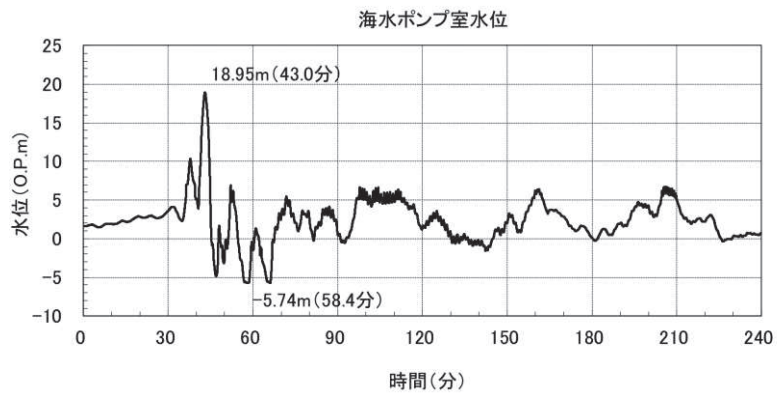


(第 2 号機海水ポンプ室 上昇側)

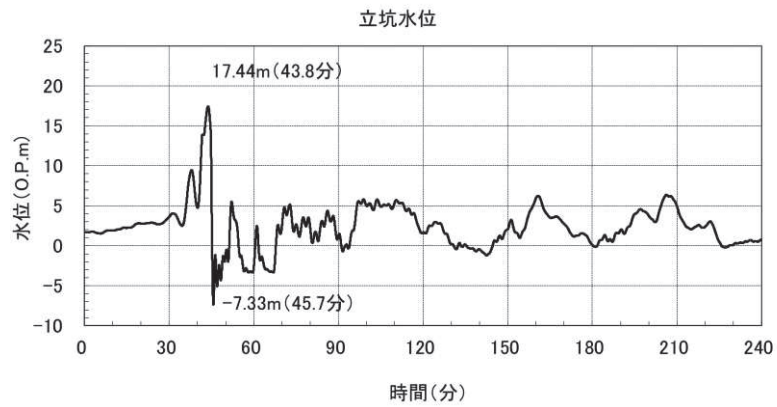


(第 2 号機放水立坑 上昇側)

図 1-3(1) 入力津波の時刻歴波形



(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(2) 入力津波の時刻歴波形

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・点検の方針をイ)～ホ)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出入りする昇降設備（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。

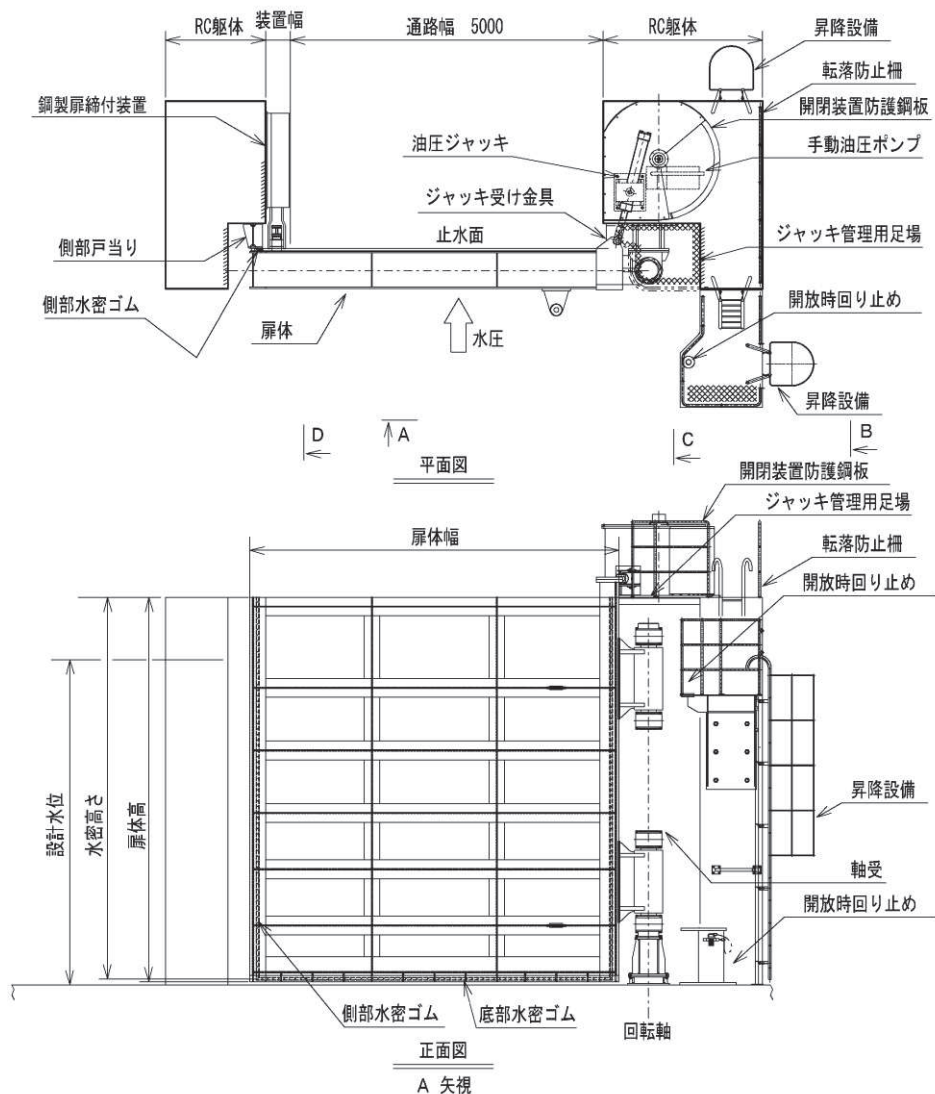
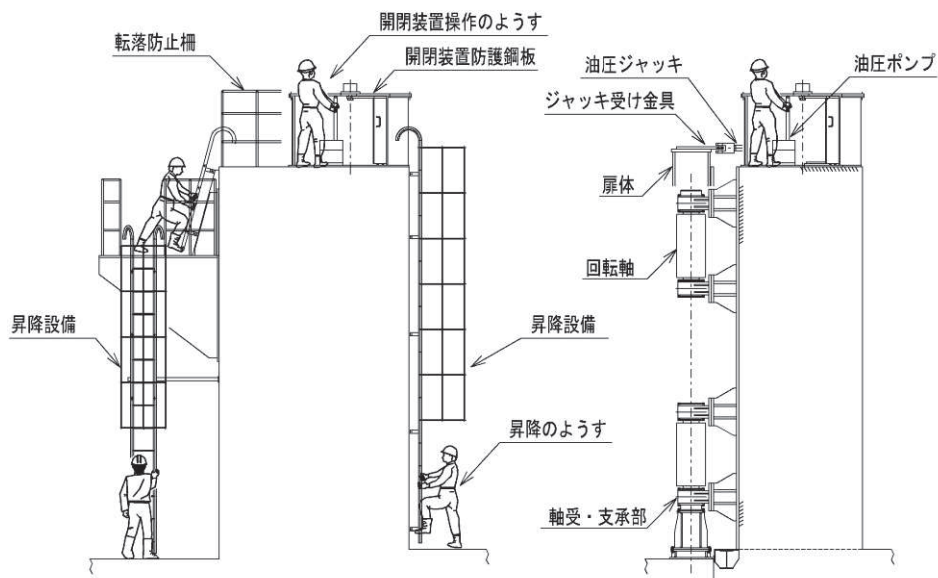


図3-1 開閉装置平面図並びに正面図

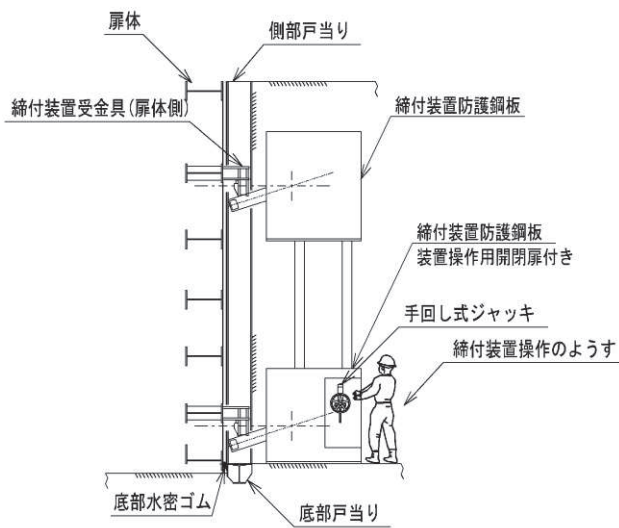


側面図（開閉操作をしているとき）

B 矢視

側面図（開閉操作をしているとき）

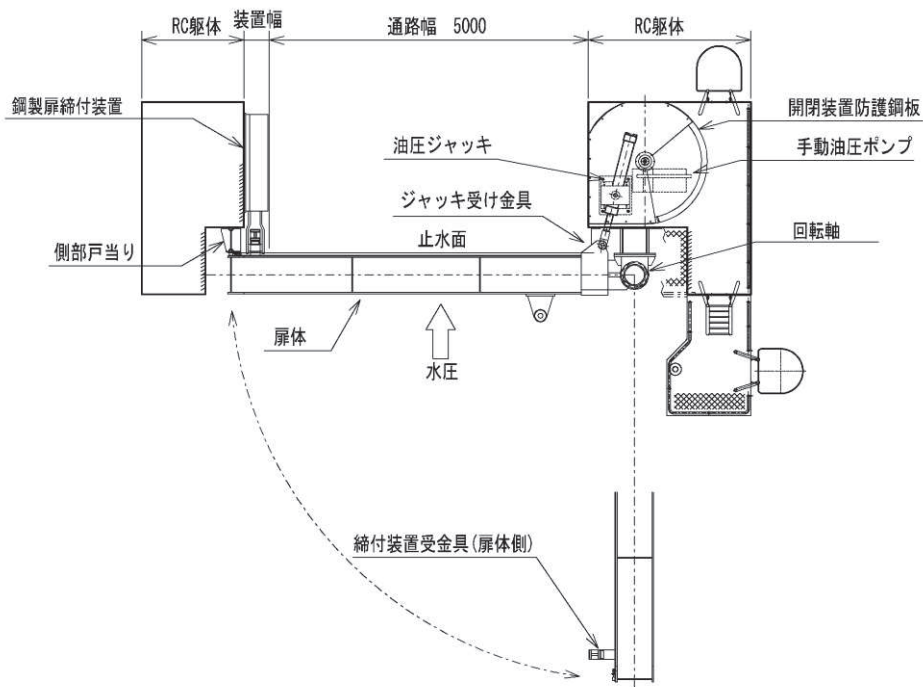
C 矢視



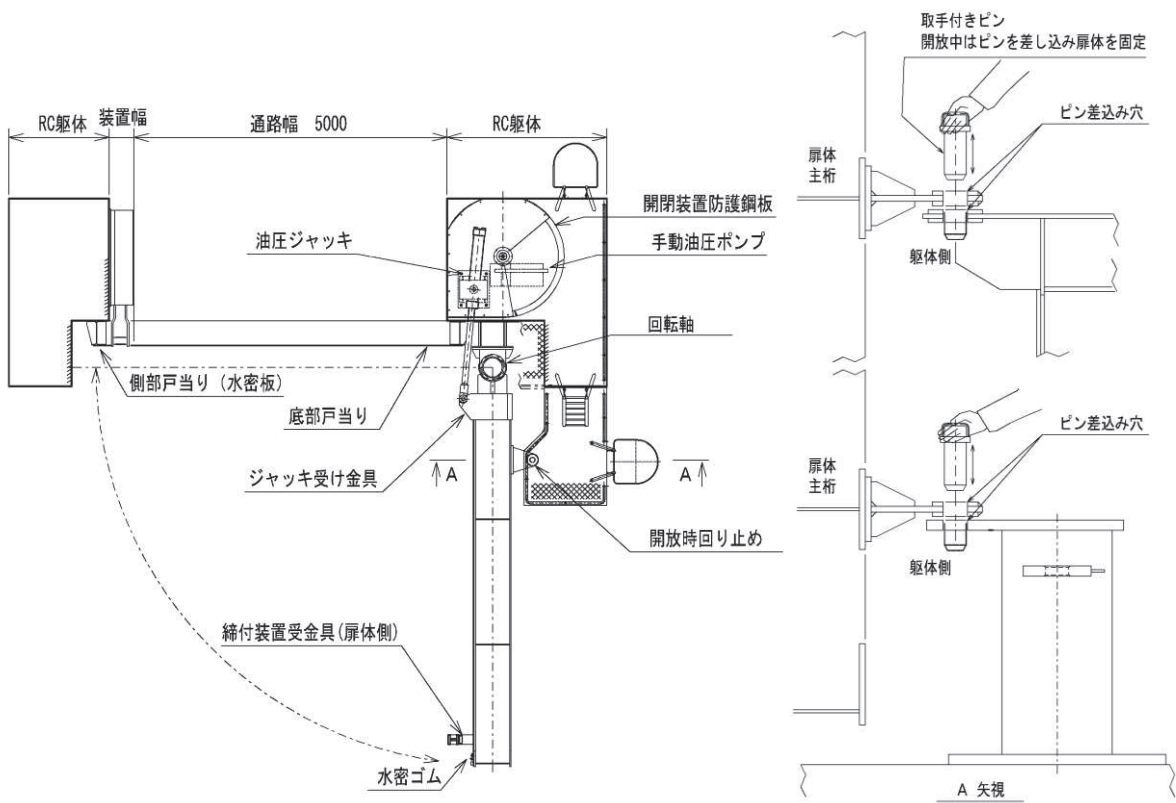
側面図（締付装置を操作しているとき）

D 矢視

図 3-2 開閉装置図



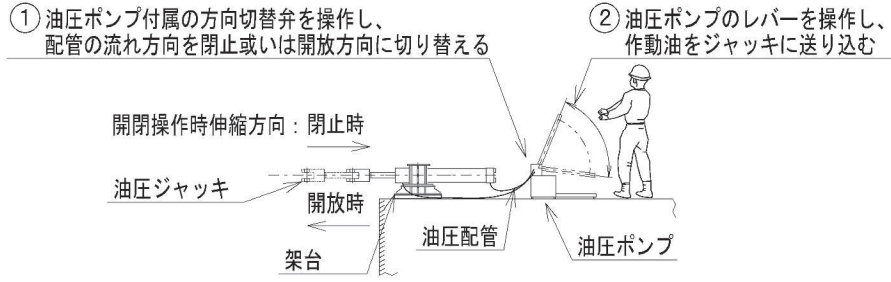
閉止時平面図



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



開閉操作時の油圧ポンプ及び油圧ジャッキの動作概要

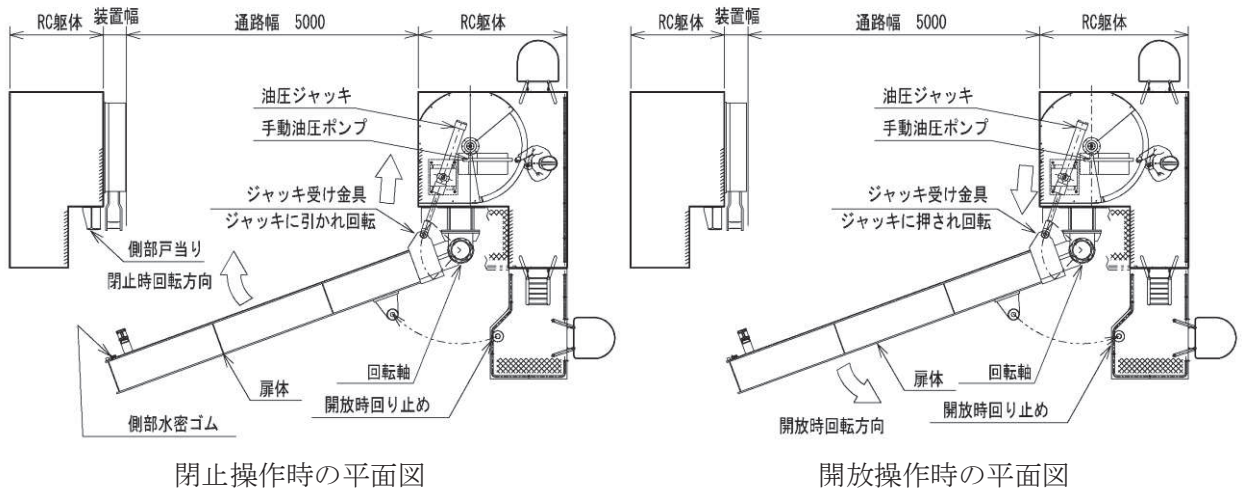


図 3-4 開閉装置（油圧ポンプ，油圧ジャッキ）の動作概要及び操作時の平面図

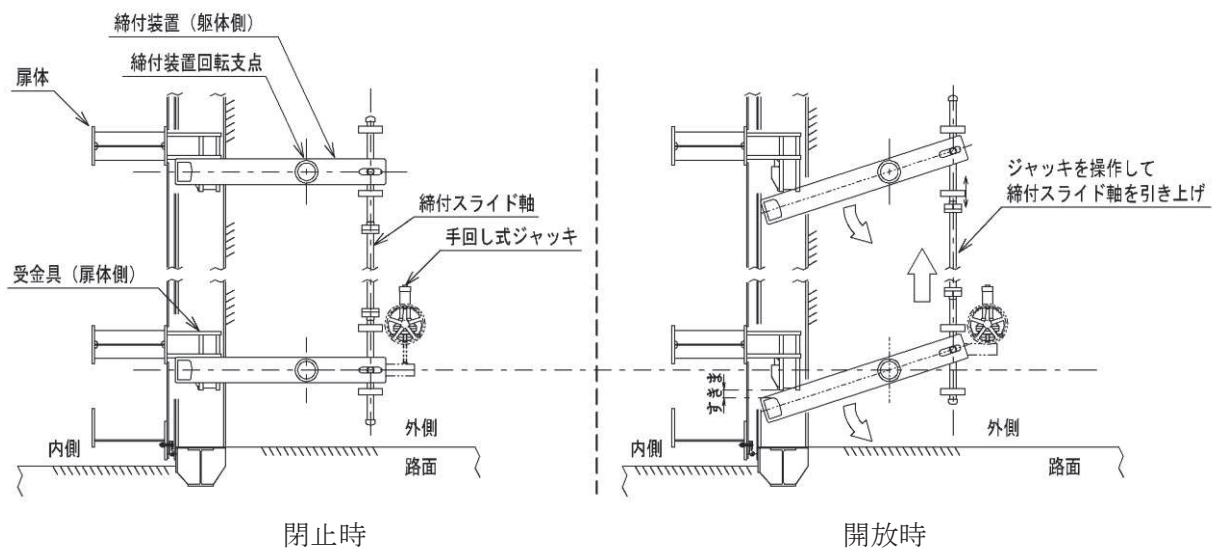


図 3-5(1) 締め付け装置の動作概要

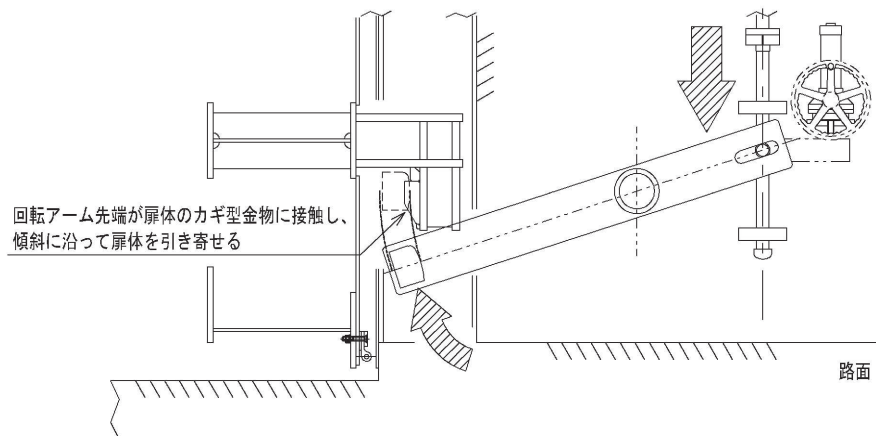


図 3-5(2) 締め付け装置の動作概要 (摺動 (しゅうどう) 部の概要)

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 2 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。

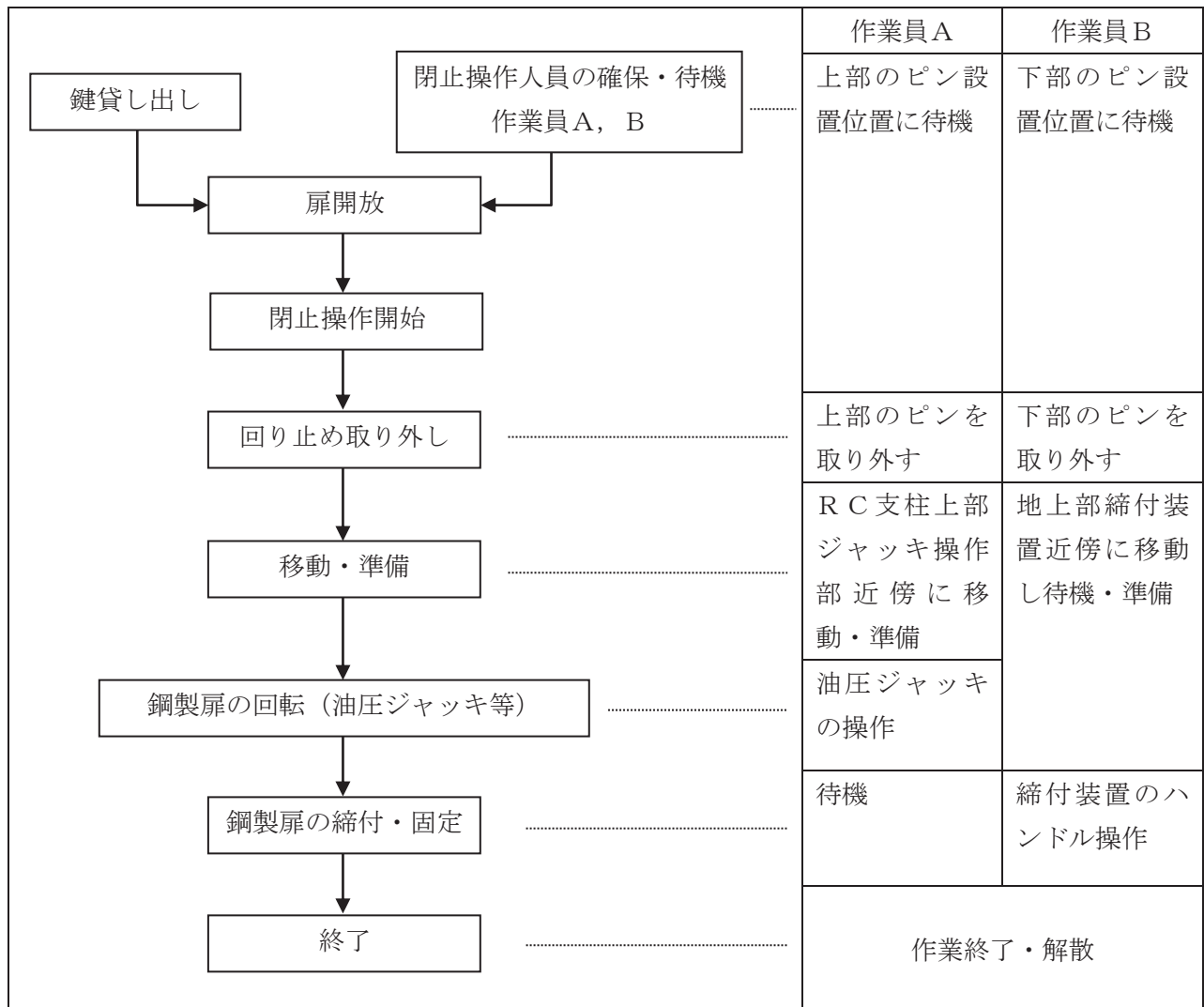


図 3-6 鋼製扉の閉止フロー（手動油圧ポンプ使用）

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3に示す。

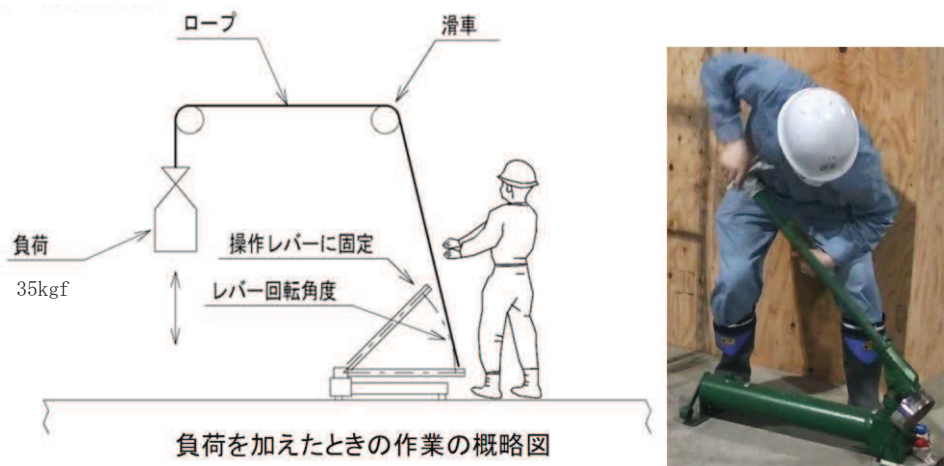


図4-1 試験概要図（3人で30回ずつ操作する）

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 = $2.21 \text{ (s/回)} \times 143^* \text{ (回)} \div 60 \times 1.5 = 5.3 \text{ (分)} \times 1.5 = 7.9 \text{ (分)}$

評価値 = 8.0 (分) [7.9 (分) を整数値に切り上げ丸め]

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4に示す。

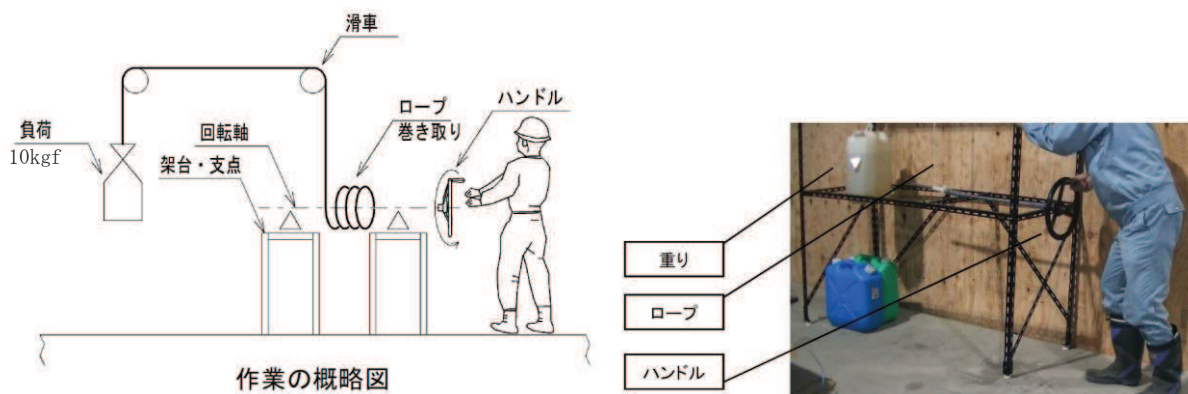


図4-2 試験概要図（3人で15回ずつ操作する）

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) 鋼製扉の扉体開放時の耐震性について

鋼製扉は、前述のとおり、原則閉止運用とし、通常巡視、点検時には、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とともに、開放後の確実な閉止操作及び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方針とする。また、人力で15分以内に開閉可能な構造としている。

よって、鋼製扉が開状態である時間は限られた時間のみであり、その状態で地震力が作用する可能性については極めて低いものと考えられるが、その可能性を完全に否定することは困難であることから、開状態において地震力が作用した場合についても構造健全性が保持されることを確認する。

1. 評価方針

鋼製扉開放時の評価は、「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示す評価方針に準じて実施する。

評価項目は「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示す評価項目に準じるが、閉止時に機能する固定部については、主たる荷重である扉体からの反力が作用せず、評価としては閉止時よりも十分に裕度を有することは明白であるため、評価を省略する。

許容限界は「6.3.4 鋼製扉の耐震計算に関する補足説明資料」に示す評価項目と同様とする。

照査は設計震度が大きい鋼製扉2について行う。

扉体の構造概要図を図1に、鋼製扉開放時の耐震評価フローを図2に、評価項目を表1に示す。

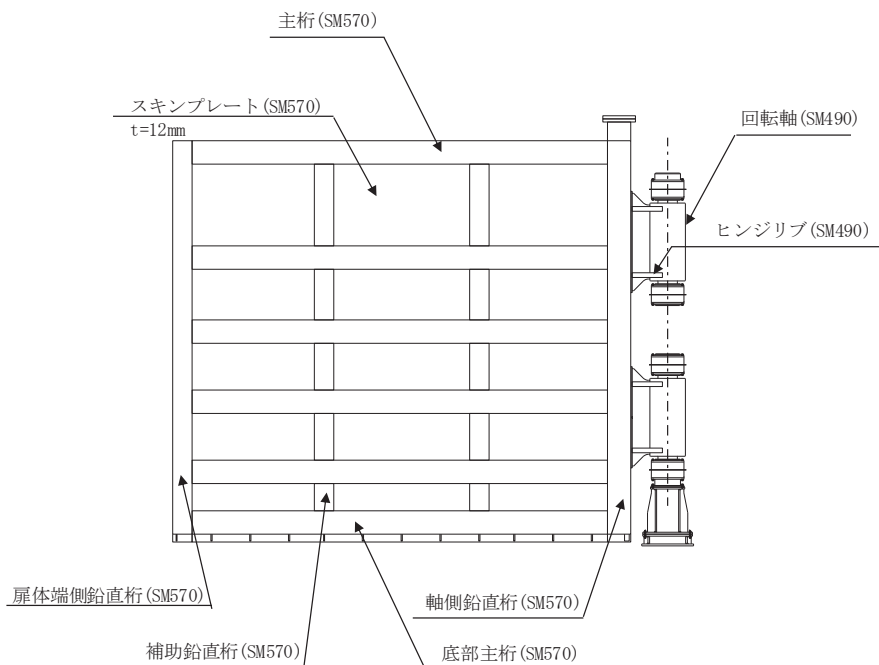
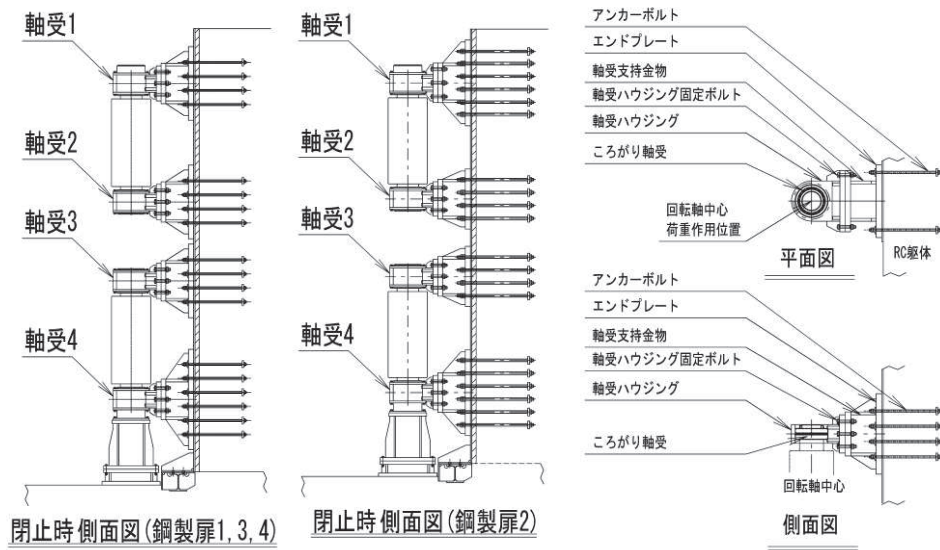
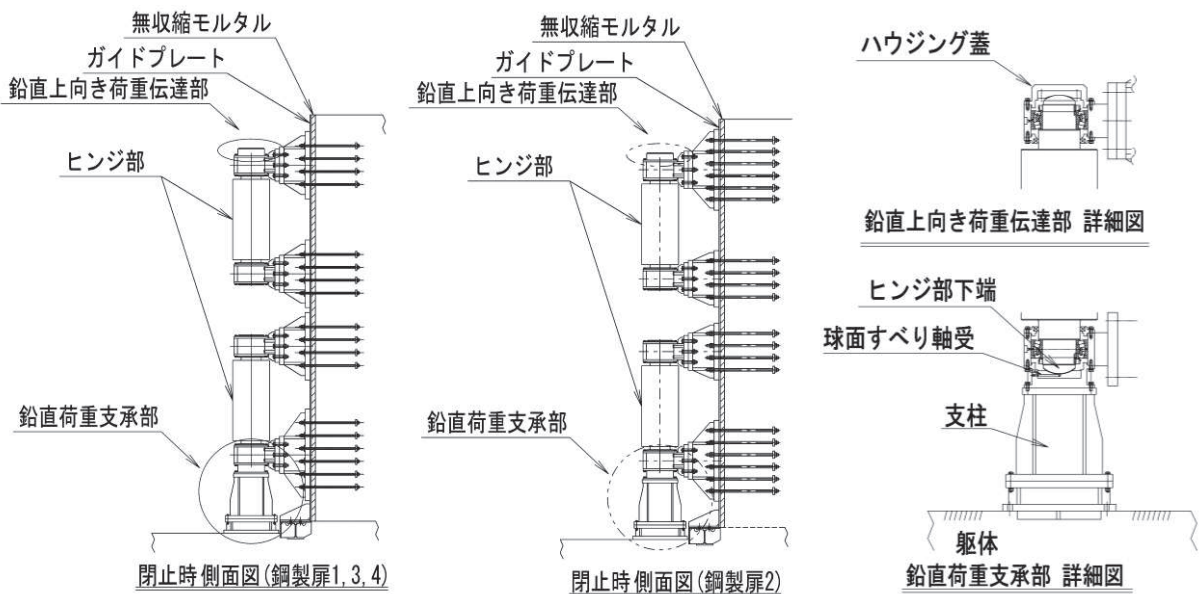


図1(1) 扉体の構造概要図



【ヒンジ部水平荷重支承部】



【ヒンジ部 鉛直上向き荷重伝達部・鉛直荷重支承部】

図 1(2) 扉体の構造概要図
(ヒンジ部)

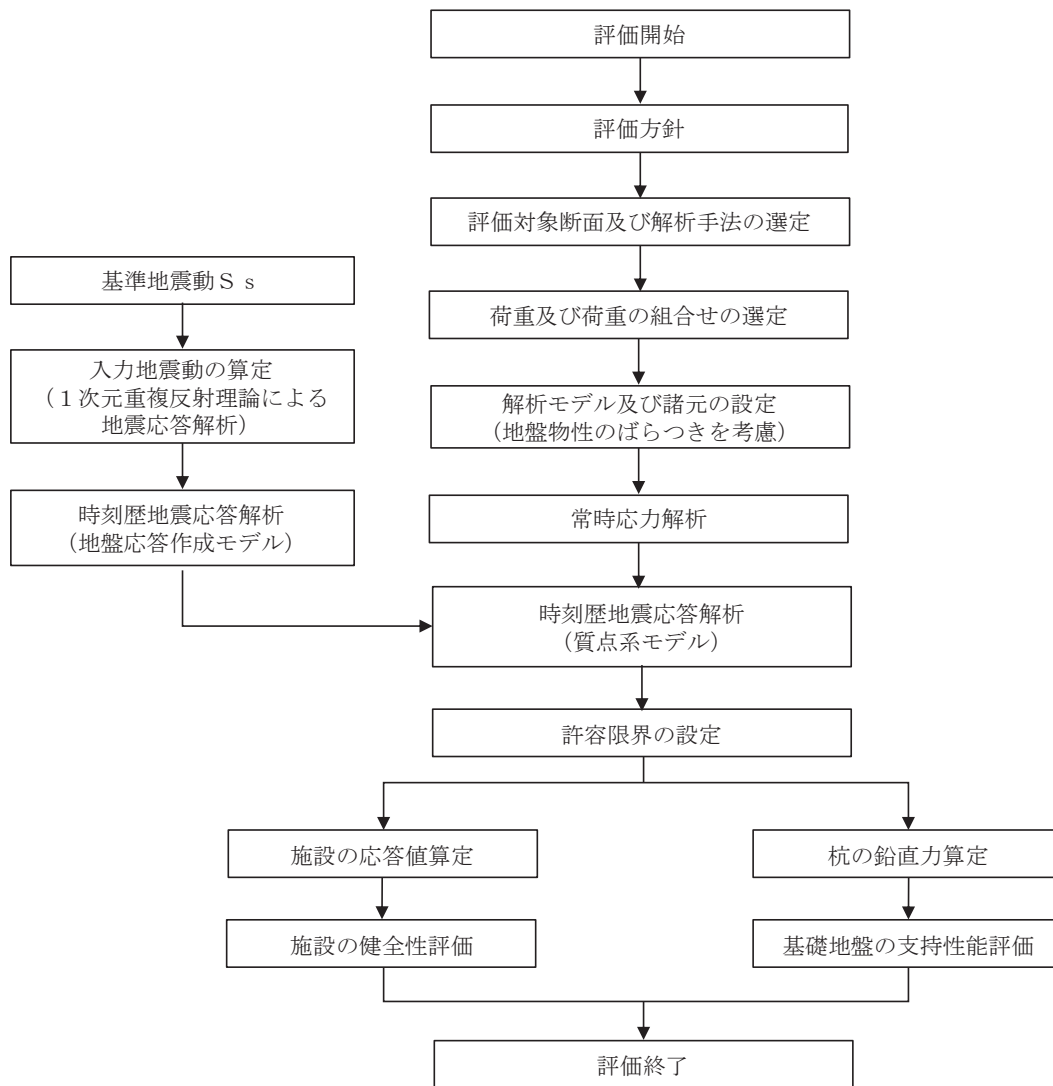


図2 鋼製扉開放時の耐震評価フロー

表 1(1) 鋼製扉開放時の耐震評価項目

部位		評価方法	許容限界	閉止時	開放時
扉体部	スキンプレート, 主桁, 鉛直桁	発生する応力（曲げ・ 軸力, せん断力）が許 容限界以下であることを 確認	短期許容応力度	○	○
ヒンジ部 （水平荷 重支承 部）	ヒンジリブ, 回転 軸, 軸受ハウジン グ, 軸受ハウジン グ固定ボルト, 軸 受支持金物, エン ドプレート, アン カーボルト	発生する応力（曲げ・ 軸力, せん断力）が許 容限界以下であることを 確認	短期許容応力度	○	○
	ころがり軸受	作用荷重が許容荷重以 下であることを確認	許容荷重	○	○
ヒンジ部 （鉛直荷 重支承 部）	すべり軸受	発生する応力（支圧応 力）が許容限界以下で あることを確認	短期許容支圧応 力度	○	○
	支柱	発生する応力（曲げ・ 軸力, せん断力）が許 容限界以下であることを 確認	短期許容応力度	○	○
	蓋固定ボルト	作用荷重が許容荷重以 下であることを確認	許容荷重	○	○
固定部	扉体フック部, 摺 動ブロック, 回転 アーム, アーム回 転軸, アーム軸受 架台, アーム軸受 架台基部, エンド プレート, アンカ ーボルト, 戸当り (腹板)	発生する応力（曲げ・ 軸力, せん断力）が許 容限界以下であることを 確認	短期許容応力度	○	—
	アーム軸受	作用荷重が許容荷重以 下であることを確認	許容荷重	○	—

表 1(2) 鋼製扉開放時の耐震評価項目

部位	評価方法	許容限界	閉止時	開放時
RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断耐力 ^{*1,2}	○	○
フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断耐力 ^{*1,2}	○	○
鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度 ^{*1}	○	○
基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力 ^{*1}	○	○

注記*1： 妥当な安全余裕を考慮する。

*2： 断面が降伏に至らない状態及びせん断耐力を下回れば，漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことから，曲げ・軸力系の破壊（面外変形）についてはコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を，せん断破壊についてはせん断耐力を下回ることを確認する。

2. 評価方法

2. 1 解析モデル

地震応答解析で用いる解析モデルは、「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」と同様の考え方に準じ、扉体部について最大開状態（90°）を想定したモデル化とする。

ここで、地震応答解析における加振方向は、扉体軸方向（Z方向）とする。これは、開状態においてはヒンジ部側のみで扉体を支持する状態となり、その支持部が回転ヒンジであることから、扉体に作用する面外方向（X方向）の地震力に対してはピン支持状態となり回転慣性が伝達されない構造であるため、ヒンジ部及びRC支柱においてより扉体の影響が生じると考えられ、また、構造全体系の弱軸方向でありロッキング等の影響による扉体の鉛直慣性力が大きくなると考えられるためである。なお、その際のRC支柱と扉体間の境界条件は拘束条件とする。

扉開放時の地震応答解析モデルを図3に、扉体とRC支柱接合部の境界条件を図4に示す。

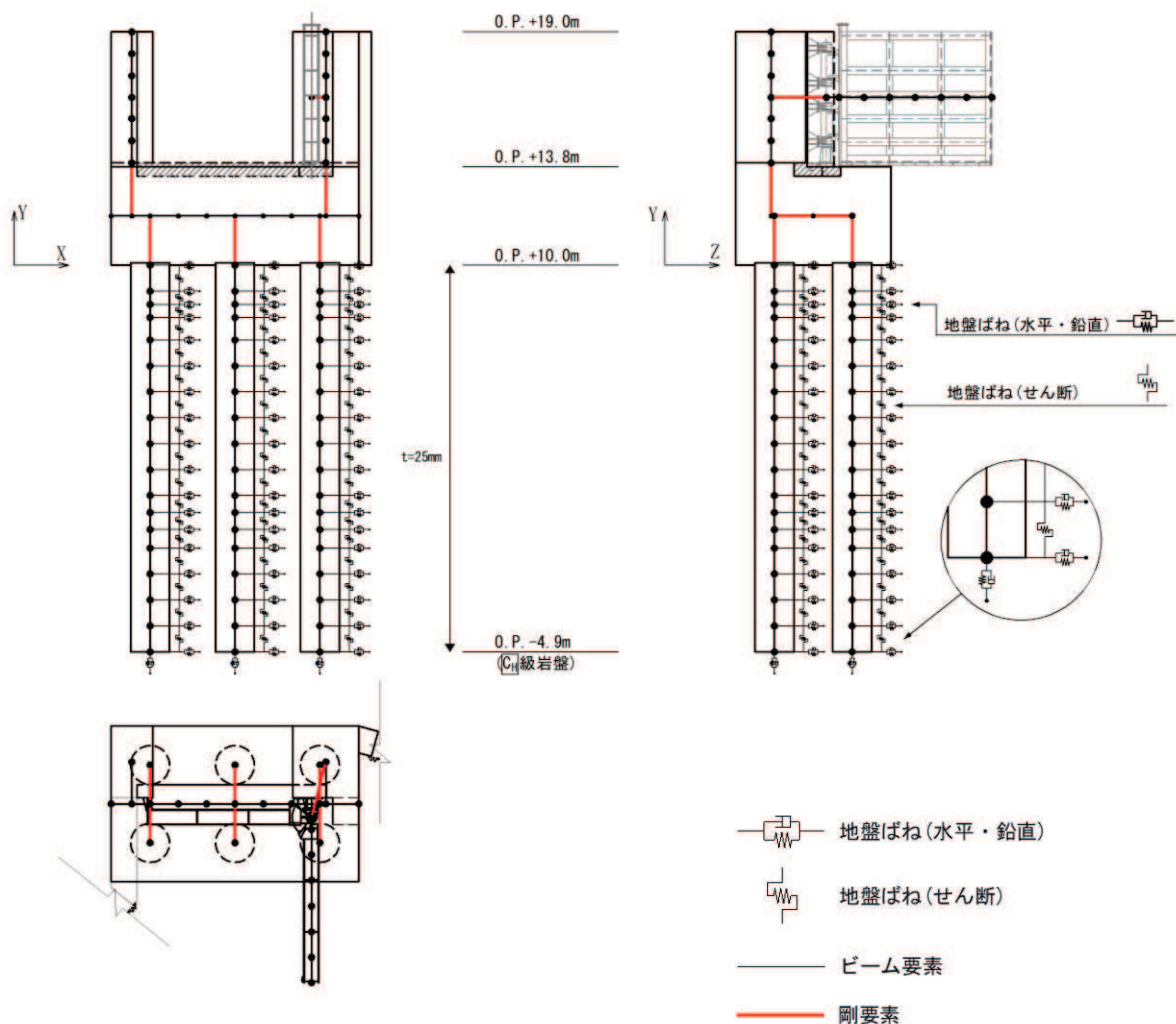
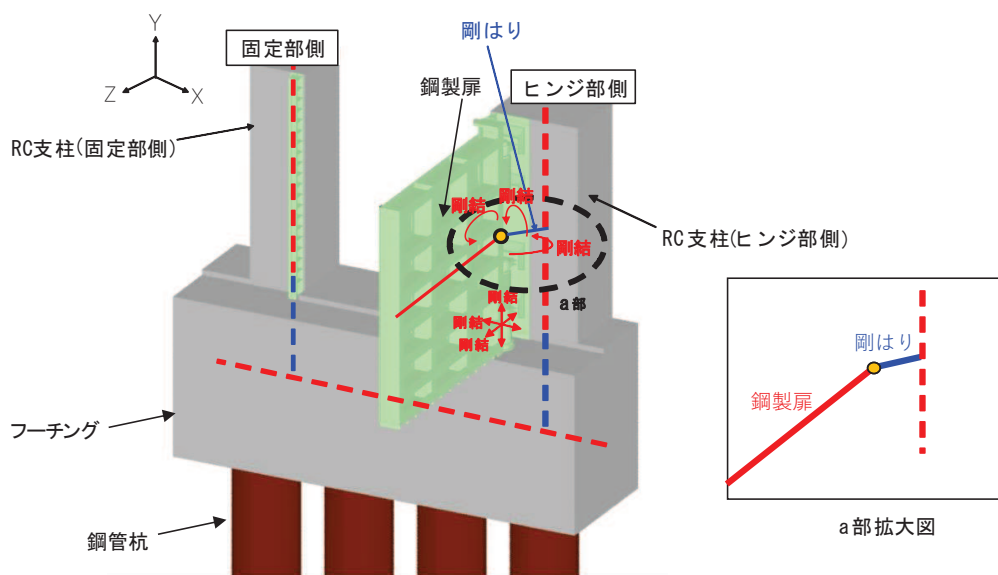


図3 鋼製扉開放時の地震応答解析モデル



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ部側
扉体軸直交方向 (X 方向)	—	剛結
鉛直方向 (Y 方向)	—	剛結
扉体軸方向 (Z 方向)	—	剛結
扉体軸直交方向 (X 方向) 周り	—	剛結
鉛直方向 (Y 方向) 周り	—	剛結
扉体軸方向 (Z 方向) 周り	—	剛結

図 4 扉体と RC 支柱接合部の境界条件

2. 3 評価方法

各部位の評価は、「VI-2-10-2-3-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書」と同様、地震応答解析より抽出した扉体部の応答震度を用い、静的フレーム解析により発生応力等の評価を行う。

静的フレーム解析の境界条件については、「6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す荷重伝達経路や構造を踏まえた境界条件により評価を行う。地震荷重の作用方向は地震応答解析同様、扉体軸方向とする。なお、風荷重の影響については受圧面が大きい扉体軸直交方向に作用させる。

荷重の組合せを表2に、扉体部の静的解析に用いる荷重の組合せケースを表3に、作用荷重の概要図を図5に、扉体の静的フレーム解析に用いる設計震度を表4に、境界条件を図6に示す。

表2 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

表3 荷重の組合せ（扉体の静的解析）

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

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× K_H ）

S_{SV} ：鉛直方向地震荷重（自重× K_V ）

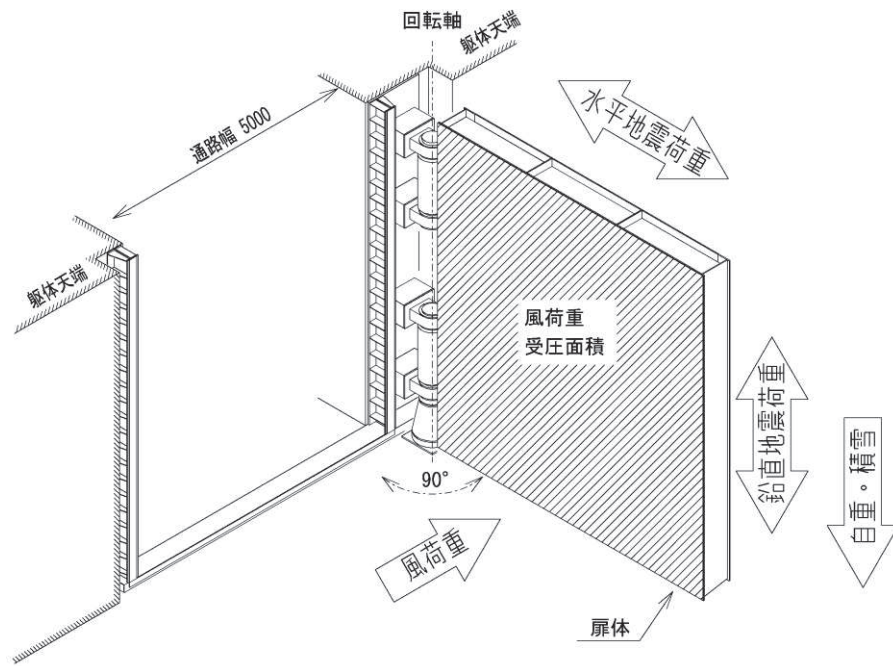
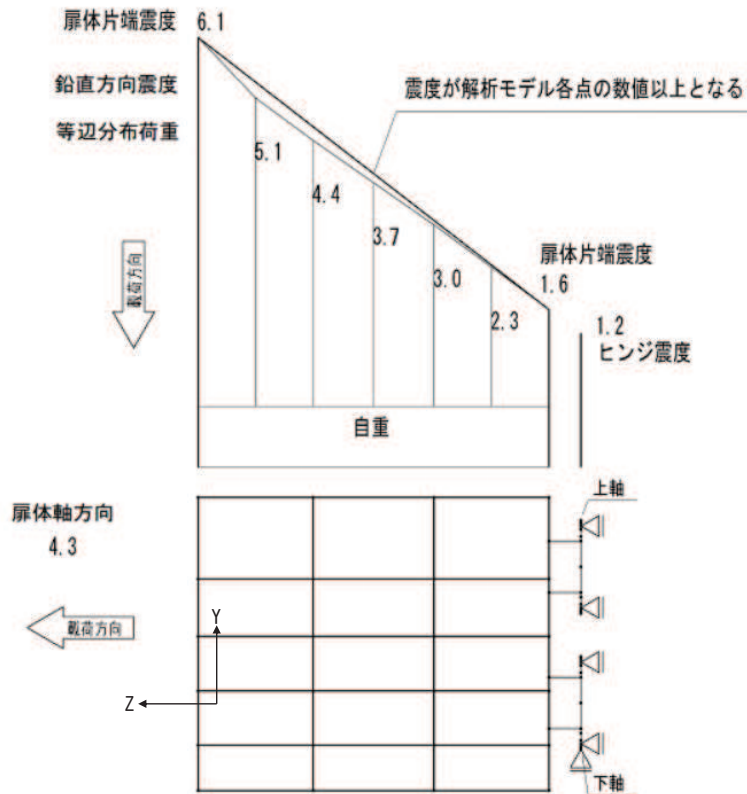


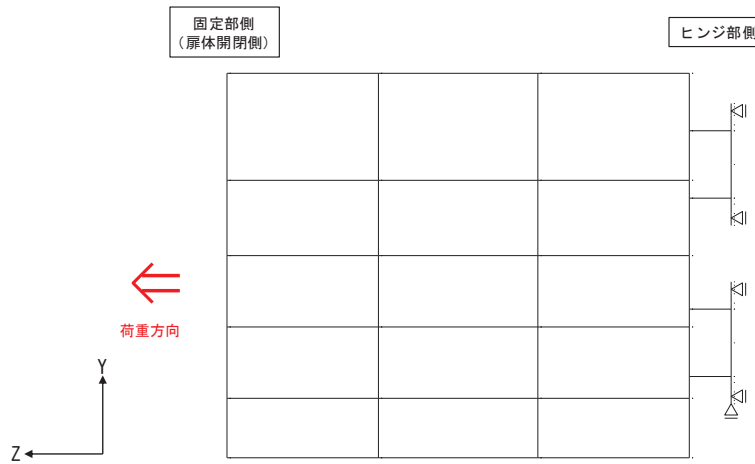
図 5 作用荷重の概要図

表 4 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	4.3	1.2~6.1 (下図参照)

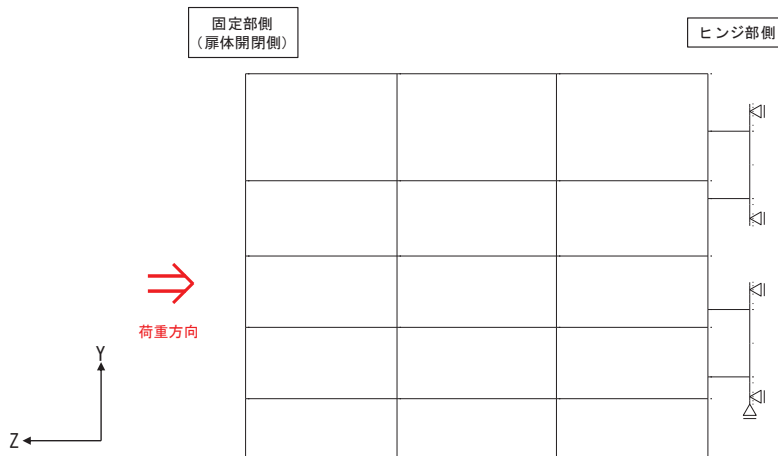


(震度設定の概要)



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向(Z方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束(下端部)

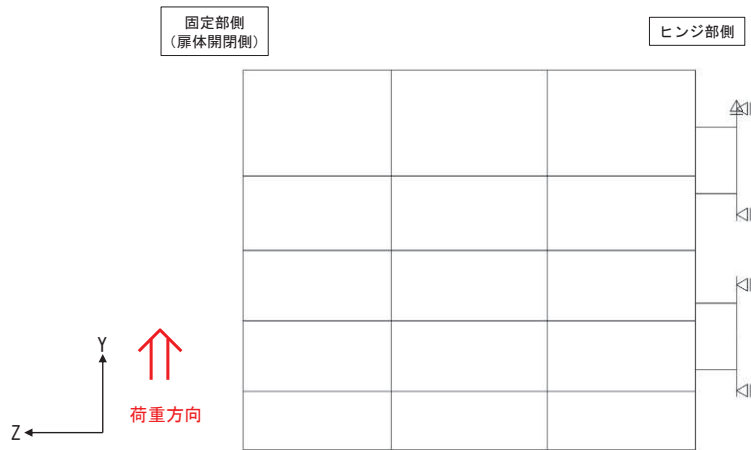
(水平荷重作用時 (+Z 方向))



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向(Z方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束(下端部)

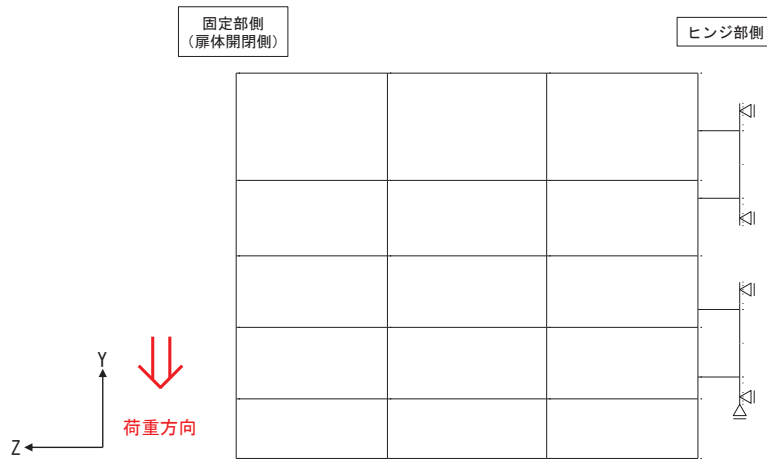
(水平荷重作用時 (-Z 方向))

図 6(1) 扉体部における静的フレーム解析時の境界条件



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向(Z方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束 (上端部)

(鉛直荷重作用時 (+Y 方向))



方向	拘束条件	
	固定部側 (扉体開閉側)	ヒンジ側
扉体軸方向(Z方向)	自由	拘束
鉛直方向(Y方向)	自由	拘束 (下端部)

(鉛直荷重作用時 (-Y 方向))

図 6(2) 扉体部における静的フレーム解析の境界条件

3. 照査結果

鋼製扉における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する各部材の照査結果を表5に示す。この結果から、鋼製扉開放時の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5(1) 開放時の照査結果（扉体（主桁・鉛直桁））

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	253	378	0.67
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	22	217	0.11
	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.45	1.2	0.38

表5(2) 開放時の照査結果（ヒンジリブ，回転軸）

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	132	222	0.60
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	40	136	0.29
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.38	1.2	0.32

表5(3) 開放時の照査結果（ヒンジ部水平荷重支承部（ころがり軸受））

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受1	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	作用荷重 (KN)	600	1670	0.36
水平荷重 軸受2	4 (G-1.0S _{SH} -0.4S _{SV})		281	1670	0.17
水平荷重 軸受3	8 (G-0.4S _{SH} -1.0S _{SV})		372	1670	0.23
水平荷重 軸受4	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})		1051	1670	0.63

表 5(4) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング円筒部))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	77	222	0.35
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	26	127	0.21
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.38	1.1	0.35
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	36	222	0.17
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	127	0.02
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.17	1.1	0.16
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	48	222	0.22
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	127	0.02
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
水平荷重 軸受 4	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	135	222	0.61
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	2	127	0.02
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.61	1.1	0.56

表 5(4) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング接合部))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	49	222	0.23
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	5	127	0.04
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.22	1.1	0.20
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	6	222	0.03
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	1	127	0.01
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.03	1.1	0.03
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	8	222	0.04
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	1	127	0.01
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 4	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	16	222	0.08
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	1	127	0.01
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.08	1.1	0.08

表 5(5) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジング固定ボルト))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	274	447	0.62
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	82	258	0.32
	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.69	1.1	0.63
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	105	447	0.24
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	6	258	0.03
	4 ($G - 1.0 S_{SH} - 0.4 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.24	1.1	0.22
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	143	447	0.32
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	6	258	0.03
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.32	1.1	0.30
水平荷重 軸受 4	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	169	447	0.38
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	7	258	0.03
	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.38	1.1	0.35

表 5(6) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受けハウジングエンドプレート))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm ²)	174	222	0.79
水平荷重 軸受 2	4 ($G - 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		67	222	0.31
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		91	222	0.41
水平荷重 軸受 4	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)		108	222	0.49

表 5(7) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (軸受支持金物))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	5 (G + 0.4 S _{SH} + 1.0 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	53	237	0.23
	5 (G + 0.4 S _{SH} + 1.0 S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	15	136	0.12
	5 (G + 0.4 S _{SH} + 1.0 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.25	1.1	0.23
水平荷重 軸受 2	4 (G - 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	8	237	0.04
	7 (G + 0.4 S _{SH} - 1.0 S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	1	136	0.01
	4 (G - 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.04	1.1	0.04
水平荷重 軸受 3	8 (G - 0.4 S _{SH} - 1.0 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	11	237	0.05
	7 (G + 0.4 S _{SH} - 1.0 S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	1	136	0.01
	8 (G - 0.4 S _{SH} - 1.0 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.05	1.1	0.05
水平荷重 軸受 4	7 (G + 0.4 S _{SH} - 1.0 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	25	237	0.11
	7 (G + 0.4 S _{SH} - 1.0 S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	2	136	0.02
	7 (G + 0.4 S _{SH} - 1.0 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.11	1.1	0.10

表 5(8) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (エンドプレート))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm ²)	164	222	0.74
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		48	222	0.22
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		65	222	0.30
水平荷重 軸受 4	6 ($G - 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)		47	222	0.22

表 5(9) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (エンドプレート下面コンクリート))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	5 ($G + 0.4S_{SH} + 1.0S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm ²)	6.67	8.8	0.76
水平荷重 軸受 2	2 ($G + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		1.11	8.8	0.13
水平荷重 軸受 3	1 ($G + 1.0S_{SH} - 0.4S_{SV}$)		1.02	8.8	0.12
水平荷重 軸受 4	7 ($G + 0.4S_{SH} - 1.0S_{SV}$)		2.74	8.8	0.32

表 5(10) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (アンカーボルト))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 1	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	166	182	0.92
	5 ($G + 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	33	103	0.33
	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.93	1	0.93
水平荷重 軸受 2	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	51	182	0.29
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	4	103	0.04
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.08	1	0.08
水平荷重 軸受 3	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	68	182	0.38
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	4	103	0.04
	8 ($G - 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.15	1	0.15
水平荷重 軸受 4	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	48	182	0.27
	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	3	103	0.03
	6 ($G - 0.4 S_{SH} + 1.0 S_{SV}$)	合成応力度 (-)	0.07	1	0.07

表 5(11) 開放時の照査結果 (ヒンジ部水平荷重支承部 (すべり軸受))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 4	7 ($G + 0.4 S_{SH} - 1.0 S_{SV}$)	支圧応力度 (N/mm^2)	58	67	0.87

表 5(12) 開放時の照査結果 (ヒンジ部鉛直荷重支承部 (支柱))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鉛直荷重 軸受 4	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	垂直応力度 (N/mm ²)	45	160	0.29
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	5	93	0.06
	7 (G+0.4S _{SH} -1.0S _{SV})	合成応力度 (-)	0.28	1.1	0.26

表 5(13) 開放時の照査結果 (ヒンジ上向き荷重伝達部 (蓋固定ボルト))

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
水平荷重 軸受 4	5 (G+0.4S _{SH} +1.0S _{SV})	作用荷重 (KN)	390	444	0.88

(別紙2) 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3) 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 $((d) \times (g) \times 1.5)$ 。

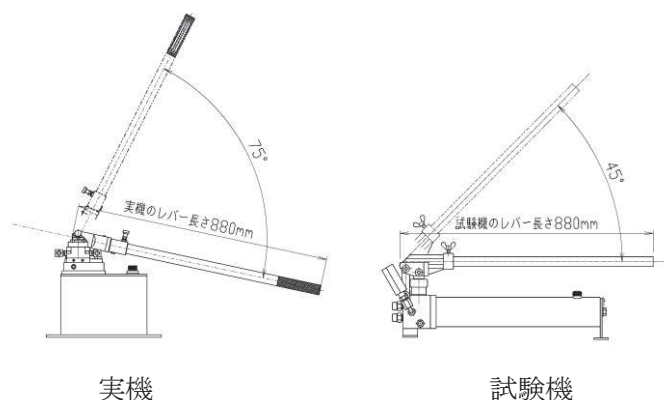


図 1 試験機並びに実機の油圧ポンプの概略図

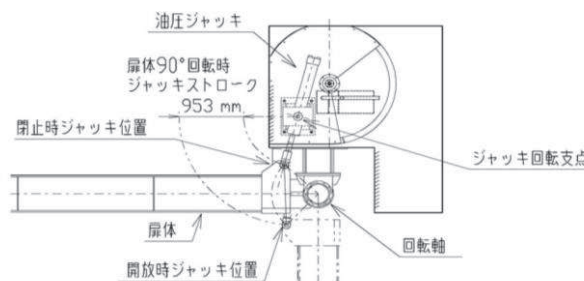


図 2 油圧ジャッキ 扉体開閉時におけるストローク長概要図

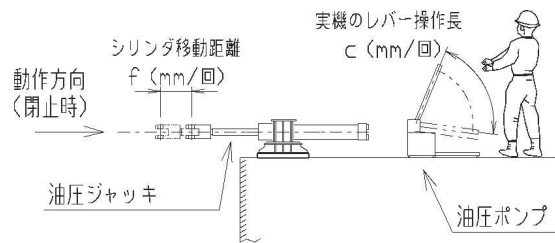


図3 レバー操作長概要図

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。計算所要手動力の計算諸元の概要図を図4に示す。

$$F_h = F_j \times S_{t1} \div L_p \div g \times 1000$$

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

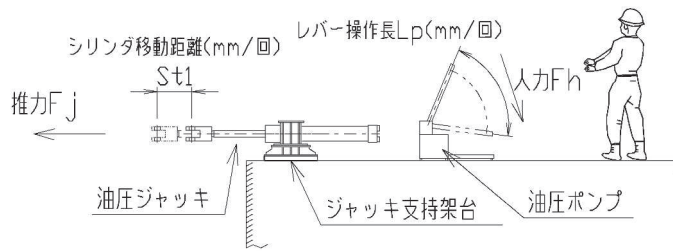


図4 ジャッキ所要手動力の計算諸元の概要図

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

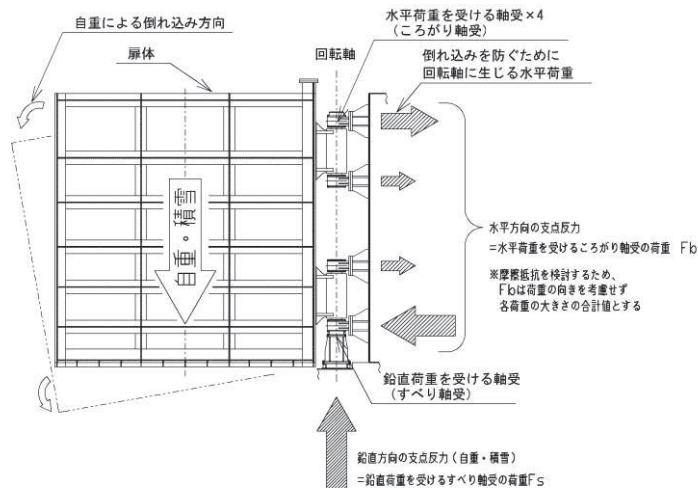
μb : 水平方向荷重を受けるころがり軸受の摩擦係数*2 0.02

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4) 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

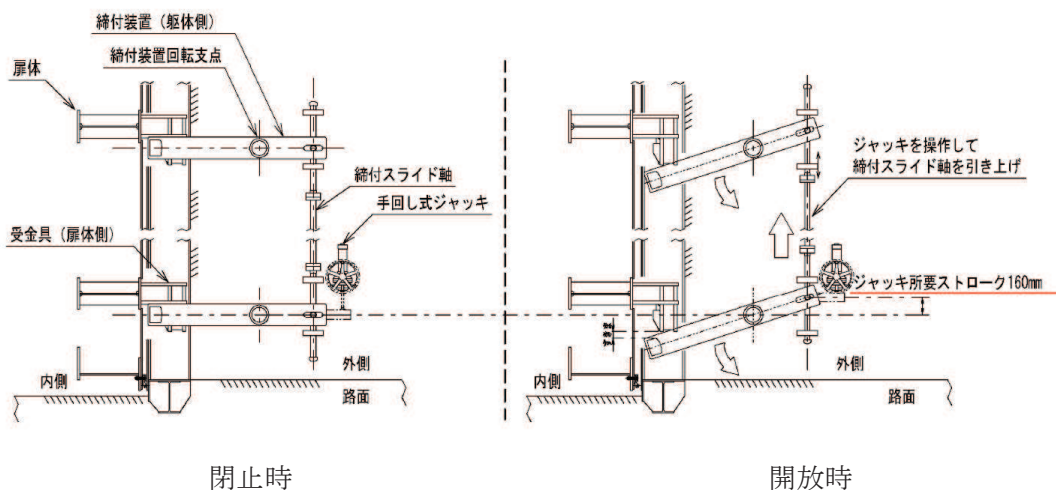


図1 ねじ軸の所要ストローク長

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 6) 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（鋼板部）のうち、断面⑤については全断面の中で最も同一基礎内の杭長差を有することから、「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」及び「6.3.4 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」に示すとおり、評価対象断面として選定し耐震及び強度評価を行っている。

鋼板部断面⑤における耐震・強度評価モデルを図 6-1 に示す。地震応答解析においては、地盤変位及び加速度応答は最も杭長が長い杭位置の地盤応答を入力している。

本資料では、断面⑤における解析手法（入力地盤応答）の妥当性確認として、最も長い杭位置と短い杭位置における地盤の応答ベースでの比較【検討 1】を実施した上で、「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」に示す、最も長い杭位置の地盤応答を用いた地震応答解析と、最も短い杭位置の地盤応答を用いた地震応答解析における構造物の応答ベースでの比較【検討 2】を行った。

検討の結果、【検討 1】で、地盤の地震応答解析の結果から、杭①位置と杭③位置の地盤応答において、構造物に作用する加速度に有意な差は無く、Ss-D2 において杭①位置の加速度応答の方が僅かに大きくなる結果となった。その上で、【検討 2】で、代表波として Ss-D2 を用いた構造物の地震応答解析の結果から、杭①位置に比べ杭③位置の地盤応答を用いた場合の方が構造物の応答（最大発生応力度）が大きく評価され、安全側の評価になっていることを確認した。

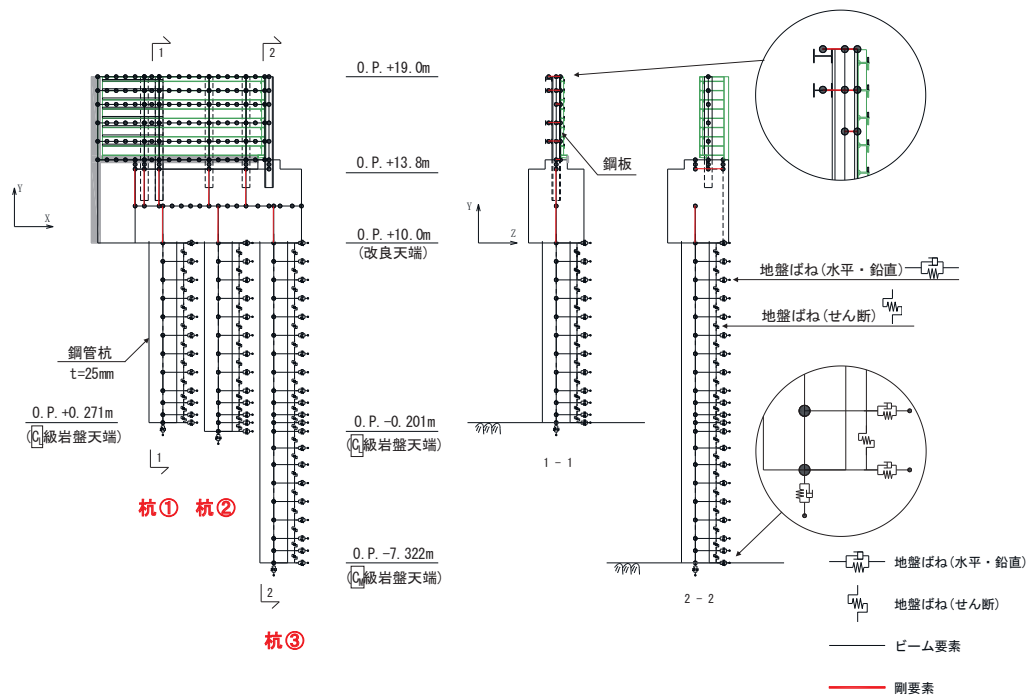


図 6-1(1) 鋼板部断面⑤の概要
(解析モデル)

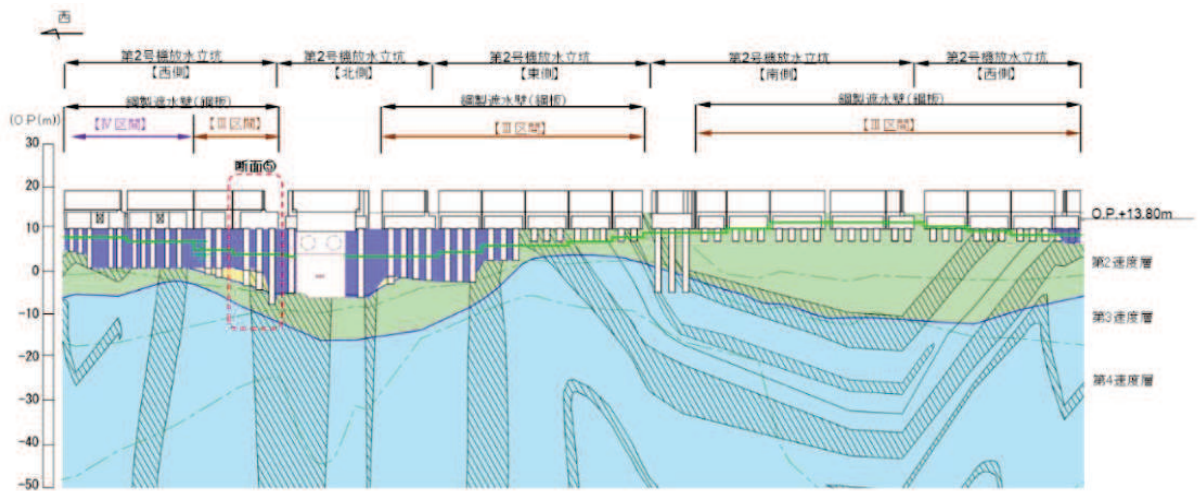


図 6-1(2) 鋼板部断面⑤の概要
(周辺地質分布：防潮壁(第2号機放水立坑)縦断方向)

2. 評価方針

「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」及び「6.3.4 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」に示す耐震・強度評価においては、最も杭長が長い杭位置（杭③）の地質モデルに基づく地盤応答（変位，加速度，速度）を入力した地震応答解析を実施している。この妥当性確認として、以下に示す方法で確認する。

- ・ 最も杭長が短い杭位置（杭①）の地質モデルに基づく地盤応答と杭③の地質モデルに基づく地盤応答について比較する。ここで、比較を行う指標としては、断面⑤は杭周辺の盛土・旧表土を地盤改良していることから、地盤変位は僅かであり構造物の設計においては上部工（フーチング含む）に作用する加速度が支配的となるため、加速度（杭下端位置）に着目する。【検討1】
- ・ その上で、代表地震波において、杭③の入力加速度を用いた地震応答解析（ケース A）と、杭①の入力加速度（杭下端位置）を用いた地震応答解析（ケース B）を行い、構造物に与える応答の違いについて比較する。検討モデルの概要を図 6-2 に示す。【検討2】

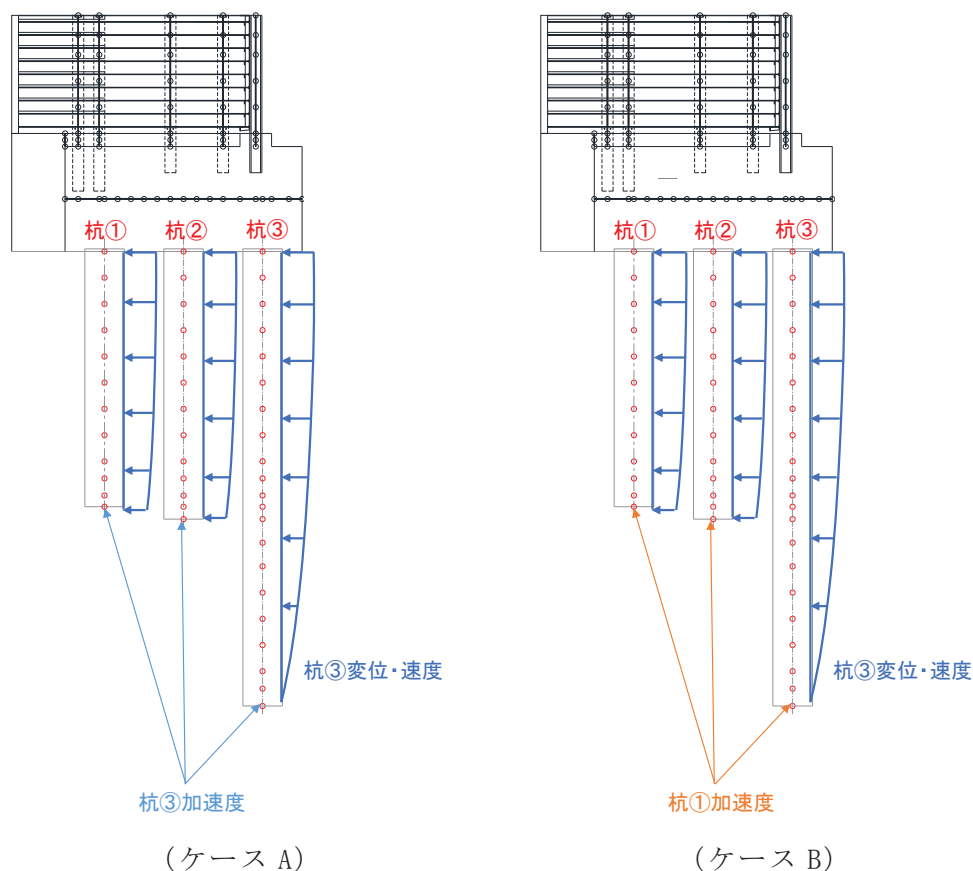


図 6-2 【検討2】における検討モデルの概要

3.1 評価結果【検討1】

杭①及び杭③位置の地質モデルに基づく1次元地震応答解析による、杭下端位置での地盤の加速度応答スペクトルの比較を図6-3に示す。

防潮壁（断面⑤）の固有周期帯（1次モード）付近においては、杭①位置と杭③位置の地盤応答ベースでは有意な差は無い結果となっているが、Ss-D2においては杭①の方が、加速度が大きい結果となっている。

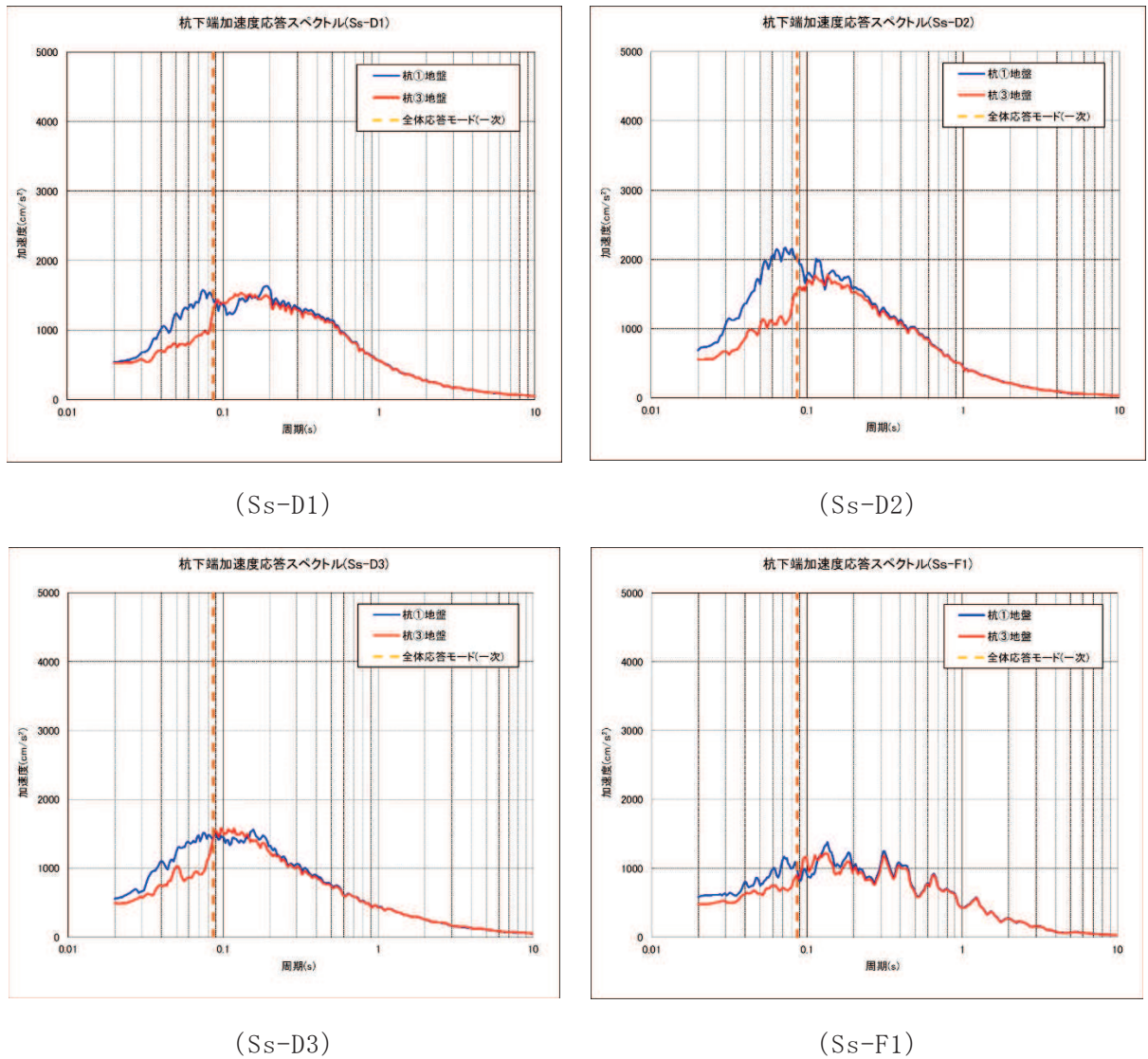
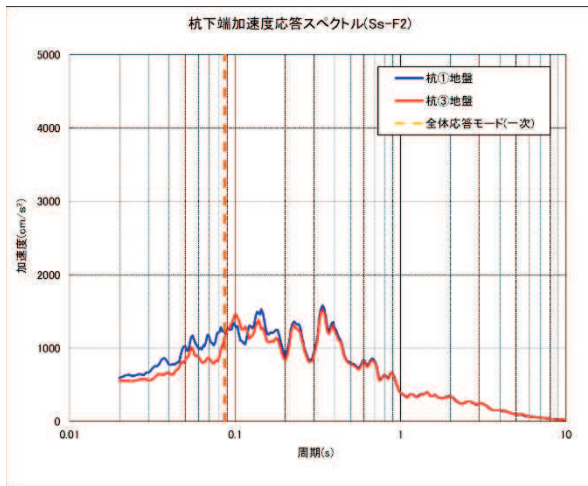
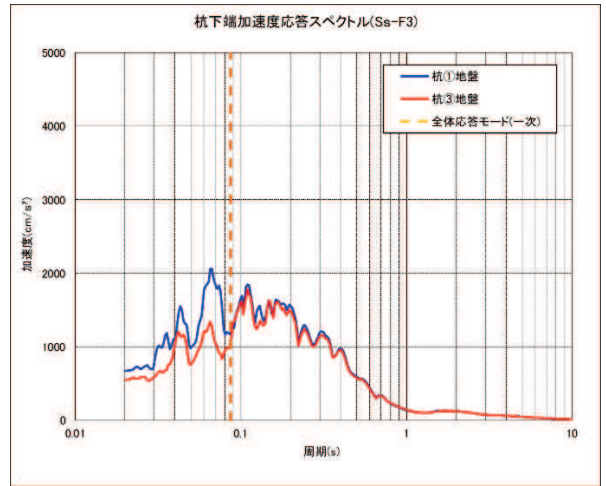


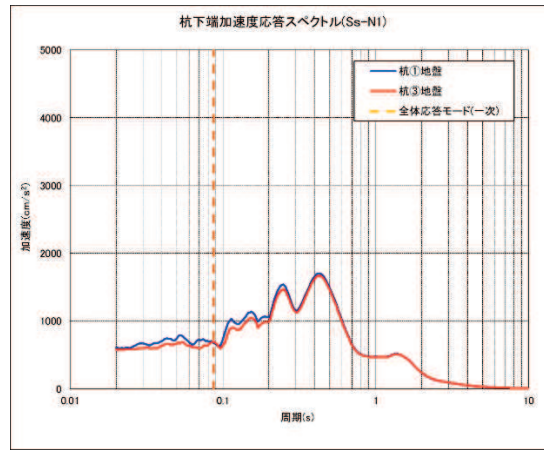
図6-3(1) 断面⑤杭下端位置における地盤の応答加速度応答スペクトルの比較



(Ss-F2)



(Ss-F3)



(Ss-N1)

図 6-3(2) 断面⑤杭下端位置における地盤の応答加速度応答スペクトルの比較

3.2 評価結果【検討2】

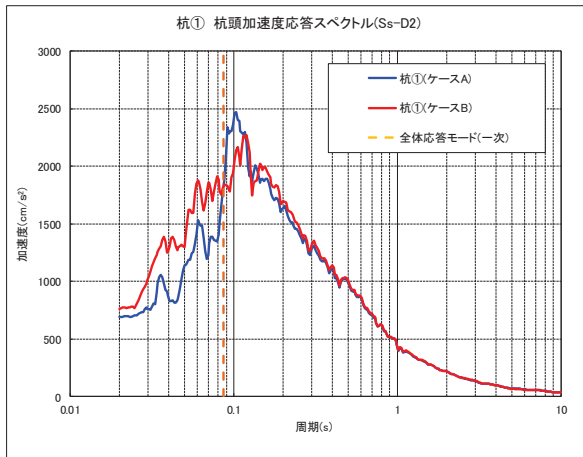
杭①位置における地質モデルを用いて算出した入力加速度と杭③位置における地質モデルを用いて算出した入力加速度を用いて、それぞれ地震応答解析を行った結果を表6-1に示す。なお、地震応答解析は、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明」に示す照査結果の中で照査値が最も厳しく、かつ【検討1】において杭下端位置における固有周期帯付近の加速度の差が大きいS_s-D2を代表波として検討した。

比較の結果、「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」に示す評価手法であるケースA（杭③の加速度応答を入力）の方が、今回影響評価として実施したケースB（杭①の加速度応答を入力）よりも、全体的に応答値（最大発生応力度等）は大きくなっている。

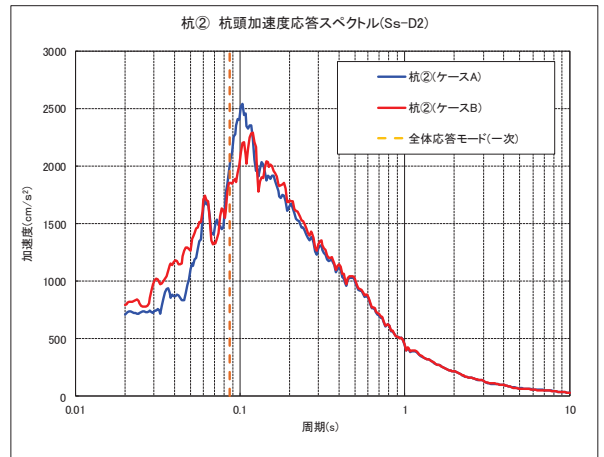
図6-4に示す、杭頭位置（フーチング底面）における構造物の地震応答解析に基づく加速度応答スペクトルのとおり、3本の杭いずれにおいても若干ケースAの方が固有周期（1次モード）付近での加速度が大きくなっていることも総合的に判断される。

表6-1 ケースA・Bにおける地震応答解析結果の比較

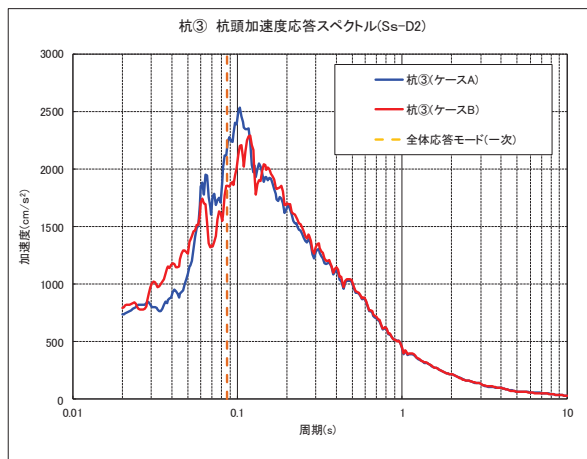
評価部位	応答成分	単位	最大発生応力度等	
			ケースA (杭③入力)	ケースB (杭①入力)
鋼板	曲げ応力度	N/mm ²	154	115
	せん断応力度	N/mm ²	88	65
	合成応力度	-	0.27	0.15
鋼製支柱	曲げ応力度	N/mm ²	341	249
	せん断応力度	N/mm ²	106	77
	合成応力度	-	0.87	0.46
固定ボルト	引張応力度	N/mm ²	364	269
フーチング	曲げ応力度(鉄筋)	N/mm ²	71	72
	せん断力	kN	2622	2169
鋼管杭	曲げモーメント	kN・m	8104	6162
	せん断応力度	N/mm ²	104	87
鋼管杭（杭頭）	曲げモーメント	kN・m	8104	6262
基礎地盤	押し込み	N/mm ²	1.2	1.2



(杭① 杭頭)



(杭② 杭頭)



(杭③ 杭頭)

図 6-4 ケース A・B における地震応答解析結果の比較
(各杭頭位置における加速度応答スペクトル)

4. まとめ

地盤変位及び加速度応答は最も杭長が長い杭位置の地盤応答を入力している。

本資料では、断面⑤における解析手法（入力地盤応答）の妥当性確認として、最も長い杭位置と短い杭位置における地盤の応答ベースでの比較を行った。【検討1】

その上で、「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」に示す、最も長い杭位置の地盤応答を用いた地震応答解析と、最も短い杭位置の地盤応答を用いた地震応答解析における構造物の応答ベースでの比較【検討2】を行った。

検討の結果、【検討1】では、地盤の地震応答解析の結果から、杭①位置と杭③位置の地盤応答において、構造物に作用する加速度に有意な差は無く、Ss-D2において杭①位置の加速度応答の方が僅かに大きくなる結果となった。その上で、【検討2】では、代表波としてSs-D2を用いた構造物の地震応答解析の結果から、杭①位置に比べ杭③位置の地盤応答を用いた場合の方が、構造物の応答値（最大発生応力度等）が大きく評価され、安全側の評価になっていることを確認した。

以上のことから、「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」に示す評価手法が妥当であることを確認した。

(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、杭から岩盤部に伝達される水平力に対して岩盤の強度が十分な裕度を有していることから、杭を支持する地盤が安定していることを確認した。

なお、耐震下位クラス施設である放水立坑の影響を考慮した地盤改良体の安定性評価結果については、参考資料 8 にて示す。

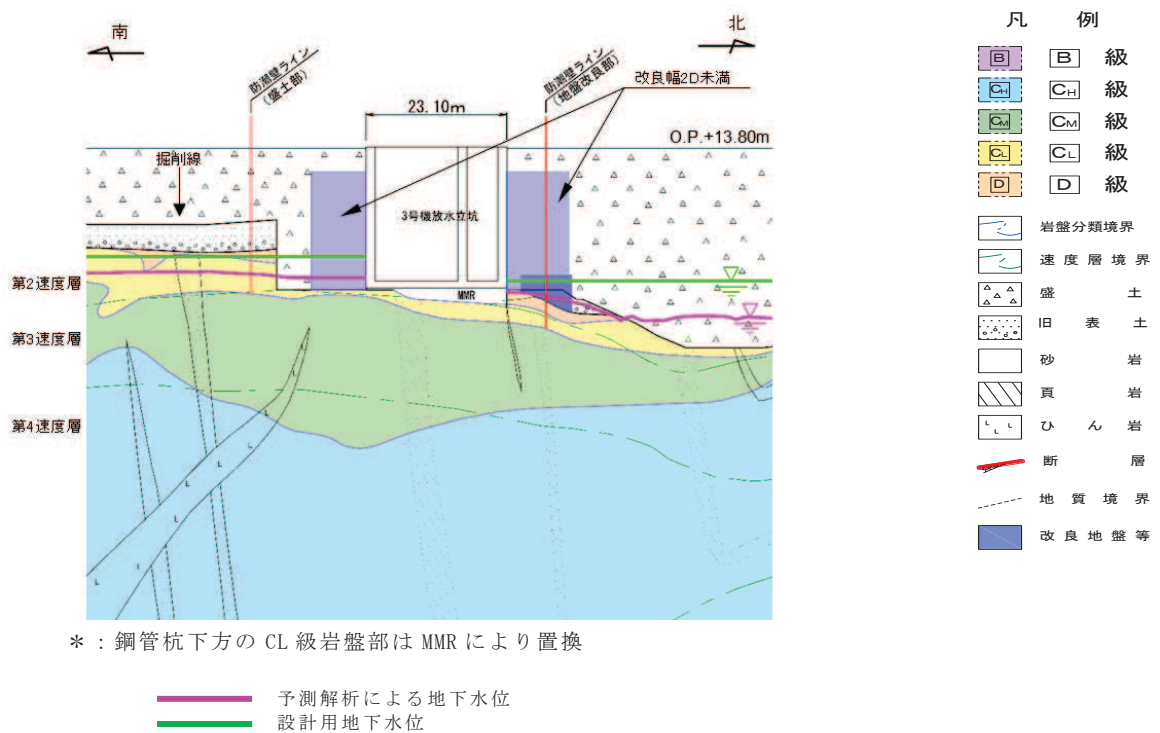


図 1-1 第 3 号機放水立坑 横断図（南北）

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。

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2L+D+2h \tan \beta)} \leq \tau_0$$

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)

β : せん断破壊面の広がり角度で、「杭基礎設計便覧 平成 18 年度改訂版 5. 斜面上に設けられる杭基礎（深礎杭）の設計」に準じて土砂・軟岩の角度である $\beta = 30 + \phi / 3$ とする。

ϕ : 岩盤のせん断抵抗角 (°)

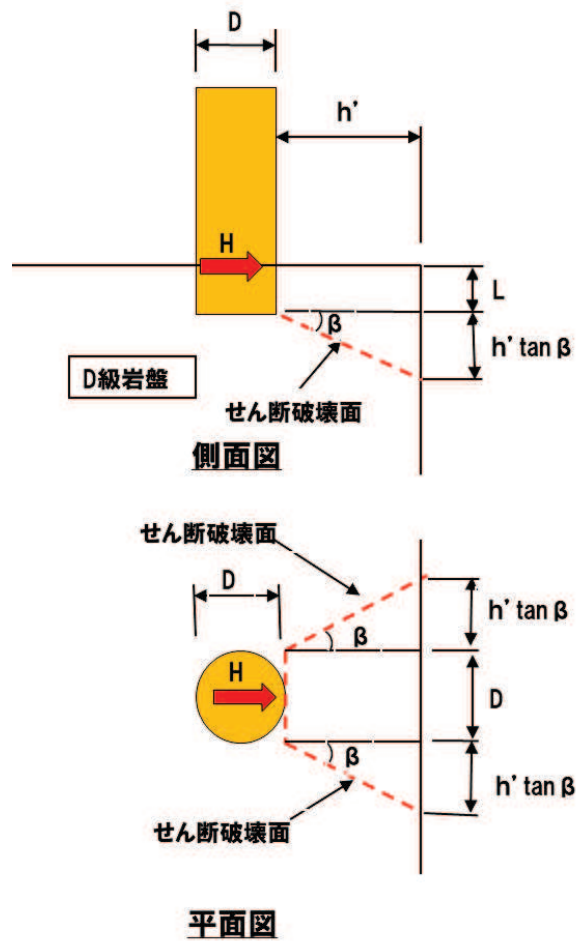


図 2-1 照査方法の概要

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、第 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 **C_L**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、表 2-1 に **D**級岩盤のせん断抵抗角に基づく β の算定結果を示す。

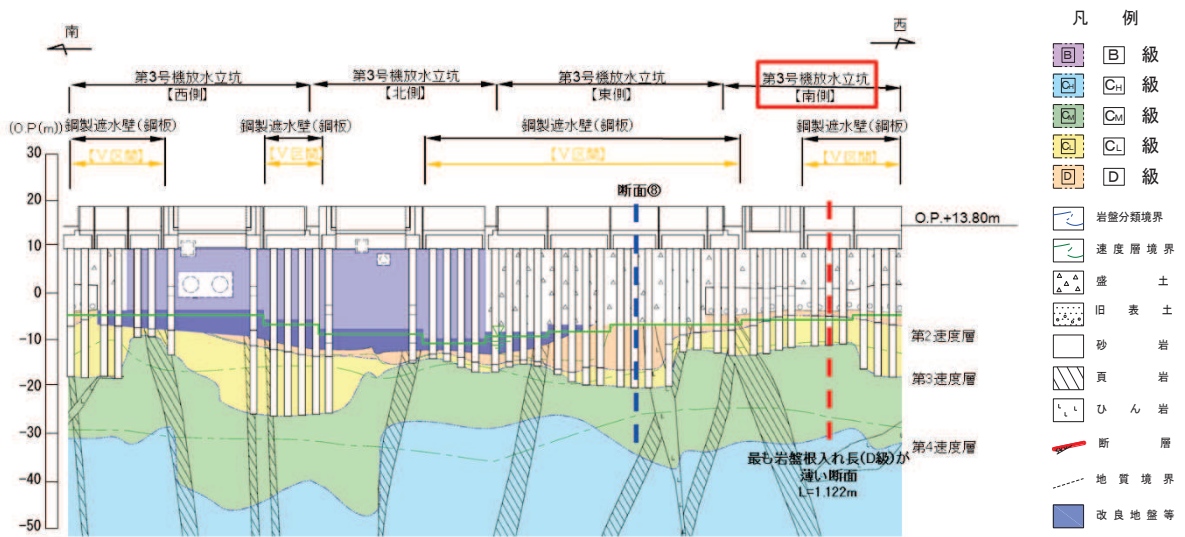


図 2-2 地質縦断面図
(防潮壁(第 3 号機放水立坑))

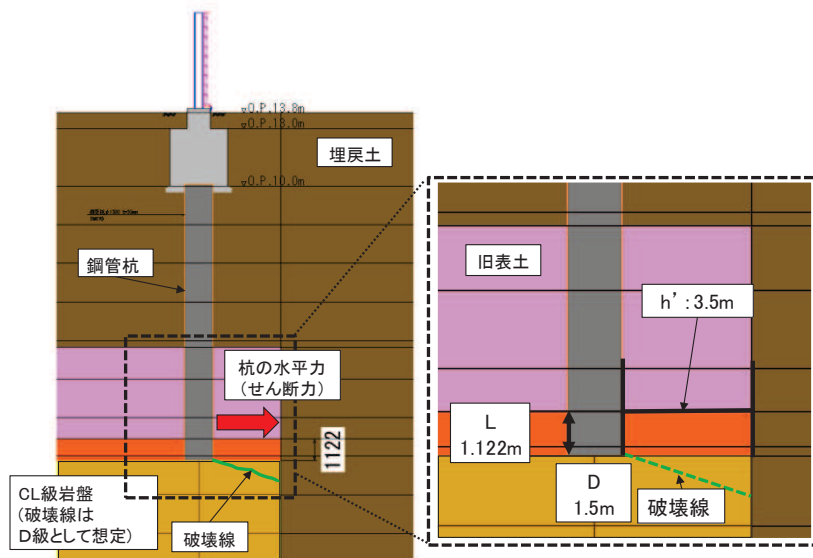


図 2-3 検討用モデル

表 2-1 D 級岩盤のせん断抵抗角及びせん断破壊面の広がり角

せん断抵抗角 ϕ (°)	せん断破壊面の広がり角 $\beta = 30 + \phi / 3$ (°)
24*	38

注記* : D 級岩盤 (牧の浜部層) のせん断抵抗角

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 2-2 に示す。

表 2-2 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⑧）を示す。断面⑧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⑧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 2-3 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 - N 1 の地盤ばね反力 720kN/m を用いることとする。

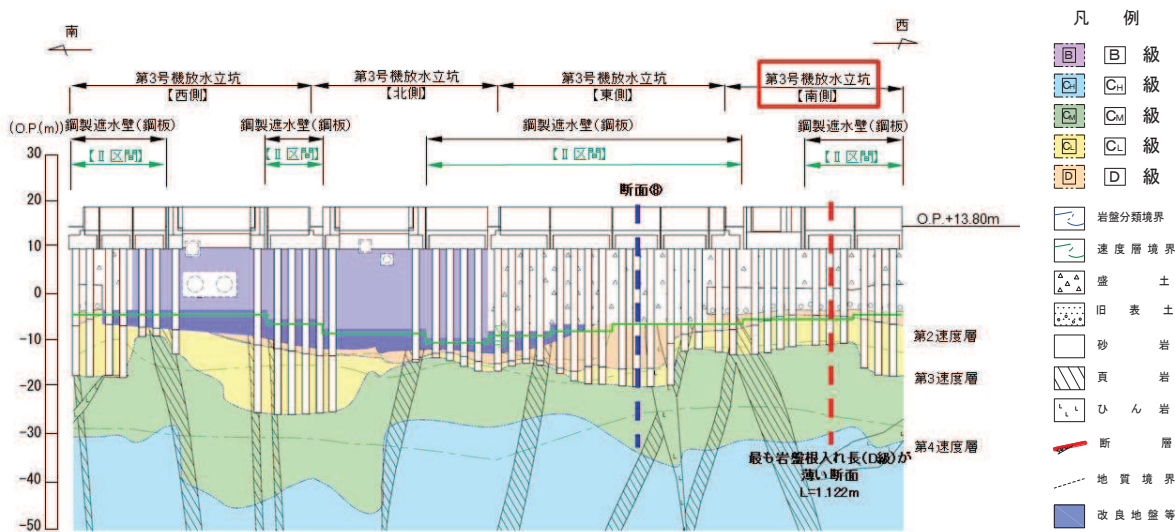
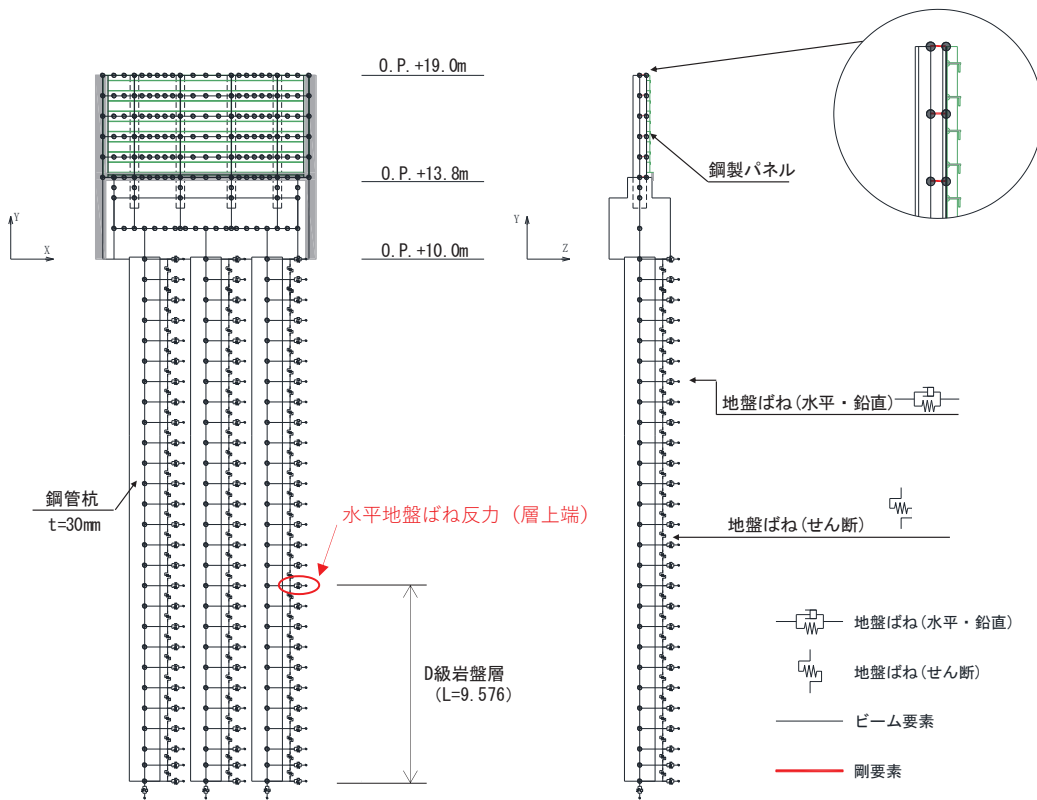
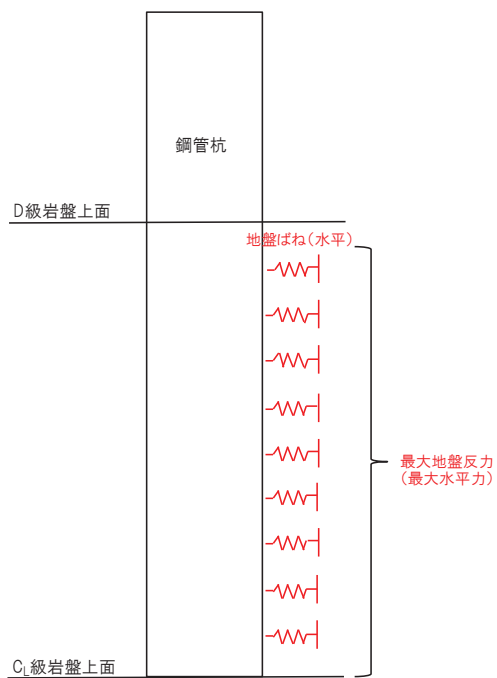


図 2-4(1) 水平地盤ばね反力の算出位置
(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面⑧位置)



(解析モデル図-鋼製遮水壁(鋼板)断面⑧)



(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⑧)

表 2-3 杭下端位置での最大地盤反力（鋼製遮水壁（鋼板）断面⑧）

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 2-3 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

$$\tau_h = \frac{720 \times 1.122}{3.5(2 \times 1.122 + 1.5 + 2 \times 3.5 \times 0.781)} = 26 \text{ kN/m}^2 \leq 100 \text{ kN/m}^2$$

(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、「2 号放水立坑防潮壁」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。

一方、第 3 号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「3 号放水立坑防潮壁」という。）については下位クラスである第 3 号機放水立坑の波及的影響を受ける虞があるため、第 3 号機放水立坑の周囲に地盤改良体を構築し、機能維持を図る設計としている。

本書は下位クラスである第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して大規模な損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、2 号放水立坑防潮壁及び 3 号放水立坑防潮壁の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。なお、本地盤改良により既設躯体の耐震性が向上するため、躯体が大規模な損壊に至り機能が喪失することは想定にくく、今回の大規模損壊を想定した検討は十分に安全側である。

2. 第2号機放水立坑改良地盤の評価

2.1 評価方針

2号放水立坑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2号放水立坑防潮壁の位置図、図2-2に2号放水立坑防潮壁の平面図、さらに図2-3に2号放水立坑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、2号放水立坑防潮壁の杭は改良地盤部と岩盤部に大別される。

2号放水立坑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、第2号機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。

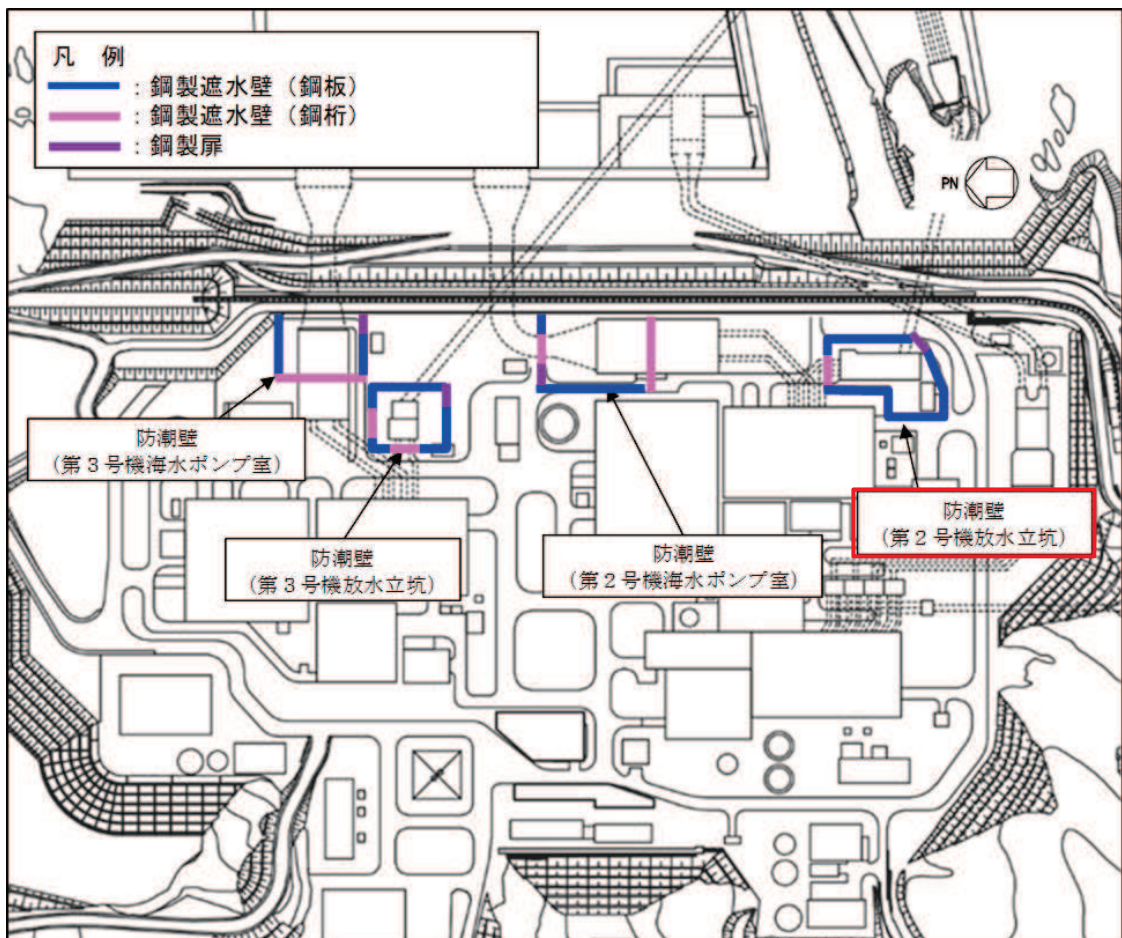


図2-1 第2号機放水立坑防潮壁の位置図

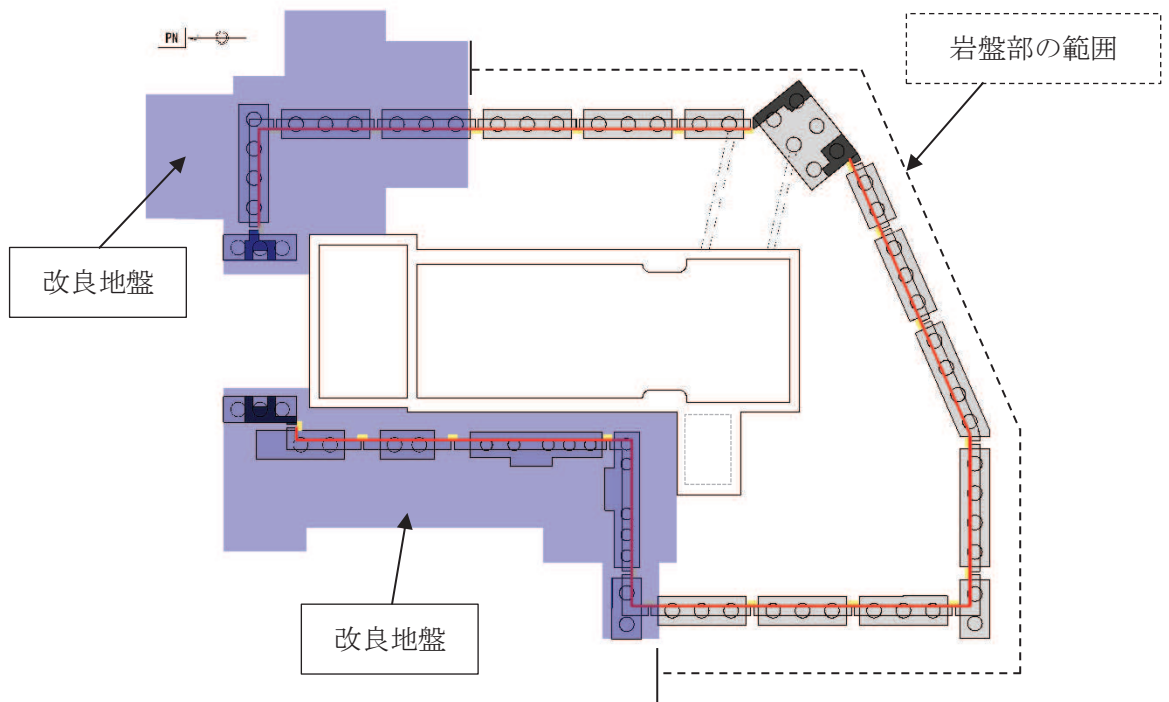


図2-2 第2号機放水立坑防潮壁 平面図

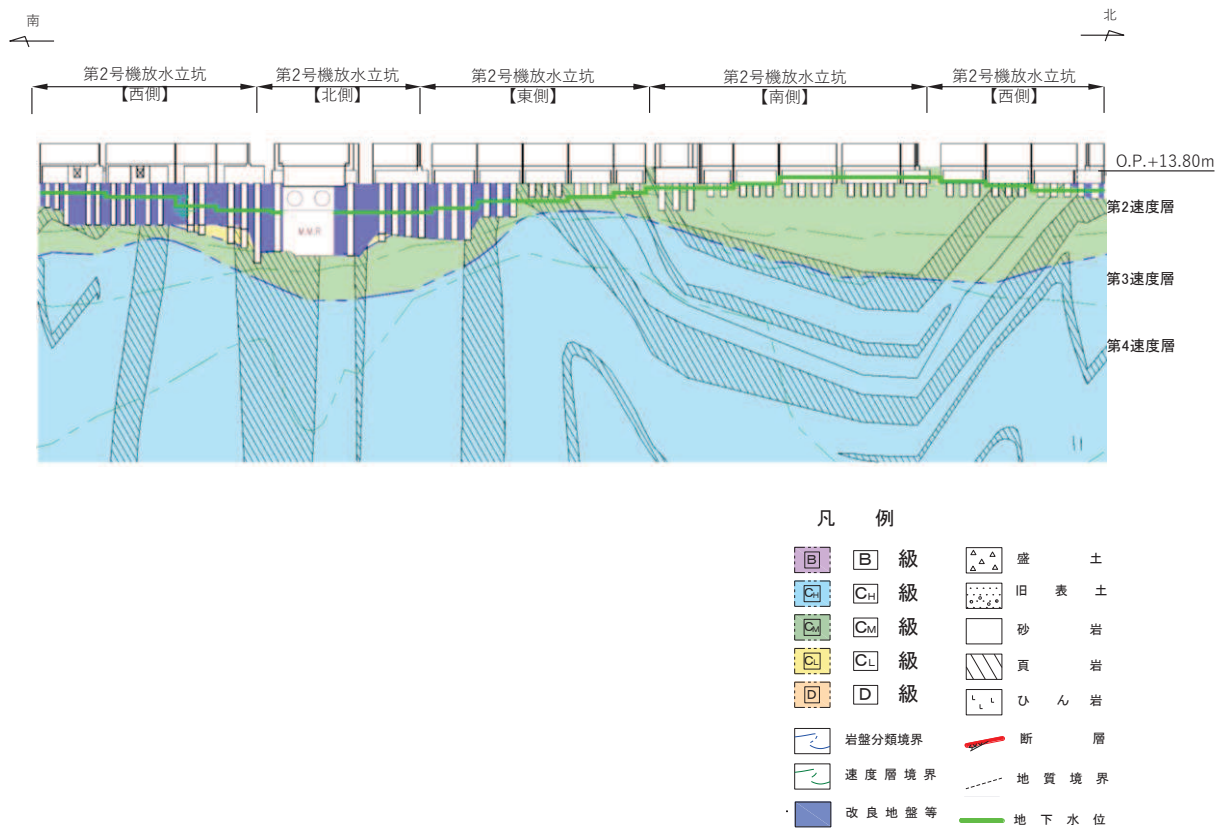


図2-3 第2号機放水立坑防潮壁 地質縦断面図

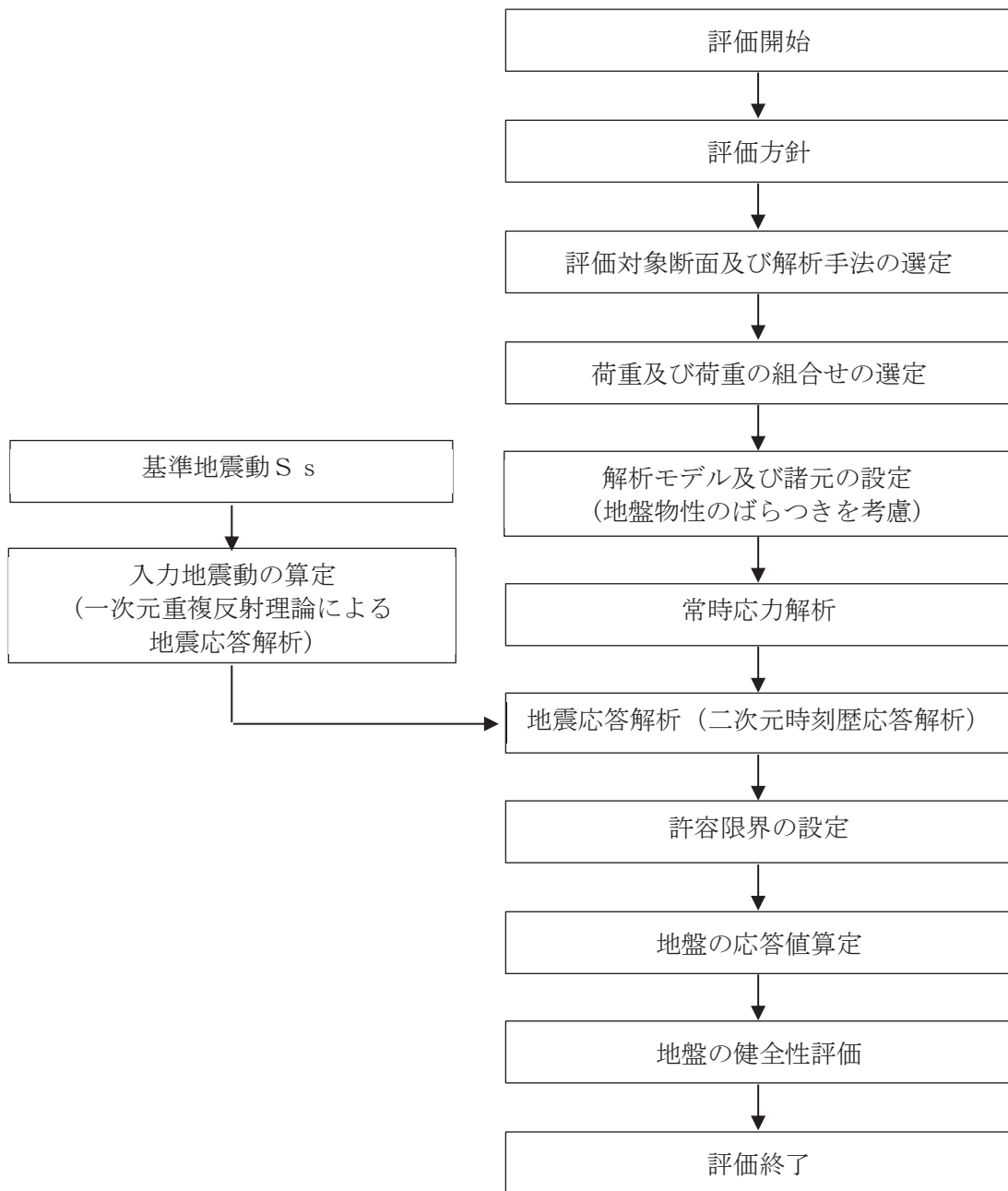


図 2-4 第 2 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

表 2-1 第 2 号機放水立坑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

2.2 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。

第2号機放水立坑改良地盤は図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。

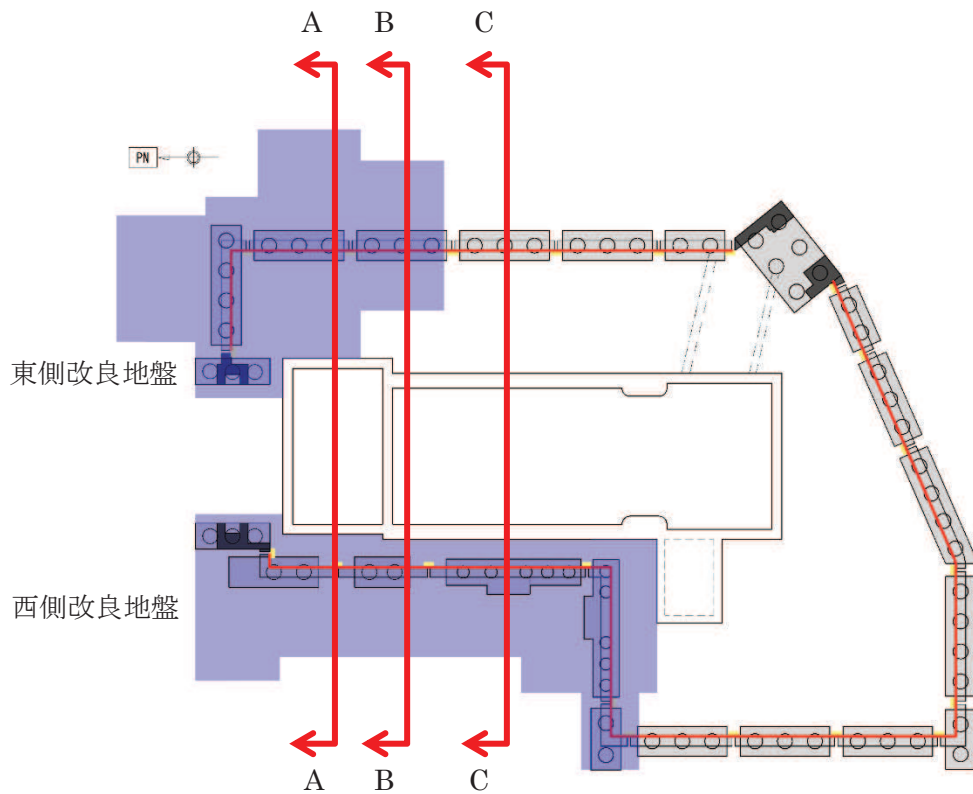


図2-5 第2号機放水立坑改良地盤 平面図

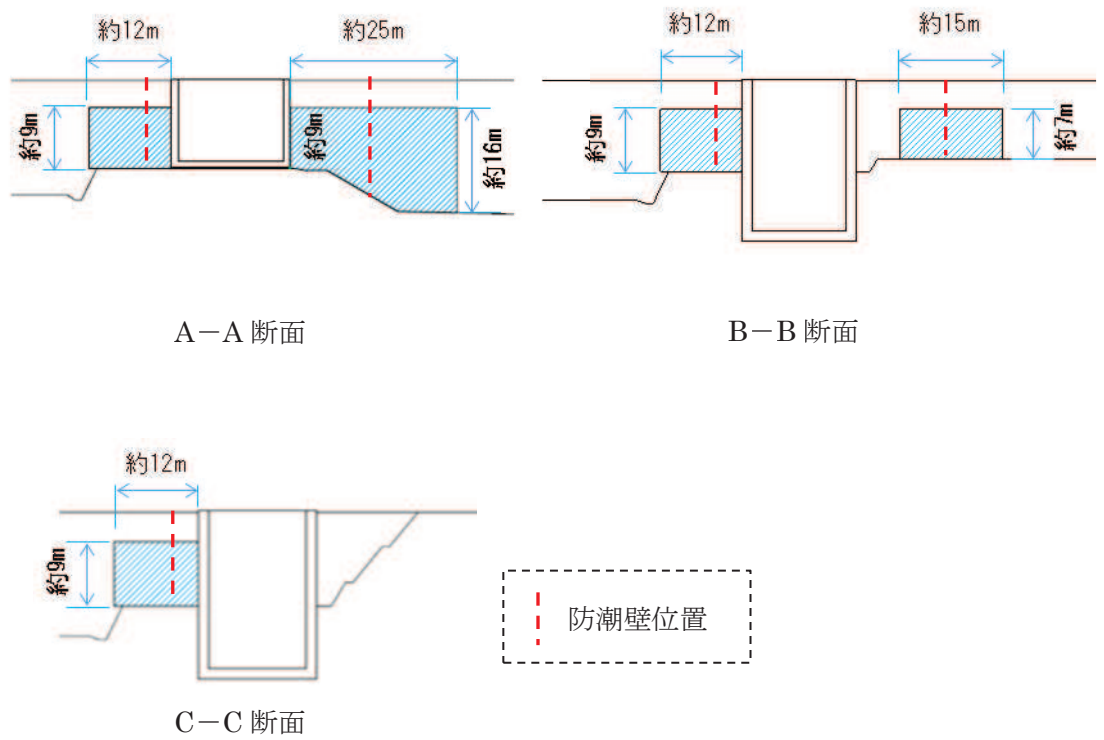


图 2-6 第 2 号機放水立坑改良地盤 断面図

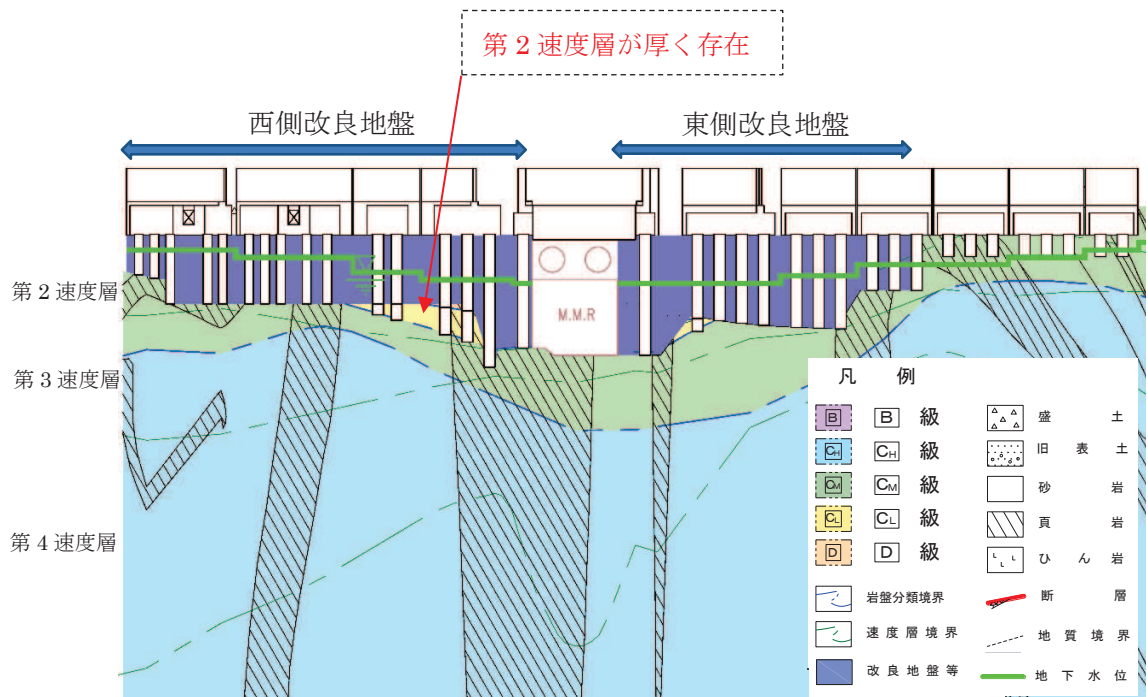


图 2-7 防潮壁部 地質縦断面図

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C₁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)。

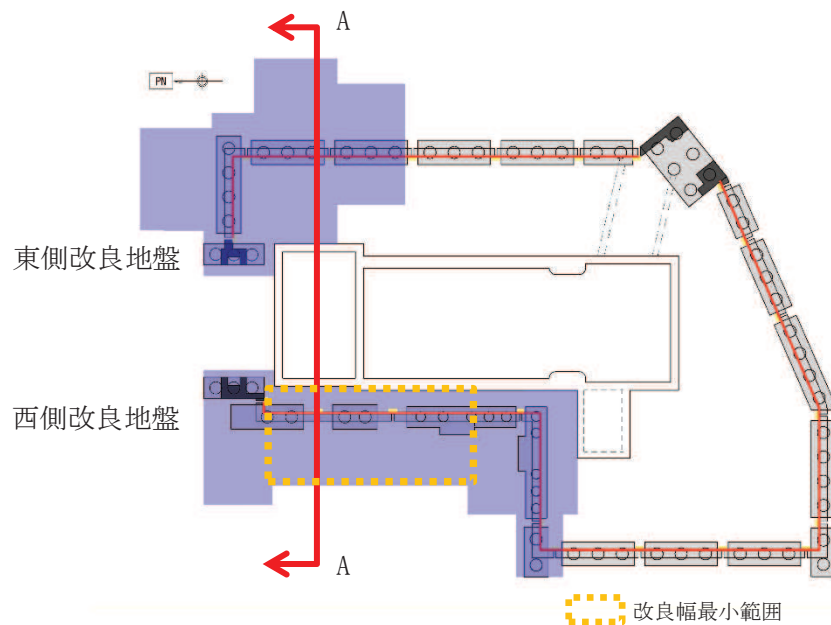


図2-8 第2号機放水立坑改良地盤評価対象断面 平面図

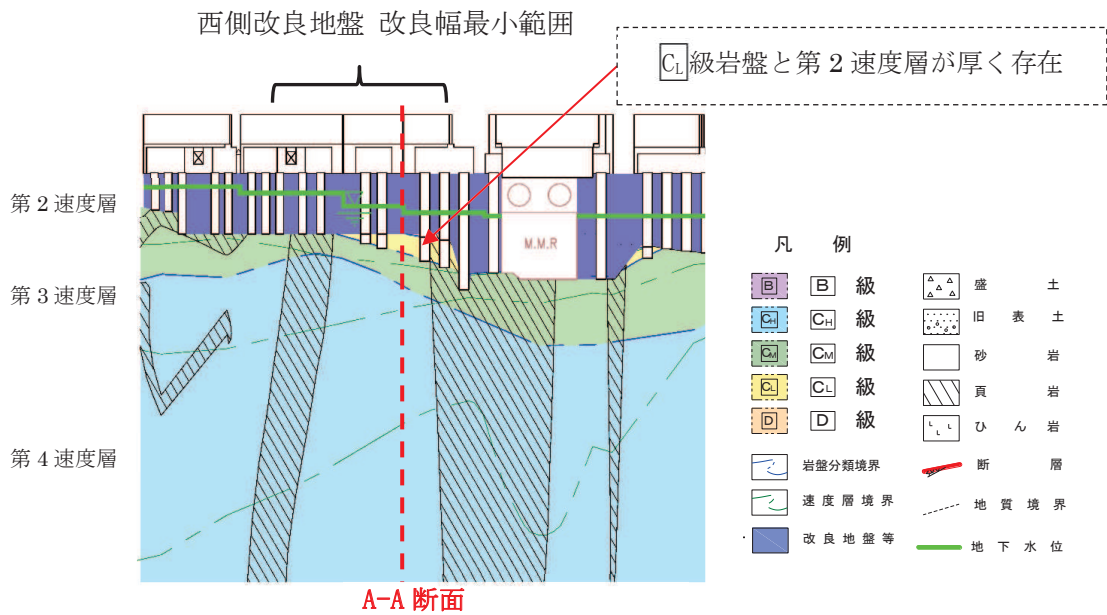


図2-9 防潮壁部地質縦断面図

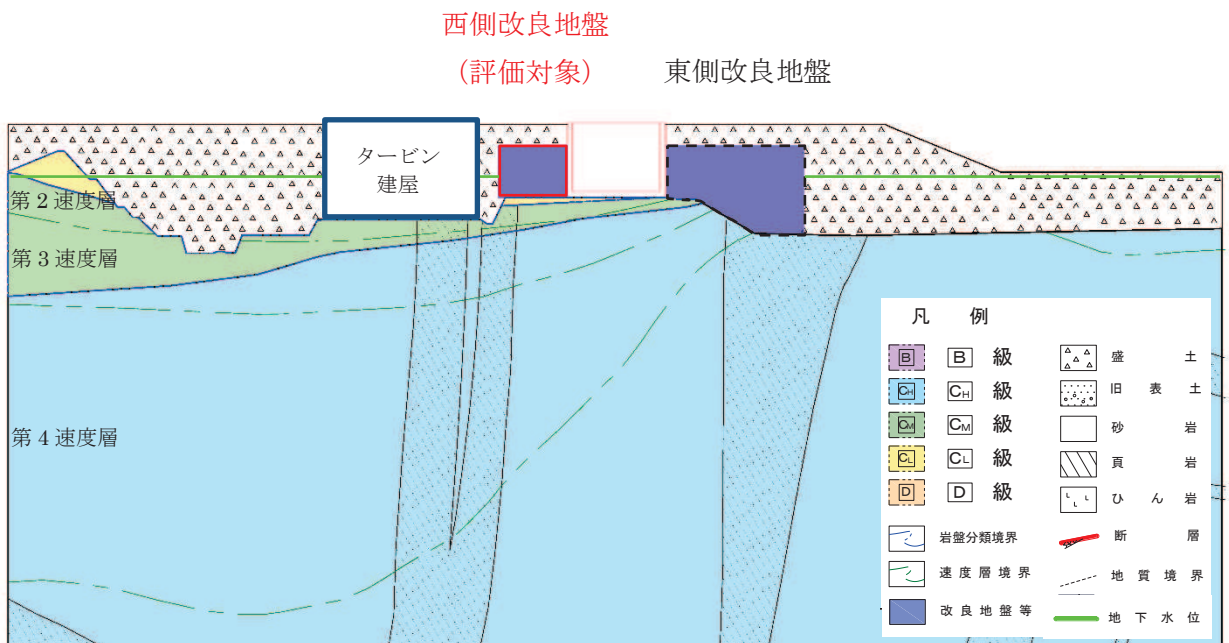


図2-10 2号放水立坑改良地盤の評価対象断面 地質断面図 (A-A断面)

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。

第2号機放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚として評価することから、改良地盤の安定性は作用する土圧が大きいほど、厳しくなる。土圧は耐震性を有するタービン建屋と改良地盤間の盛土から作用するが、保守的にタービン建屋を盛土としてモデル化する。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。

なお、タービン建屋と改良地盤間の盛土には地下水位が分布するが、盛土幅は改良地盤幅に比べ非常に小さく、また地形も掘り込まれているため、液状化による側方流動の可能性はないと判断し上記解析方法にて安定性を確認する。

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

第2号機放水立坑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。

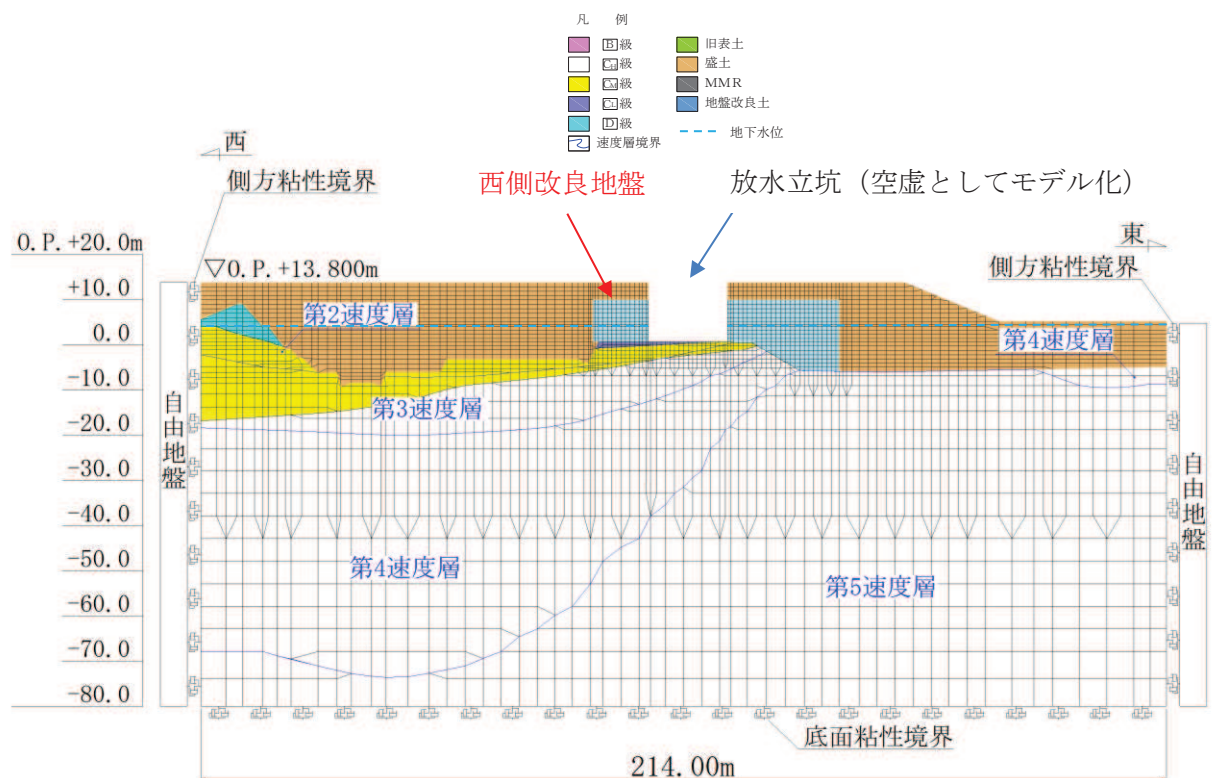


図2-11 第2号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

2.6 許容限界

第2号機放水立坑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 第2号機放水立坑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

第2号機放水立坑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。

第2号機放水立坑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、第2号機放水立坑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。

2.8. 耐震評価結果

第2号機放水立坑改良地盤の放水立坑側へのすべりを想定し、想定すべり線を設定した。想定すべり線の考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤毎に端点を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔ですべり線を設定する。
- ・ 端点は放水立坑側へのすべりを想定し、網羅的かつ要素の応力状態を考慮し設定する。
- ・ 大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。

想定すべり線は、図2-12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2-5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2-13に示す。

この結果から、第2号機放水立坑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。

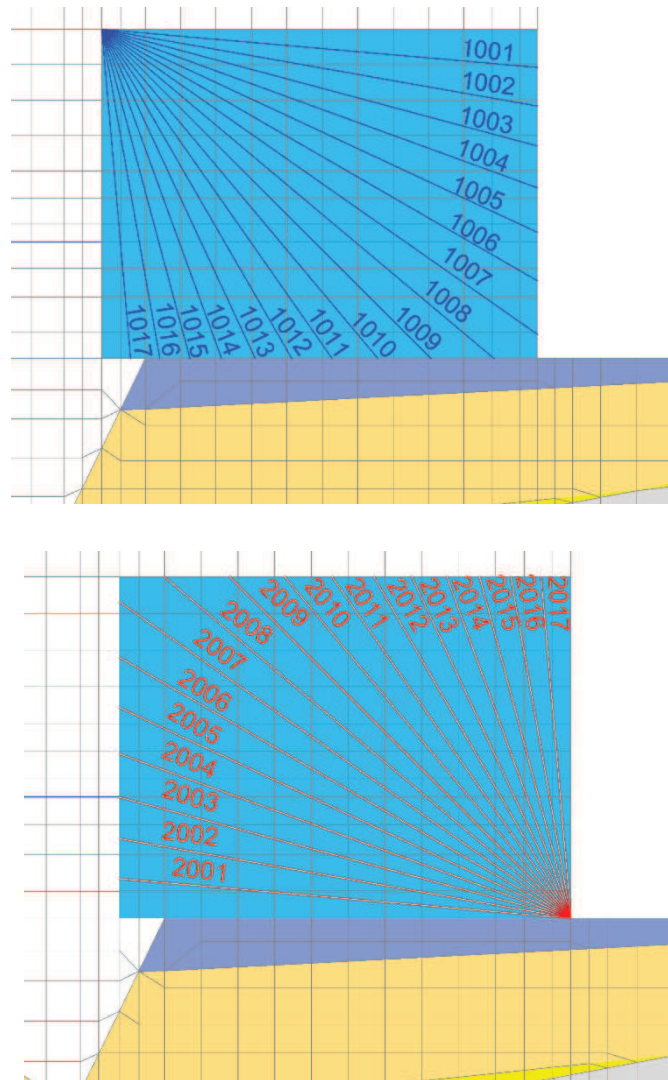


図2-12 第2号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

表 2-5 第 2 号機放水立坑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	
	<u>S_s-D 2</u>	++	2001	8.53	4.92	
		<u>-+</u>	<u>2001</u>	<u>8.48</u>	<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

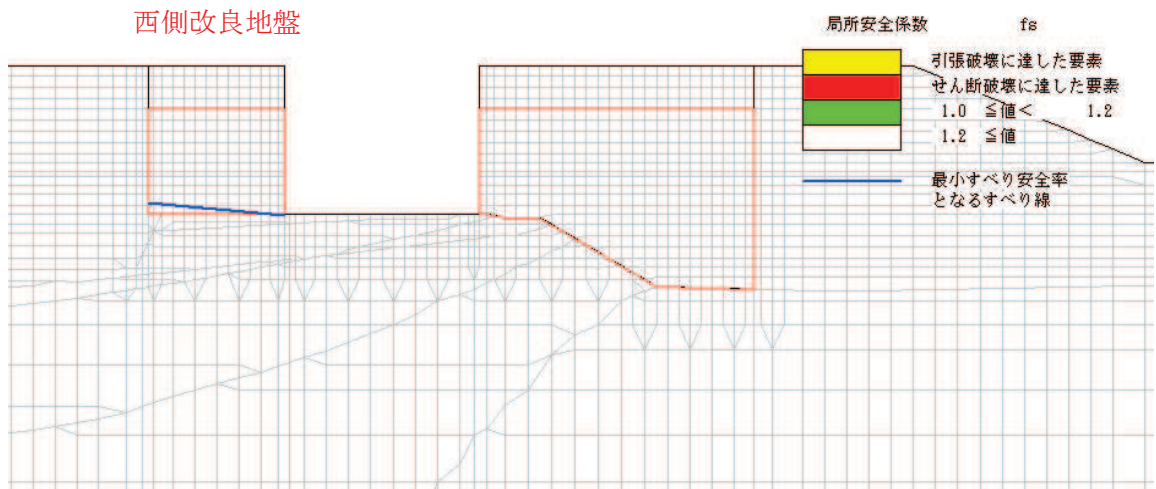


図 2-13 第 2 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$)

改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線の設定を図 2-14 にすべり安全率算定結果を表 2-6 に示す。地下水位以深の盛土については抵抗力を考慮せず、滑動力のみを考慮することとした。改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線のすべり安全率は評価基準値 1.2 を満足することを確認した。

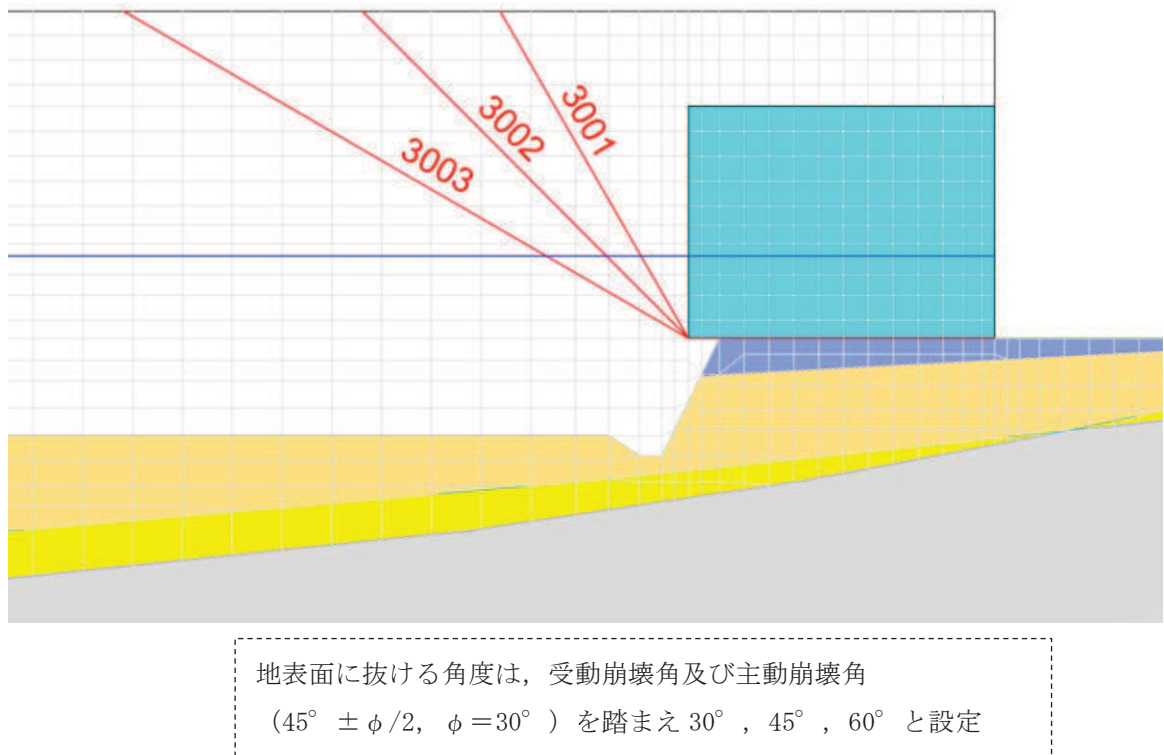


図 2-14 第 2 号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線の設定

表 2-6 第 2 号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線の安全率算定結果

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	++	3001	44.98	1.90	1.2
		-+	3001	25.17	1.88	
		+-	3001	60.97	1.82	
		--	3001	32.25	1.76	
	<u>S_s-D 2</u>	++	3001	6.57	1.75	
		<u>-+</u>	<u>3001</u>	<u>13.81</u>	<u>1.70</u>	
		+-	3001	13.47	1.76	
		--	3001	22.34	1.81	
	S _s -D 3	++	3001	34.76	1.89	
		-+	3001	28.42	1.74	
		+-	3001	34.76	2.05	
		--	3001	15.52	1.84	
	S _s -F 1	++	3001	20.08	2.04	
		-+	3001	17.22	2.19	
	S _s -F 2	++	3001	27.81	1.86	
		-+	3001	30.80	1.84	
	S _s -F 3	++	3001	26.69	1.98	
		-+	3001	28.47	1.94	
S _s -N 1	++	3001	7.62	1.74		
	-+	3001	7.32	2.26		
②	S _s -D 2	-+	3001	18.30	1.79	1.2
③	S _s -D 2	-+	3002	13.82	1.81	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -D 2	-+	3001	13.81	1.54	1.2

3. 第3号機放水立坑改良地盤の評価

3.1 評価方針

第3号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「3号放水立坑防潮壁」という。）については下位クラスである第3号機放水立坑の波及的影響を受ける恐れがあるため、第3号機放水立坑の周囲に地盤改良体を構築し、機能維持を図る設計とする。

図3-1に3号放水立坑防潮壁の位置図，図3-2に3号放水立坑防潮壁の平面図，さらに図3-3に3号放水立坑防潮壁の地質縦断面図を示す。

図3-2と図3-3に示す3号放水立坑防潮壁の改良地盤が下位クラスである第3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、第3号機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3-4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。

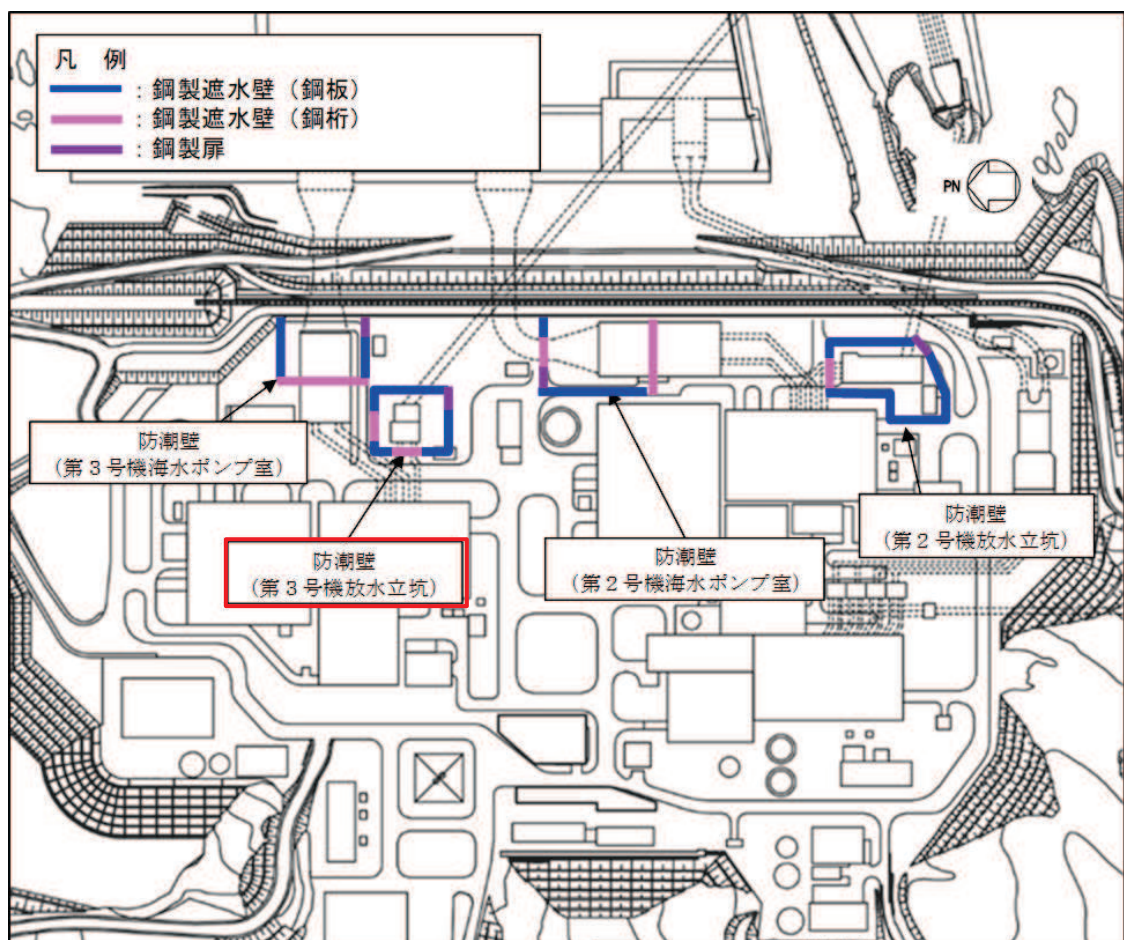


図3-1 3号放水立坑防潮壁の位置図

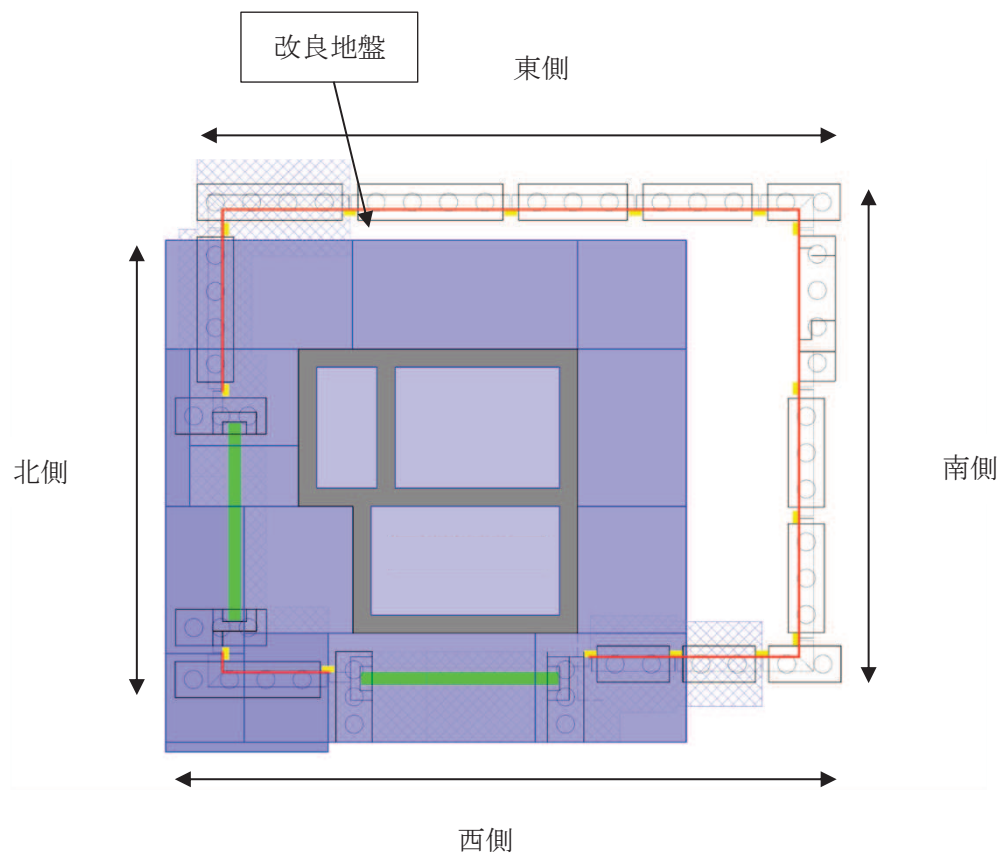


图3-2 3号放水立坑防潮壁 平面图

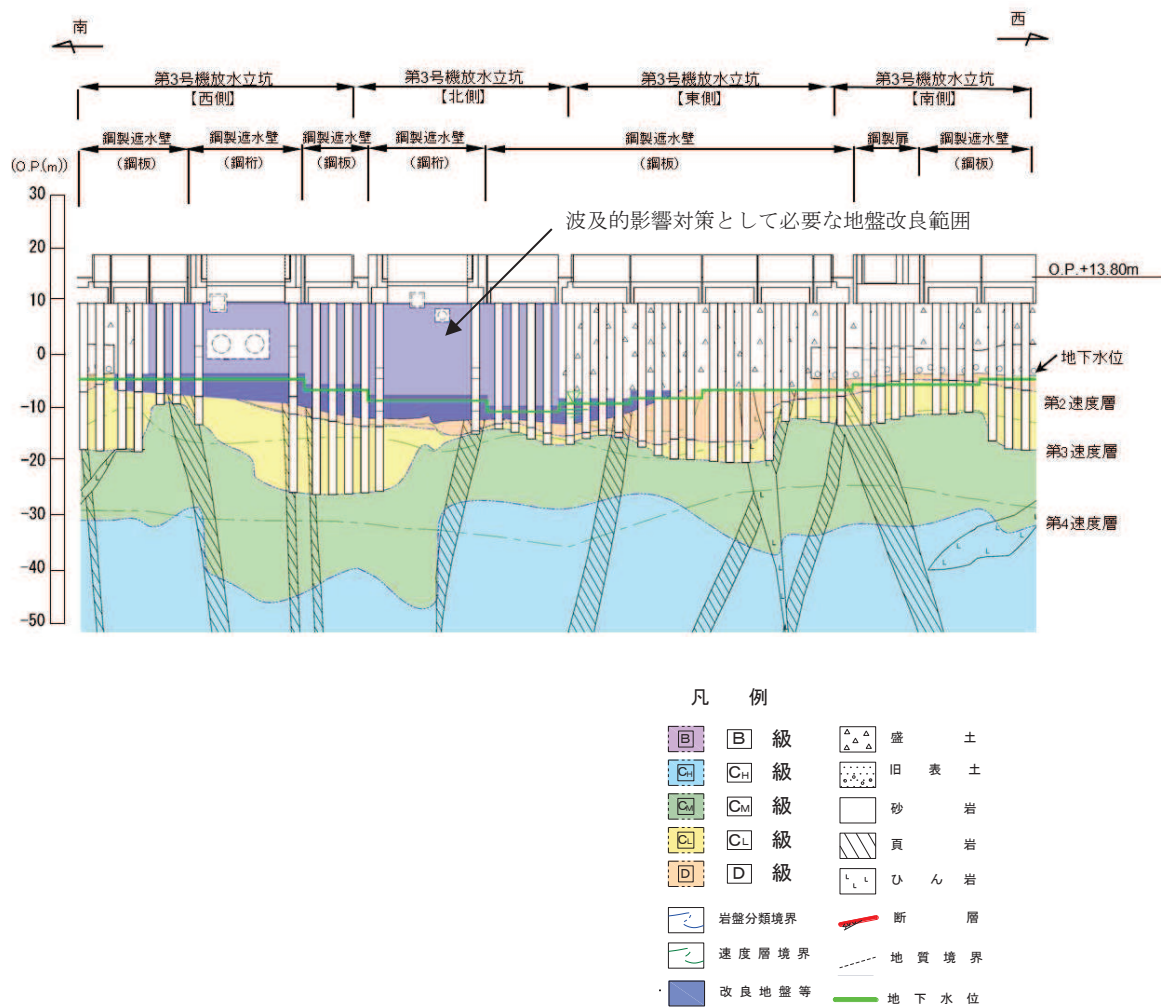


图 3-3 3号放水立坑防潮壁 地質縦断面図

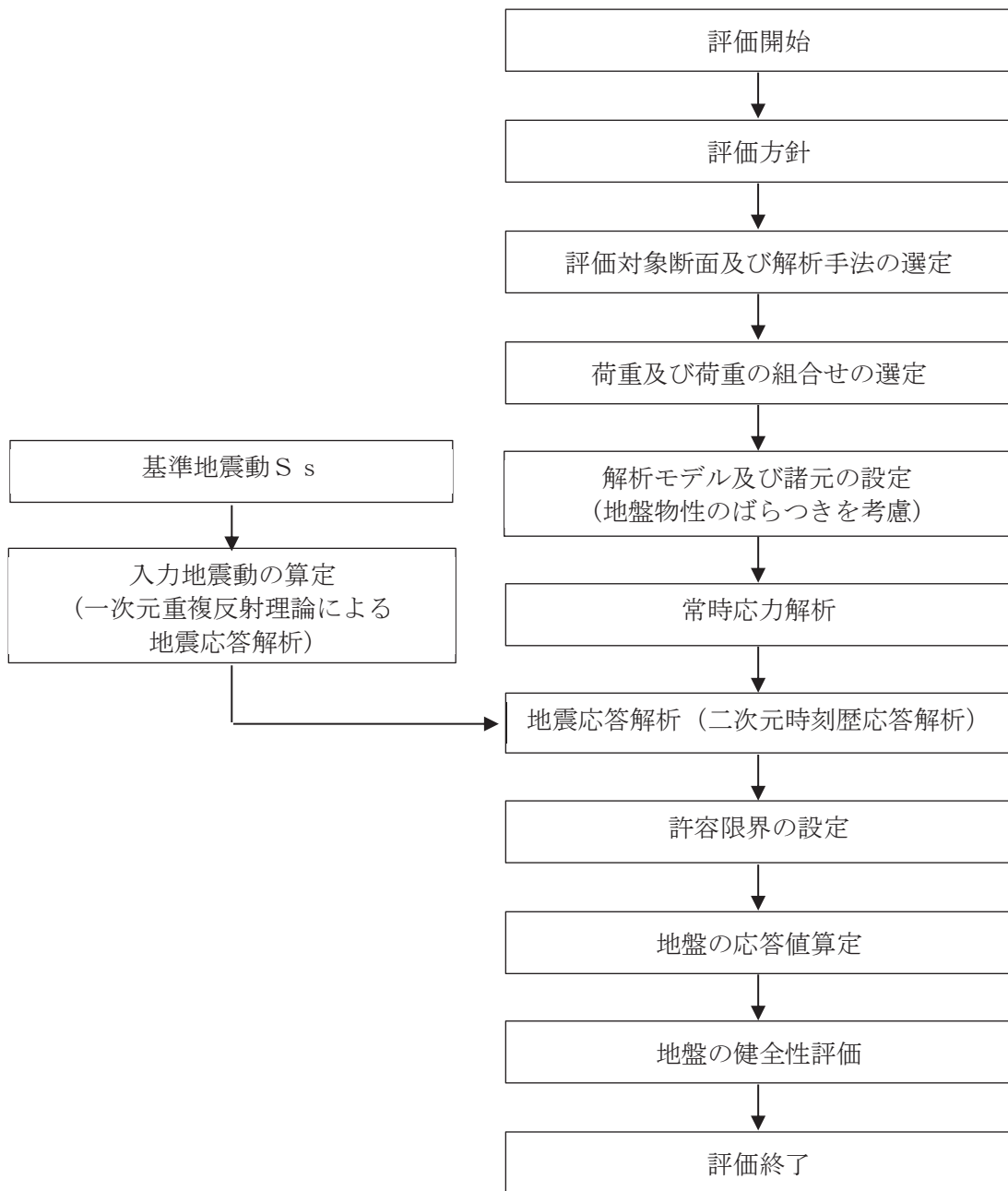


図 3-4 第 3 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

表 3-1 第 3 号機放水立坑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

3.2 評価対象断面

第3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。

第3号機放水立坑改良地盤の平面図を図3-5、断面図を図3-6に示す。また、防潮壁部の地質断面図を図3-7に示す。

第3号機放水立坑改良地盤の深さは放水立坑近傍で約20mと大きな差はないが、改良幅は9m、11m、15mの3エリアに区分される。また、改良幅9mのエリアには地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さいD級岩盤が厚く存在する。よって、耐震評価上、最も厳しくなるのは改良幅9mエリアと考えられる。

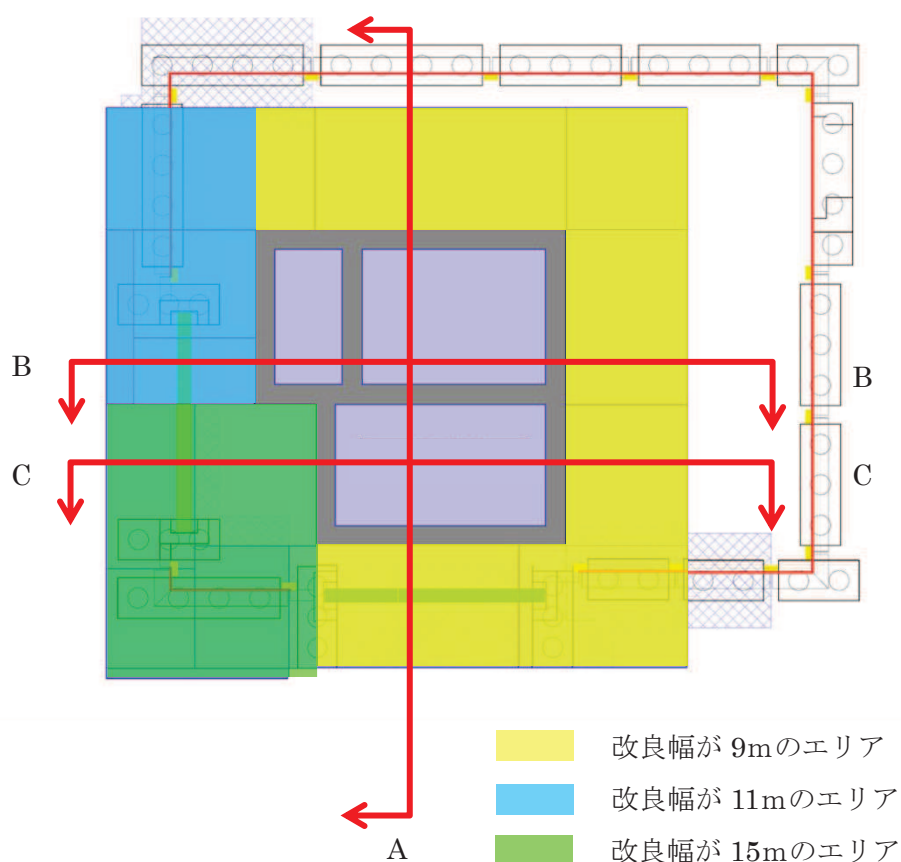


図3-5 第3号機放水立坑改良地盤 平面図

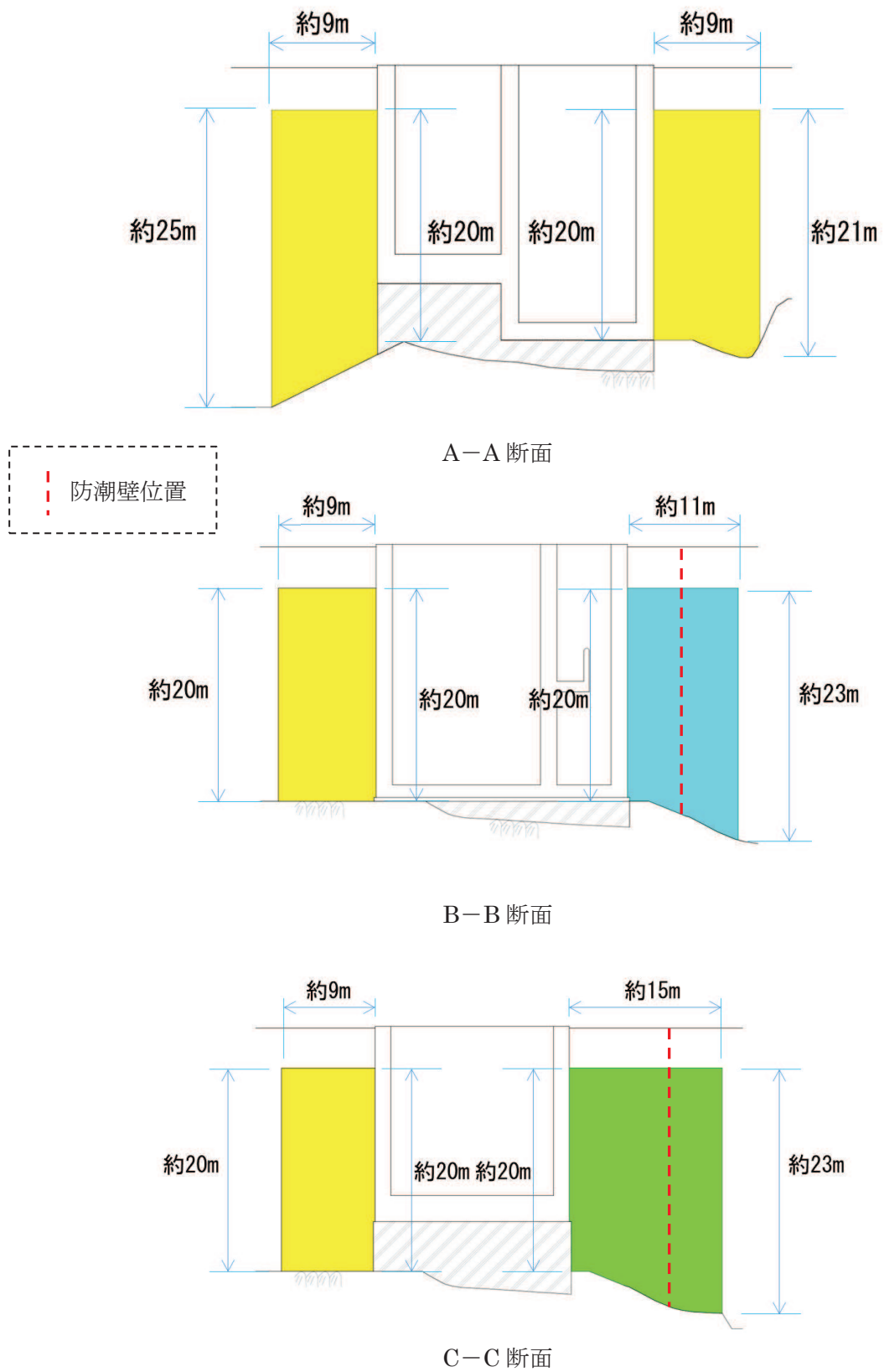


图 3-6 第 3 号機放水立坑改良地盤 断面图

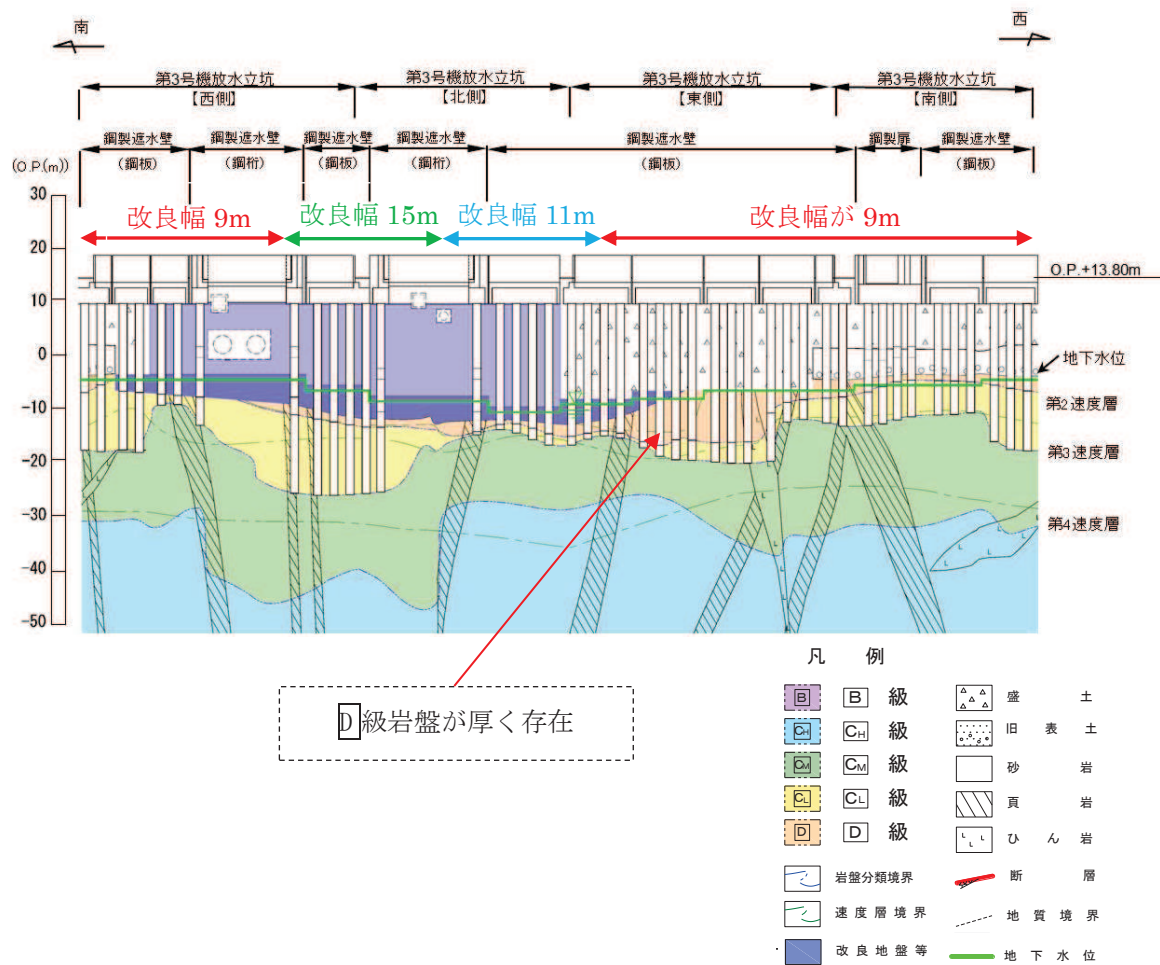


図 3-7 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

図 3-8 に示す改良幅が 9m のエリアの特徴を地質断面図 (図 3-9, 図 3-10) 及び地質縦断面図 (図 3-11) から以下のとおり確認した。

- ・改良幅が 9m のエリアの東側：改良地盤は D_1 級岩盤上に存在。
- ・改良幅が 9m のエリアの南側：改良地盤は C_L 岩盤上に存在。
- ・改良幅が 9m のエリアの西側：改良地盤は C_L 岩盤上に存在。また岩盤部の傾斜やマンメイドロック (以下、「MMR」という。) による応力集中の影響により安定性が損なわれる可能性がある。

上記を考慮し、地震動が増幅すると考えられる D_1 級岩盤が厚く存在する箇所 (東側) と岩盤部の傾斜や MMR により安定性が損なわれる可能性が考えられる箇所 (西側) をとおる A-A 断面を評価対象断面に選定する。

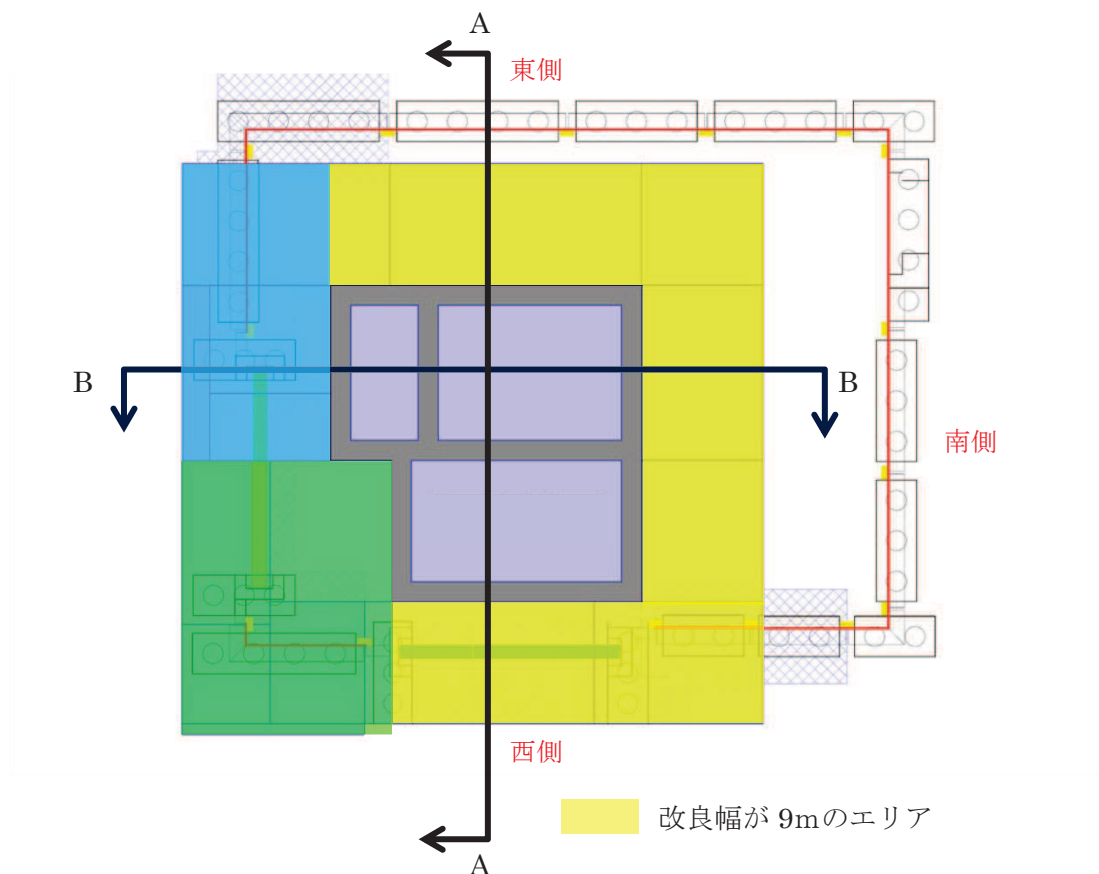


図 3-8 第 3 号機放水立坑評価対象断面 平面図

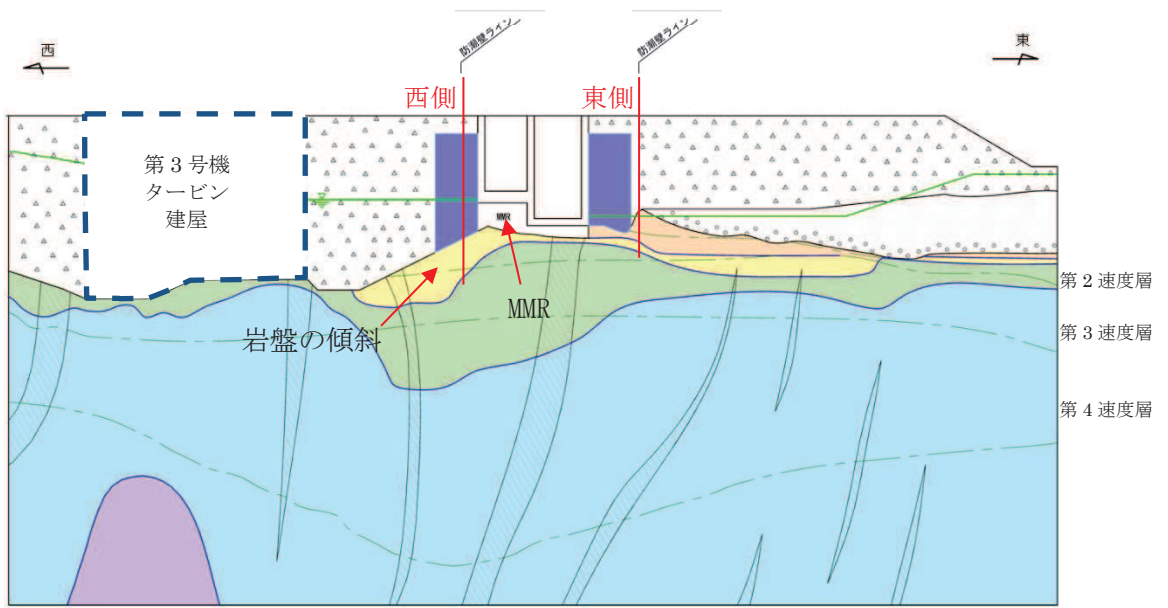


図3-9 第3号機放水立坑地質断面図 (A-A断面)

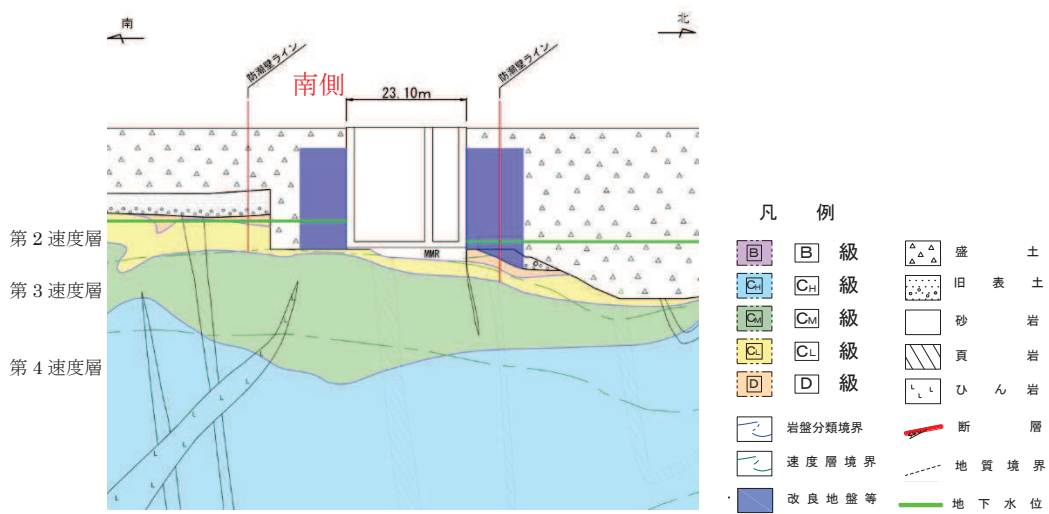


図3-10 第3号機放水立坑地質断面図 (B-B断面)

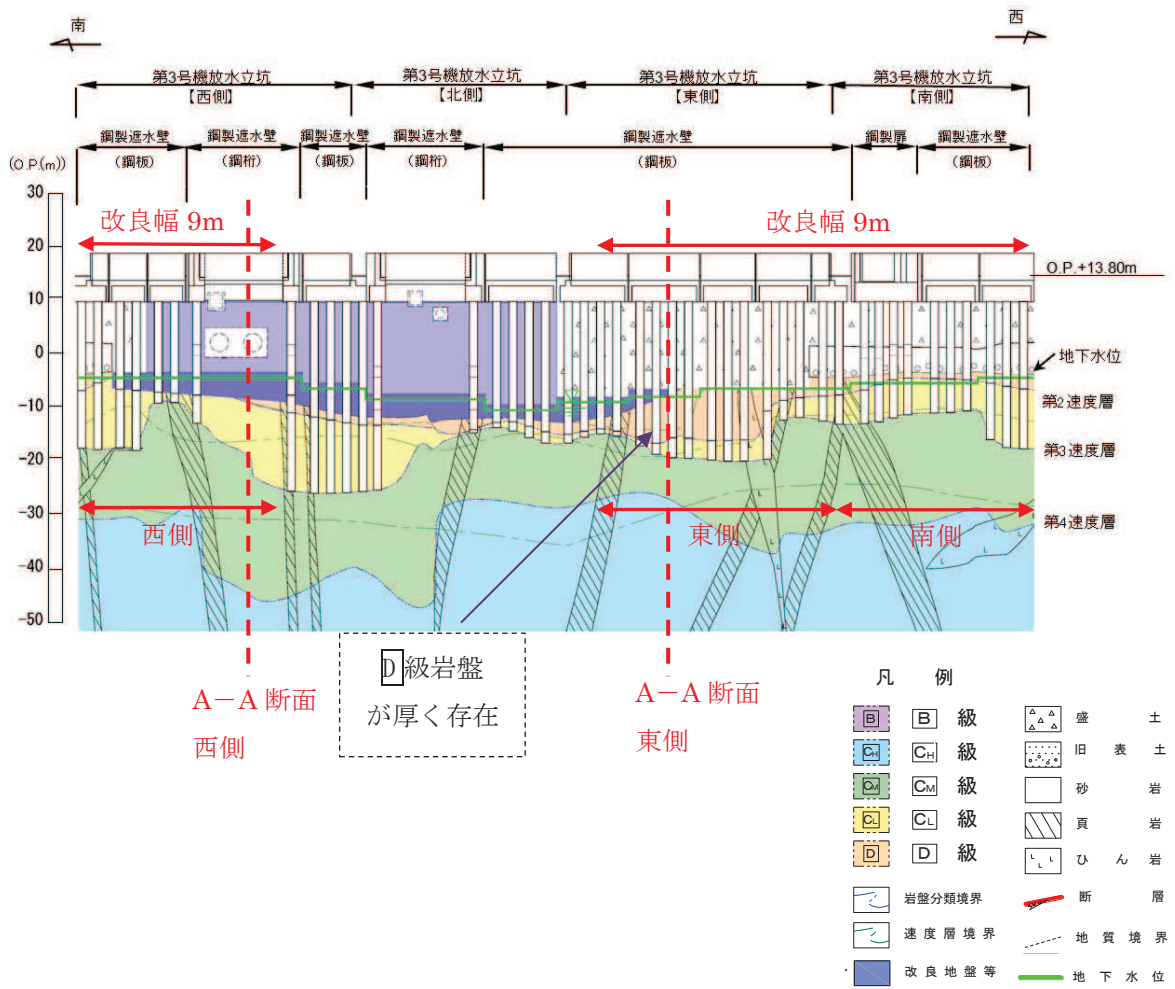


図 3-11 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

3.3 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。

放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚として評価することから、改良地盤の安定性は作用する土圧が大きいほど、厳しくなる。図3-9に示すとおり、西側の改良地盤の土圧については耐震性を有する第3号機タービン建屋と改良地盤間の盛土から作用するが、保守的に第3号機タービン建屋を盛土としてモデル化する。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。

なお、西側改良地盤の背面の盛土及び東側改良地盤の背面の盛土の地下水位は放水立坑の下端の高さにあるため、液状化による側方流動の可能性はないと判断し上記解析方法にて安定性を確認する。

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。

3.4 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3-2に示す解析ケースを設定する。

図3-10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3-2 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

3.5 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 3-3 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 3-3 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3-3 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		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。

3.6 解析モデル及び諸元

第3号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデルを図3-12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。

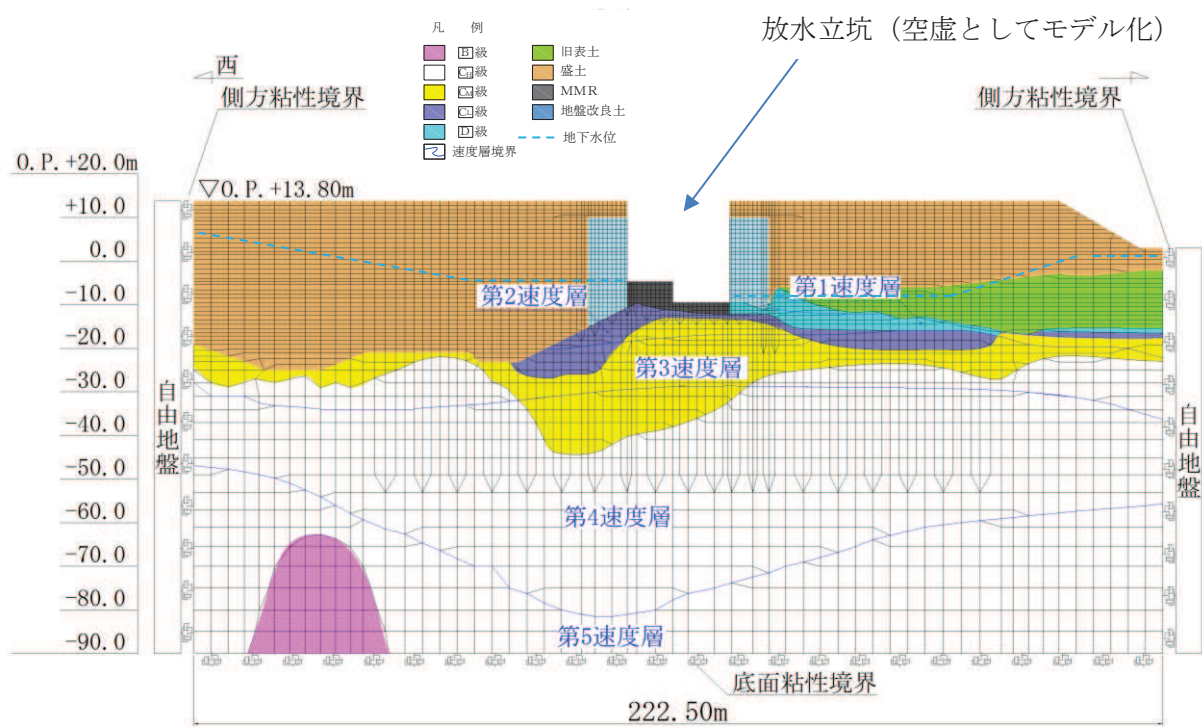


図3-12 第3号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

3.7 許容限界

第3号機放水立坑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3-4に示すすべり安全率とする。

表3-4 第3号機放水立坑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

3.8 評価方法

第3号機放水立坑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「3.7 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。

第3号機放水立坑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、第3号機放水立坑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。

3.9 耐震評価結果

第3号機放水立坑改良地盤の放水立坑側へのすべりを想定し、想定すべり線を設定した。想定すべり線の考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤毎に端点を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔ですべり線を設定する。
- ・ 端点は放水立坑側へのすべりを想定し、網羅的かつ要素の応力状態を考慮し設定する。
- ・ 大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。

想定すべり線は、図3-13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3-5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3-14に示す。

この結果から、第3号機放水立坑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。

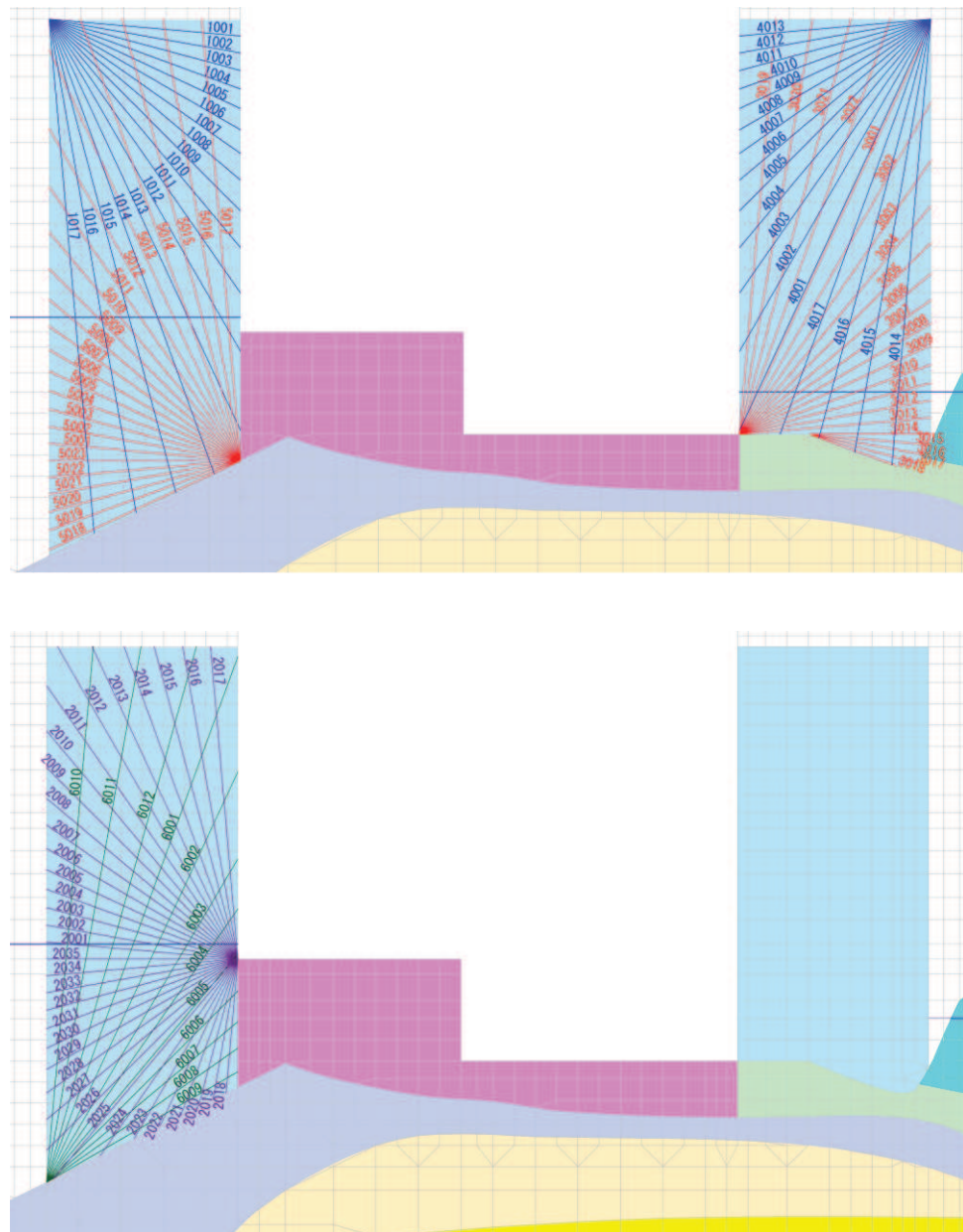


図3-13 第3号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

表 3-5 第 3 号機放水立坑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	++	2032	49.09	1.96	1.2
		-+	2001	49.57	1.93	
		+ -	2032	47.42	1.95	
		--	2001	67.92	2.01	
	S _s -D 2	++	2032	25.29	1.91	
		-+	2032	13.41	1.90	
		+ -	2031	12.90	2.04	
		--	2001	13.40	1.99	
	S _s -D 3	++	2031	8.84	2.13	
		-+	2002	11.35	2.12	
		+ -	2001	8.83	2.32	
		--	2001	13.20	2.01	
	S _s -F 1	++	2032	18.86	1.88	
		-+	2031	22.25	2.09	
	S _s -F 2	++	2001	26.87	1.91	
		-+	2001	28.47	1.97	
	S _s -F 3	++	2002	28.61	2.26	
		-+	2031	27.67	1.81	
	S _s -N 1	++	5007	7.64	1.75	
		-+	2001	7.35	2.05	
②	<u>S_s-N 1</u>	<u>++</u>	<u>5006</u>	<u>7.64</u>	<u>1.67</u>	<u>1.2</u>
③	S _s -N 1	++	5005	7.64	1.77	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -N 1	++	5005	7.64	1.60	1.2

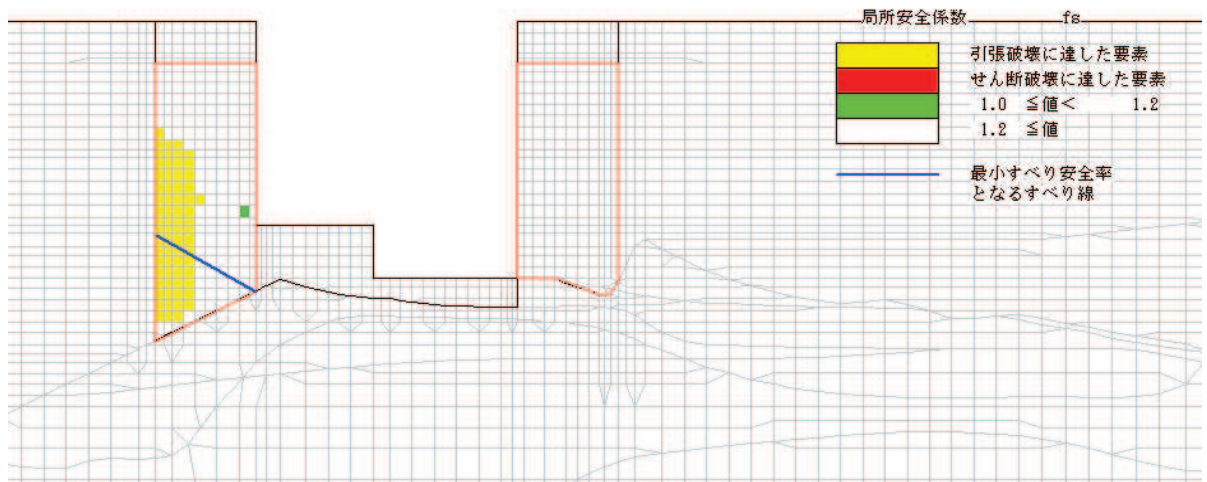


図 3-14 第 3 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース②, S s - N 1 (++) , 想定すべり線 : 5006)

改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線のすべり安全率の評価については、岩盤上面の傾斜を考慮して境界部のすべりが発生しやすいと考えられる西側改良地盤のすべり安全率の評価を実施した。すべり線の設定を図3-15、すべり安全率算定結果を表3-6に示す。地下水位以深の盛土については抵抗力を考慮せず、滑動力のみを考慮することとした。

改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線のすべり安全率は評価基準値1.2を満足することを確認した。

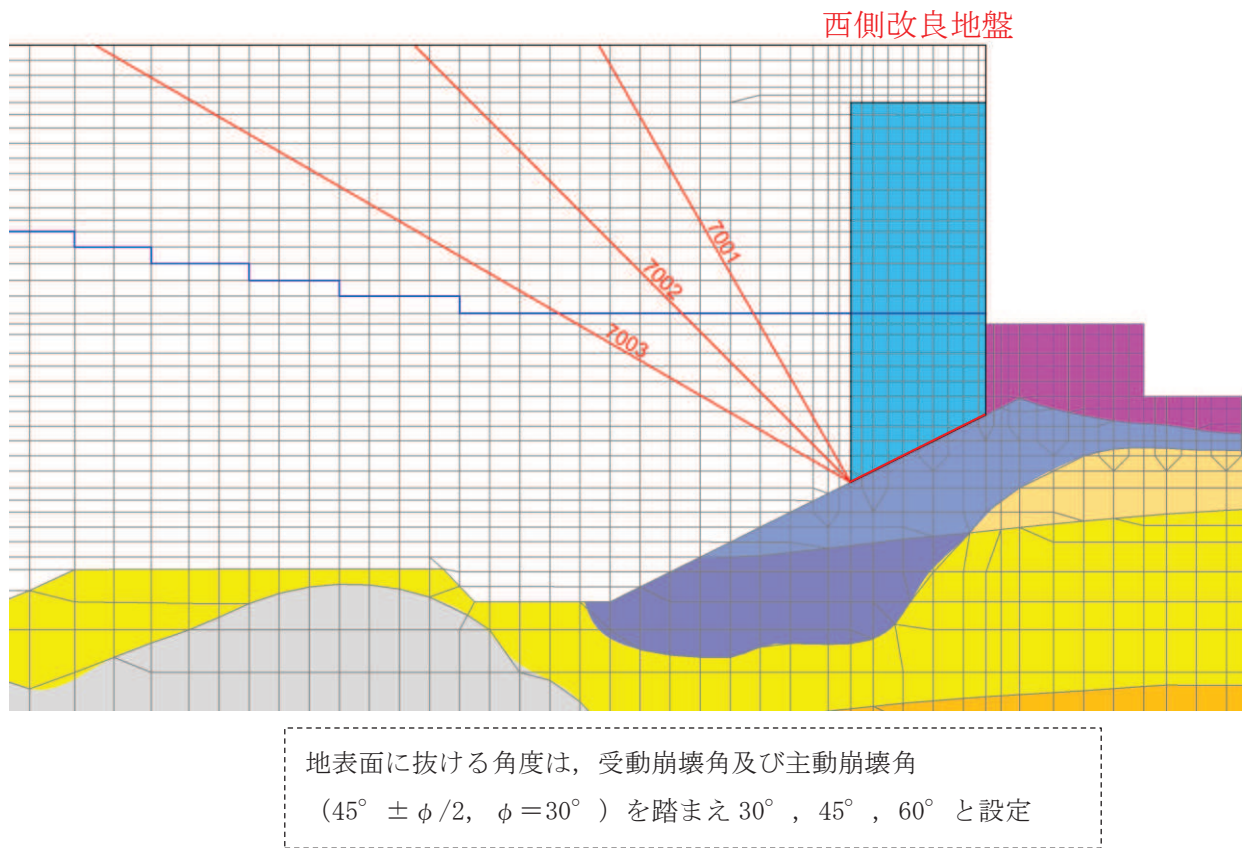


図3-15 第3号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部をとるすべり線の設定

表 3-6 第 3 号機放水立坑改良地盤（西側）と岩盤との境界部をとるすべり線の
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	++	7002	40.12	2.30	1.2
		-+	7001	32.26	2.52	
		+-	7001	26.63	2.03	
		--	7002	18.07	2.34	
	S _s -D 2	++	7002	13.52	2.48	
		-+	7001	25.45	2.11	
		+-	7001	8.58	2.01	
		--	7001	13.25	2.17	
	S _s -D 3	++	7002	28.66	2.60	
		-+	7001	28.43	2.38	
		+-	7002	23.82	2.52	
		--	7001	25.00	2.36	
	S _s -F 1	++	7002	18.85	2.38	
		-+	7003	19.44	4.08	
	S _s -F 2	++	7001	34.03	2.51	
		-+	7001	28.53	2.96	
<u>S_s-F 3</u>	++	7002	27.85	4.01		
	<u>-+</u>	<u>7001</u>	<u>27.66</u>	<u>1.92</u>		
S _s -N 1	++	7001	7.53	2.37		
	-+	7001	7.46	2.50		
②	S _s -F 3	-+	7001	27.66	2.12	1.2
③	S _s -F 3	-+	7001	27.66	2.10	1.2
①（平均値 -1σ 強度）	S _s -F 3	-+	7001	27.66	1.80	1.2

(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。防潮堤下部を横断するトレンチについては、改良地盤および防潮壁のフーチングや遮水鋼板が水平方向および鉛直方向に連続しているため、津波時の遮水鋼板周面からの津波の回り込み及びボイリングは生じないことを確認した。

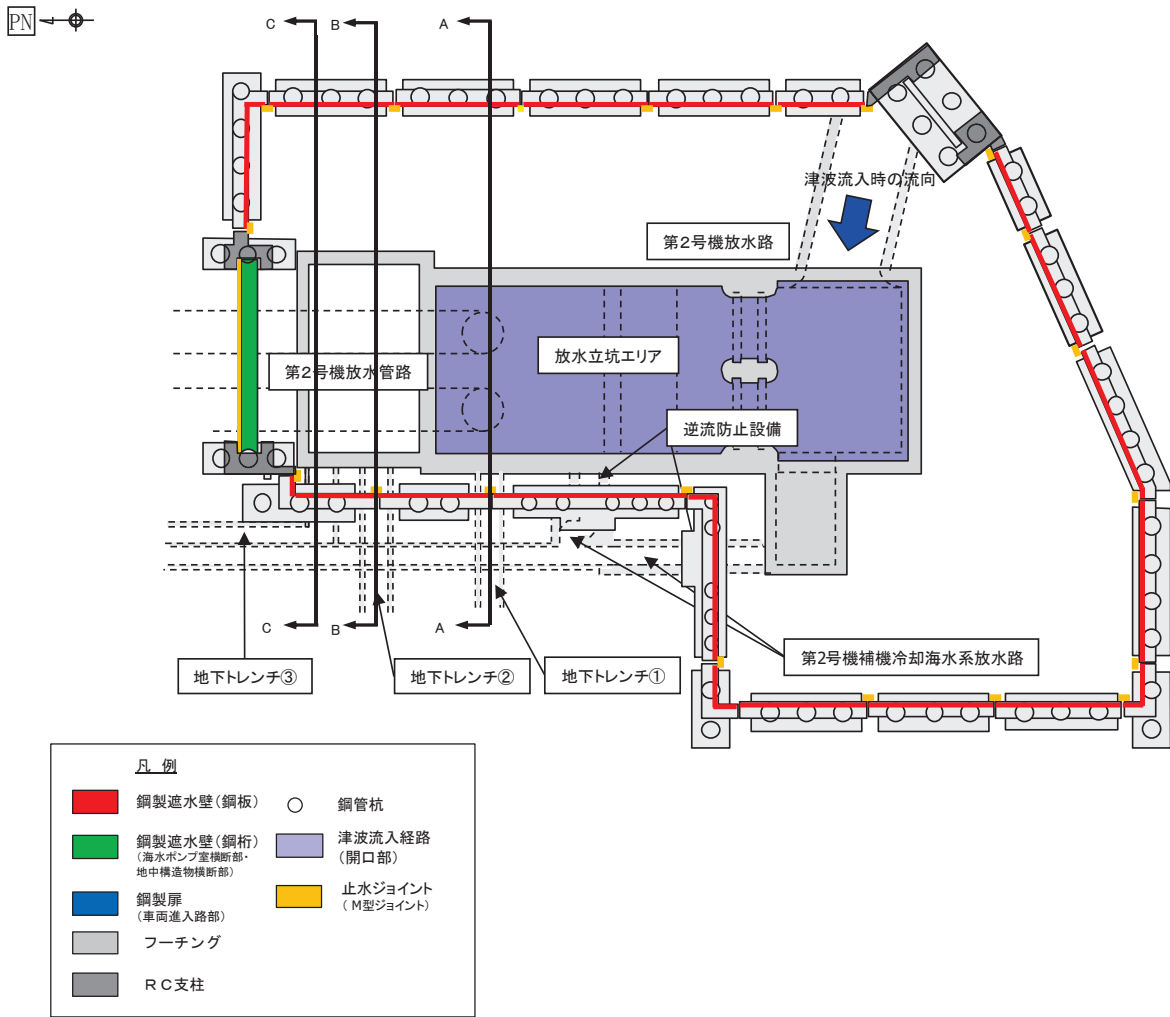
2. 止水対策の概要

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3号機放水立坑の地下トレンチの位置図を図2-2に示す。



凡例

	鋼製遮水壁(鋼板)		鋼管杭
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)		津波流入経路 (開口部)
	鋼製扉 (車両進入路部)		止水ジョイント (M型ジョイント)
	フーチング		
	R C 支柱		

図 2-1(1) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑))

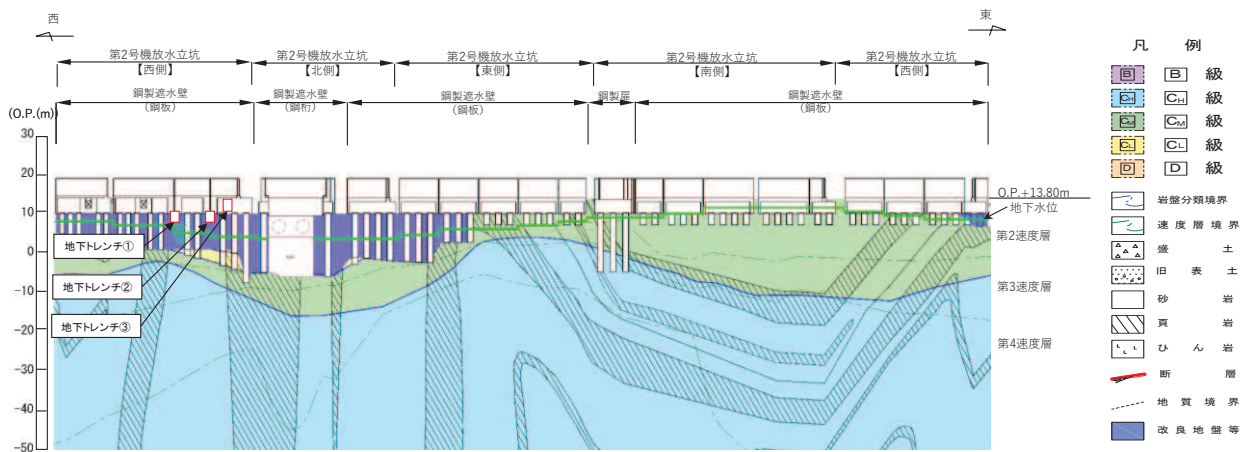


図 2-1(2) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑))

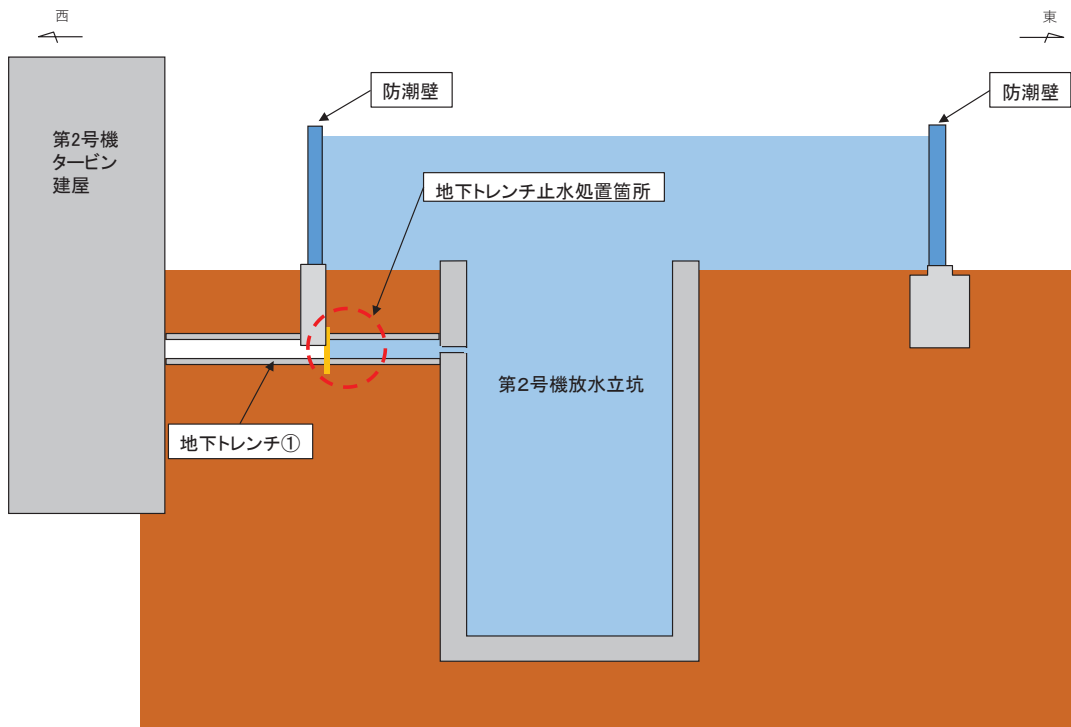


図 2-1 (3) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑)) (A-A) (地下トレンチ①)

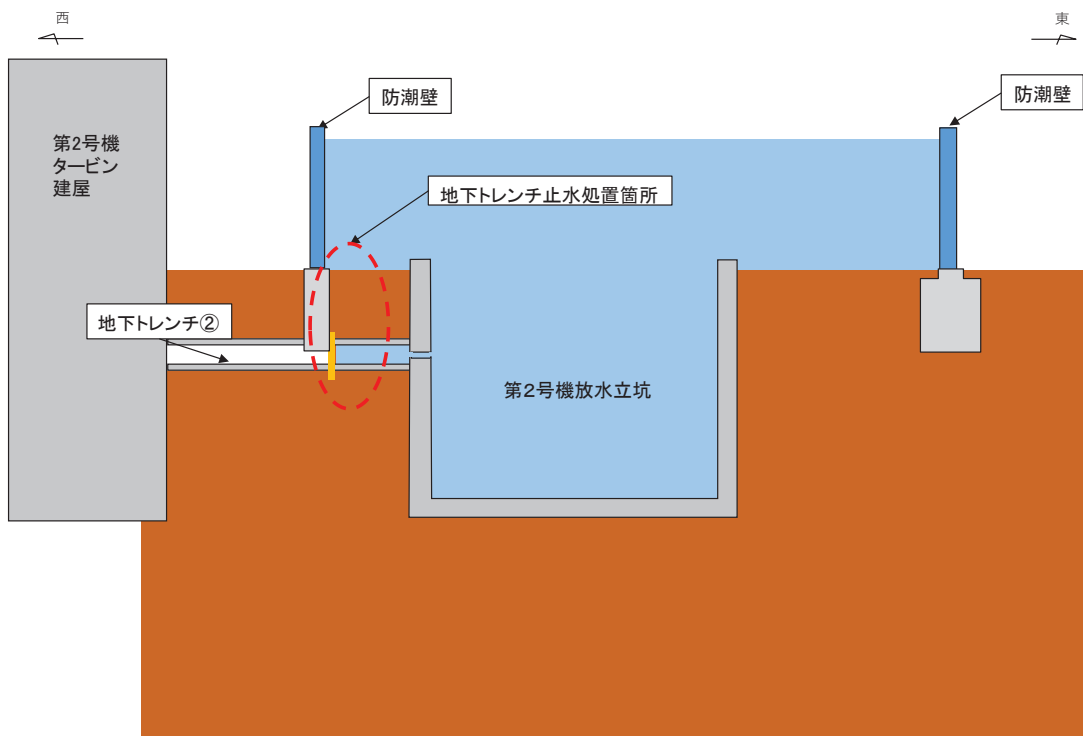


図 2-1 (4) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑)) (B-B) (地下トレンチ②)

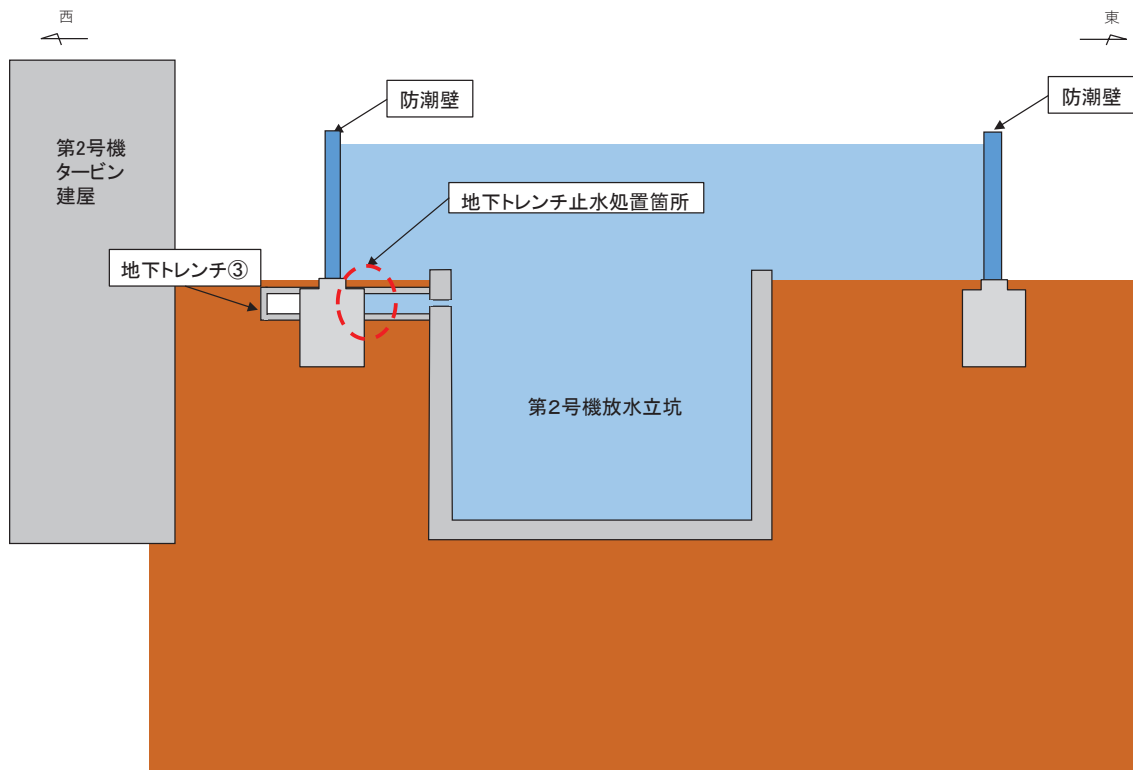


図 2-1 (5) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 2 号機放水立坑)) (C-C) (地下トレンチ③)

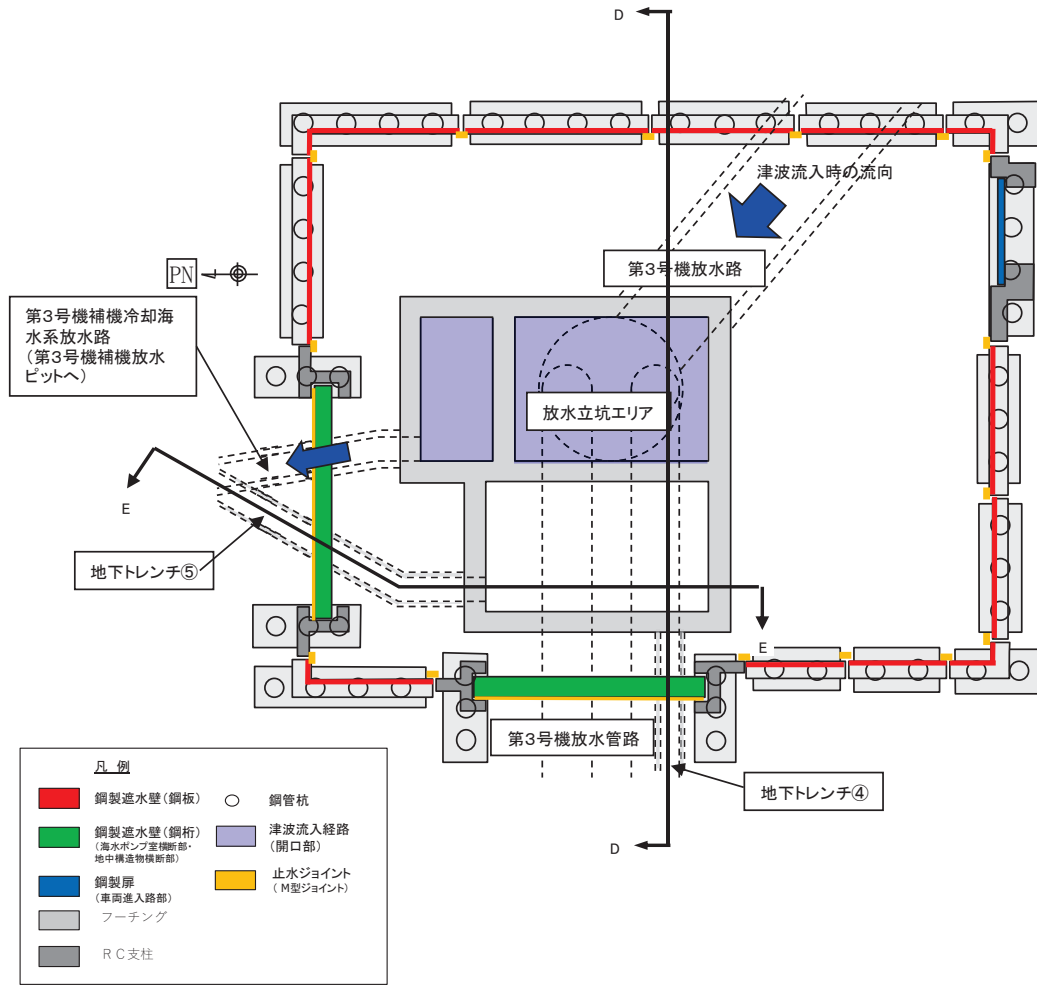


図 2-2(1) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 3 号機放水立坑))

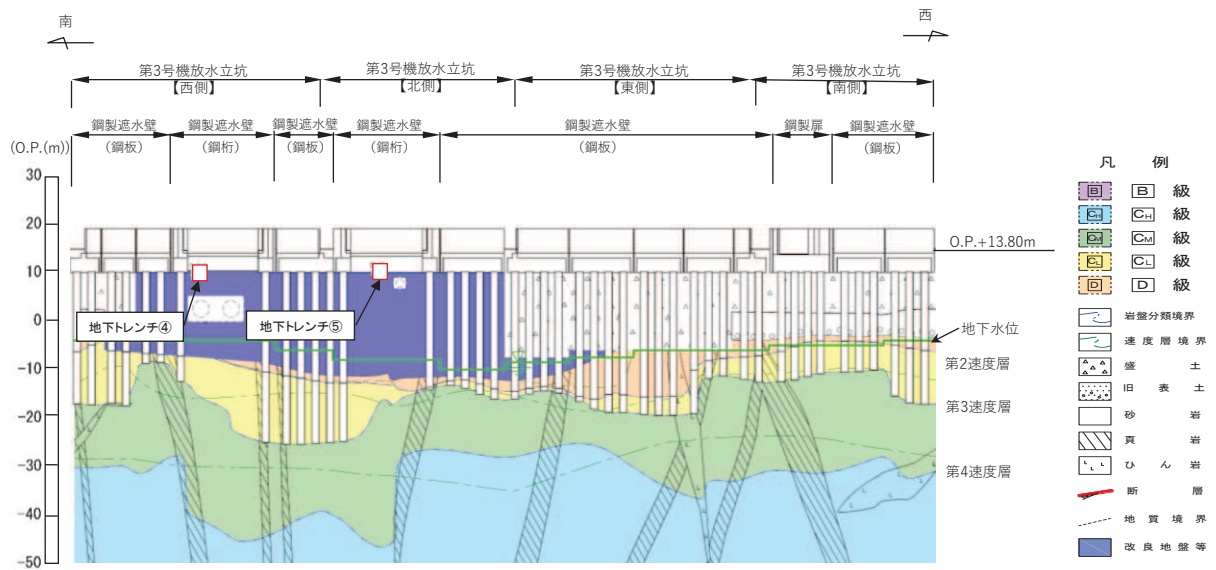


図 2-2(2) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 3 号機放水立坑))

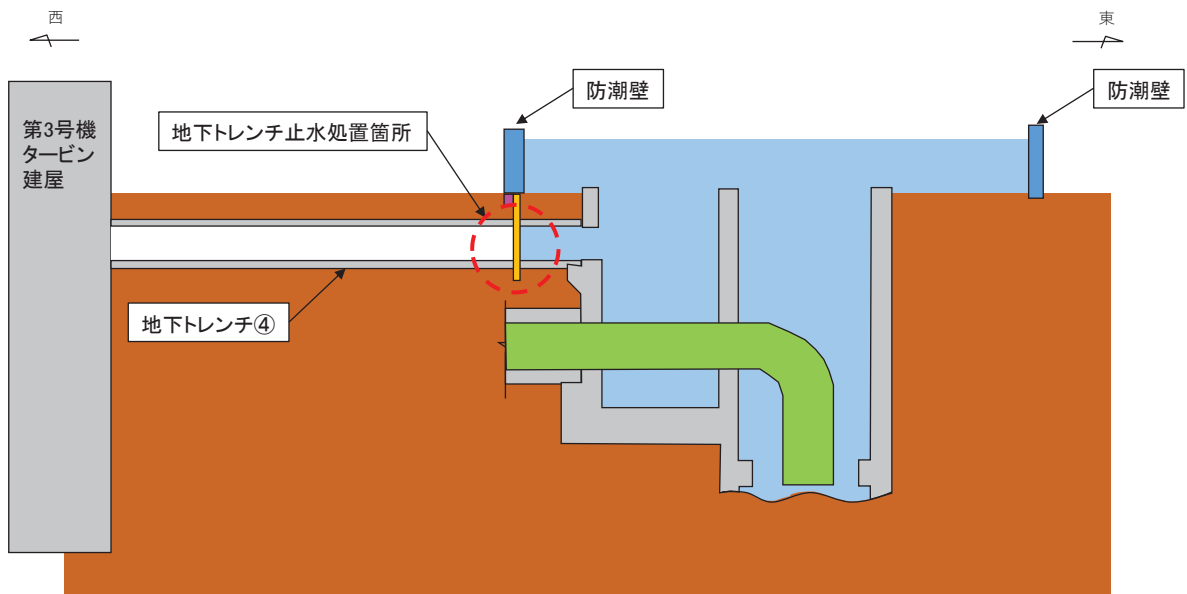


図 2-2(3) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 3 号機放水立坑)) (D-D) (地下トレンチ④)

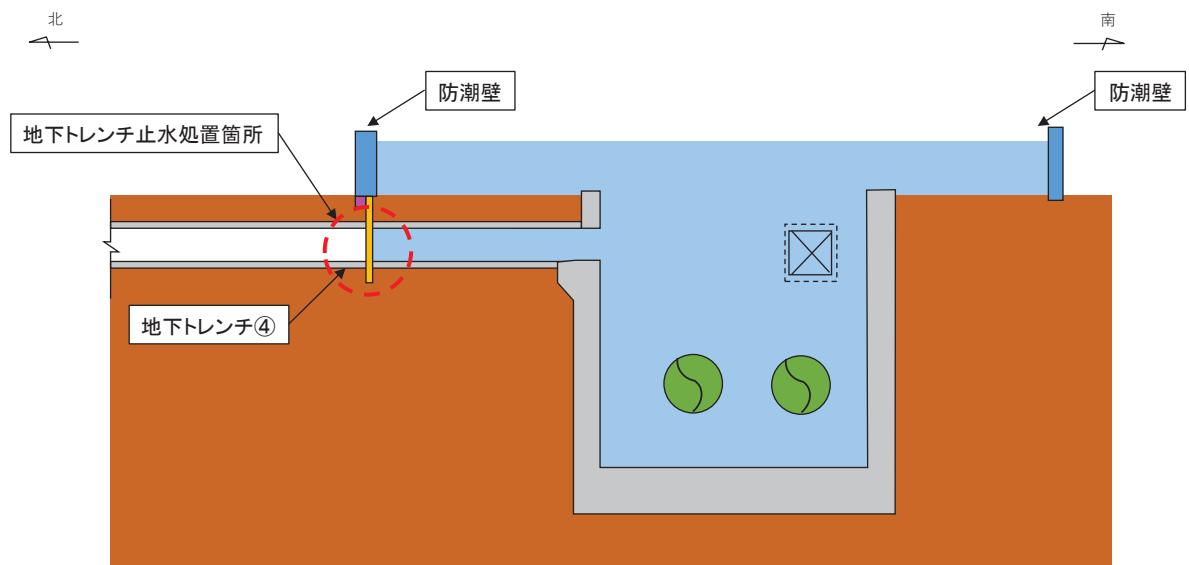


図 2-2(4) 地下トレンチ位置図 (防潮壁(第 3 号機放水立坑)) (E-E) (地下トレンチ⑤)

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。また、トレンチと遮水鋼板の取り合い構造について、概略図を図2-4に示す。

トレンチ周辺は図2-3に示す改良地盤ラインより下側については改良地盤にて構成されており、また、改良地盤ラインより上側はフーチングが水平方向に連続しているため、図2-4に示す止水ラインが確保されることから、津波時の遮水鋼板周面からの津波の回り込み及びボイリングは生じない。遮水鋼板とフーチング（接続部）間については、遮水鋼板を型枠の一部として活用しコンクリートを打設することで密着性を確保し、止水ラインを確保する。なお、遮水鋼板構築のためトレンチの一部は一時撤去するが、無収縮モルタルにより修復する。

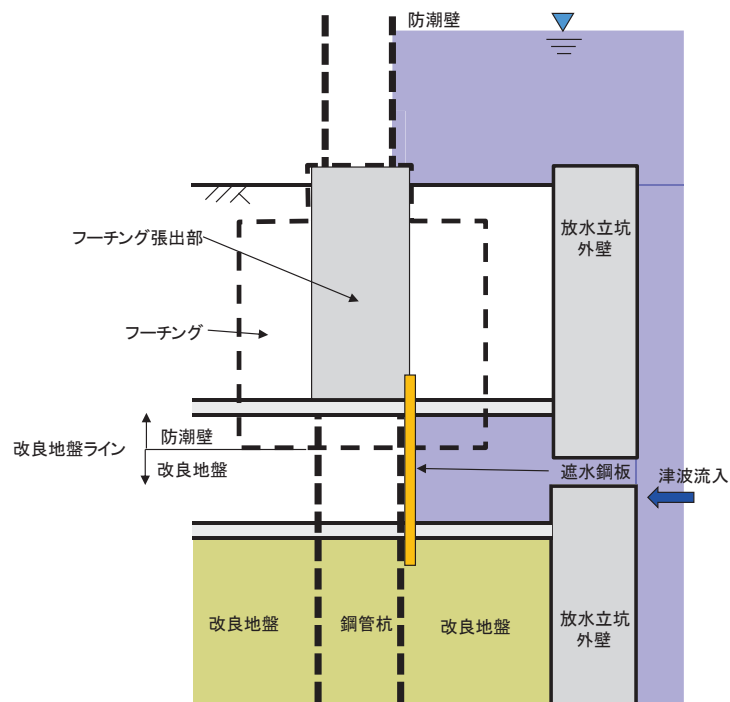
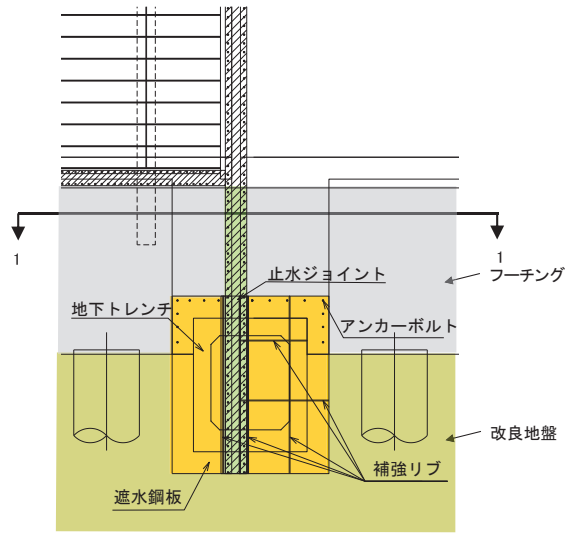
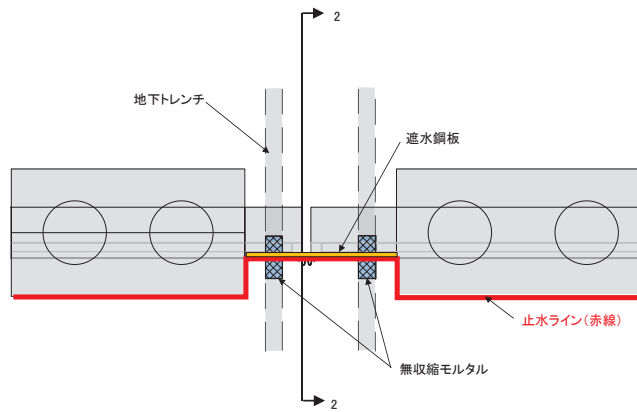


図2-3 トレンチ止水対策拡大断面

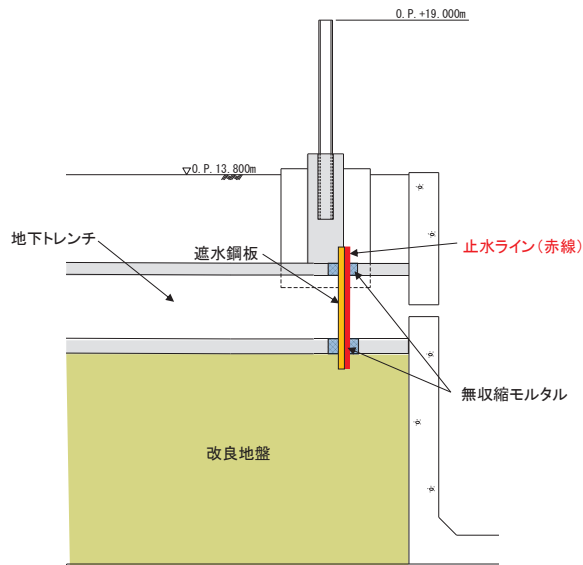
（第2号機放水立坑：地下トレンチ①, ②）（A-A, B-B 断面）



(正面図)



(平面図) (1-1)



(縦断図) (2-2)

図 2-4 トレンチと遮水鋼板の概略構造図 (地下トレンチ②)

(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2-5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。

また、トレンチ周辺は図2-5に示す改良地盤ラインより下側については改良地盤にて構成されており、また、改良地盤ラインより上側はフーチングが水平方向に連続しているため津波時のフーチング周面からの津波の回り込み及びボイリングは生じない。

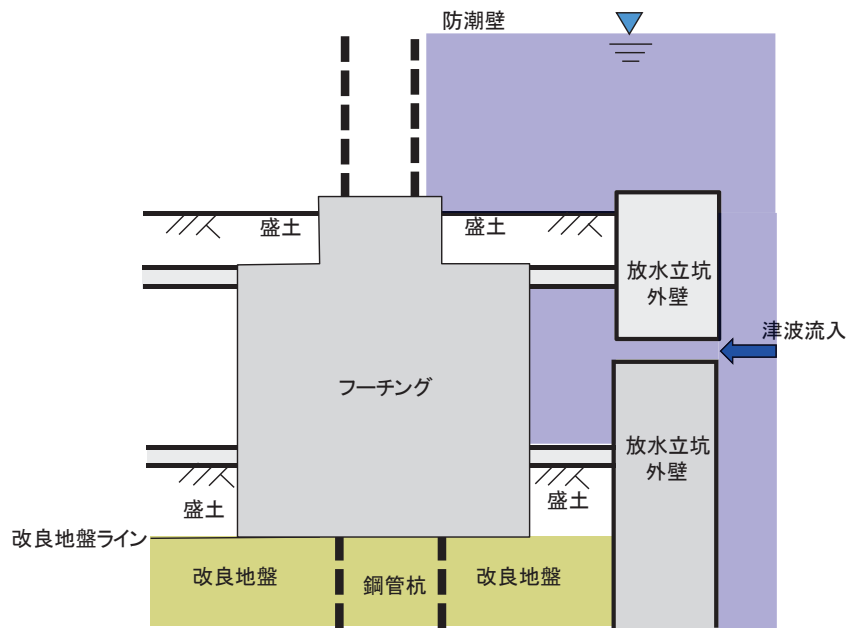


図2-5 トレンチ止水対策拡大断面
（第2号機放水立坑：地下トレンチ③）（C-C断面）

(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）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2-6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。また、トレンチと遮水鋼板の接合部並びにフーチングと遮水鋼板の接合部について、概略構造を図2-7に示す。トレンチ周辺は、図2-6に示す改良地盤ラインより下側については改良地盤にて構成されており、また、改良地盤ラインより上側は鋼板（土中部）が水平方向に連続しているため図2-7に示す止水ラインが確保されることから、津波時の遮水鋼板周面からの津波の回り込み及びボイリングは生じない。なお、遮水鋼板構築のためトレンチの一部は一時撤去するが、無収縮モルタルにより修復する。

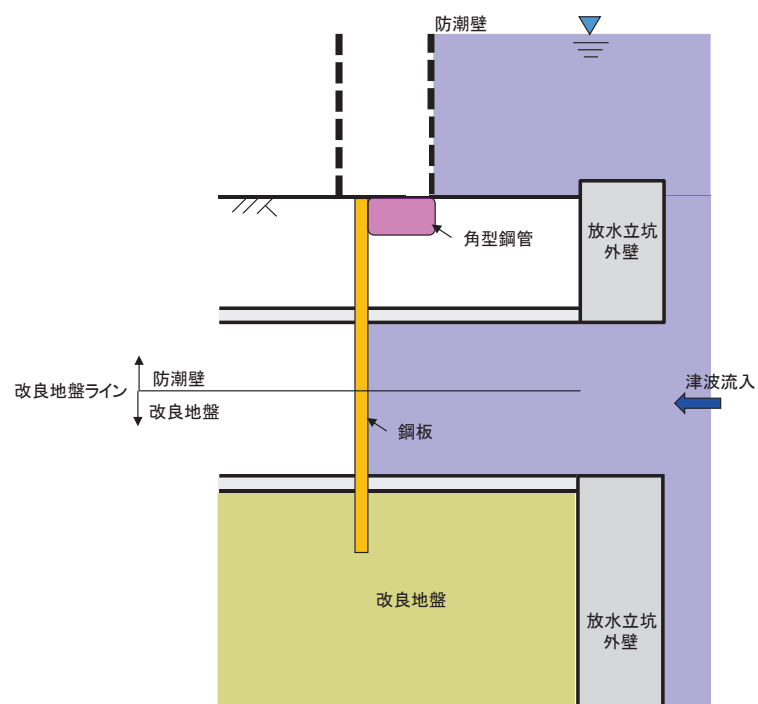
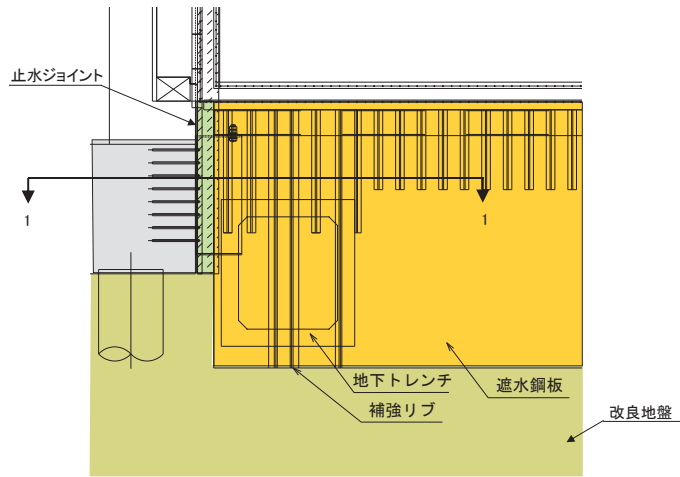
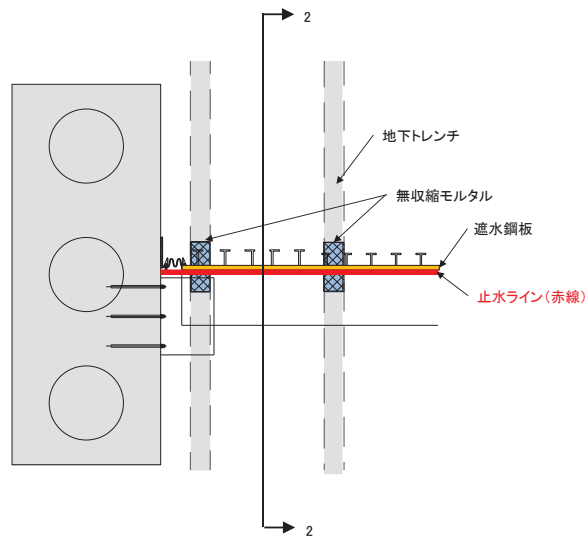


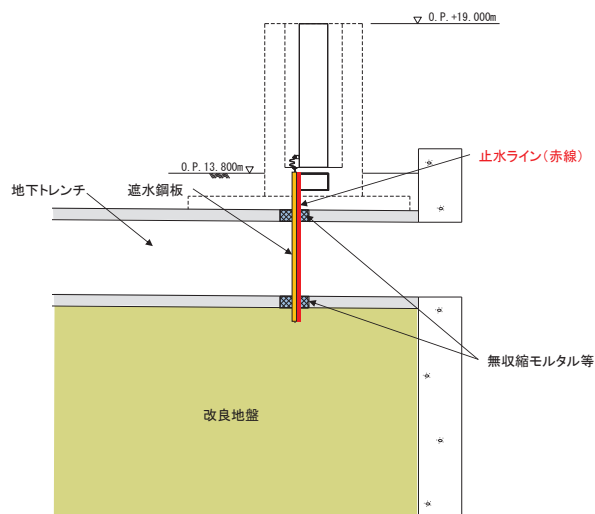
図2-6 トレンチ止水対策概略断面
（第3号機放水立坑：地下トレンチ④, ⑤）（D-D, E-E 断面）



(正面図)



(平面図) (1-1)



(縦断図) (2-2)

図 2-7 トレンチと遮水鋼板の概略構造図 (地下トレンチ④)

(別紙) 地下トレンチに設置する遮水鋼板の施工手順について

地下トレンチに設置する遮水鋼板の施工手順について、地下トレンチ②を代表として示す。施工手順の全体フローを図1に、施工ステップを図2～図5に示す。

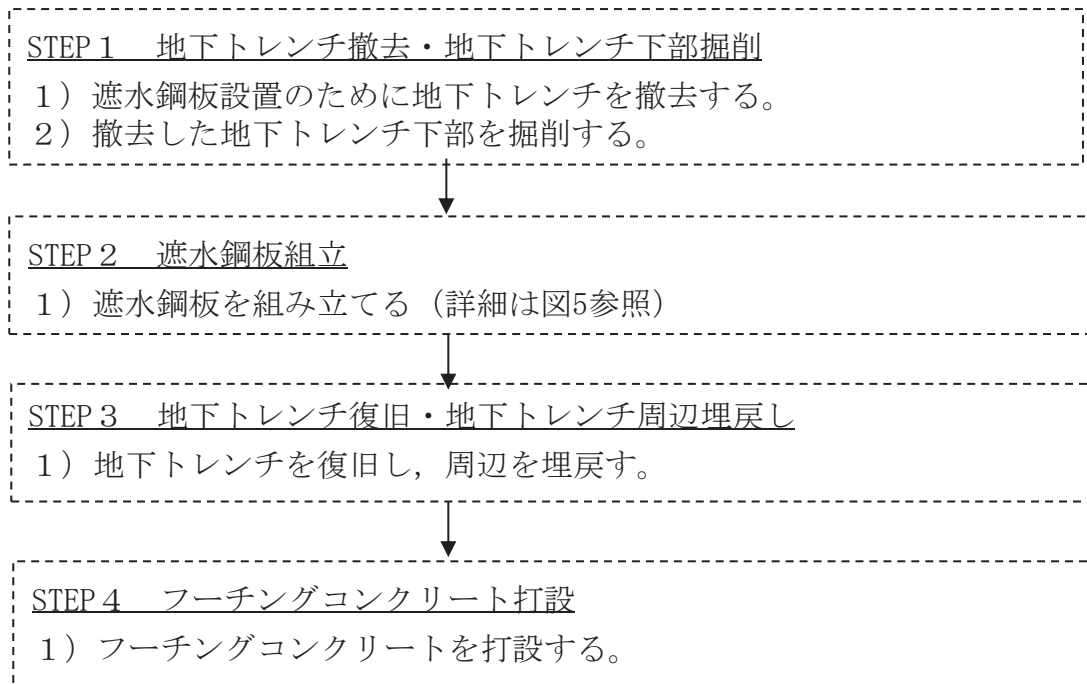
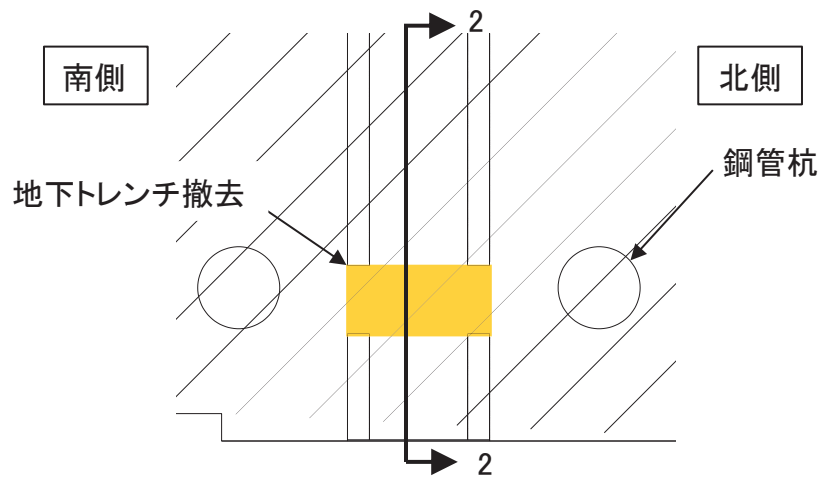
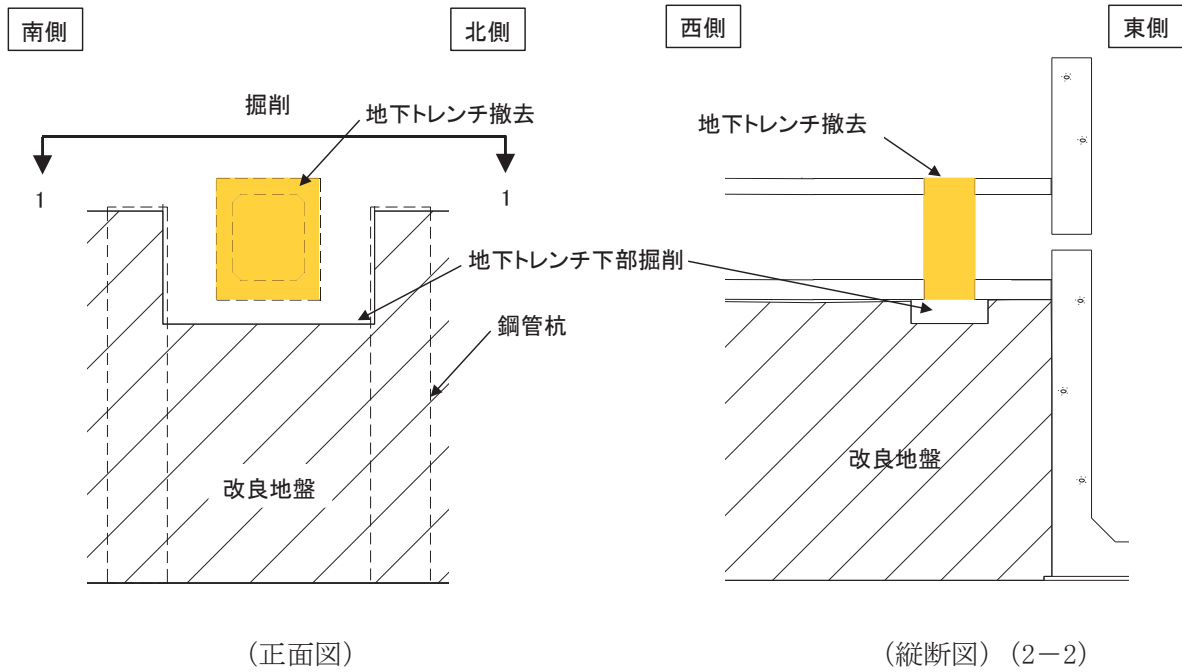


図1 遮水鋼板 施工フロー

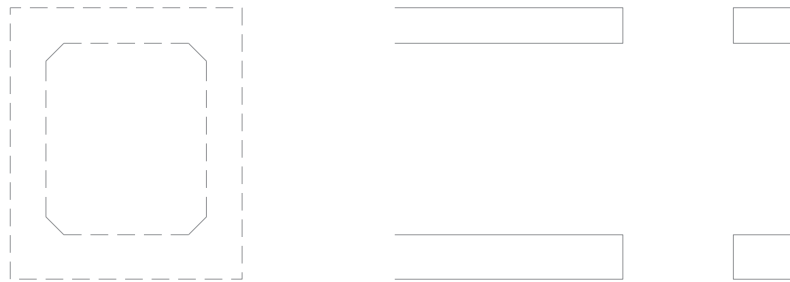
STEP 1 地下トレンチ撤去・地下トレンチ下部掘削



- 1) 遮水鋼板設置のために地下トレンチを撤去する。
- 2) 撤去した地下トレンチ下部を掘削する。

図2 遮水鋼板設置手順 STEP 1 (地下トレンチ②)

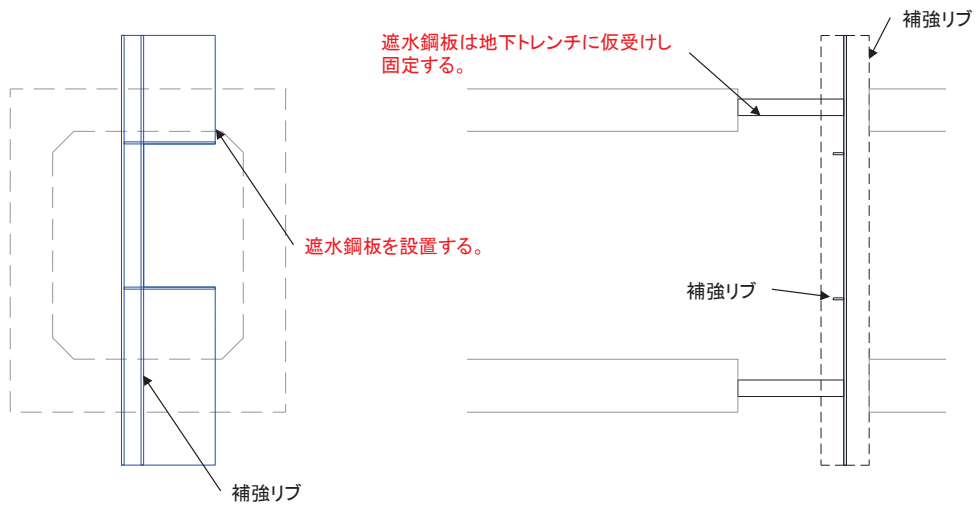
STEP 2 遮水鋼板組立



正面図

縦断面図

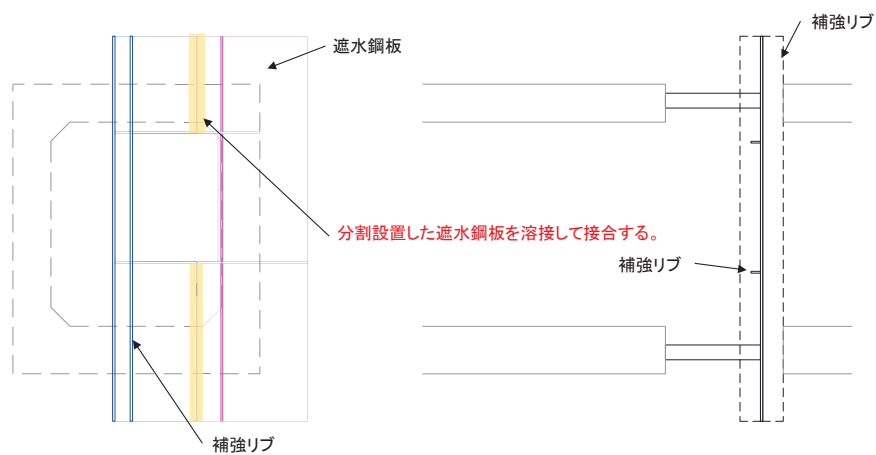
1) STEP 1の状態（トレンチを撤去した状態）



正面図

縦断面図

2) 分割した遮水鋼板を所定の位置に設置する。



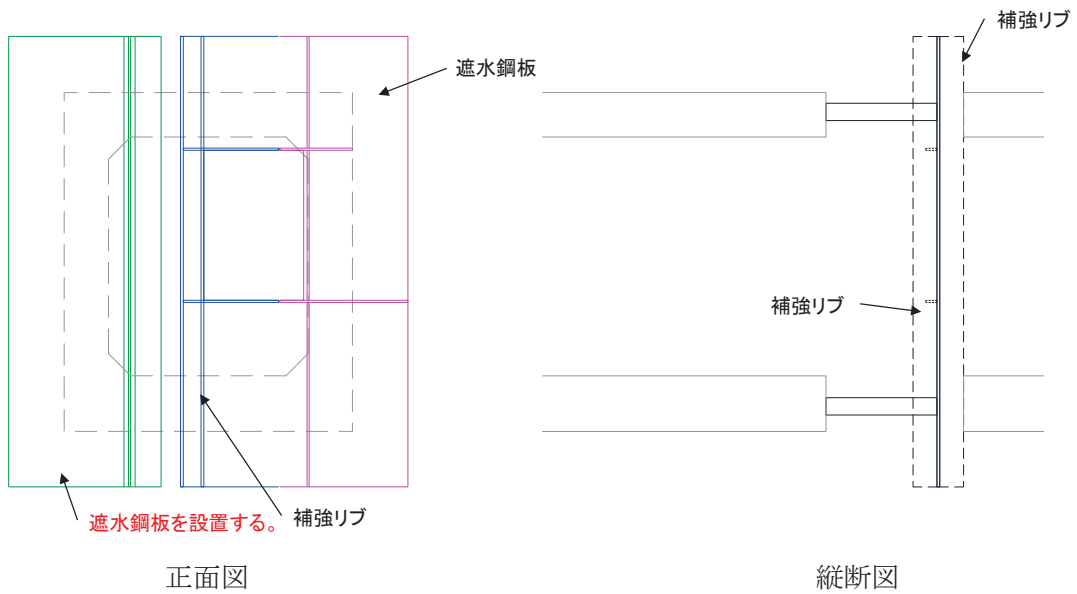
正面図

縦断面図

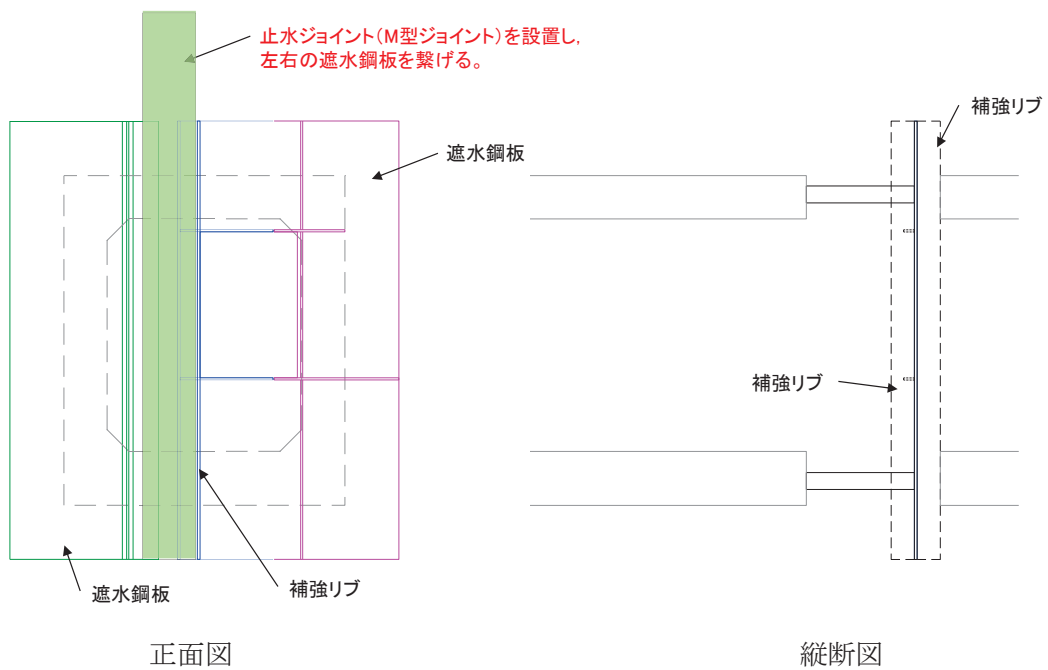
3) 分割設置した遮水鋼板を溶接して接合する。

図 3(1) 遮水鋼板設置手順 STEP 2（地下トレンチ②）

STEP 2 遮水鋼板組立



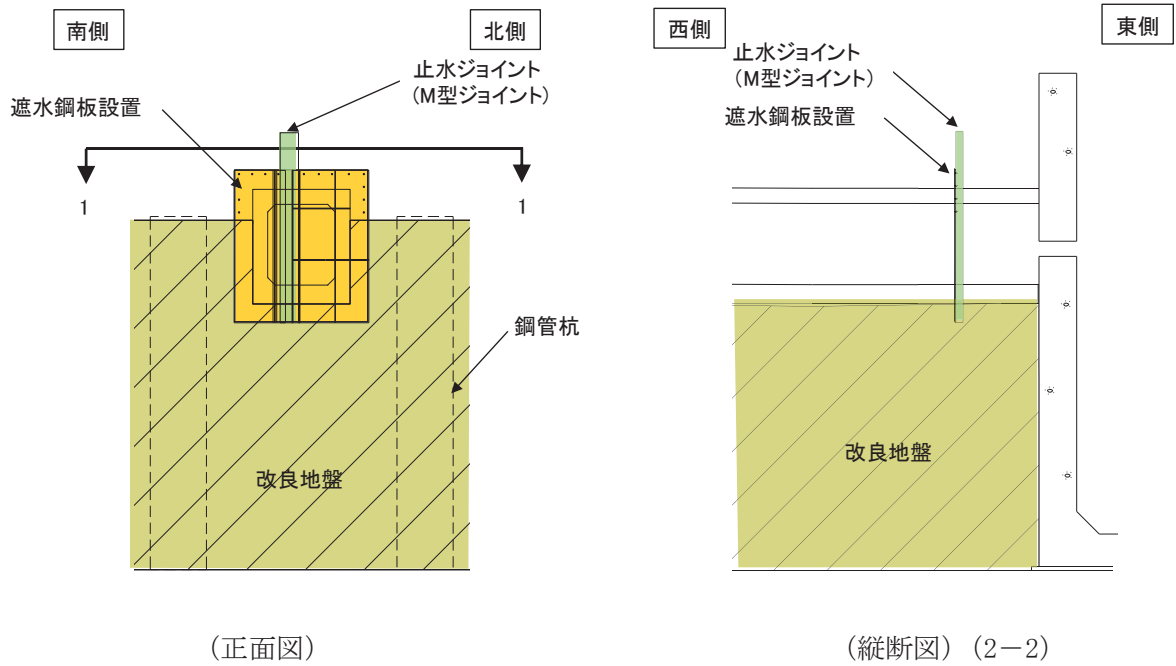
4) 分割した遮水鋼板を所定の位置に設置する。



5) 止水ジョイント (M型ジョイント) を設置し、左右の遮水鋼板を繋げる。

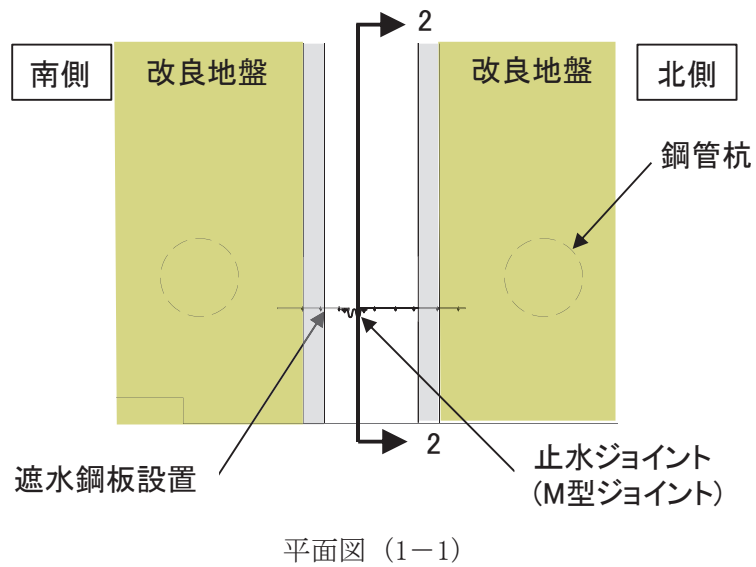
図 3(2) 遮水鋼板設置手順 STEP 2 (地下トレンチ②)

STEP 3 地下トレンチ復旧・地下トレンチ周辺埋戻し



(正面図)

(縦断図) (2-2)

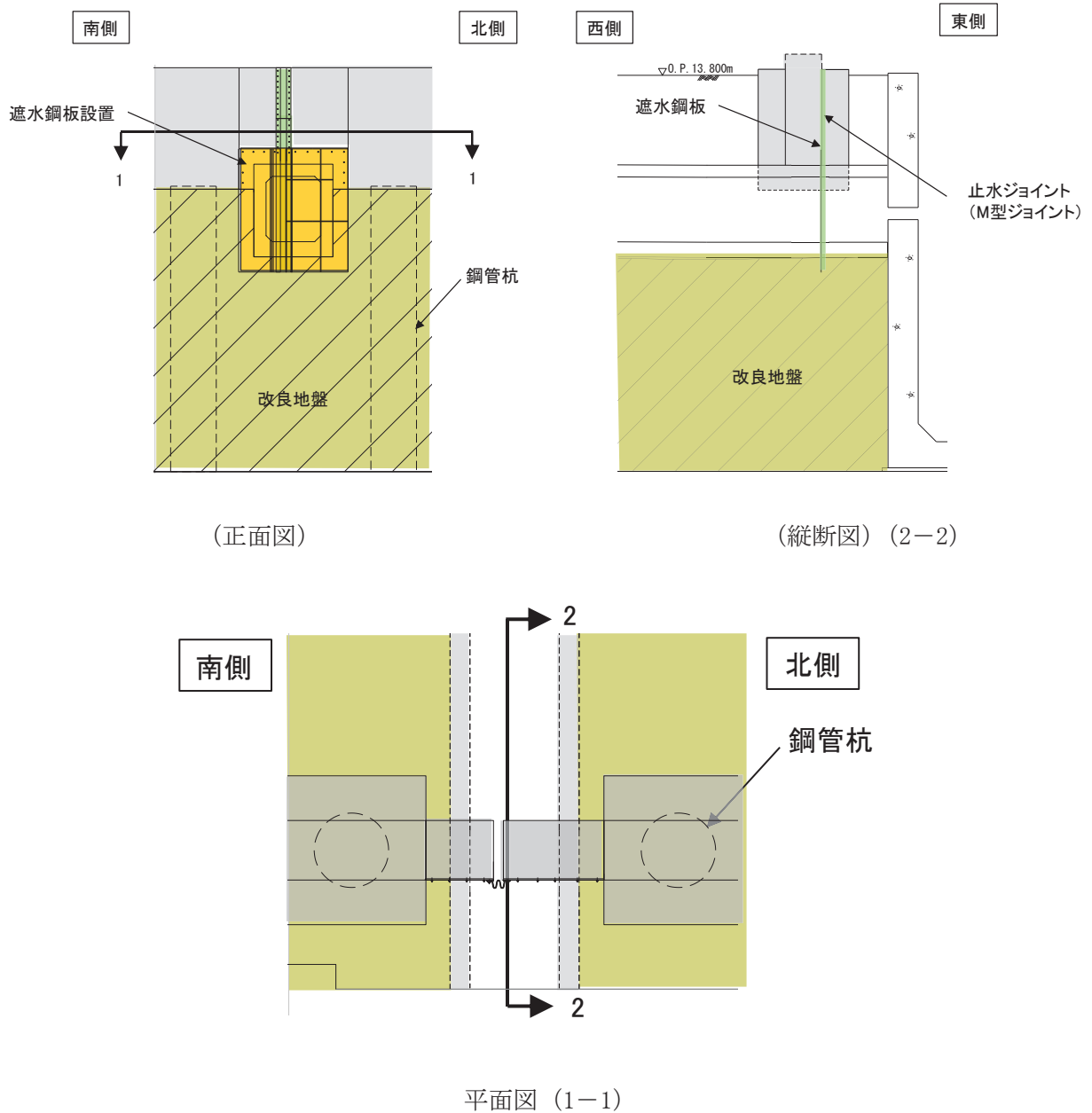


平面図 (1-1)

1) 地下トレンチを復旧し，地下トレンチ周辺を埋戻す。

図4 遮水鋼板設置手順 STEP 3 (地下トレンチ②)

STEP 4 フーチングコンクリート打設



- 1) フーチングコンクリートを打設する。なお、遮水鋼板とフーチング（接続部）の施工については、遮水鋼板（先埋めアンカー設置）をフーチング（接続部）の型枠として使用しコンクリートを打設することで、遮水鋼板とフーチング（接続部）の密着を図る。（図6参照）。

図5 遮水鋼板設置手順 STEP 4（地下トレンチ②）

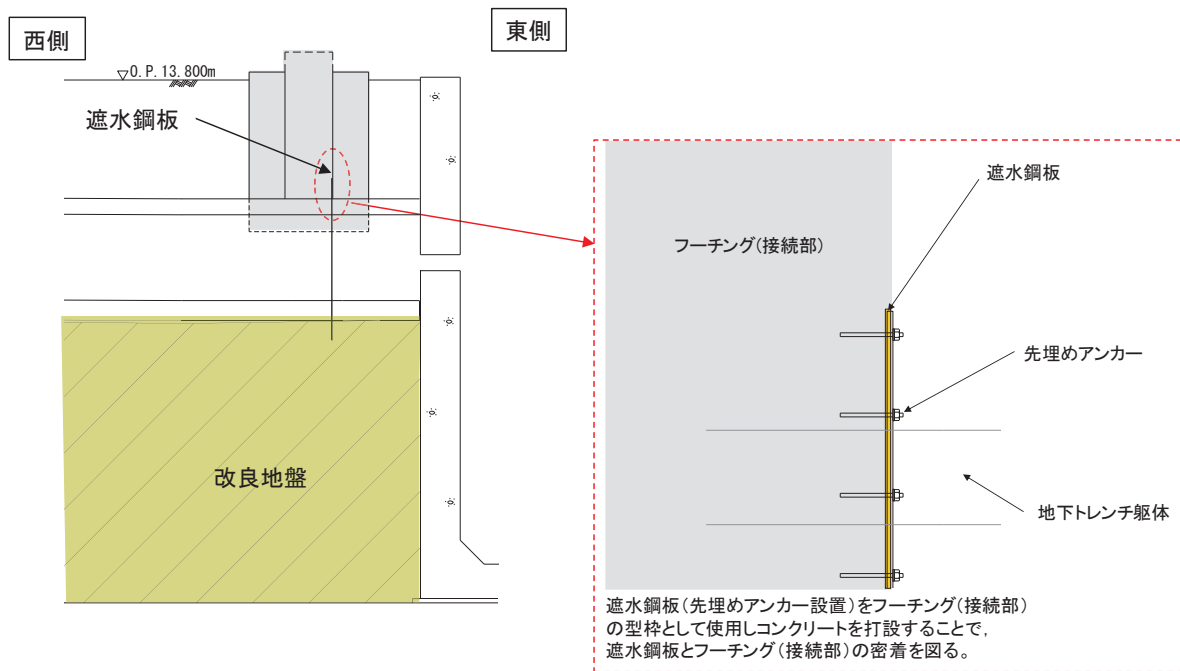


図6 遮水鋼板とフーチング(接続部)の一体化方法

(参考資料 10) スロッシング荷重の影響について

防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）、及び防潮壁（第3号機放水立坑）の位置を図10-1に、各防潮壁位置における入力津波の波形を図10-2に示す。

各防潮壁位置における津波波形は3分前後の滞留時間であり周期が短く、その津波水位は直線的に時々刻々と変化しており、ピークも瞬間的となっているという特徴がある。

これに対し、強度評価で実施している津波と余震の重畳時における検討については、設計用津波水位（入力津波水位+0.5mの余裕）を一定としたうえで余震を作用させた地震応答解析を行い、その際に動水圧荷重としてWestergaard式を用いて動水圧を再現した条件で構造成立性を確認している。

一方、津波時に余震が作用すると、スロッシング荷重が作用することも考えられるが、スロッシングは周期が長い地震動が繰り返し作用することにより水面が自由振動（揺動）する現象で、当該地点においては津波のピークが瞬間的であり、地震動は短周期成分が卓越していることを踏まえると、現状実施している上記評価において十分安全側の強度評価となっているものと判断される。

なお、図10-3に示すとおり、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号機放水立坑の天端は地表面から+20 cm突出しており、防潮壁フーチングとの間に水が溜まる可能性はあるが、水位が低いことから、スロッシングによる動水圧の影響は極めて小さく設計への影響は軽微であるものと考えられる。

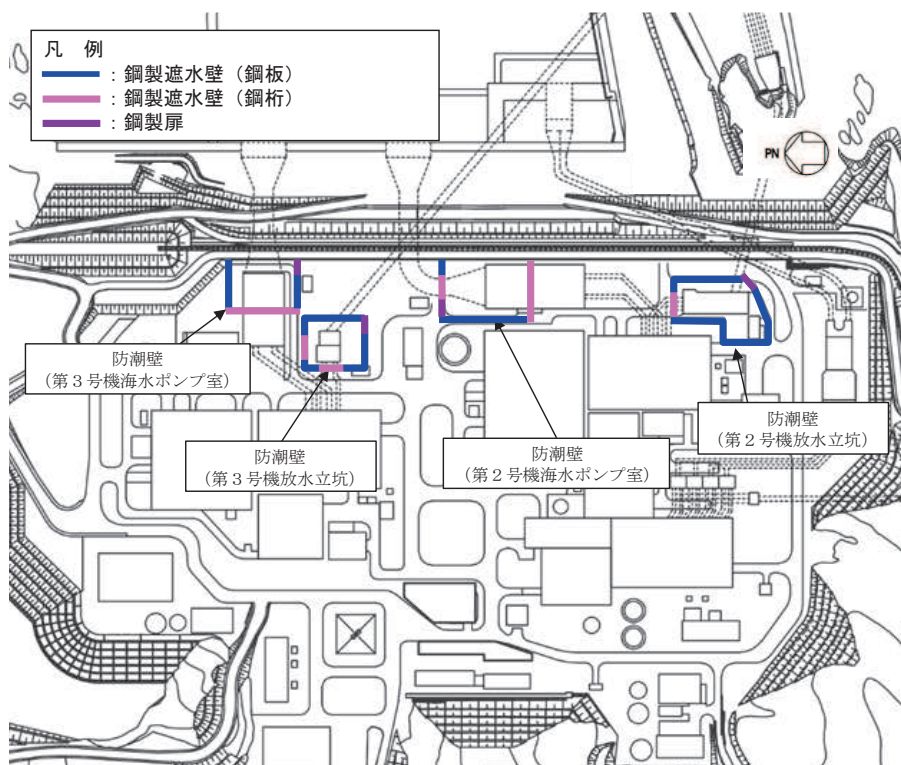
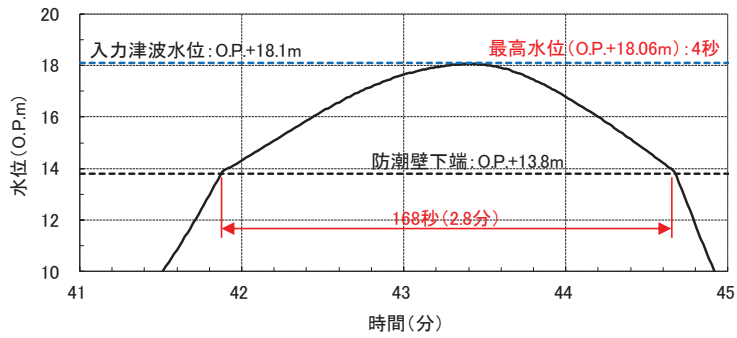
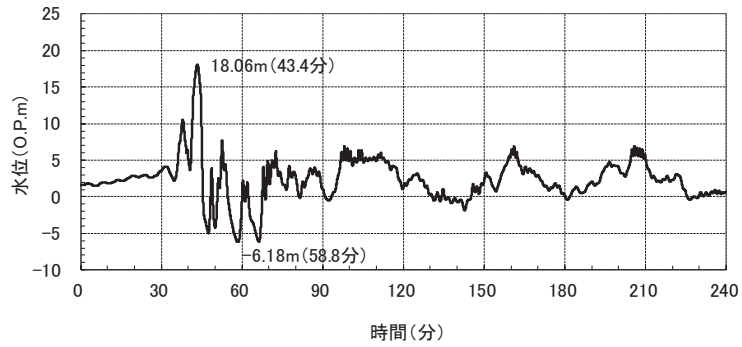
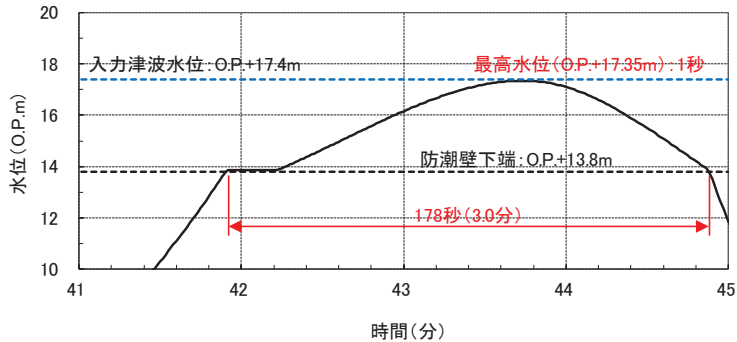
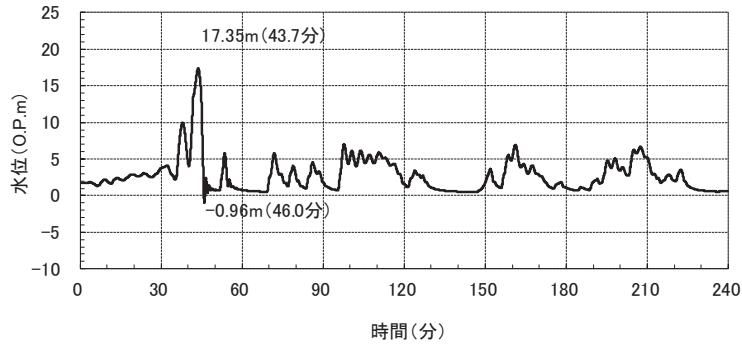


図 10-1 防潮壁の平面配置図

(参考) 10-1

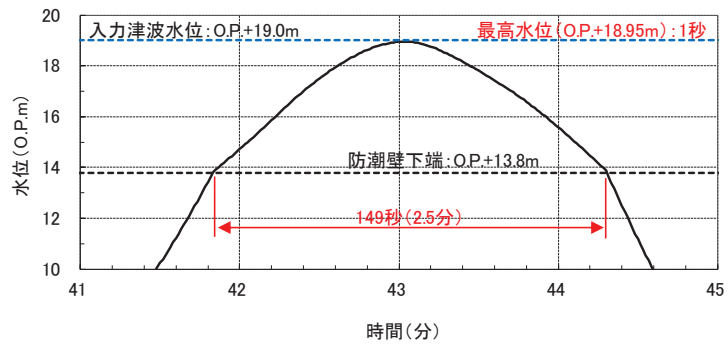
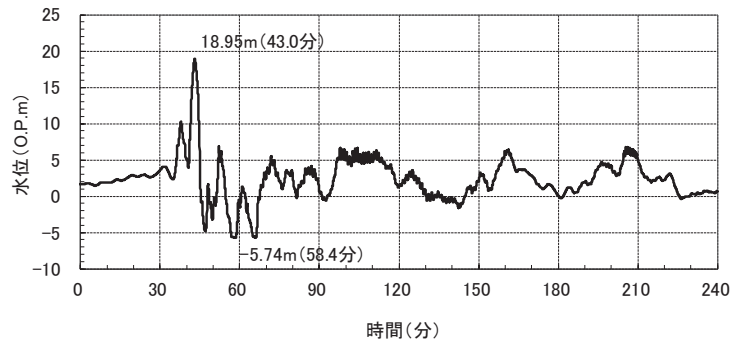


(第2号機海水ポンプ室 上昇側/防潮壁高さ O.P+19.0m)

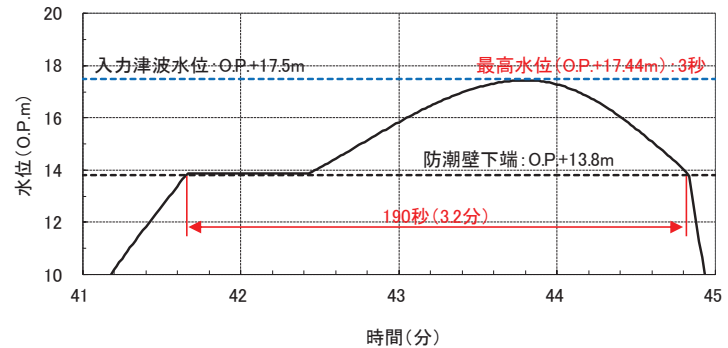
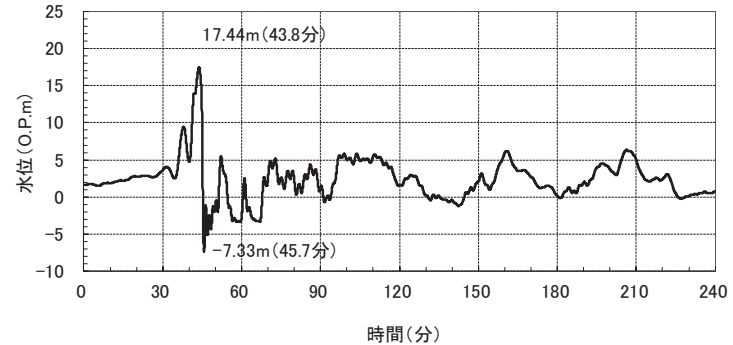


(第2号機放水立坑 上昇側/防潮壁高さ O.P+19.0m)

図10-2 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/防潮壁高さ O.P.+20.0m)



(第3号機放水立坑 上昇側/防潮壁高さ O.P.+19.0m)

図10-2 入力津波の時刻歴波形 (2/2)

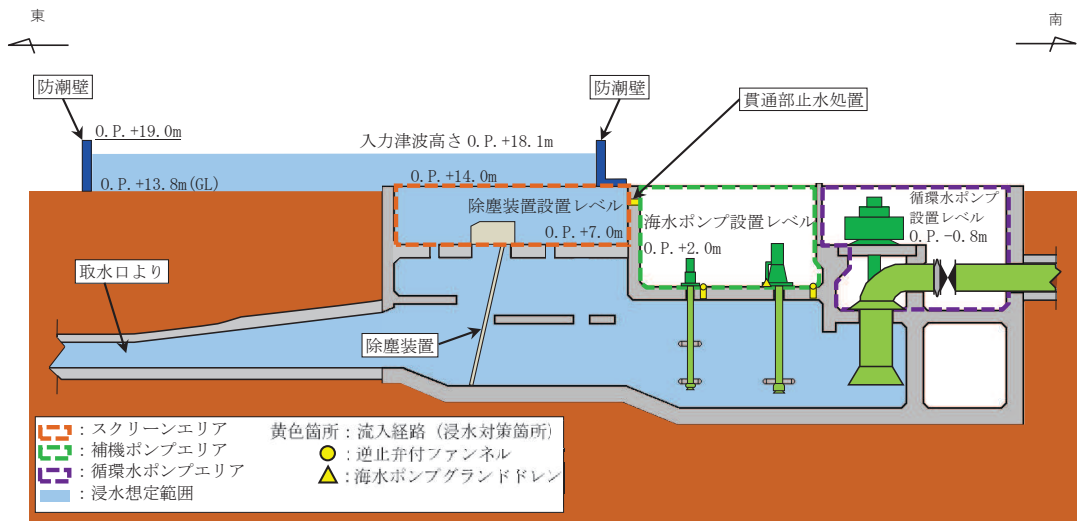


図 10-3(1) 第 2 号機海水ポンプ室断面図

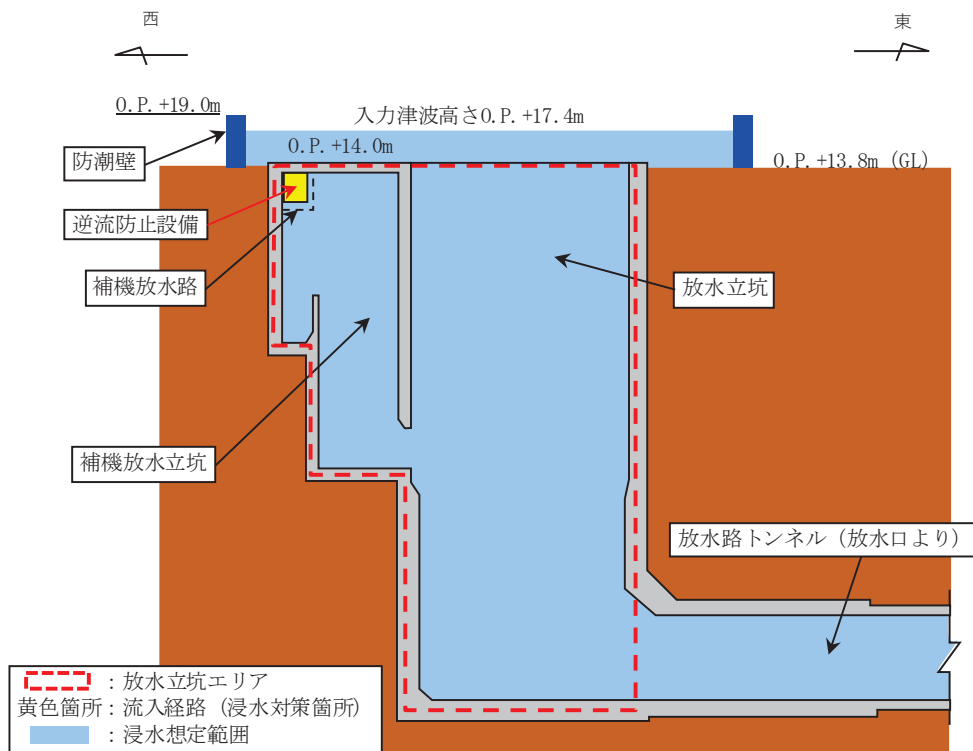


図 10-3(2) 第 2 号機放水立坑断面図

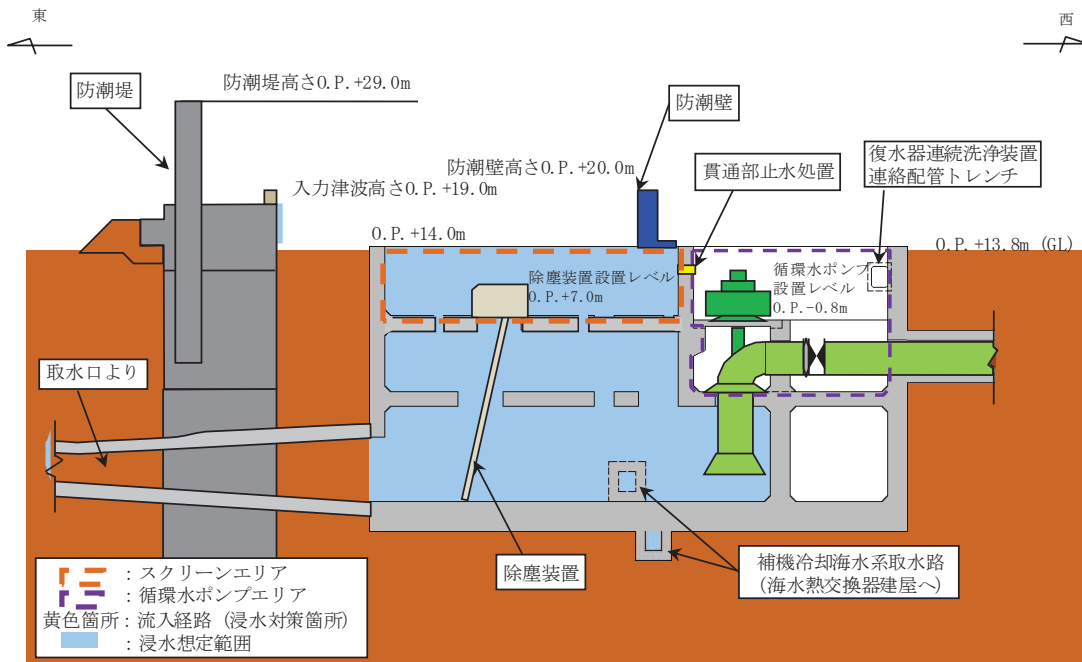


図 10-3(3) 第 3 号機海水ポンプ室断面図

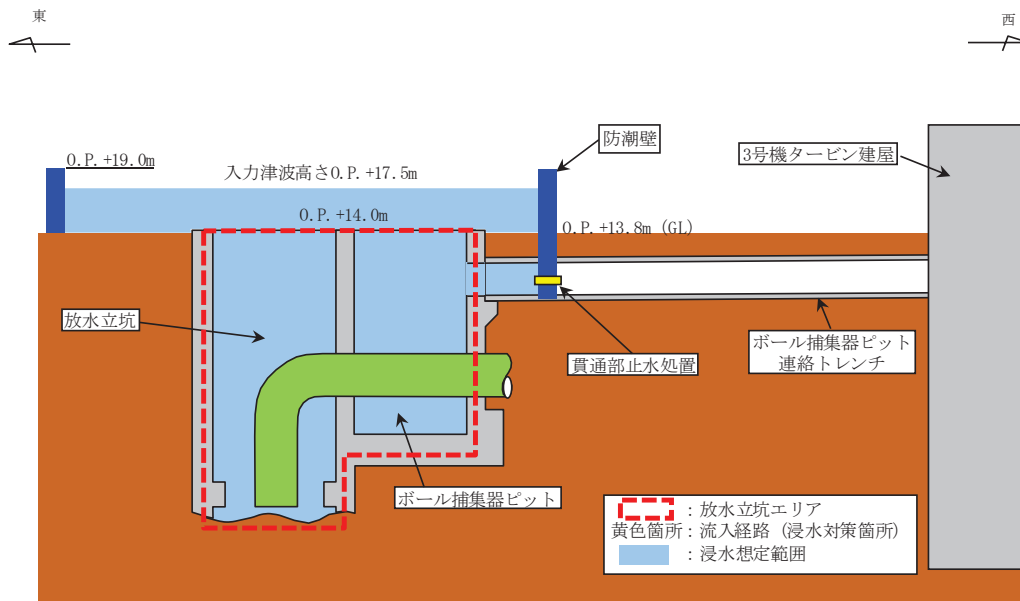


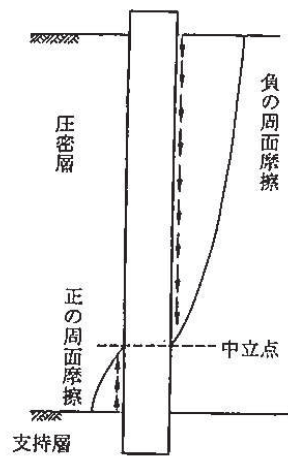
図 10-3(4) 第 3 号機放水立坑断面図

(参考資料 1 1) 揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力の影響について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の基礎杭周辺には盛土が分布するため、強度評価においては、揺すり込み沈下量を考慮した津波荷重を算定し強度評価を実施している。

本資料では、この揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力による影響として、鋼管杭の照査や支持地盤の支持力照査へ与える影響について検討する。負の周面摩擦力の概念図を図 11-1 に示す。



R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)。すなわち中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は表-解 12.4.5 に準じて計算するが、 N 値が 2 以下の軟弱層においては、土質試験により得られた粘着力により最大周面摩擦力を算定しなければならない。また、群杭の場合で負の周面摩擦力を低減させる場合には、式 (解 12.4.4)、式 (解 12.4.6) による値を用いてよい。

図-解 12.4.5 負の周面摩擦力と中立点

表-解 12.4.5 最大周面摩擦力度 (kN/m^2)

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打込み杭工法 (打撃工法, パイロハンマ工法)	$2N (\leq 100)$	c 又は $10N (\leq 150)$
場所打ち杭工法	$5N (\leq 200)$	c 又は $10N (\leq 150)$
中掘り杭工法	$2N (\leq 100)$	$0.8c$ 又は $8N (\leq 100)$
プレボーリング杭工法	$5N (\leq 150)$	c 又は $10N (\leq 100)$
鋼管ソイルセメント杭工法	$10N (\leq 200)$	c 又は $10N (\leq 200)$

ただし、 c は地盤の粘着力 (kN/m^2)、 N は標準貫入試験の N 値

図 11-1 負の周面摩擦力の概念図

(道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) より抜粋)

2. 評価方針

影響評価については、「4. 評価結果」から、鋼管杭の照査（曲げ軸力）及び支持力照査（押し込み）において、照査値が最も厳しい断面及び解析ケースに対して影響を確認する。また、負の周面摩擦力の影響が最大となる盛土層厚が最大となる断面に対して、照査値が最も厳しい解析ケースに対して影響を確認する。

負の周面摩擦力は、「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）」に基づき、最大周面摩擦力度として算定し、軸方向荷重として考慮する。なお、中立軸位置については、保守的に沈下対象層である盛土の下端（岩盤上面又は改良地盤上面）として算定する。

求めた負の周面摩擦力を、地震応答解析により求めた最大照査値時刻の軸力に加え（線形足し合わせ）、その際の照査値が許容限界以下であることを確認する。

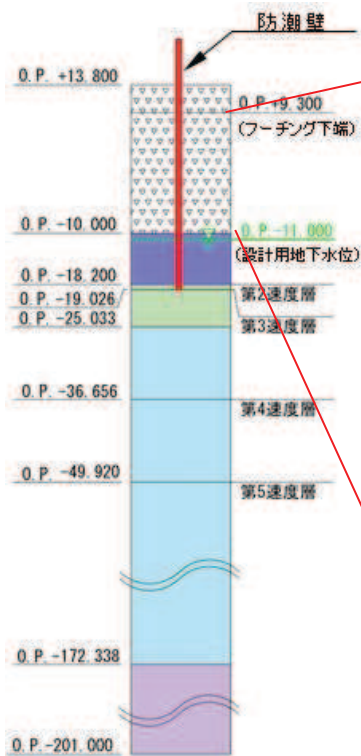
影響検討を行う解析ケースを表 11-1 に示す。

評価に用いる負の周面摩擦の算出結果を表 11-2 に示す。

表 11-1 解析ケース

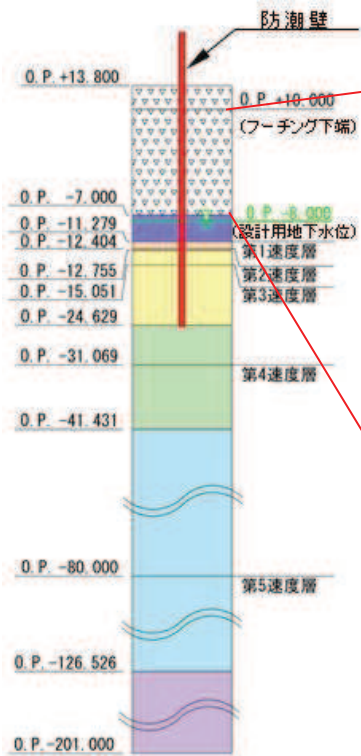
検討ケース	照査項目	
	鋼管杭	支持力
① 照査値最大	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 （Sd-D2(+/-), 解析ケース①）	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 6 （Sd-D2(++), 解析ケース②）
② 周面摩擦力最大	検討①と同一ケース	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 （Sd-D2(+/-), 解析ケース②）

表 11-2(1) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 4 基礎 2)



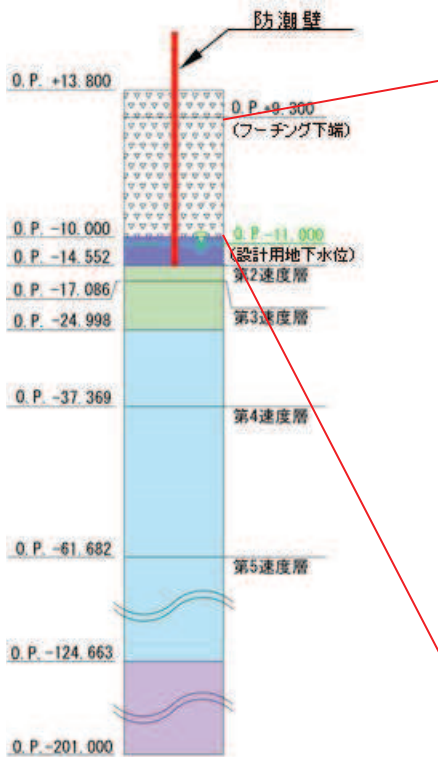
地層区分	地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
埋戻土	盛土	1.000	57.0	57.00
埋戻土	盛土	1.000	62.5	62.50
埋戻土	盛土	1.000	68.0	68.00
埋戻土	盛土	1.000	73.0	73.00
埋戻土	盛土	1.000	78.5	78.50
埋戻土	盛土	1.000	84.0	84.00
埋戻土	盛土	1.000	89.0	89.00
埋戻土	盛土	1.000	94.5	94.50
埋戻土	盛土	1.000	100.0	100.00
埋戻土	盛土	1.000	105.5	105.50
埋戻土	盛土	1.000	110.5	110.50
埋戻土	盛土	1.000	116.0	116.00
埋戻土	盛土	1.000	121.5	121.50
埋戻土	盛土	1.000	126.5	126.50
埋戻土	盛土	1.000	132.0	132.00
埋戻土	盛土	1.000	137.5	137.50
埋戻土	盛土	1.000	143.0	143.00
埋戻土	盛土	1.000	148.0	148.00
埋戻土	盛土	1.000	150.0	150.00
埋戻土	盛土	0.300	150.0	45.00
改良体	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	0.200	考慮しない	
合計	合計			2042.00
杭周長	杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重				9610

表 11-2(2) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 6 基礎 1)



地層区分	地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
埋戻土	盛土	1.000	53.5	53.50
埋戻土	盛土	1.000	58.5	58.50
埋戻土	盛土	1.000	64.0	64.00
埋戻土	盛土	1.000	69.5	69.50
埋戻土	盛土	1.000	74.5	74.50
埋戻土	盛土	1.000	80.0	80.00
埋戻土	盛土	1.000	85.5	85.50
埋戻土	盛土	1.000	91.0	91.00
埋戻土	盛土	1.000	96.0	96.00
埋戻土	盛土	1.000	101.5	101.50
埋戻土	盛土	1.000	107.0	107.00
埋戻土	盛土	1.000	112.5	112.50
埋戻土	盛土	1.000	117.5	117.50
埋戻土	盛土	1.000	123.0	123.00
埋戻土	盛土	1.000	128.5	128.50
埋戻土	盛土	1.000	133.5	133.50
埋戻土	盛土	1.000	139.0	139.00
改良体	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	0.279	考慮しない	
D1W	D級岩盤	1.125	考慮しない	
D2W	D級岩盤	0.351	考慮しない	
合計	合計			1635.00
杭周長	杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重				7695

表 11-2(3) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 4 基礎 1)



地層区分	地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
埋戻土	盛土	0.750	56.5	42.38
埋戻土	盛土	1.000	61.0	61.00
埋戻土	盛土	1.000	66.5	66.50
埋戻土	盛土	1.000	72.0	72.00
埋戻土	盛土	1.000	77.0	77.00
埋戻土	盛土	1.000	82.5	82.50
埋戻土	盛土	1.000	88.0	88.00
埋戻土	盛土	1.000	93.0	93.00
埋戻土	盛土	1.000	98.5	98.50
埋戻土	盛土	1.000	104.0	104.00
埋戻土	盛土	1.000	109.5	109.50
埋戻土	盛土	1.000	114.5	114.50
埋戻土	盛土	1.000	120.0	120.00
埋戻土	盛土	1.000	125.5	125.50
埋戻土	盛土	1.000	130.5	130.50
埋戻土	盛土	1.000	136.0	136.00
埋戻土	盛土	1.000	141.5	141.50
埋戻土	盛土	1.000	147.0	147.00
埋戻土	盛土	1.000	150.0	150.00
埋戻土	盛土	0.550	150.0	82.50
改良体	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	0.552	考慮しない	
合計	合計			2041.88
杭周長	杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重				9610

3. 評価結果

3.1 鋼管杭

負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する評価結果を表 11-3 及び図 11-2 に示す。

本検討の結果、鋼管杭について、負の周面摩擦力の影響により軸力が増加し、照査値が大きくなるものの、曲げモーメントに対する割合は小さく、照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

負の周面 摩擦力	評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメン ト (kN・ m)	照査値
				曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)		
非考慮	基礎 2-8 (下杭)	S d - D 2 (+-)	①	4037	2445	9897	0.41
考慮	基礎 2-8 (下杭)	S d - D 2 (+-)	①	4037	12055 (9610)*	6365	0.64

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

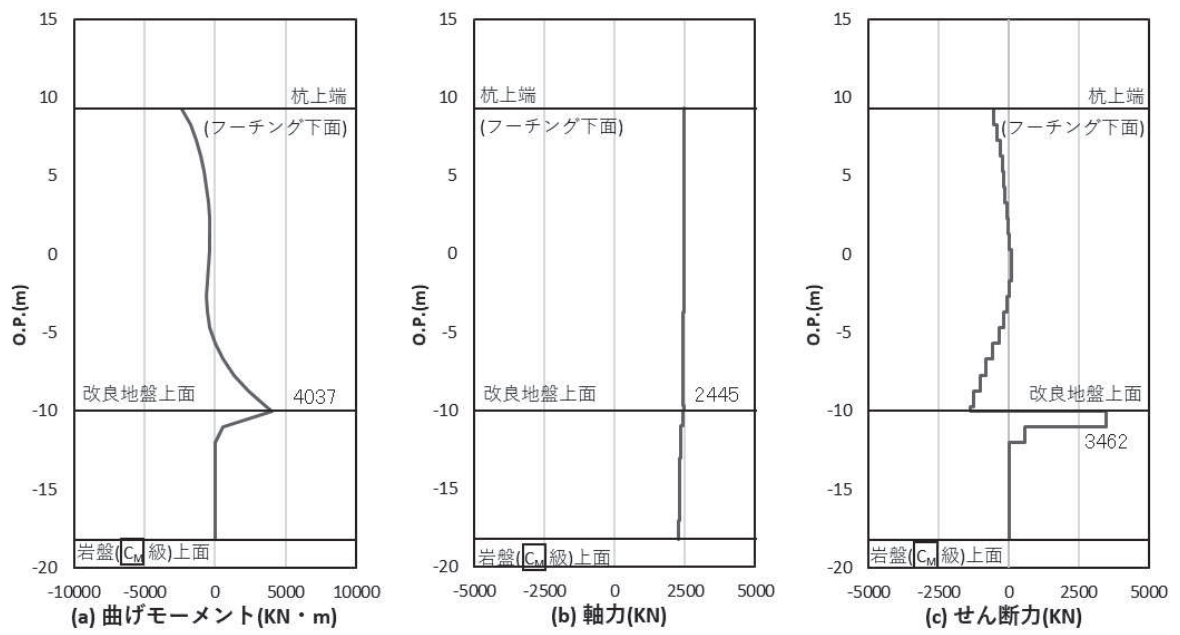


図 11-2 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2-8, S d - D 2 (+ -) , t = 13. 44s)
 解析ケース① : 基本ケース (負の周面摩擦力非考慮)

3.2 支持力

負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する評価結果を表 11-4 及び図 11-3 に示す。

本検討の結果、鋼管杭について、負の周面摩擦力の影響により軸力が増加し、照査値が大きくなるものの、照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-4(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1-3	S d-D 2 (++)	②	6641	3.8	11.4	0.34
考慮	基礎 1-3	S d-D 2 (++)	③	14336 (7695)*	8.2	11.4	0.72

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 11-4(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1-6	S d-D 2 (+-)	②	6407	3.7	11.4	0.33
考慮	基礎 1-6	S d-D 2 (+-)	②	16017 (9610)*	9.1	11.4	0.80

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

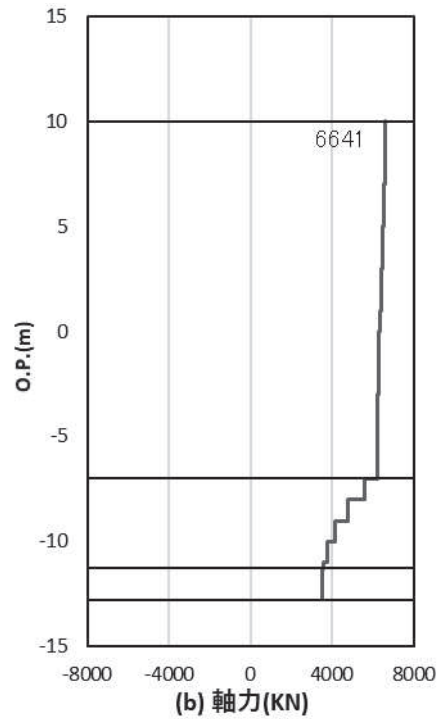


図 11-3(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 6：基礎 1-3, S d - D 2（++）, t = 25.50s）
 解析ケース②：地盤物性 + 1σ（負の周面摩擦力非考慮）

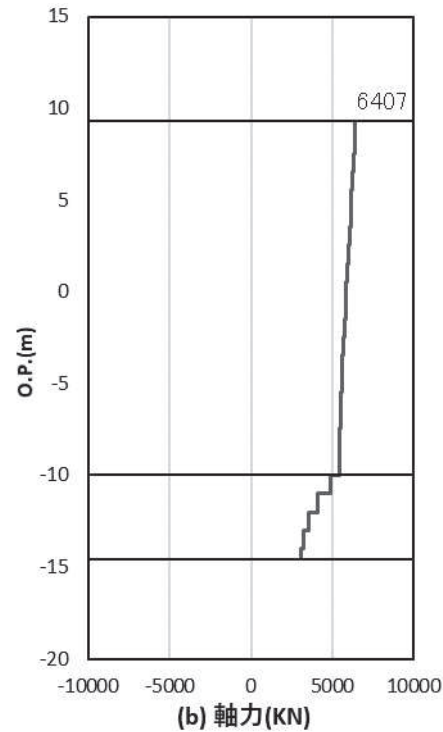


図 11-3(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 4：基礎 1-6, S d - D 2（+-）, t = 8.07s）
 解析ケース②：地盤物性 + 1σ（負の周面摩擦力非考慮）