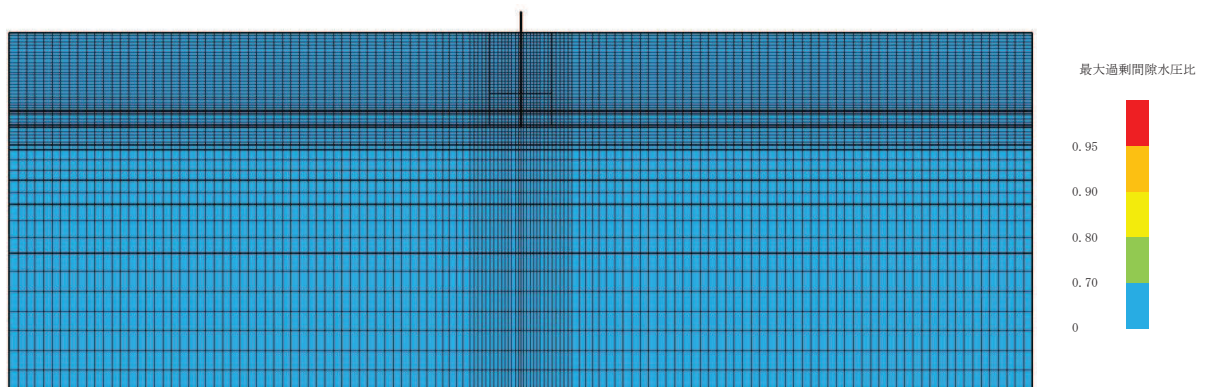
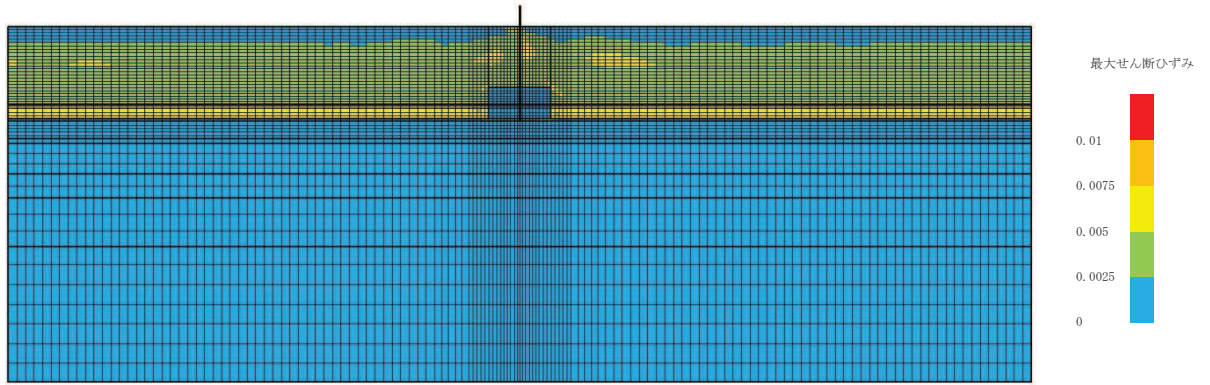


(最大せん断ひずみ分布)

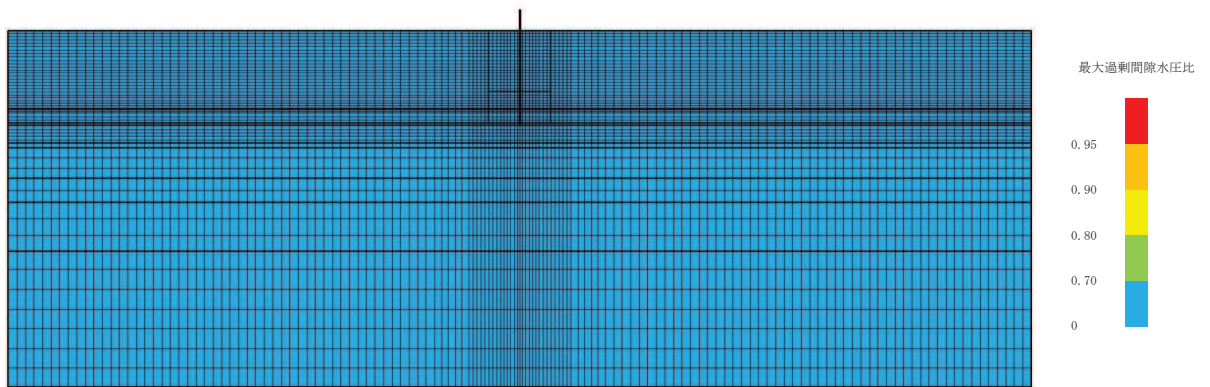


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (5) 最大応答値分布 (ケース 6(1), $S_s - F2$)

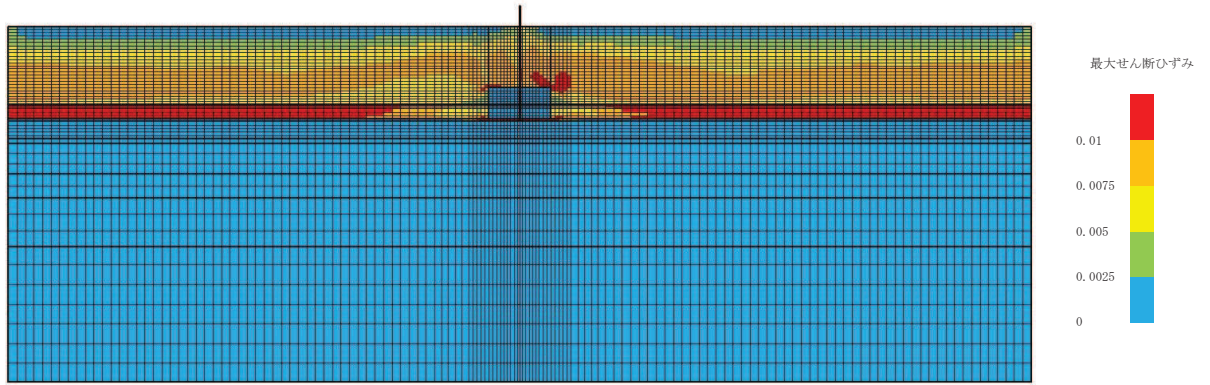


(最大せん断ひずみ分布)

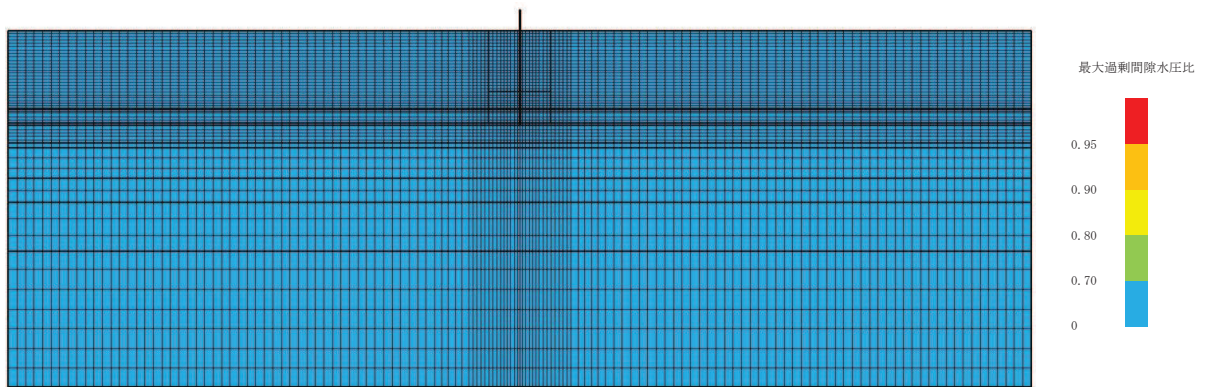


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (6) 最大応答値分布 (ケース 6(1), $S_s - F3$)

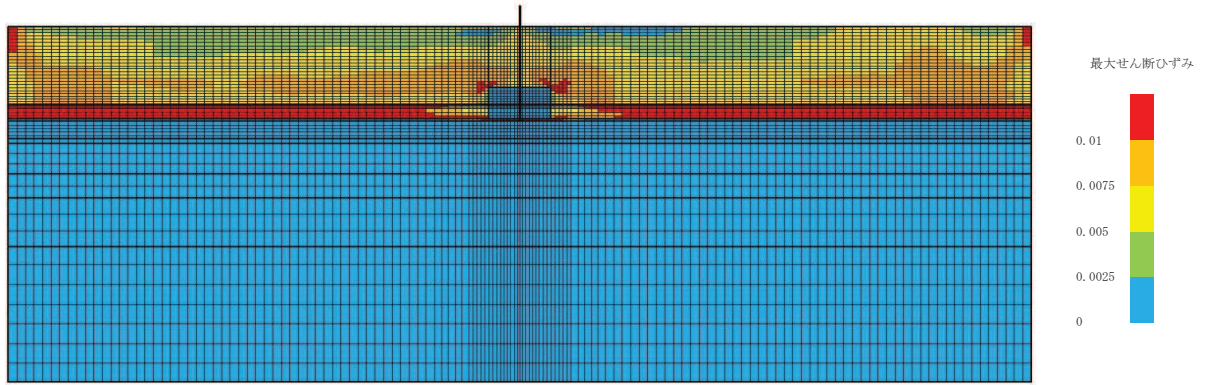


(最大せん断ひずみ分布)

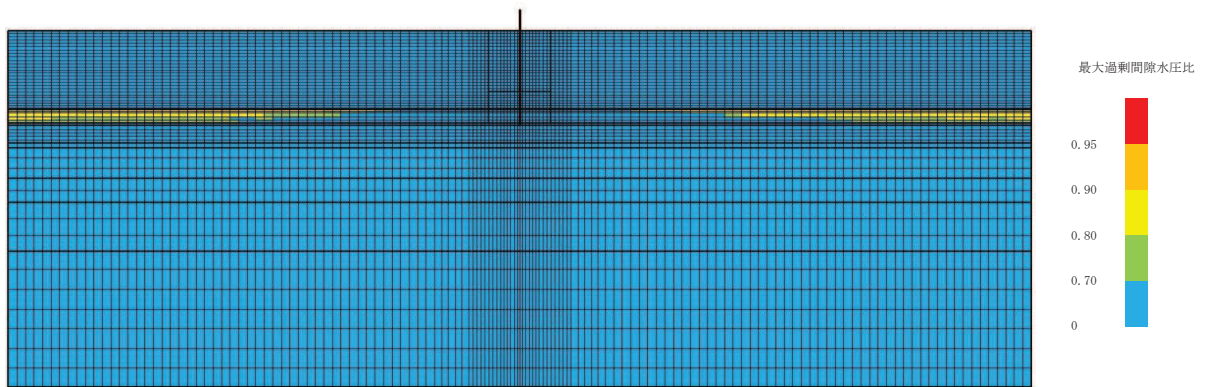


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (7) 最大応答値分布 (ケース 6(1), $S_s - N1$)

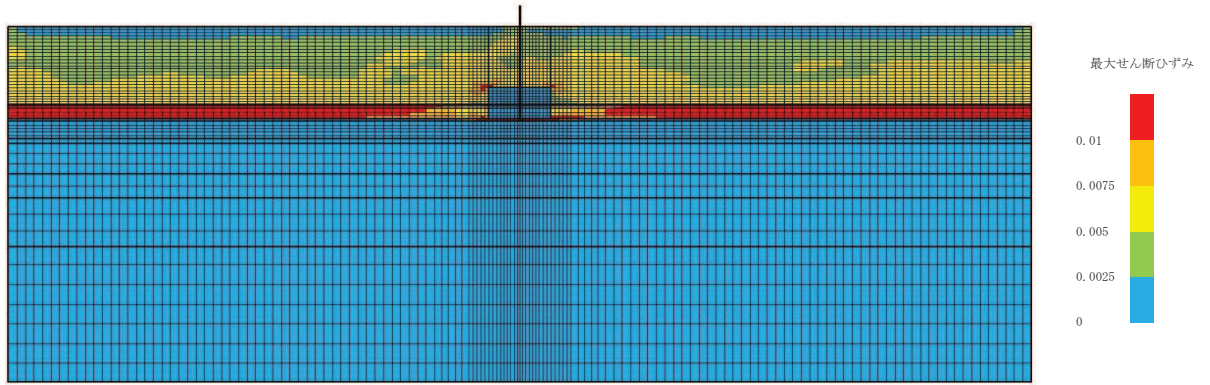


(最大せん断ひずみ分布)

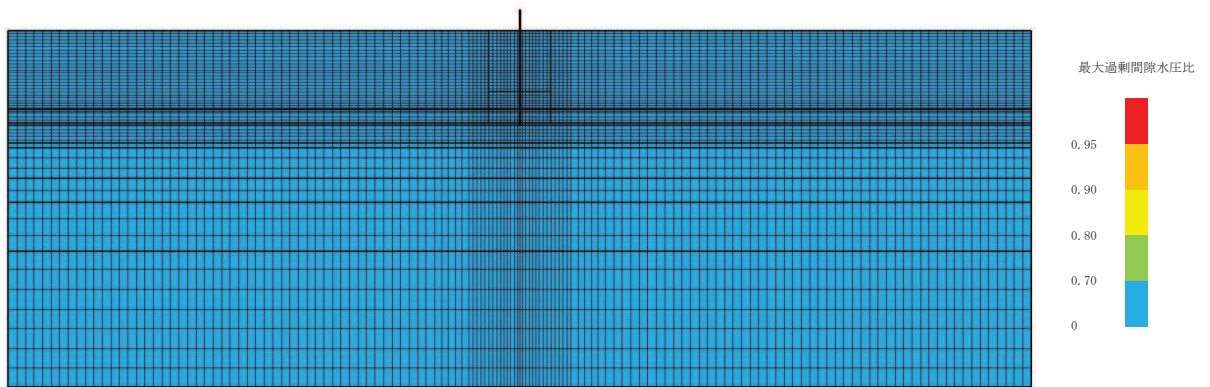


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (8) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - D1$)

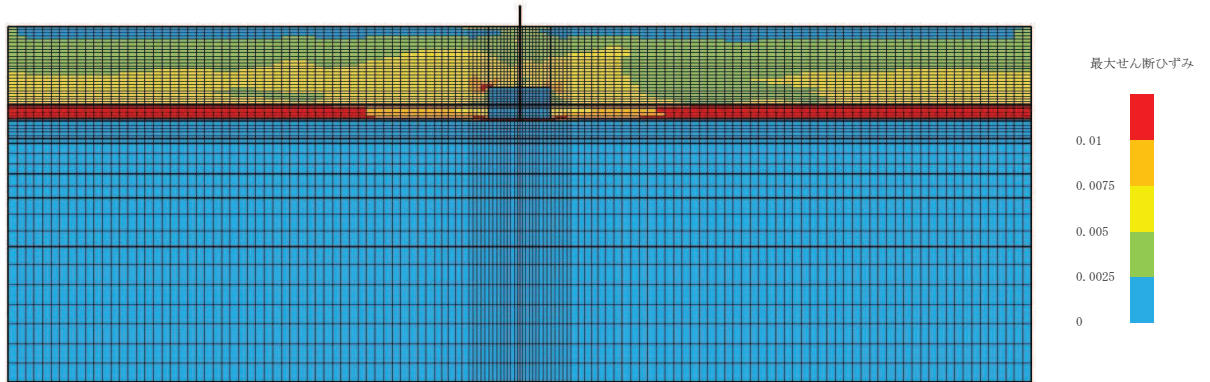


(最大せん断ひずみ分布)

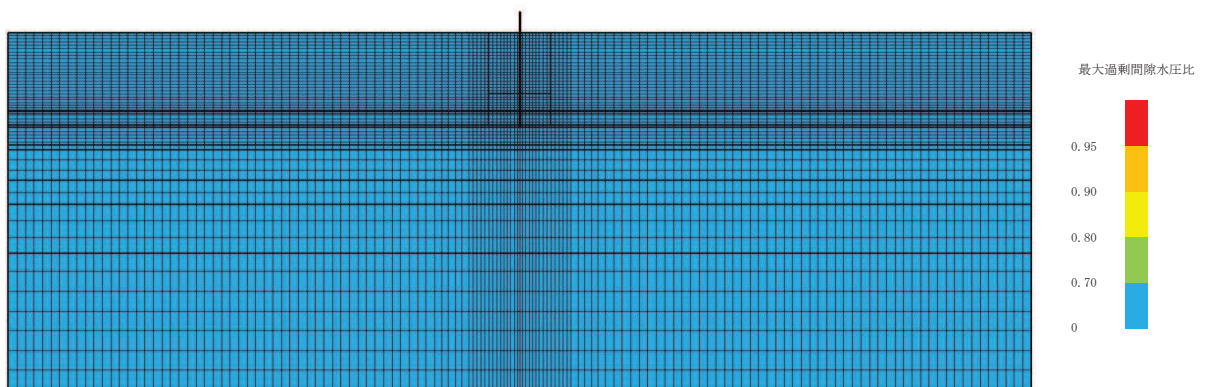


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (9) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - D2$)

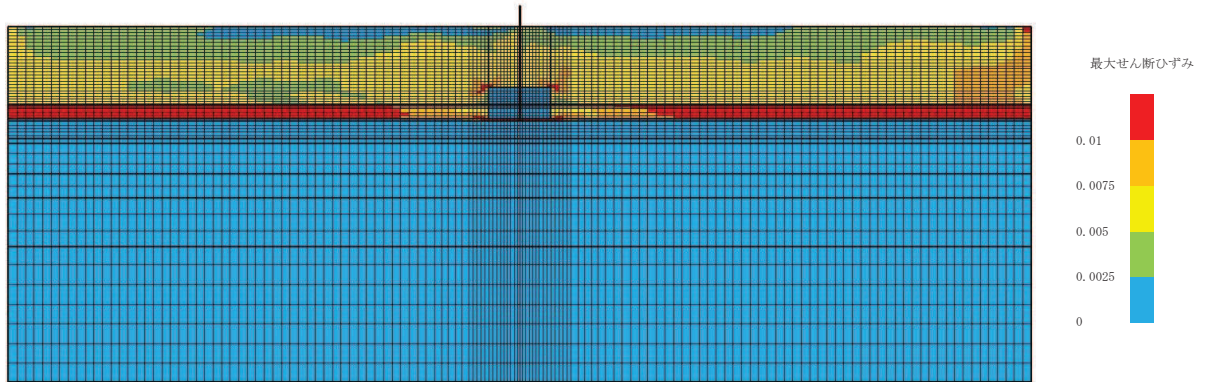


(最大せん断ひずみ分布)

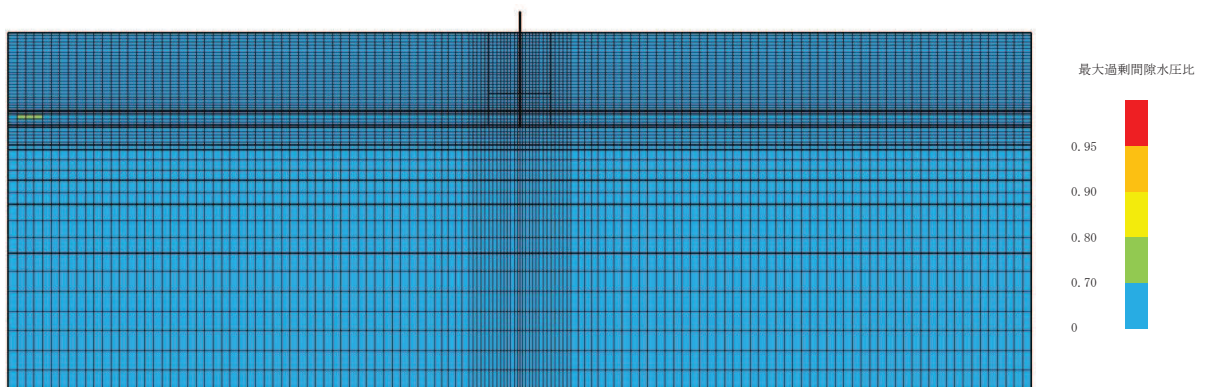


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (10) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - D3$)

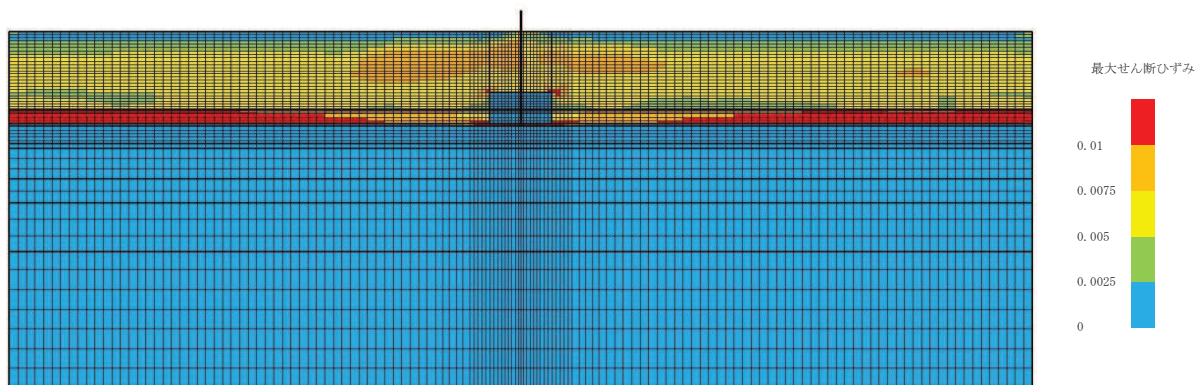


(最大せん断ひずみ分布)

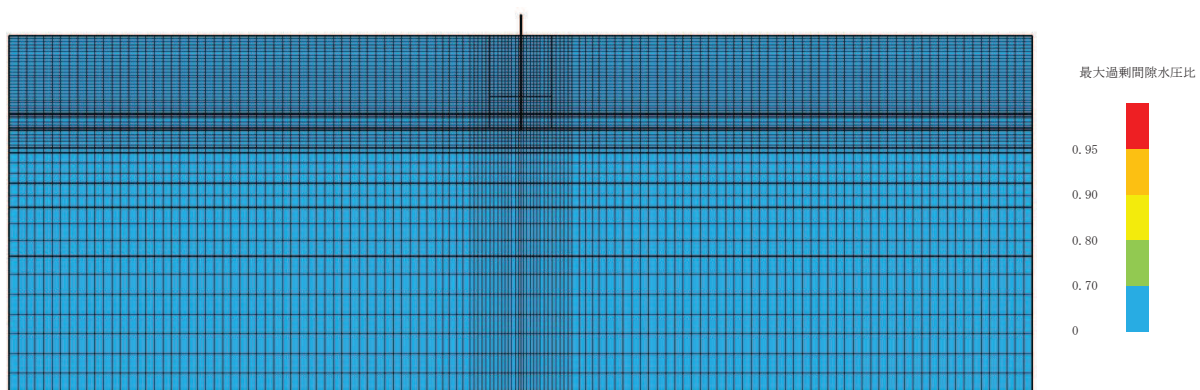


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (11) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - F1$)

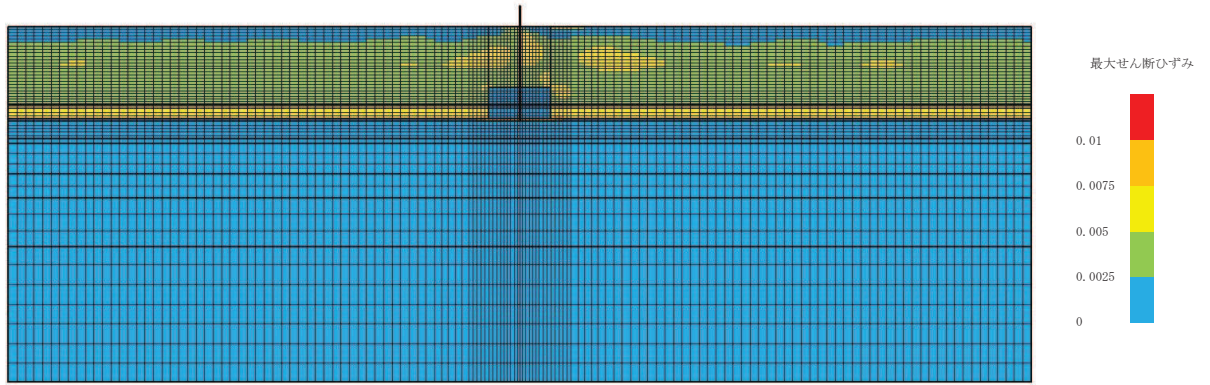


(最大せん断ひずみ分布)

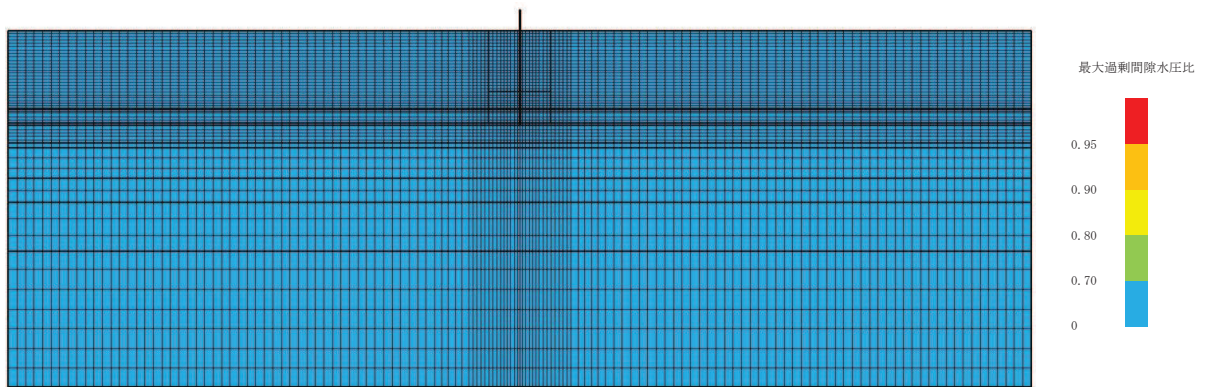


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (12) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - F_2$)

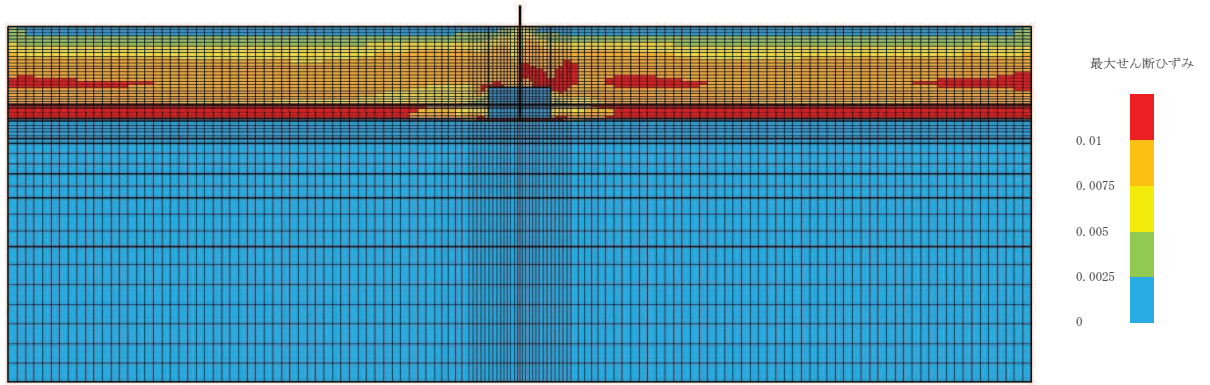


(最大せん断ひずみ分布)

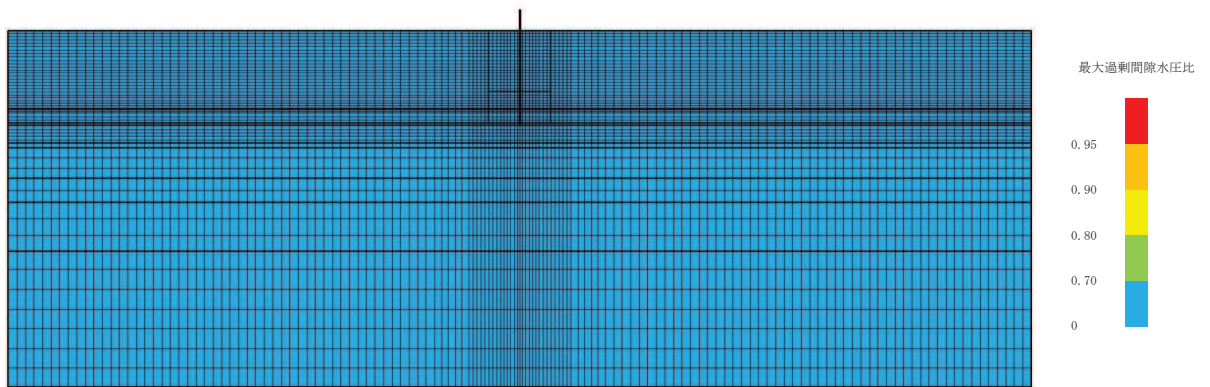


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (13) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - F3$)

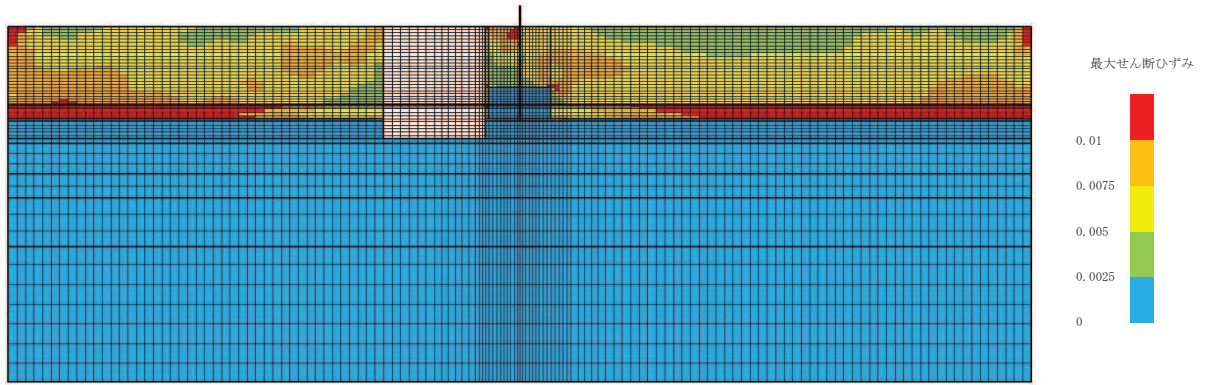


(最大せん断ひずみ分布)

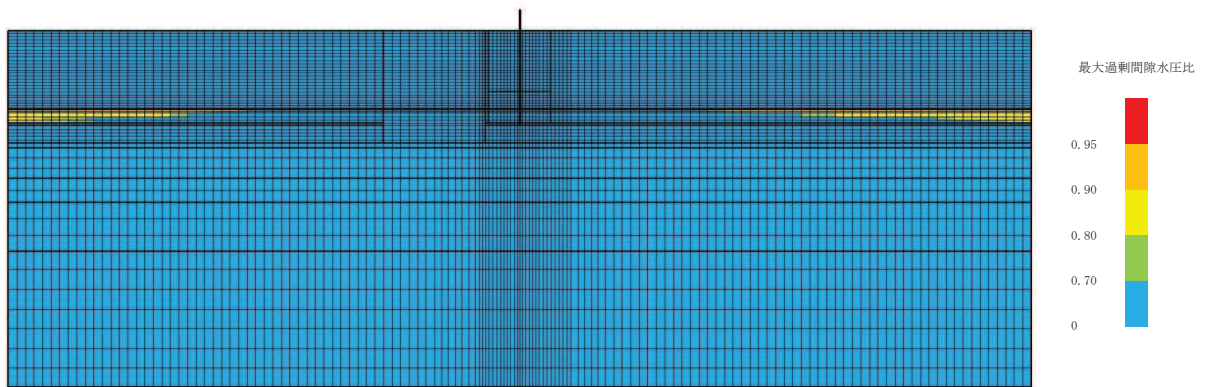


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-6 (14) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - N1$)

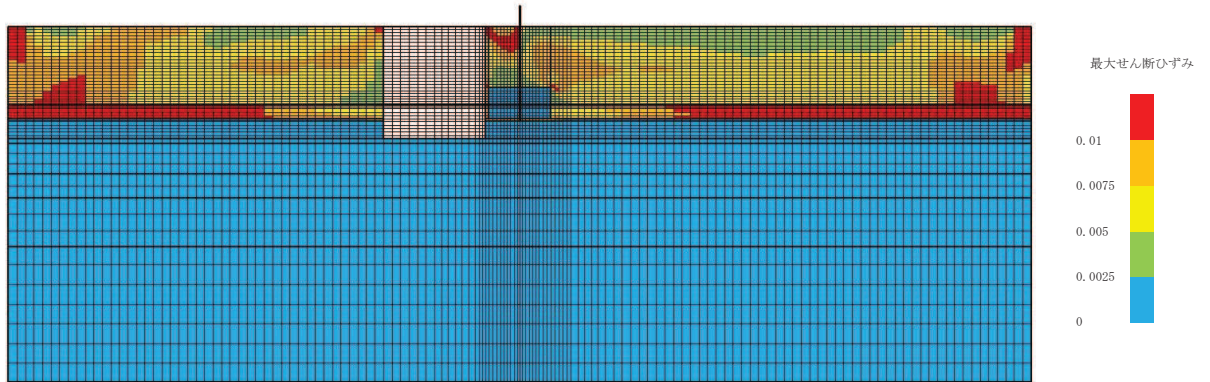


(最大せん断ひずみ分布)

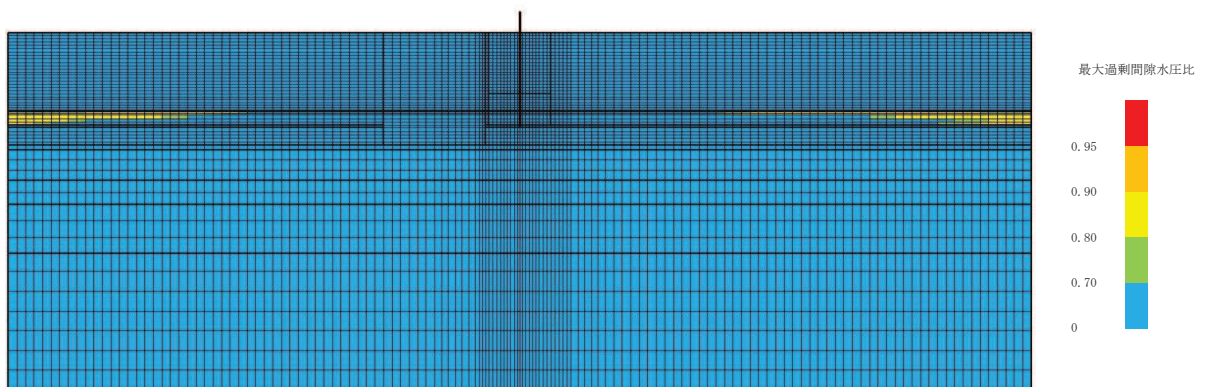


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (1) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - D1$ (++))

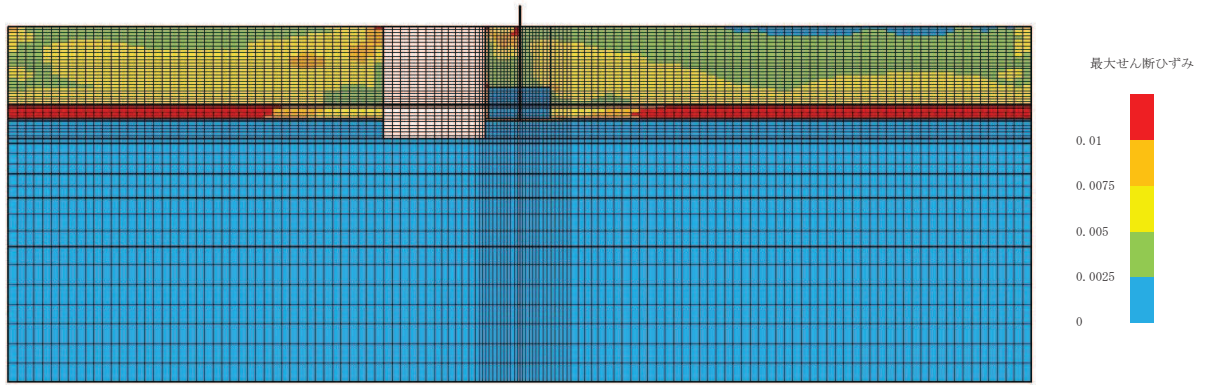


(最大せん断ひずみ分布)

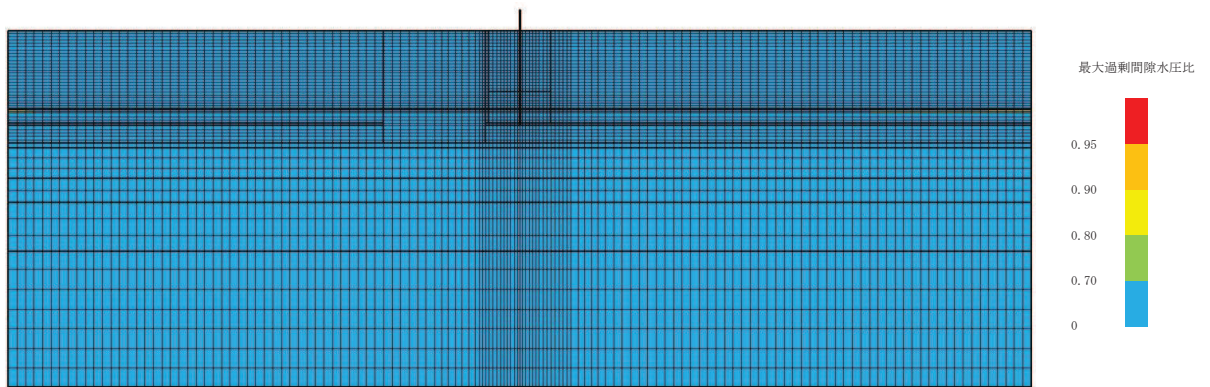


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (2) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - D1 (-+)$)

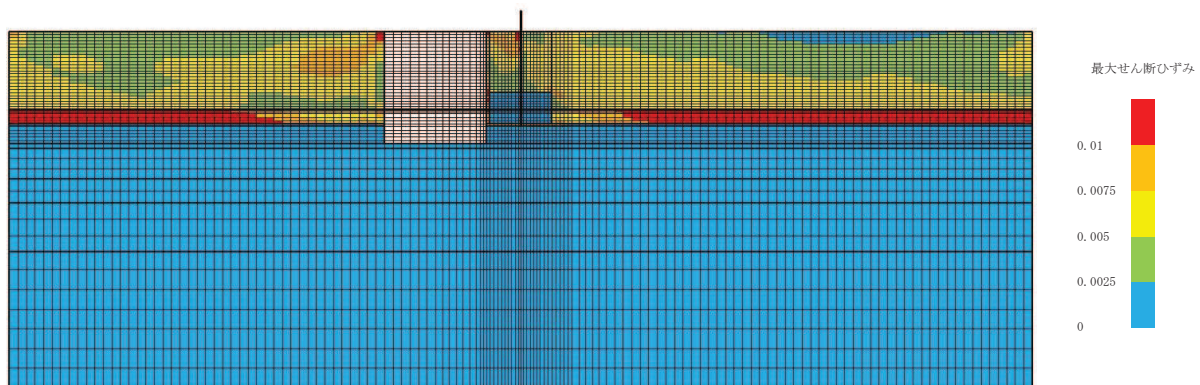


(最大せん断ひずみ分布)

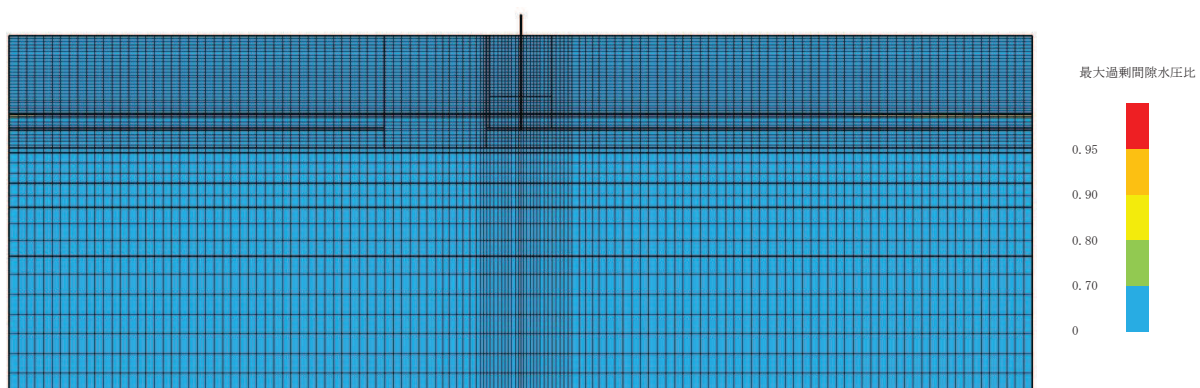


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (3) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - D 2 (+ +)$)

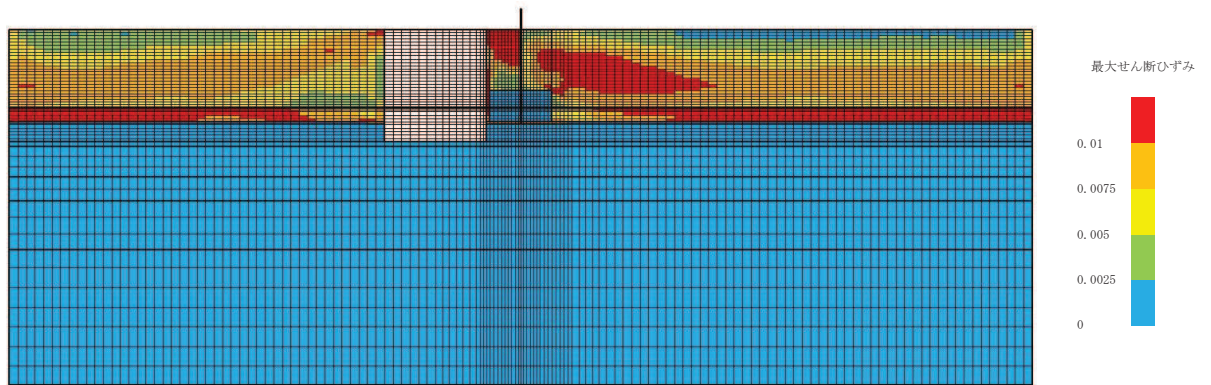


(最大せん断ひずみ分布)

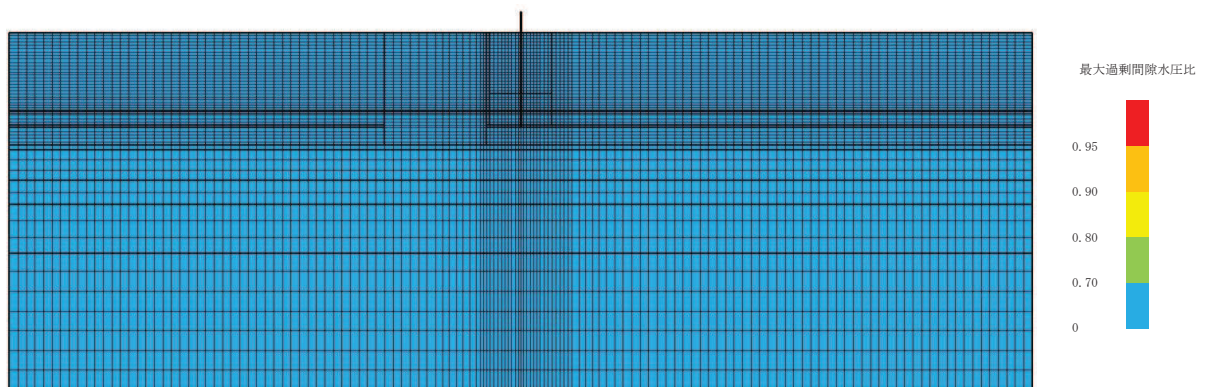


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (4) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - D_2 (-+)$)

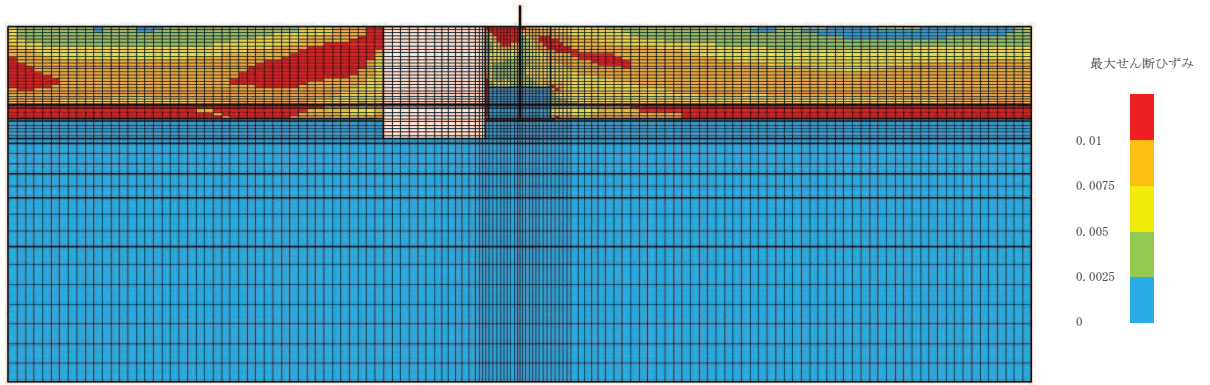


(最大せん断ひずみ分布)

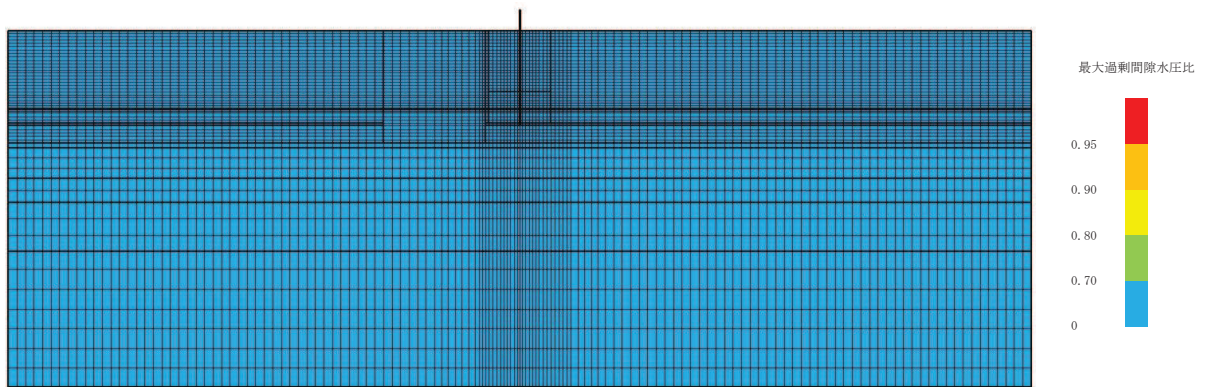


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (5) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - N1$ (++))

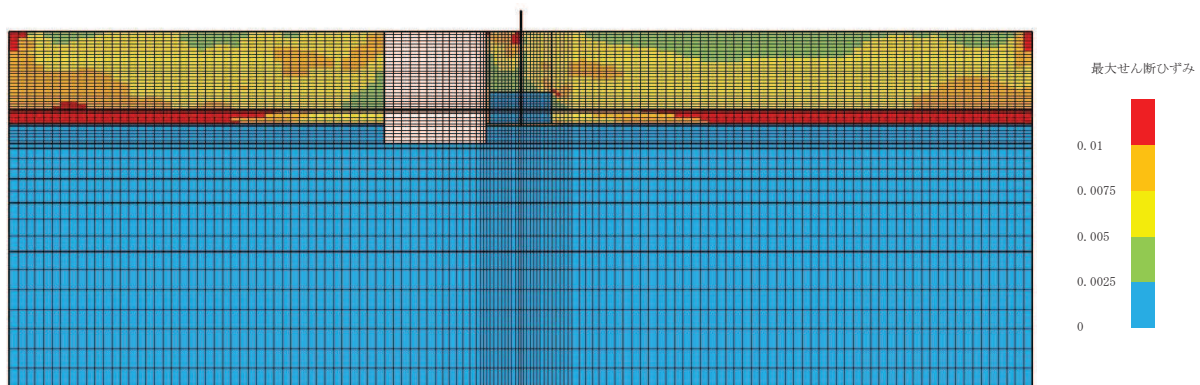


(最大せん断ひずみ分布)

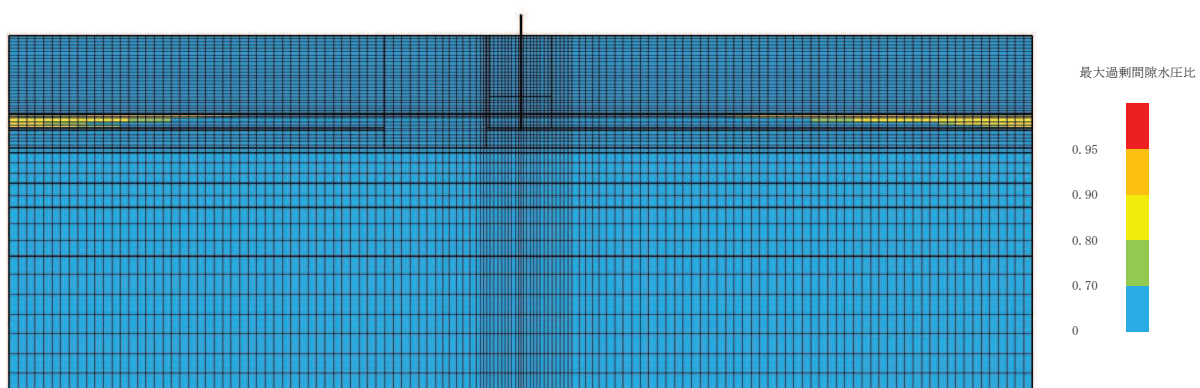


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (6) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - N1 (-+)$)

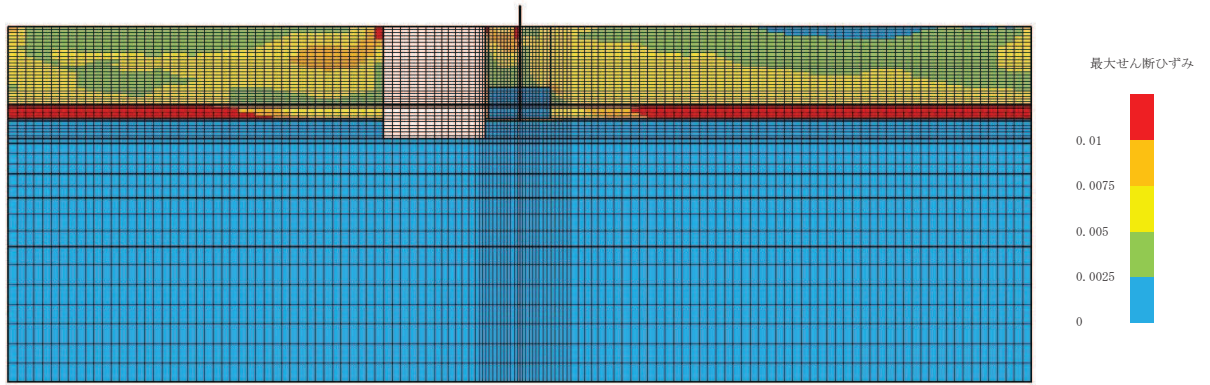


(最大せん断ひずみ分布)

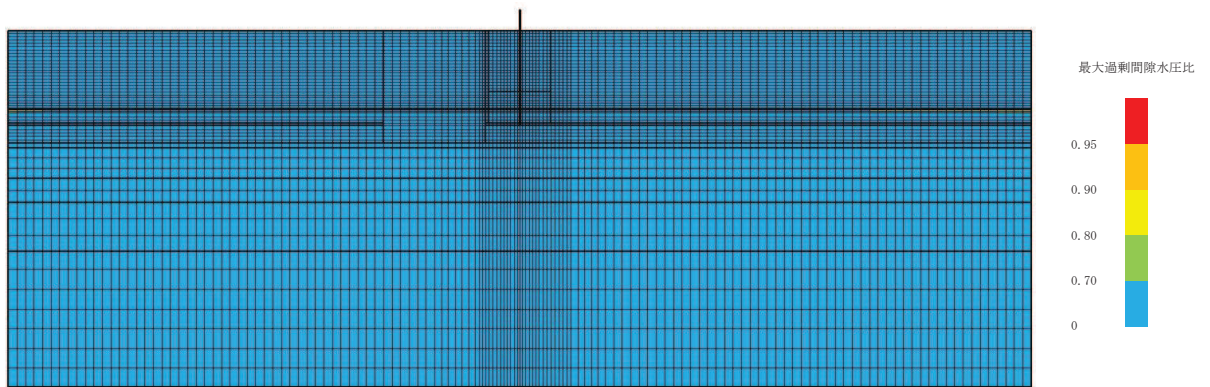


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

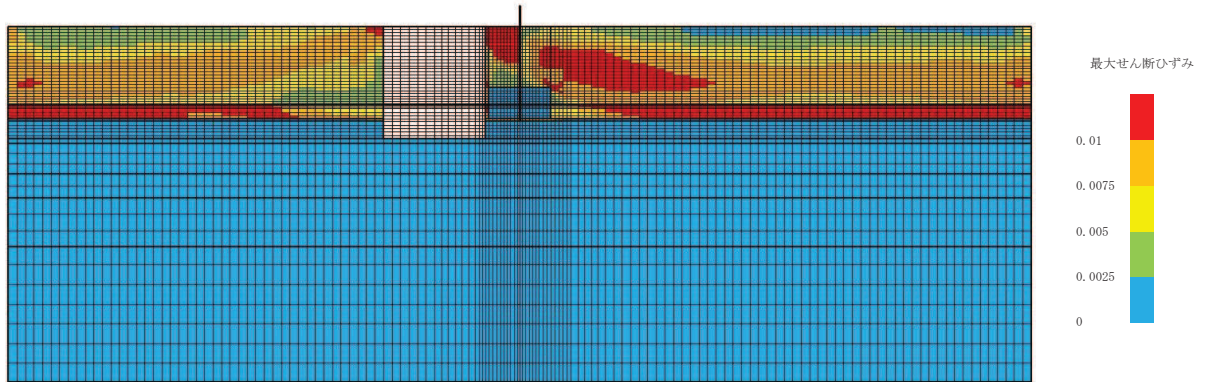


(最大せん断ひずみ分布)

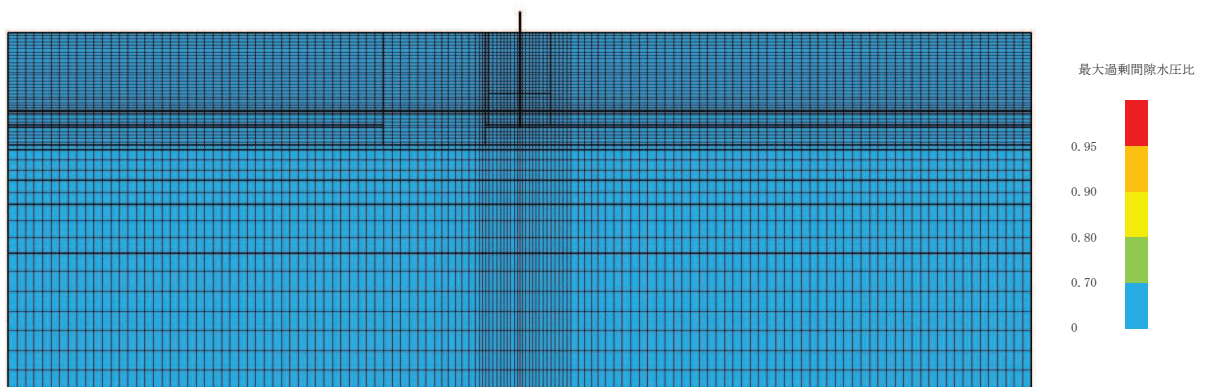


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (8) 最大応答値分布 (ケース 7(2), $S_s - D_2 (-+)$)

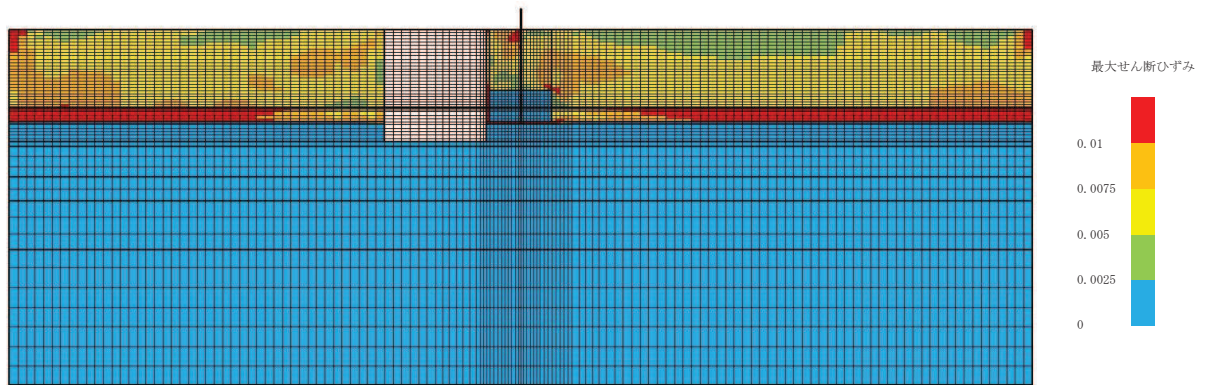


(最大せん断ひずみ分布)

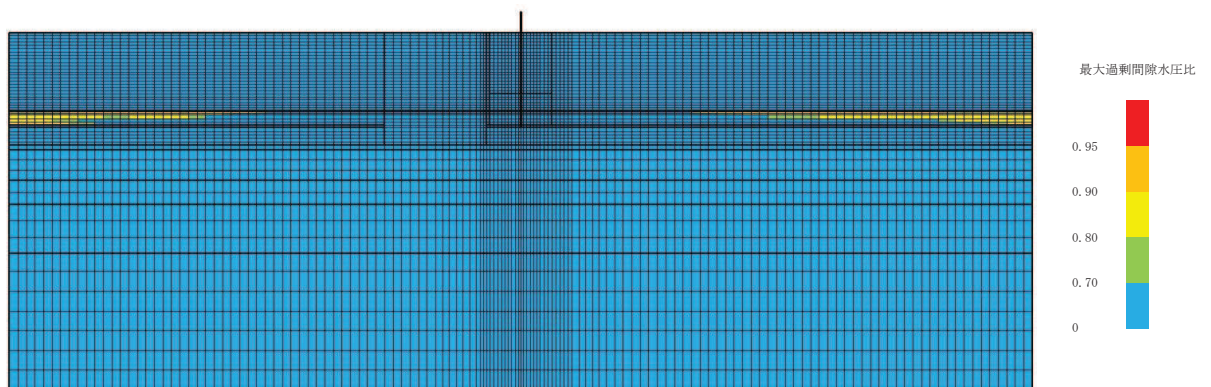


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

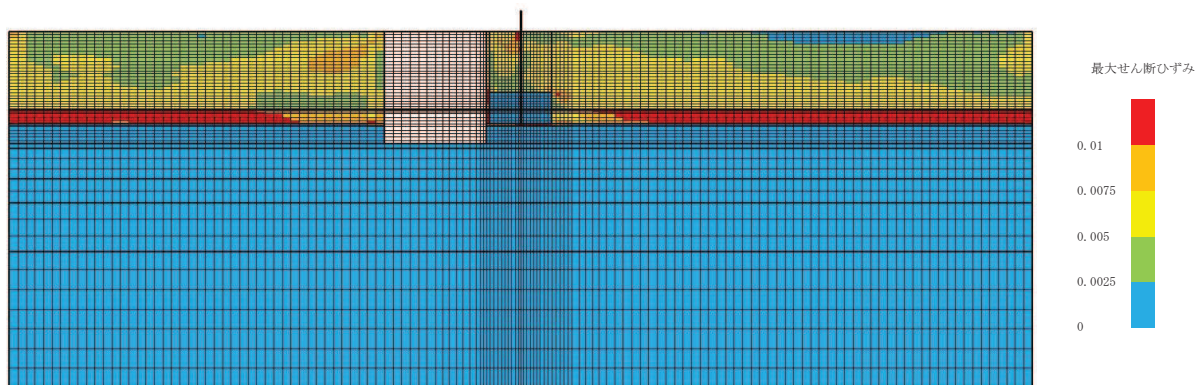


(最大せん断ひずみ分布)

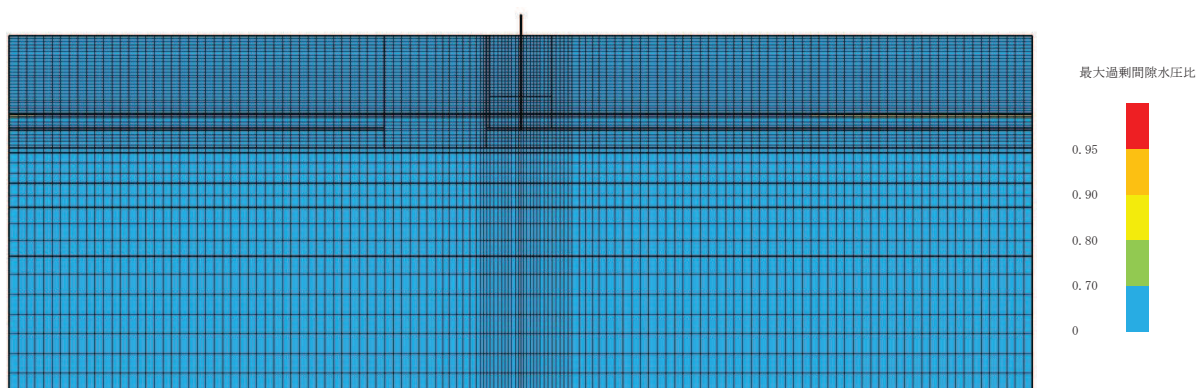


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

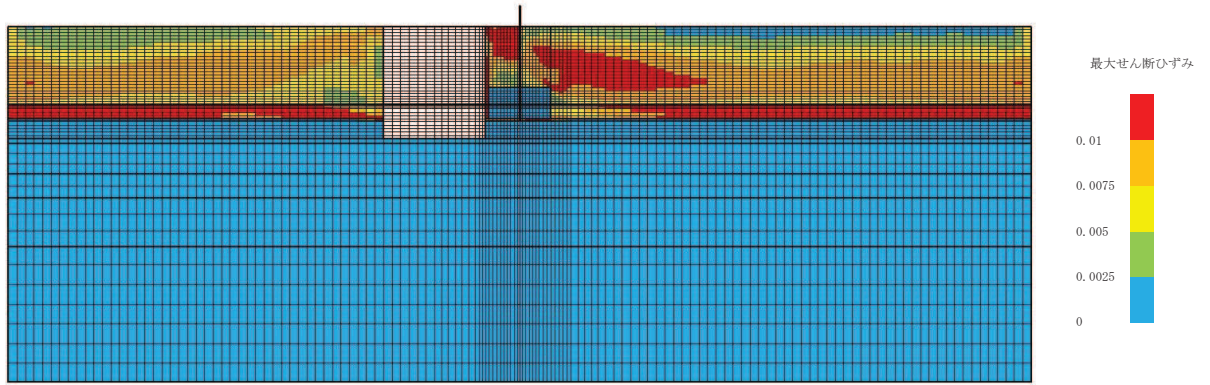


(最大せん断ひずみ分布)

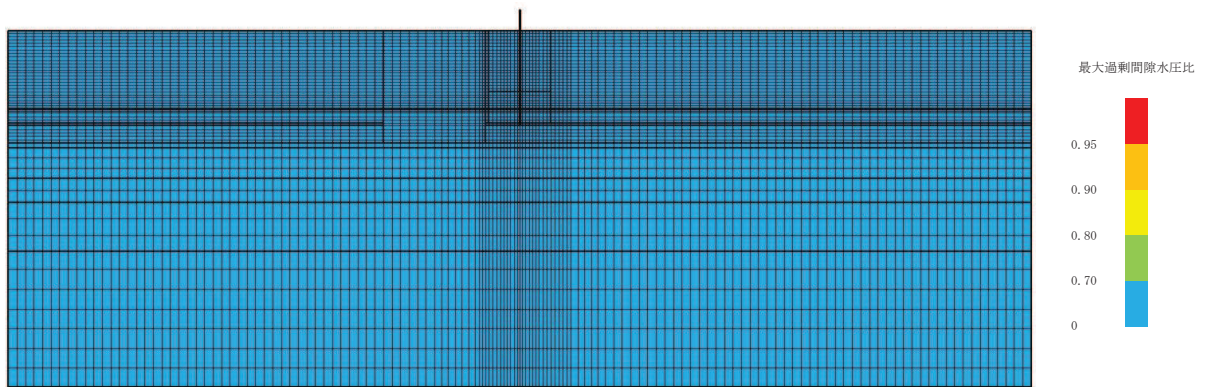


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

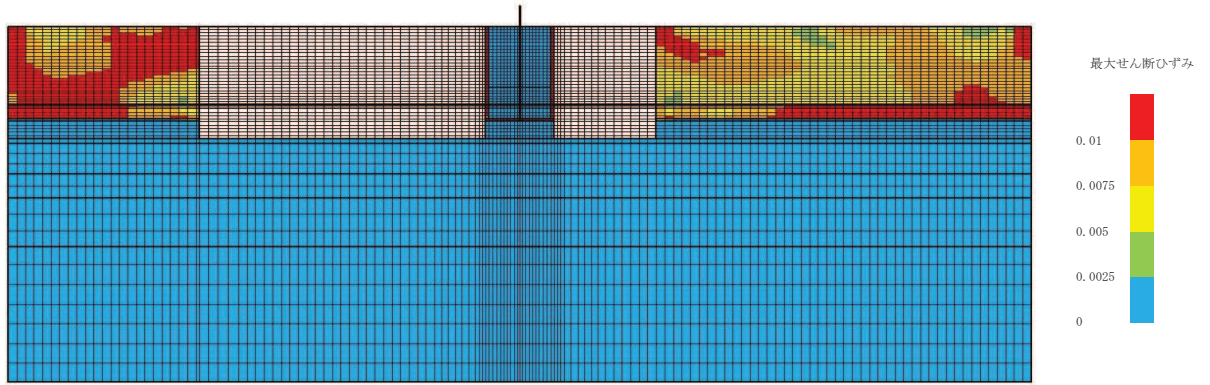


(最大せん断ひずみ分布)

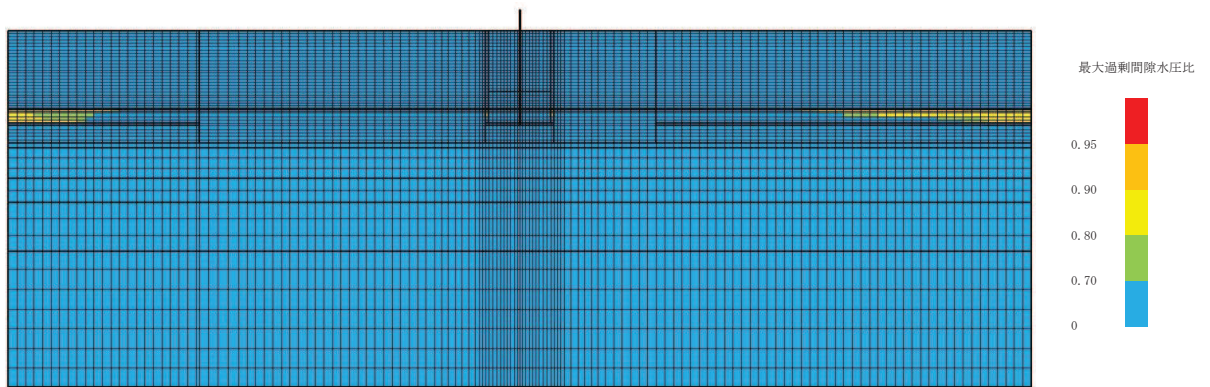


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

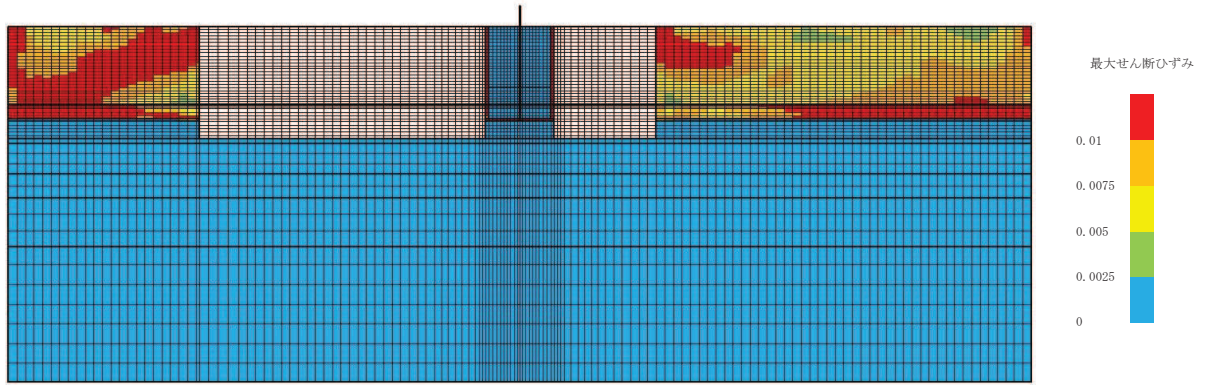


(最大せん断ひずみ分布)

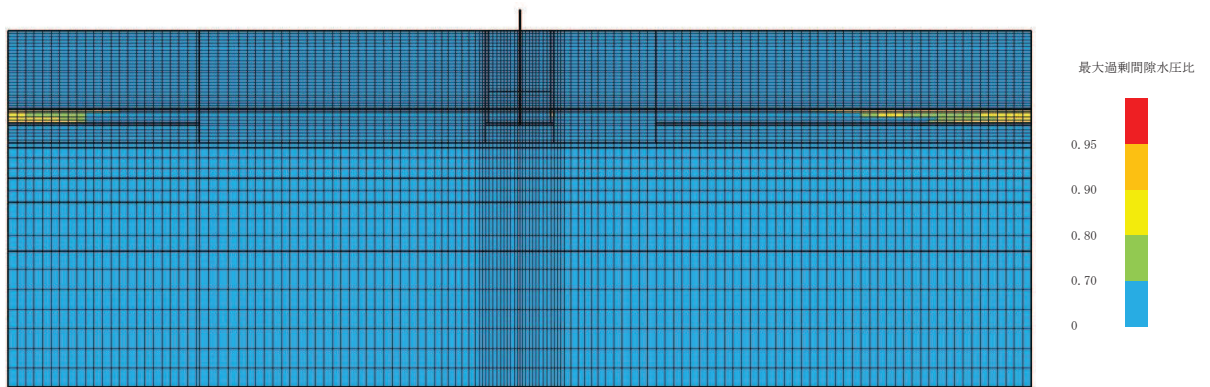


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

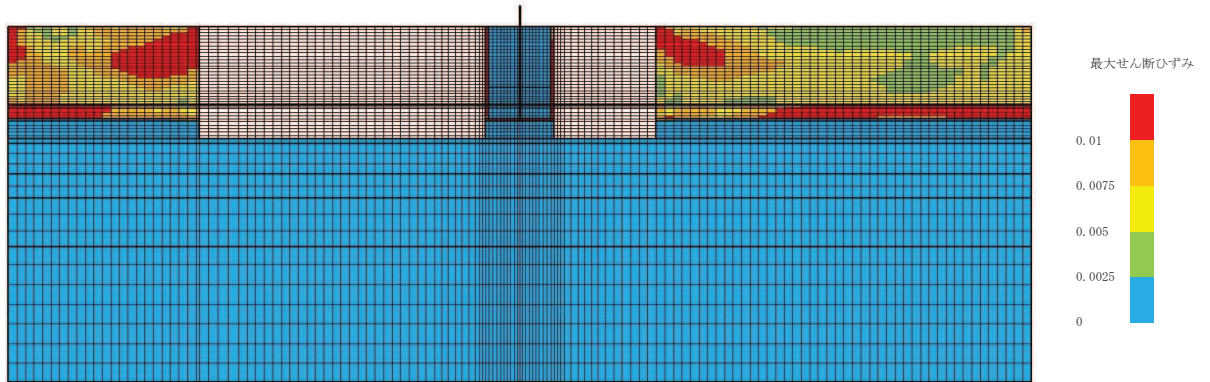


(最大せん断ひずみ分布)

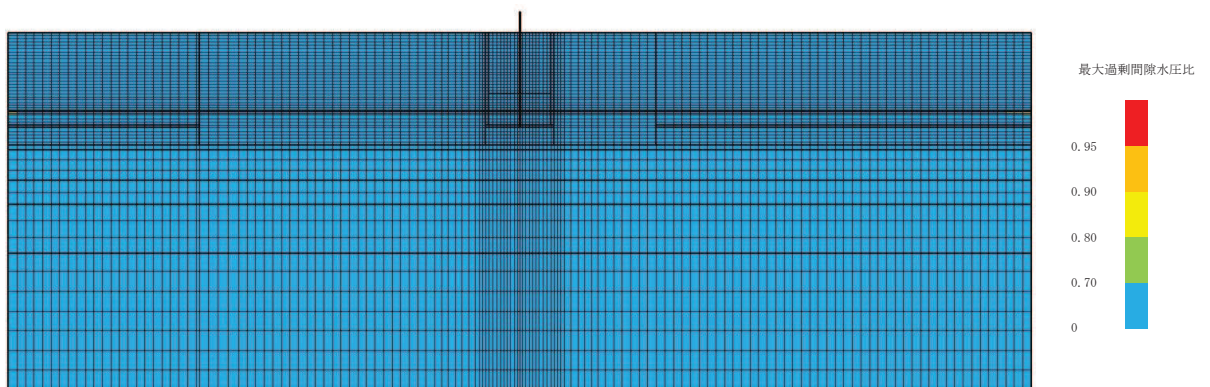


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

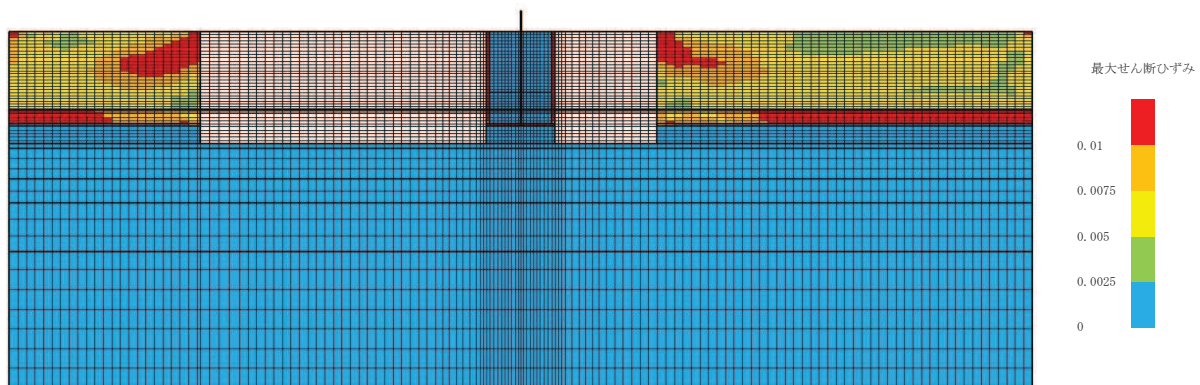


(最大せん断ひずみ分布)

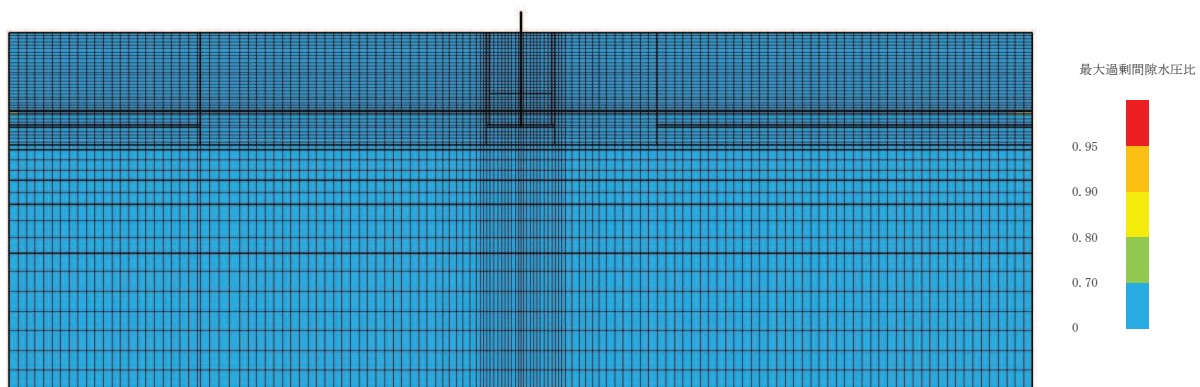


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

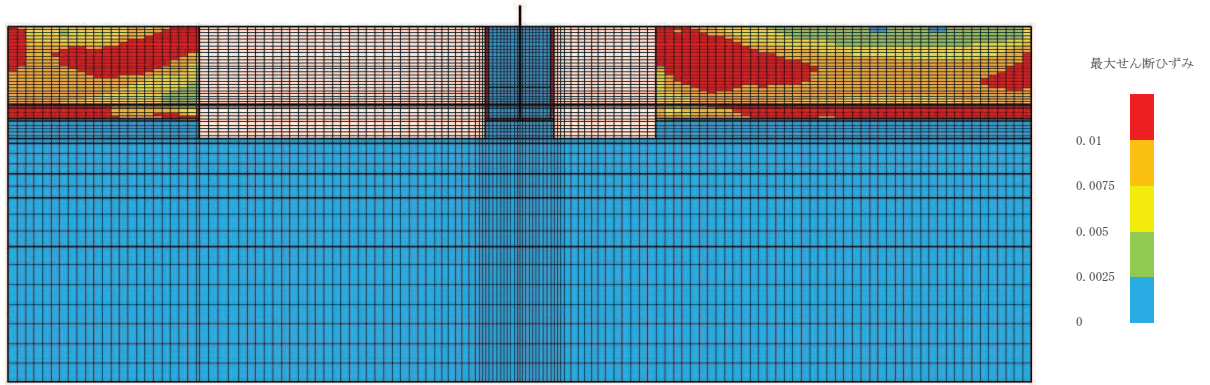


(最大せん断ひずみ分布)

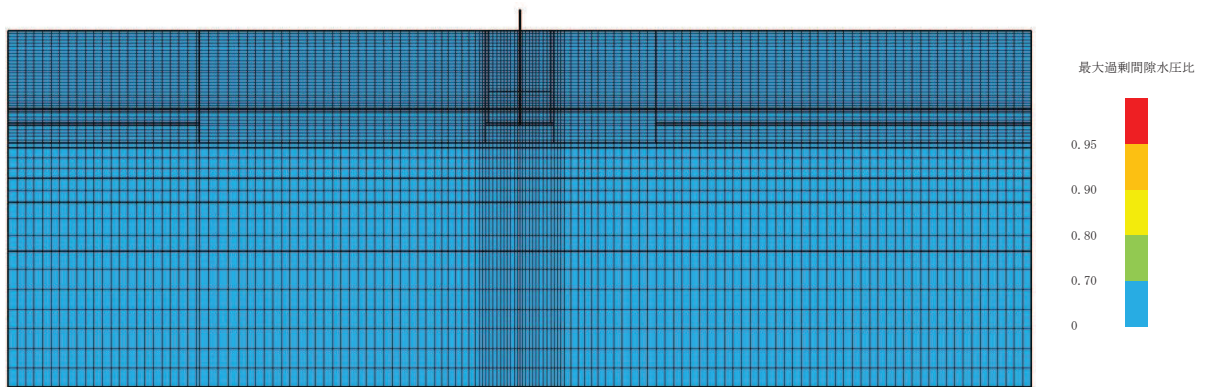


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-7 (16) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D 2 (-+)$)

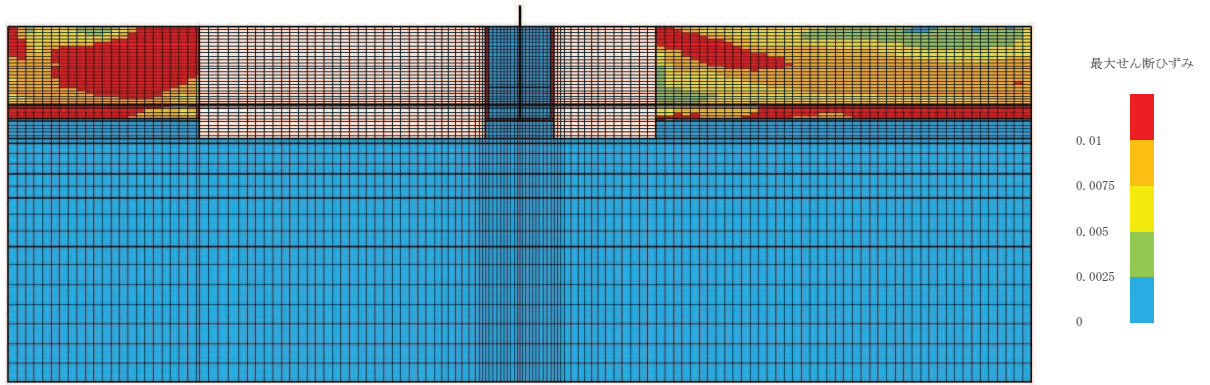


(最大せん断ひずみ分布)

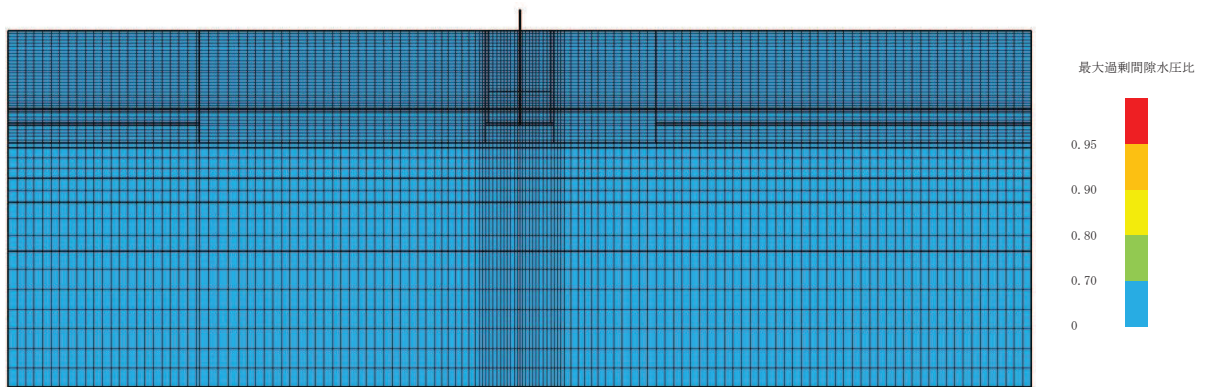


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

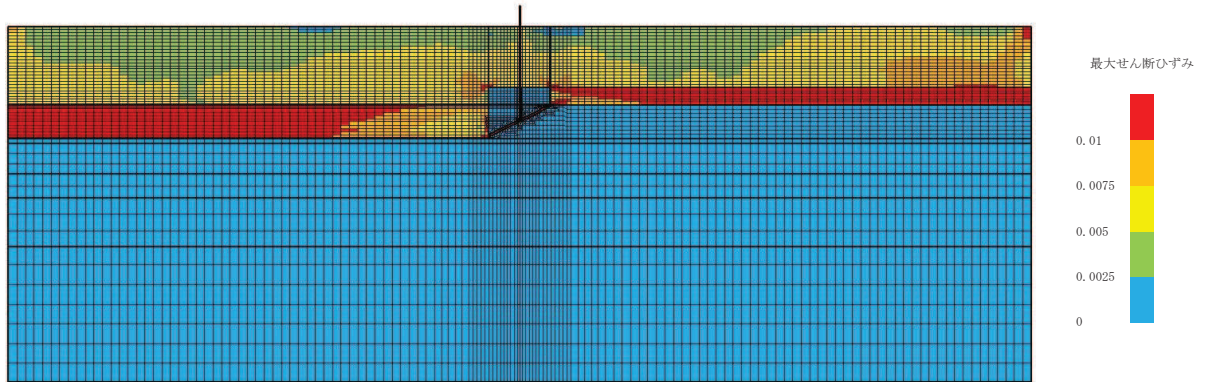


(最大せん断ひずみ分布)

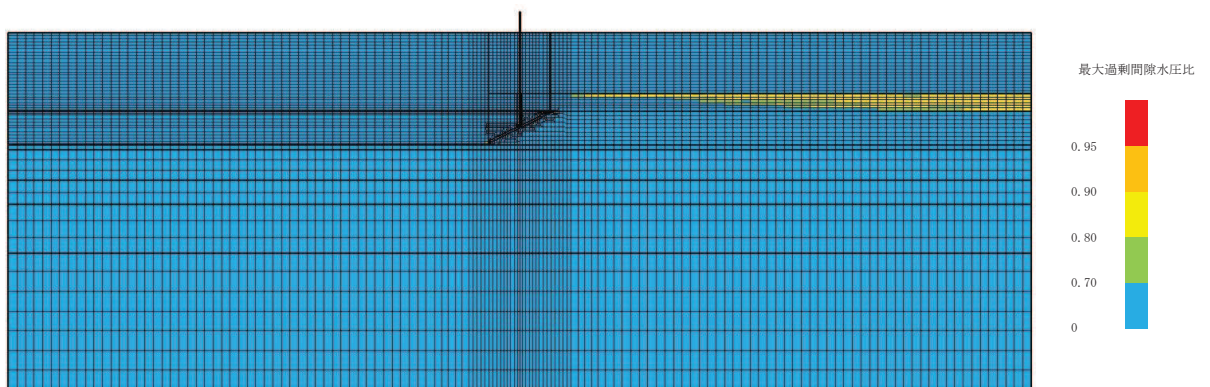


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

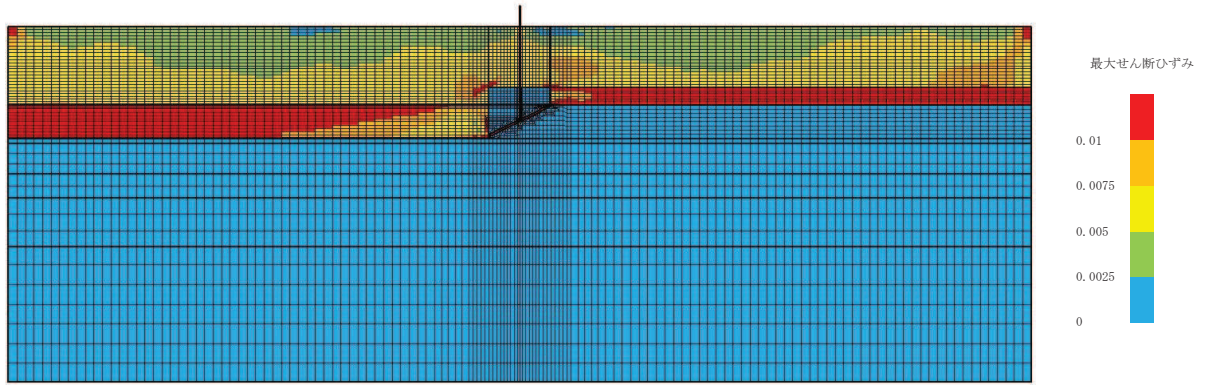


(最大せん断ひずみ分布)

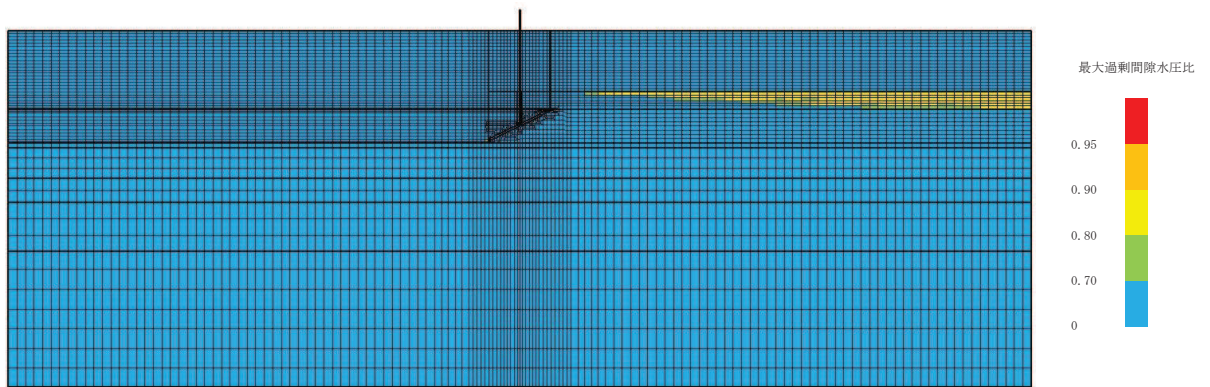


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

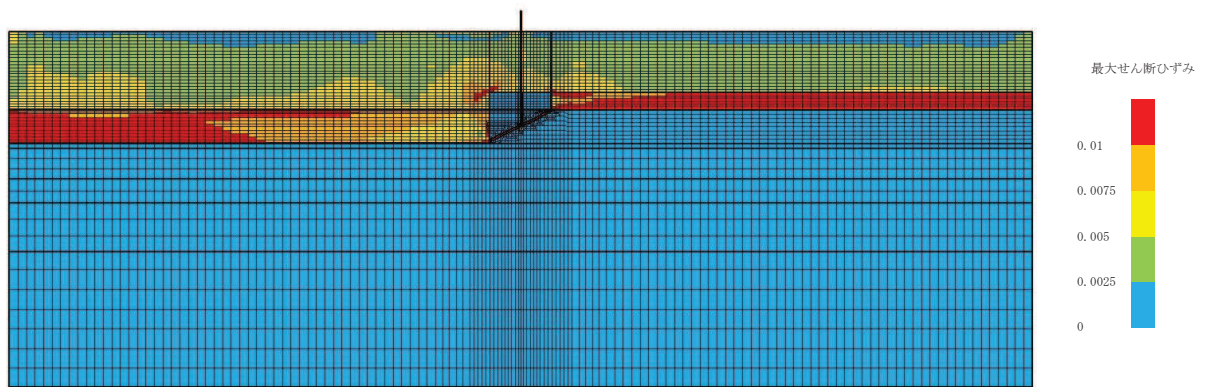


(最大せん断ひずみ分布)

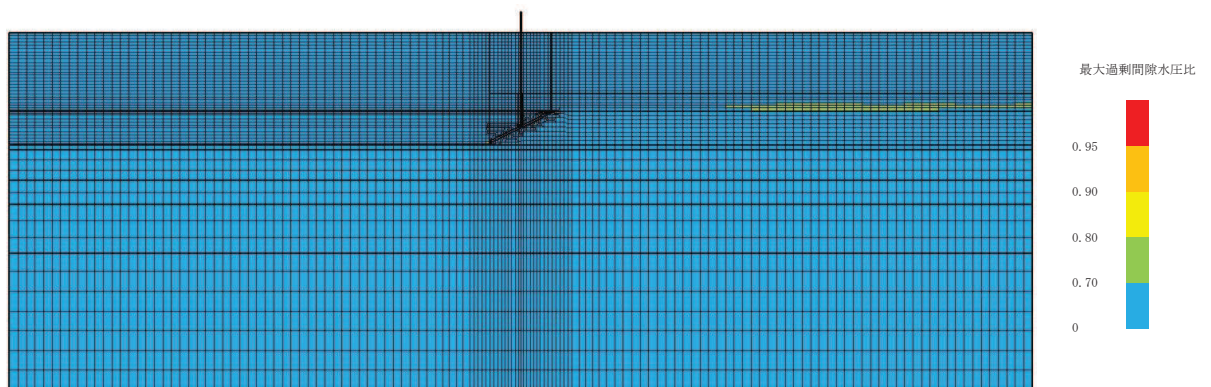


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

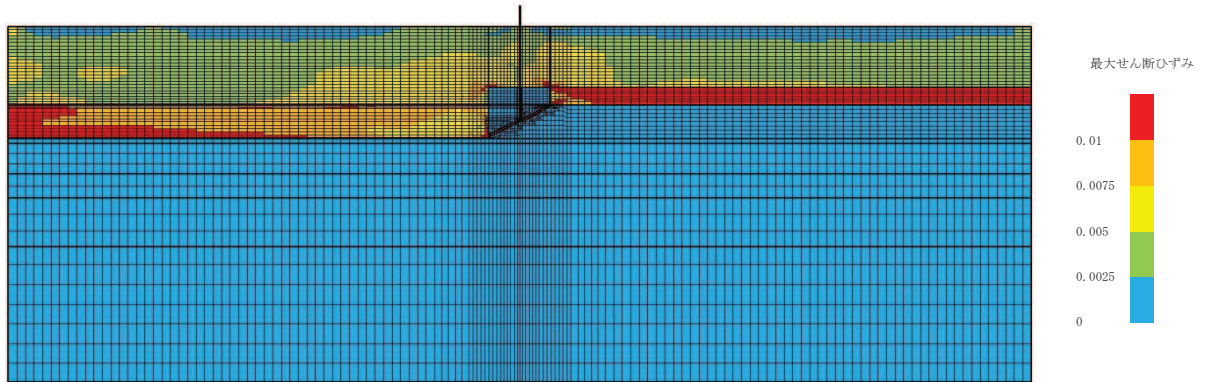


(最大せん断ひずみ分布)

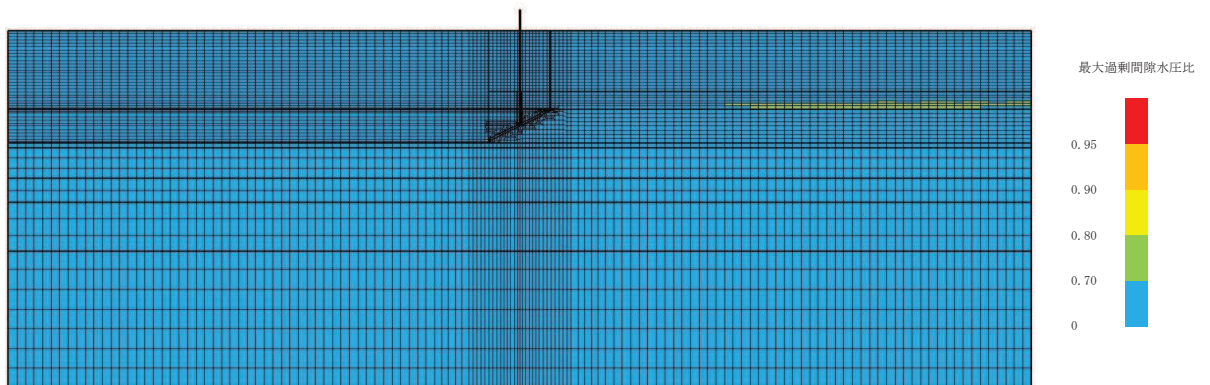


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 10-8 (3) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D_2$ (++))

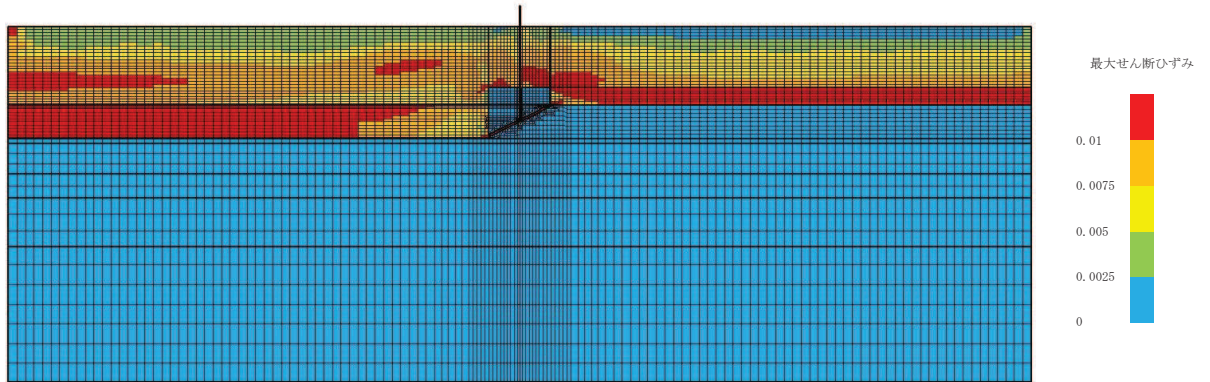


(最大せん断ひずみ分布)

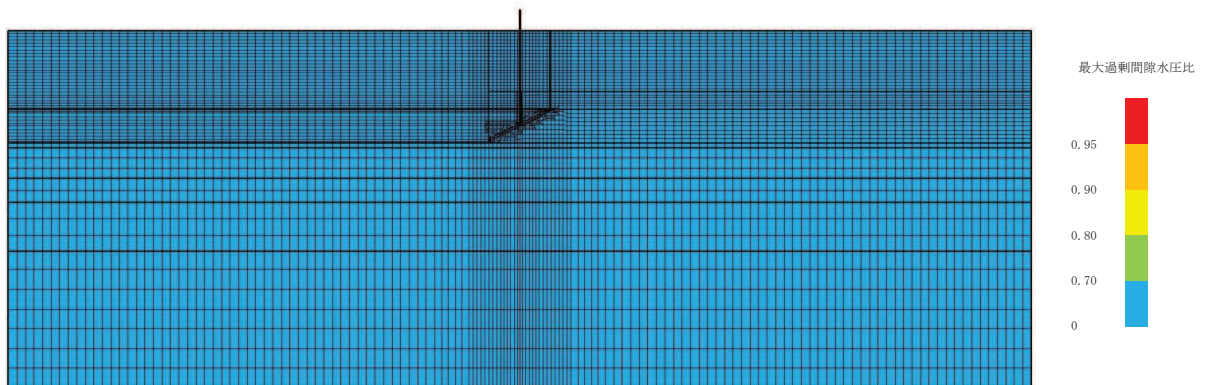


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

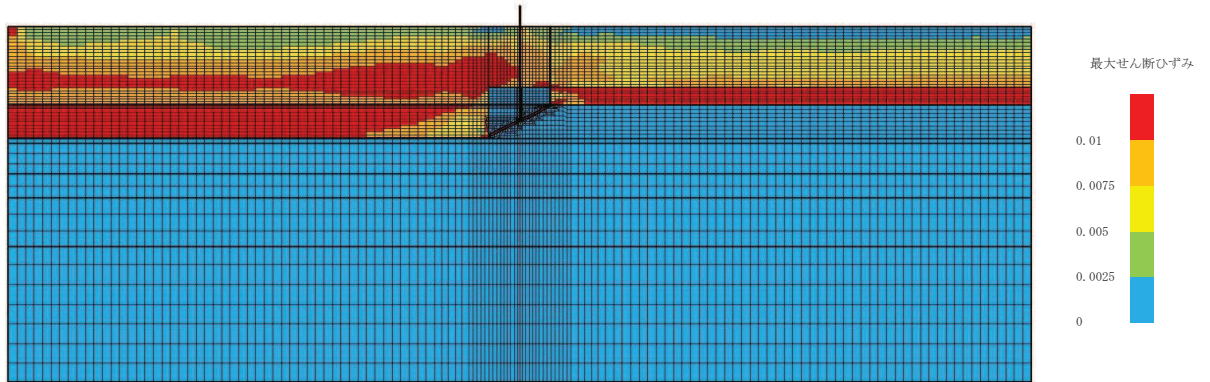


(最大せん断ひずみ分布)

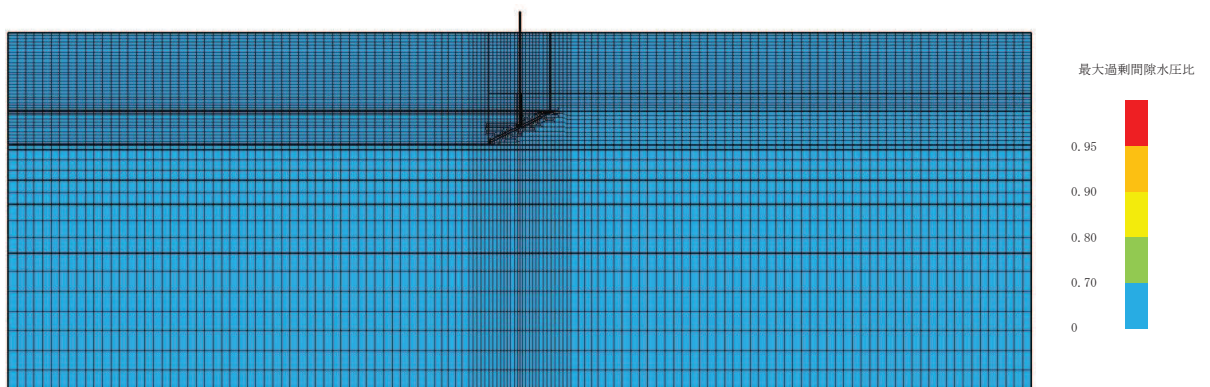


(最大過剰間隙水圧比分布)

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健闘した内容を示す。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

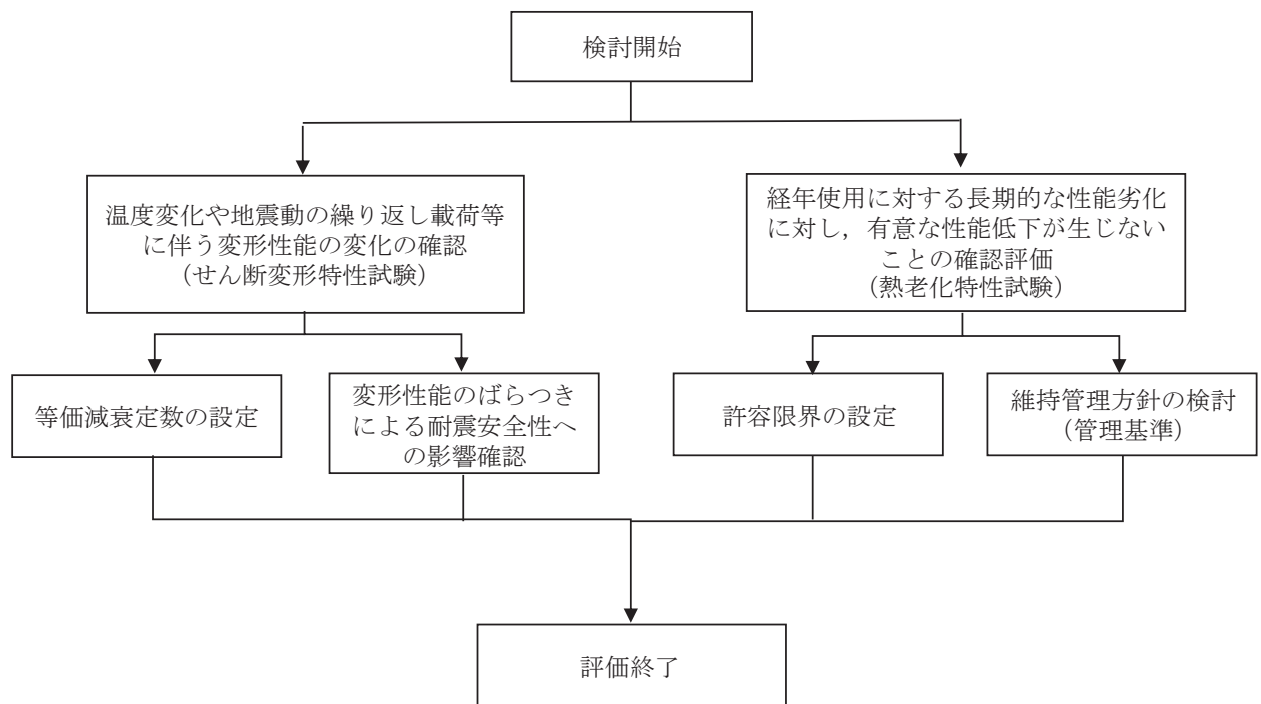


図 1-1 ゴム支承に係る詳細検討フロー

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

なお、支承の施工方法は別紙 2 に示す。

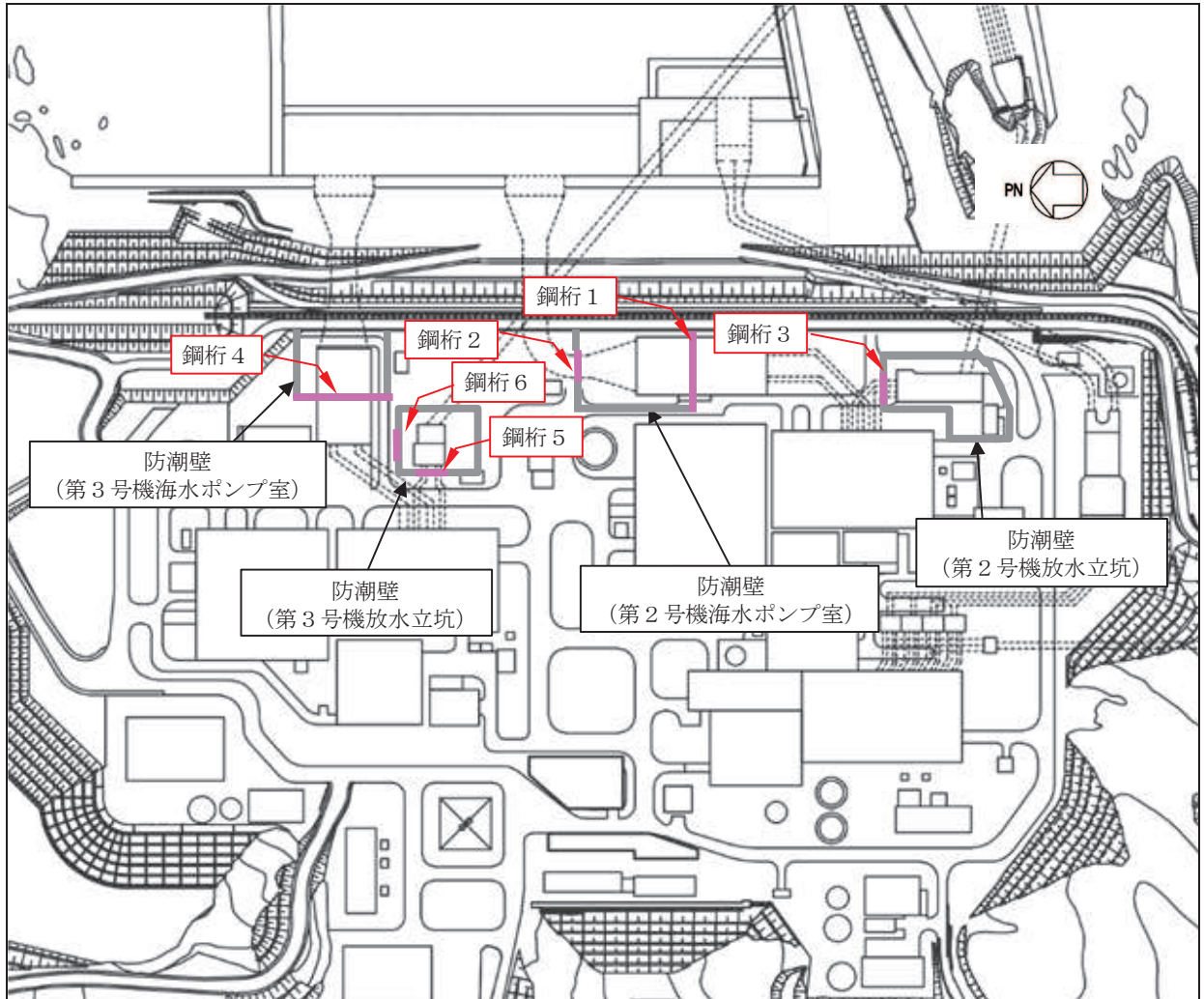


図 2-1 鋼桁設置位置

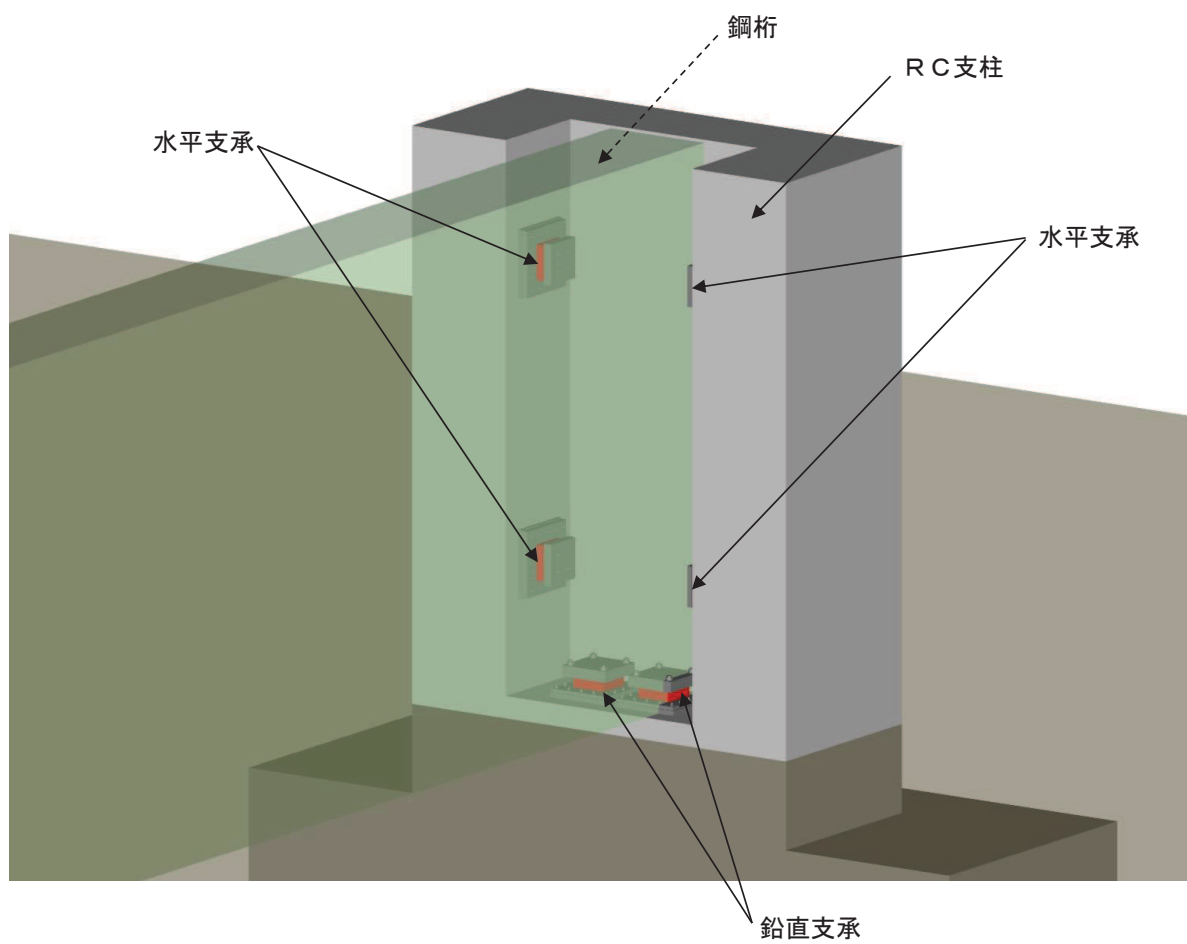


図 2-2 鋼桁構造図
(鋼桁-RC 支柱取り合い部)

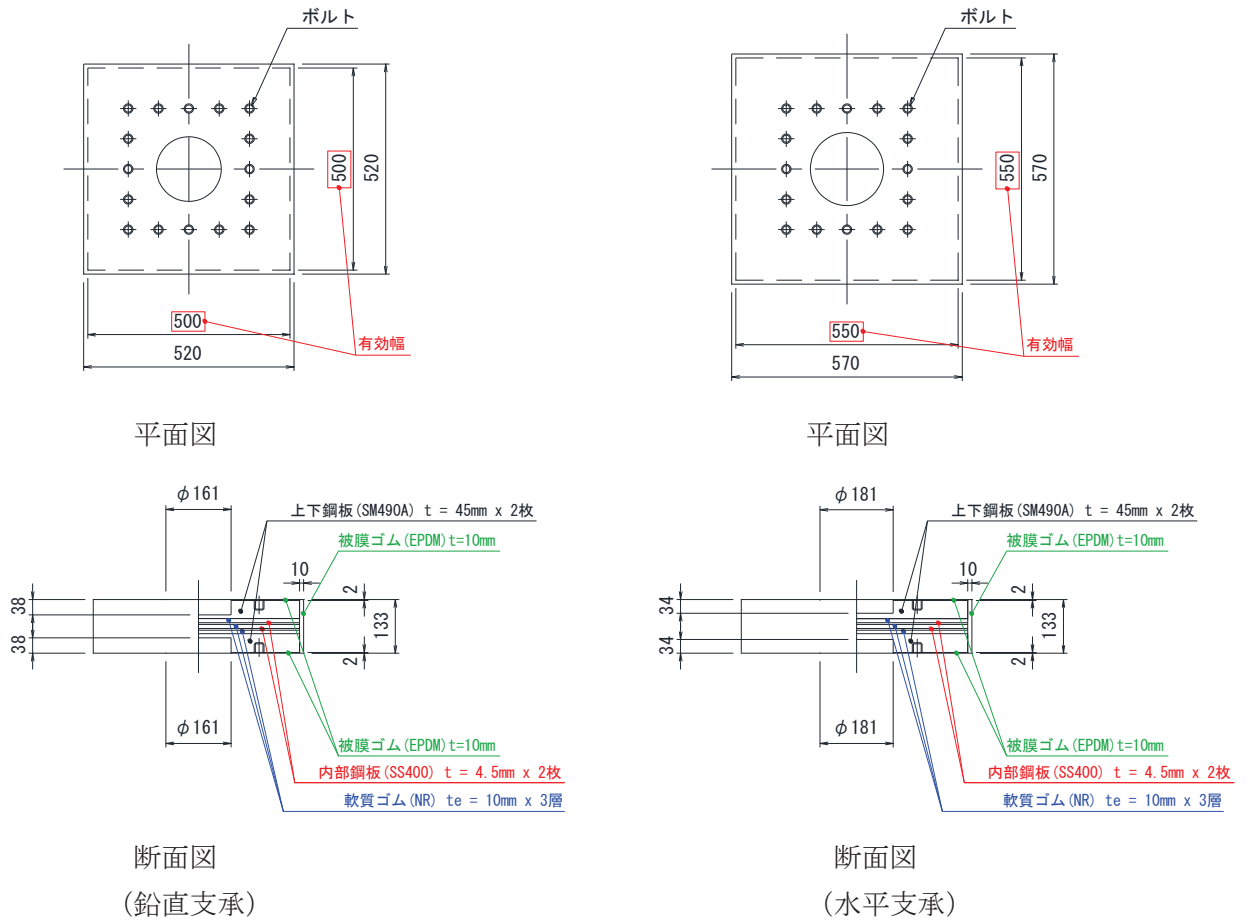


図 2-3 ゴム支承概要図 (鋼桁 1, 4 鉛直支承, 水平支承)

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

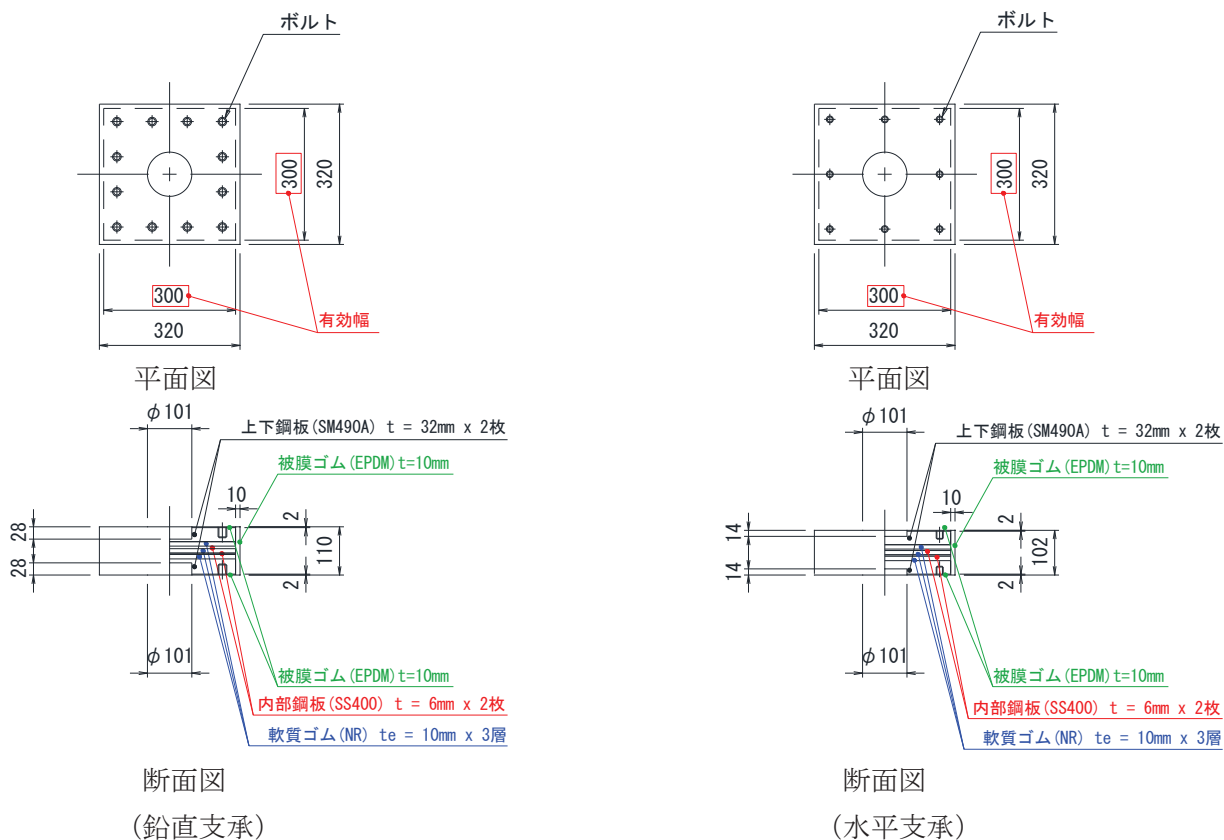


図 2-4 ゴム支承概要図 (鋼桁 2, 3, 5, 6 鉛直支承, 水平支承)

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

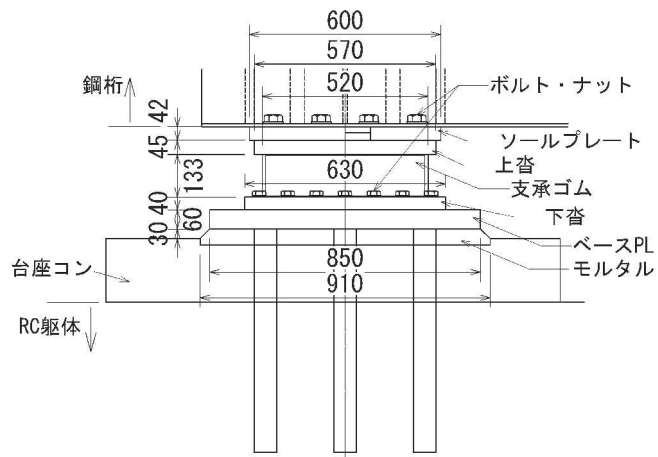


図 2-5 ゴム支承の据え付け概要 (2号海水ポンプ室の鉛直支承の例)

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）

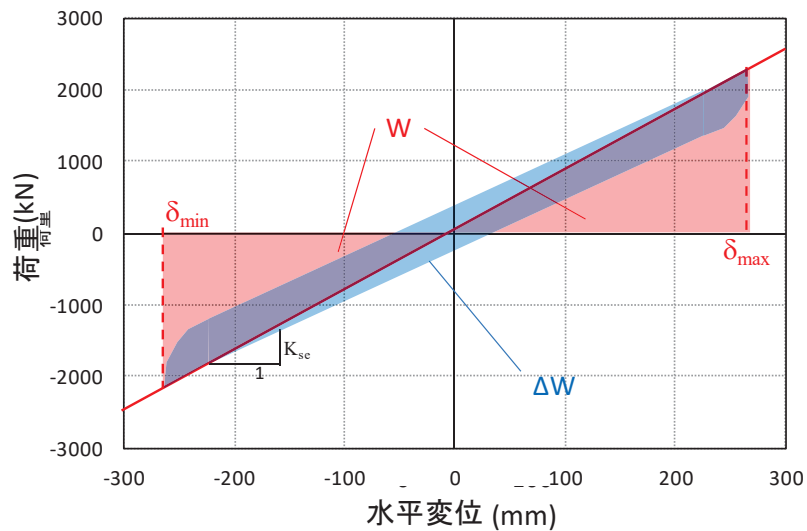


図3-1 等価減衰定数の算出の例

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。

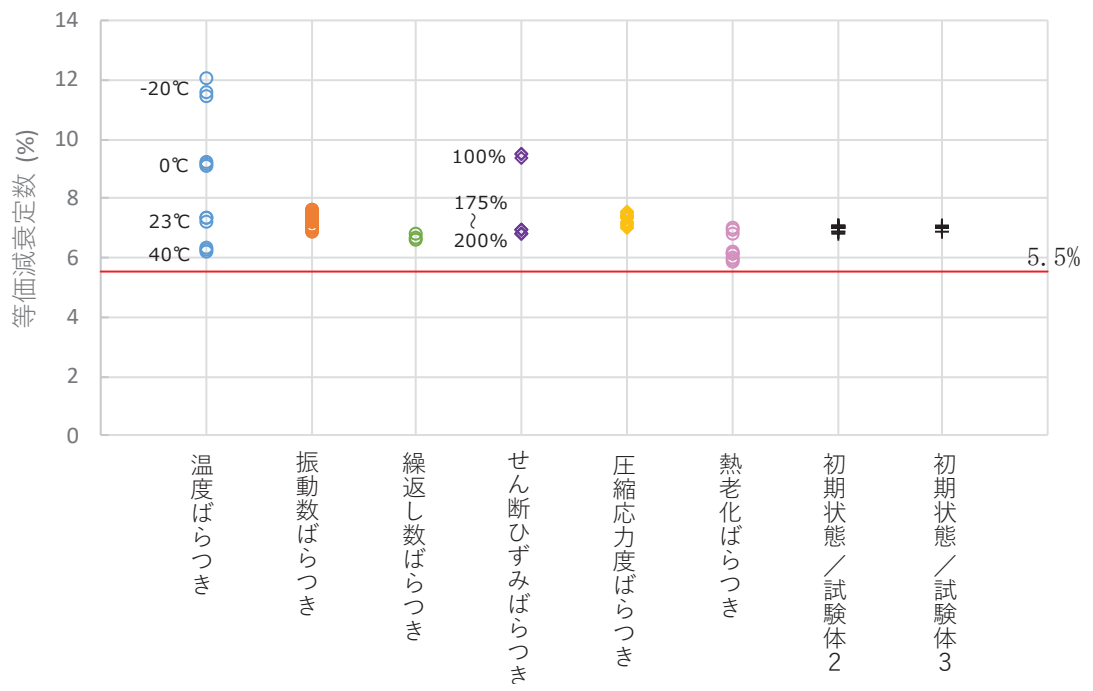


図 3-2 等価減衰定数のばらつき結果

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

(a) 評価対象断面

各鋼桁の寸法、剛性を表 3-4 に示す。

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

表 3-4 各鋼桁の寸法、剛性

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

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

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	ΔLe (mm)	40.6	33.0	57.2
地震時有効支圧断面積	A (m ²)	0.2802	0.2844	0.2710
座屈応力度	$RL/A \cdot 10^{-3}$ (N/mm ²)	32	31	33
	許容値 (N/mm ²)	235	235	235
	照査値	0.14	0.14	0.15

表3-12 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	ΔLe (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。

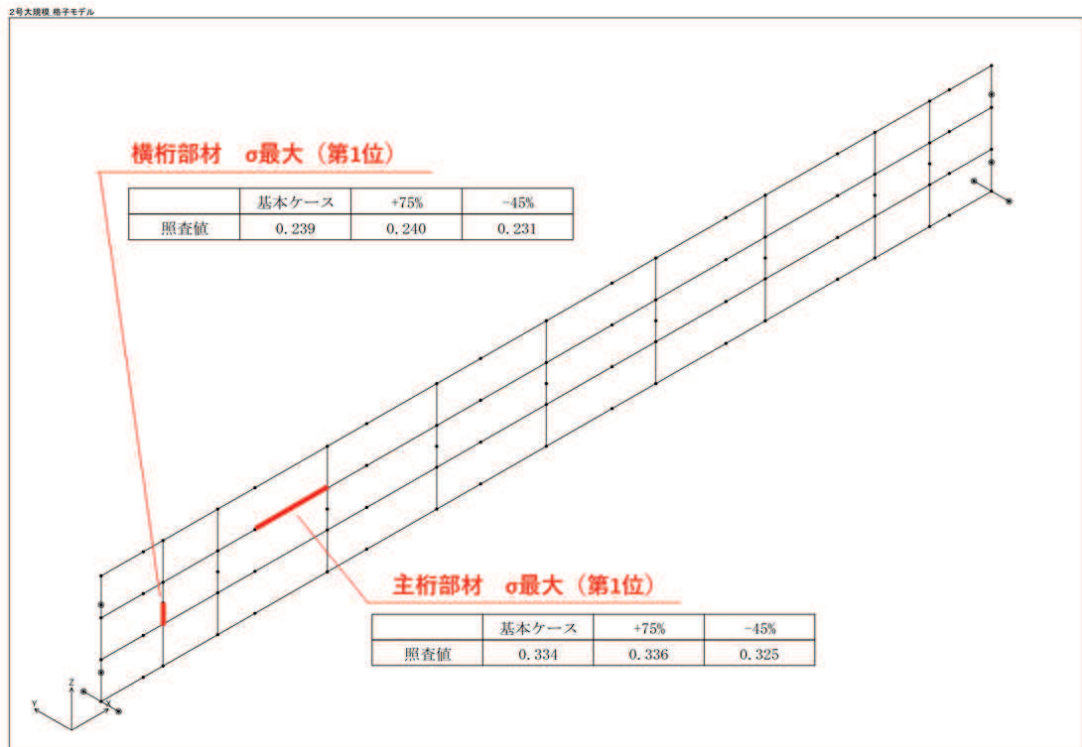
支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

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

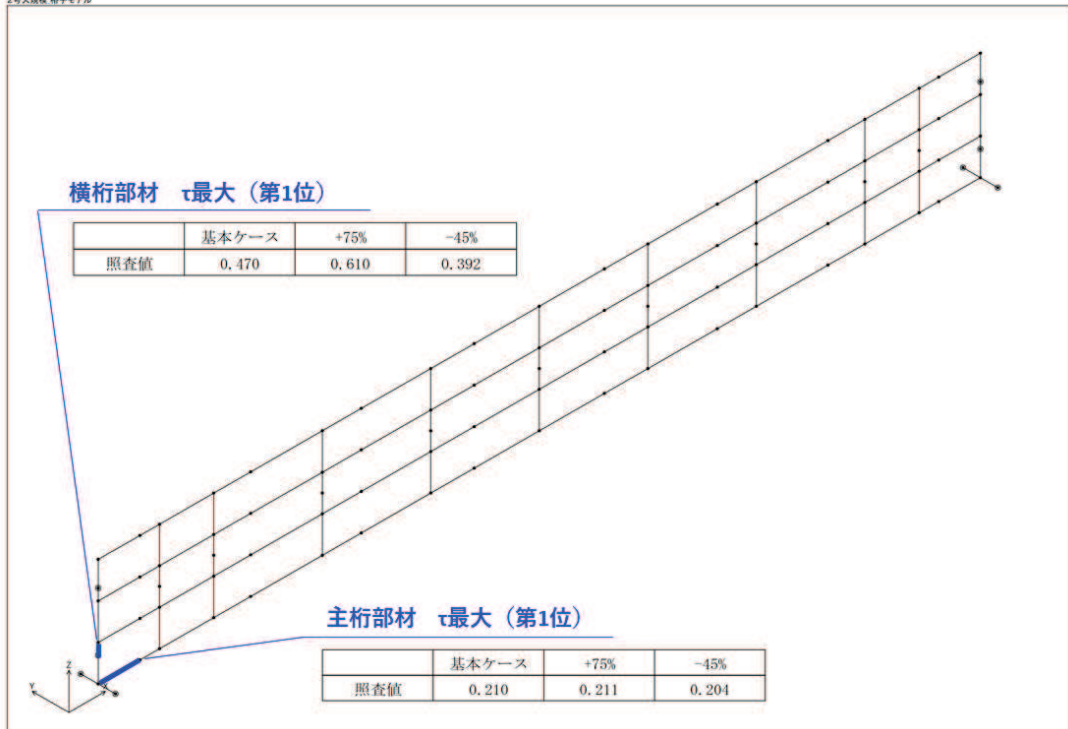
表 3-14 鋼桁の照査結果（鋼桁軸方向）

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

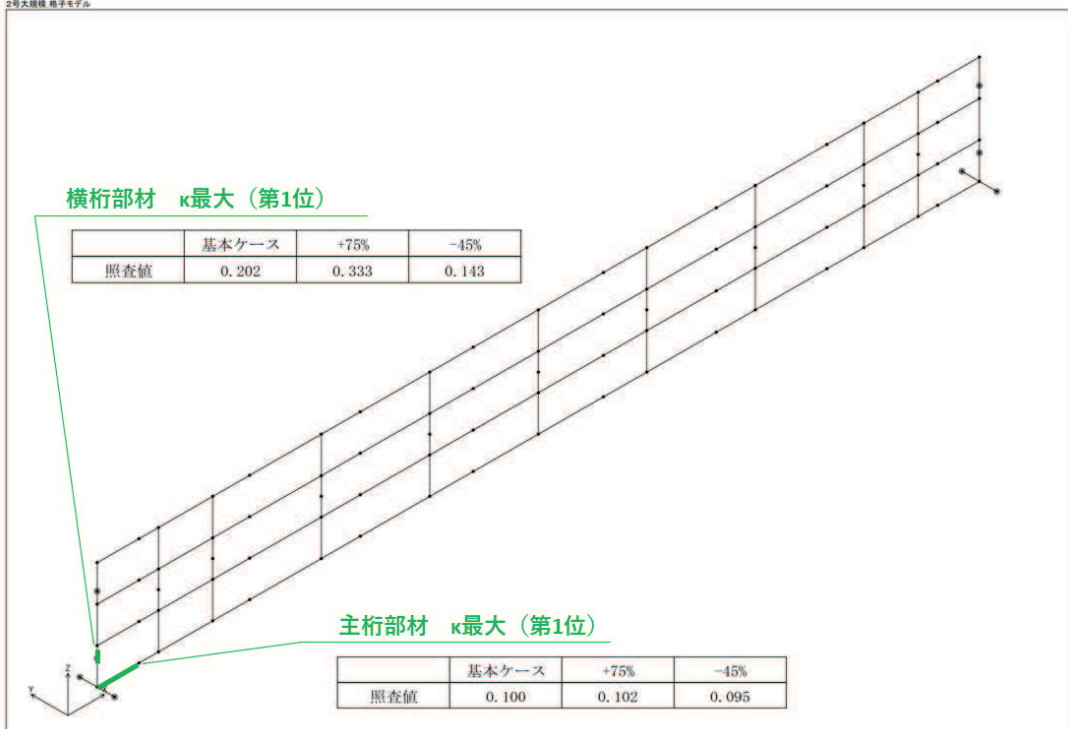


(曲げ応力度)

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、照査値は許容値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

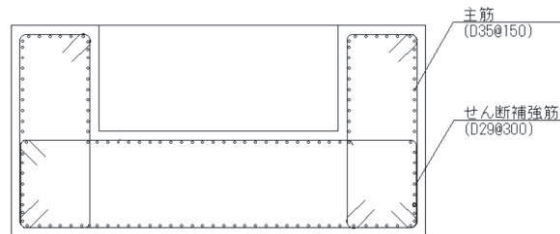


図3-4 RC支柱配筋概要図

(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、照査値は許容値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

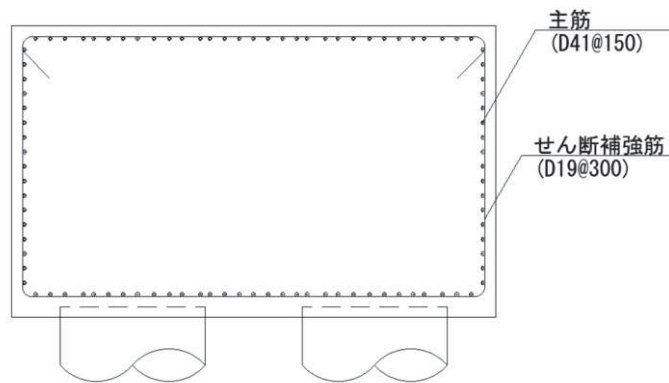


図3-5 (1) フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎1)

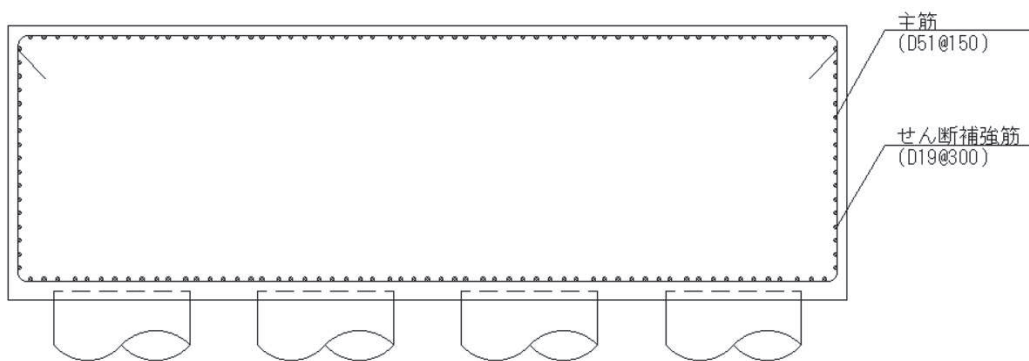


図3-5 (2) フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎2)

(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、照査値は許容値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

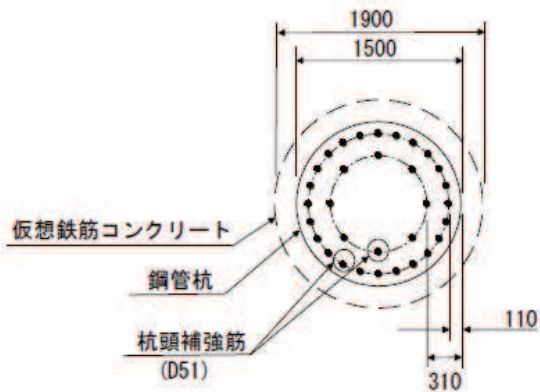
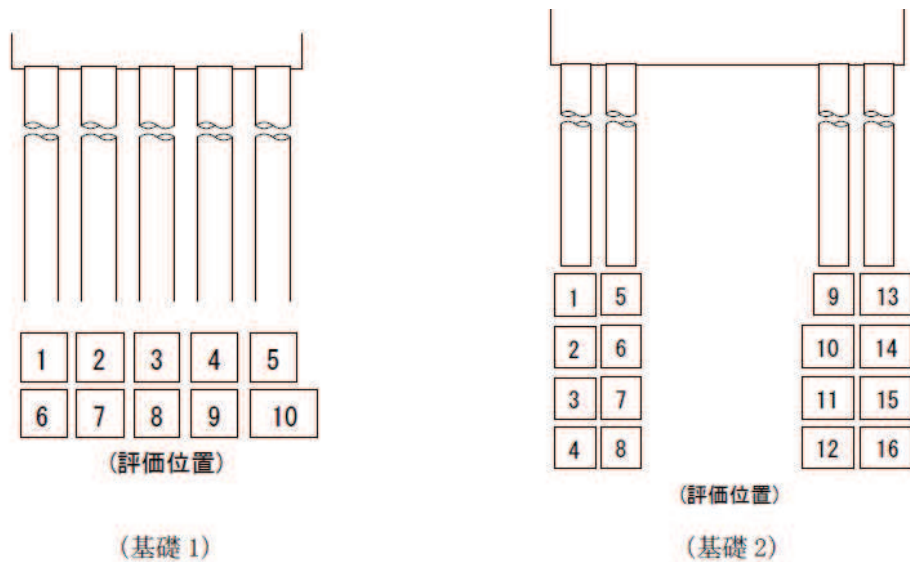


図3-6 杭頭配筋概要図 (鋼桁4)

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 ）。

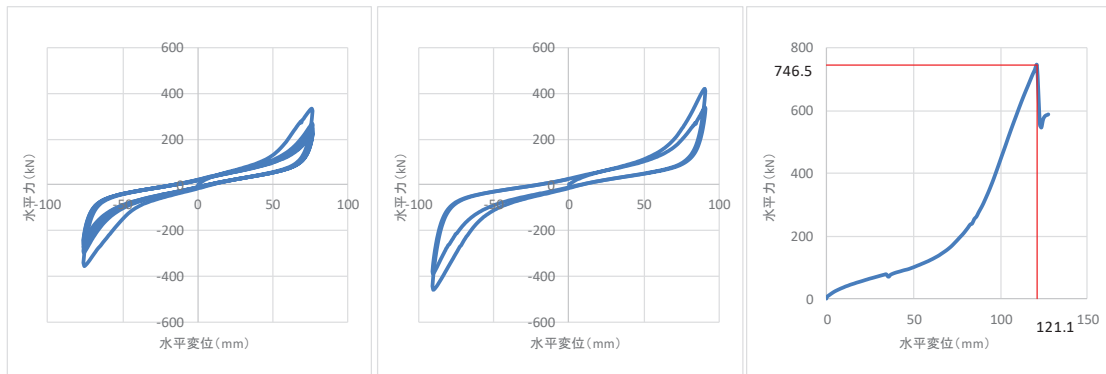
(2) 許容限界（せん断ひずみ）の確認

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。

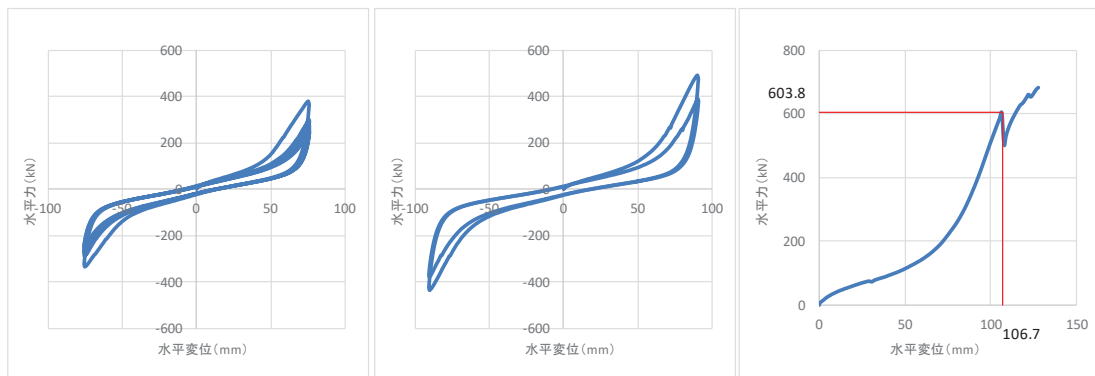
本設定の妥当性を確認するため、熱老化をさせていない試験及び熱老化をさせた試験を行った。

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熟老化試験結果からせん断剛性の変化が比較的緩速であることも踏まえ、曝露試験頻度は、一般橋梁における点検内容を定めている国土交通省「道路橋定期点検要領」が示す定期点検周期（1回/5年）とする。試験頻度の妥当性は(4)補修、取替えにて示す。

b. 管理基準値

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

＜曝露試験における管理基準値の設定方針（案）＞

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

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

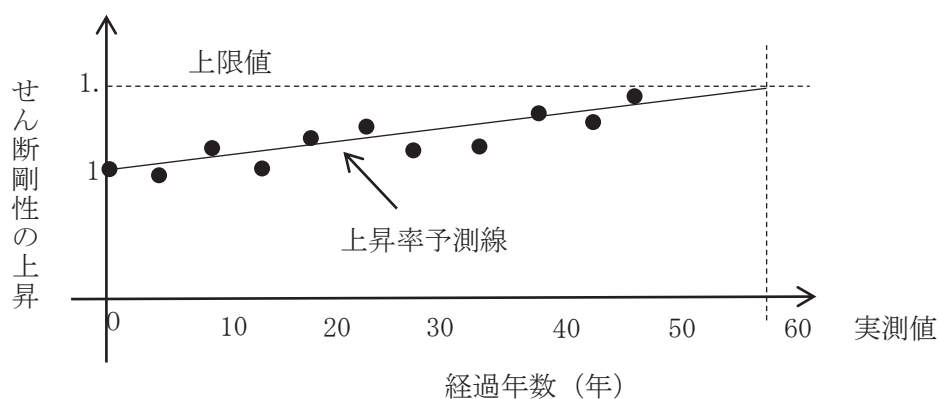


図 4-2 曝露試験の評価概要（せん断剛性）

以上

(別紙1) 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 セン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 × (b- ΔL)	圧縮応力度 (N/mm ²) (a/d×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×c×d/2×1000
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 2 の(a)に示すせん断ひずみ依存性試験の結果より、せん断剛性はせん断ひずみ 100%で最小になり、100%以上のひずみレベルでは、せん断剛性は上昇傾向にあることが確認された。

(b) 圧縮応力依存性試験

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

(c) 振動数依存性試験

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

(d) 繰返し数依存性試験

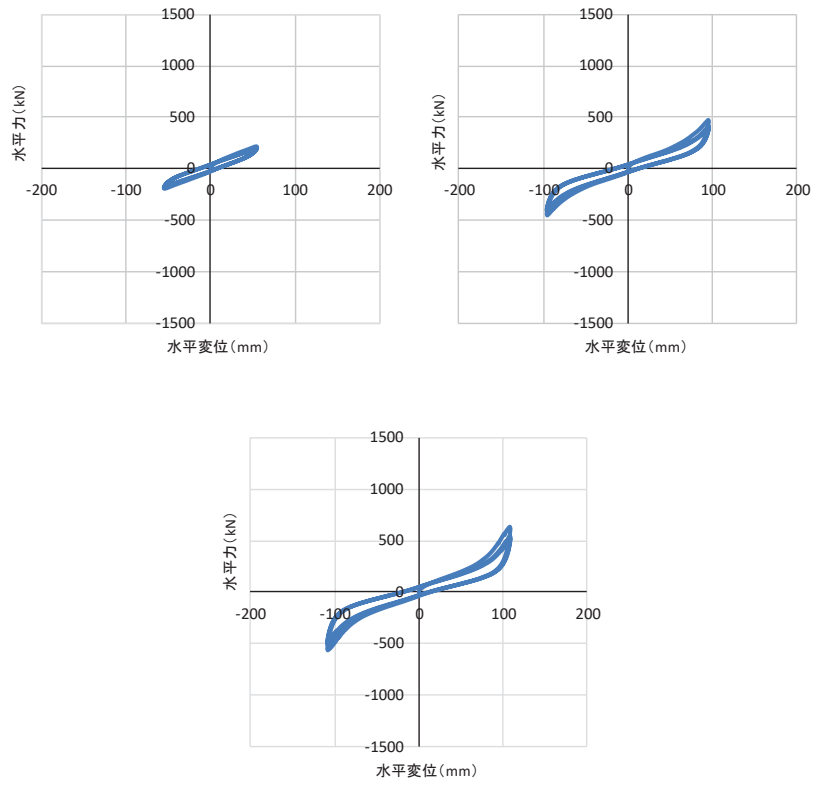
図 2 の(d)に示す繰返し数依存性試験の結果より、せん断ひずみ 175%による 50 回の正負繰返し载荷の前後でせん断剛性が 9.0%程度小さくなることが確認された。

(e) 温度依存性試験

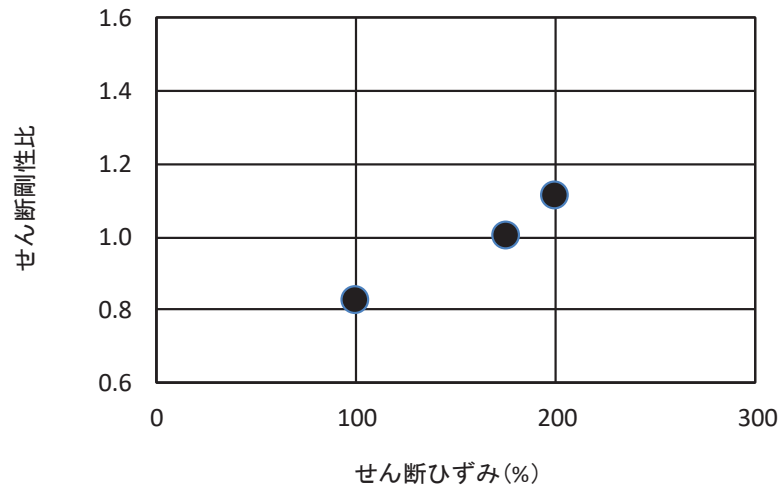
ゴム支承は低温下でのせん断剛性が大きくなり温度変化の影響を受けやすいことが一般的に知られている。図 2 の(e)に示す温度依存性試験結果より、温度依存性試験では低温になるほどせん断剛性が大きくなることが分かる。基準温度 23℃に対するせん断剛性の変化率は、女川 2 号機の環境条件を踏まえ-15℃から+36℃までを含む範囲を確認しており、-15℃では+37.5%程度、+36℃では-6%程度であった。

(f) 熱老化特性試験

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



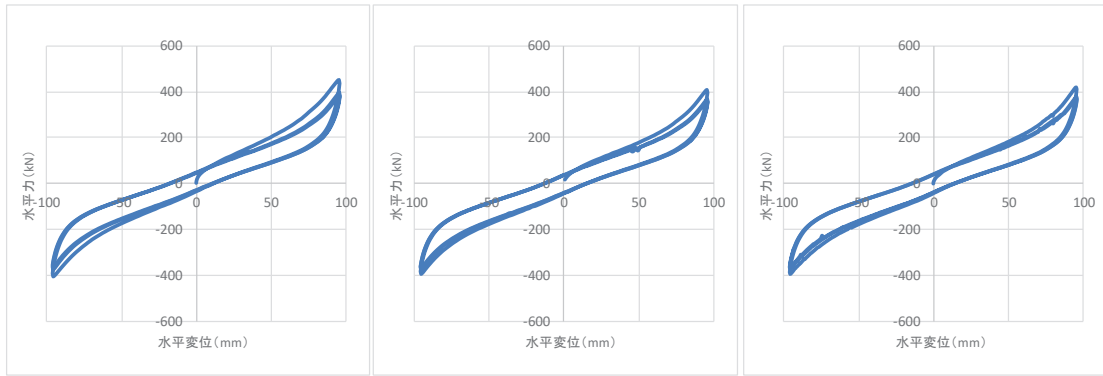
荷重-変位曲線（せん断ひずみ 左図：100%，中図：175%，右図：200%）



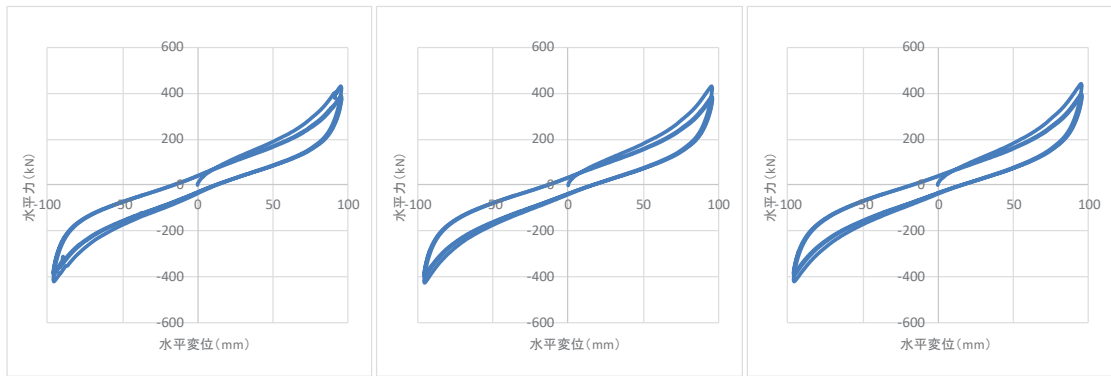
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：175%基準）

(a) せん断ひずみ依存性試験

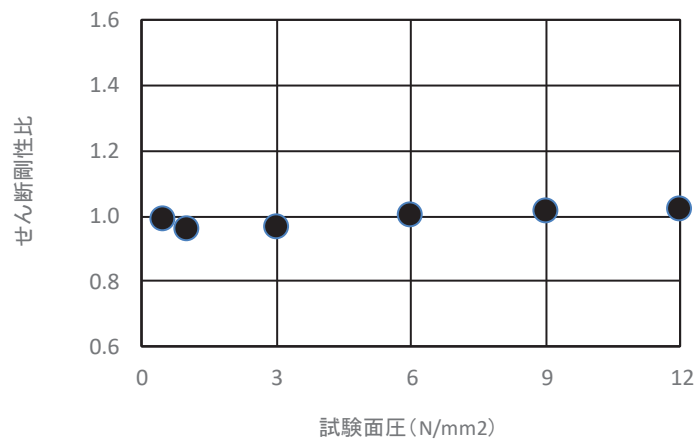
図1 せん断特性試験結果 (1/6)



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）



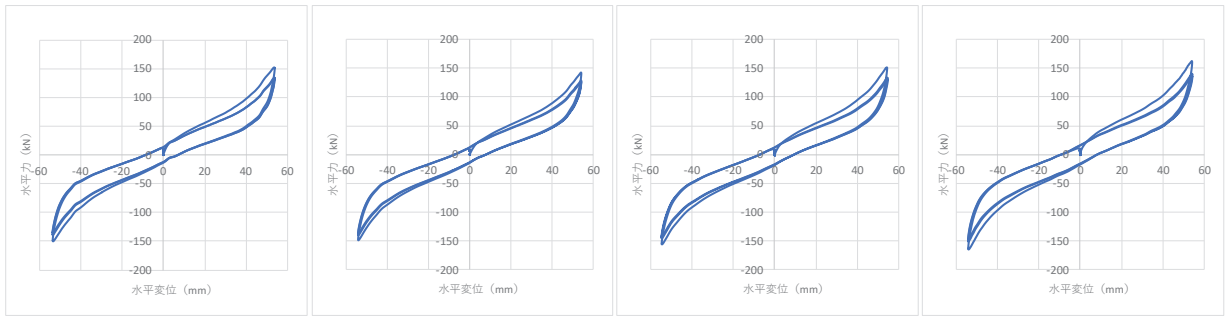
荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：6.0 N/mm²，中図：9.0 N/mm²，右図：12.0 N/mm²）



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）

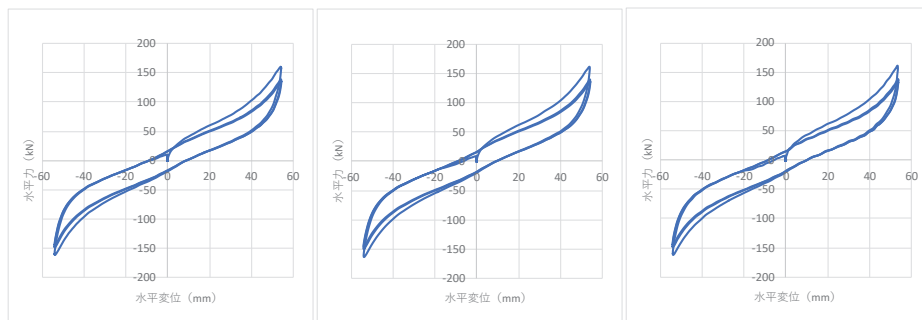
(b) 圧縮応力依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (2/6)



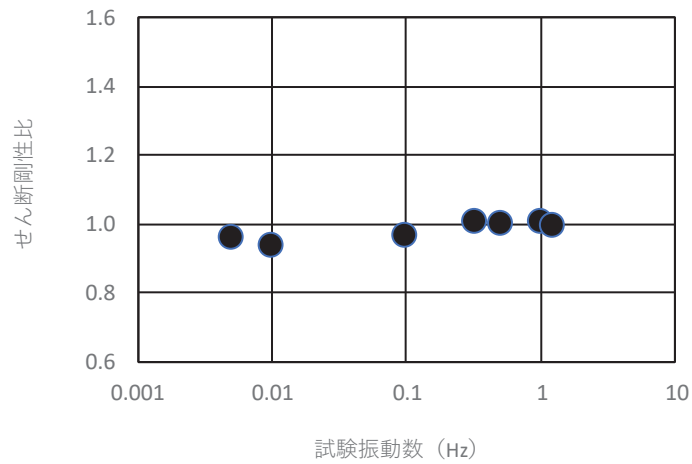
荷重-変位曲線

(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

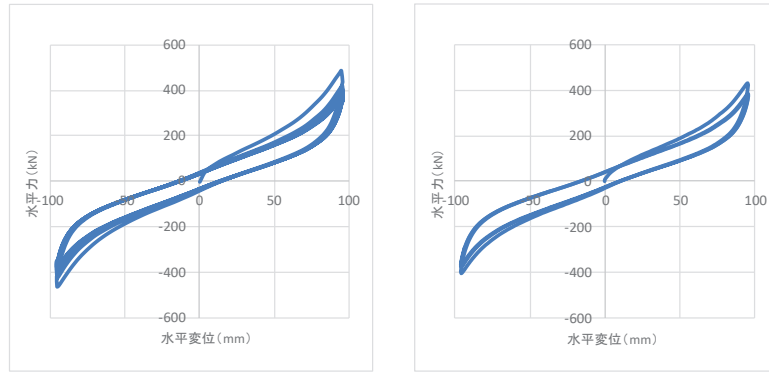
(振動数 左図：0.66Hz, 中図：1.0Hz, 右図：1.25Hz)



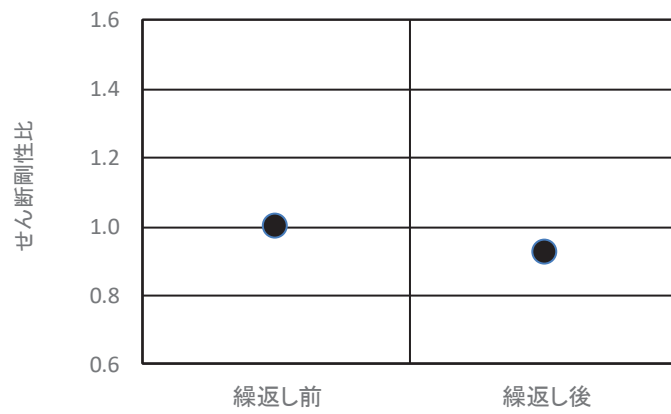
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：0.5Hz 基準)

(c) 振動数依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (3/6)



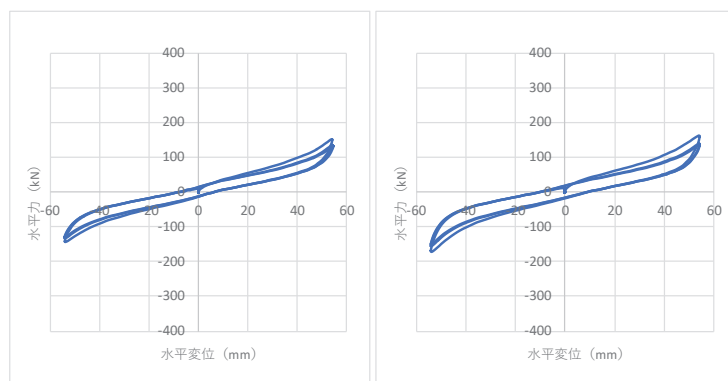
荷重-変位曲線（左図：繰返し前，右図：繰返し後）



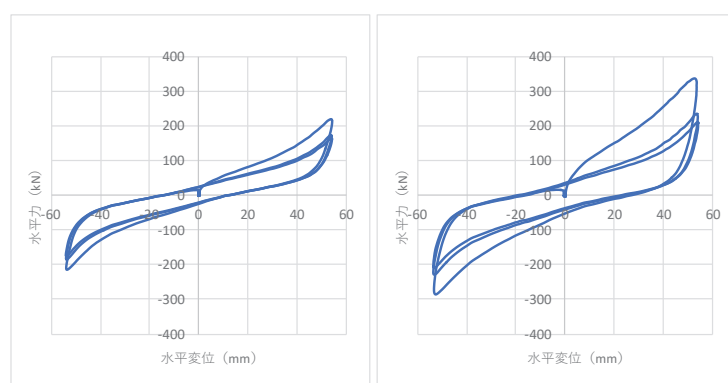
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：繰返し前基準）

(d) 繰返し数依存性試験

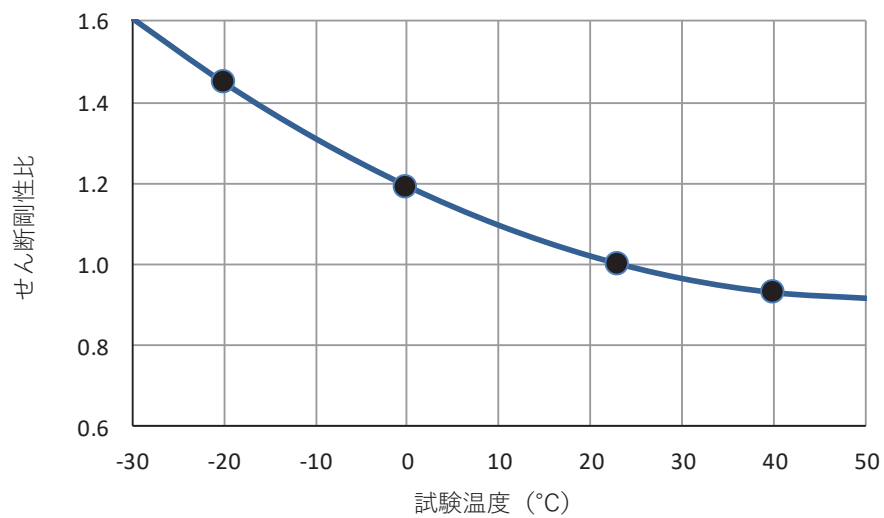
図1 せん断特性試験結果（4/6）



荷重-変位曲線 (左から 40°C, 23°C)



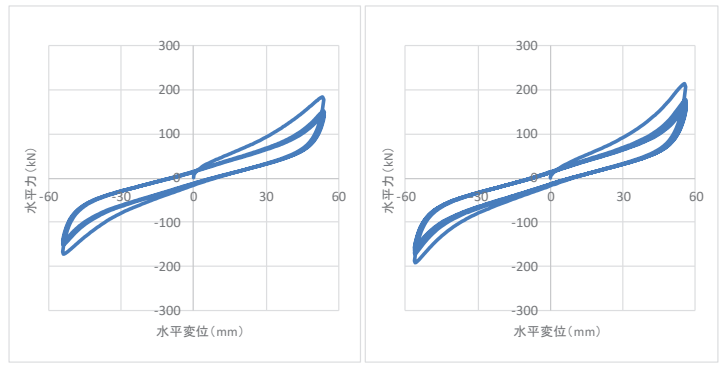
荷重-変位曲線 (左から 0°C, -20°C)



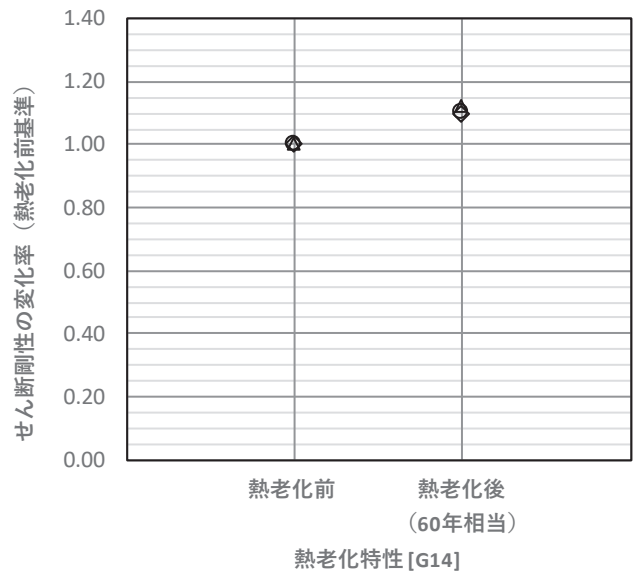
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比 : 23°C基準)

(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

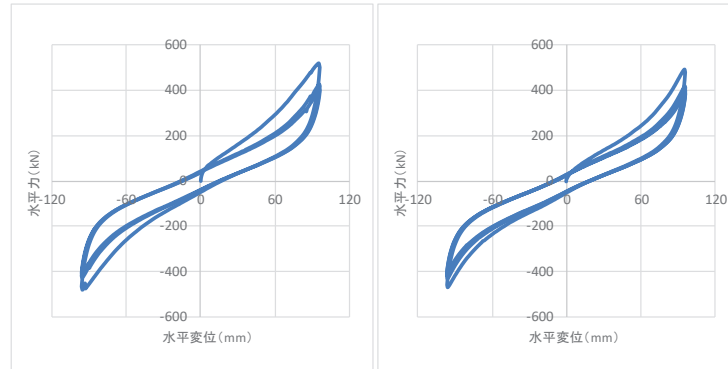
熱老化をさせていない試験体及び熱老化をさせた試験体それぞれに対して、a. と同様のせん断変形性能試験を行い、せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。

b. 試験結果

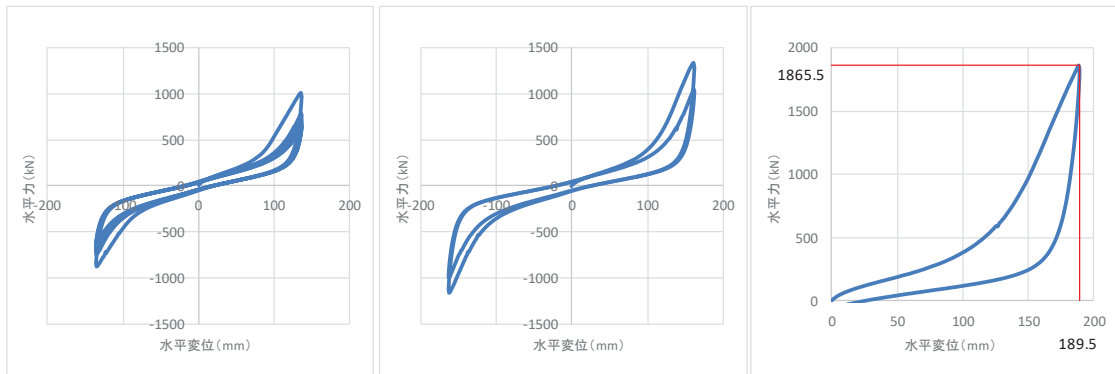
熱老化させていない試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図2及び図3に示す。使用期間60年相当の熱老化させた試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図4に示す。

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。

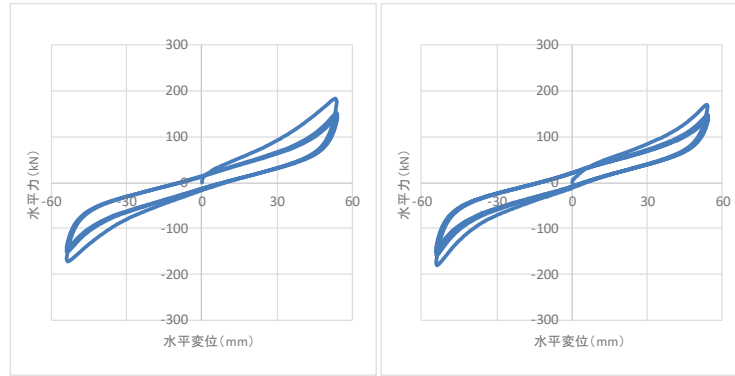


荷重-変位曲線 (左図：175% (品質管理試験), 右図：175%)

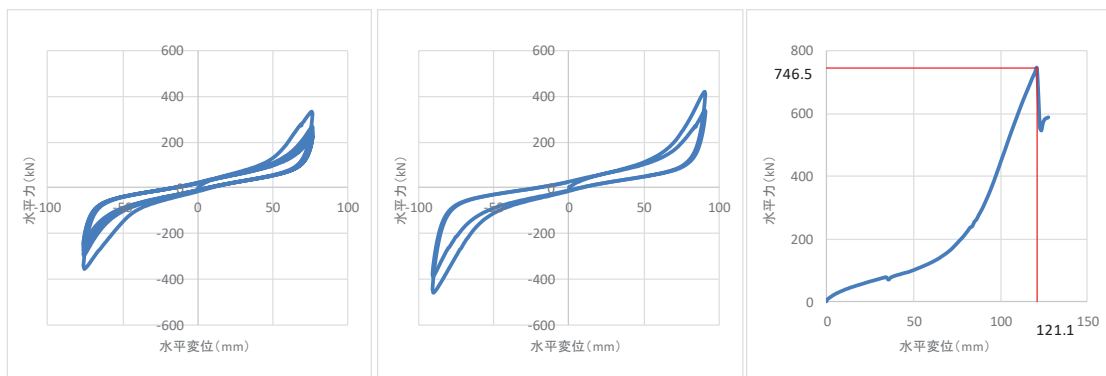


荷重-変位曲線 (左図：250%, 中図：300%, 右図：350%)

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)

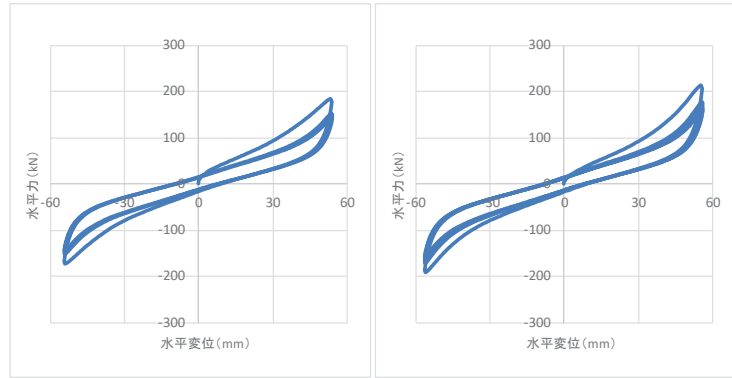


荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）

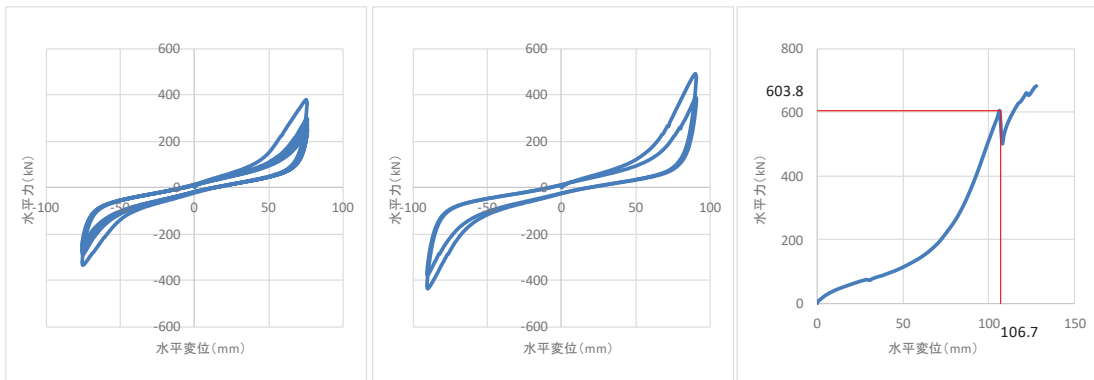


荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図3 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化無し）



荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図4 セン断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

(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。

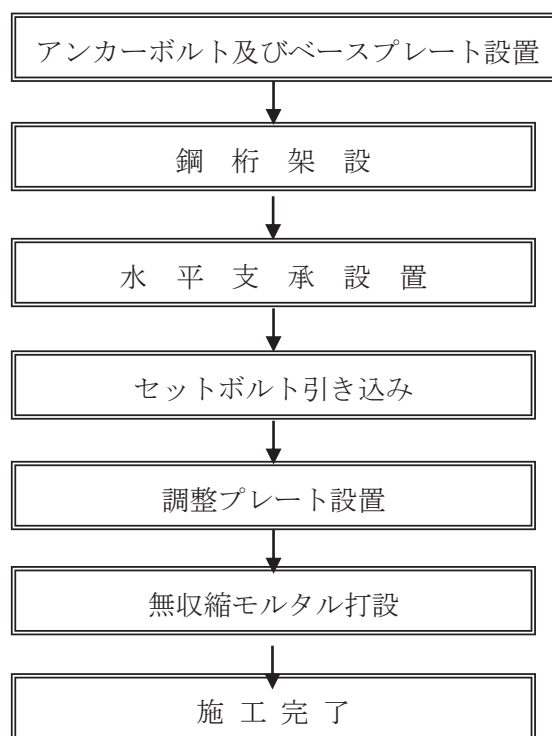


図1 水平支承の施工フロー

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。

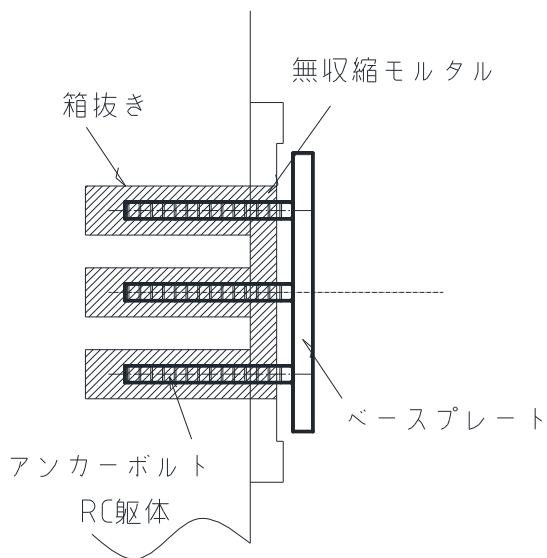


図 2(1) 水平支承の施工ステップ図

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。

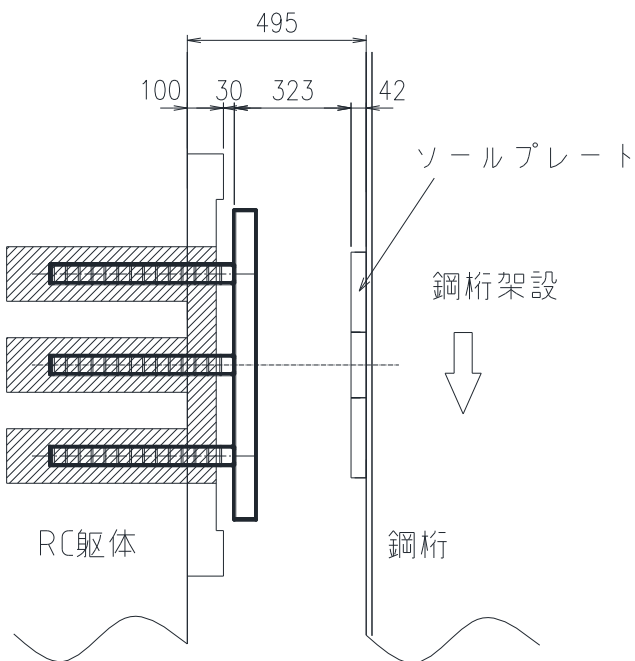


図 2(2) 水平支承の施工ステップ図

STEP3 水平支承設置

水平支承を所定の位置に吊り下ろす。

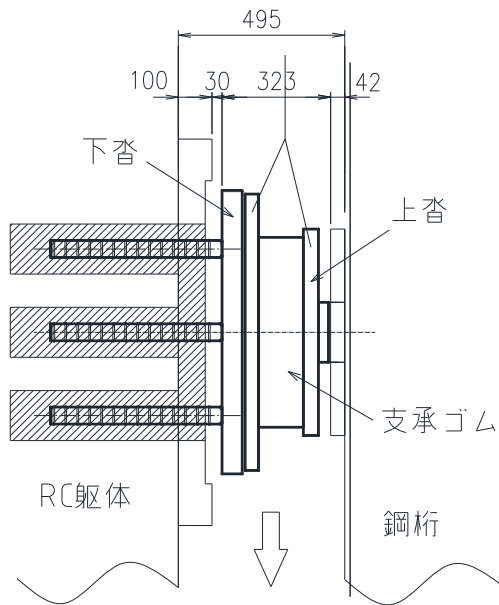


図 2(3) 水平支承の施工ステップ図

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。

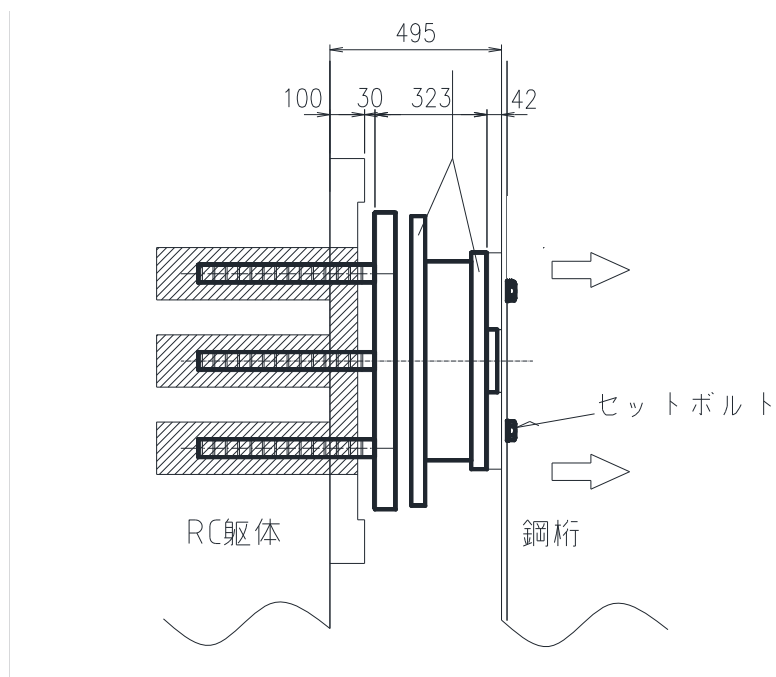
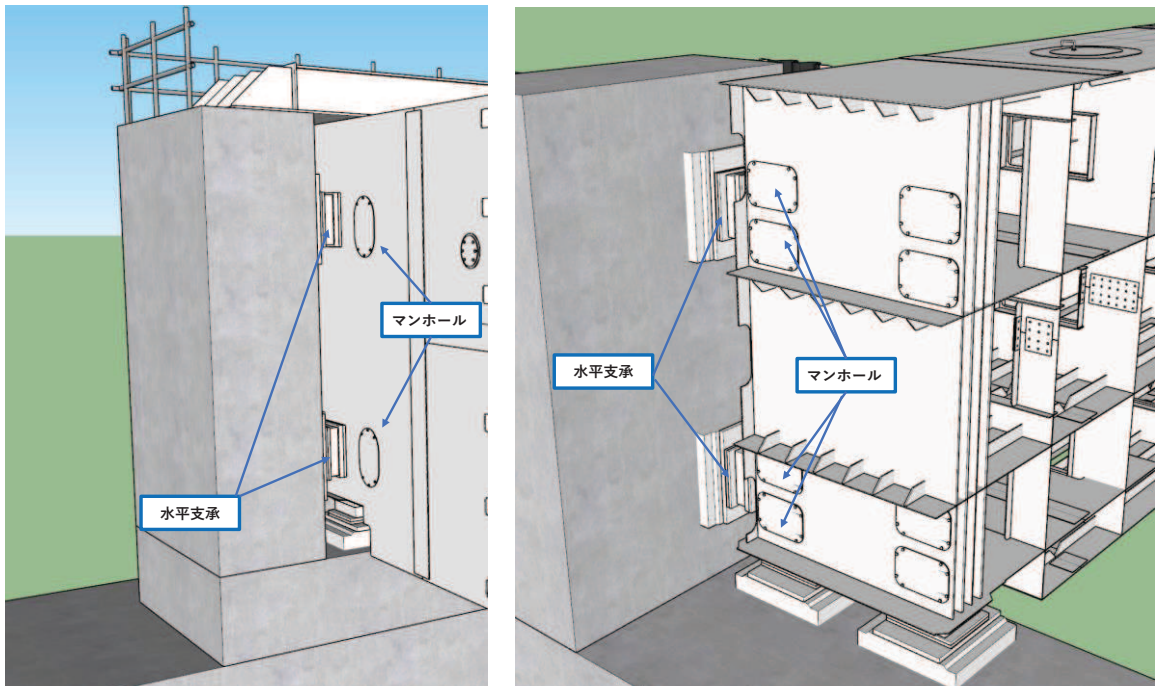
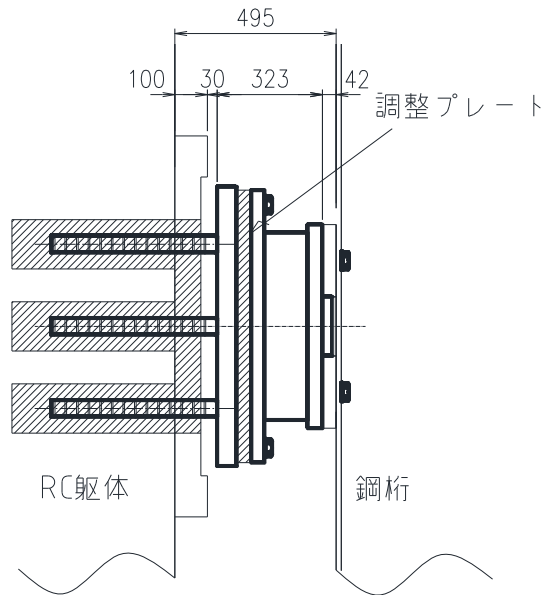


図 2(4) 水平支承の施工ステップ図

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。

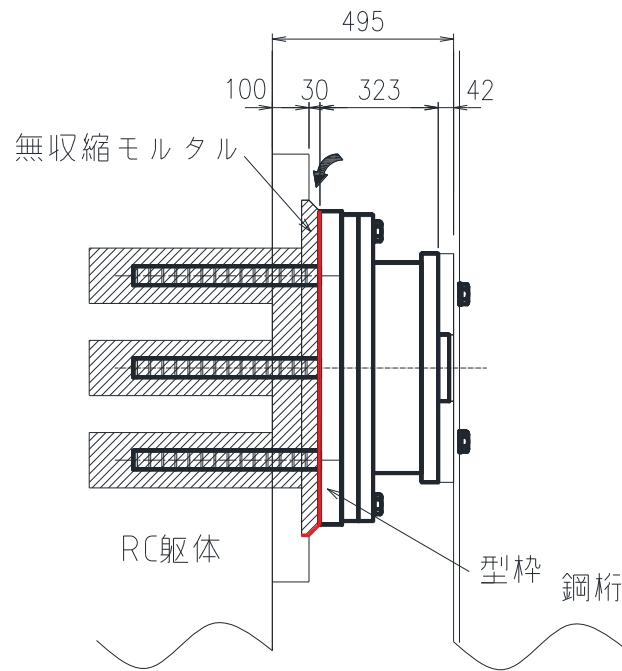


図 2(6) 水平支承の施工ステップ図

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。

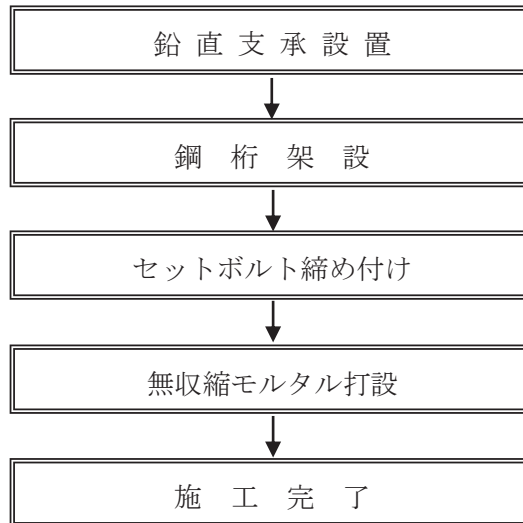


図3 鉛直支承の施工フロー

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。

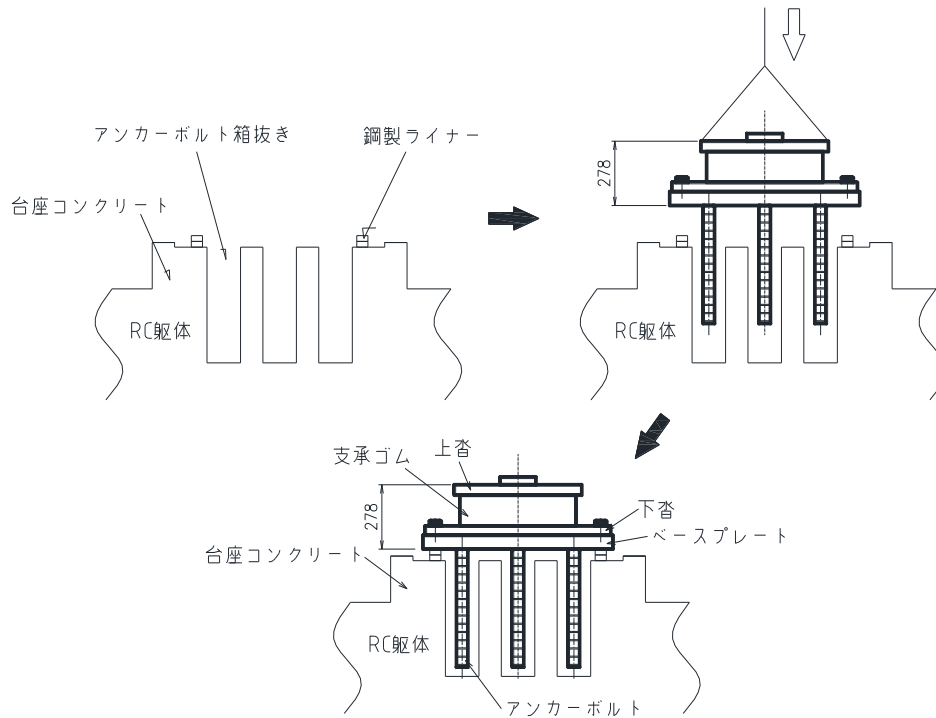


図 4(1) 鉛直支承の施工ステップ図

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。

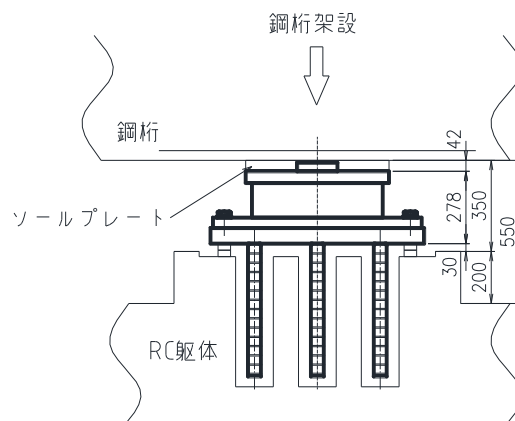


図 4(2) 鉛直支承の施工ステップ図

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。

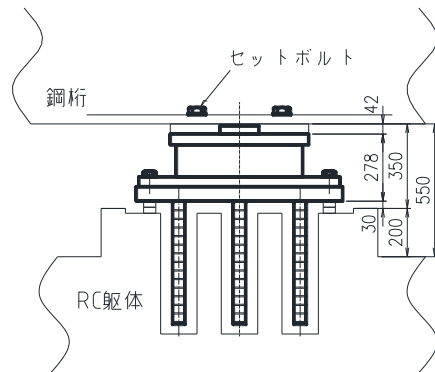
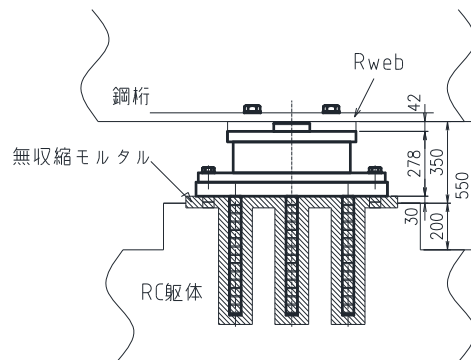


図 4(3) 鉛直支承の施工ステップ図

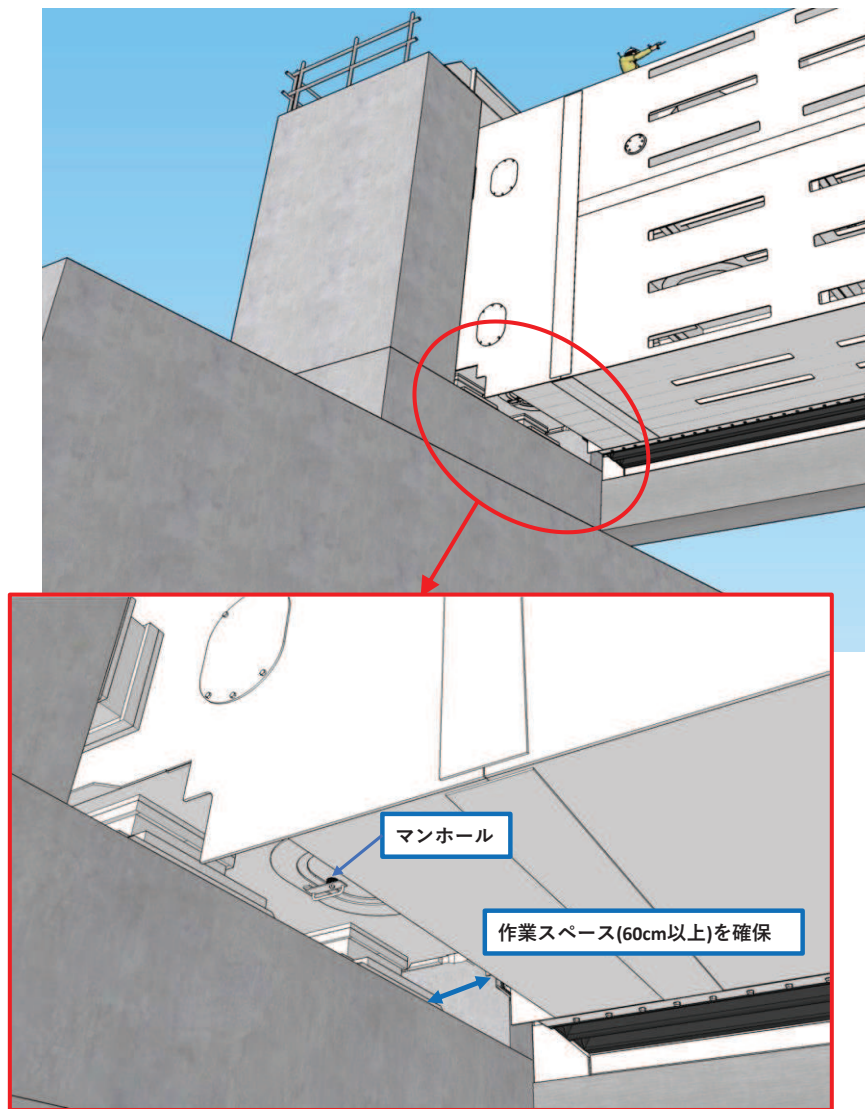
STEP4 無収縮モルタル打設

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(3) 鉛直支承の施工ステップ図



(マンホールの概要)

図 4(4) 鉛直支承の施工ステップ図

(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。

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。

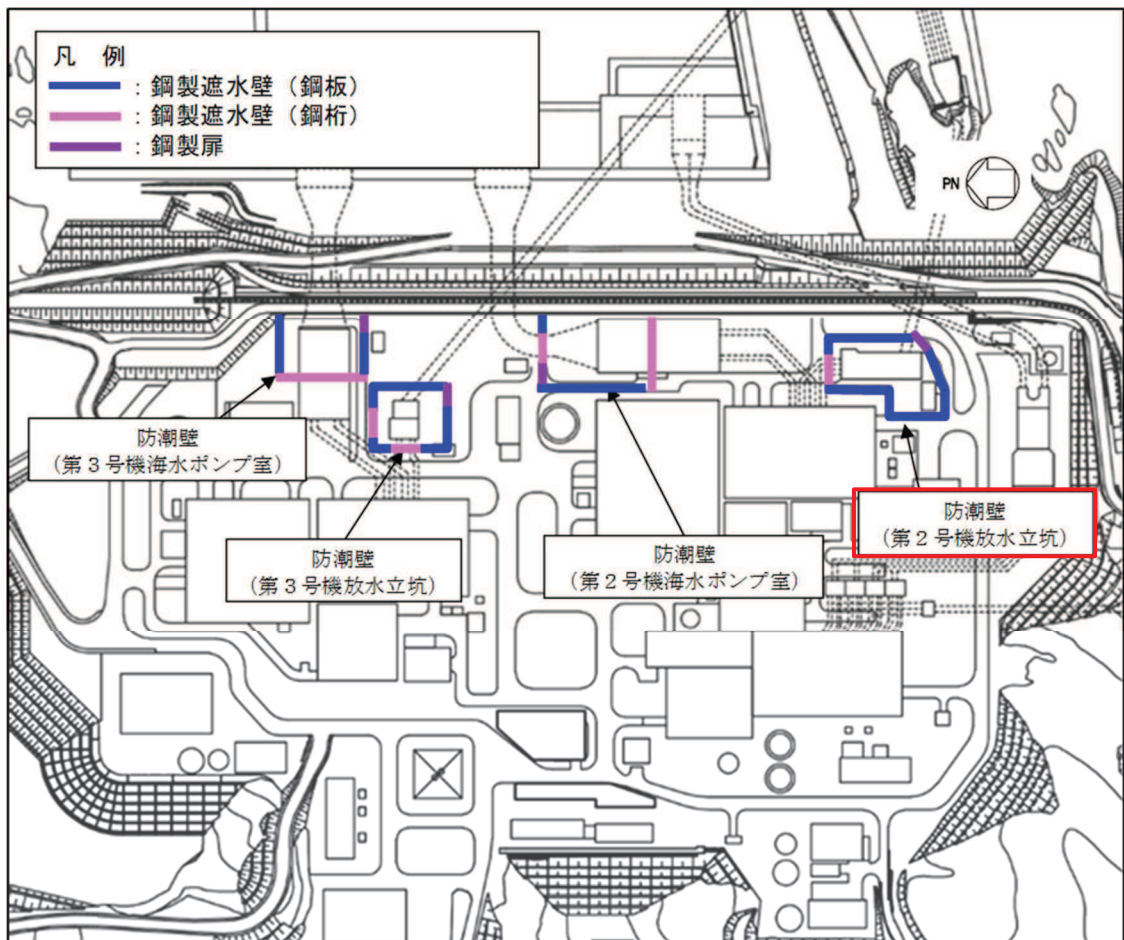


図2-1 第2号機放水立坑防潮壁の位置図

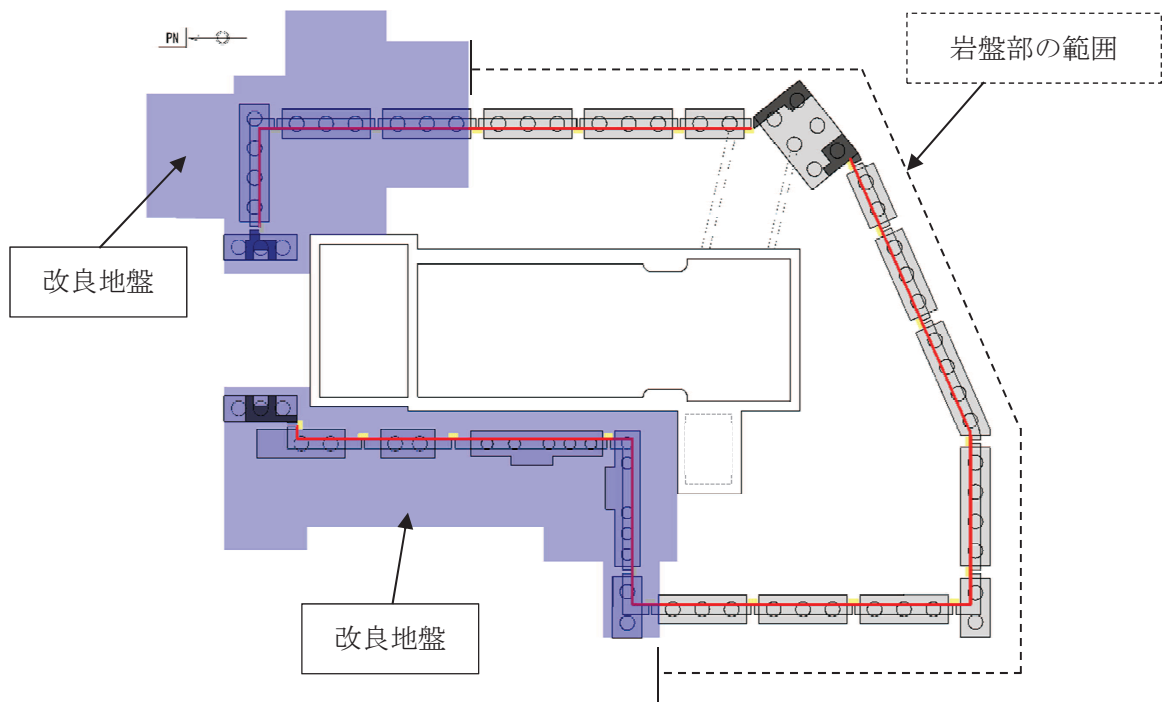
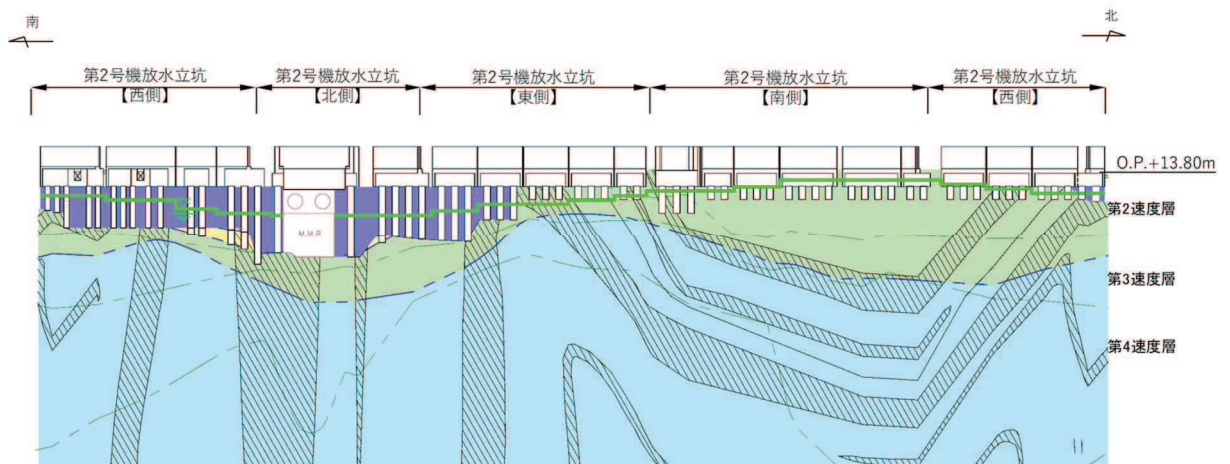


図2-2 第2号機放水立坑防潮壁 平面図



凡 例

	B 級		盛 土
	C-II 級		旧 表 土
	C-M 級		砂 岩
	C-L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 界 界
	改良地盤等		地 下 水 位

図 2-3 第 2 号機放水立坑防潮壁 地質縦断面図

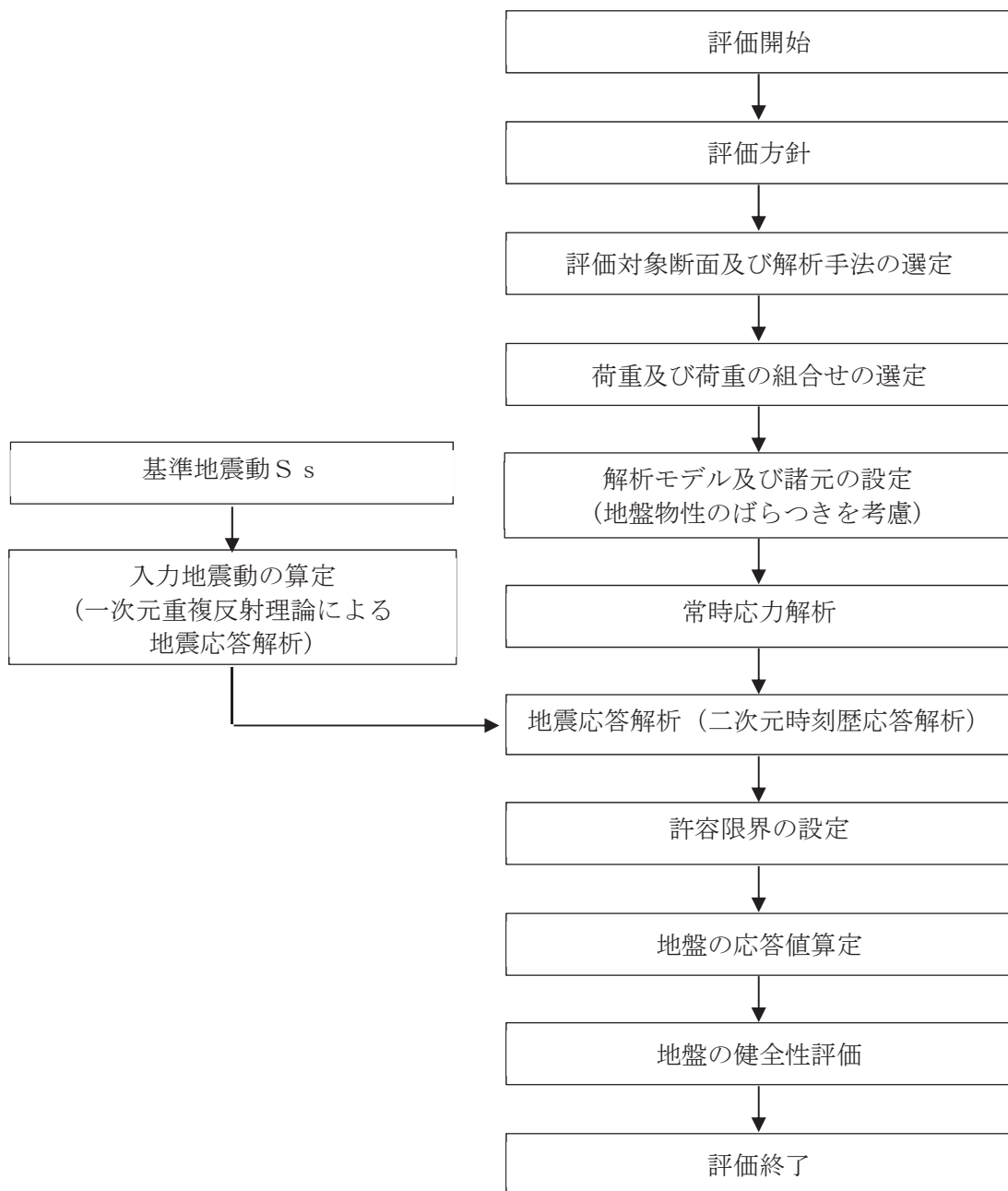


図 2-4 第 2 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

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。

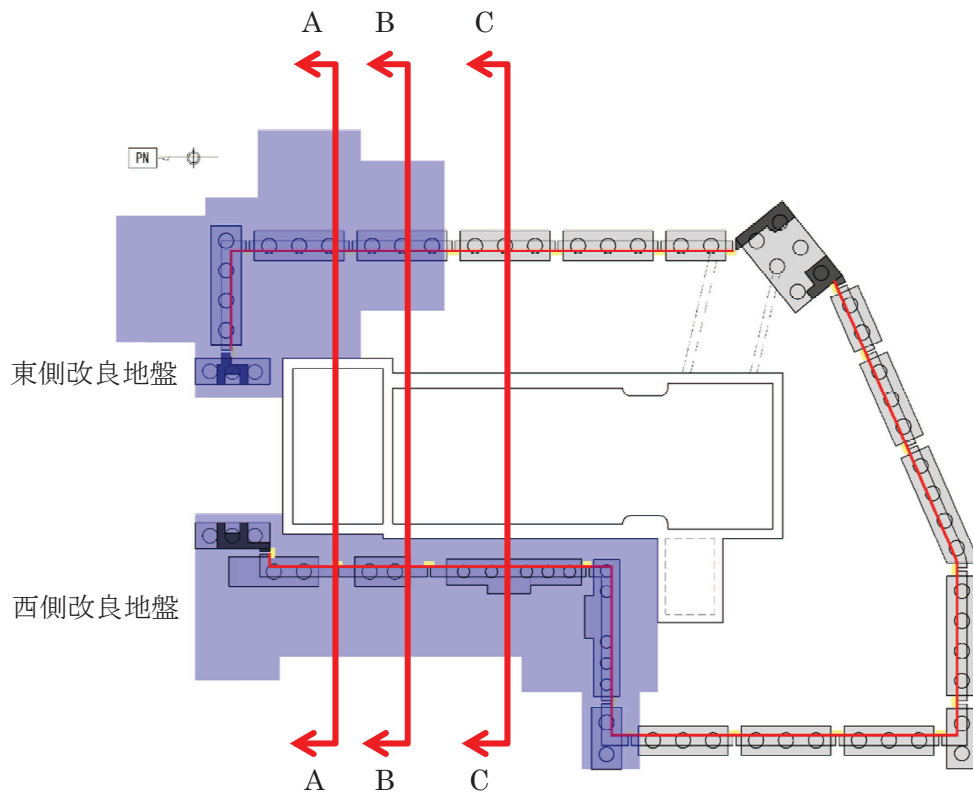


図2-5 第2号機放水立坑改良地盤 平面図

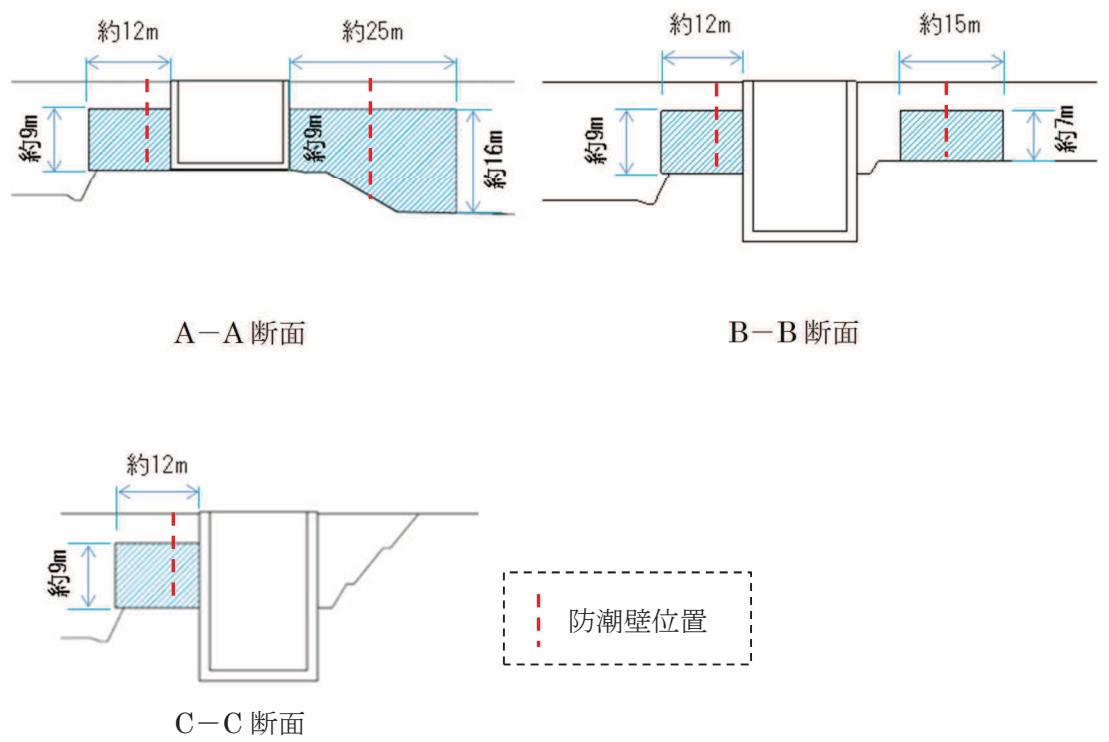


图 2-6 第 2 号機放水立坑改良地盤 断面图

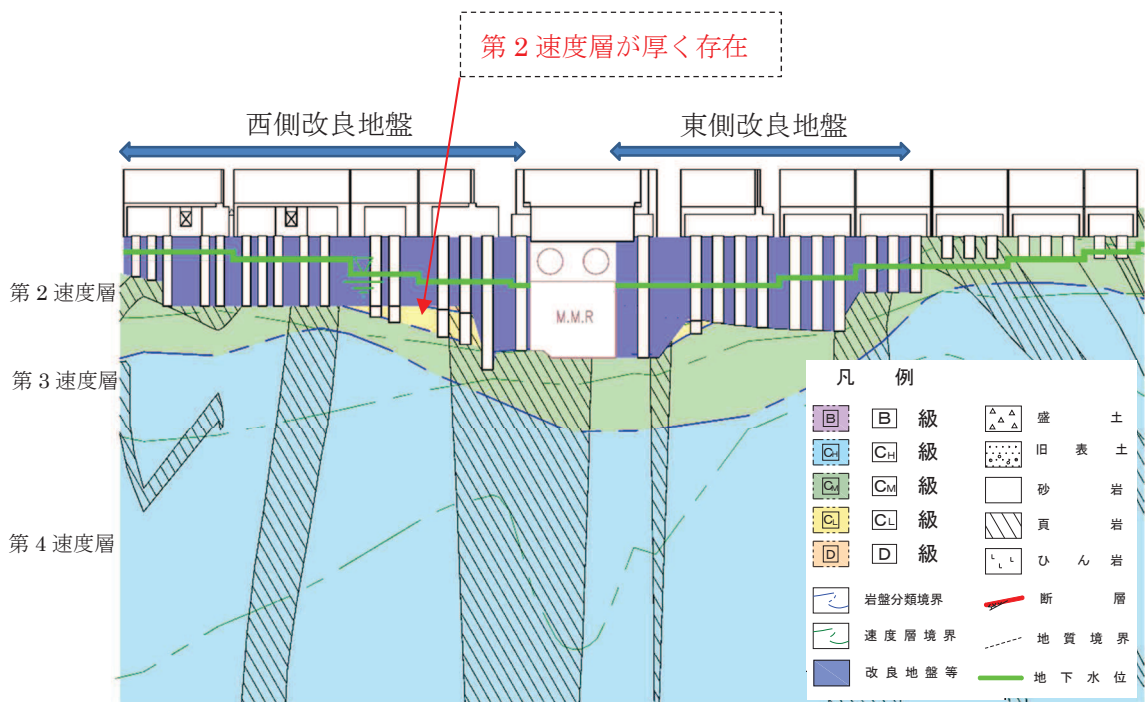


图 2-7 防潮壁部 地質縦断面图

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)。

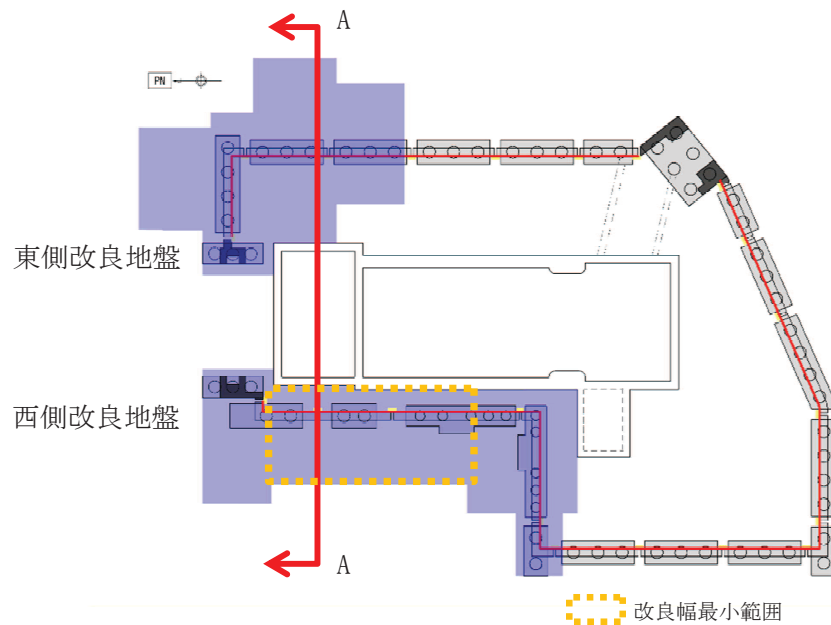


図2-8 第2号機放水立坑改良地盤評価対象断面 平面図

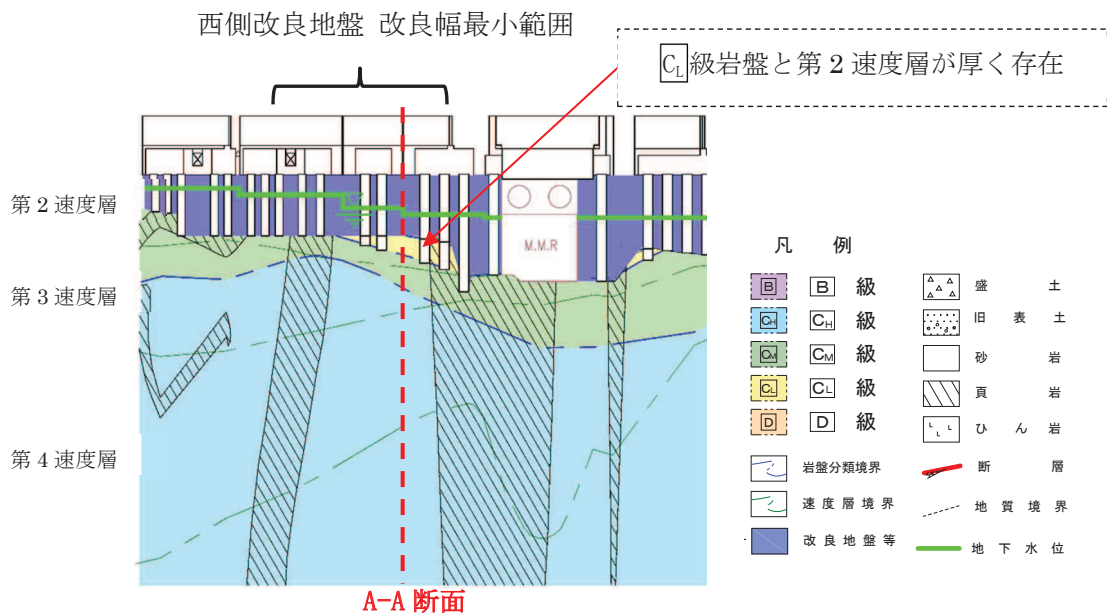


図2-9 防潮壁部地質縦断面図

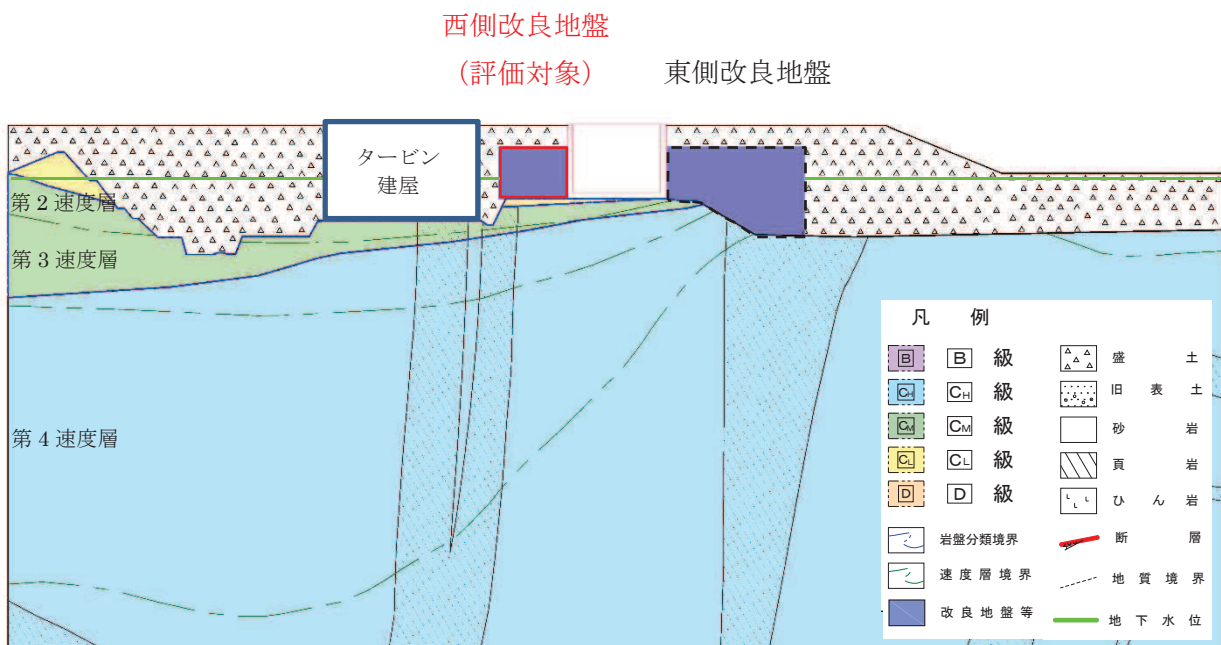


図2-10 2号放水立坑改良地盤の評価対象断面 地質断面図 (A-A断面)

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+ 1σ	平均値
ケース③	平均値- 1σ	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。

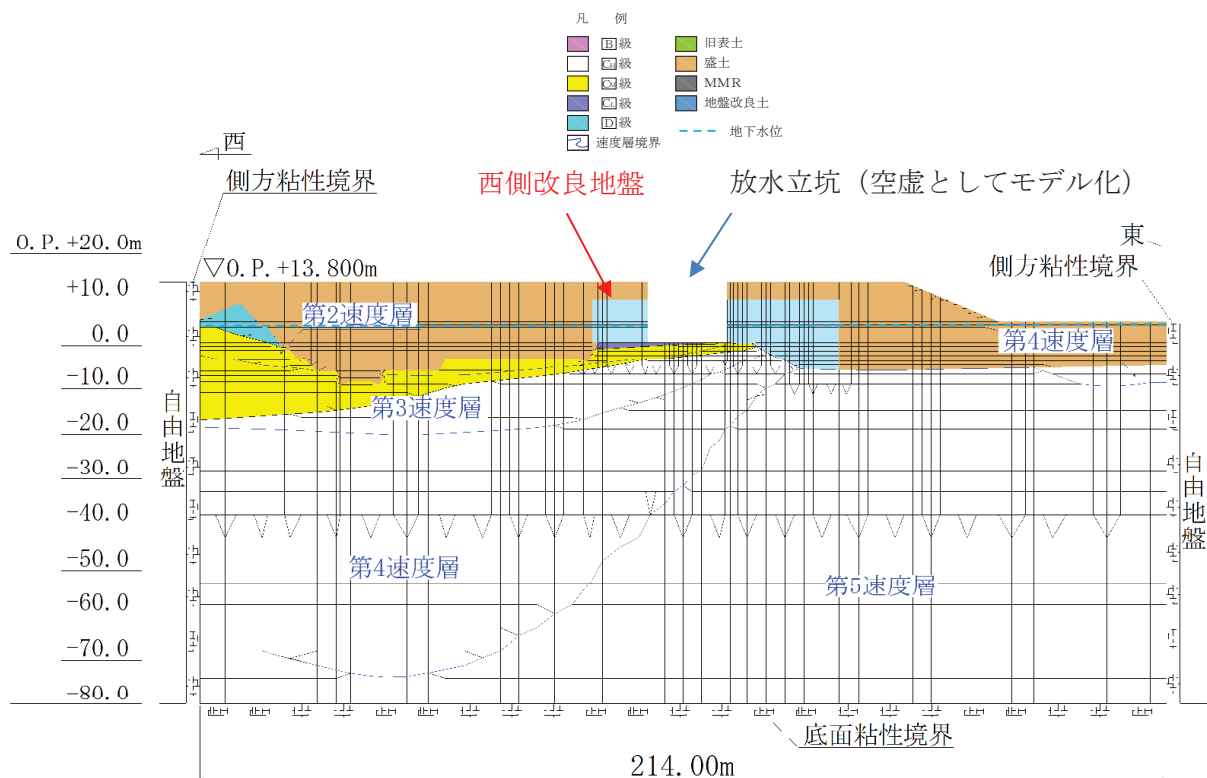


図2-11 第2号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

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。

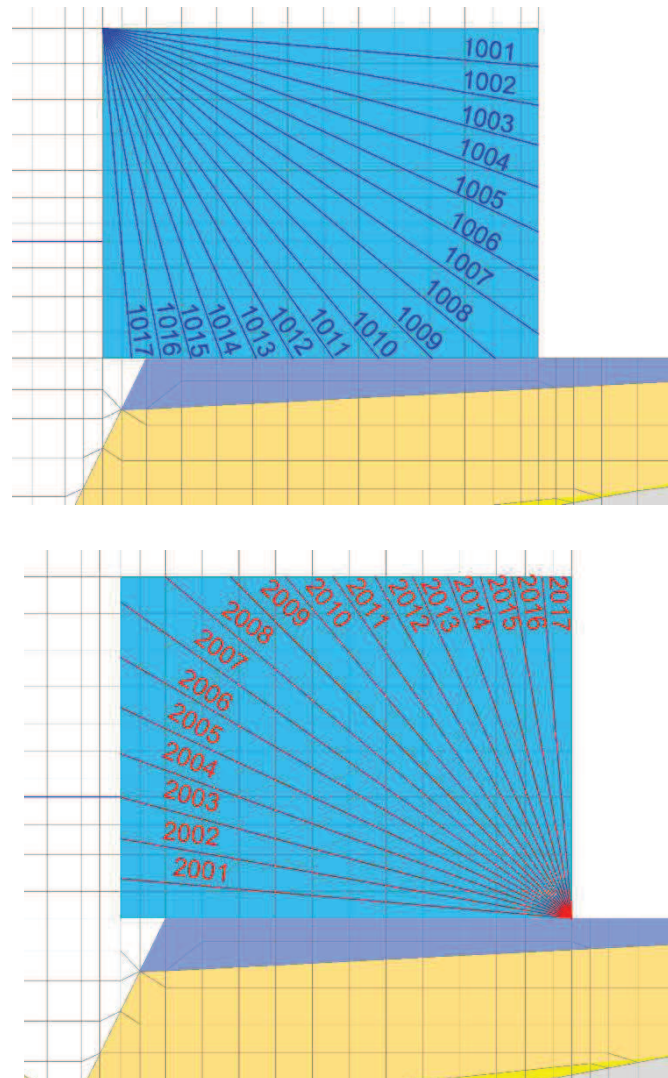


図2-12 第2号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

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

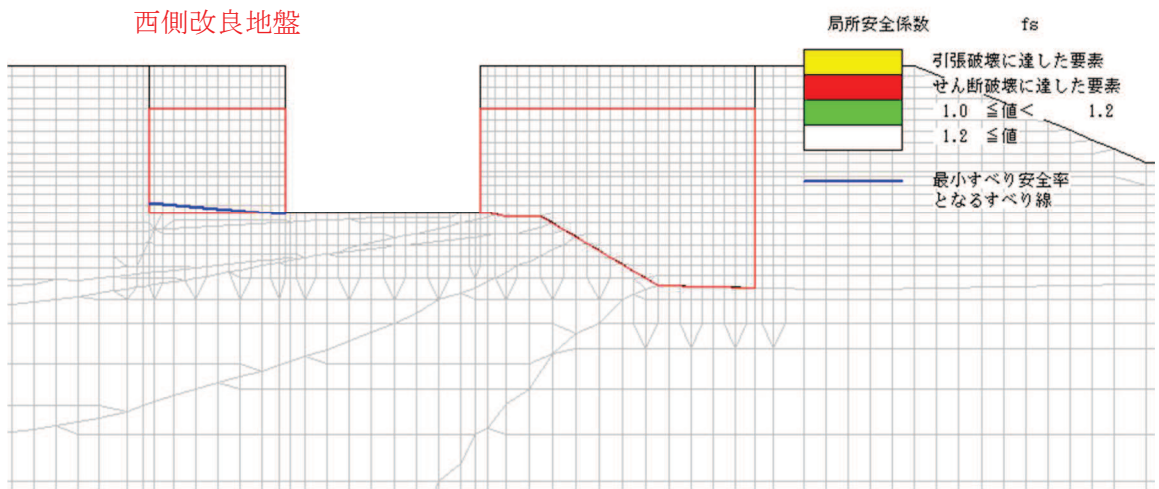


図 2-13 第 2 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$)

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。

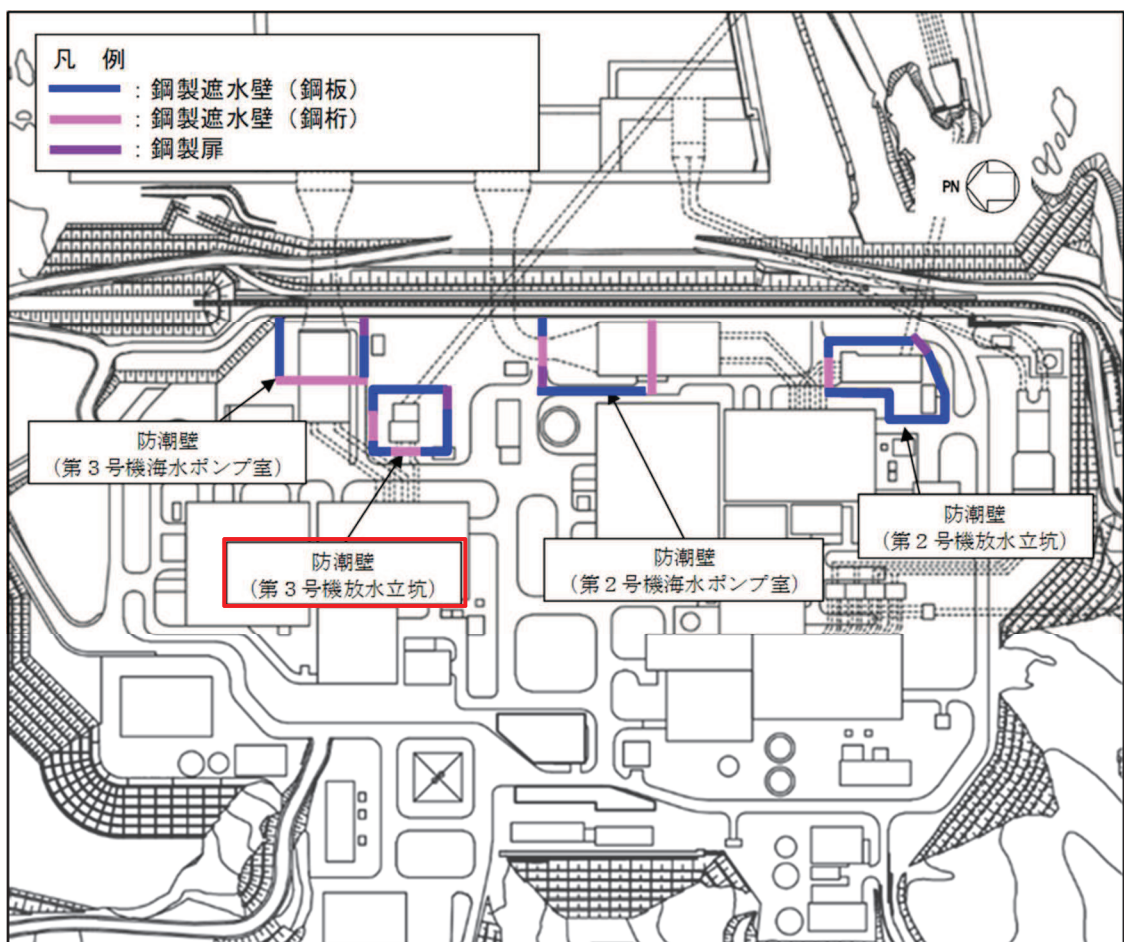


図3-1 3号放水立坑防潮壁の位置図

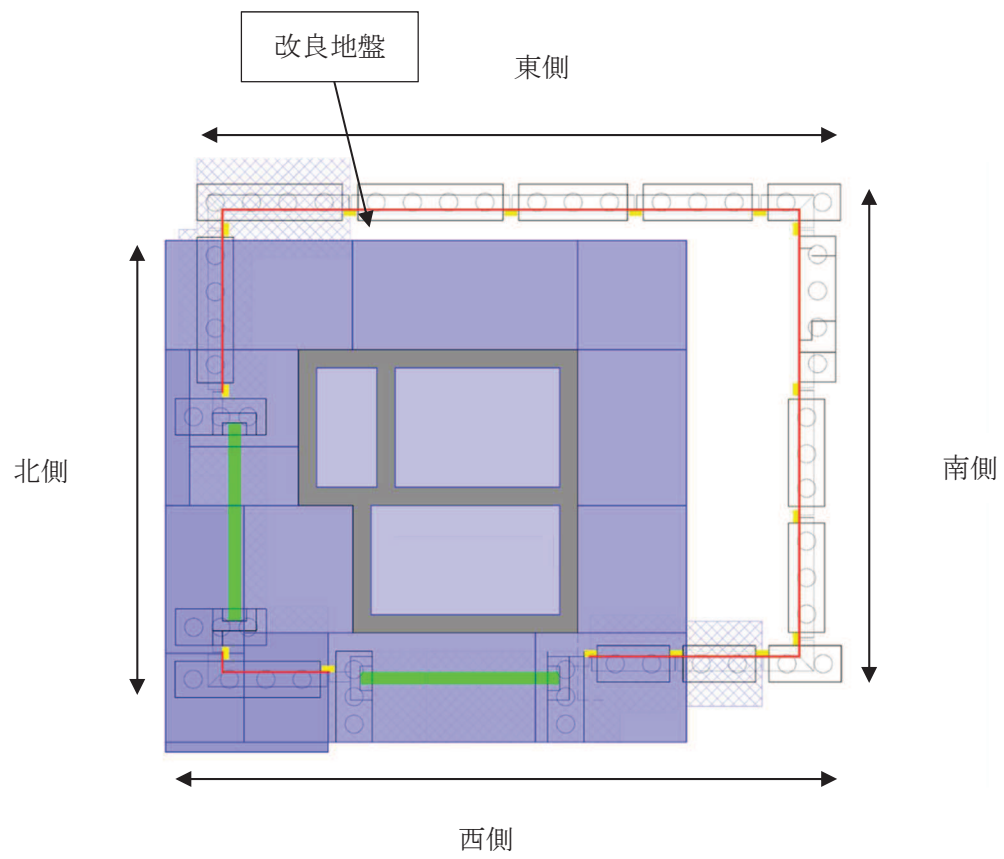


图3-2 3号放水立坑防潮壁 平面图

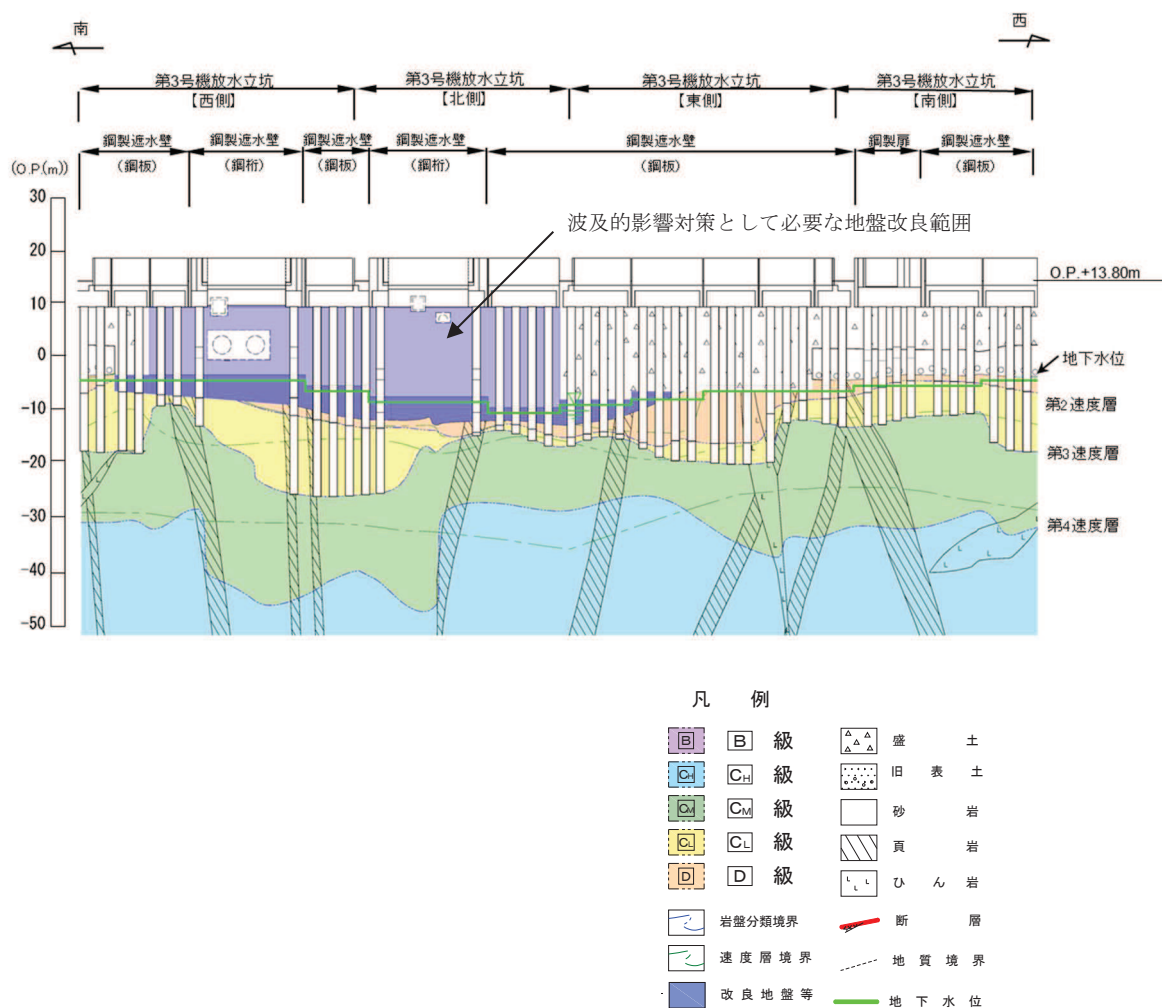


図 3-3 3号放水立坑防潮壁 地質縦断面図

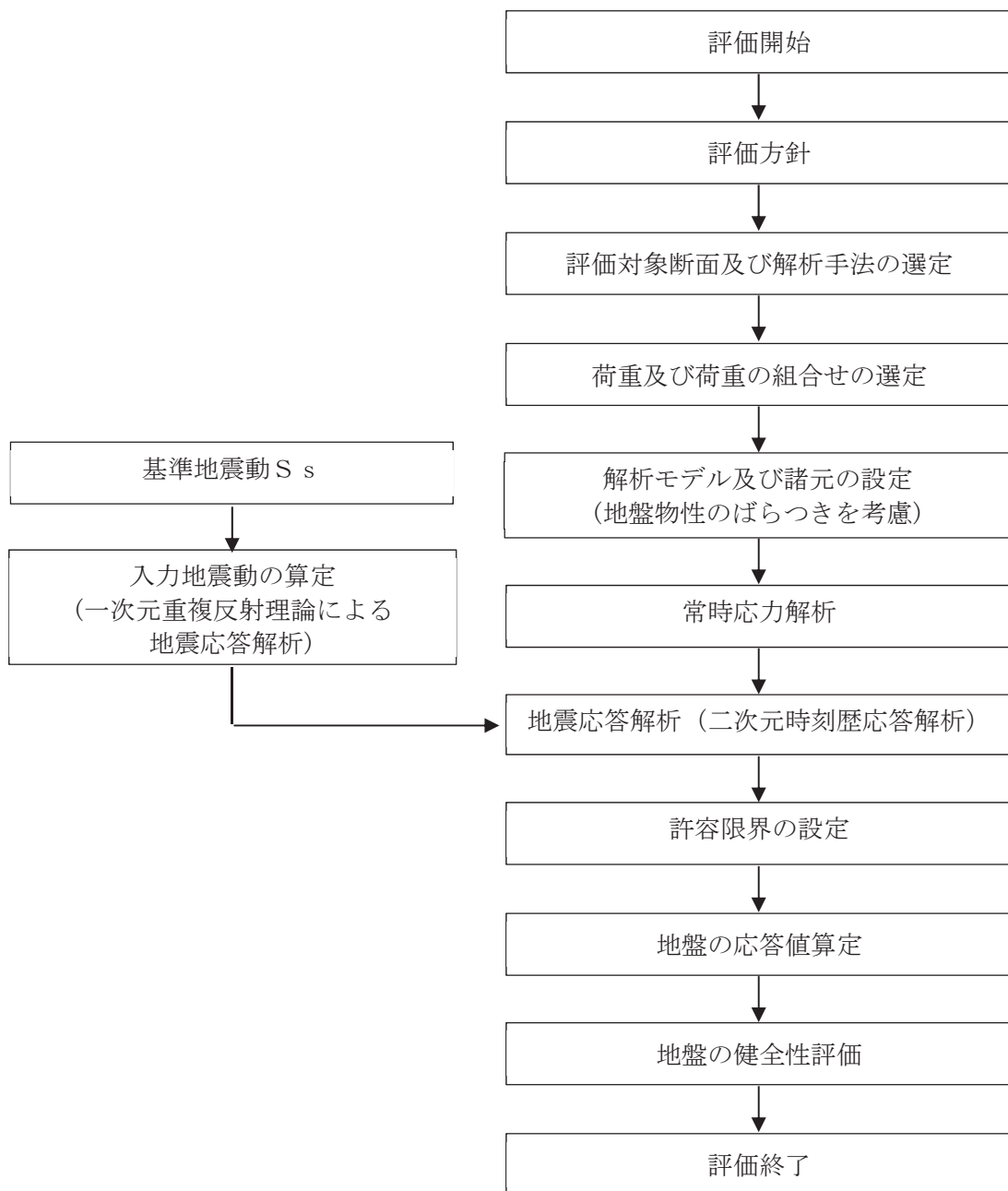


図 3-4 第 3 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

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。

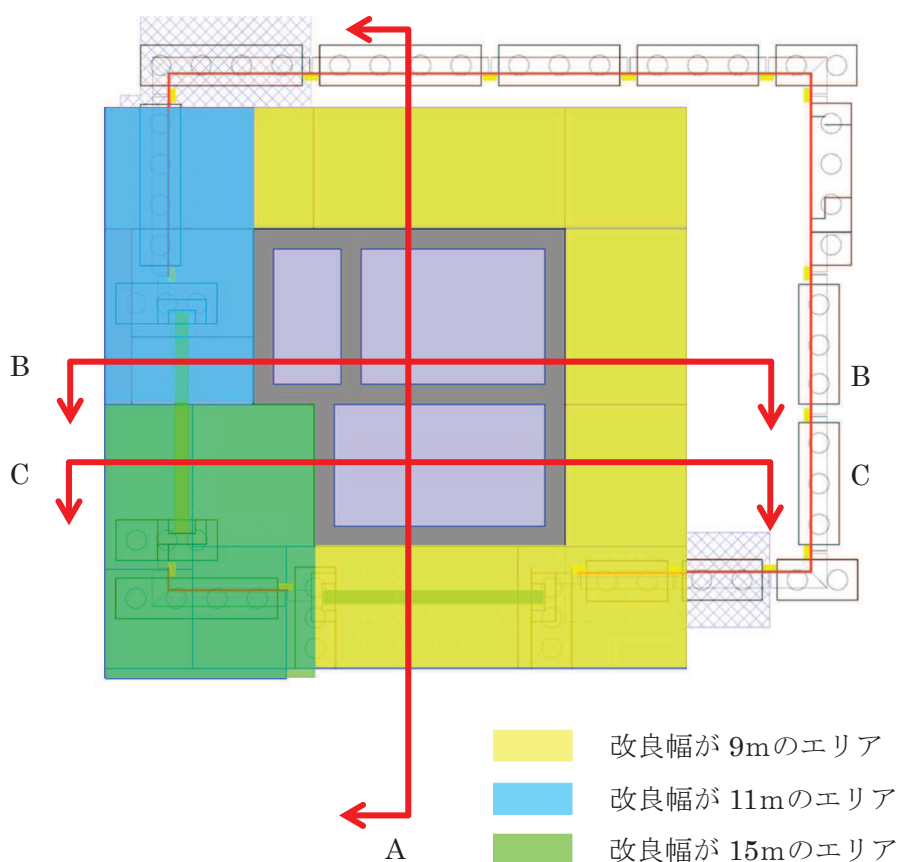
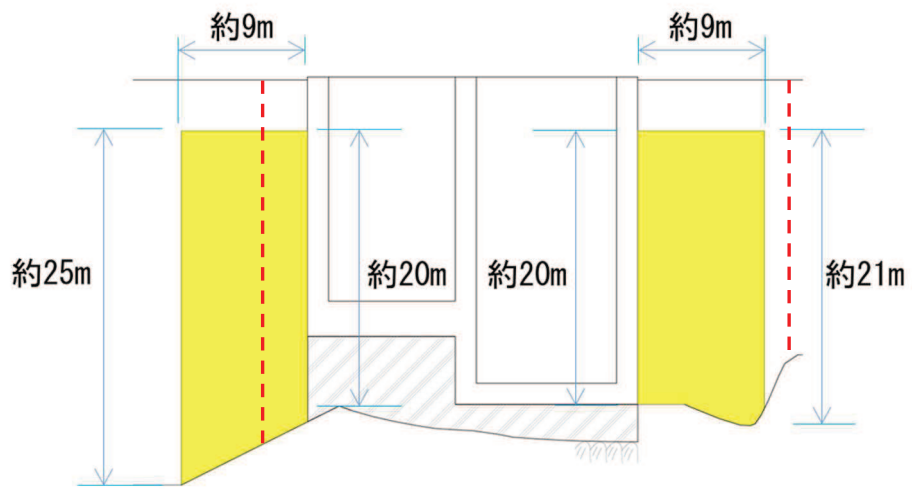
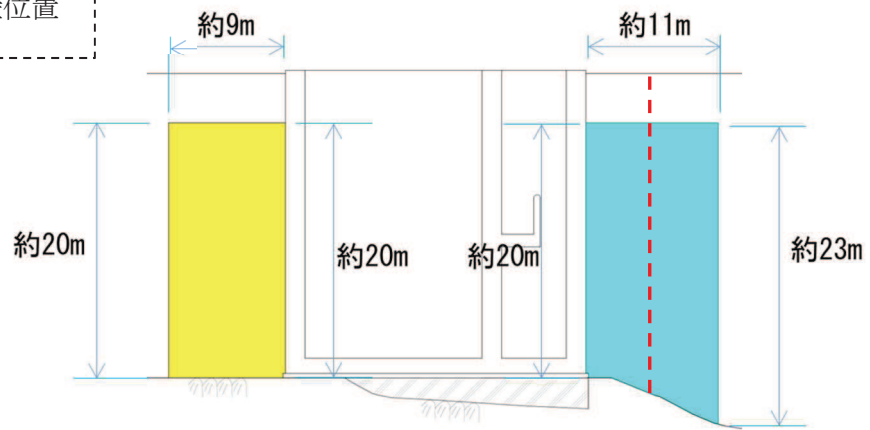


図3-5 第3号機放水立坑改良地盤 平面図

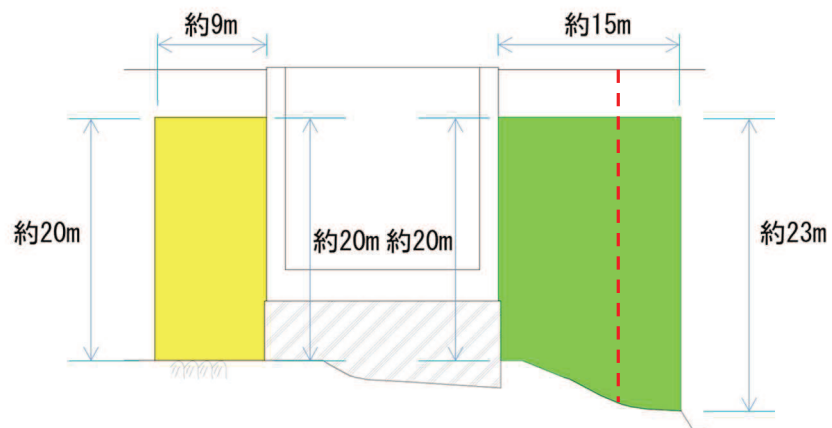


A-A 断面

防潮壁位置



B-B 断面



C-C 断面

图 3-6 第 3 号機放水立坑改良地盤 断面图

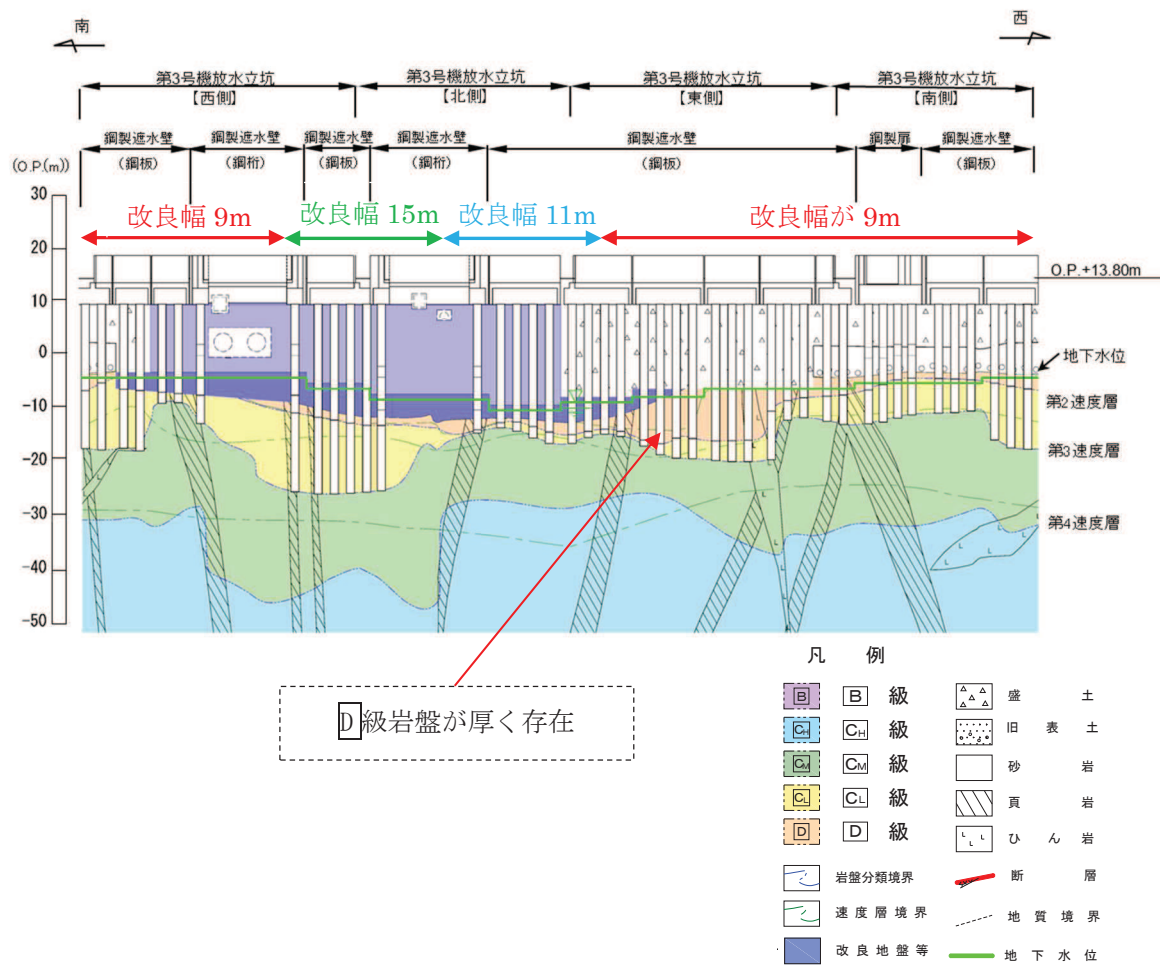


図 3-7 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

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 D₁ 級岩盤上に存在。
- ・改良幅が 9m のエリアの南側：改良地盤は C₁ 級岩盤上に存在。
- ・改良幅が 9m のエリアの西側：改良地盤は C₁ 級岩盤上に存在。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 D₁ 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）をとおり A-A 断面を評価対象断面に選定する。

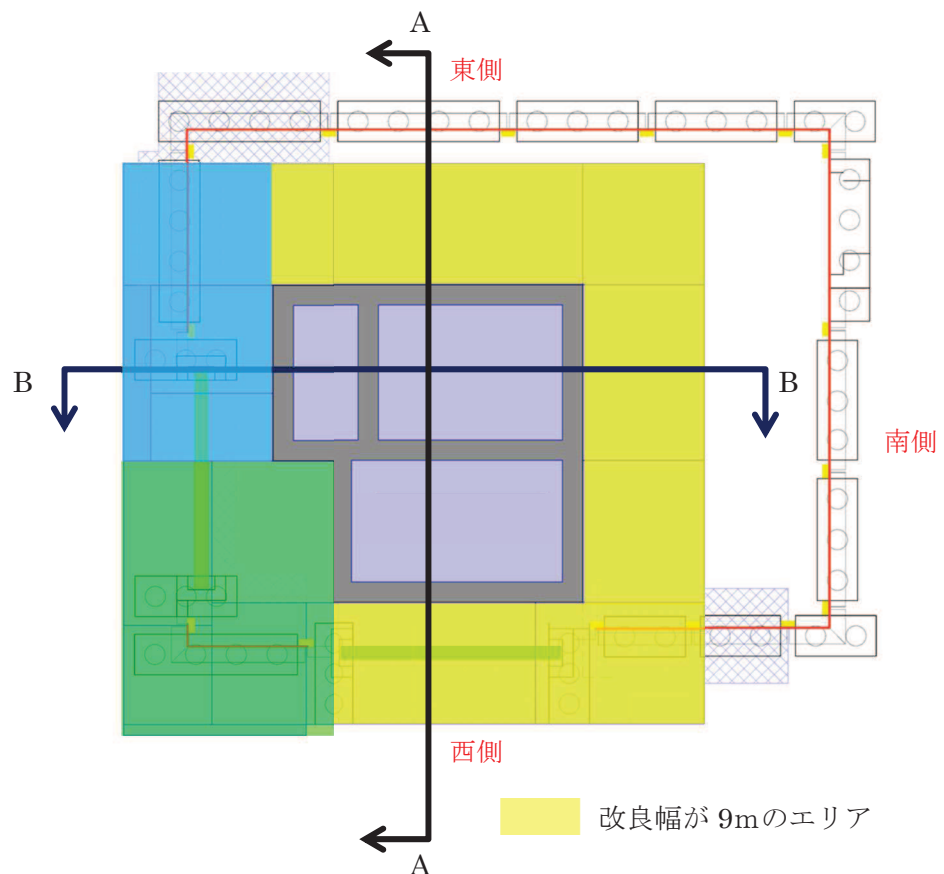


図 3-8 第 3 号機放水立坑評価対象断面 平面図

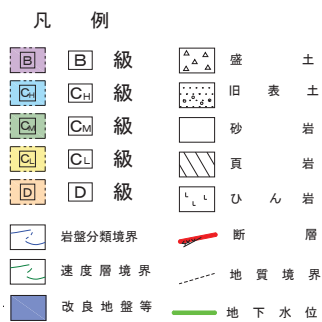
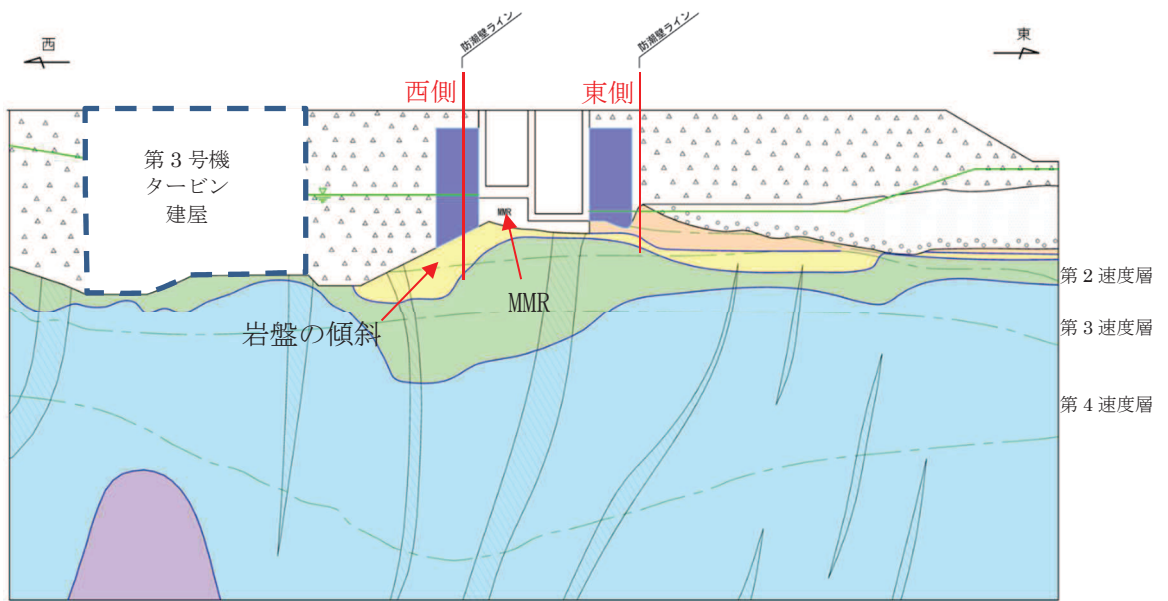


図 3-9 第 3 号機放水立坑地質断面図 (A-A 断面)

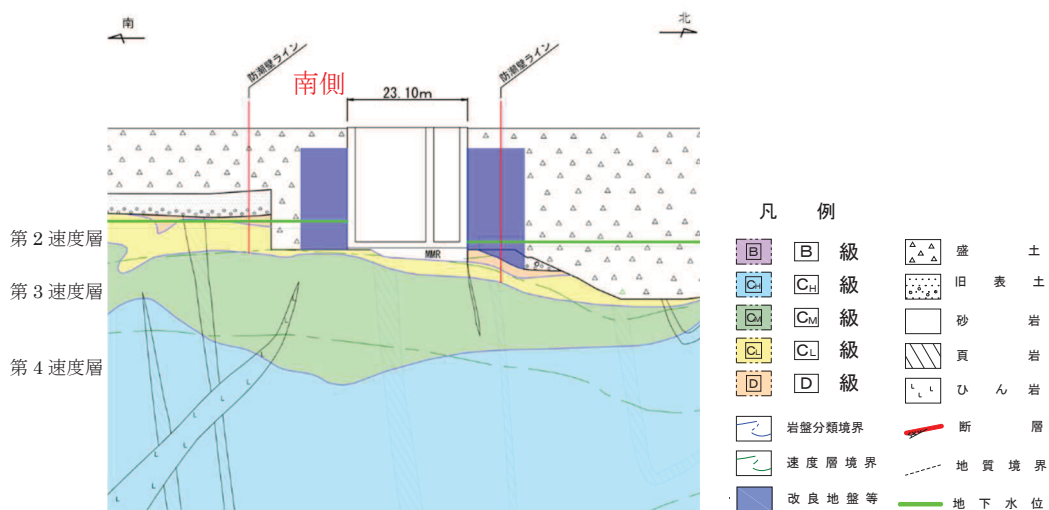


図 3-10 第 3 号機放水立坑地質断面図 (B-B 断面)

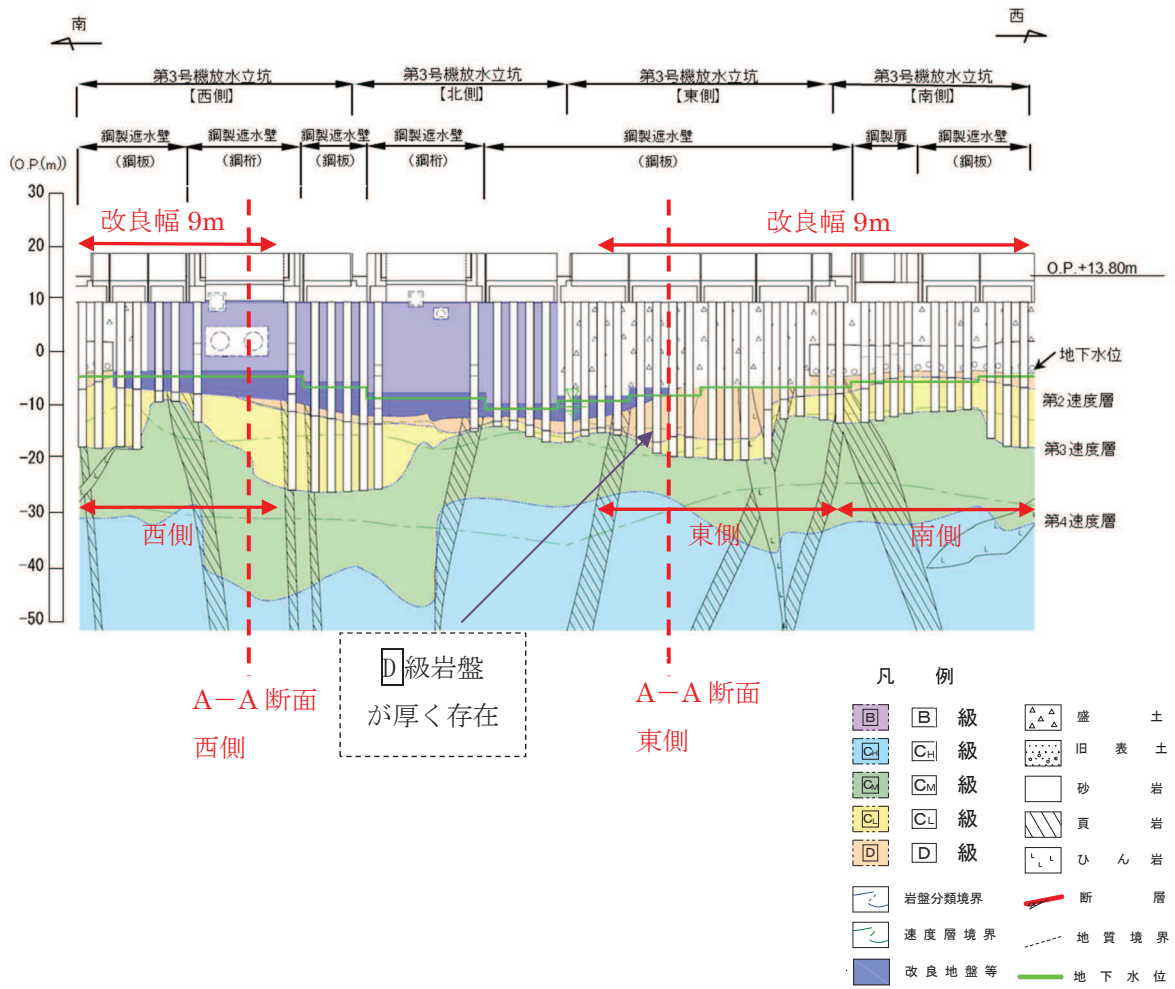


図 3-11 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

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_o : 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。

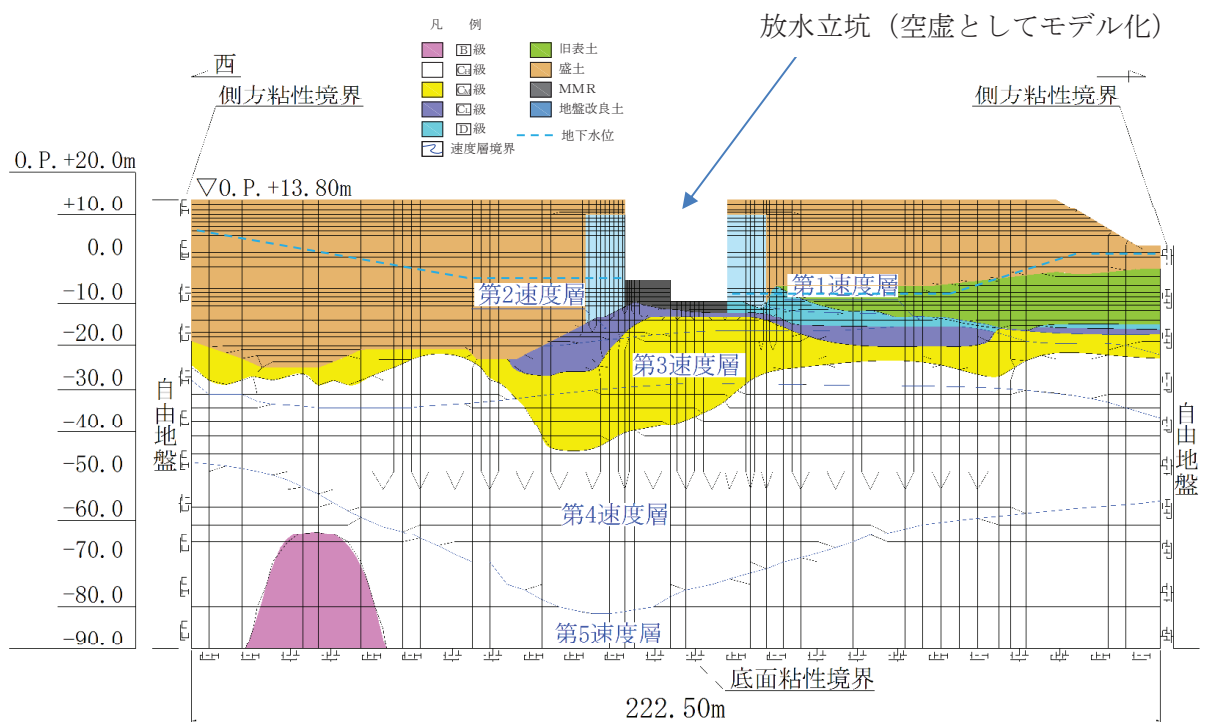


図3-12 第3号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

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。

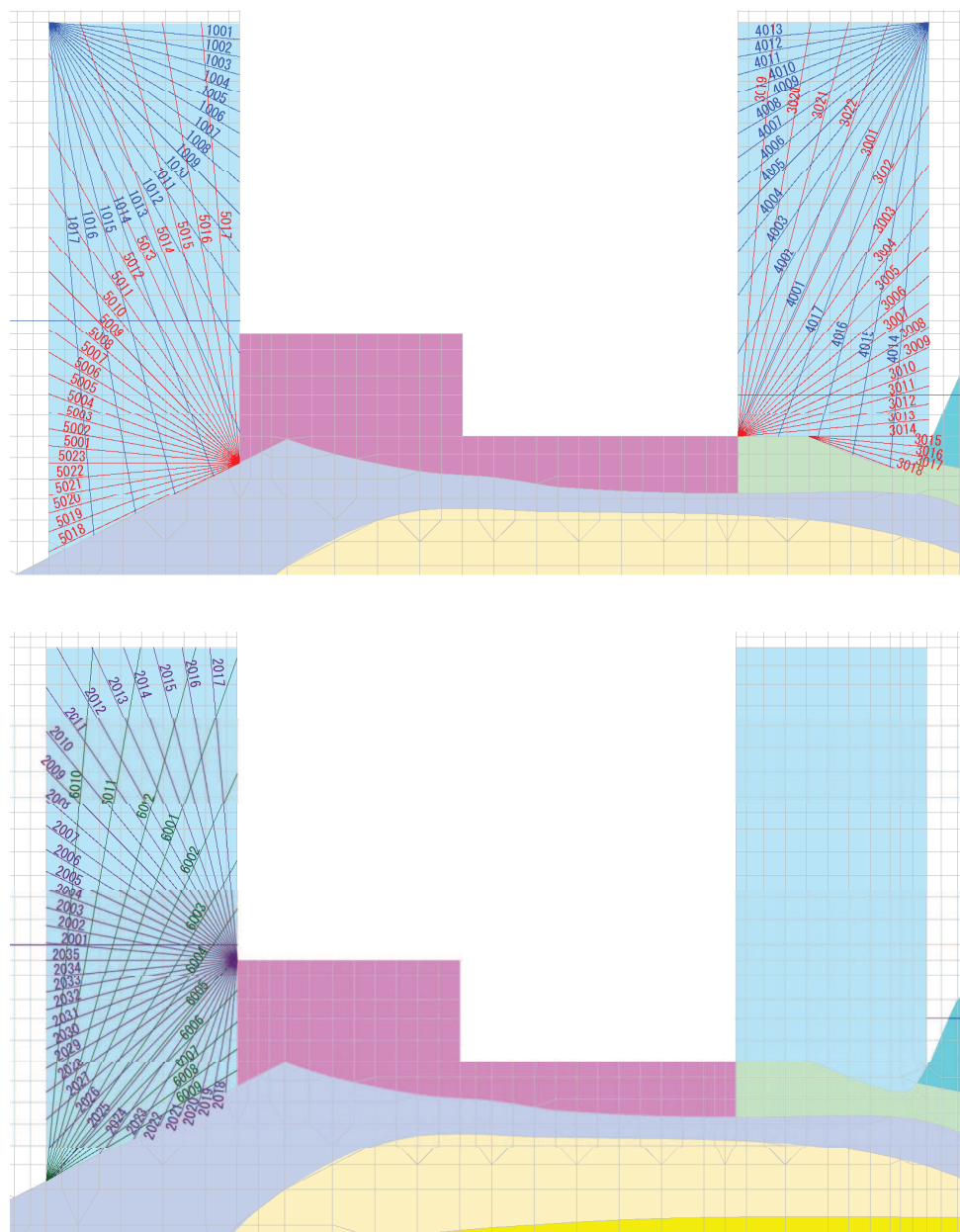


図3-13 第3号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

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

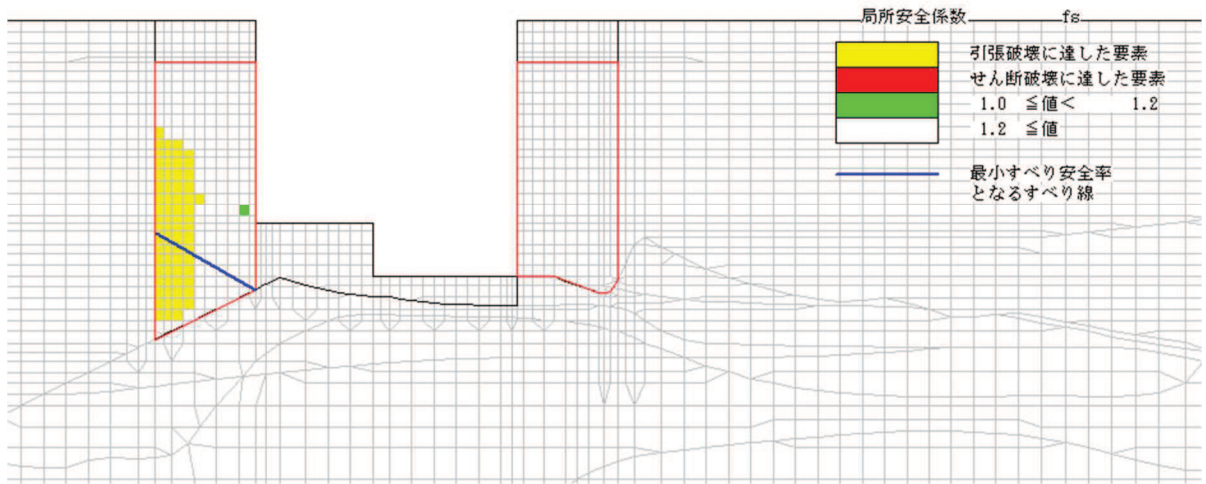


図 3-14 第 3 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース②, S s - N 1 (++) , 想定すべり線 : 5006)

(参考資料 10) スロッシング荷重の影響について

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号機海水ポンプ室防潮壁，及び第3号機放水立坑防潮壁の位置を図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+20cm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。

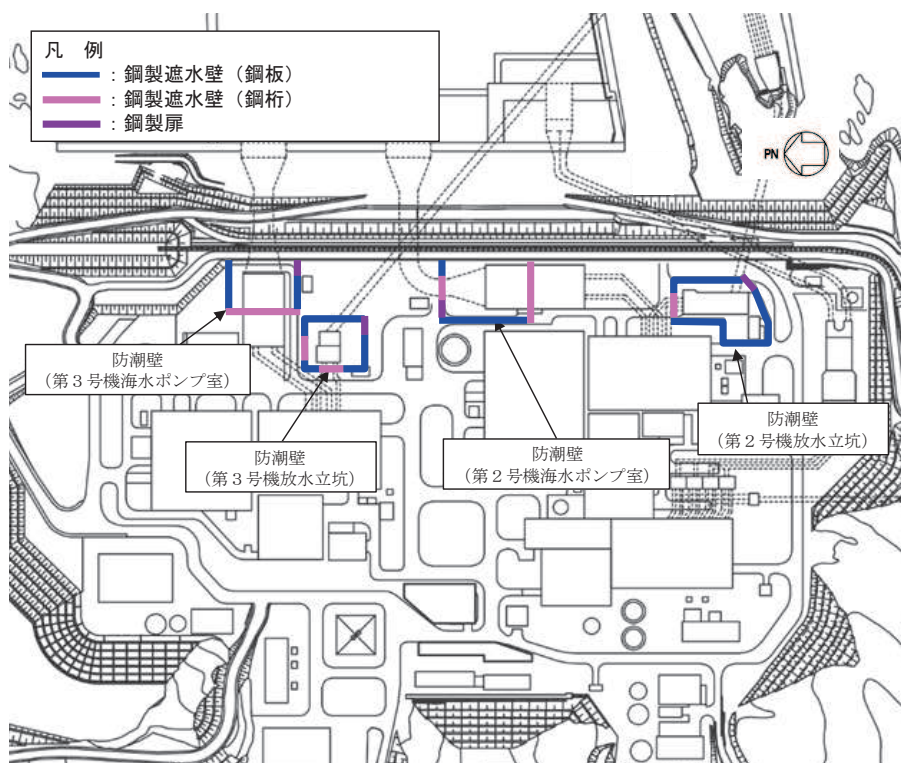
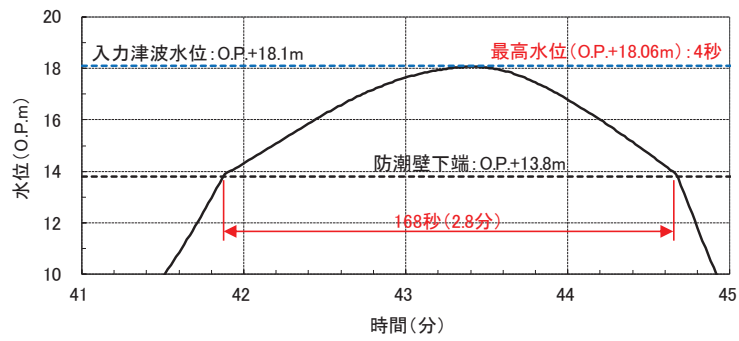
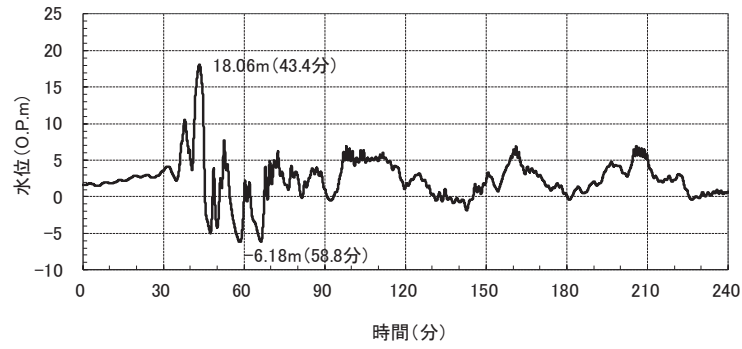
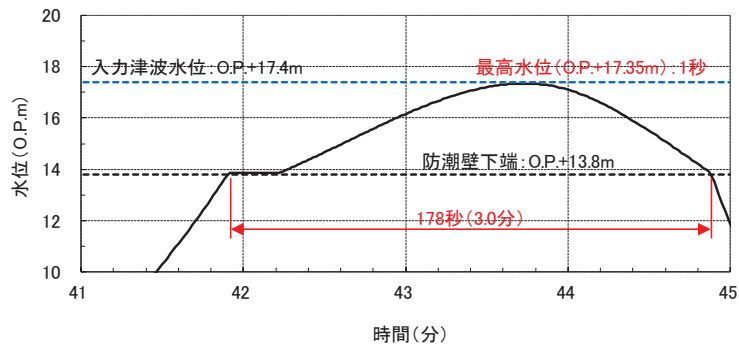
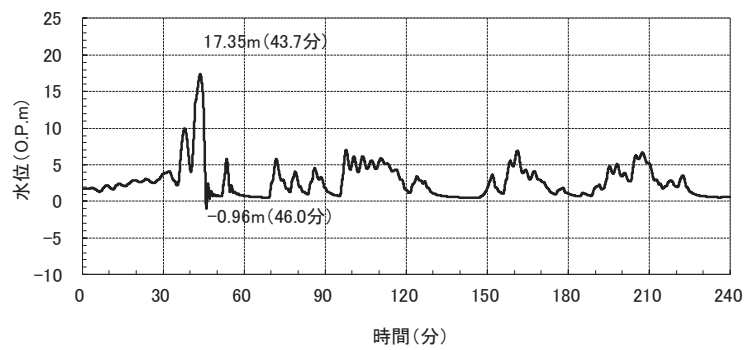


図 10-1 防潮壁の平面配置図

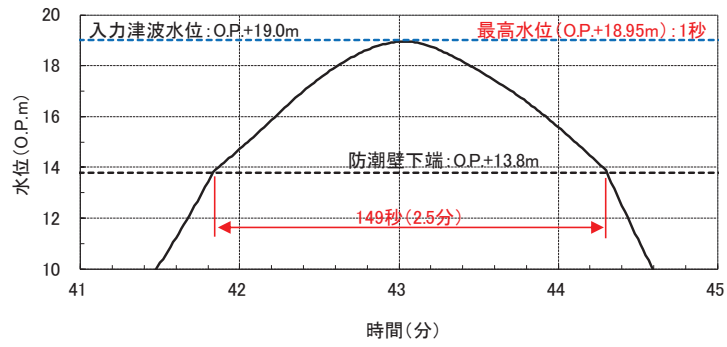
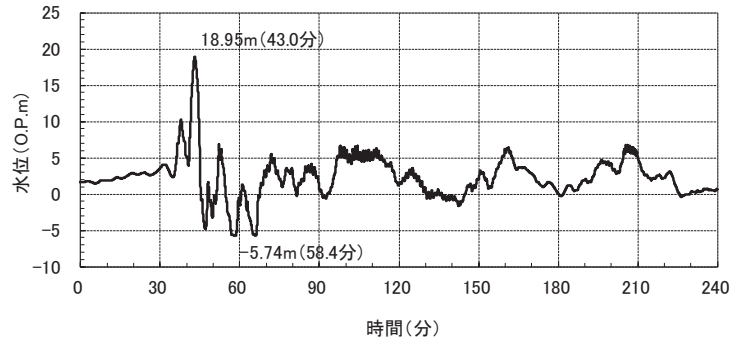


(第2号機海水ポンプ室 上昇側 / 防潮壁高さ O.P.+19.0m)

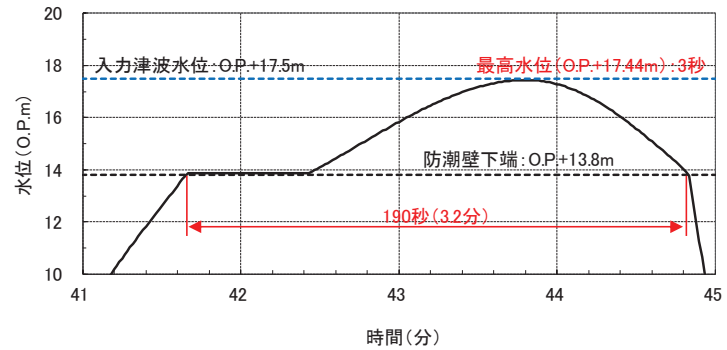
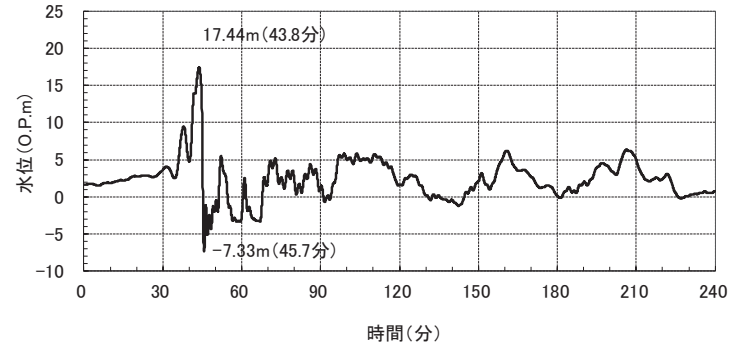


(第2号機放水立坑 上昇側 / 防潮壁高さ O.P.+19.0m)

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)

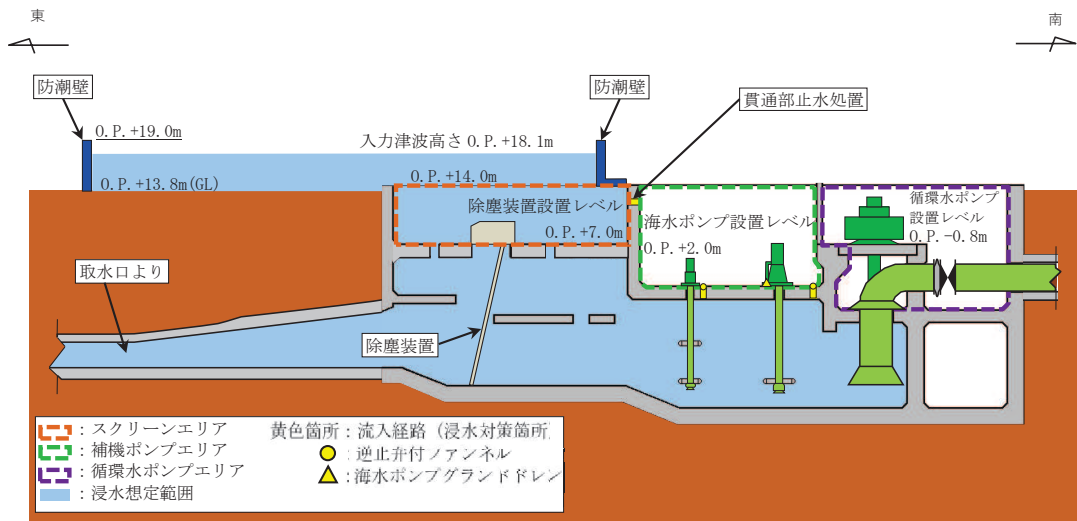


図 10-3(1) 第 2 号機海水ポンプ室断面図

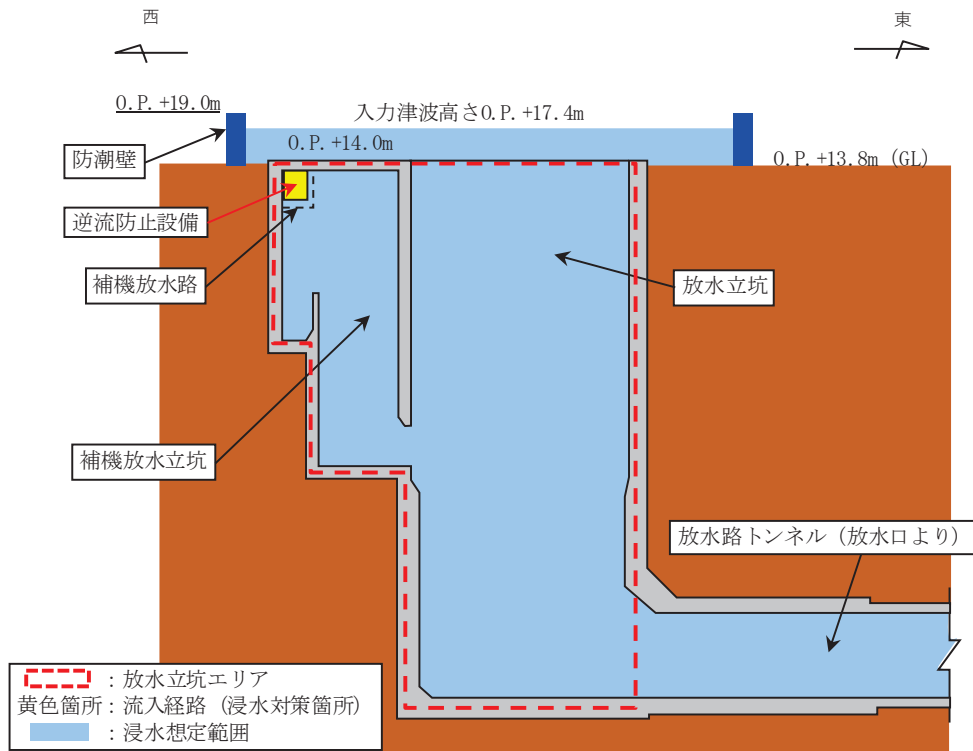


図 10-3(2) 第 2 号機放水立坑断面図

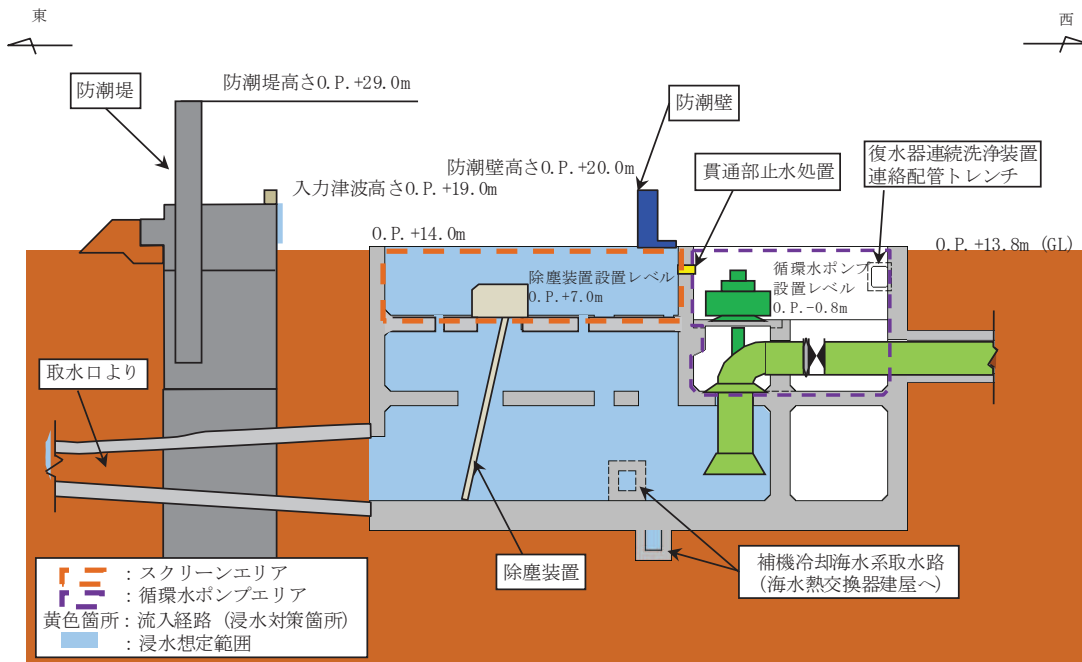


図 10-3(3) 第 3 号機海水ポンプ室断面図

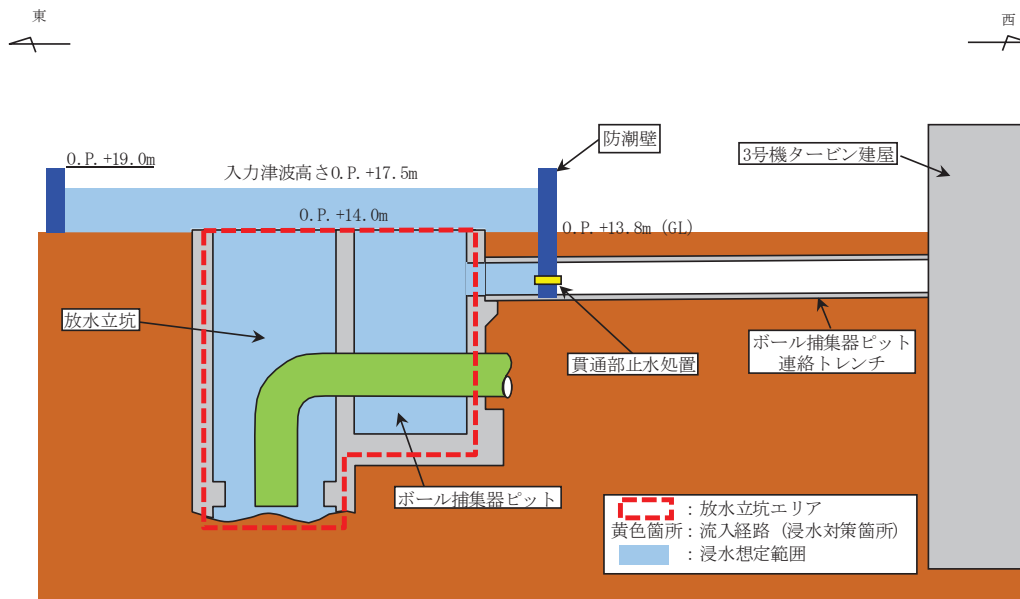


図 10-3(4) 第 3 号機放水立坑断面図

(参考資料 1 2) 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について

1. 概要

防潮壁（鋼桁）の質点系モデルによる地震応答解析においては鋼矢板に生じる慣性力を考慮することとし，付加質量として解析モデルに考慮している。

これは，鋼矢板（鋼板・角型鋼管）とフーチングの接合部が，フーチングに固定されたブラケットと鋼矢板（鋼板・角型鋼管）を連結する際に，1本の連結ボルトにより連結し，ボルト孔を長孔（ボルト径 ϕ 100mm に対して遊間 50mm 程度）とすることで，フーチングの変位を阻害せず，鋼矢板面内方向に対して鋼矢板とフーチングの相互作用は生じない構造としていることによる。また，鋼矢板面外方向の相互作用については，1本の連結ボルトによって連結されるため回転反力が伝わらないことやフーチングの強軸方向となることからその影響は軽微であると考えられるためである。

本資料では，上記解析モデルの妥当性として，面内方向における長孔に対するフーチングの変位量が遊間内に収まること並びに回転機構が正常に機能せず基礎間の変位差に対して拘束モーメントがフーチングに作用した場合の影響及び鋼矢板に作用する土圧に対する反力がフーチングに作用した場合の影響について確認する。

図 12-1 に鋼桁部の地震応答解析モデルを，図 12-2 に鋼矢板の構造概要を示す。

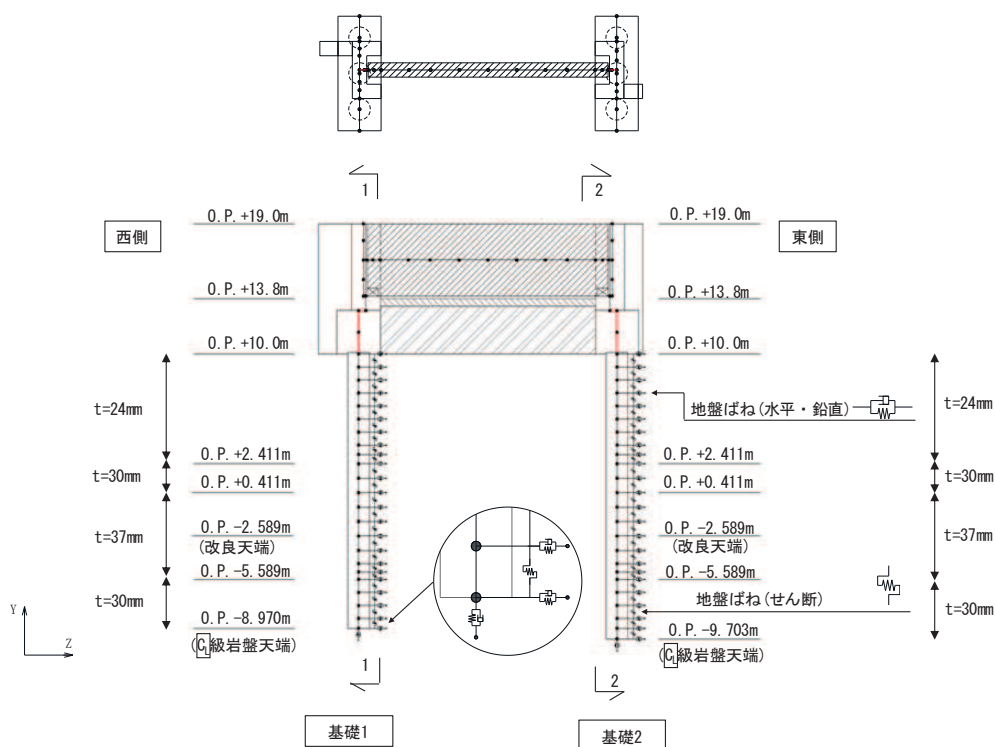
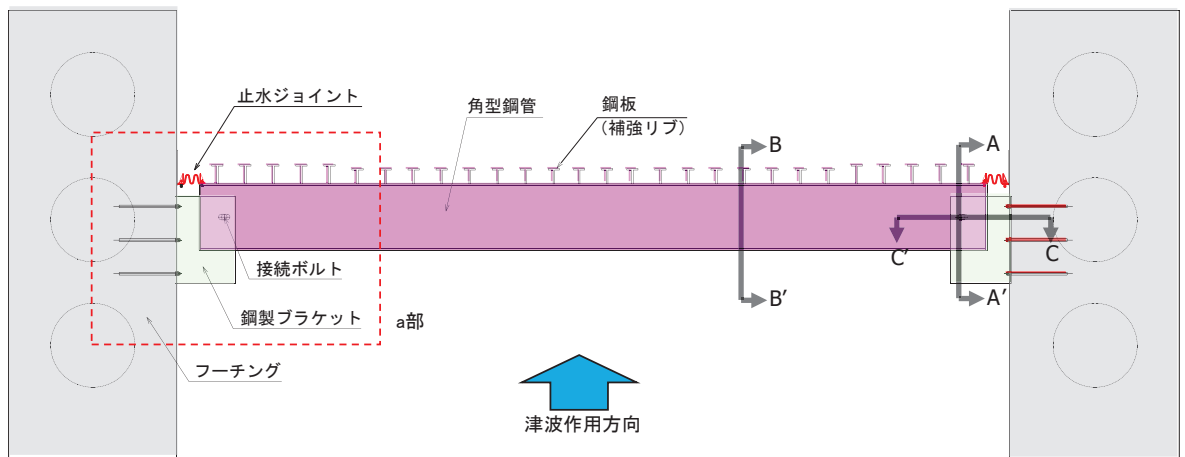
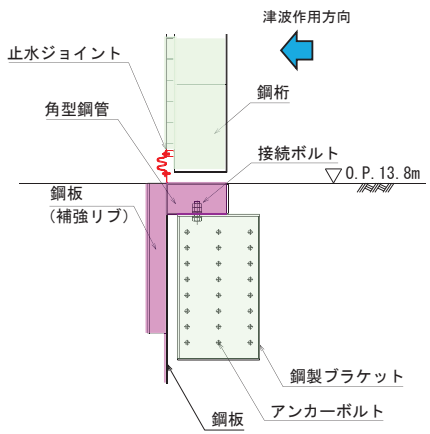


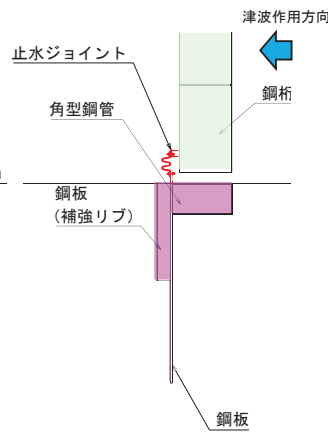
図 12-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の解析モデル
（上段：平面図，下段：正面図）



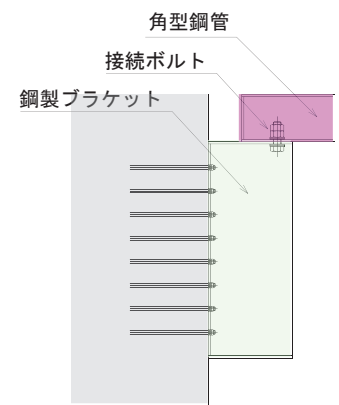
(平面図)



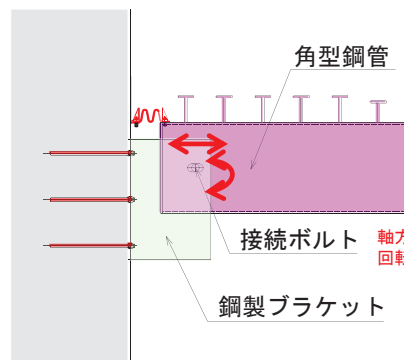
(A-A' 断面)



(B-B' 断面)



(C-C' 断面)



(a 部拡大)

軸方向・・・長孔により自由に動く
 回転方向・・・ボルト1本で固定することにより自由に動く

図 12-2 鋼矢板の構造概要

2. 面内方向における長孔に対するフーチングの変位量について

鋼製遮水壁（鋼桁）における桁軸方向（面内方向）の地震応答解析における左右のフーチング基礎間の最大相対変位量として、対象である鋼桁 2, 3, 5, 6 の内、盛土層厚が厚く地盤の変形量が相対的に大きくなると考えられる鋼桁 6 を代表に確認する。

表 12-2 に鋼桁 6 におけるフーチング基礎の桁軸方向の最大相対変位を、図 12-2 に変位抽出位置を示す。

いずれの地震動ケースにおいても、左右のフーチング基礎間の最大相対変位量概ね 5mm 程度であり、長孔の遊間（50 mm 程度）に対して十分小さいことを確認した。

表 12-2 桁軸方向加振時のフーチング間の最大相対変位（鋼桁 6）

桁軸方向加振						
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
4	4	3	5	5	3	5

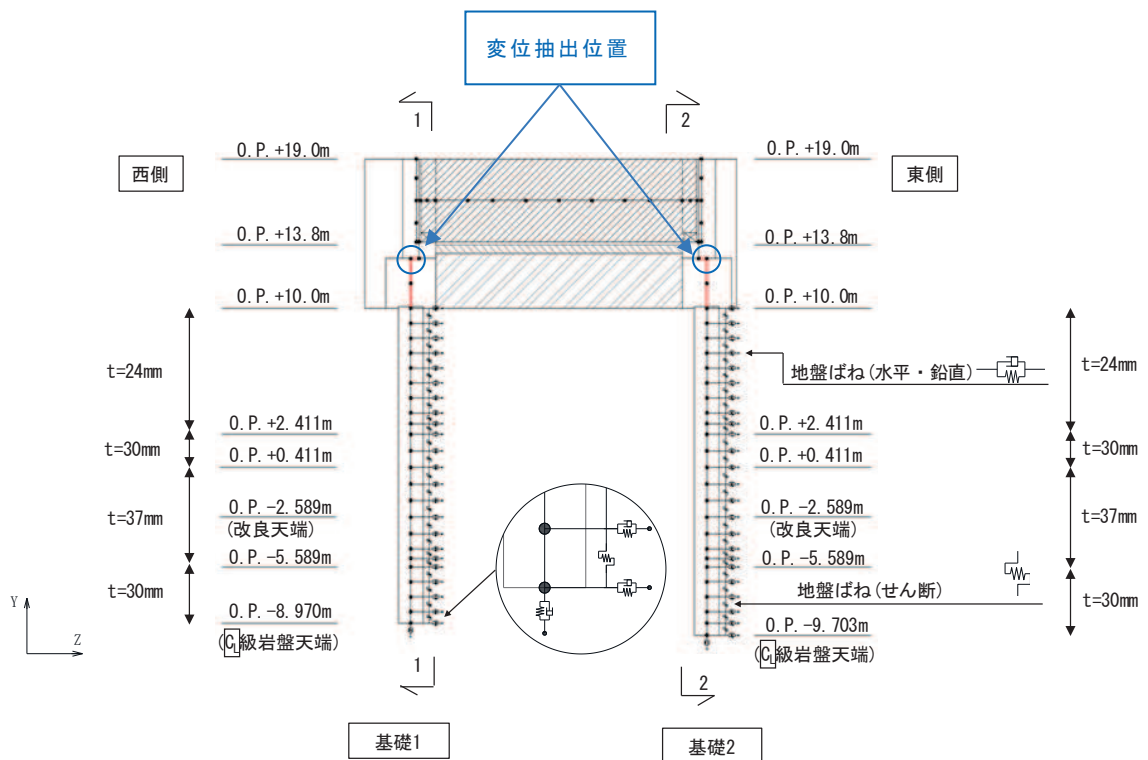


図 12-2 変位抽出位置

3. 面外方向における反力がフーチングに作用した場合の影響について

(1) 基礎間の位相差による強制変位

基礎間の位相差に対して回転機構が正常に機能せず拘束モーメントがフーチングに作用した場合の影響を確認する。

鋼桁 6 における桁軸直交方向（面外方向）加振における左右のフーチング間の相対変位を表 12-3 に示す。

いずれの地震動においても、スパン長 13m に対して相対変位量は概ね 5mm 以下であり、回転角としては非常に小さいことから、面外方向に対する相互作用は小さいと考えられるが、この相対変位量（ $4\text{mm} + \alpha = 5\text{mm}$ ）に対応する荷重を考慮した場合の影響を確認する。反力は、図 12-3 及び図 12-4 に示すような両端固定梁に強制変位を与えたモデルにて算定する。

算定した反力（鉛直軸周りのモーメント： M_y ②）を地震応答解析における最大照査値の断面力に足し合わせた場合の応力照査結果を表 12-4 に示す。

評価の結果、考慮・非考慮で照査値としては有意な変化は無かった。

表 12-3 桁軸直交方向加振時のフーチング間の最大相対変位（鋼桁 6）

桁軸直交方向加振						
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
4	3	3	3	3	3	4

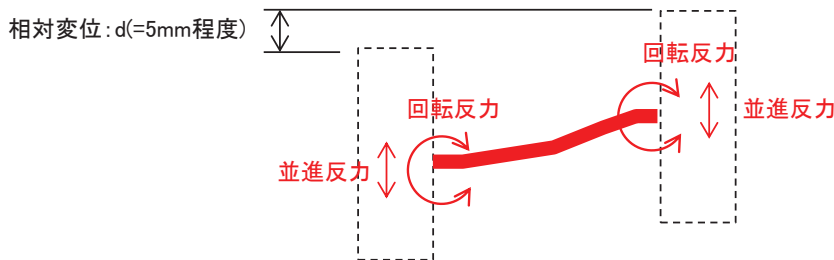


図 12-3 相対変位による反力評価イメージ

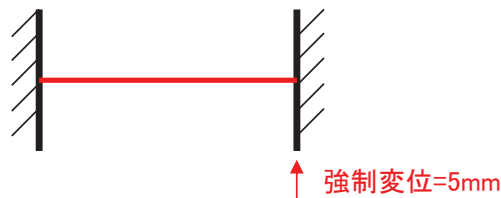


図 12-4 検討モデル概念図

表 12-4 影響評価結果*

照査断面力				軸力 (kN)	発生応力度 σ_s (N/mm ²)	許容値 σ_{sy} (N/mm ²)	照査値① σ_s / σ_{sy}	照査値② σ_s / σ_{sy}
Mz (kN・m)	My① (kN・m)	My② (kN・m)	My①+My② (kN・m)					
13441	297	110	407	-758	184	435	0.43	0.43

注記* : Mz 及び My①は鋼桁 6 におけるフーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する照査における照査値最大ケース（地震動 Ss-N1）の発生断面力を示す。また、照査値①はそのケースでの照査値を示す。My②は、本検討において得られた鉛直軸周りのモーメントを示す。また、照査値②は My①に My②を加算したときに得られる照査値を示す。

(2) 鋼矢板に作用する土圧反力

鋼矢板に作用する土圧に対する反力がフーチングに作用した場合の影響について確認する。

影響確認は、対象である鋼桁 2,3,5,6 のうち、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に基づき、鋼製ブラケットの固定端に作用する反力が最大となる鋼桁 5(地盤改良(改良幅 2D 未満*) 考慮)を代表に確認する。

表 12-5 に鋼桁 5 における鋼製ブラケットの固定端に作用する反力を、図 12-5 に鋼矢板への土圧作用時に生じる反力作用概念図を示す。

注記*：地盤改良幅が地盤改良高さの 2 倍未満

表 12-5 鋼製ブラケットの固定端に作用する反力 (鋼桁 5)

ブラケットの固定端に作用する反力			地震時	津波余震重畳時
水平反力	H	kN	795	906
鉛直反力	V	kN	987	935
回転荷重	Mz	kN・m	643	741

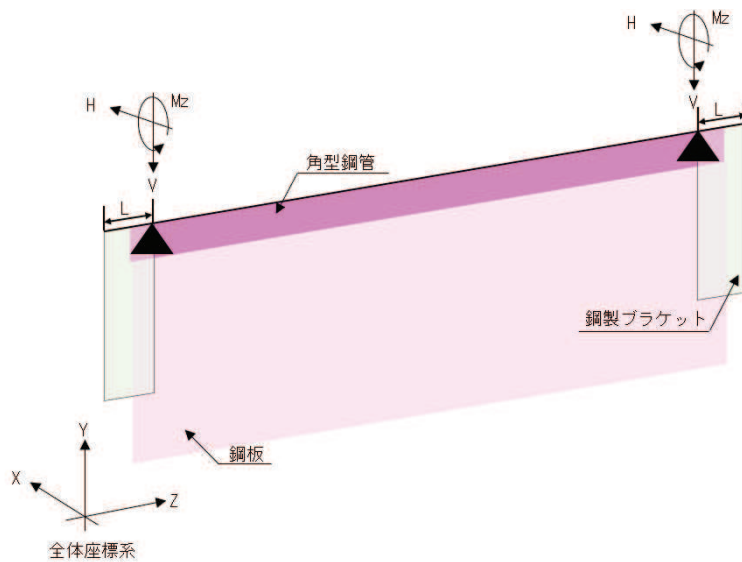


図 12-5 鋼矢板への土圧作用時に生じる反力作用概念図

鋼桁 5 における鋼矢板への土圧作用時に生じる反力から算定した断面力を表 12-6 に示す。断面力については、鋼製ブラケットの固定端に作用する反力に鋼製ブラケットのLを掛け合わせた値を曲げモーメントとする。

算定した断面力（X 軸周りのモーメント（ねじりモーメント）： $Mt②$ ，Y 軸周りのモーメント： $My②$ ，Z 軸周りのモーメント： $Mz②$ ）を地震応答解析における最大照査値の断面力（X 軸周りのモーメント（ねじりモーメント）： $Mt①$ ，Y 軸周りのモーメント： $My①$ ，Z 軸周りのモーメント： $Mz①$ ）に足し合わせた場合の応力照査結果を表 12-7，～表 12-8 に示す。影響評価項目としては、フーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋），ねじり破壊に対しての照査を，地震時と津波余震重畳時について実施した。

評価の結果，鋼矢板への土圧作用時に生じる反力を考慮した際の照査値は僅かに増加するものの，許容限界以下となることを確認した。

表 12-6 鋼矢板への土圧作用時に生じる反力から算定した断面力（鋼桁 5）

ブラケットの固定端に作用する断面力			地震時	津波余震重畳時
X軸回りモーメント	$Mt②$	kN・m	904	845
Y軸回りモーメント	$My②$	kN・m	797	860
Z軸回りモーメント	$Mz②$	kN・m	643	741

表 12-7(1) フーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する
影響評価結果（地震時）*

照査用断面力							発生 応力度			許容値	照査値①	照査値②
My① (kN・m)	Mz① (kN・m)	My② (kN・m)	Mz② (kN・m)	My①+My② (kN・m)	Mz①+Mz② (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$	
357	4285	797	643	1154	4928	-1077	72	87	435	0.17	0.20	

表 12-7(2) フーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する
影響評価結果（津波余震重畳時）*

照査用断面力							発生 応力度			許容値	照査値①	照査値②
My① (kN・m)	Mz① (kN・m)	My② (kN・m)	Mz② (kN・m)	My①+My② (kN・m)	Mz①+Mz② (kN・m)	軸力 (kN)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$	
693	6435	860	741	1553	7176	-670	96	111	435	0.23	0.26	

表 12-8(1) フーチングのねじり破壊に対する影響評価結果（地震時）*

照査用断面力			発生応力度						許容値	照査値①	照査値②
			ねじりモーメントによる 応力度		曲げモーメントによる 応力度		応力度合計値				
Mt① (kN・m)	Mt② (kN・m)	Mt①+② (kN・m)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$
752	904	1656	9	20	72	87	81	107	435	0.19	0.25

表 12-8(2) フーチングのねじり破壊に対する影響評価結果（津波余震重畳時）*

照査用断面力			発生応力度						許容値	照査値①	照査値②
			ねじりモーメントによる 応力度		曲げモーメントによる 応力度		応力度合計値				
Mt① (kN・m)	Mt② (kN・m)	Mt①+② (kN・m)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①}$ (N/mm ²)	$\sigma_{s①+②}$ (N/mm ²)	σ_{sy} (N/mm ²)	$\sigma_{s①}/\sigma_{sy}$	$\sigma_{s①+②}/\sigma_{sy}$
462	845	1307	6	16	96	111	102	127	435	0.24	0.30

注記*： Mt①， My①， Mz①は鋼桁 5 におけるフーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋），ねじり破壊に対する照査における照査値最大ケースの発生断面力を示す。また，照査値①はそのケースでの照査値を示す。Mt②， My②， Mz②は，本検討において算定した鋼矢板への土圧作用時に生じる断面力を示す。照査値②は Mt①， My①， Mz①に Mt②， My②， Mz②をそれぞれ加算した際の照査値を示す。

4. まとめ

3. 評価結果より，鋼桁部に鋼矢板とフーチング間の接合部におけるモデル化の妥当性として，面内方向においては，長孔の遊間 50mm 程度に対して左右のフーチング間の相対変位量が 5mm 程度と十分に小さいことを確認した。

面外方向においては，左右のフーチング間の相対変位は 5mm 程度と小さく，相互作用は小さいと考えられるが，反力を考慮した場合の影響評価を実施した。また，鋼矢板に作用する土圧に対する反力がフーチングに作用した場合の影響評価を実施した。

その結果，照査値は僅かに増加するものの許容限界以下に収まり，構造健全性への影響は無いことを確認した。

(参考資料 1 3) 鋼桁支承部における鋼桁変形量について

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は、左右に独立したフーチングと一体の RC 支柱を構築し、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）を介して鋼桁を設置することで、RC 支柱と鋼桁間を柔な結合にし、支承のせん断変形や圧縮変形により鋼桁の変形を拘束しない構造としている。なお、鋼桁と RC 支柱間には、遊間が生ずるため、その遊間に対して変形追従性と止水性を有する止水ジョイント（M 型ジョイント）を別途設置することで止水性を確保する。

また、壁軸方向には支承等は設けず、鋼桁と RC 支柱間に遊間を確保することで鋼桁と RC 支柱間には接触しない構造としている。

鋼製遮水壁（鋼桁）支承部の構造概要を図 13-1 に、RC 支柱取り合い詳細を図 13-2 に示す。

本資料では、鋼桁が地震時及び津波時・重畳時において変形した際に、RC 支柱及び止水ジョイント取り付け金具に接触しないことを確認する。

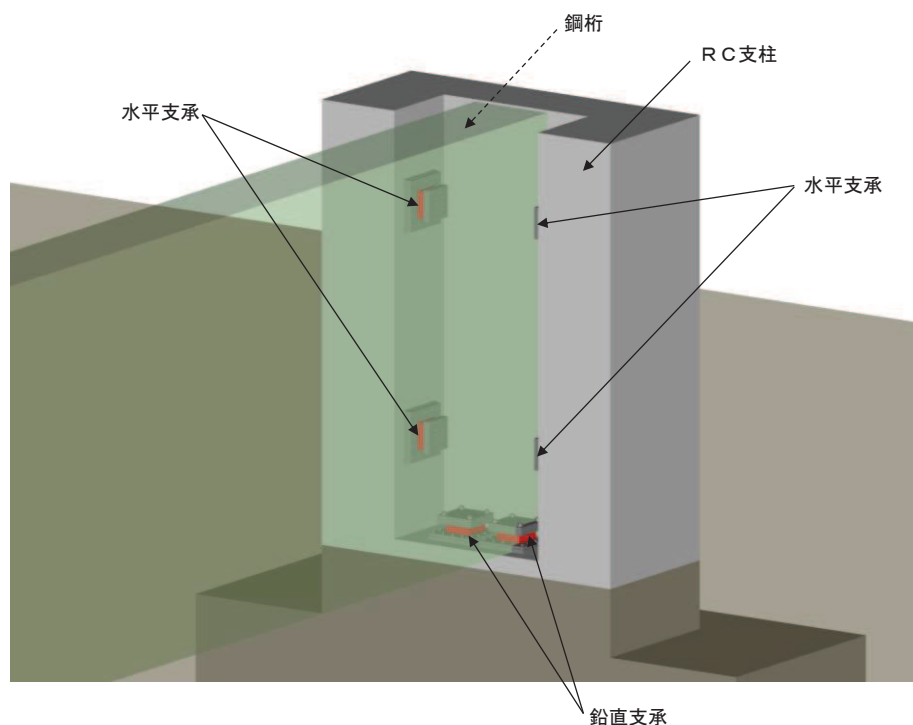
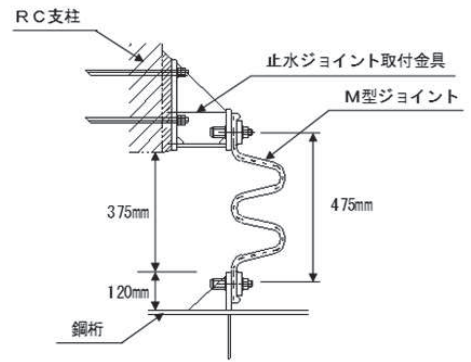
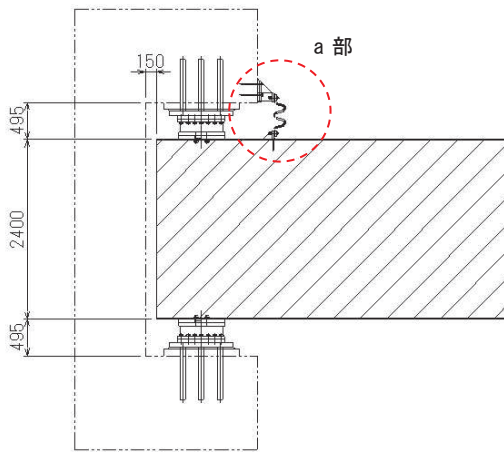
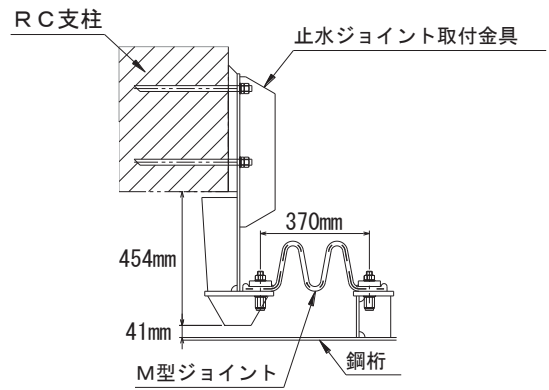
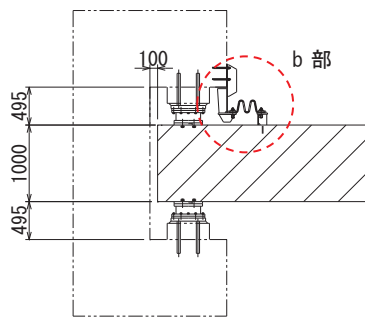


図 13-1 鋼製遮水壁（鋼桁）支承部の構造概要



(a 部拡大)

(鋼桁 1, 4)



(b 部拡大)

(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 13-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の RC 支柱取り付け詳細図
（平面図）

2. 評価方針

鋼桁-RC 支柱間（壁軸方向）の鋼桁の変形量（壁軸方向）は、鋼桁を支持する支承部のせん断変形量と等価であることから、支承部のせん断変形量を算出することで鋼桁の変形量を算定する。なお、津波時においては、重畳時の荷重に包含されることから、重畳時の評価で代表させる。また、津波荷重の作用方向が面外方向（壁軸直交方向）となることから、壁軸方向の慣性力による変形量は、重畳時よりも地震時が大きくなることは明白であるため、壁軸方向の評価においては地震時の評価で代表させる。

鋼桁-止水ジョイント支持金具間（RC 支柱部）の鋼桁の変形量（壁軸直交方向）は、鋼桁の変形量と支承ゴムの圧縮変形量を足し合わせることで算定する。

評価ケースを表 13-1 に、各ケースにおける変形量評価の概念図を図 13-3 に示す。

表 13-1 解析ケース

評価方向	評価部位	評価ケース	許容限界（遊間）	
			鋼桁 1, 4	鋼桁 2, 3, 5, 6
壁軸方向	鋼桁-RC 支柱間 （壁軸方向側）	地震時	150mm	100mm
壁軸直交方向	鋼桁-止水ジョイ ント支持金具間	地震時 重畳時	—*	41mm

注記*：水平支承の圧縮変形可能量（ゴム高さ：133mm）以上に離隔があるため、水平支承ゴムの圧縮変形の照査結果に包含されるため省略

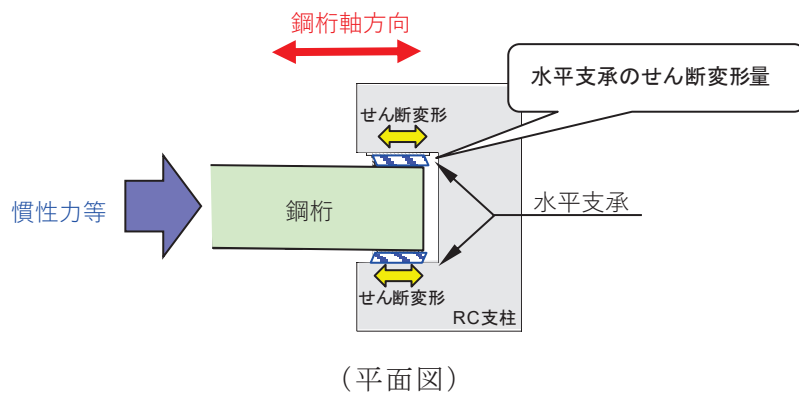
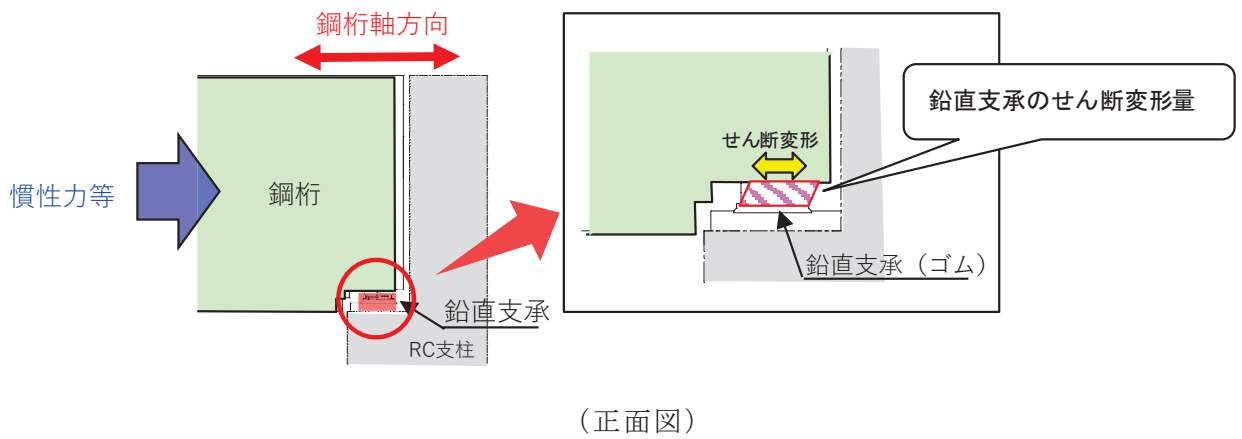


図 13-3(1) 鋼桁-RC 支柱間（鋼桁軸方向側）の変形量照査の概念図

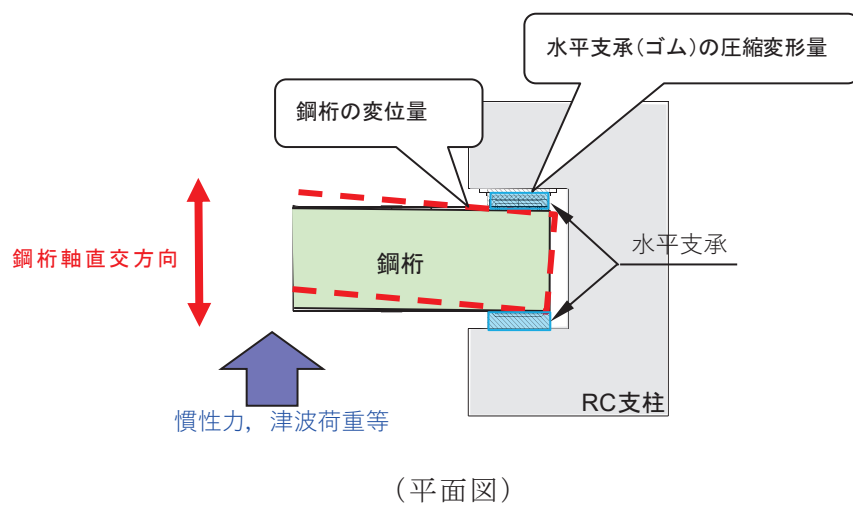


図 13-3(2) 鋼桁-止水ジョイント支持金具間（鋼桁軸直交方向側）の変形量照査の概念図

3. 評価方法

(1) 水平支承・鉛直支承

a. 圧縮変形

水平支承の圧縮変形量は、鋼桁の地震時及び重畳時の静的解析における支承部の支点反力と支承の鉛直剛性を用い、以下の式により算定する。

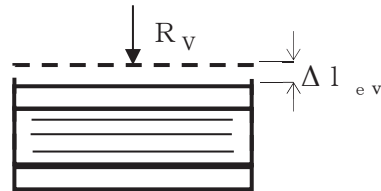
$$\Delta l_{e v} = R_v / K B v$$

ここに、

$\Delta l_{e v}$: 地震時の鉛直（面直）変位量（mm）

R_v : 鋼桁の構造解析における水平支承の最大反力（1基分）（N）

$K B v$: 水平支承 1基の鉛直剛性



b. せん断変形

水平支承の水平変形量は、鋼桁の死荷重と地震時及び重畳時の設計震度を用い、以下の式により算定する。

$$\Delta l_{e H} = R_L \times k_h / \Sigma K B h$$

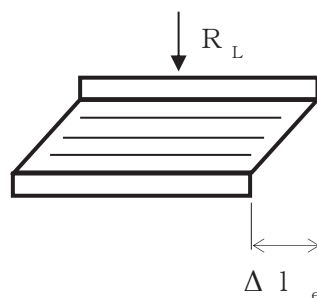
ここに、

$\Delta l_{e H}$: 地震時の水平変位量（mm）

R_L : 鋼桁の死荷重（N）

k_h : 水平震度

$\Sigma K B h$: 水平支承 4基及び鉛直支承 2基のせん断剛性の合計



(2) 鋼桁

鋼桁の変形量は、鋼桁の地震時及び重畳時の静的解析における支承部位置付近の節点の最大変位量を算定する。

鋼桁の静的解析モデルの概念図を図 13-4 に示す。

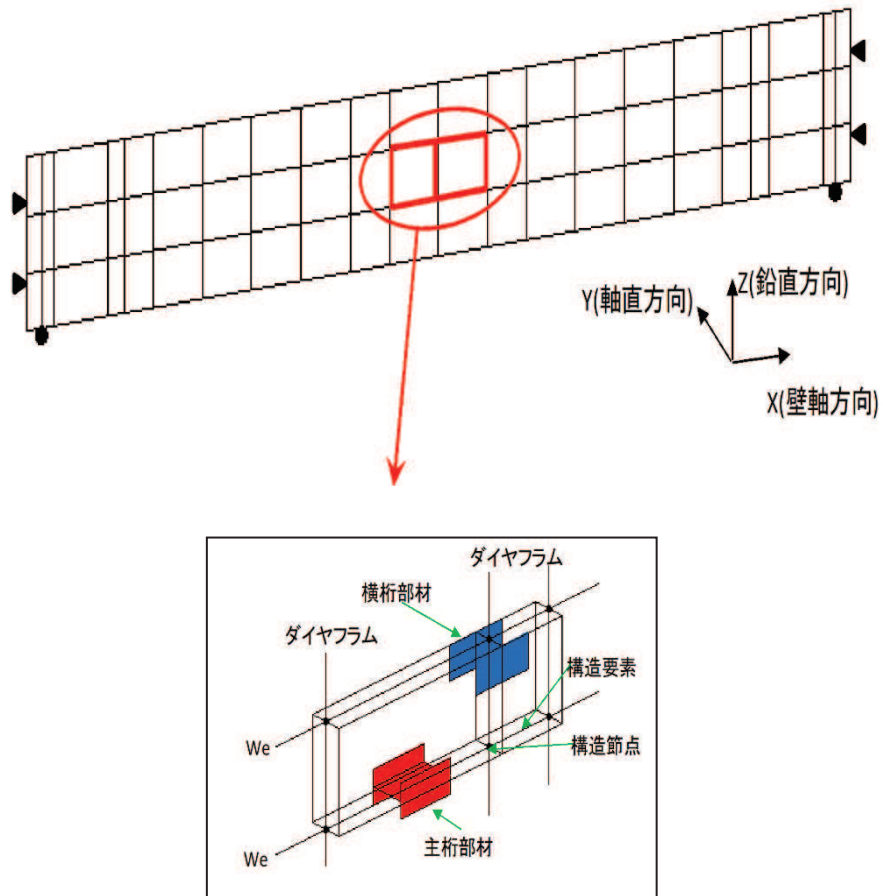


図 13-4 鋼桁評価モデルの概念

3. 評価結果

3.1 鋼桁-RC 支柱間（壁軸方向側）

壁軸方向側の変形量の評価結果を表 13-2 に示す

表 13-2 壁軸方向側の変形量

部位		死荷重 R_L^{*1} (kN)	水平震度 k h	せん断剛性 $\Sigma K B h^{*2}$ (kN/mm)	変形量 Δl_{eH} (mm)	許容限界 (mm)
鋼桁 1	地震時	1033	3.1	79.802	40.1	150
鋼桁 2		206	1.4	25.200	11.4	100
鋼桁 3		190	2.4	25.200	18.1	100
鋼桁 4		1461	1.4	79.802	25.6	150
鋼桁 5		203	1.5	25.200	12.1	100
鋼桁 6		203	1.8	25.200	14.5	100

注記*1：鋼桁の死荷重（鉛直支承 2 基当たりの死荷重）

*2：水平支承及び鉛直支承のせん断剛性の合計（鉛直支承 2 基＋水平支承 4 基）

3.2 鋼桁-止水ジョイント支持金具間（壁軸直交方向側）

壁軸直交方向側の変形量の評価結果を表 13-3 に示す。

表 13-3 壁軸直交方向の変形量

部位		水平支承変形量			鋼桁 変形量 L2 (mm)	変形量 L1+L2 (mm)	許容 限界 (mm)
		発生 鉛直力*1 R_v (kN)	鉛直剛性 $K B v^{*2}$ (kN/mm)	圧縮変形量 L1 (mm)			
鋼桁 2	地震時	767	1103	0.7	1.0	1.7	41
	重畳時	1980	1103	1.8	4.0	5.8	41
鋼桁 3	地震時	1219	1103	1.2	3.0	4.2	41
	重畳時	2317	1103	2.2	4.0	6.2	41
鋼桁 5	地震時	746	1103	0.7	2.0	2.7	41
	重畳時	1927	1103	1.8	4.0	5.8	41
鋼桁 6	地震時	1148	1103	1.1	1.0	2.1	41
	重畳時	1921	1103	1.8	3.0	4.8	41

注記*1：全水平支承（8 基）の中の最大発生鉛直力

*2：鉛直支承 1 基当たりの鉛直剛性

4. まとめ

鋼桁の地震時及び重畳時における壁軸方向及び壁軸直交方向の鋼桁変形量を算定し、その変形量が許容限界（遊間）以内に収まることから、鋼桁と RC 支柱間の接触が発生しないことを確認した。

1. 概要

防潮壁の耐震評価において、鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁等については、質点系モデル又は FEM モデルによる地震応答解析の結果を用い、別途静的解析による部材照査を実施している。その照査において、地震応答解析の結果に基づき設定した水平・鉛直の設計震度を用い、水平及び鉛直方向の荷重の組合せ係数法（ $1.0 \times$ 水平地震力による荷重 + $0.4 \times$ 鉛直地震力による荷重、又は $0.4 \times$ 水平地震力による荷重 + $1.0 \times$ 鉛直地震力による荷重）を考慮した評価を実施している。

本資料は、荷重の組合せ係数法を用いることの妥当性として、地震応答解析に基づき、作用する水平地震力と鉛直地震力の同時性について整理し、組合せ係数法を用いた部材照査の妥当性について確認するものである。

なお、本資料にて整理する対象図書を以下に示す。各構造における構造諸元や応答値等については、以下の書類に基づくものとする。

- ・ 6.3.2 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関する補足説明
- ・ 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
- ・ 6.3.5 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.6 杭基礎構造防潮壁鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
- ・ 6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明
- ・ 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明
- ・ 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
- ・ 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

2. 評価対象

耐震評価に組合せ係数法を用いている評価対象部位を表 18-1 に示す。これらのうち、構造的特徴及び作用荷重の観点から、組合せ係数の影響が軽微と判断される鋼矢板、トレンチ遮水鋼板、RC 壁を除く、鋼桁、鋼製扉、防潮堤取り合い部を検討対象に選定する。

表 18-1 耐震評価に組合せ係数法を用いている評価施設

施設	備考
鋼桁	
鋼製扉（扉体）	
鋼矢板	地中部に根入れされた鋼製の壁部材であり、水平方向の地震力による土圧荷重が支配的であり、鉛直方向の地震力に対する慣性力は軸力にのみ作用することから、構造に対する影響は軽微と判断されるため、検討を省略する。
防潮堤取り合い部 （RC 壁，鋼板）	
トレンチ遮水鋼板	地中部に根入れされた鋼製の壁部材であり、水平方向の地震力による土圧荷重やトレンチ内部から作用する津波荷重が支配的であり、鉛直方向の地震力に対する慣性力は軸力にのみ作用することから、構造に対する影響は軽微と判断されるため、検討を省略する。
防潮堤背面補強工部（RC 壁）	背面補強工上に設置された鉄筋コンクリート製の壁であり、水平方向の地震力や津波荷重が支配的であり、鉛直方向の地震力に対する慣性力は軸力にのみ作用することから、構造に対する影響は軽微と判断されるため、検討を省略する。

なお、鋼桁、鋼製扉及び防潮堤取り合い部を対象に、耐震・強度評価に用いている評価断面のうち、以下の観点から評価代表断面を選定して確認を行う。

- ・ 設計震度における水平と鉛直の差が小さい断面
- ・ 水平と鉛直の固有周期の差が大きい断面
- ・ 部材照査値の裕度が小さい断面

① 鋼桁

鋼桁については、鋼桁 1～鋼桁 6 まで全 6 基あり、いずれも桁高に差は無いが、桁幅やスパン長の観点から、大きく鋼桁 1, 4 及び鋼桁 2, 3, 5, 6 に分類される。

鋼桁 1, 4 は、鋼桁 2, 3, 5, 6 に比べ、地震応答解析の結果から最大水平震度と最大鉛直震度の比率が小さいことから、水平地震力と鉛直地震力のピークの同時性がある場合には、構造健全性への影響が大きくなることが考えられる。また、アスペクト比（桁高の 2 乗/スパン長）が大きく、水平方向と鉛直方向の固有周期の差が大きいため、水平地震力と鉛直地震力のピークの同時性の可能性が考えられる。

鋼桁 2, 3, 5, 6 については、4 基間で構造的な大きな差異は無く、固有周期の差もあまりないが、鋼桁 3 は設計震度が大きく照査値が厳しいため、水平地震力と鉛直地震力のピークの同時性がある場合には、より構造健全性への影響が大きくなることが考えられる。

以上のことから、鋼桁 1, 3, 4 を検討対象とする。

② 鋼製扉

鋼製扉については、鋼製扉 1～鋼桁 4 まで全 4 基あるが、構造的な大きな差異は無いことから、相対的に設計震度が大きく、照査値が厳しい鋼製扉 2 を対象とする。

③ 防潮堤取り合い部（RC 壁，鋼板）

防潮堤取り合い部については、取り合い部①～④まで 4 箇所あり、いずれも固有値解析の結果、固有周期は 0.05s 以下と剛体である。設計震度は、防潮堤背面補強工の取り合い位置の地震応答解析結果を用い、全箇所最大応答加速度を包絡するように設計震度を設定しており、主たる荷重方向である水平方向の最大応答加速度は取り合い部④が最大となっている。

以上のことから、取り合い部④を対象とする。

3. 評価方法

荷重の組合せの妥当性として、水平方向と鉛直方向で位相差や同時性を確認するため、地震応答解析結果に基づき、部材位置における節点の応答加速度を、水平震度と鉛直震度に換算したオービットを作成する。そのオービットが、設定している設計震度に包絡されることを確認する。

応答の抽出は、鋼桁及び鋼製扉においては桁中央及び扉体中央位置の節点より、防潮堤取り合い部においては背面補強工頂部（O.P.+18.5m）より抽出する。なお、防潮堤取り合い部においては、検証用の2次元地盤モデル（断面⑧）のモデルについても行うこととし、取り合い部④位置の背面補強工頂部（O.P.+18.5m）より抽出する。

加速度の抽出位置を図 18-1～18-3 に示す。

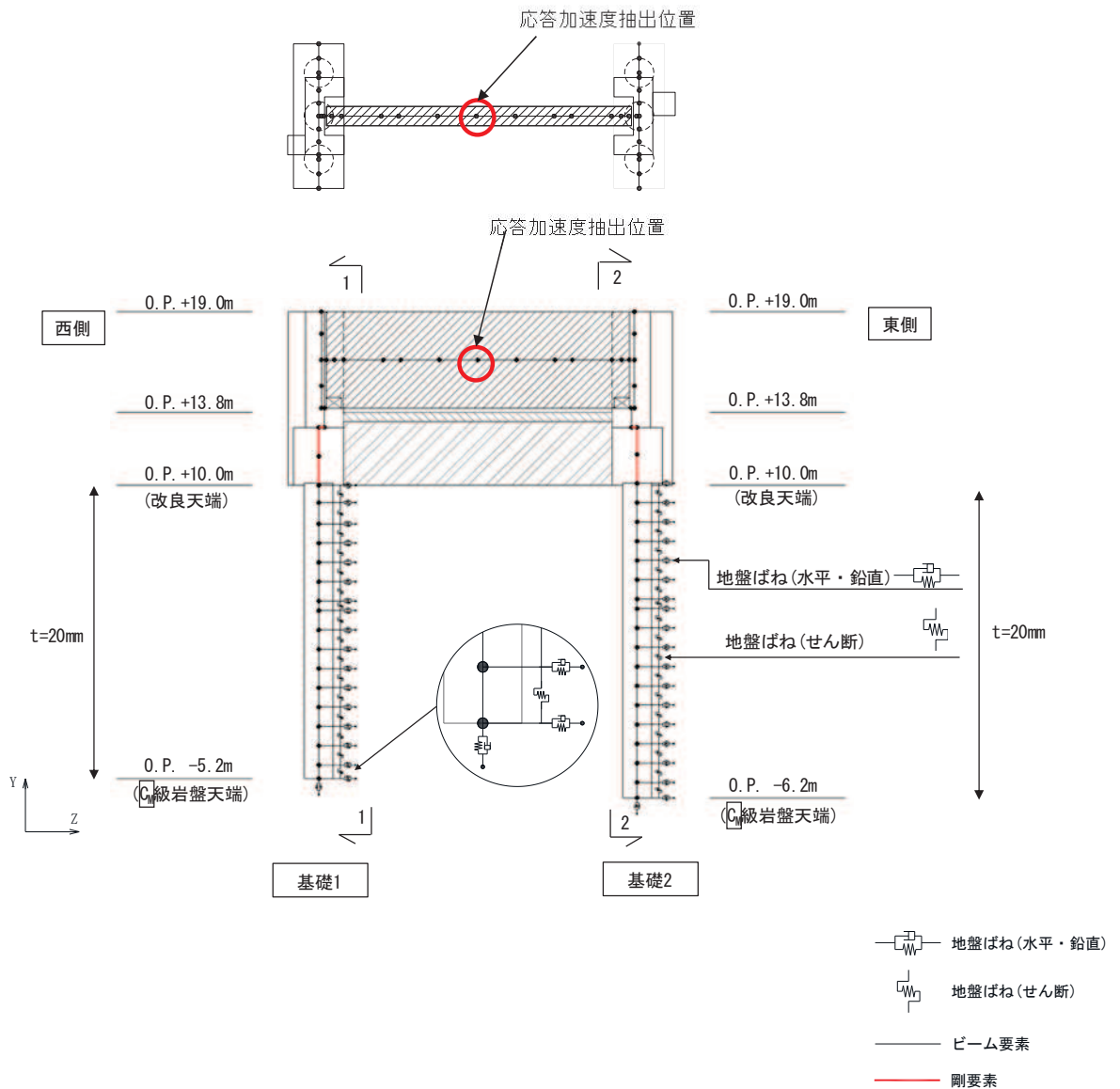


図 18-1 加速度の抽出位置（鋼桁 3 の例）

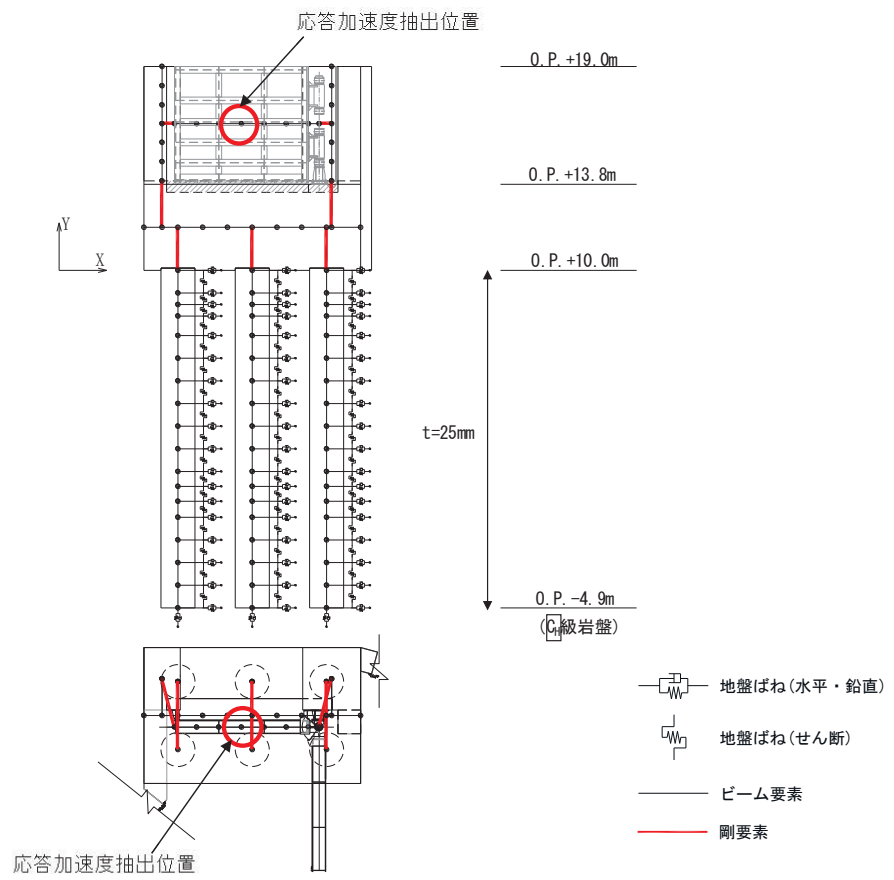


図 18-2 加速度の抽出位置 (鋼製扉 2)

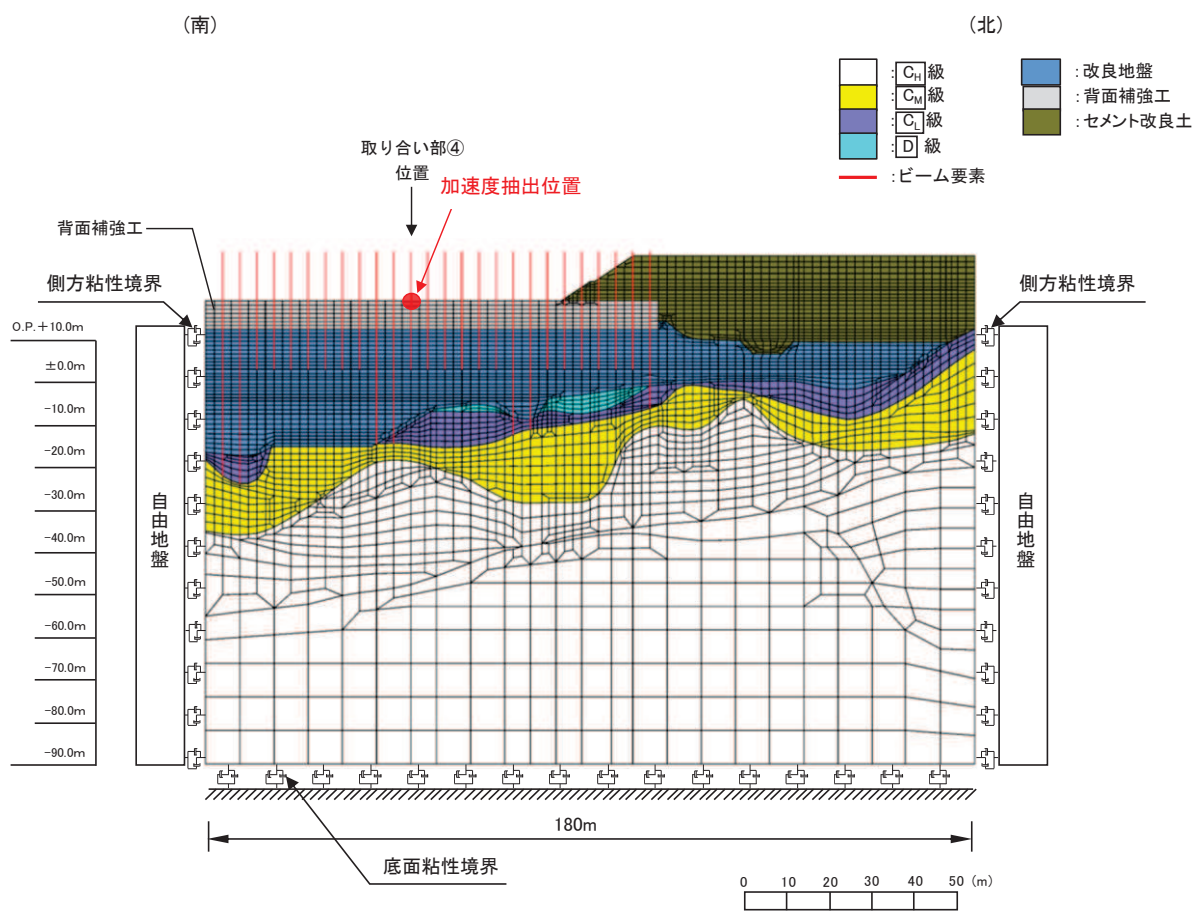


図 18-3 加速度の抽出位置
(取り合い部④ (防潮堤縦断モデル断面⑧))

4. 評価結果

水平震度と鉛直震度のオービットの作成結果を図18-4～図18-9に示す。

鋼桁3,4及び防潮堤取り合い部においては、いずれの地震動においても、全時刻の応答震度が設計震度（組合せ係数法を考慮）に包絡されることを確認した。

鋼桁1については、Sd-D2において、鋼製扉2についてはSs-D2及びSd-D2において、一時的に設計震度を超過することが確認された。そこで、設計裕度を確認するために、設計水平震度1.0：設計鉛直震度1.0の組合せによる構造照査を行い、構造健全性への影響確認を行った。なお、設計震度に対する超過の割合が大きかつ地震時においても超過している鋼製扉2を代表に確認を行った。解析条件および検討ケース等については、「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」及び「6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度 計算書に関する補足説明」と同様とする。

照査結果を表19-2～表19-3に示す。照査の結果、「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」及び「6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度 計算書に関する補足説明」に示す照査値に対して僅かに上振れするものの、許容限界（短期許容応力度）に対して裕度を有することを確認した。