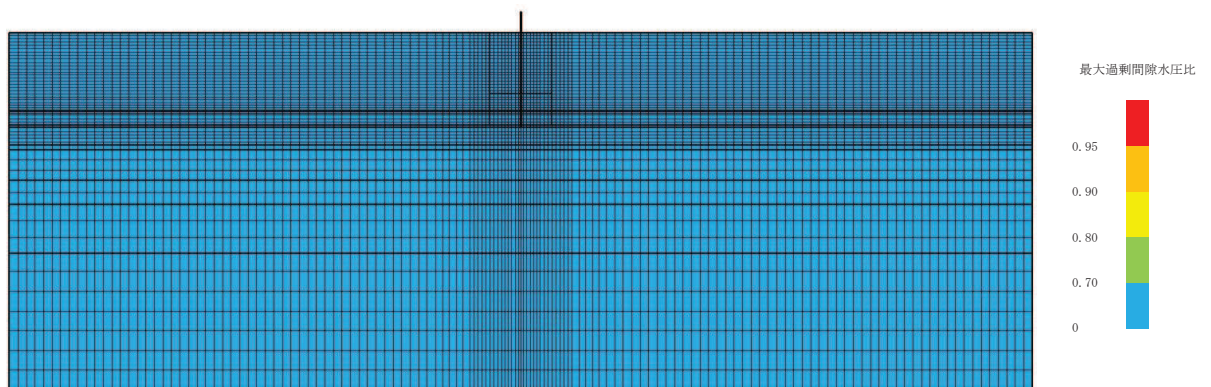
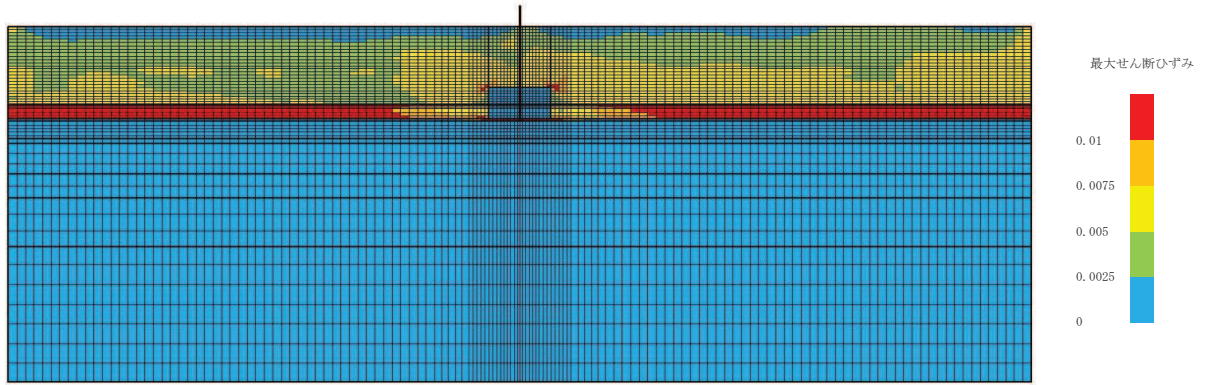


(最大せん断ひずみ分布)

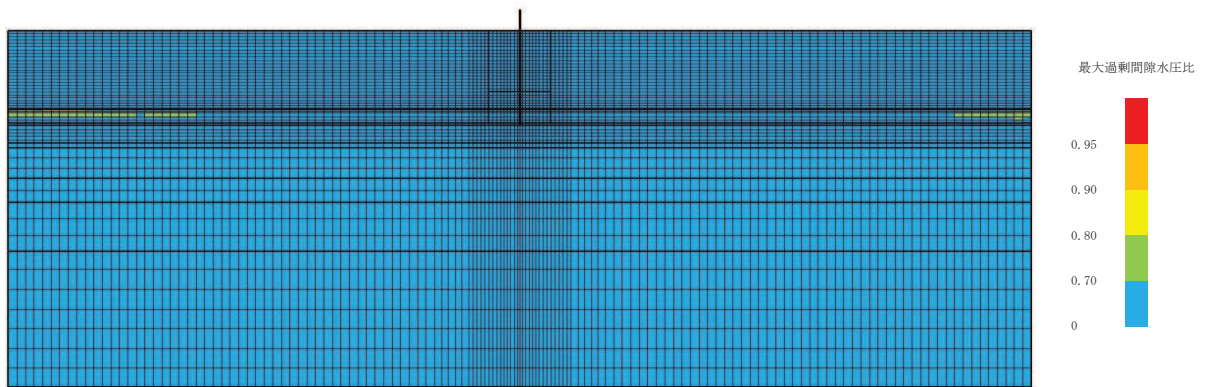


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (3) 最大応答値分布 (ケース 6(1), $S_s - D3$)

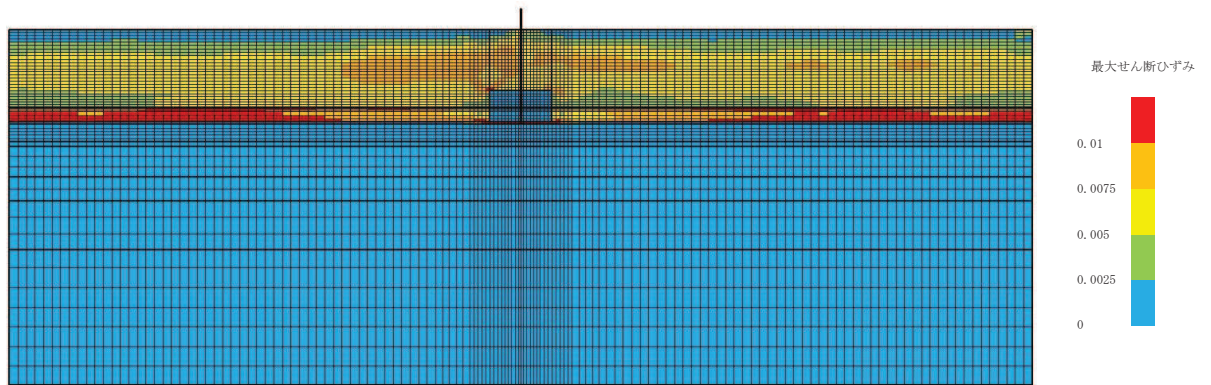


(最大せん断ひずみ分布)

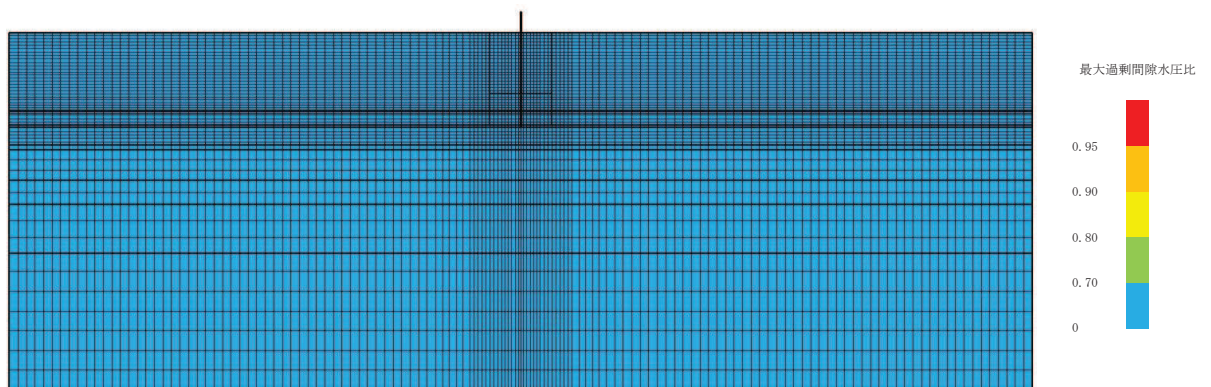


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (4) 最大応答値分布 (ケース 6(1), $S_s - F1$)

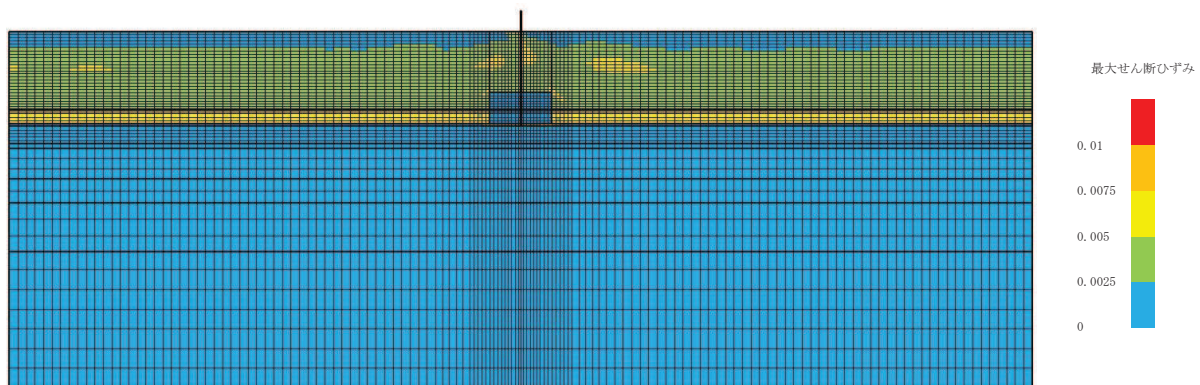


(最大せん断ひずみ分布)

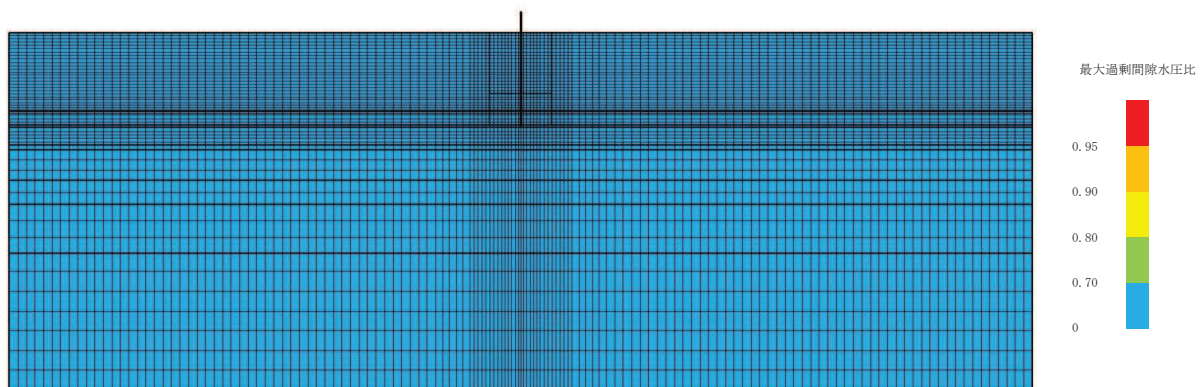


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (5) 最大応答値分布 (ケース 6(1), S_s-F 2)

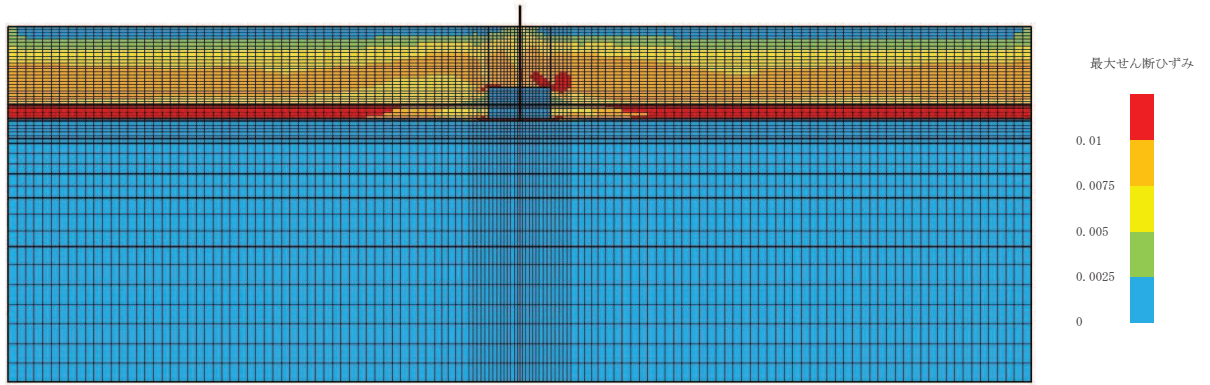


(最大せん断ひずみ分布)

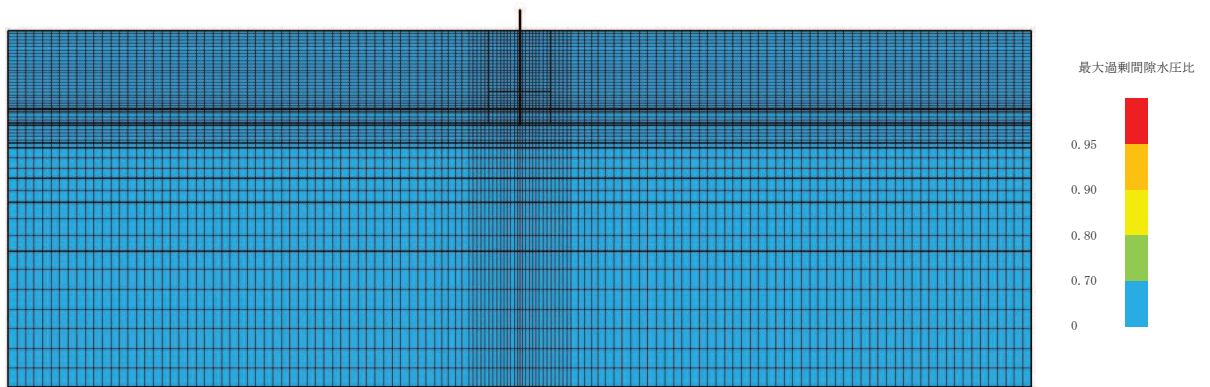


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (6) 最大応答値分布 (ケース 6(1), S_s-F3)

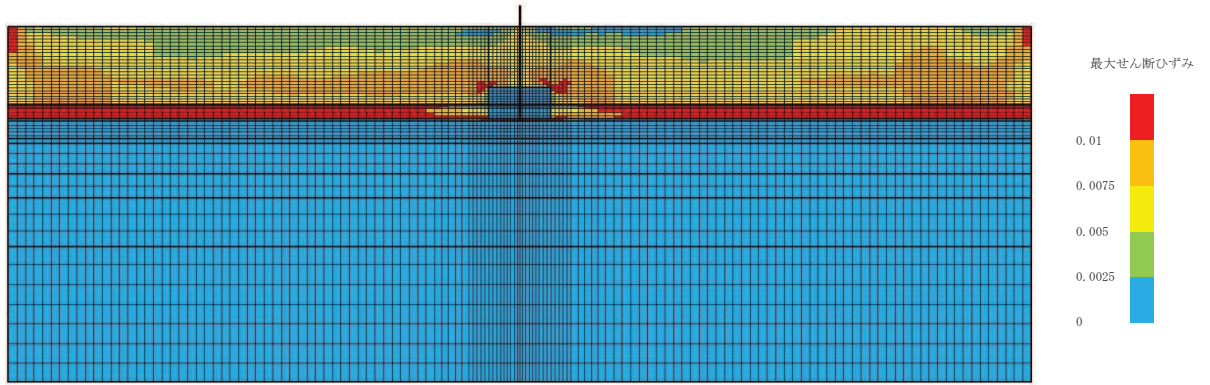


(最大せん断ひずみ分布)

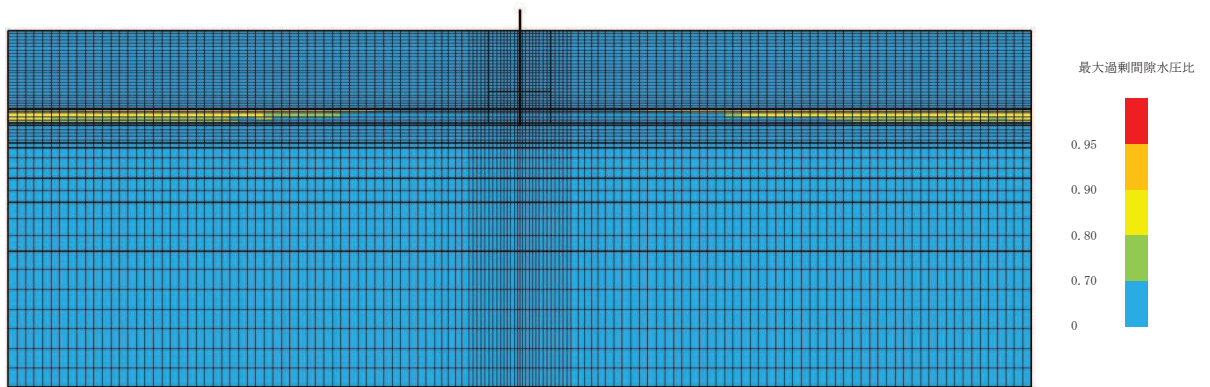


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (7) 最大応答値分布 (ケース 6(1), $S_s - N1$)

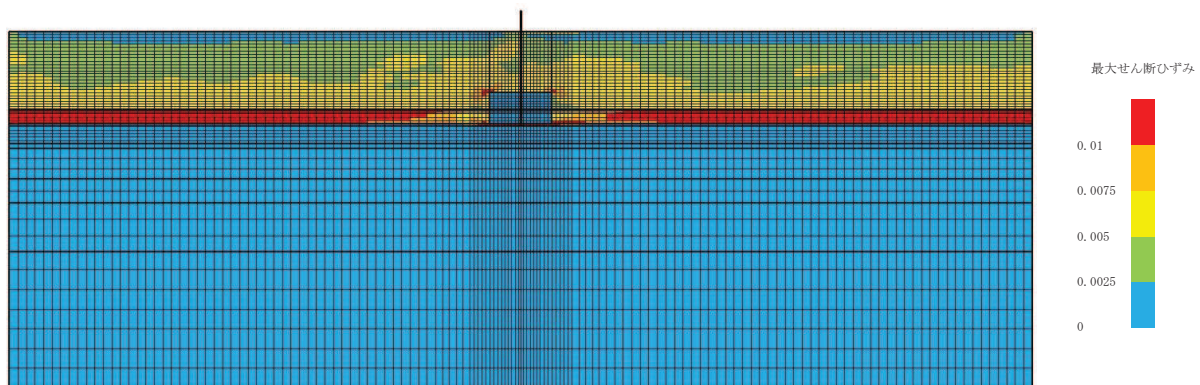


(最大せん断ひずみ分布)

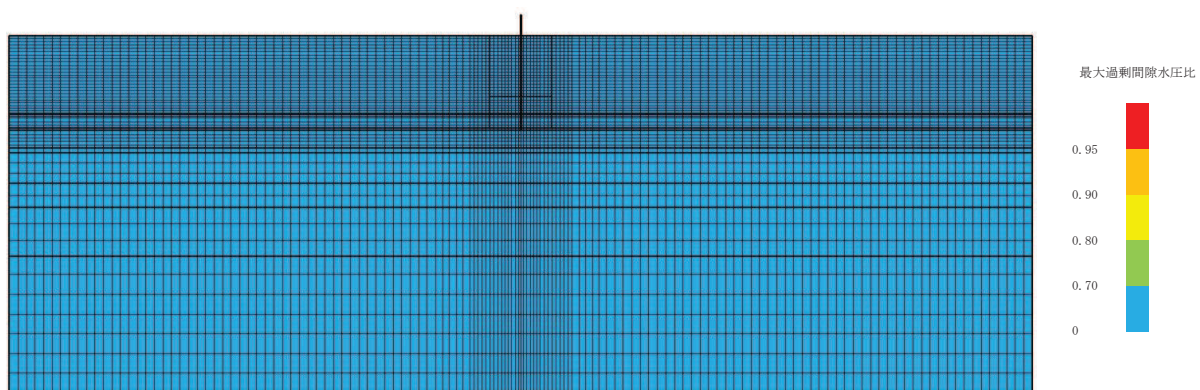


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (8) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - D1$)

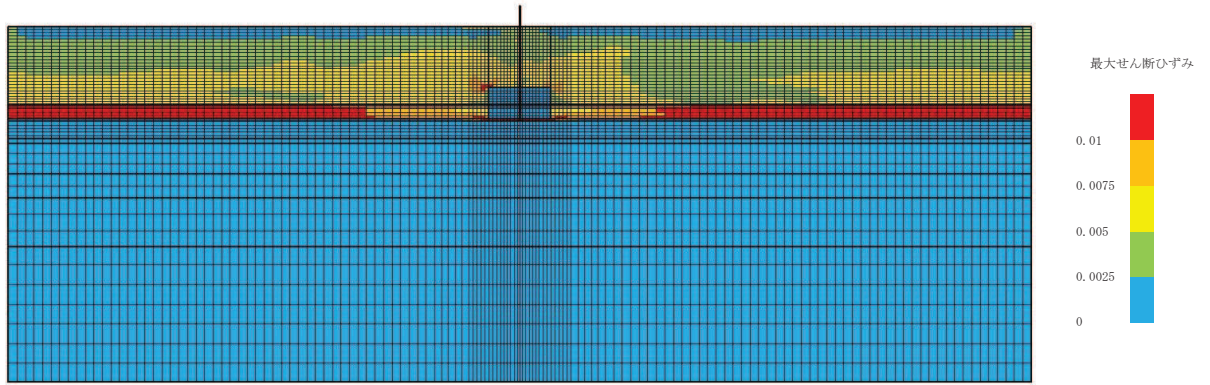


(最大せん断ひずみ分布)

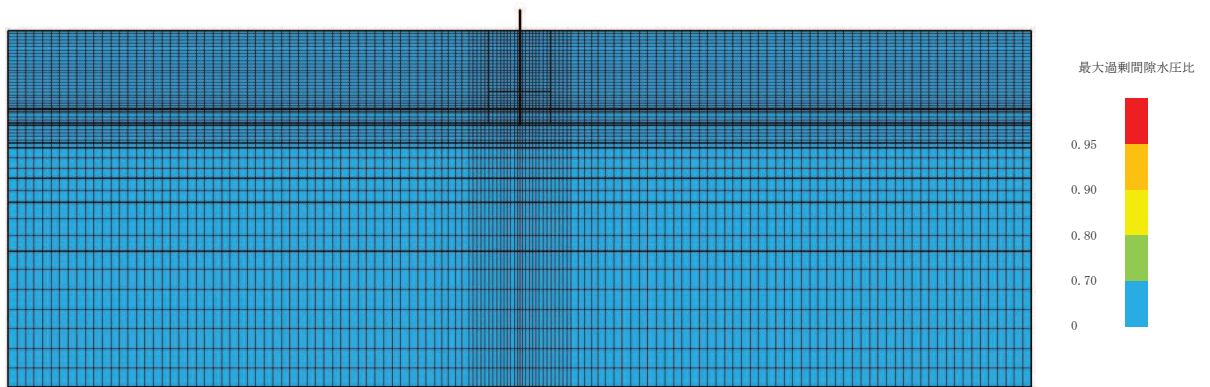


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (9) 最大応答値分布 (ケース 6(2), S_s-D2)

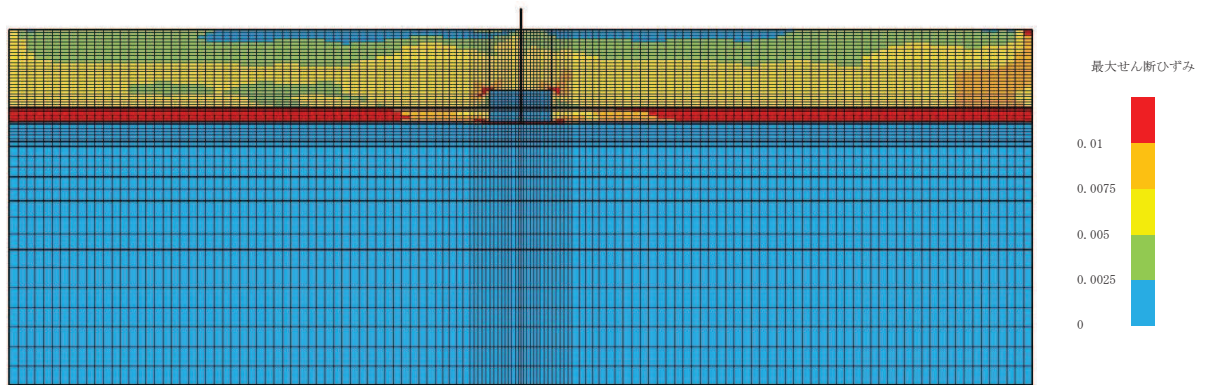


(最大せん断ひずみ分布)

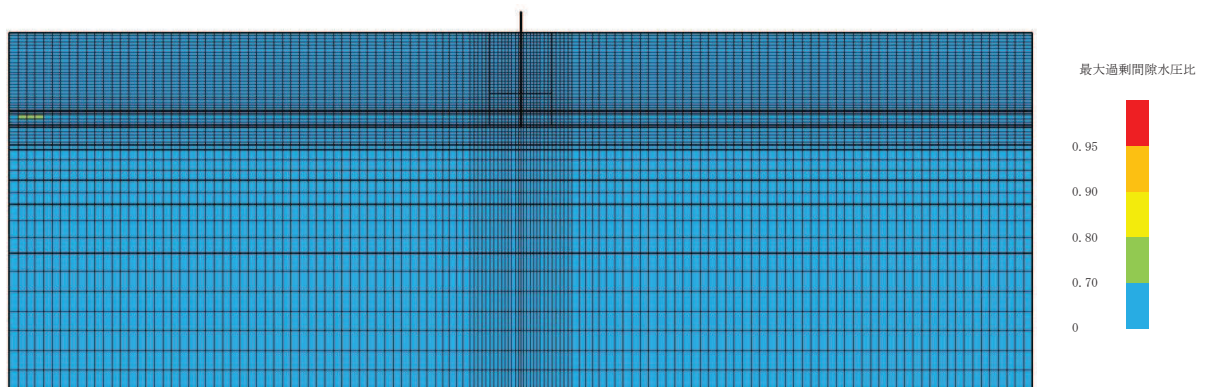


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (10) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - D3$)

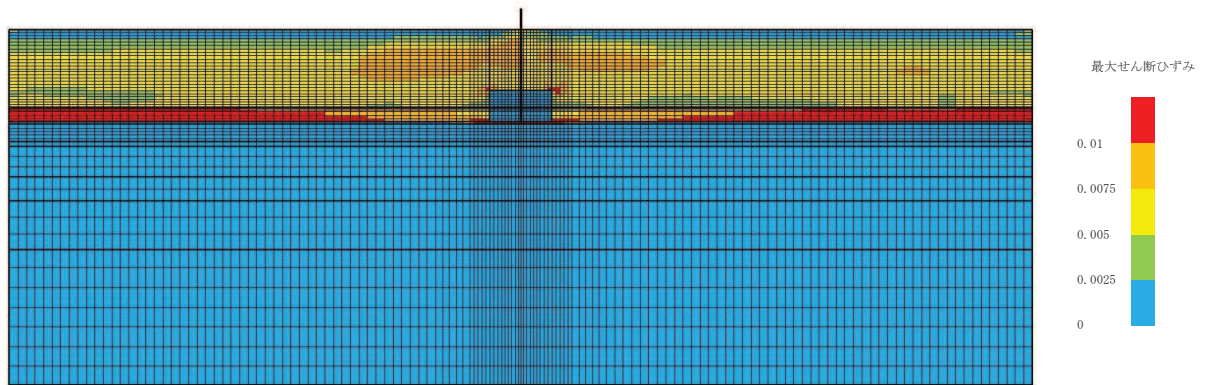


(最大せん断ひずみ分布)

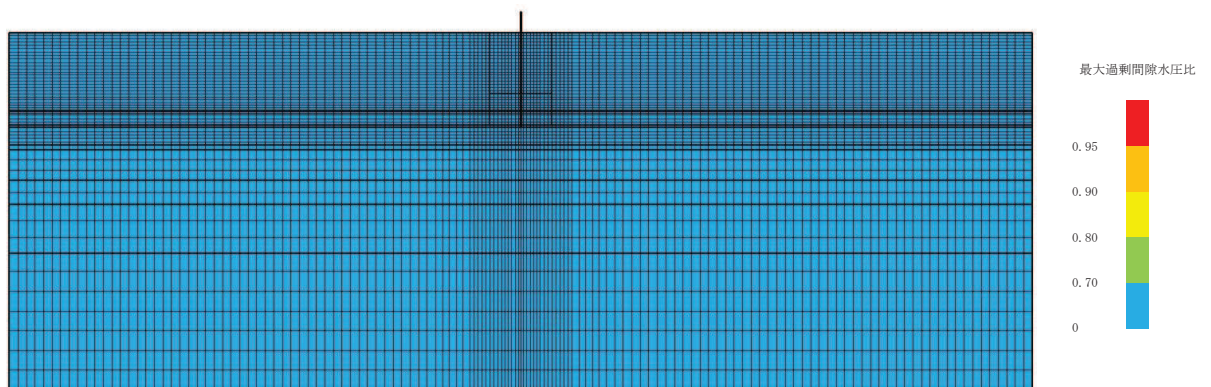


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (11) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - F1$)

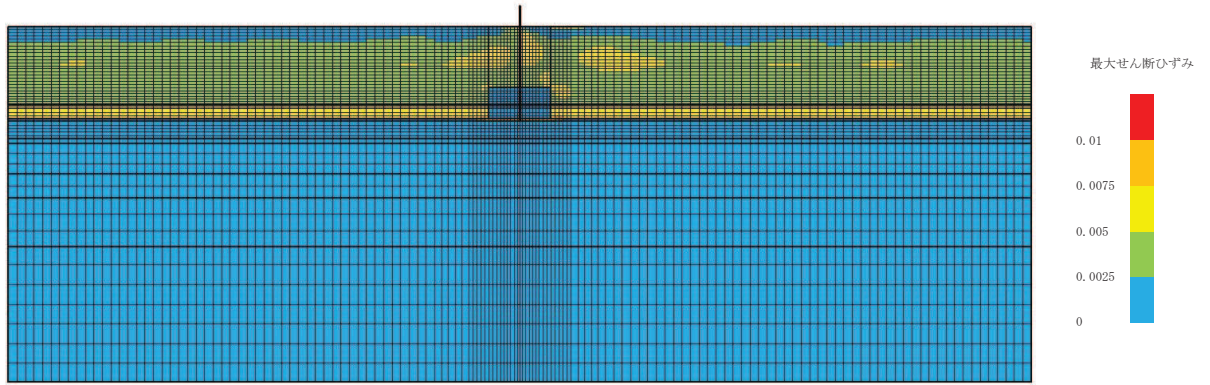


(最大せん断ひずみ分布)

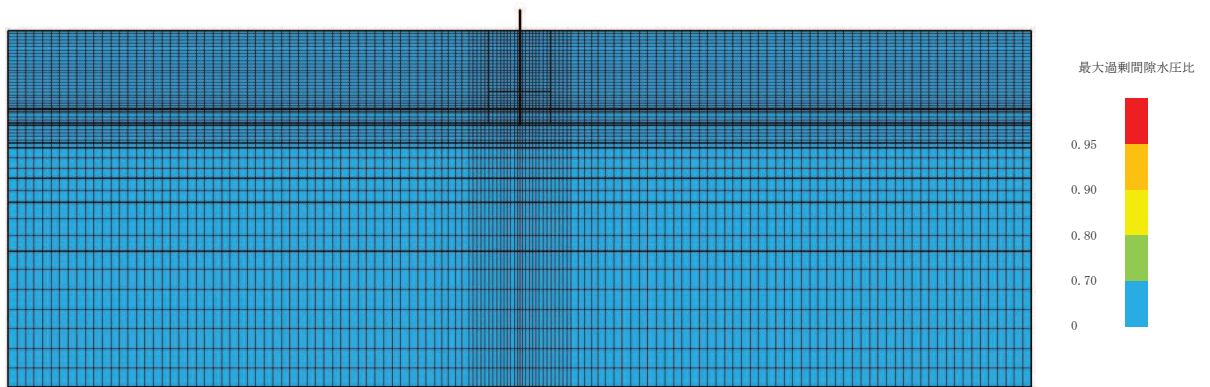


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (12) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - F_2$)

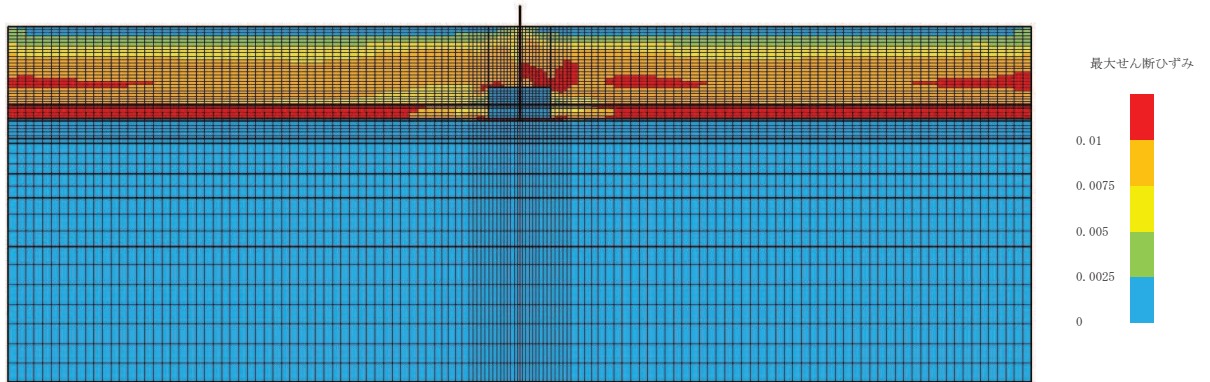


(最大せん断ひずみ分布)

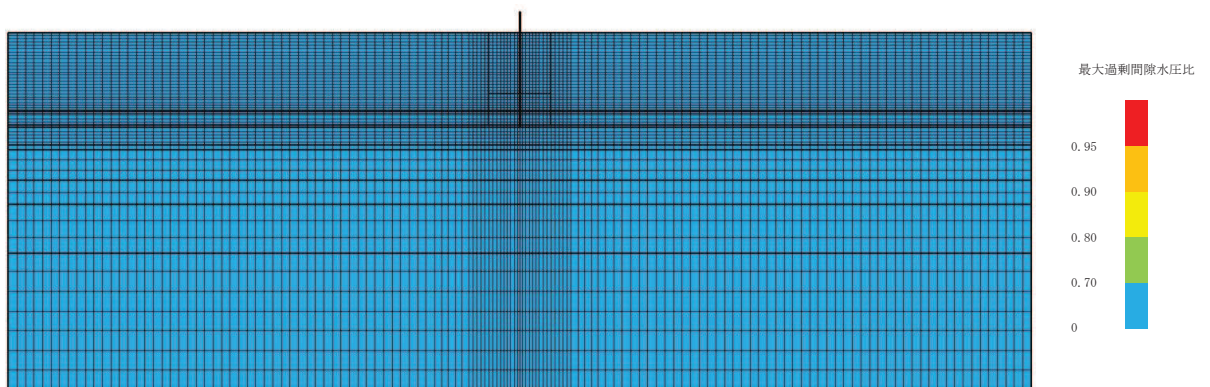


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (13) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - F3$)

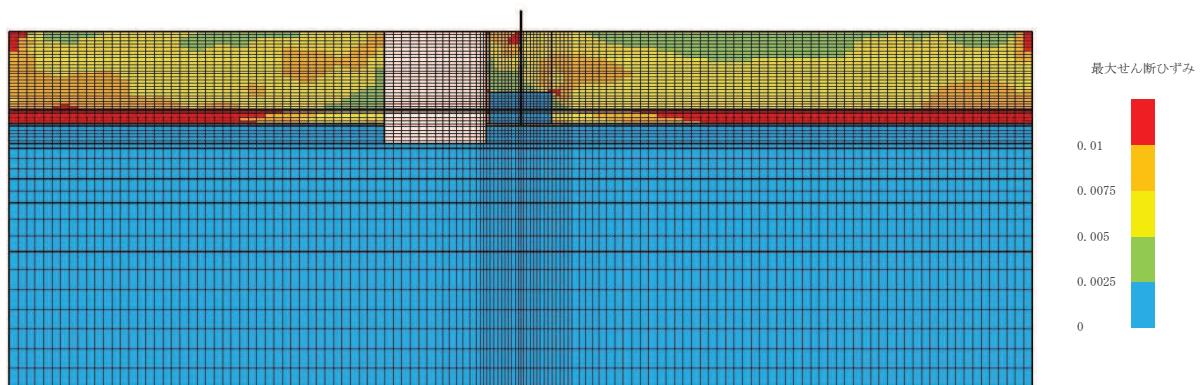


(最大せん断ひずみ分布)

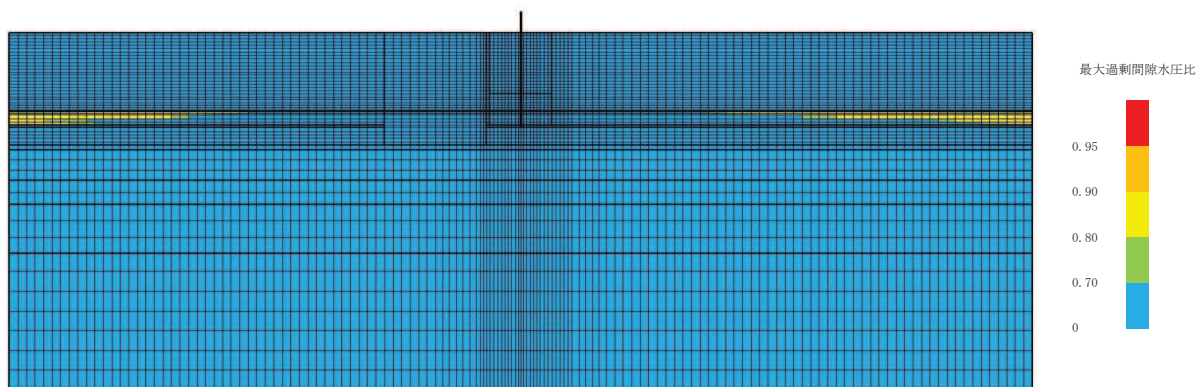


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (14) 最大応答値分布 (ケース 6(2), $S_s - N1$)

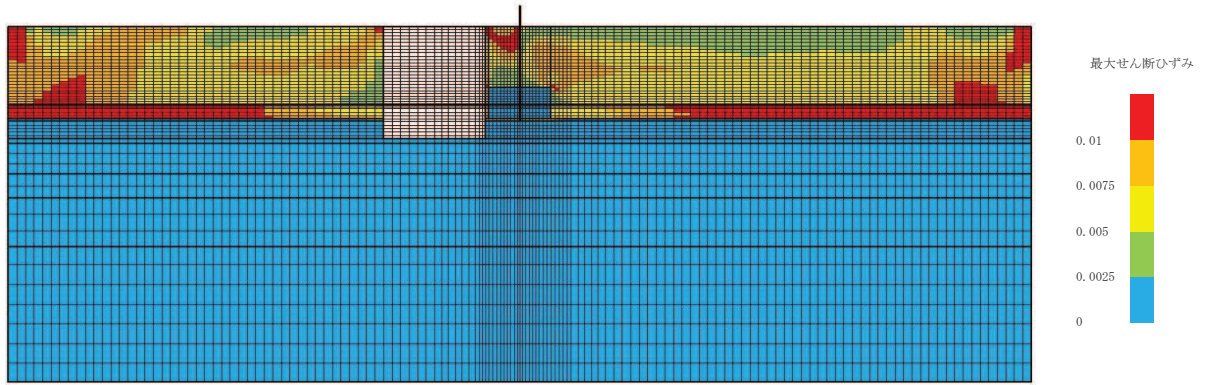


(最大せん断ひずみ分布)

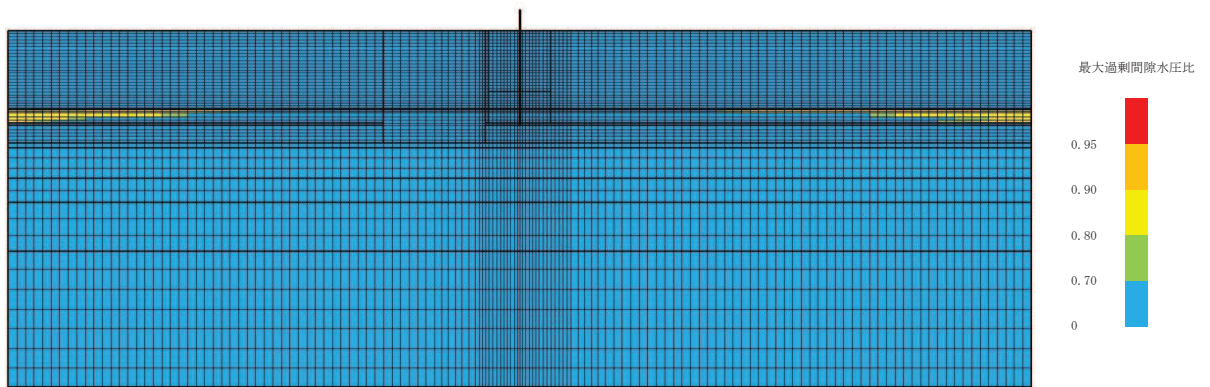


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (1) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - D1$ (++))

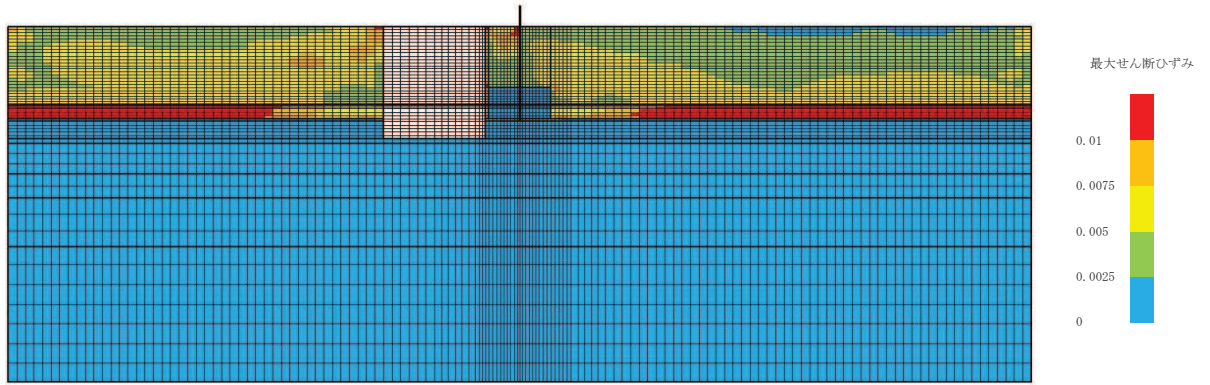


(最大せん断ひずみ分布)

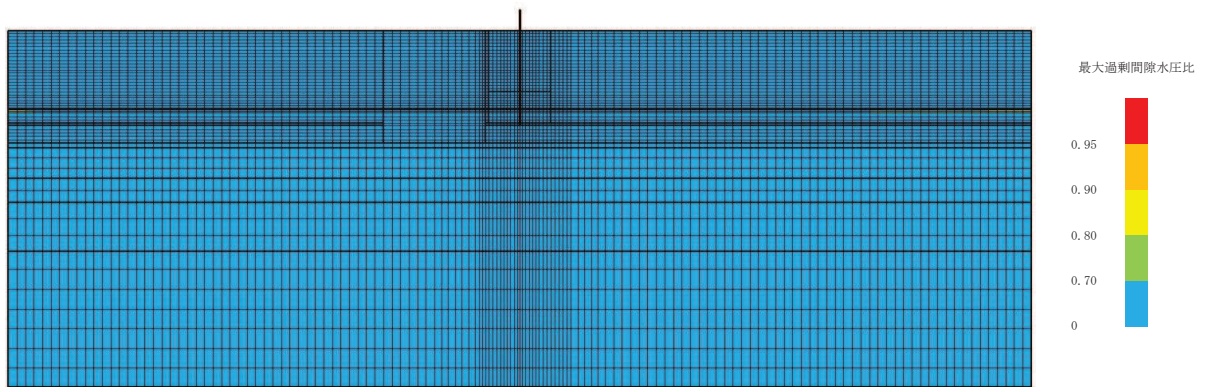


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (2) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - D1 (-+)$)

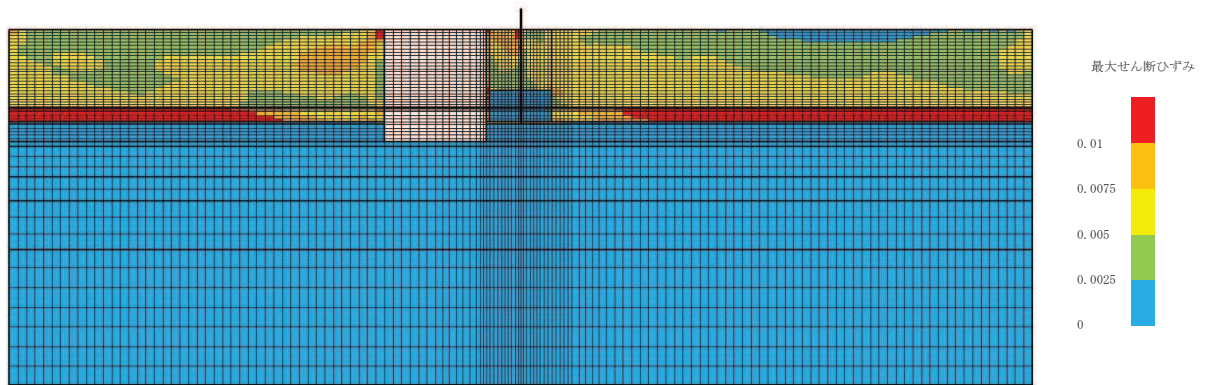


(最大せん断ひずみ分布)

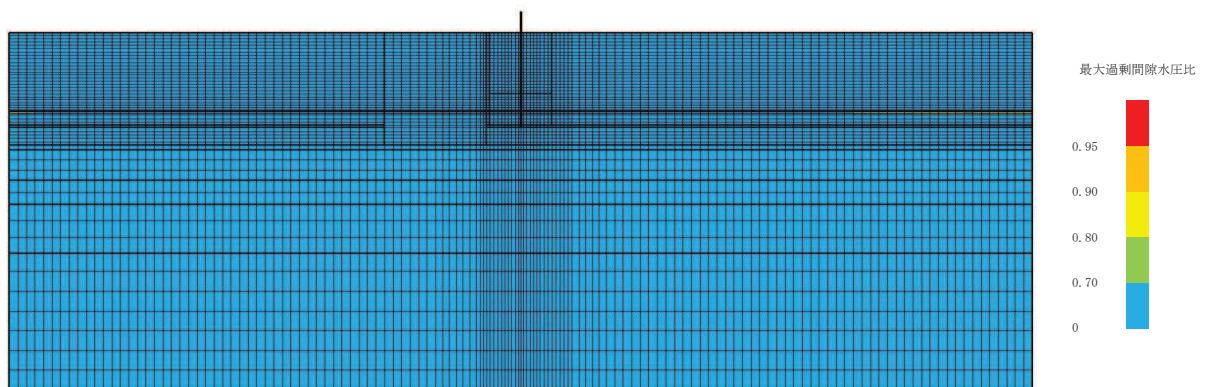


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (3) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - D_2$ (++))

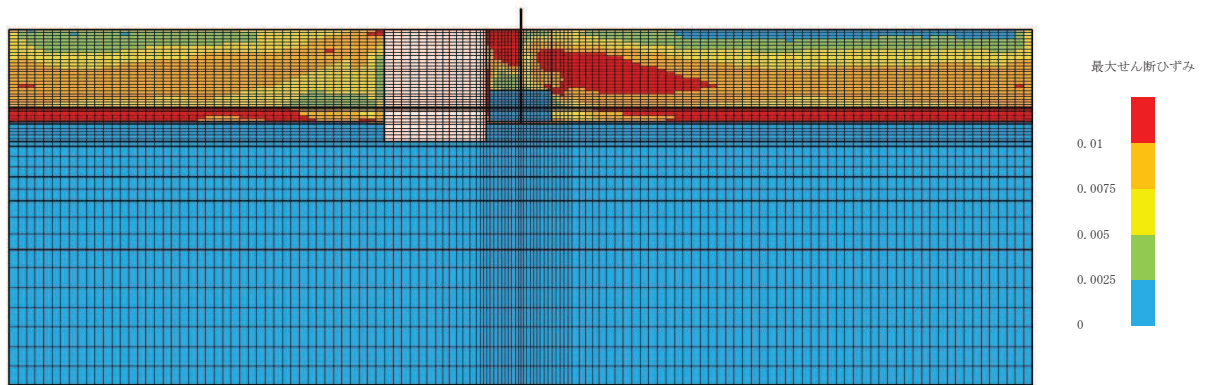


(最大せん断ひずみ分布)

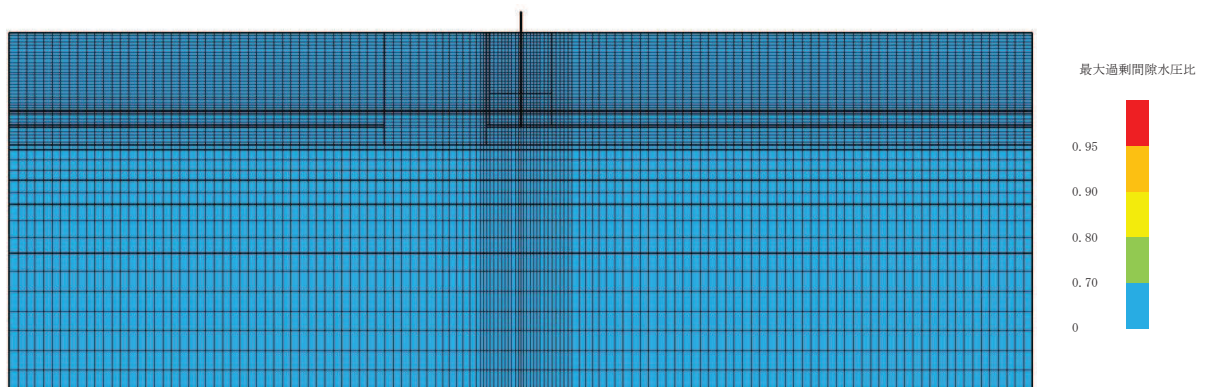


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (4) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - D_2 (-+)$)

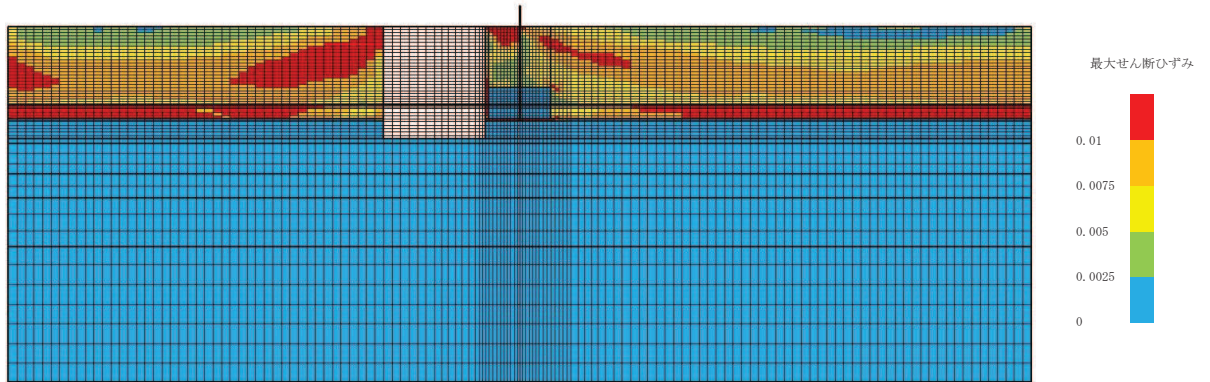


(最大せん断ひずみ分布)

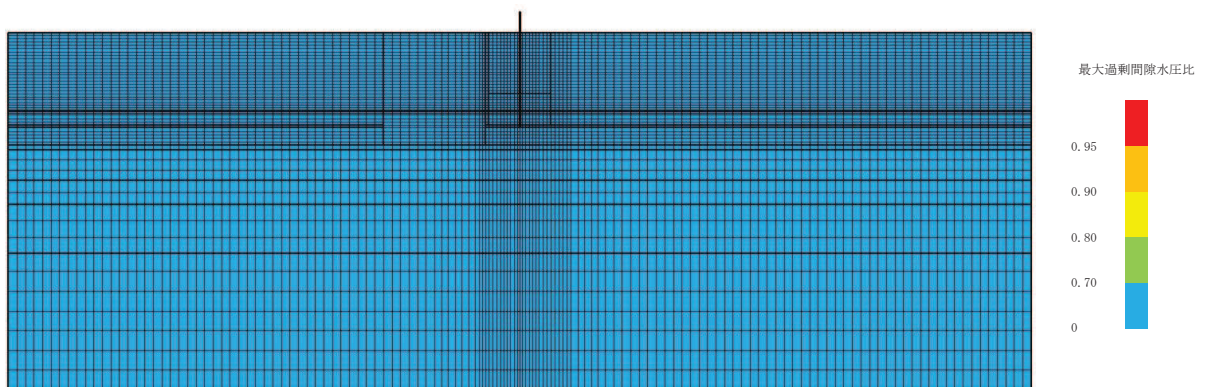


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (5) 最大応答値分布 (ケース 7(1), S_s-N1 (++))

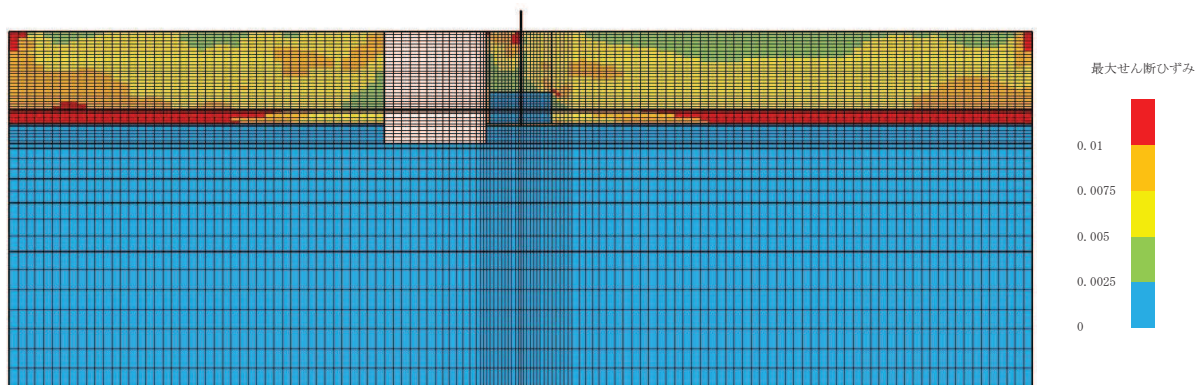


(最大せん断ひずみ分布)

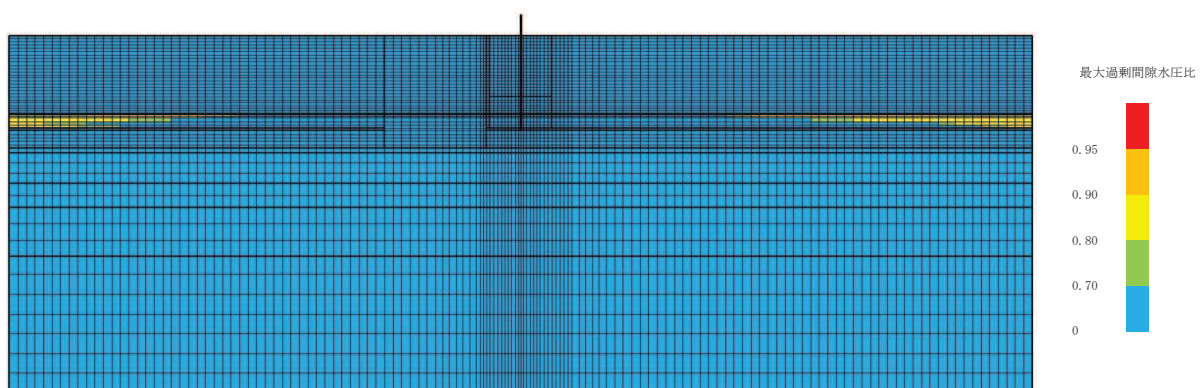


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (6) 最大応答値分布 (ケース 7(1), $S_s - N_1 (-+)$)

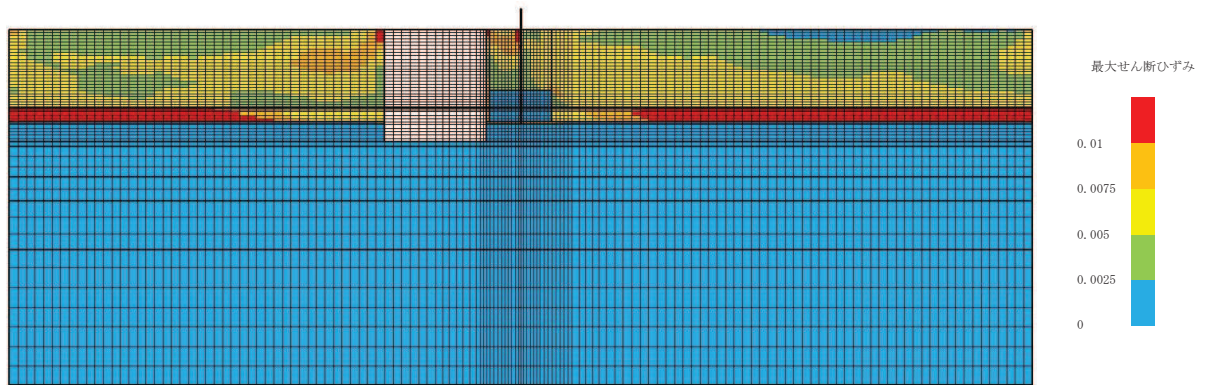


(最大せん断ひずみ分布)

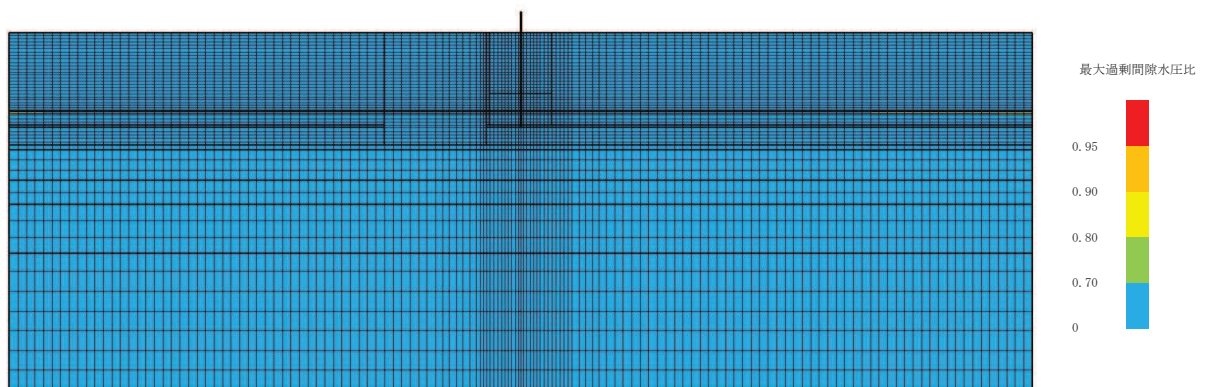


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (7) 最大応答値分布 (ケース 7(2), S s - D 1 (++))

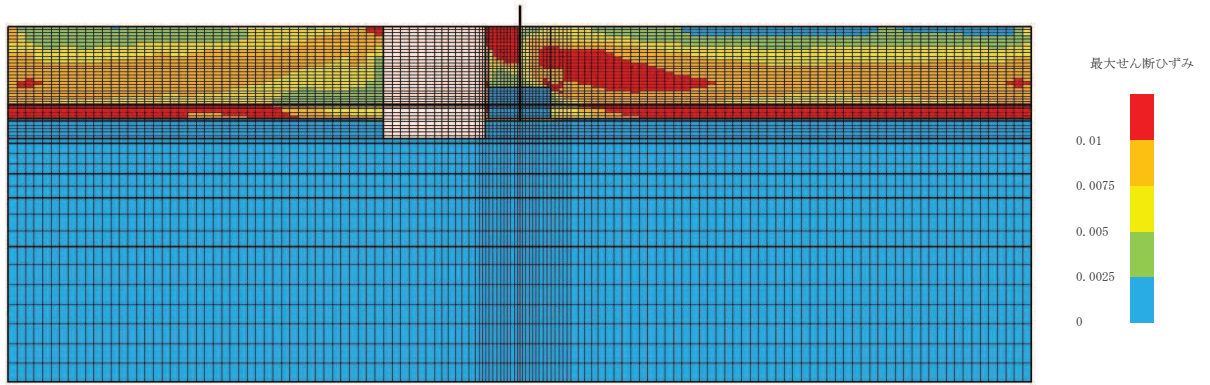


(最大せん断ひずみ分布)

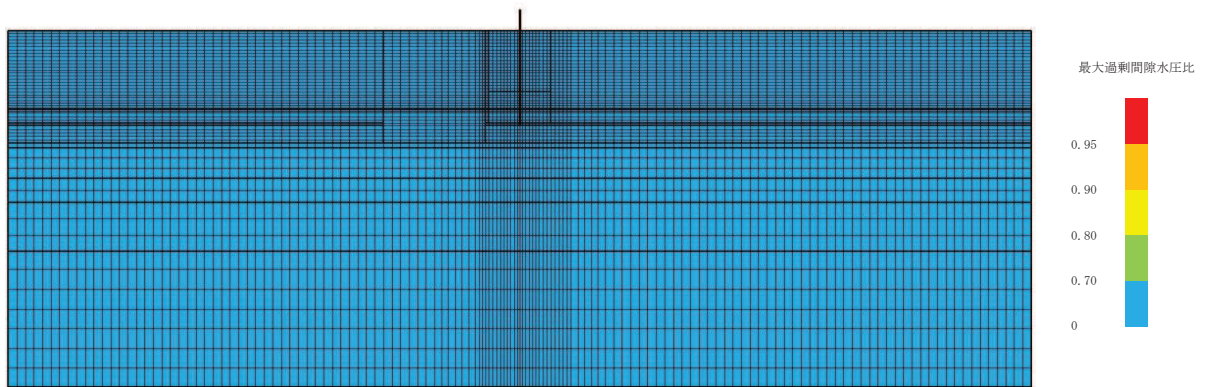


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (8) 最大応答値分布 (ケース 7(2), $S_s - D_2 (-+)$)

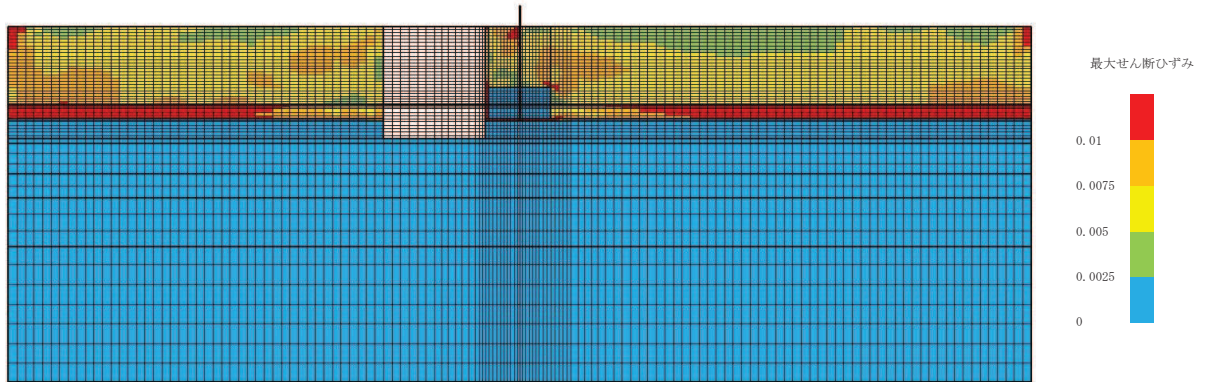


(最大せん断ひずみ分布)

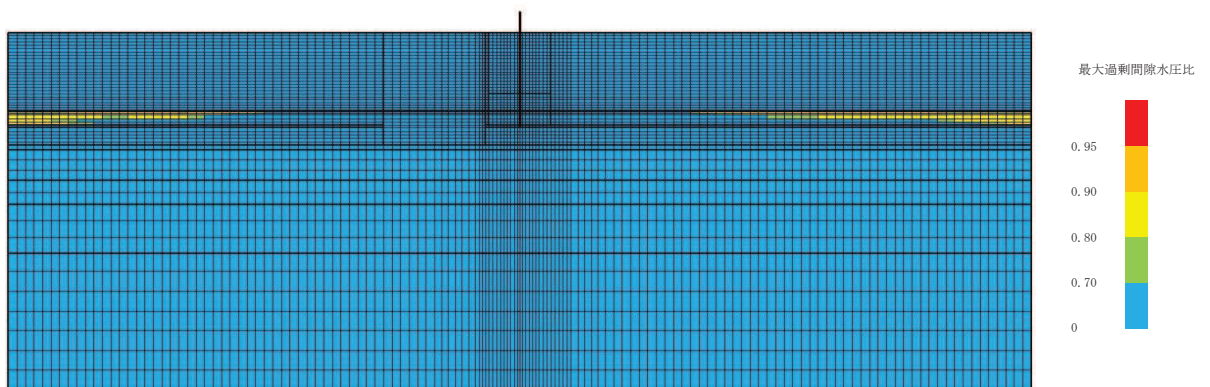


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

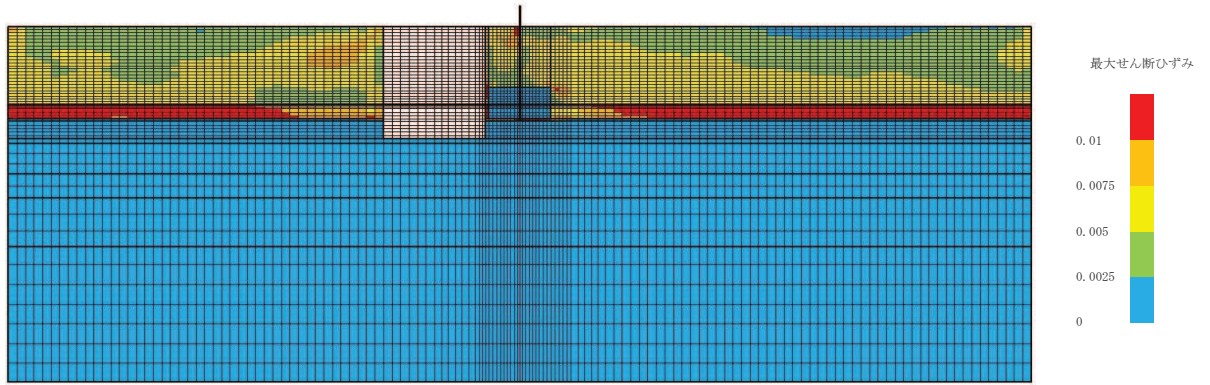


(最大せん断ひずみ分布)

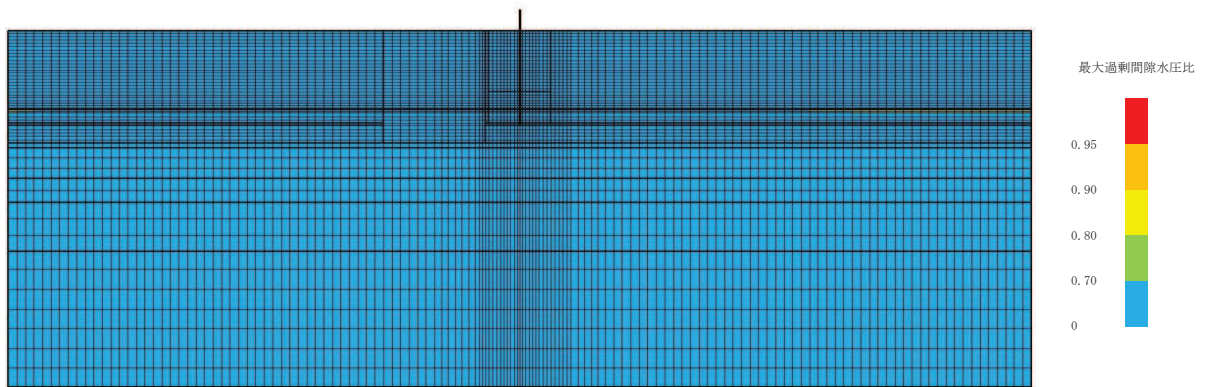


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (10) 最大応答値分布 (ケース 7(3), $S_s - D1$ (++))

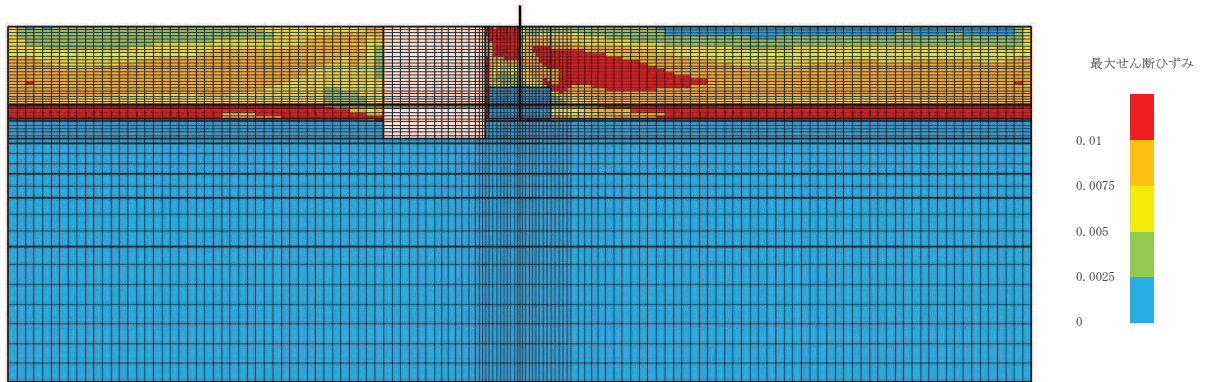


(最大せん断ひずみ分布)

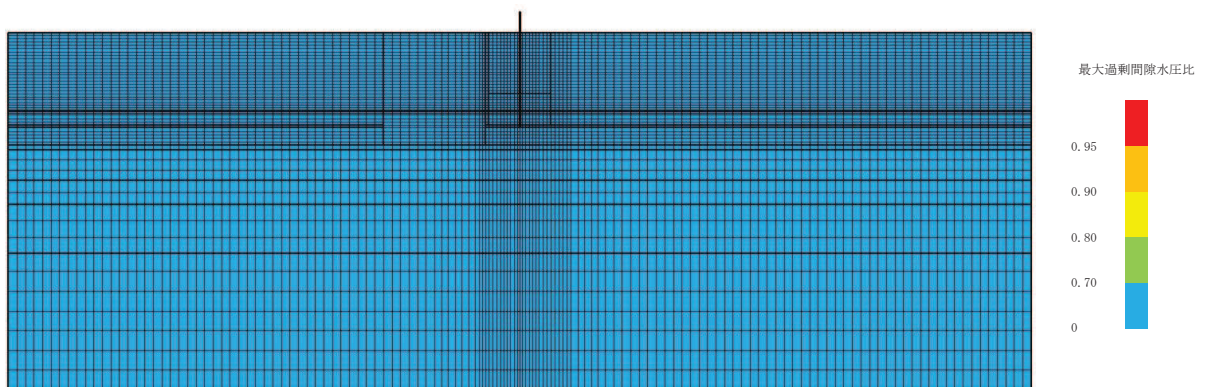


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (11) 最大応答値分布 (ケース 7(3), $S_s - D2 (-+)$)

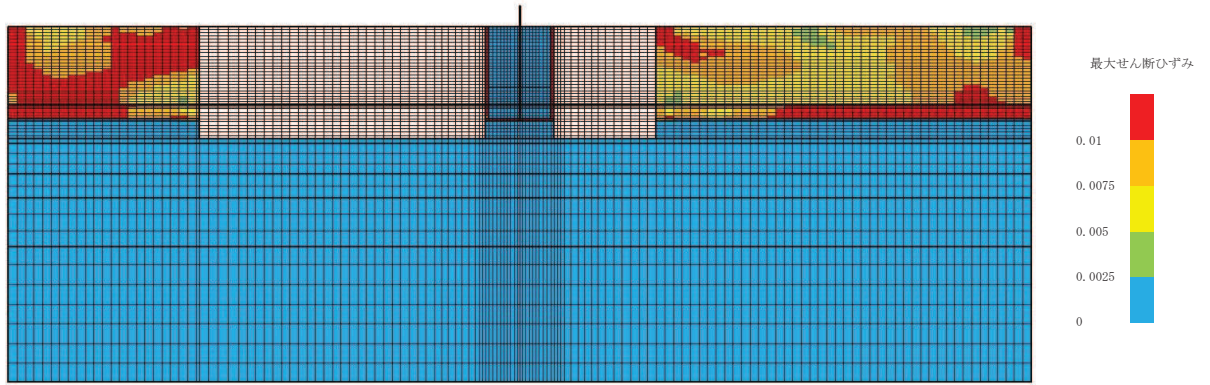


(最大せん断ひずみ分布)

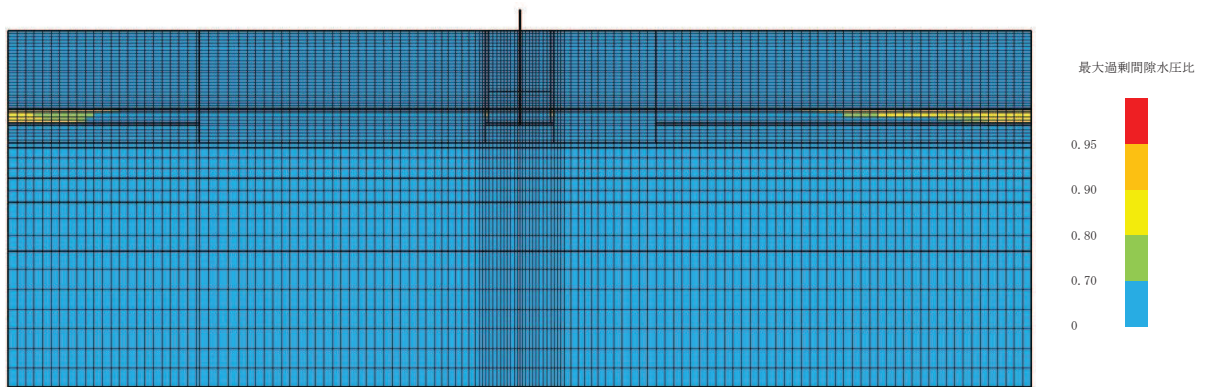


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (12) 最大応答値分布 (ケース 7(3), $S_s - N1$ (++))

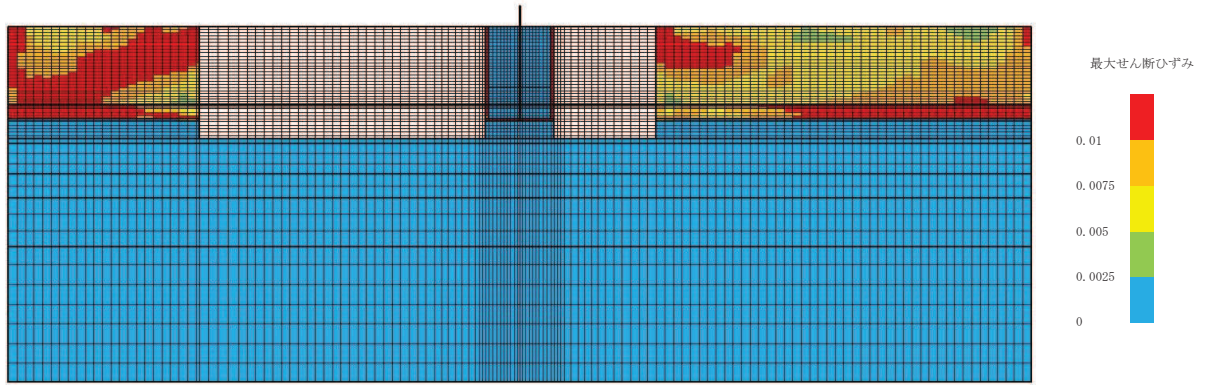


(最大せん断ひずみ分布)

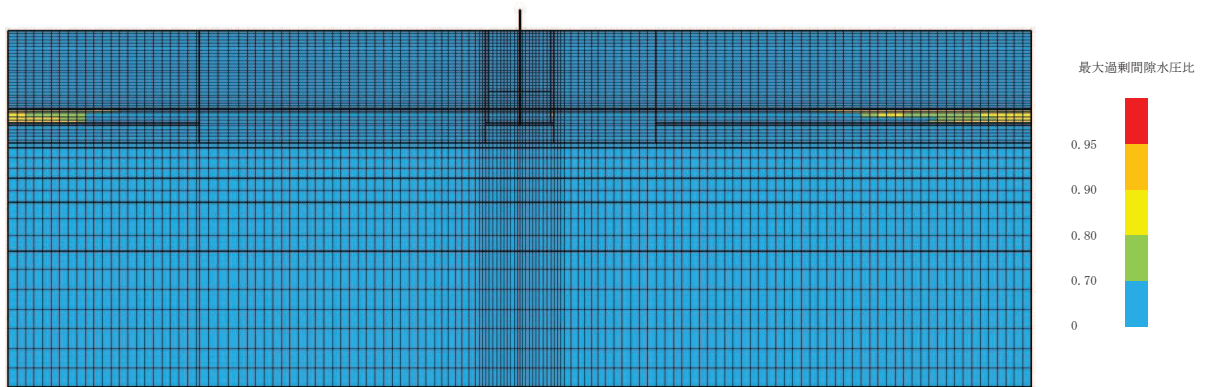


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (13) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D1$ (++))

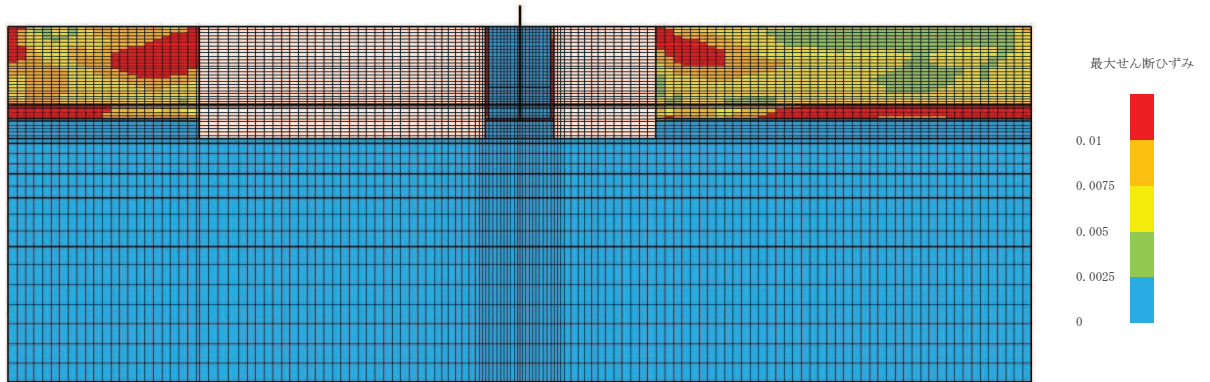


(最大せん断ひずみ分布)

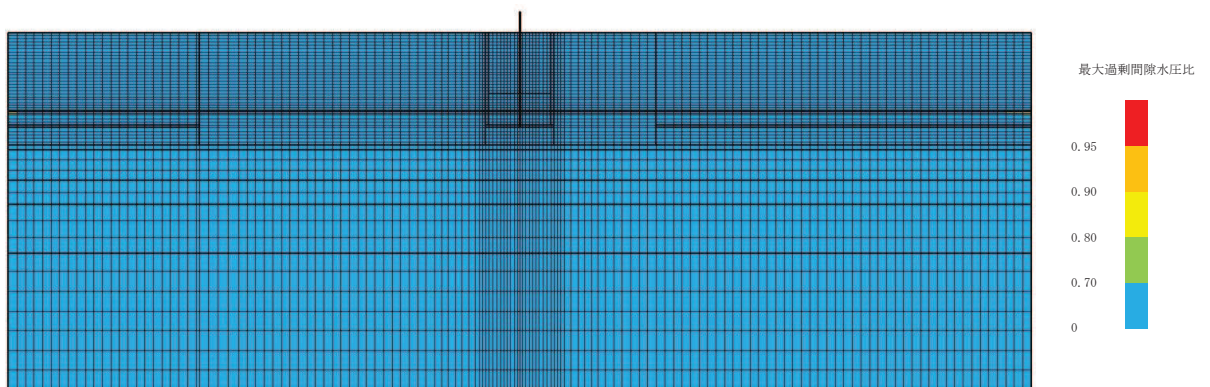


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (14) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D1 (-+)$)

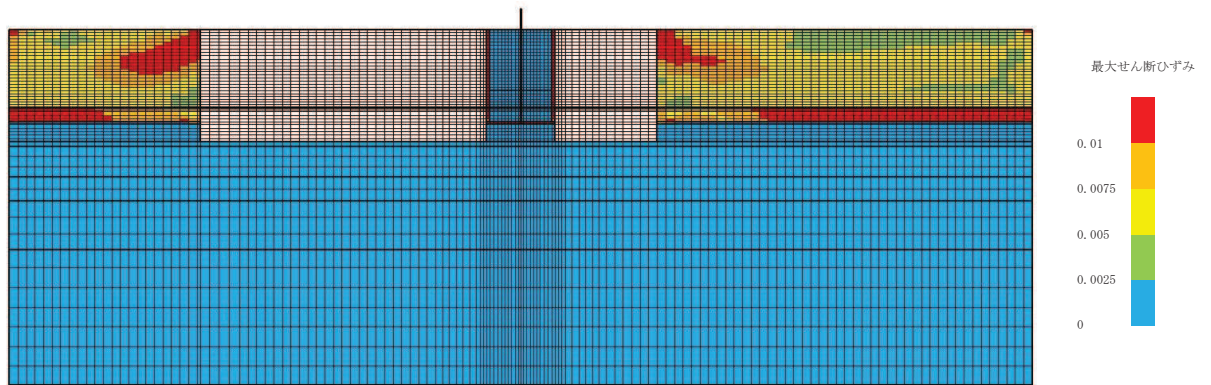


(最大せん断ひずみ分布)

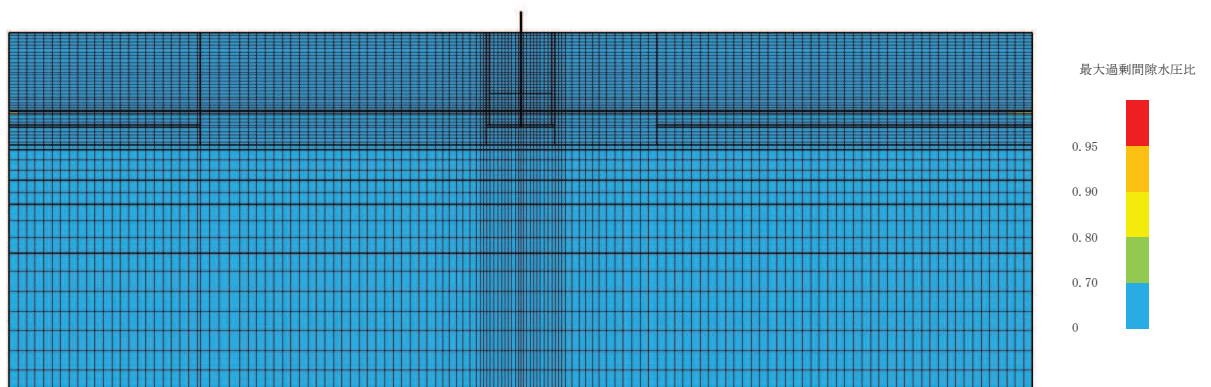


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (15) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D 2 (+ +)$)

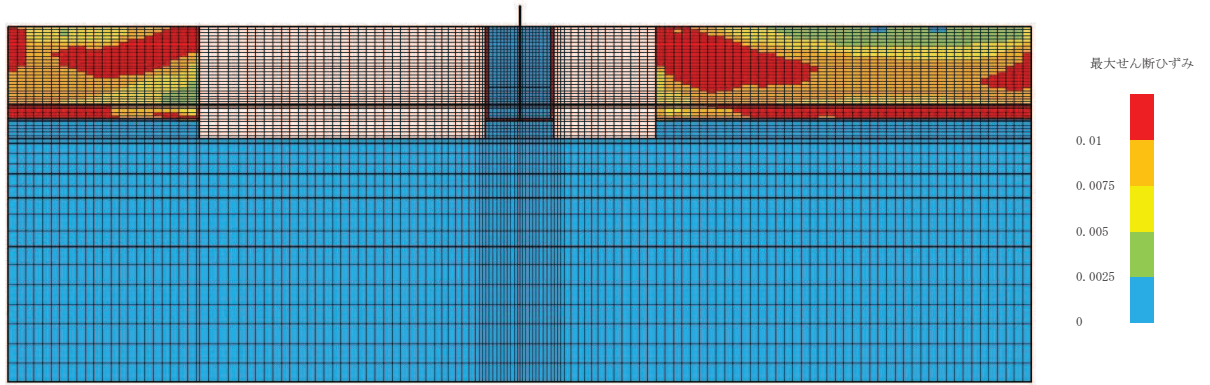


(最大せん断ひずみ分布)

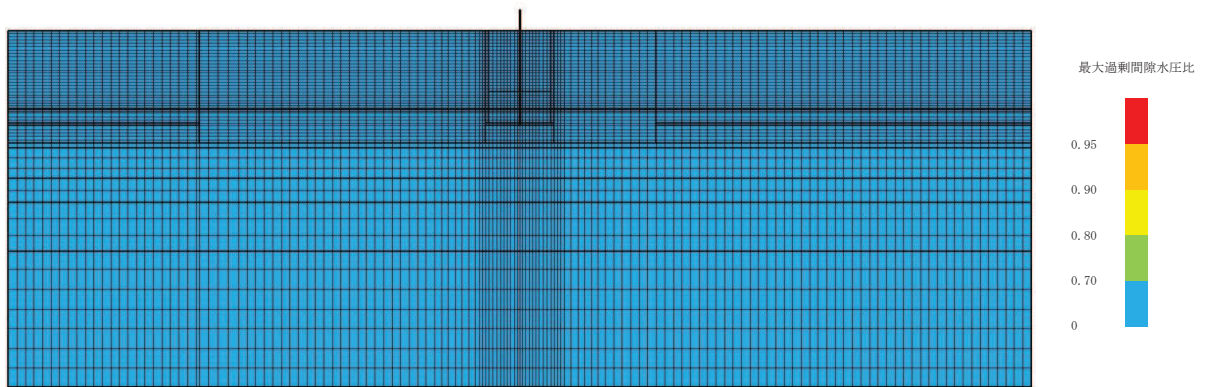


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (16) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - D 2 (-+)$)

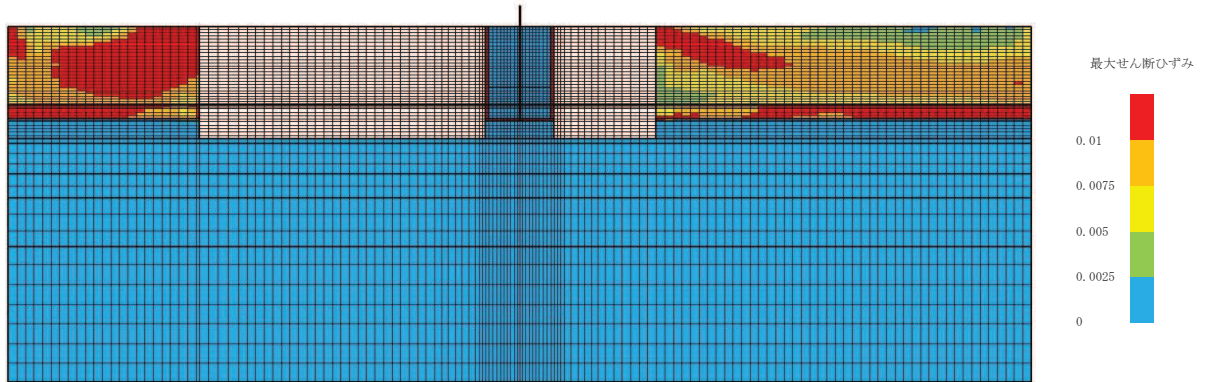


(最大せん断ひずみ分布)

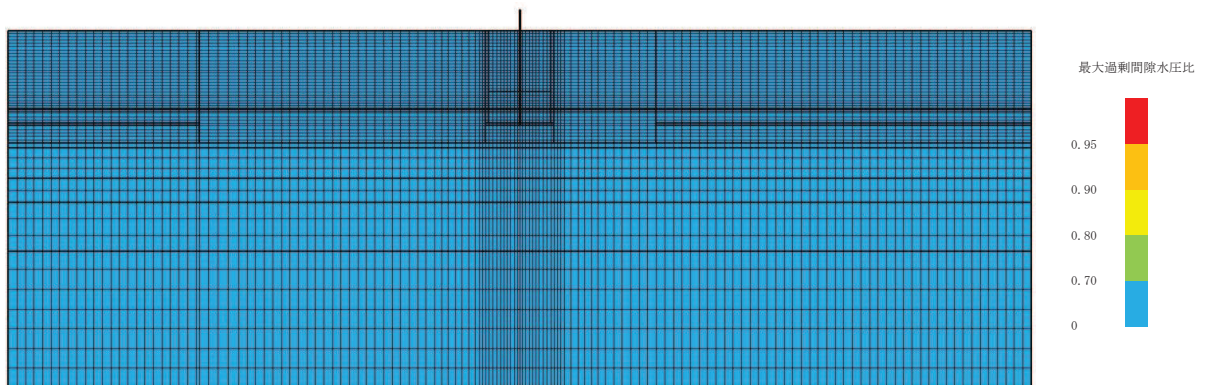


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (17) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - N1$ (++))

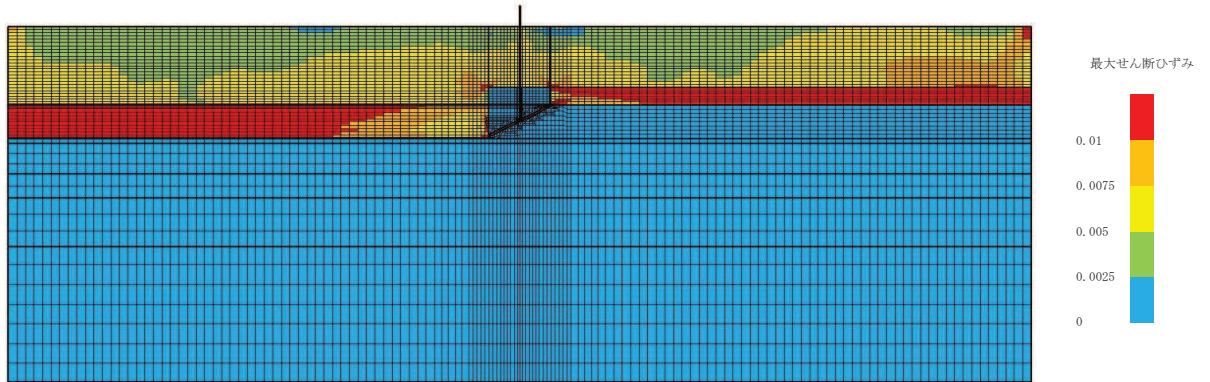


(最大せん断ひずみ分布)

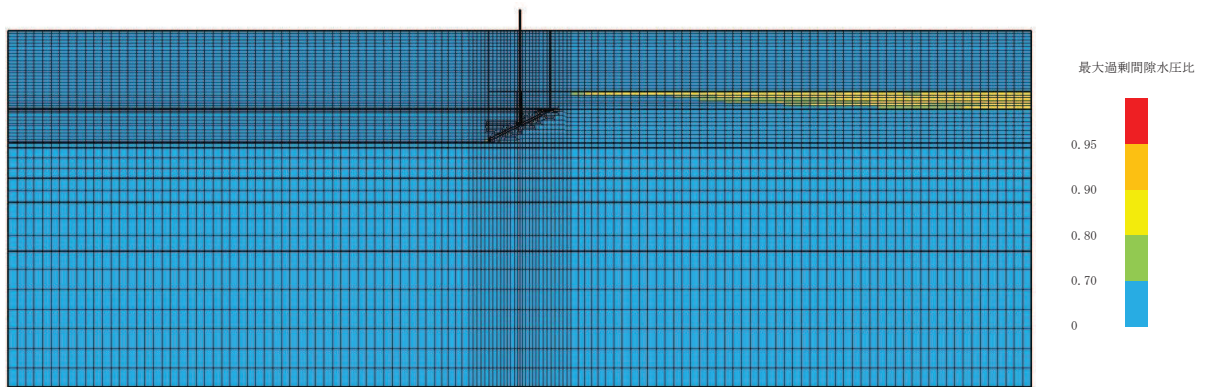


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-7 (18) 最大応答値分布 (ケース 7(4), $S_s - N1 (-+)$)

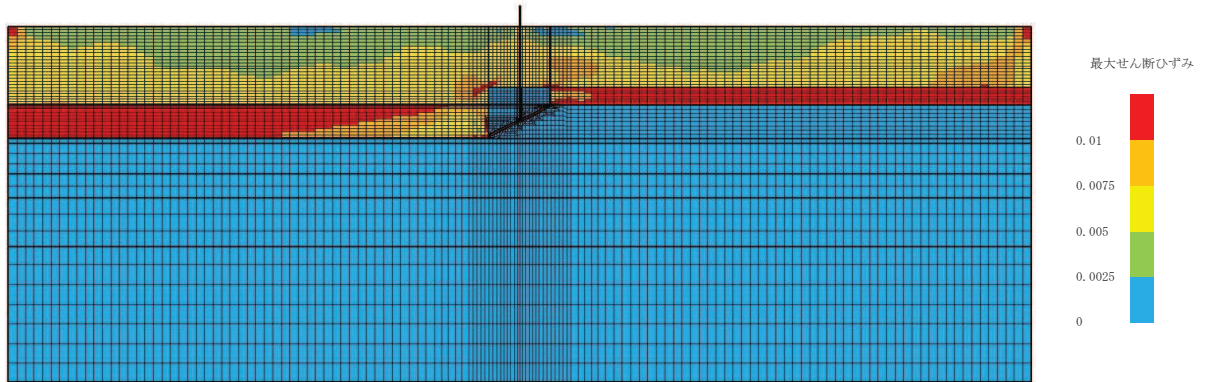


(最大せん断ひずみ分布)

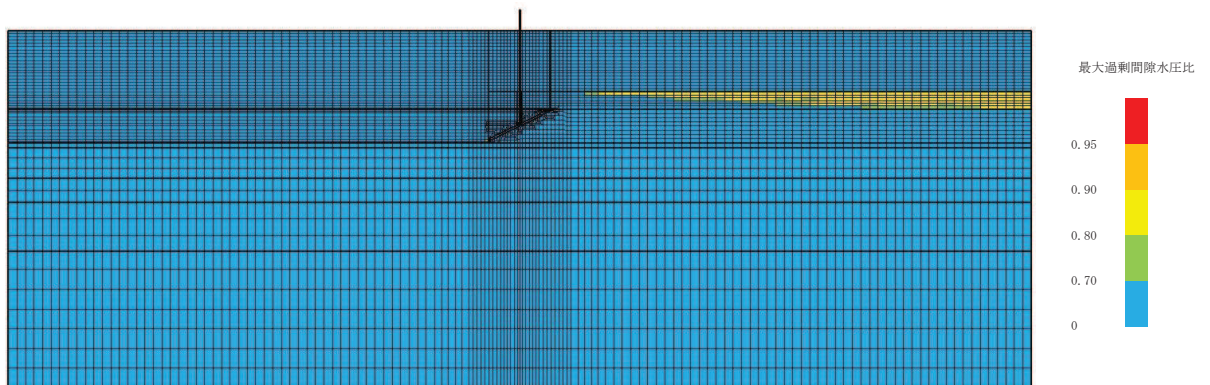


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-8 (1) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D1$ (++))

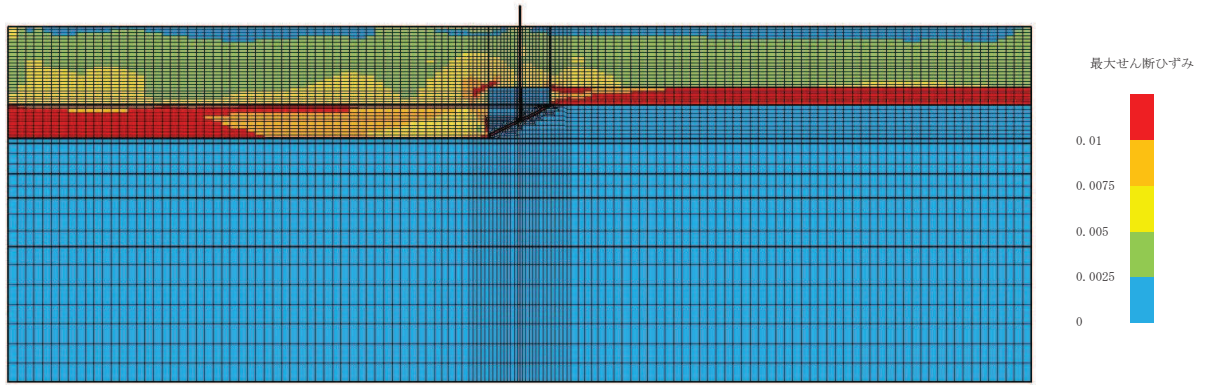


(最大せん断ひずみ分布)

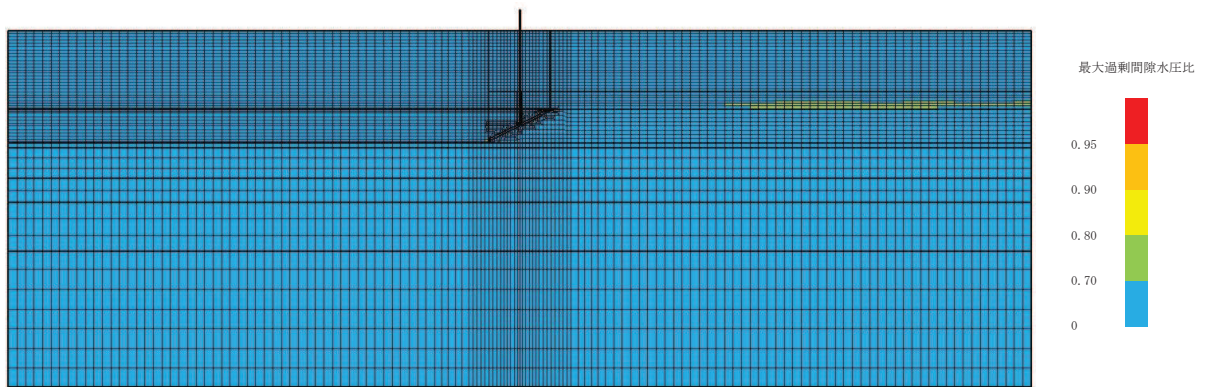


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-8 (2) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D1 (-+)$)

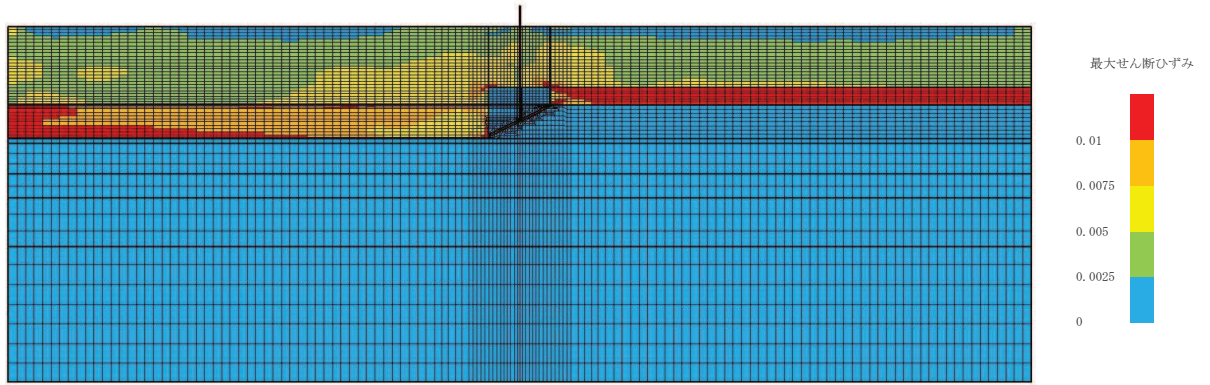


(最大せん断ひずみ分布)

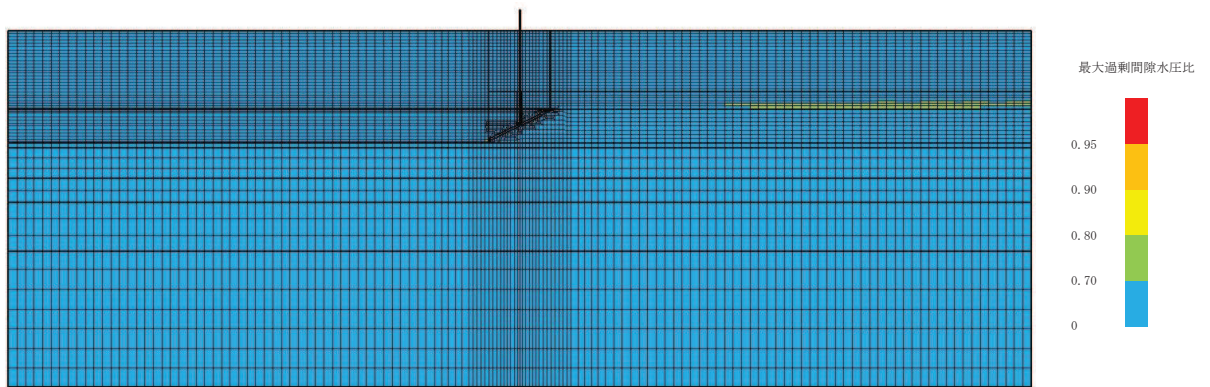


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-8 (3) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D2$ (++))

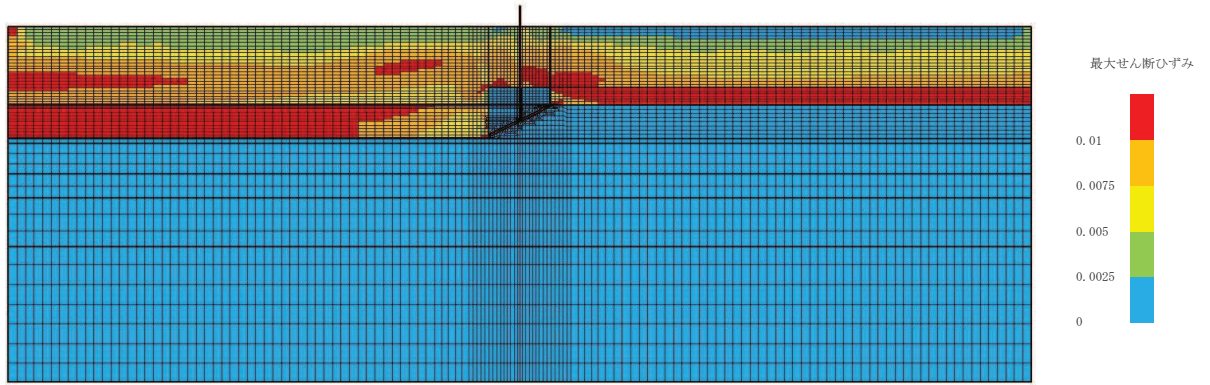


(最大せん断ひずみ分布)

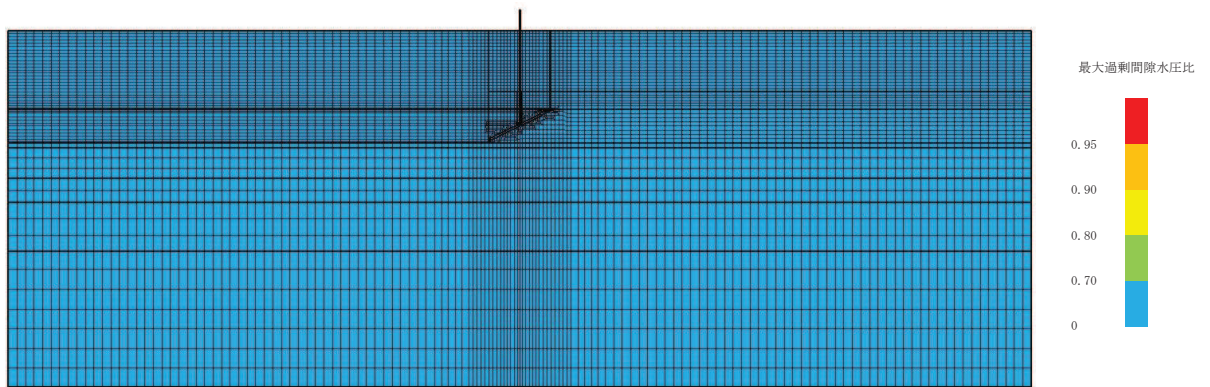


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-8 (4) 最大応答値分布 (ケース 8, $S_s - D2 (-+)$)

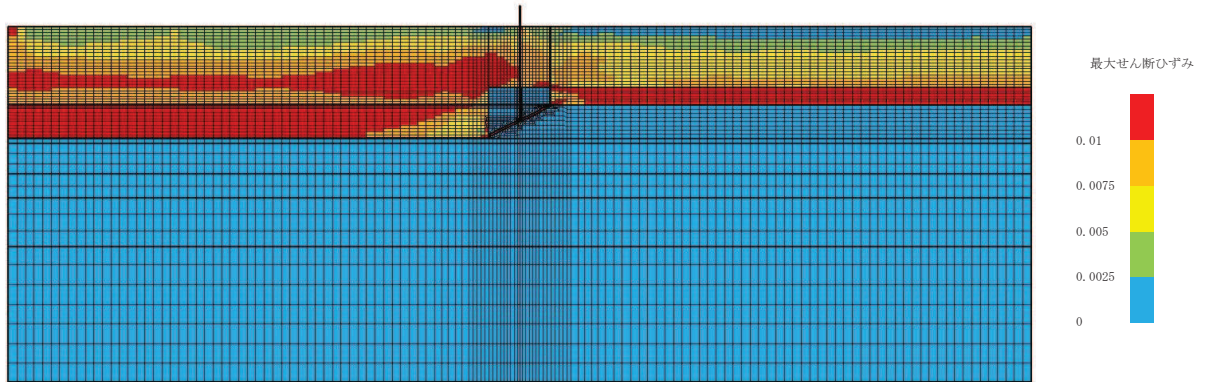


(最大せん断ひずみ分布)

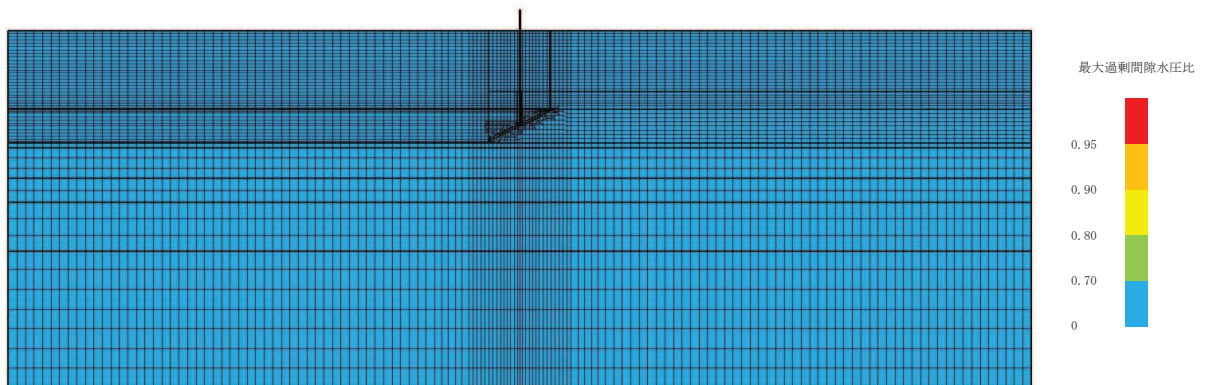


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-8 (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 9-8 (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

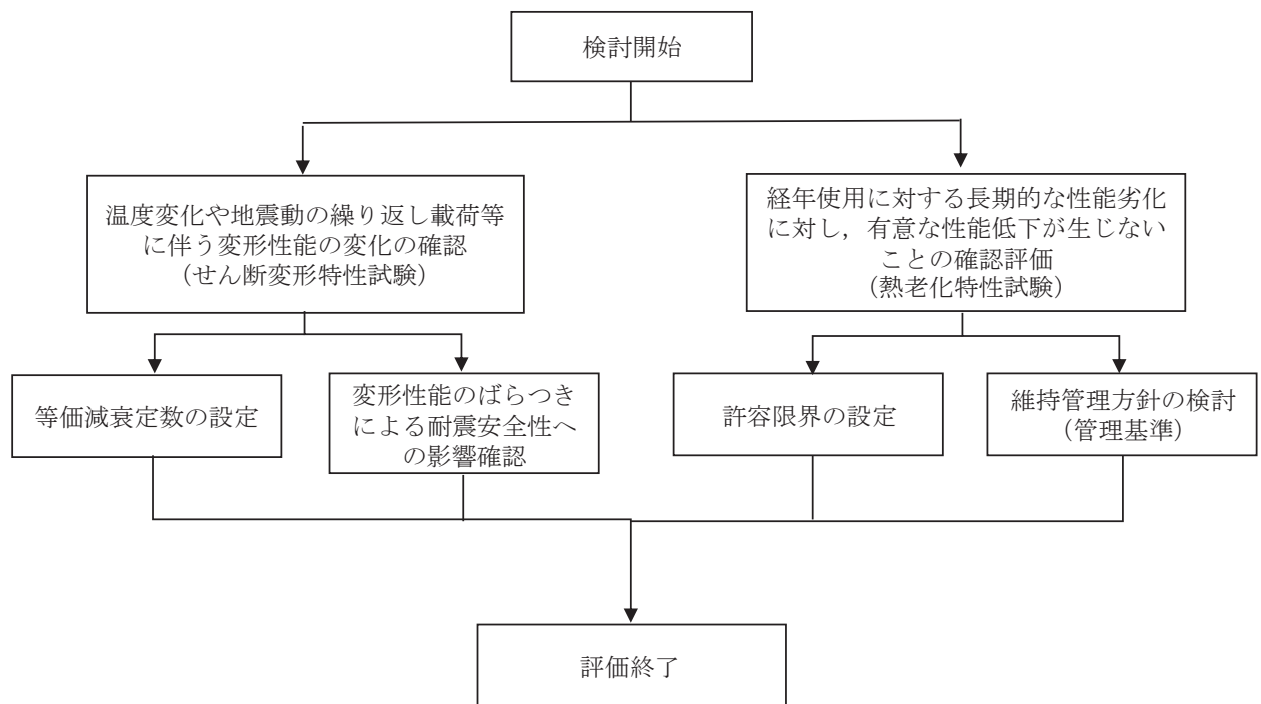


図 1-1 ゴム支承に係る詳細検討フロー

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。

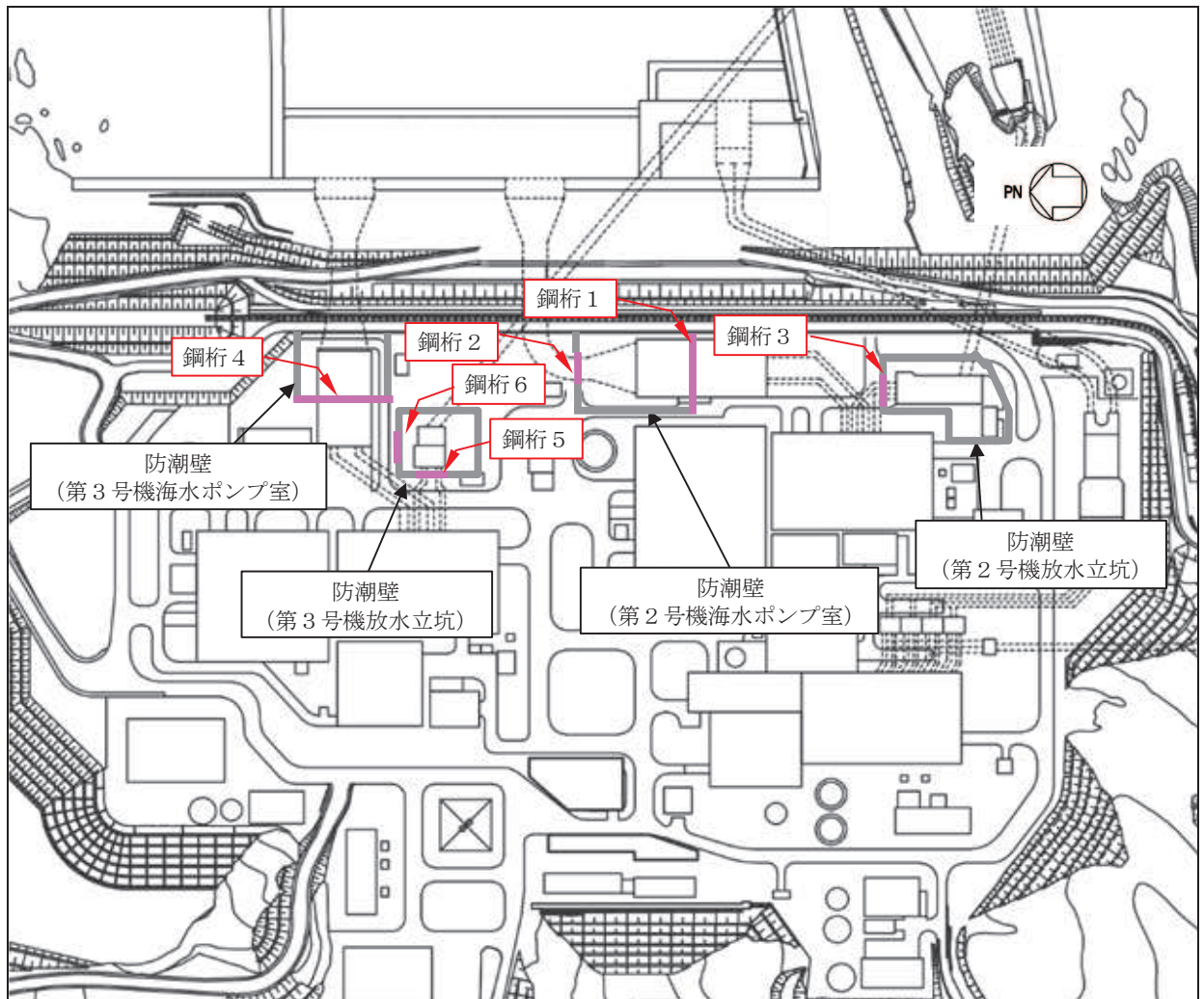


図 2-1 鋼桁設置位置

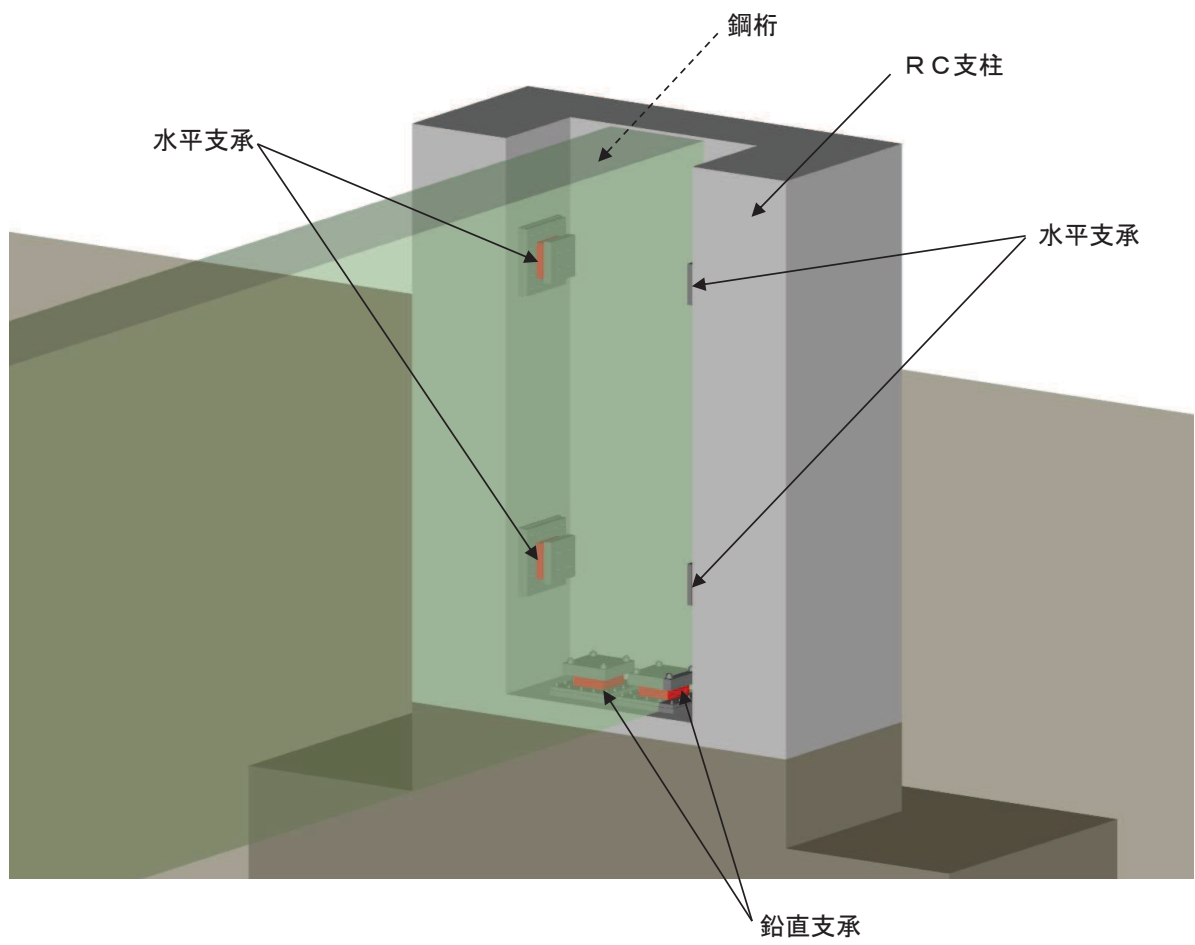


図 2-2 鋼桁構造図
(鋼桁-RC 支柱取り合い部)

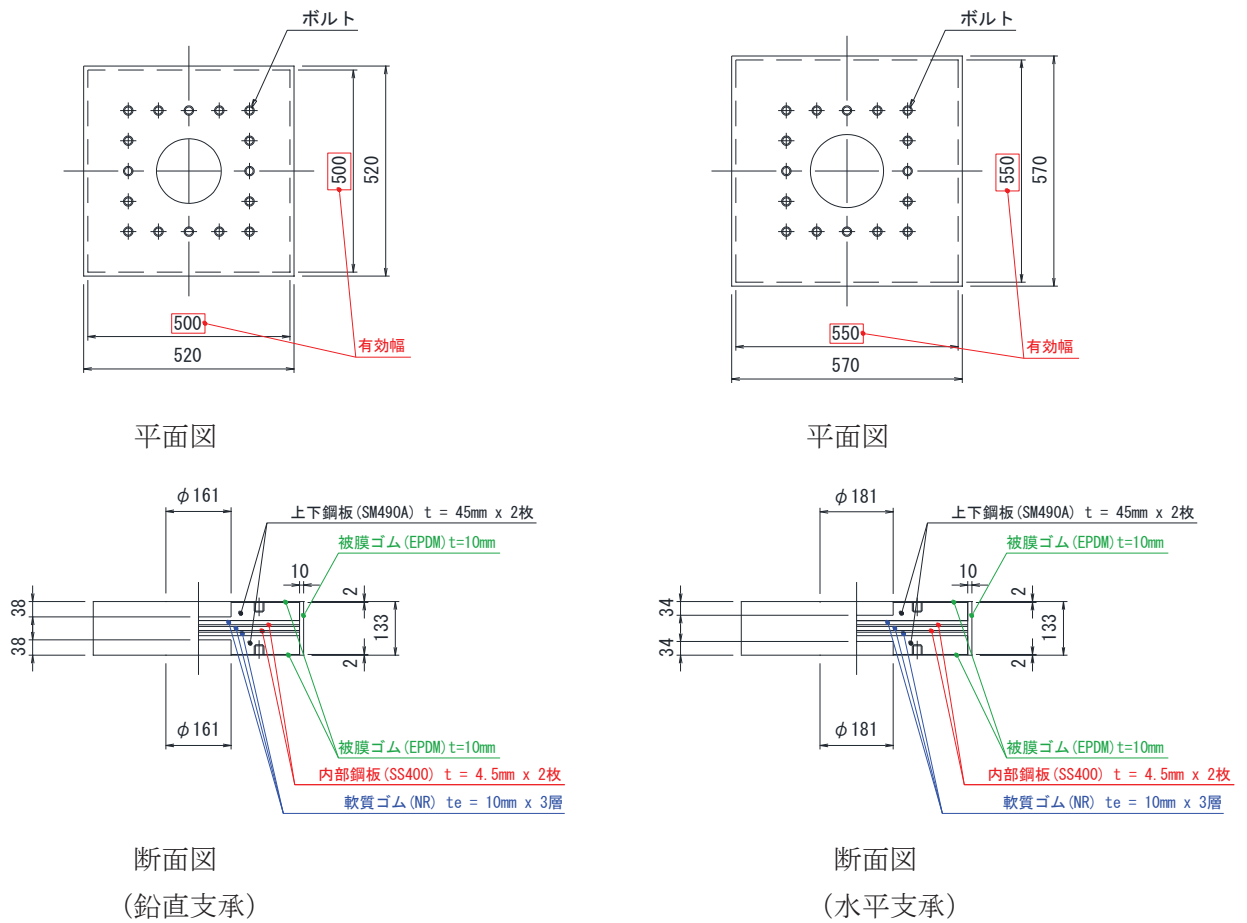


図 2-3 ゴム支承概要図 (鋼桁 1, 4 鉛直支承, 水平支承)

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

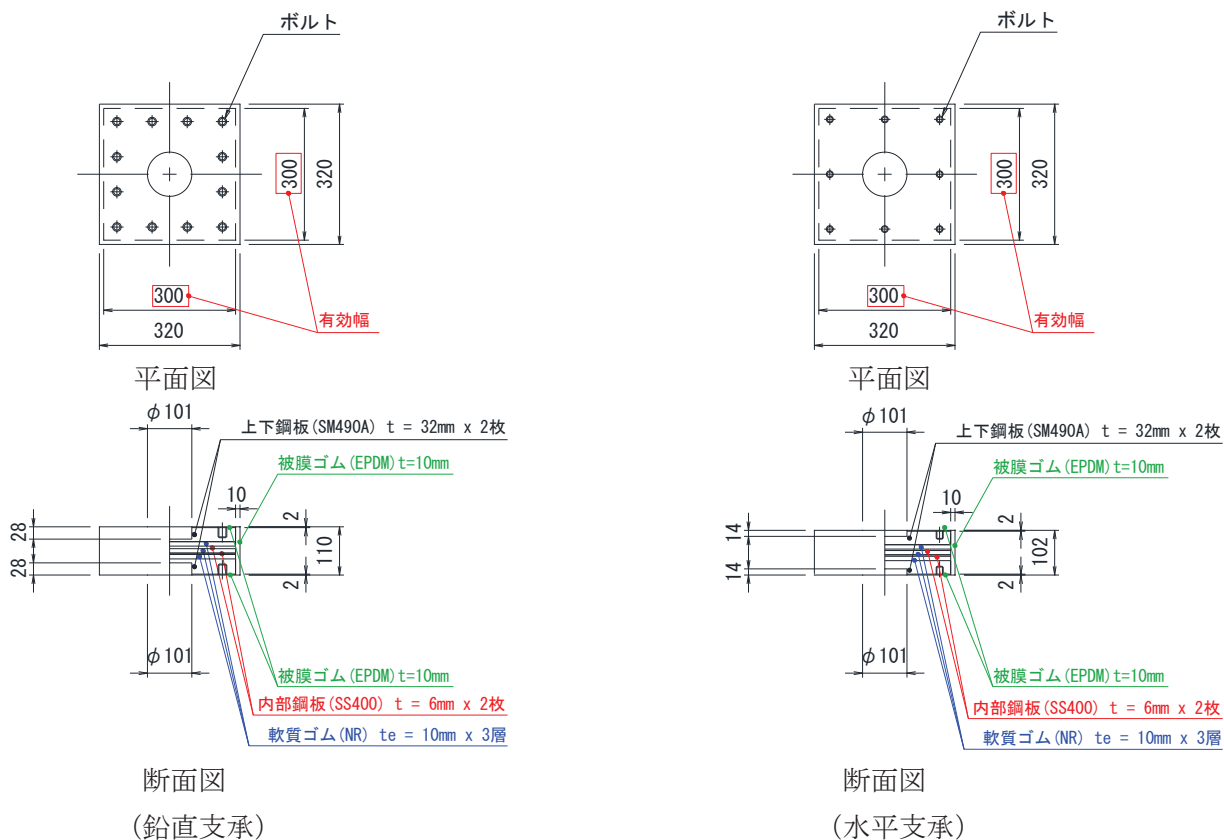


図 2-4 ゴム支承概要図 (鋼桁 2, 3, 5, 6 鉛直支承, 水平支承)

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

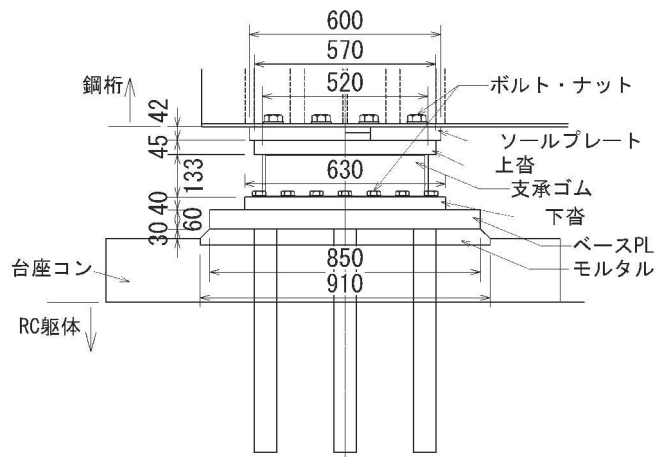


図 2-5 ゴム支承の据え付け概要 (2号海水ポンプ室の鉛直支承の例)

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）

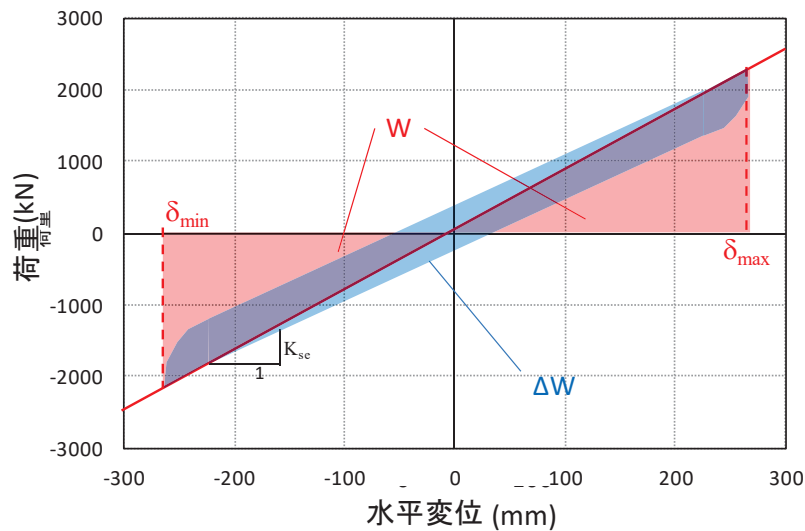


図3-1 等価減衰定数の算出の例

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。

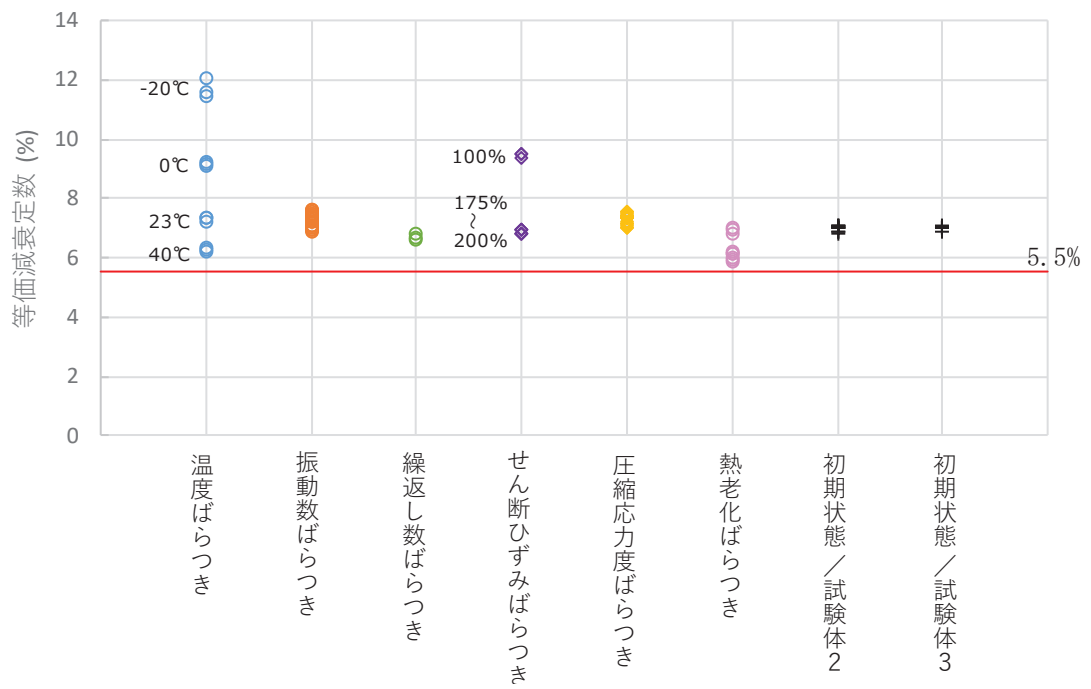


図 3-2 等価減衰定数のばらつき結果

(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	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。

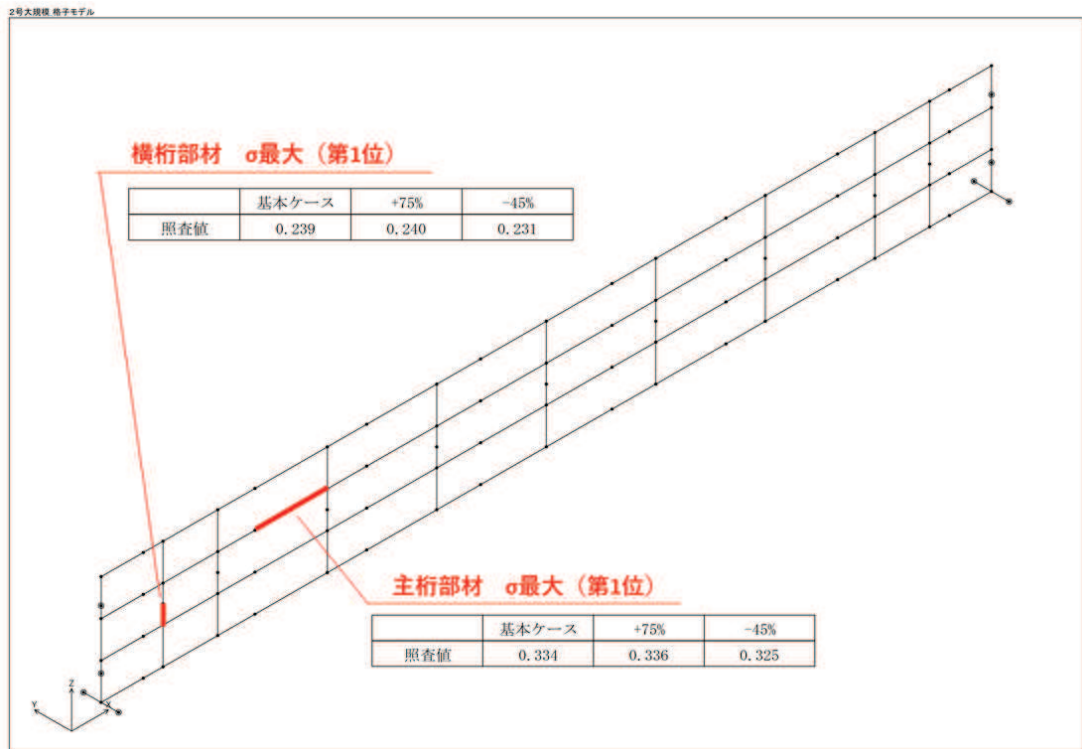
支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

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

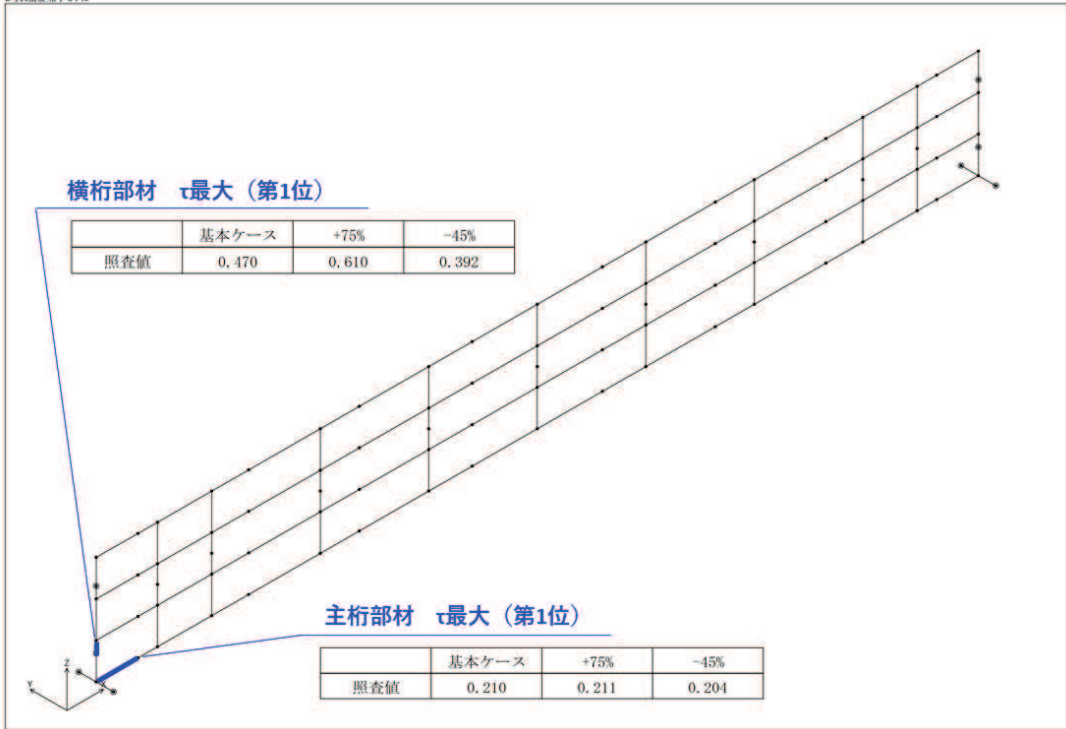
表 3-14 鋼桁の照査結果（鋼桁軸方向）

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

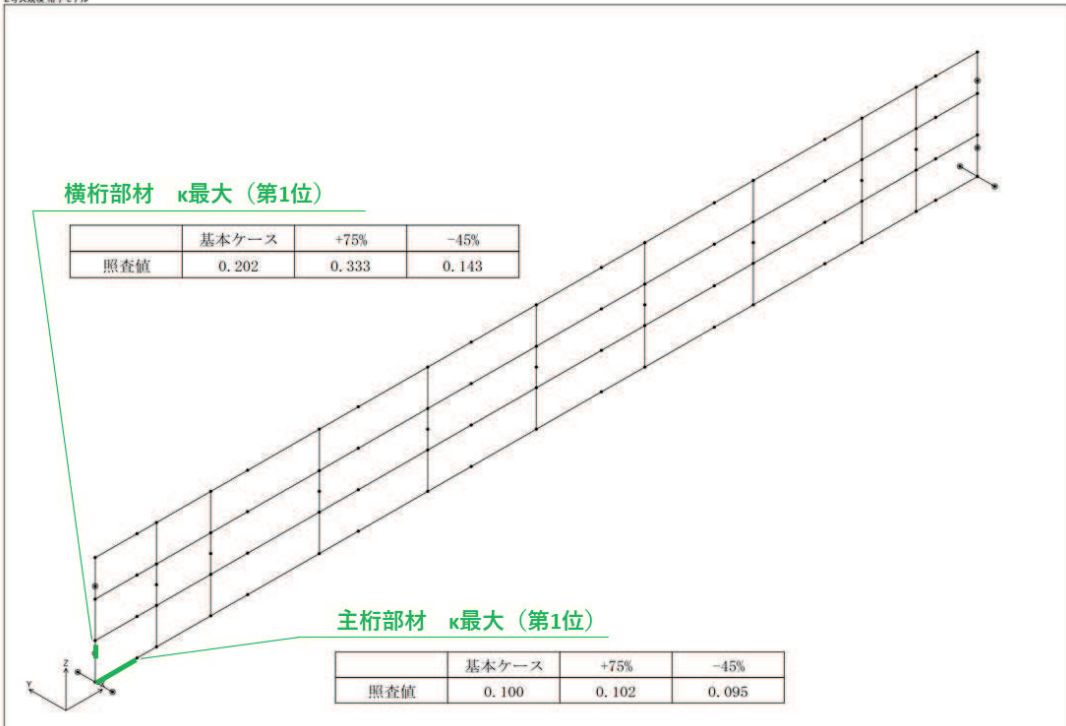


(曲げ応力度)

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

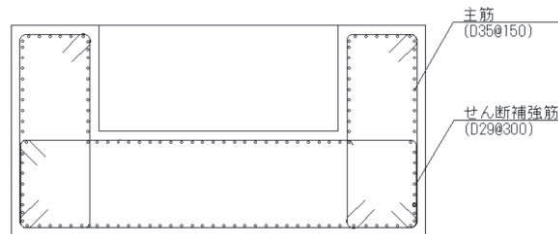


図3-4 RC支柱配筋概要図

(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

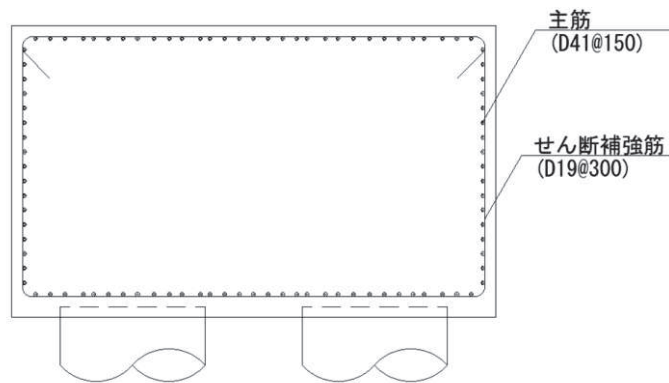


図3-5 (1) フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎1)

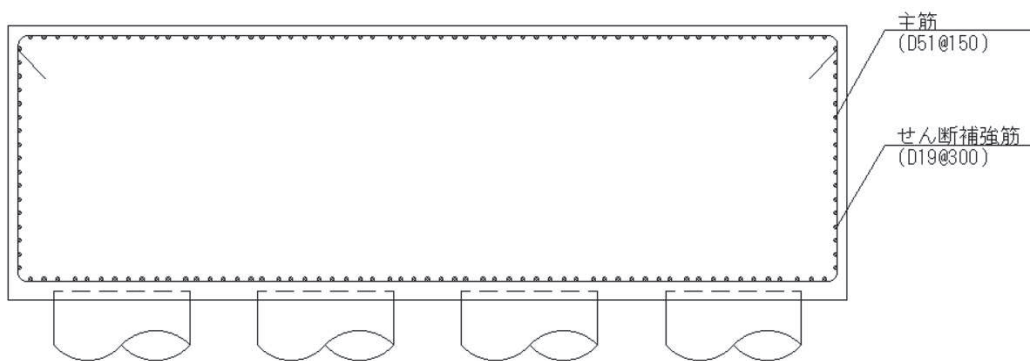


図3-5 (2) フーチング配筋概要図 (鋼桁4基礎2)

(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

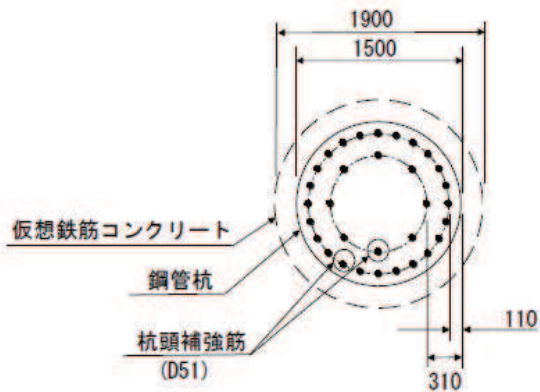
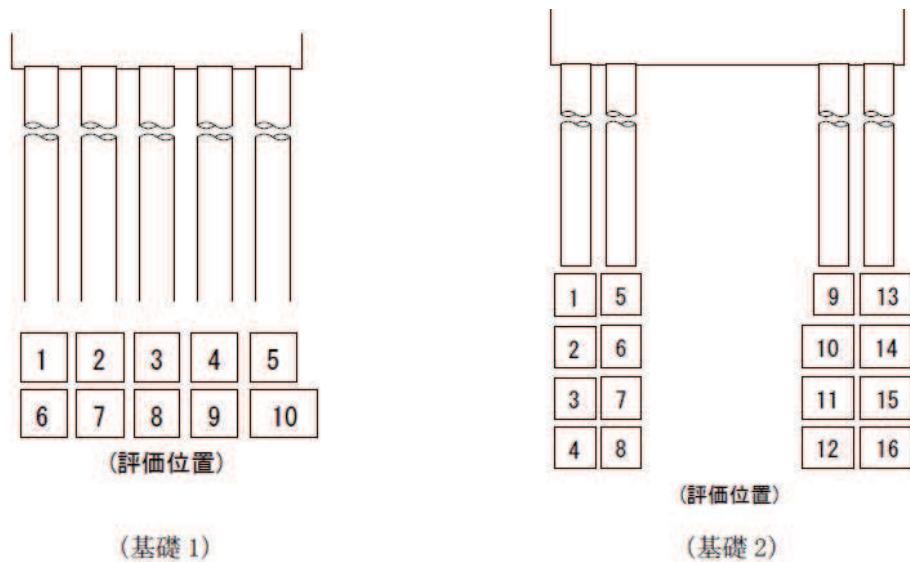


図3-6 杭頭配筋概要図 (鋼桁4)

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℃以下であり、耐寒性を有することを確認する（気象庁によれば、石巻の月別平均最低気温は-2.6℃、日最低気温は-14.6℃）。

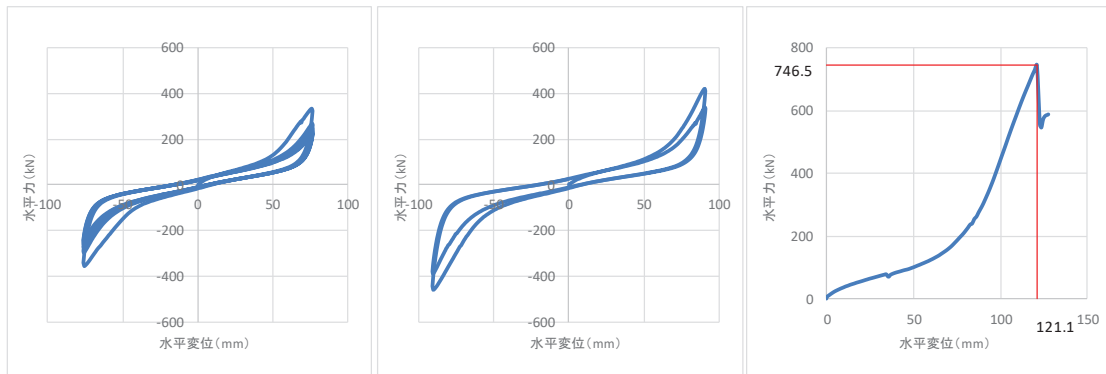
(2) 許容限界（せん断ひずみ）の確認

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

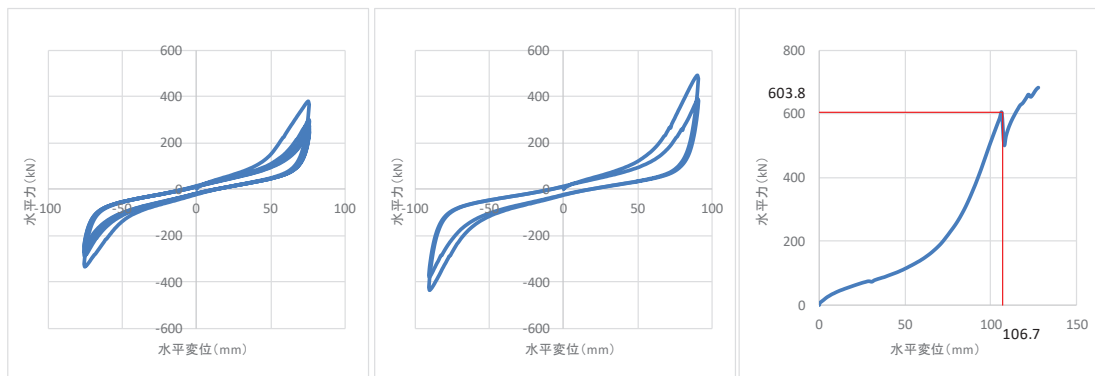
本設定の妥当性を確認するため、熱老化をさせていない試験及び熱老化をさせた試験を行った。

試験は、「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定した。試験体についても「JIS K 6411:2012」に対応した標準試験体とし、ゴム材料の種別はG14を適用する。試験項目、測定項目、試験体、及び試験結果を別紙に示す。

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



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



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

図4-1 せん断変形性能試験結果

(3) 維持管理方針

a. 点検計画

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

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

なお、詳細は本方針に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する。

表 4-2 ゴム支承の点検時期・点検方法

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

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

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

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

b. 管理基準値

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

<曝露試験における管理基準値の設定方針（案）>

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

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

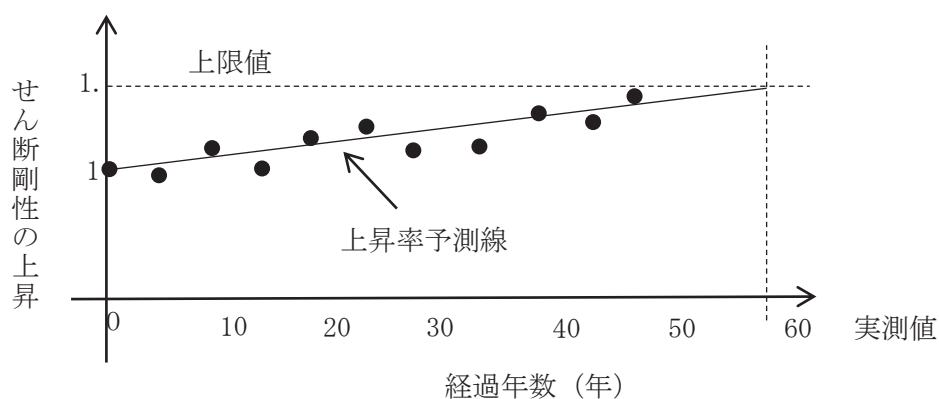


図 4-2 曝露試験の評価概要（せん断剛性）

以上

(別紙)

1. せん断剛性の各種確認試験

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

表 1 せん断特性試験項目

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

a. 試験方法

各種依存性試験及び熱老化特性試験について、試験方法を以下に示す。

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

表 2 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) $d = c \times (b - \Delta L)$	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 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

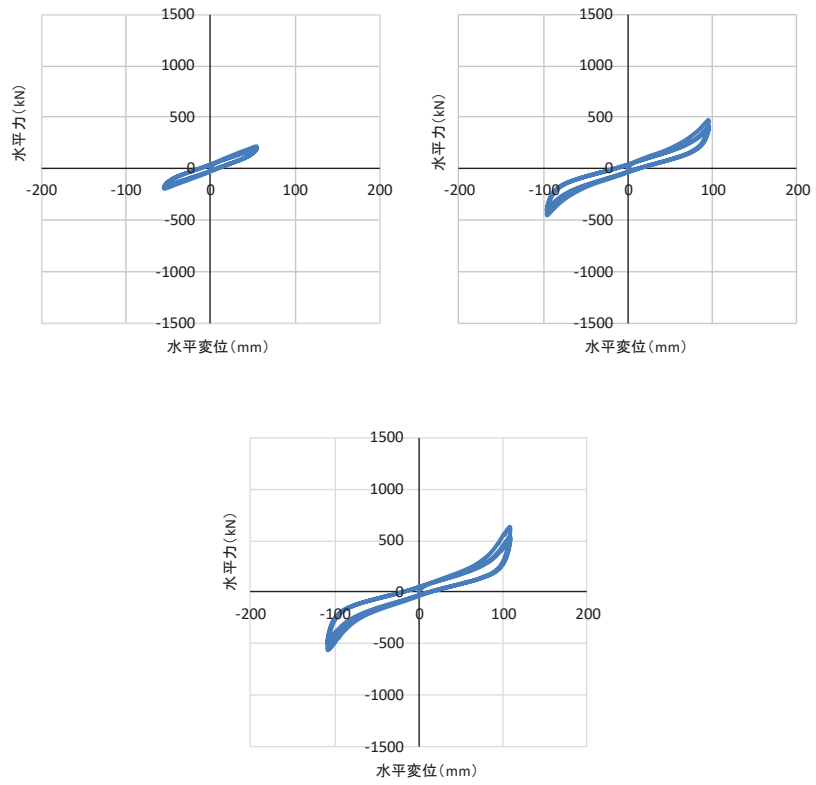
図 2 の(d)に示す繰返し数依存性試験の結果より、せん断ひずみ 175%による 50 回の正負繰返し载荷の前後でせん断剛性が 9.0%程度小さくなることが確認された。

(e) 温度依存性試験

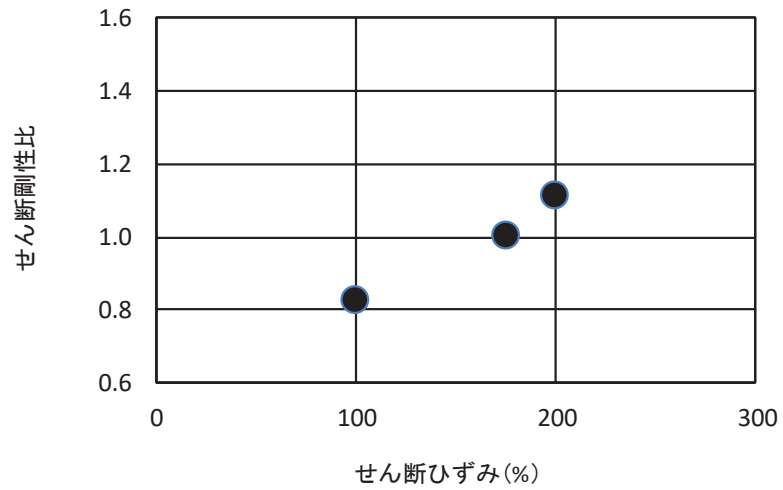
ゴム支承は低温下でのせん断剛性が大きくなり温度変化の影響を受けやすいことが一般的に知られている。図 2 の(e)に示す温度依存性試験結果より、温度依存性試験では低温になるほどせん断剛性が大きくなることが分かる。基準温度 23℃に対するせん断剛性の変化率は、女川 2 号機の環境条件を踏まえ-15℃から+36℃までを含む範囲を確認しており、-15℃では+37.5%程度、+36℃では-6%程度であった。

(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。



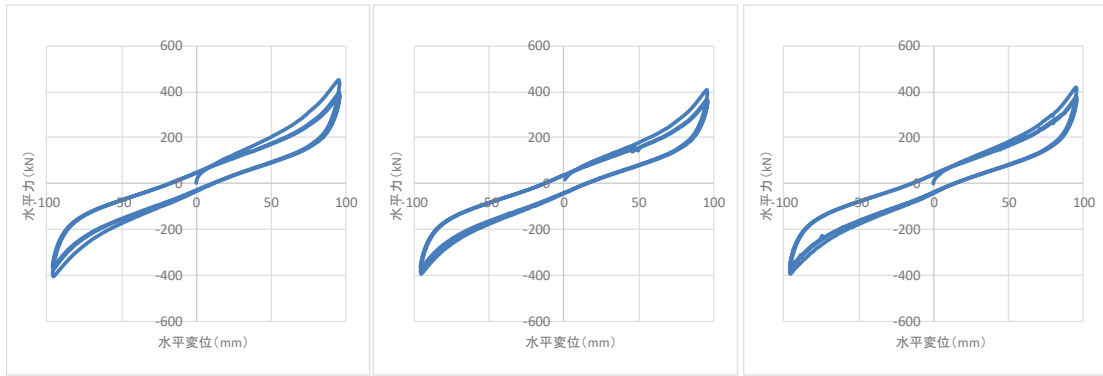
荷重-変位曲線（せん断ひずみ 左図：100%，中図：175%，右図：200%）



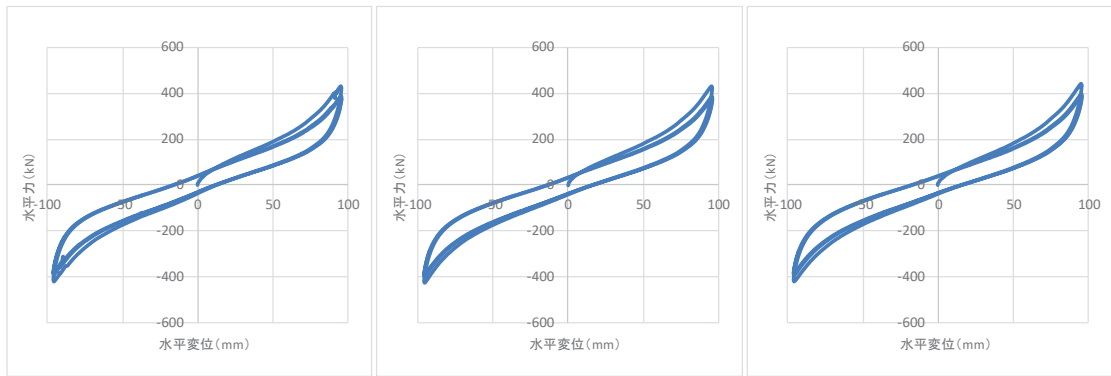
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：175%基準）

(a) せん断ひずみ依存性試験

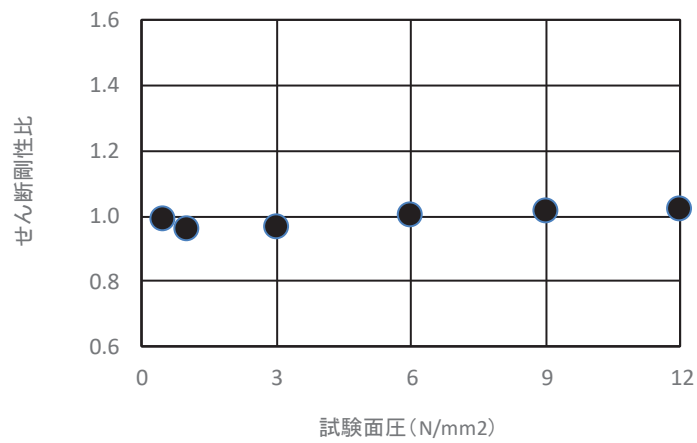
図1 せん断特性試験結果 (1/6)



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）



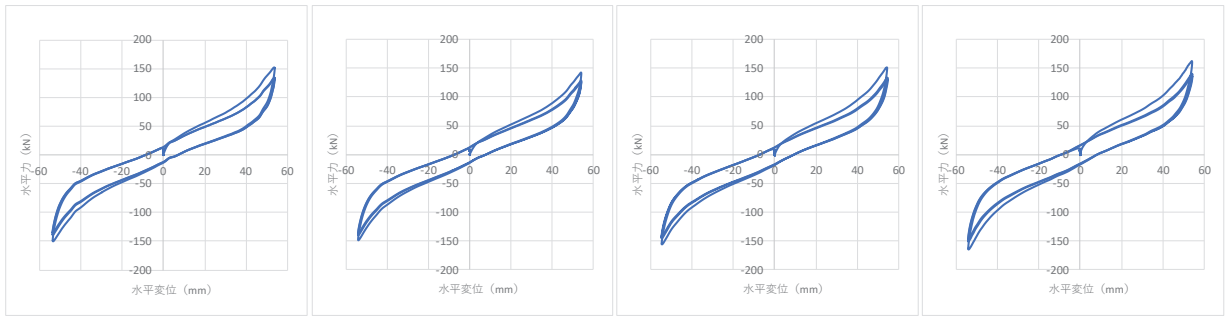
荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：6.0 N/mm²，中図：9.0 N/mm²，右図：12.0 N/mm²）



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）

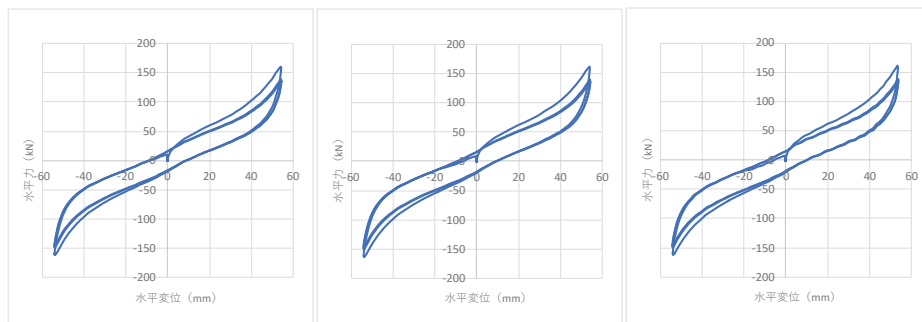
(b) 圧縮応力依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (2/6)



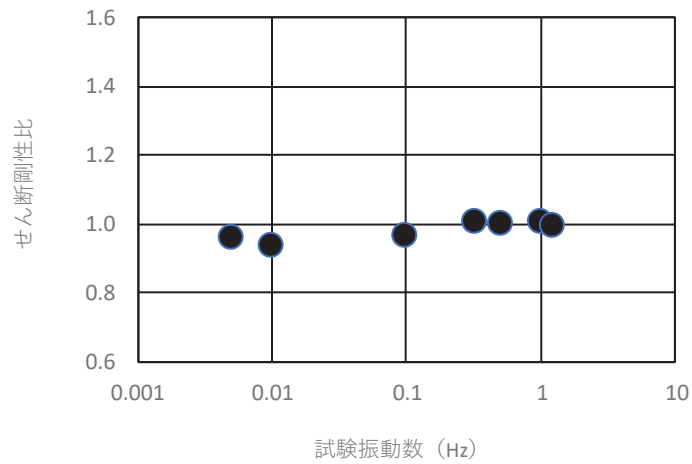
荷重-変位曲線

(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

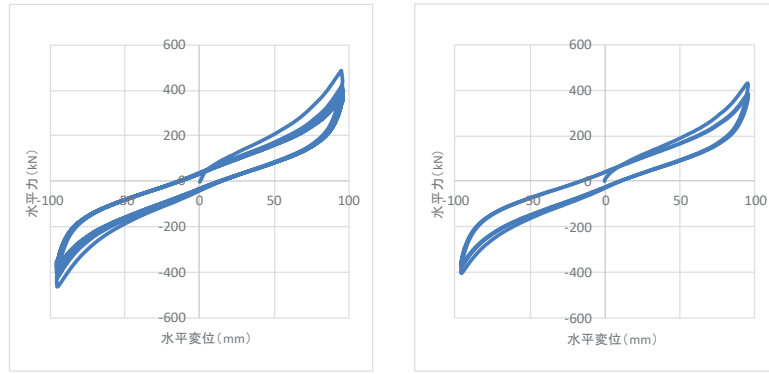
(振動数 左図：0.66Hz, 中図：1.0Hz, 右図：1.25Hz)



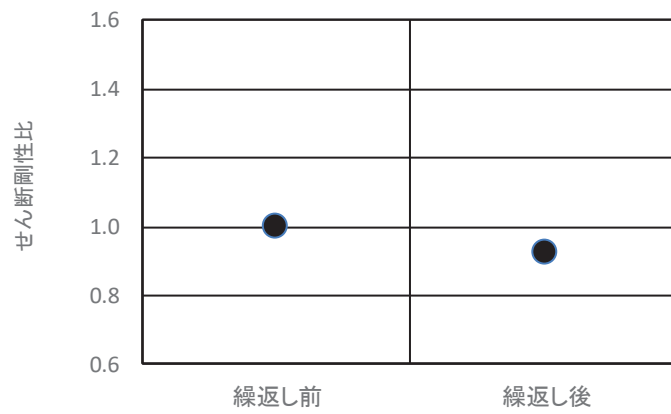
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：0.5Hz 基準)

(c) 振動数依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (3/6)



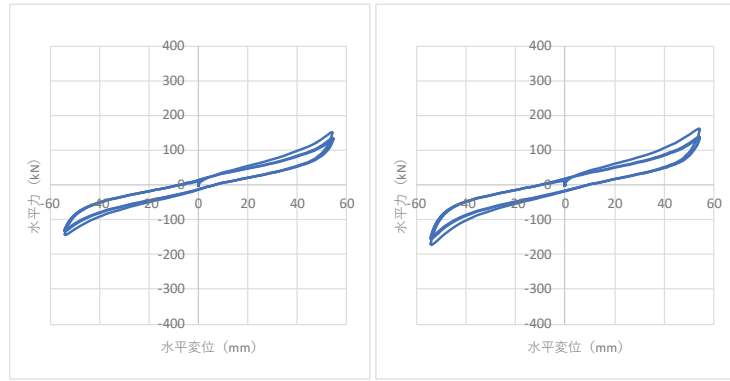
荷重-変位曲線（左図：繰返し前，右図：繰返し後）



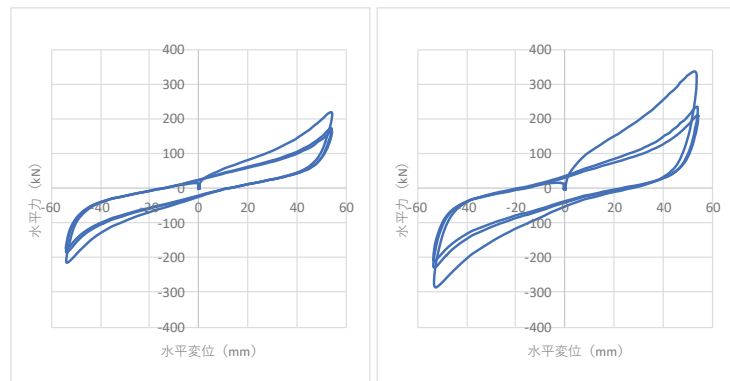
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：繰返し前基準）

(d) 繰返し数依存性試験

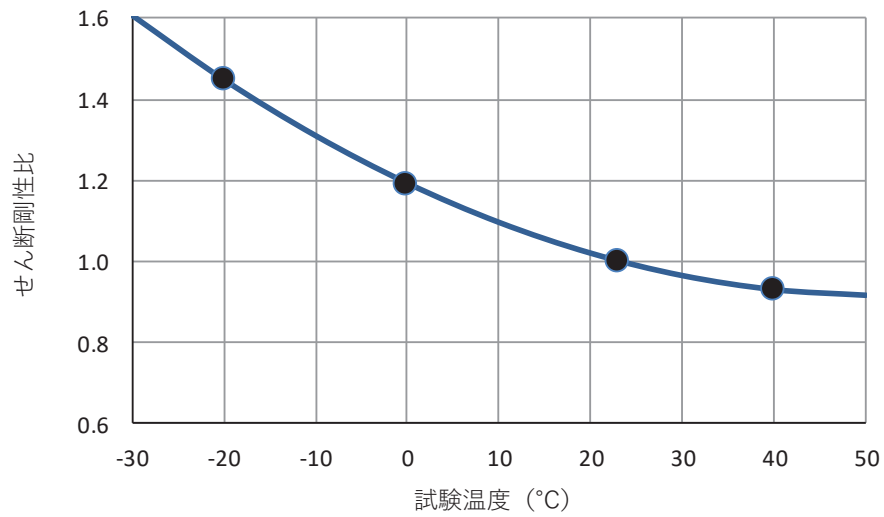
図1 せん断特性試験結果（4/6）



荷重-変位曲線 (左から 40°C, 23°C)



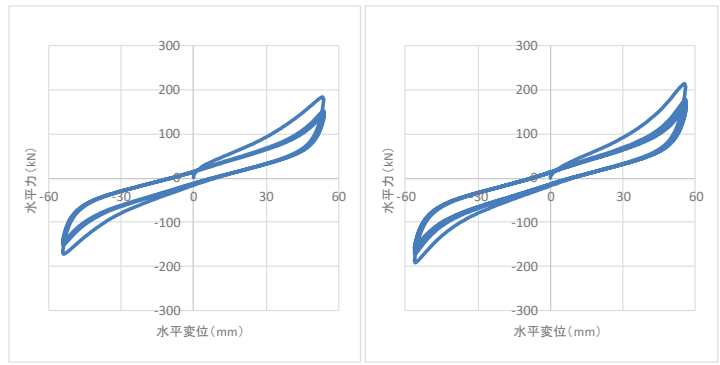
荷重-変位曲線 (左から 0°C, -20°C)



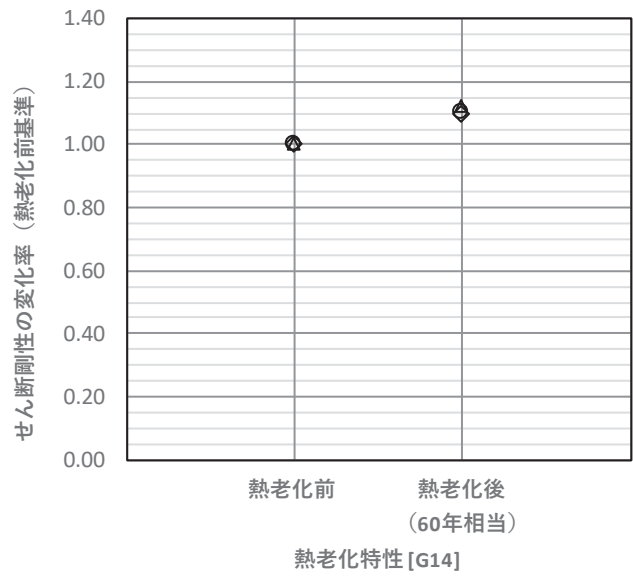
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比 : 23°C基準)

(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

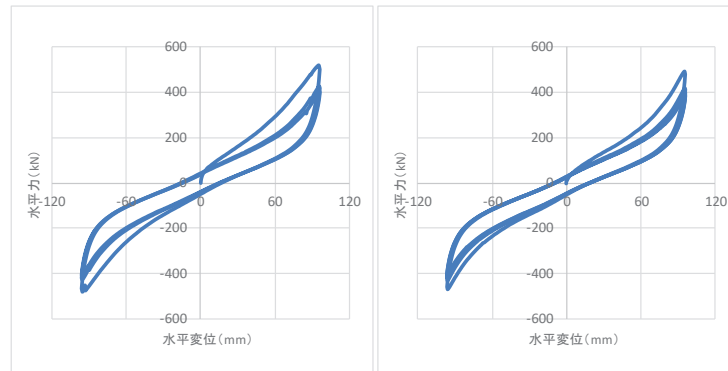
熱老化をさせていない試験体及び熱老化をさせた試験体それぞれに対して、a. と同様のせん断変形性能試験を行い、せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。

b. 試験結果

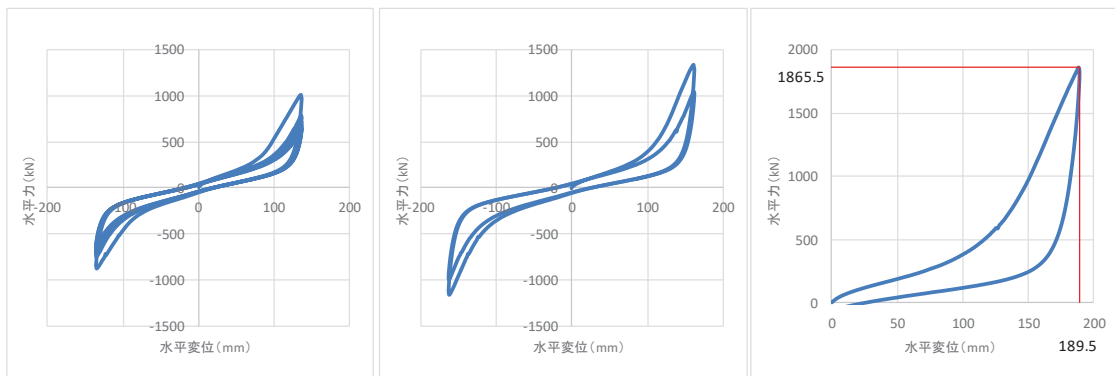
熱老化させていない試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図2及び図3に示す。使用期間60年相当の熱老化させた試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図4に示す。

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。

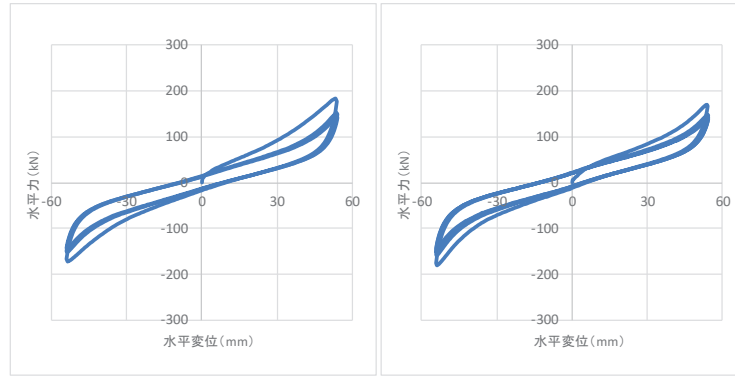


荷重-変位曲線 (左図：175% (品質管理試験), 右図：175%)

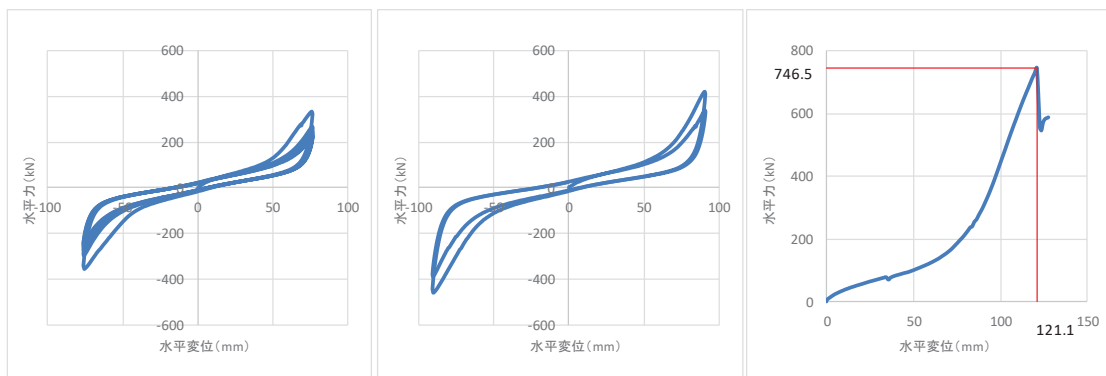


荷重-変位曲線 (左図：250%, 中図：300%, 右図：350%)

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)

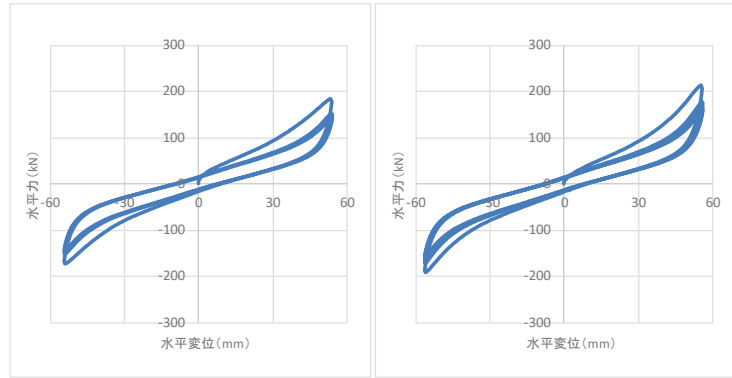


荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）

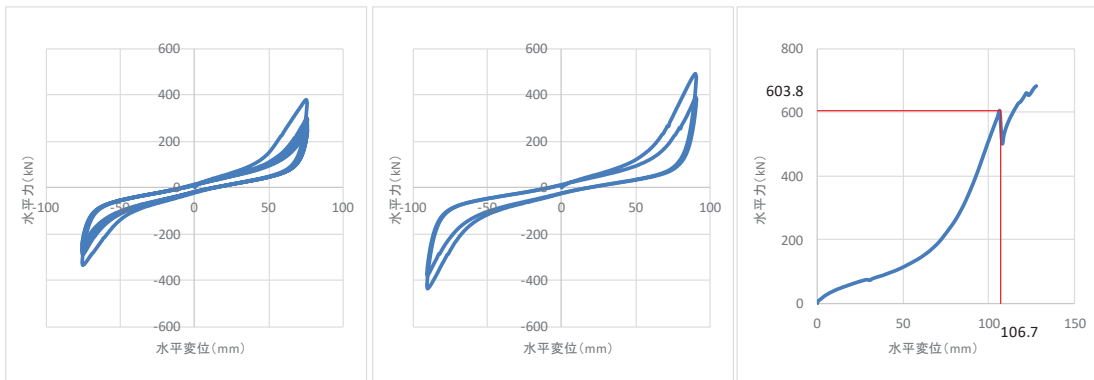


荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図3 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化無し）



荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図4 セン断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

(参考資料 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。

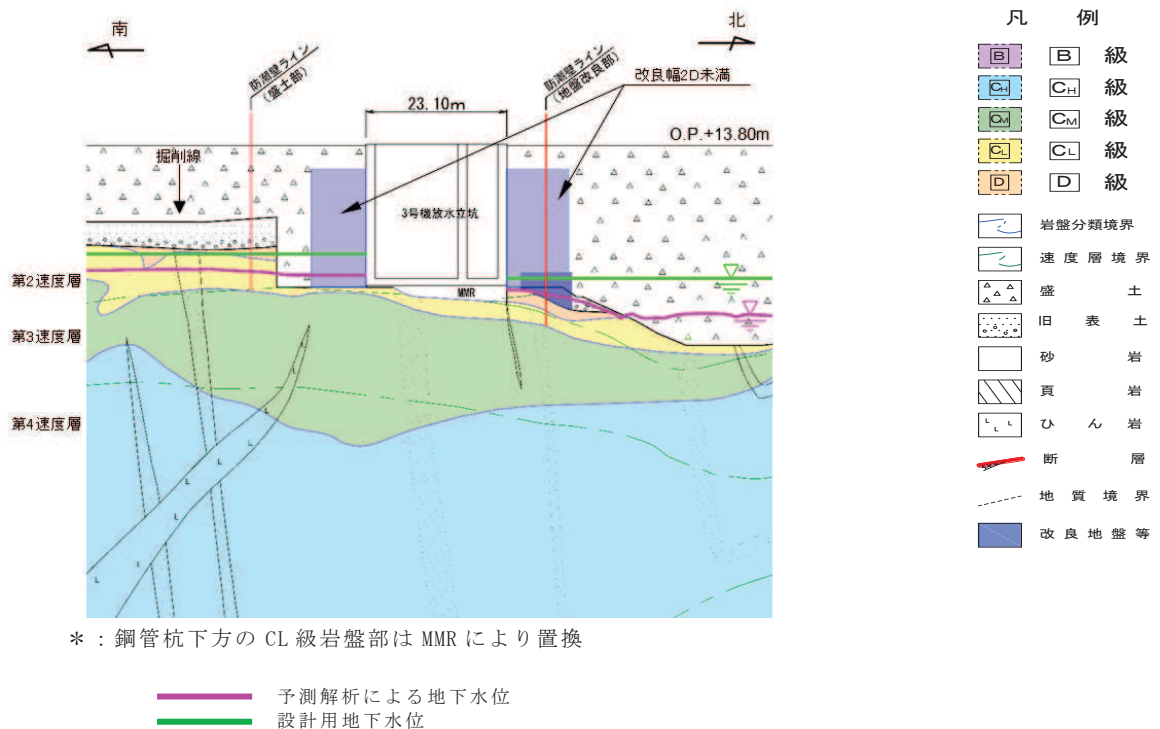


図 1-1 第 3 号機放水立坑 横断図 (南北)

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 (°)

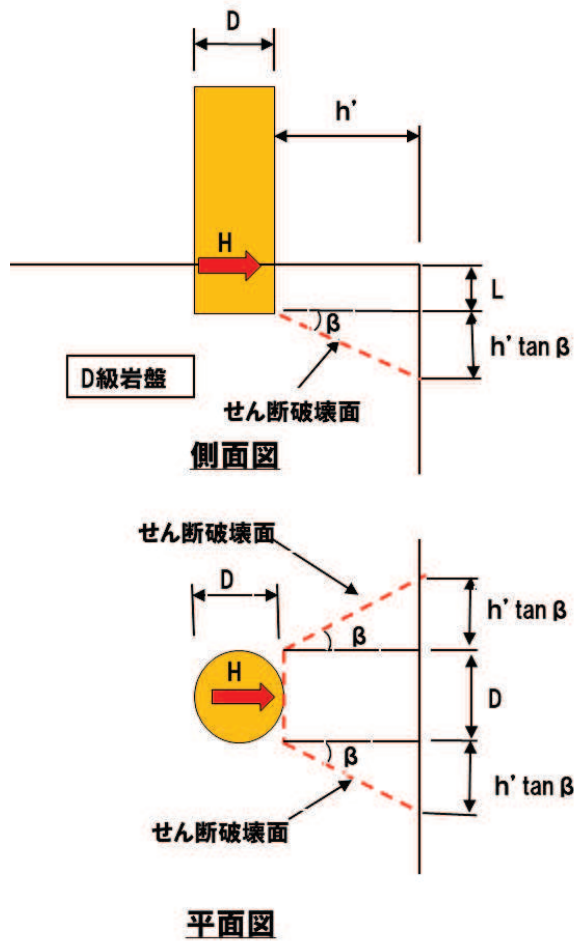


図 2-1 照査方法の概要

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、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。**

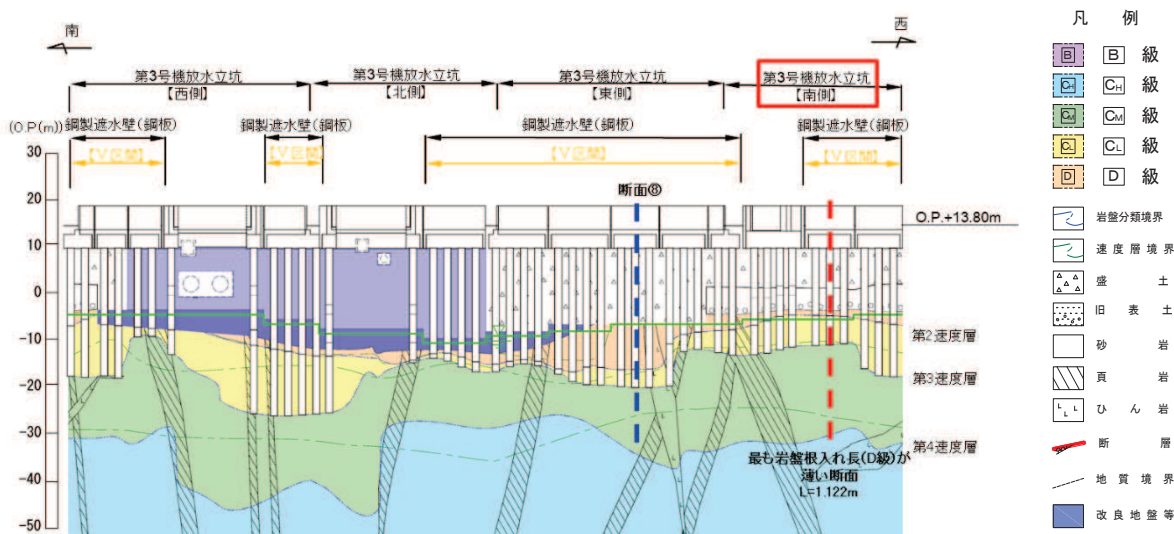


図 2-2 地質縦断面図
(3号機放水立坑防潮壁)

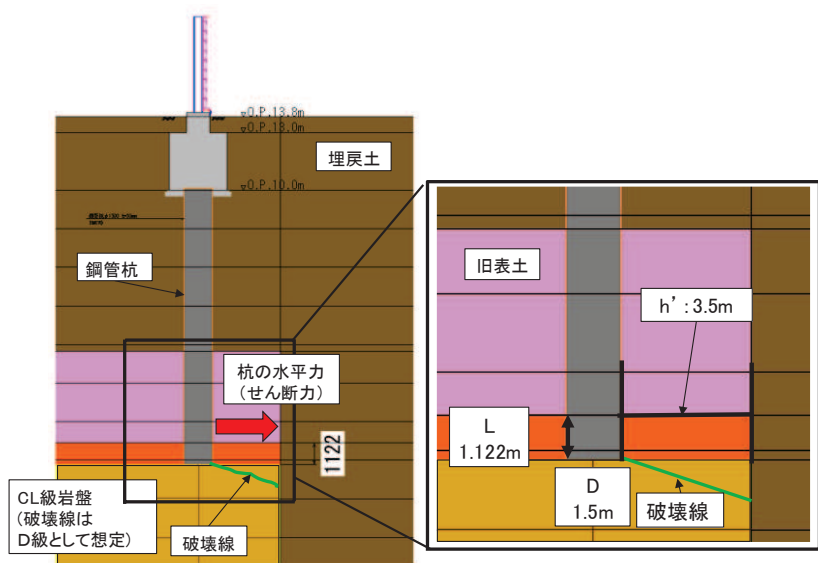


図 2-3 検討用モデル

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 2-2 に地震時及び重畳時の杭下端の水平地盤ばね反力の最大値を示す。この結果から、設計用の水平力は、全地震動の最大となる S_s - N1 の地盤ばね反力 720kN/m を用いることとする。

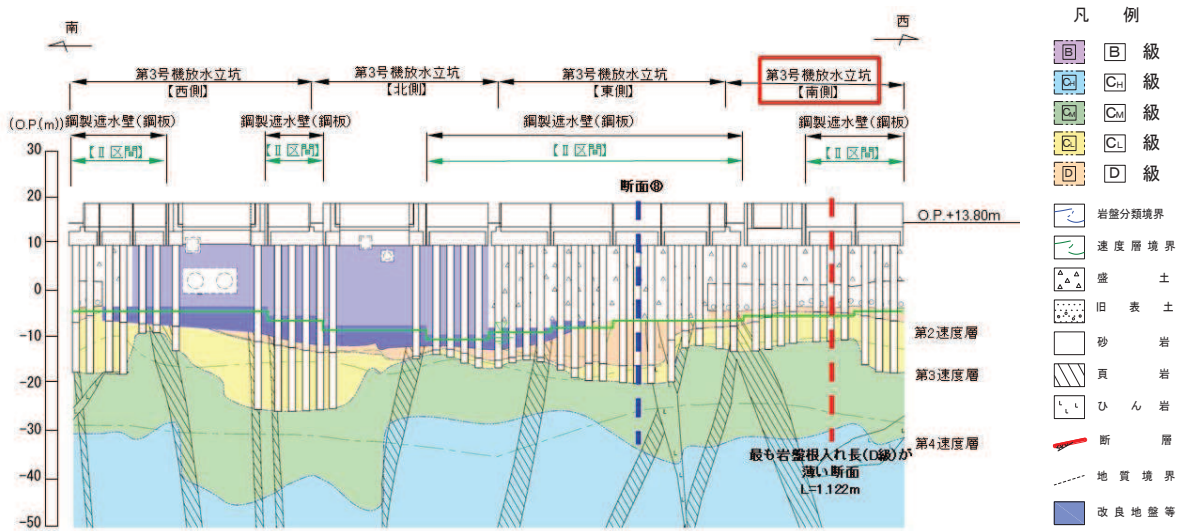
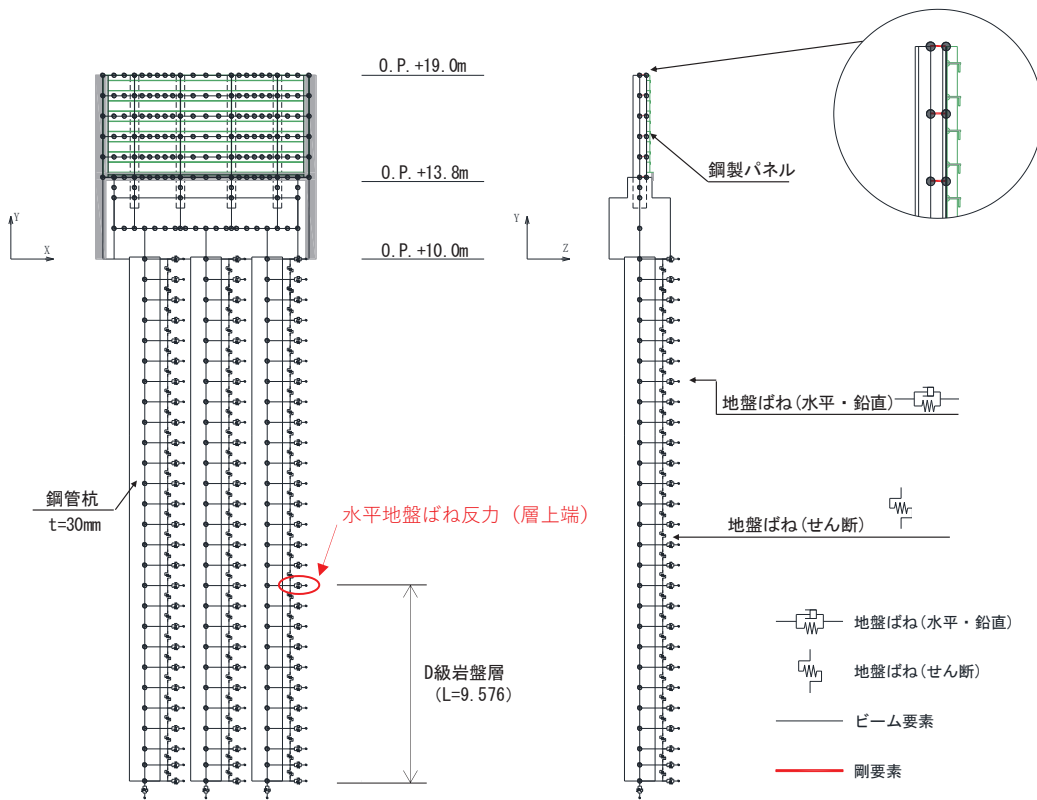
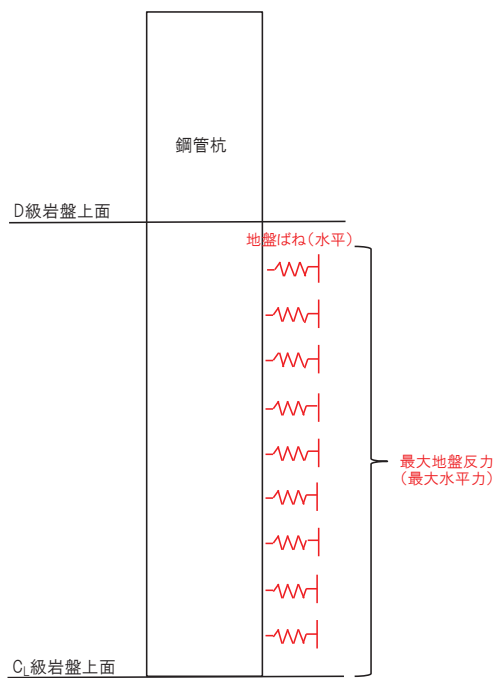


図 2-4(1) 水平地盤ばね反力の算出位置
(鋼製遮水壁(鋼板)断面⑧位置)



(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 2-2 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 2-2 に示す最大地盤反力に岩盤根入れ長 $L=1.122\text{m}$ を乗じて算出した水平力に対して，せん断における安定性を有することを確認した。

- ・ 水平方向押し抜きせん断応力度

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

(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。

検討の結果、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑における地盤改良体の内的安定、外的安定とも所定のすべり安全率 1.2 を満たし、杭の側面抵抗が維持されることを確認した。

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。

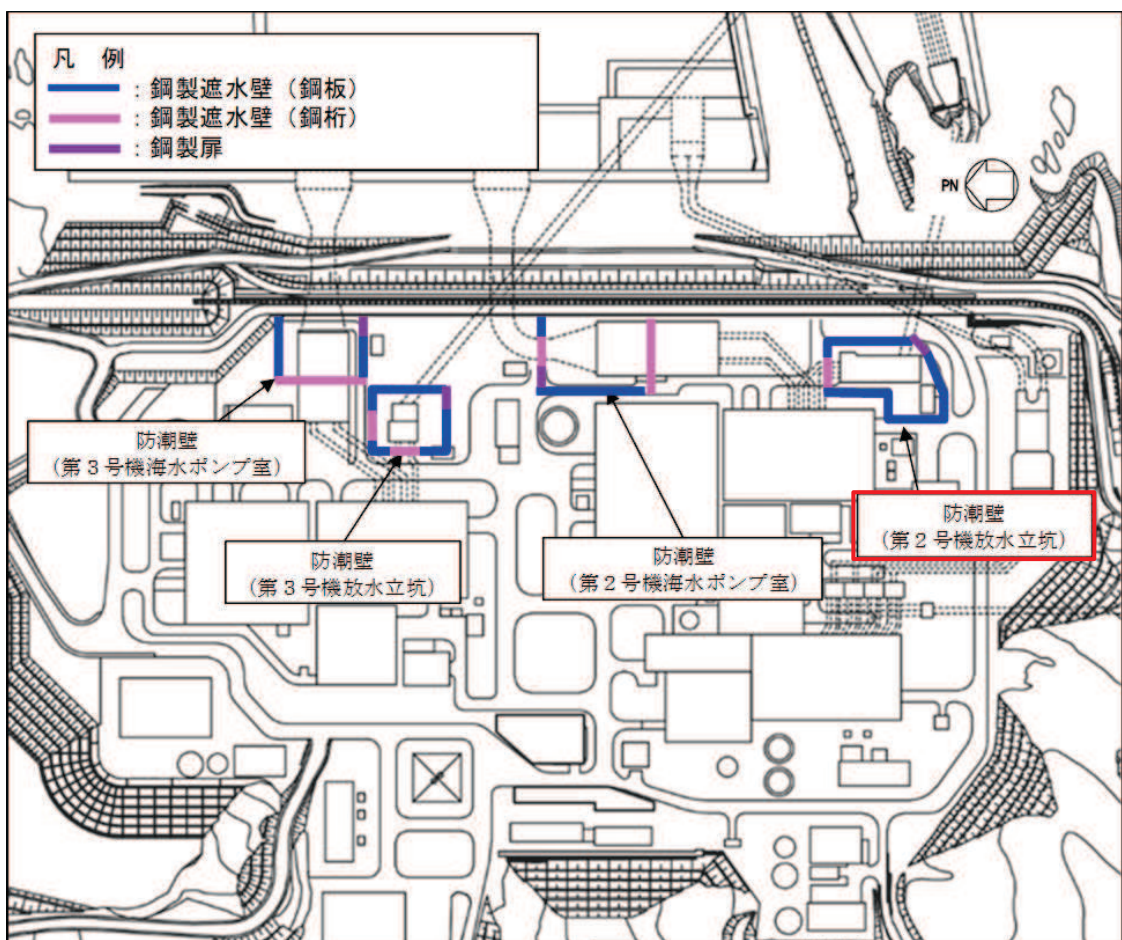


図2-1 第2号機放水立坑防潮壁の位置図

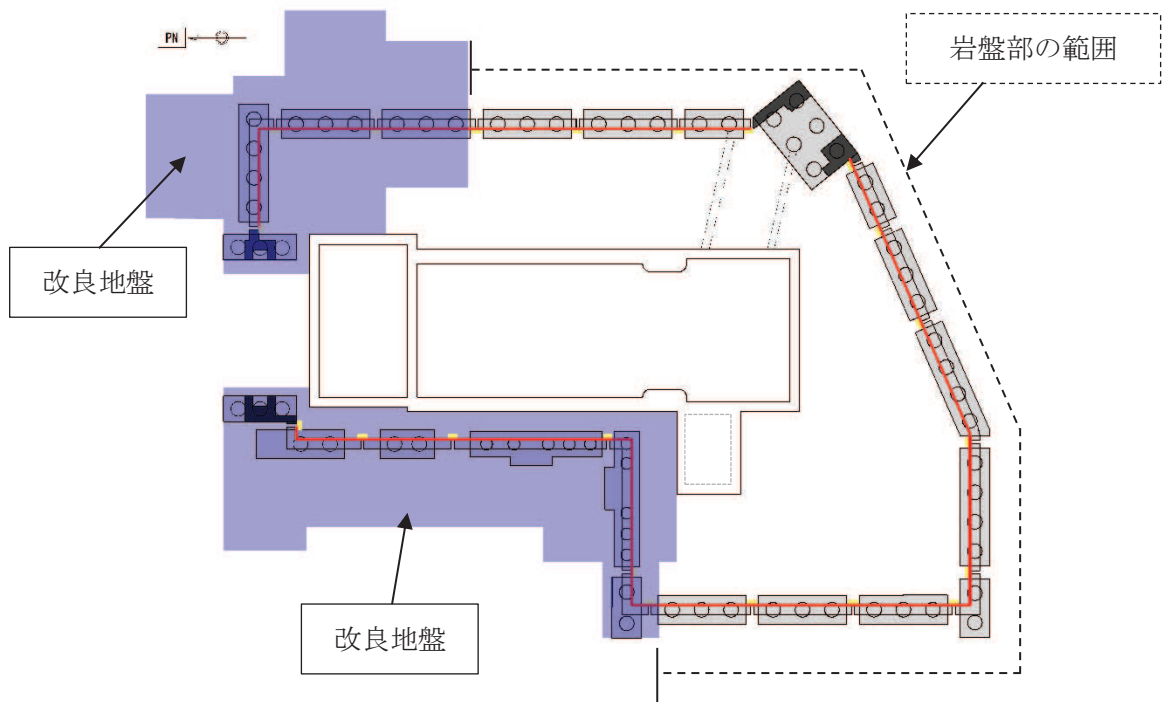


図2-2 第2号機放水立坑防潮壁 平面図

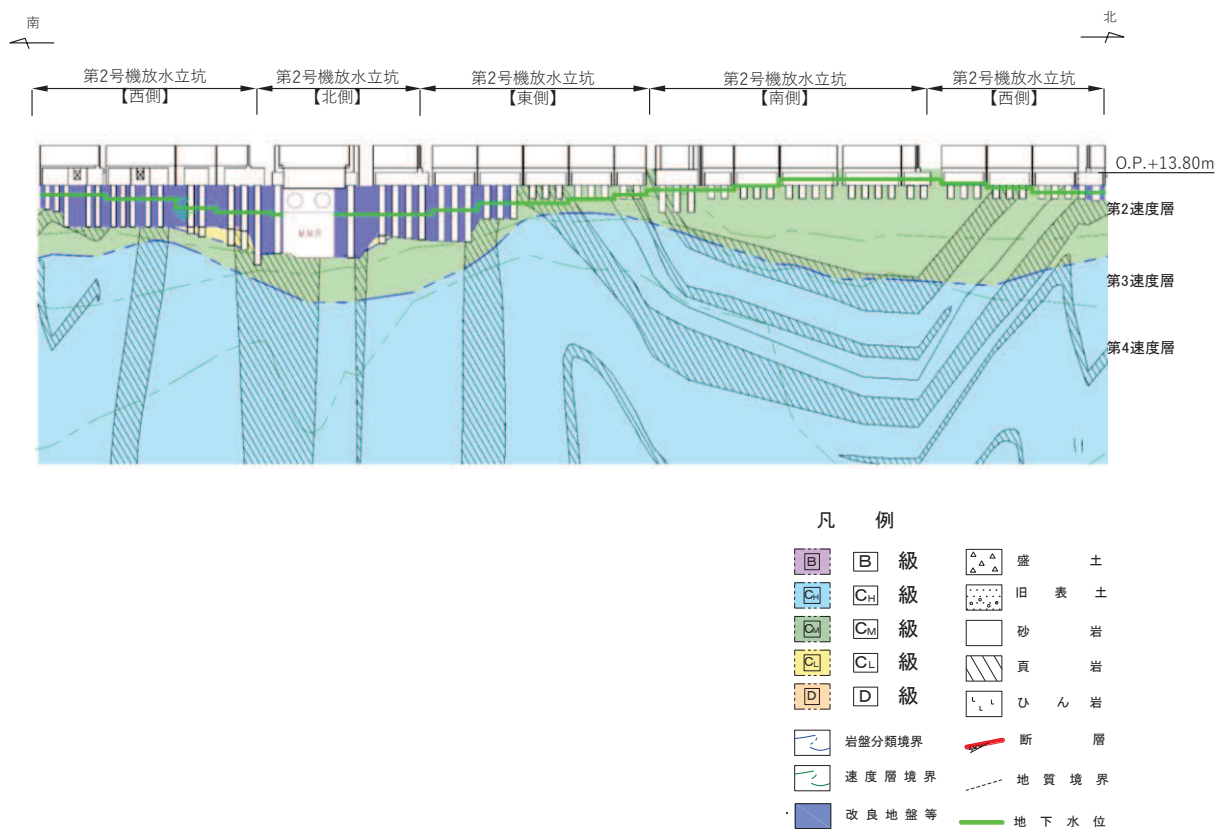


図2-3 第2号機放水立坑防潮壁 地質縦断面図

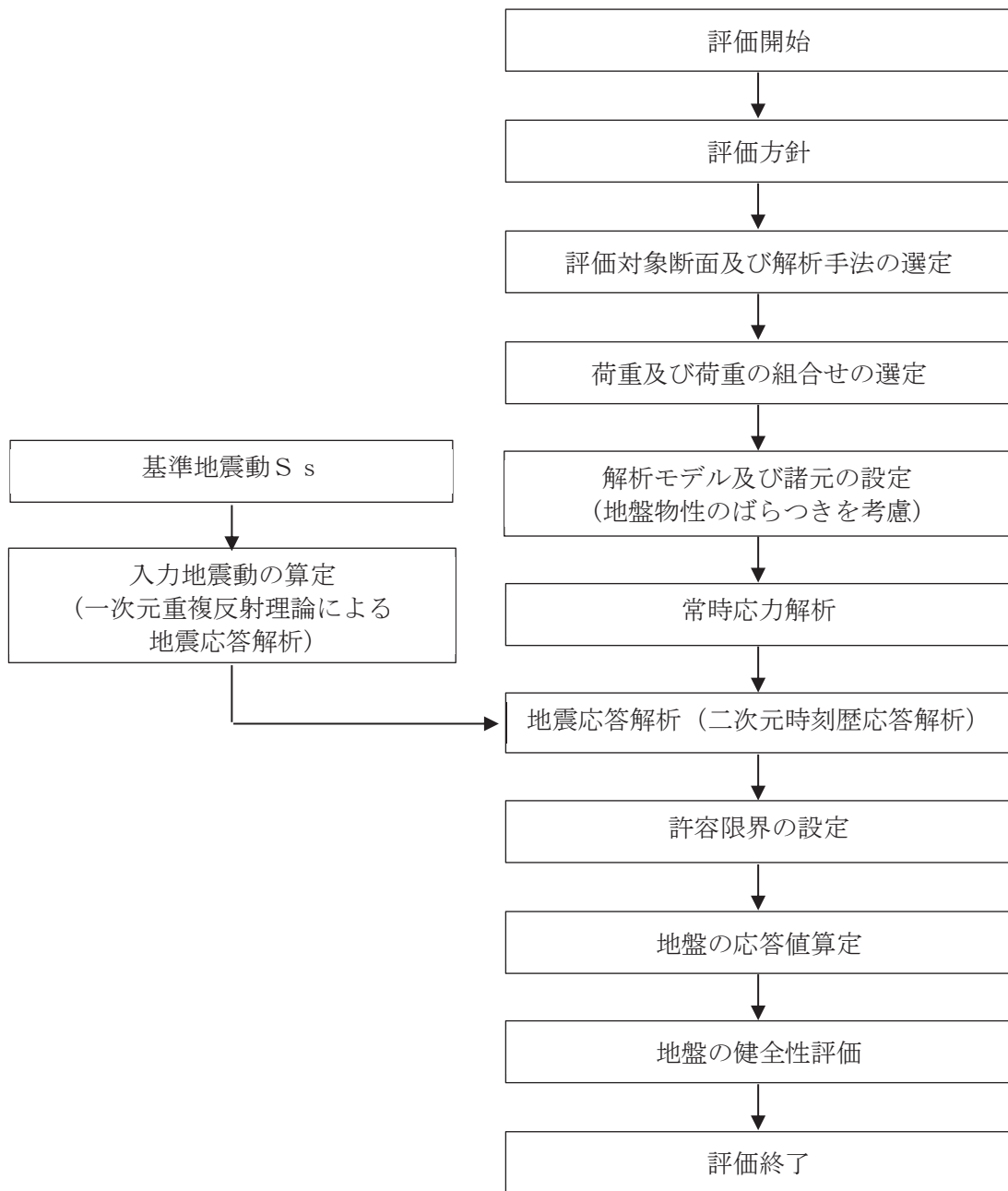


図 2-4 第 2 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

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に示すとおり、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。

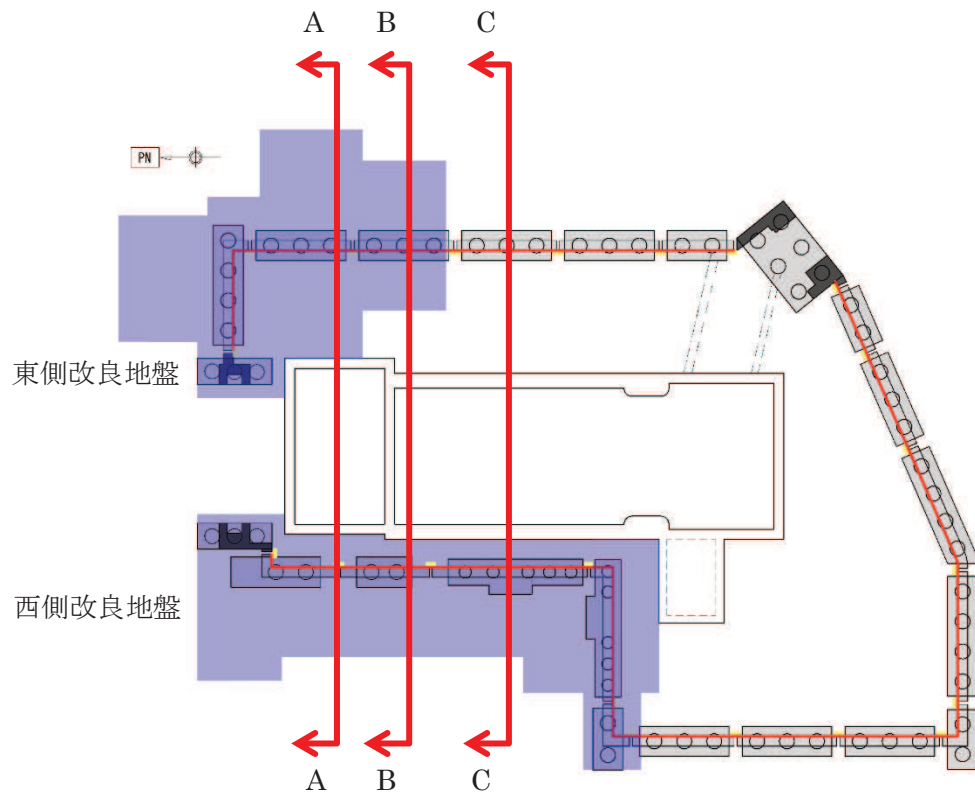


図2-5 第2号機放水立坑改良地盤 平面図

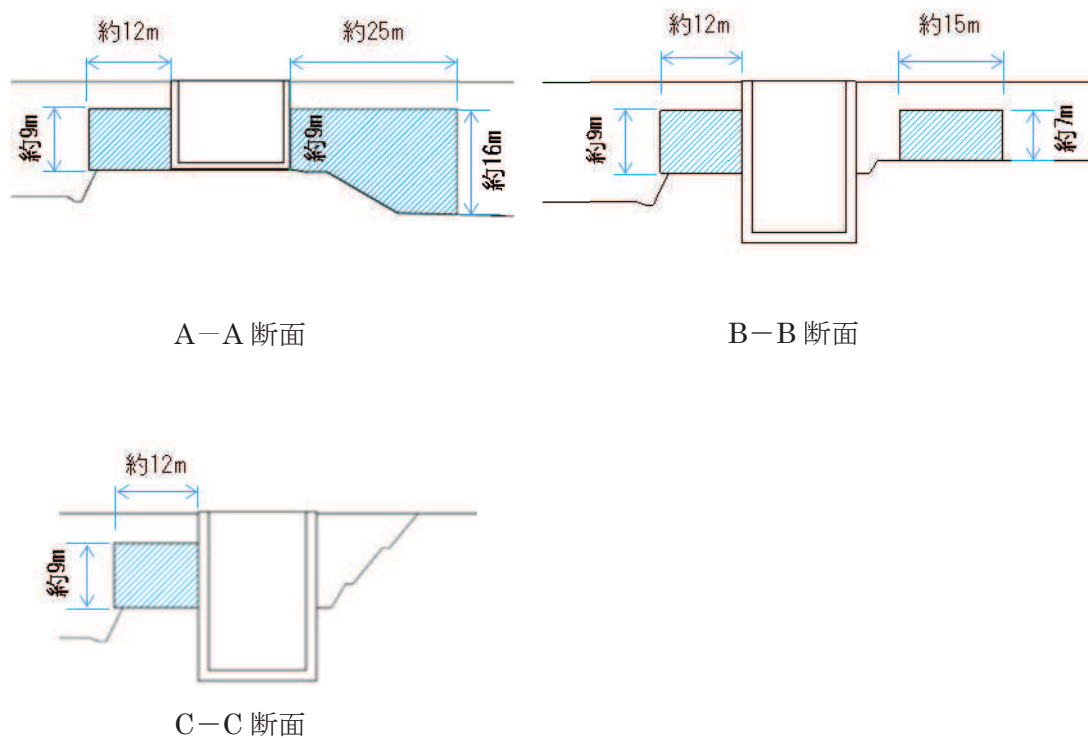


图 2-6 第 2 号機放水立坑改良地盤 断面図

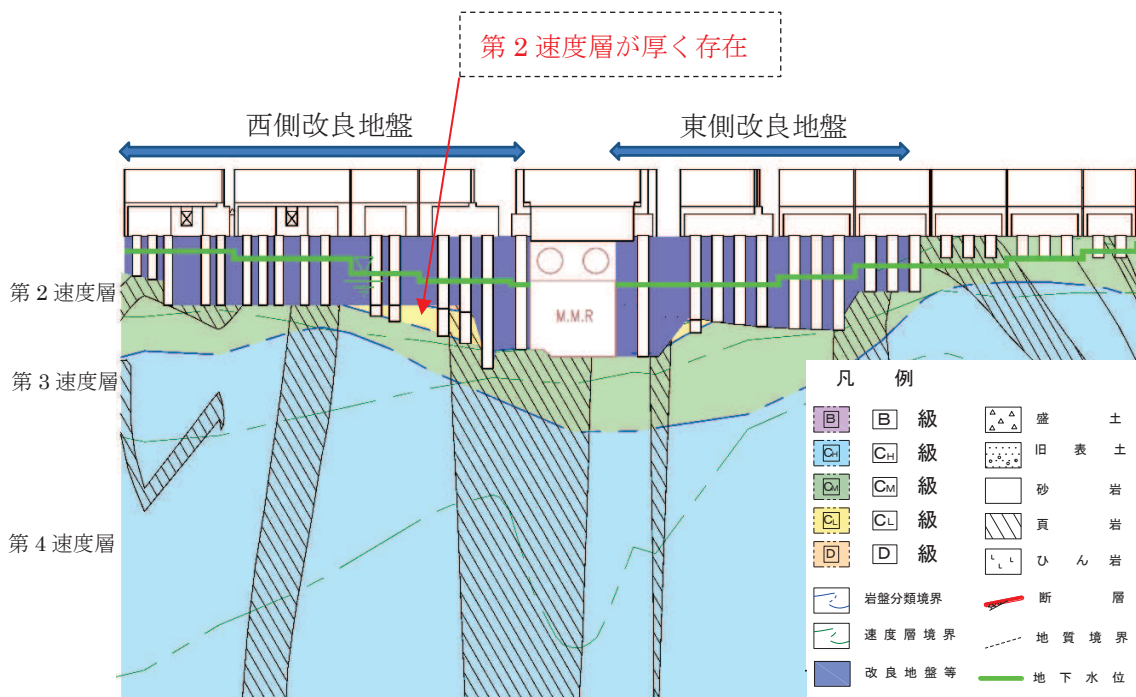


图 2-7 防潮壁部 地質縦断面図

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)。

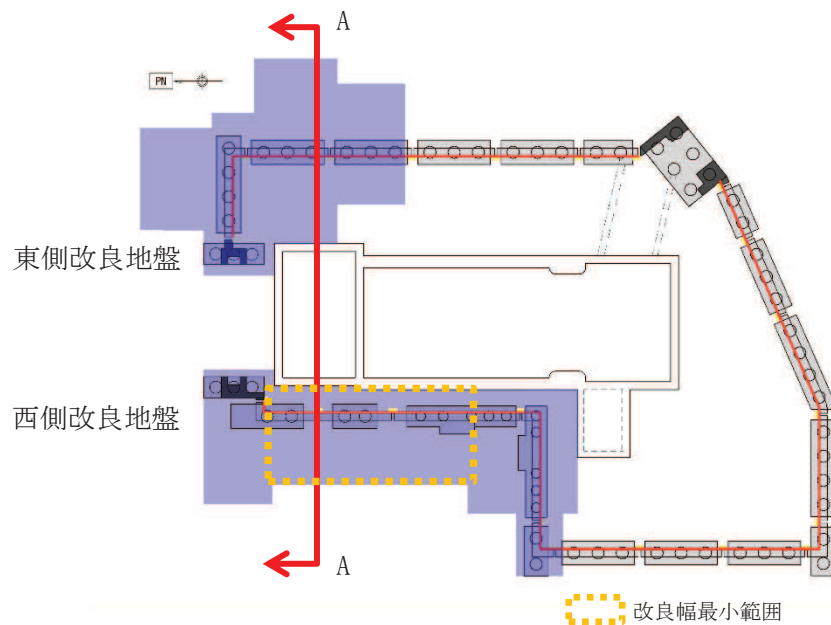


図2-8 第2号機放水立坑改良地盤評価対象断面 平面図

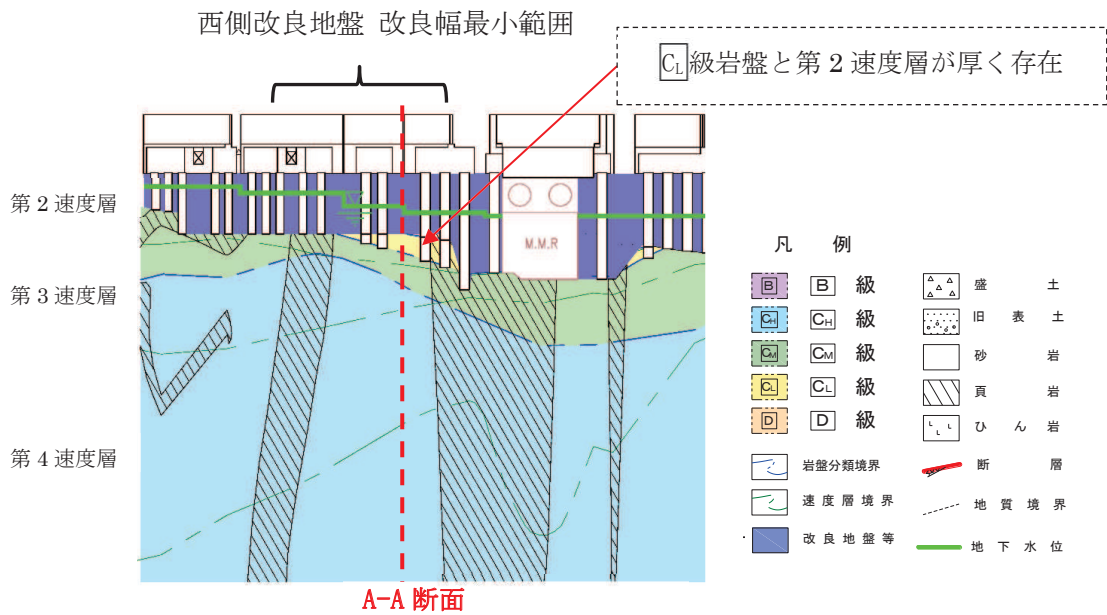


図2-9 防潮壁部地質縦断面図

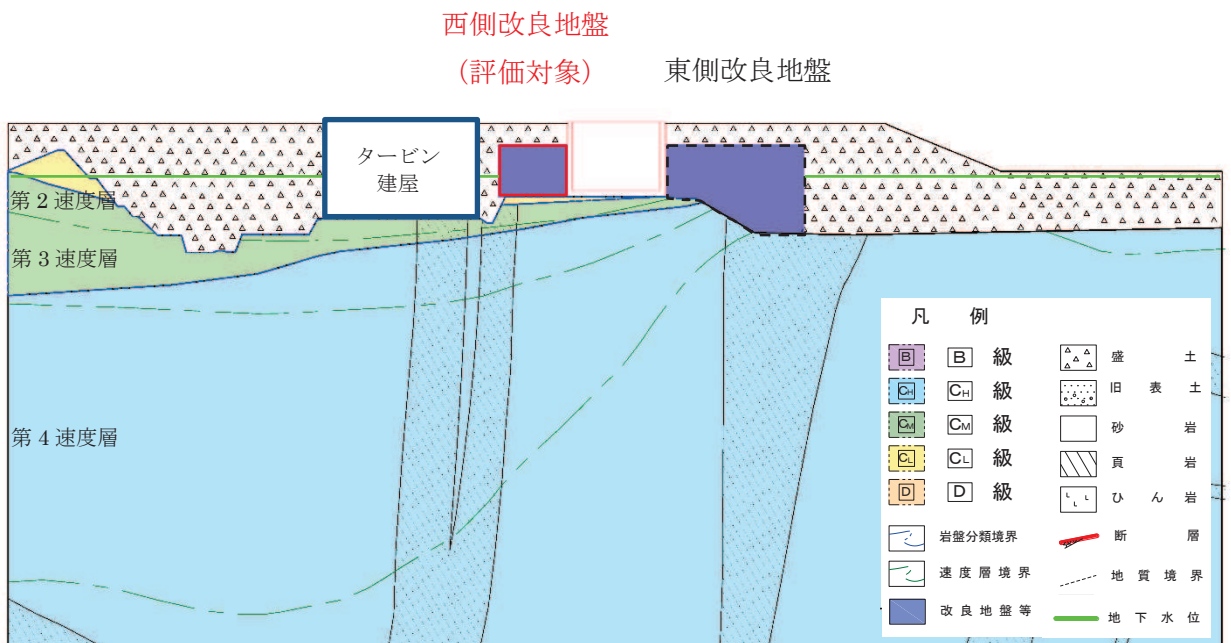


図2-10 2号放水立坑改良地盤の評価対象断面 地質断面図 (A-A断面)

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+ 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 -D1	++*	○	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 -D2	++*	○		
		-+*	○		
		+-*	○		
		--*	○		
	S _s -D3	++*	○		
		-+*	○		
		+-*	○		
		--*	○		
	S _s -F1	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F2	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F3	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -N1	++*	○		
		-+*	○		

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。

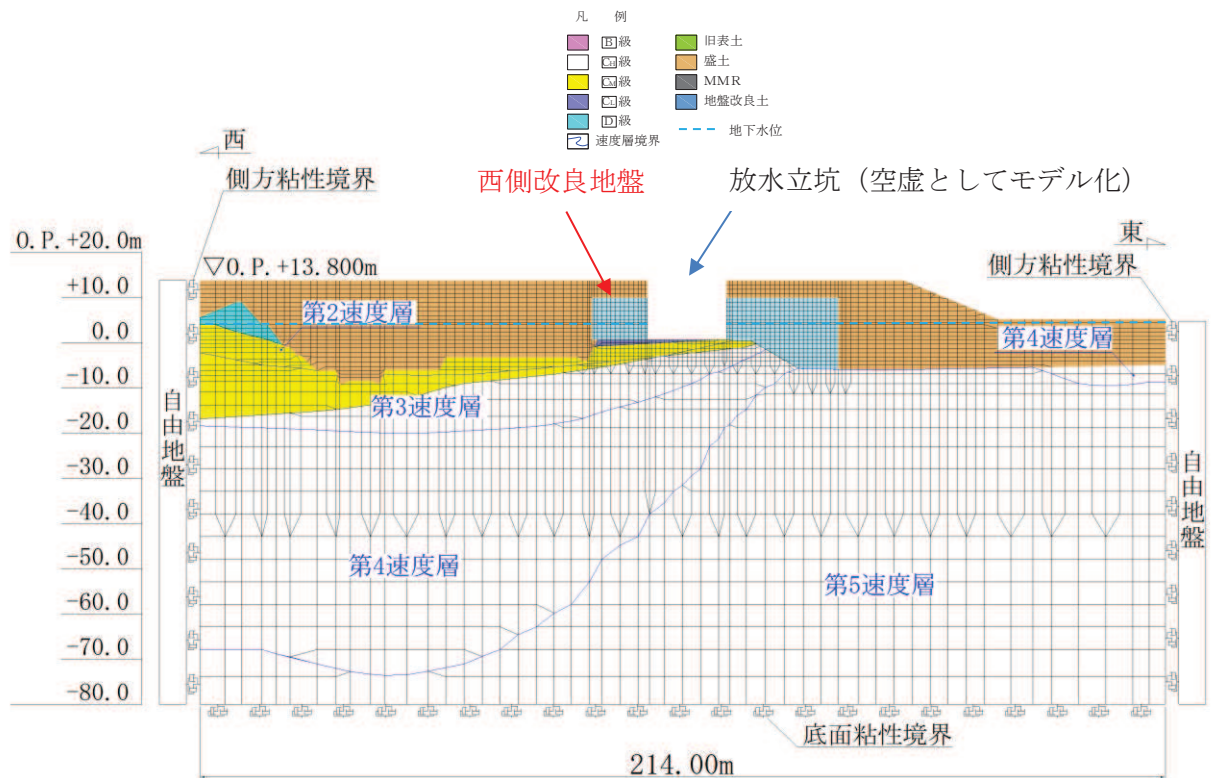


図2-11 第2号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

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。

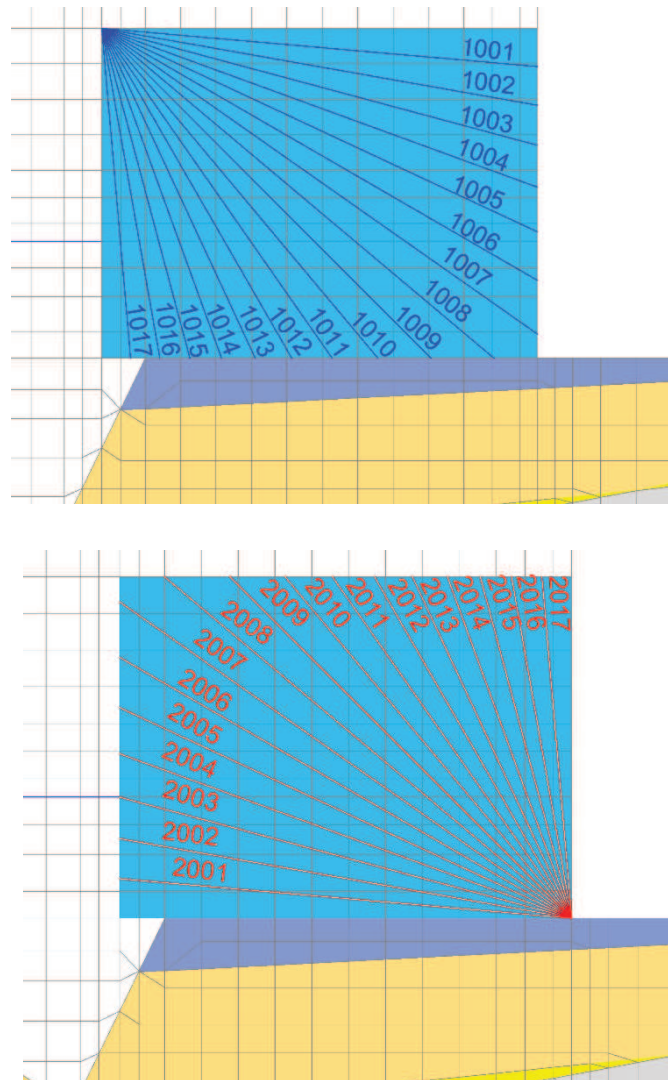


図2-12 第2号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

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

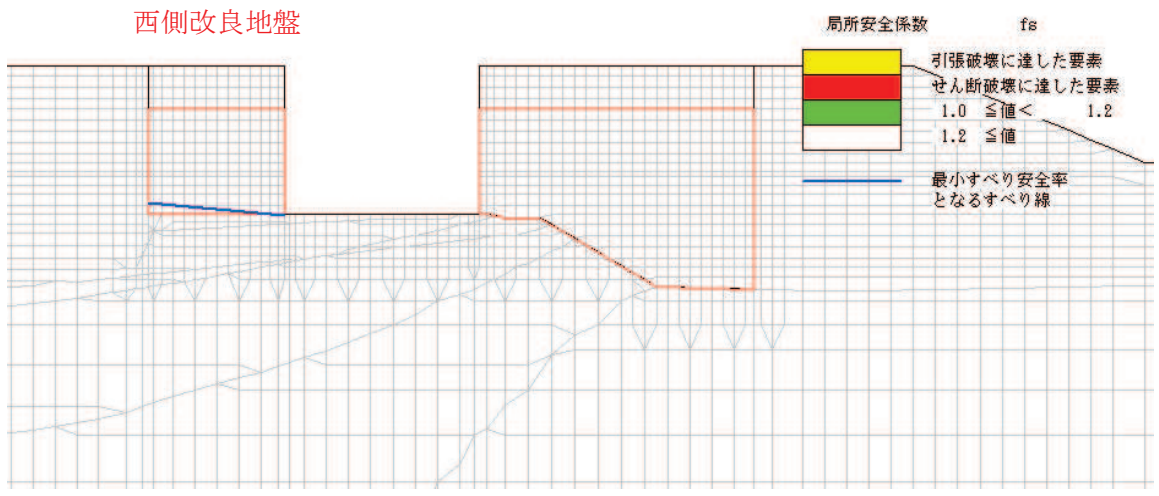
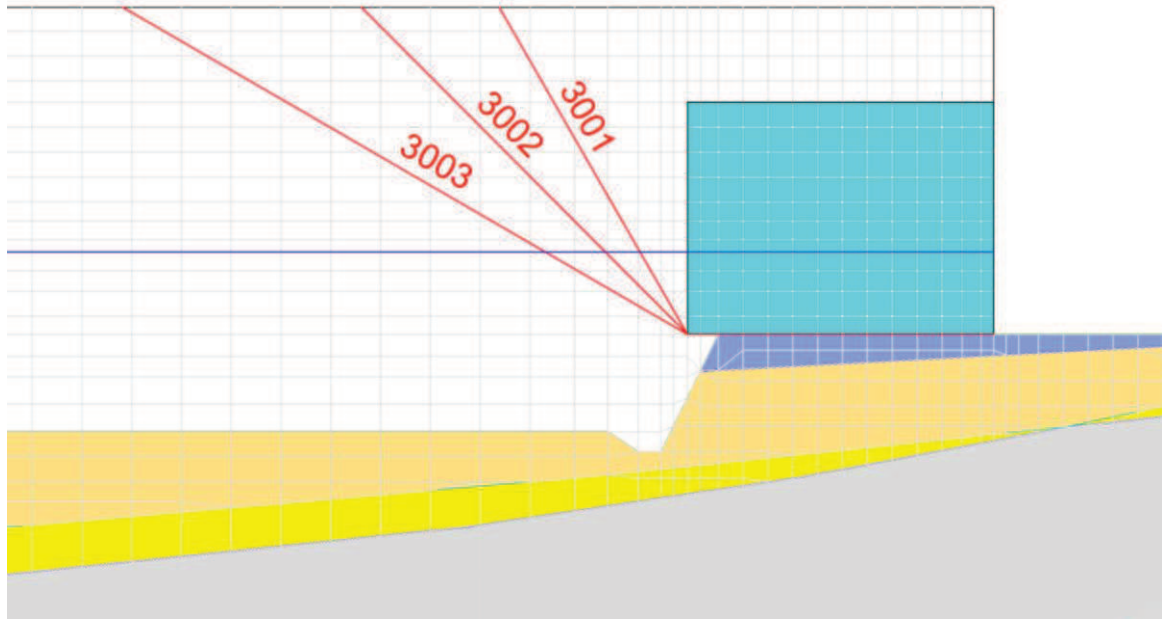


図 2-13 第 2 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$)

次に、改良地盤と岩盤との境界部を通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通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。



地表面に抜ける角度は、受動崩壊角及び主動崩壊角
($45^\circ \pm \phi/2$, $\phi = 30^\circ$) を踏まえ 30° , 45° , 60° と設定

図2-14 第2号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部を通るすべり線の設定

表 2-6 第 2 号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部を通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3-1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。

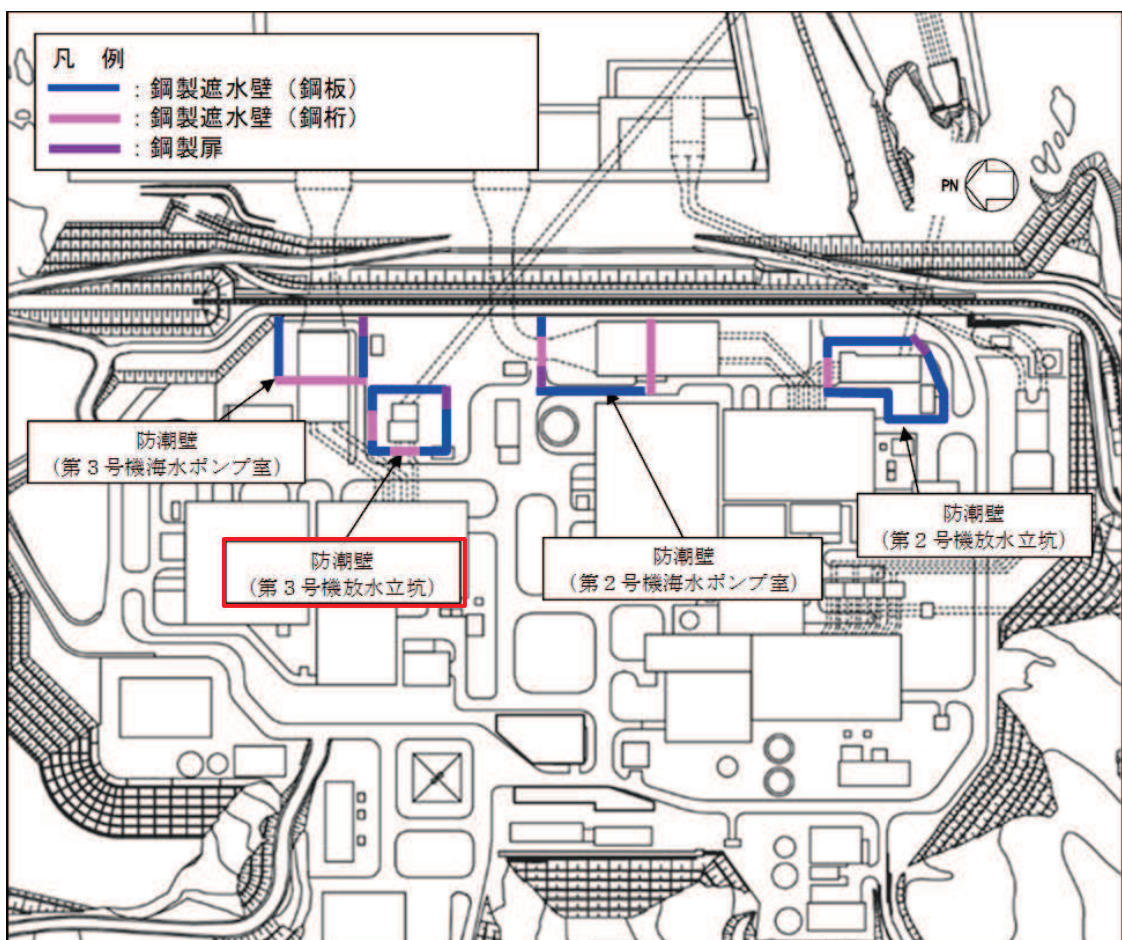


図3-1 3号放水立坑防潮壁の位置図

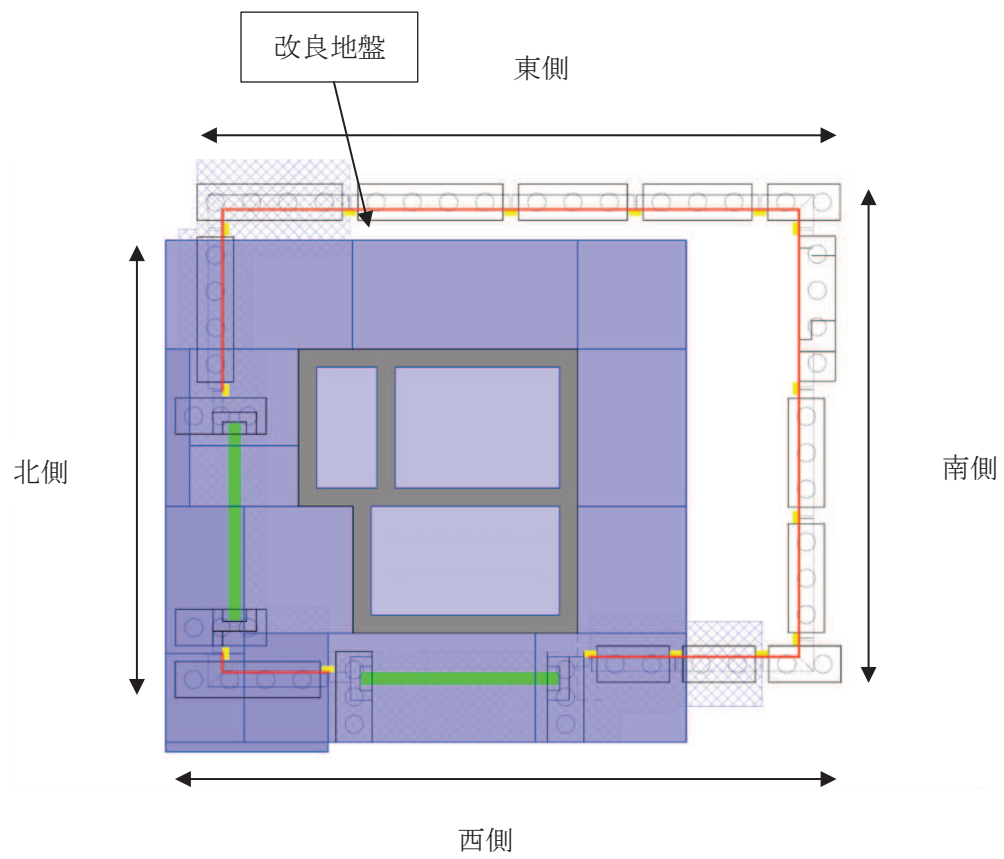


图3-2 3号放水立坑防潮壁 平面图

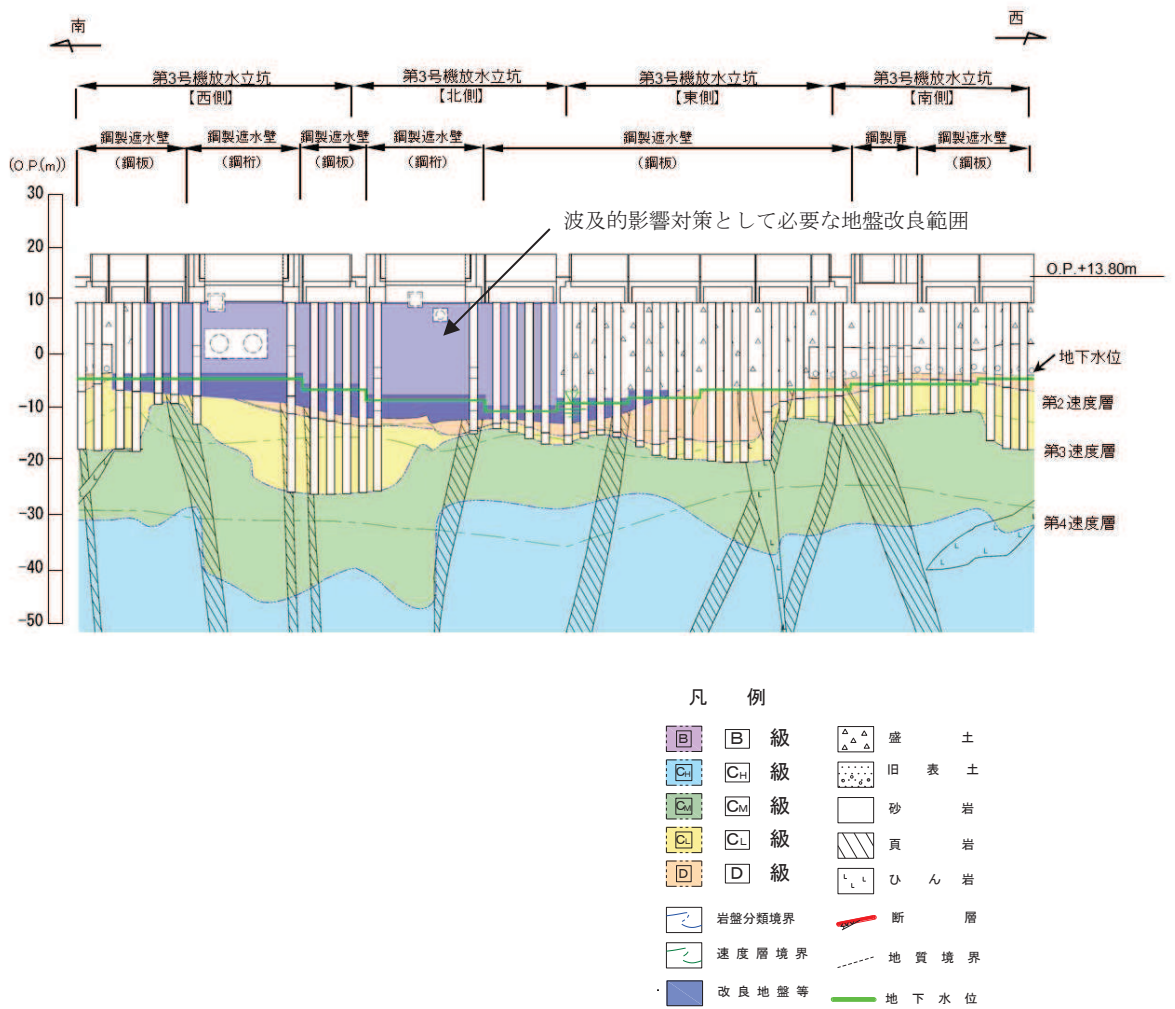


图 3-3 3号放水立坑防潮壁 地質縦断面図

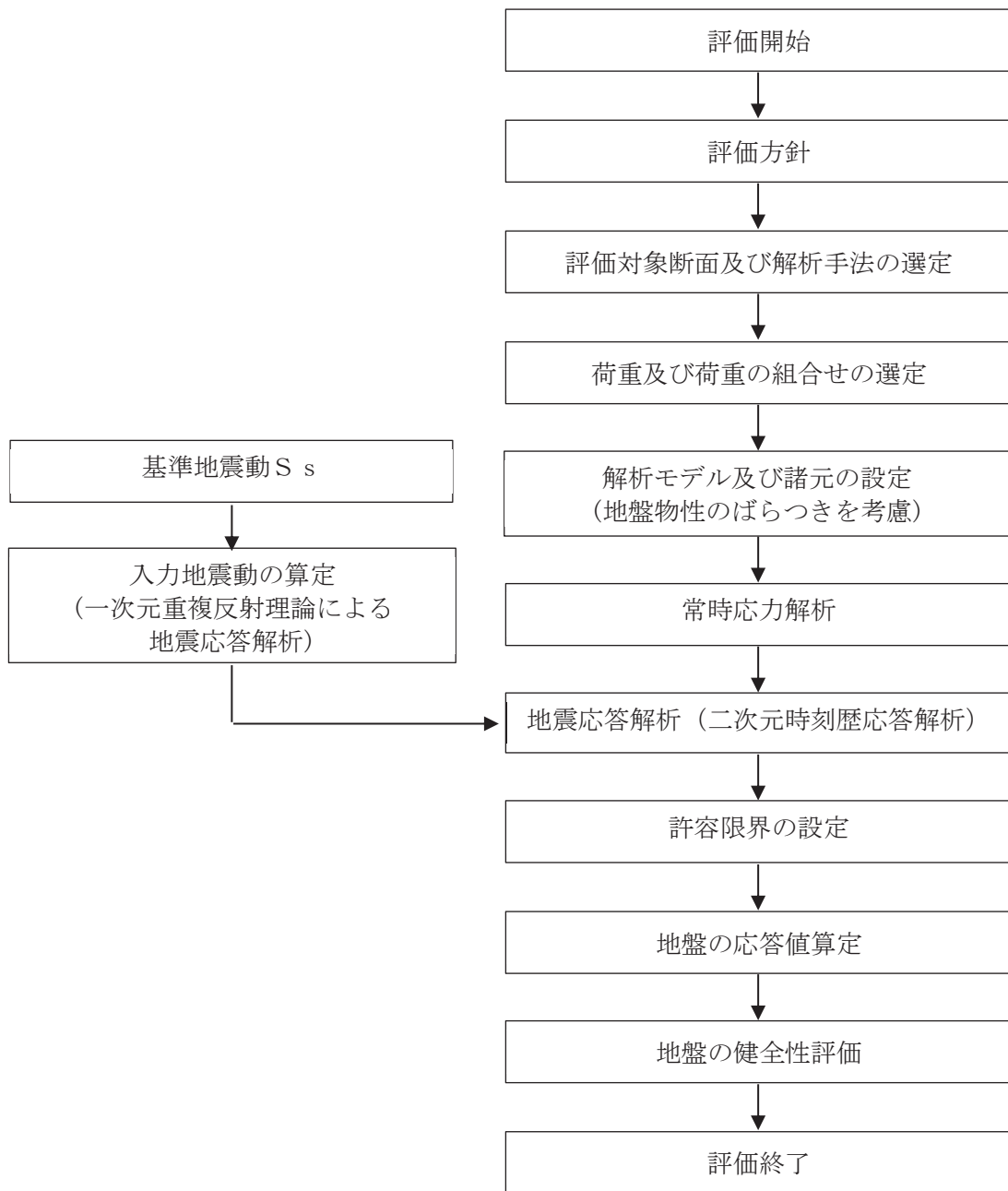


図 3-4 第 3 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

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。

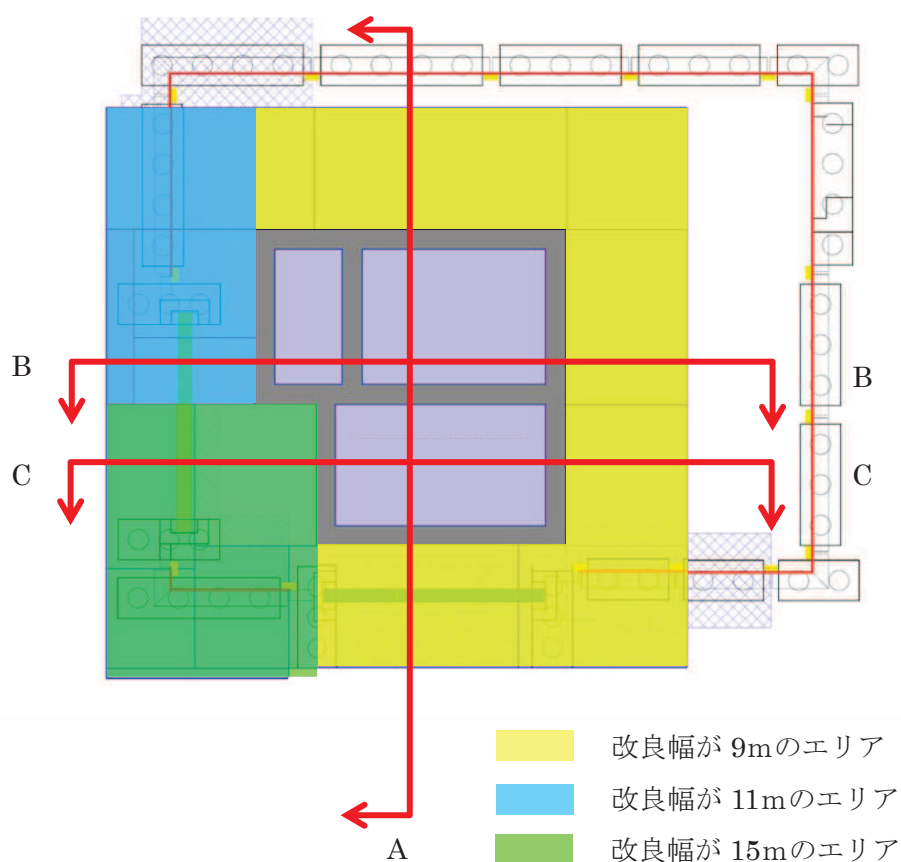
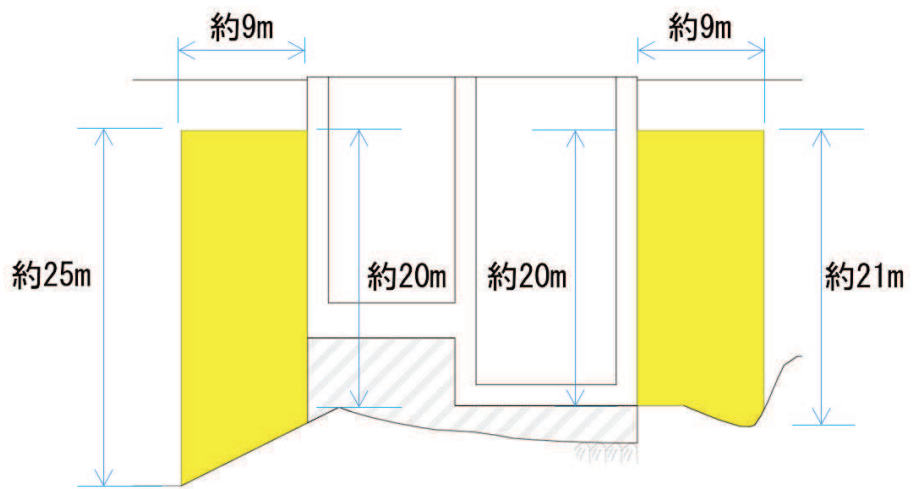
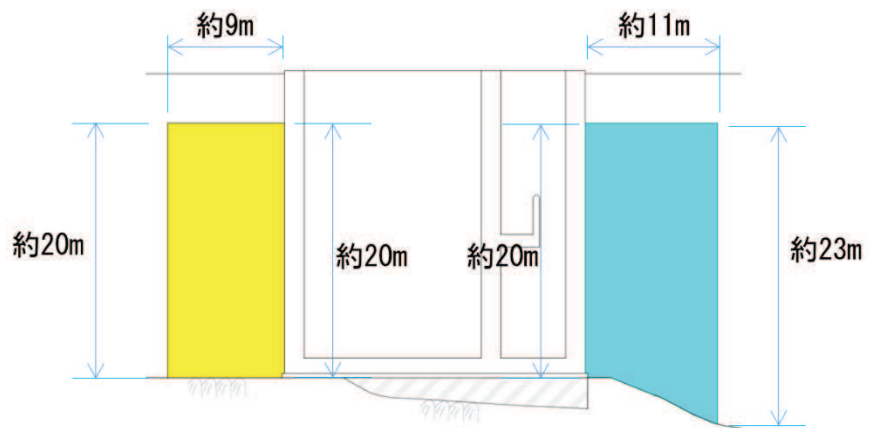


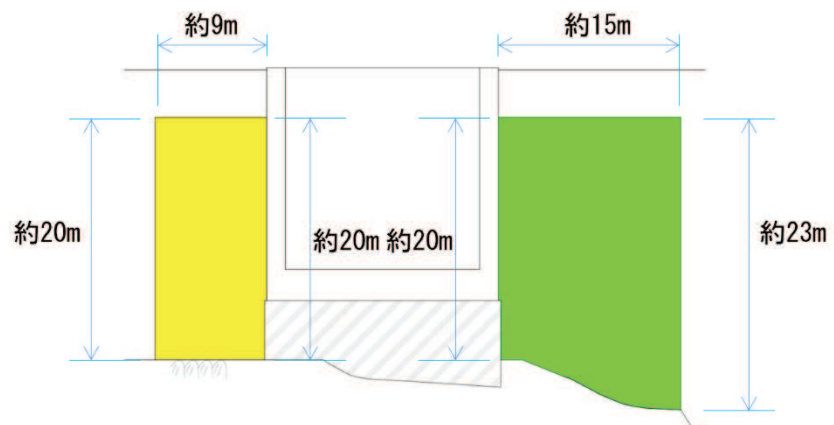
図3-5 第3号機放水立坑改良地盤 平面図



A-A 断面



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

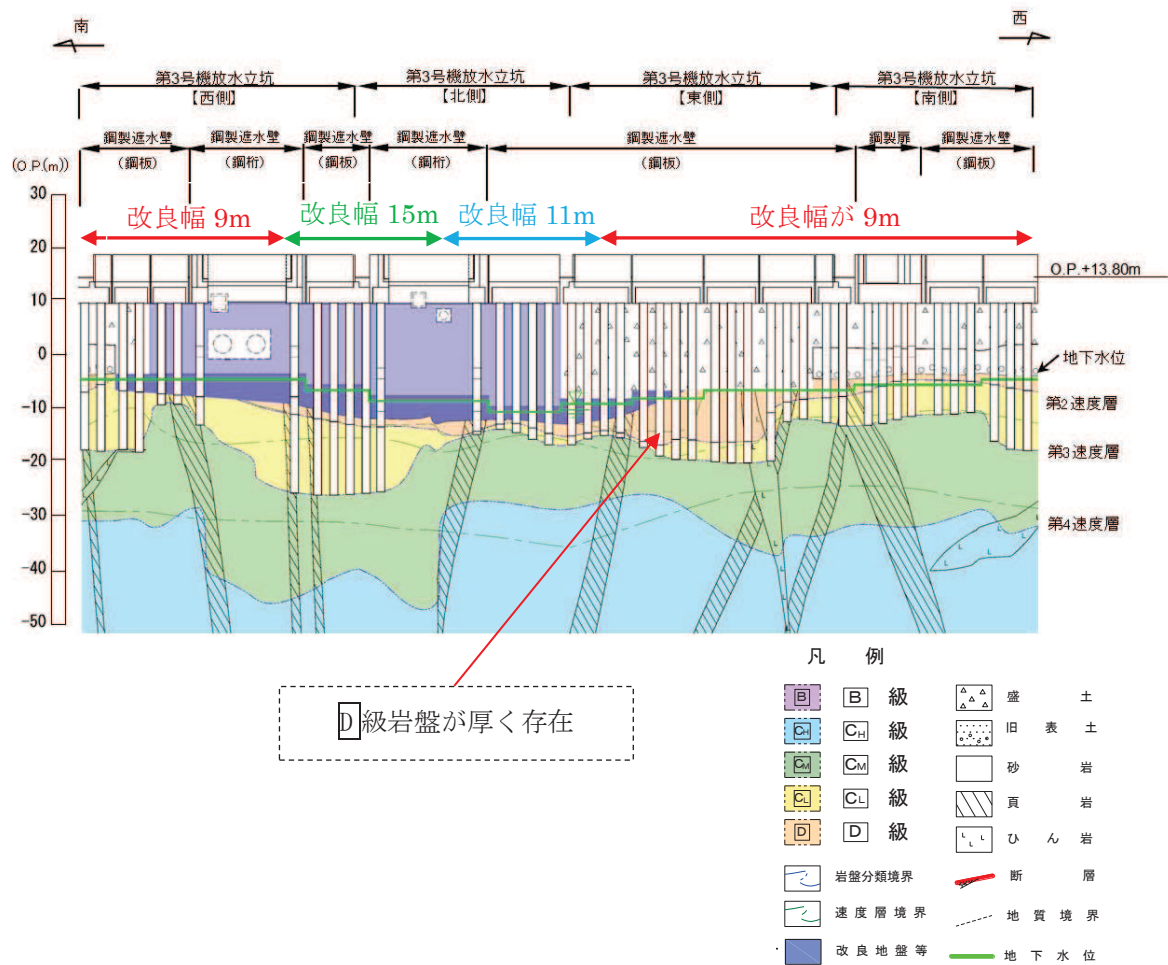


図 3-7 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

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 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）を通る A-A 断面を評価対象断面に選定する。

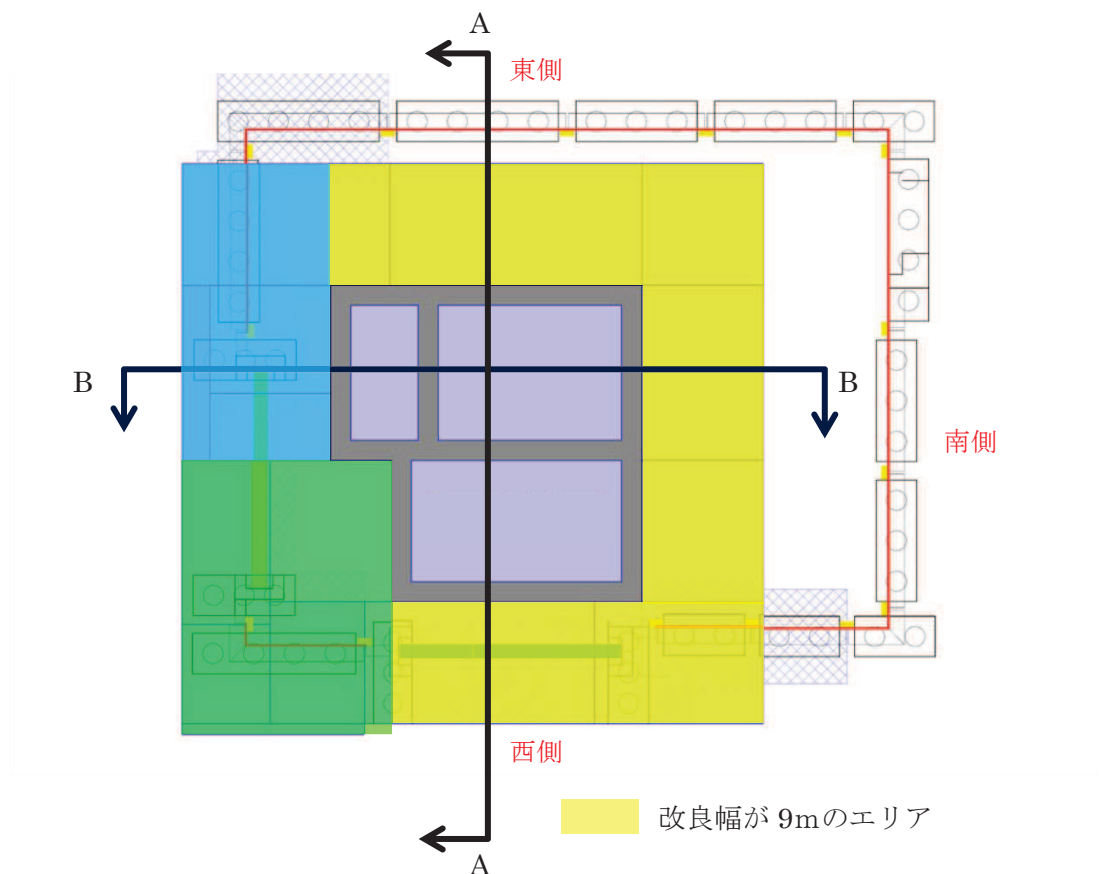


図 3-8 第 3 号機放水立坑評価対象断面 平面図

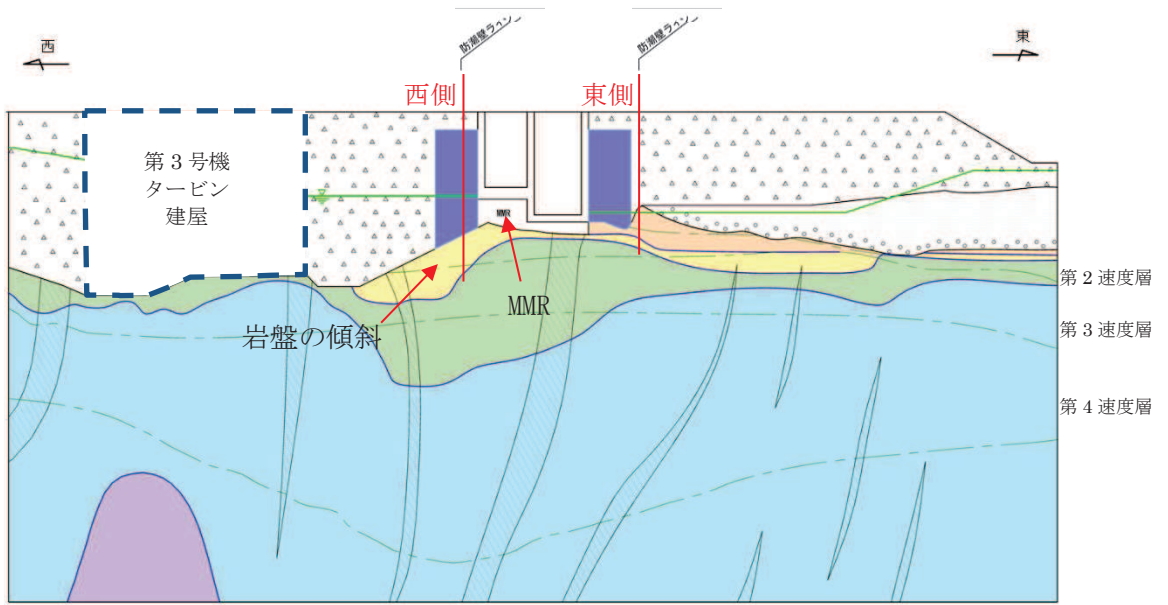


図3-9 第3号機放水立坑地質断面図 (A-A断面)

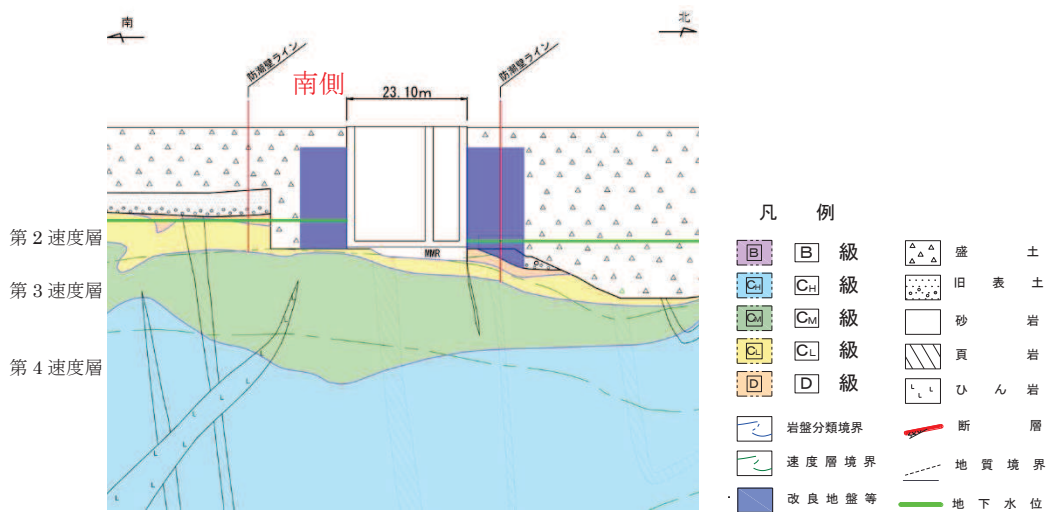


図3-10 第3号機放水立坑地質断面図 (B-B断面)

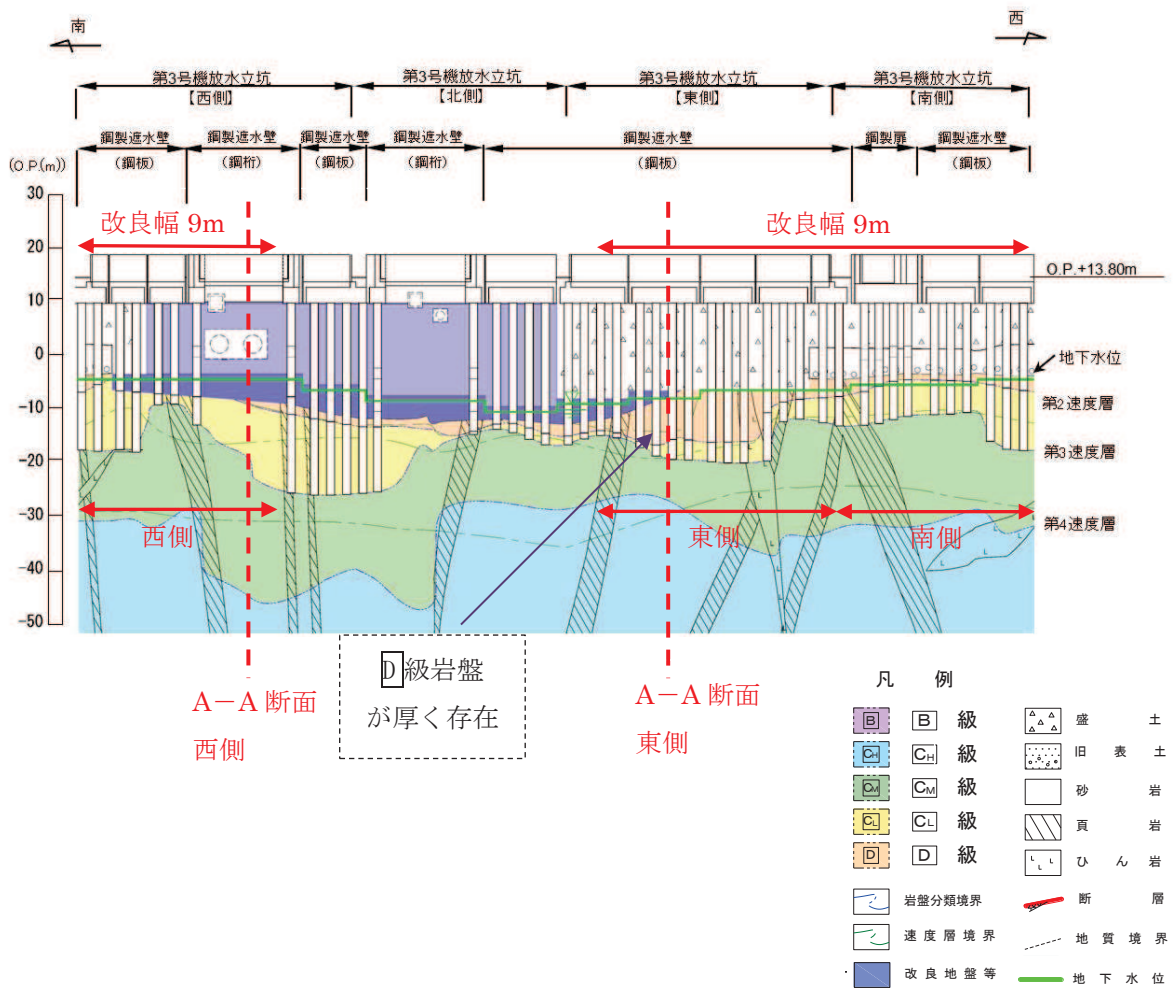


図 3-11 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

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くほど、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+ 1σ	平均値
ケース③	平均値- 1σ	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。

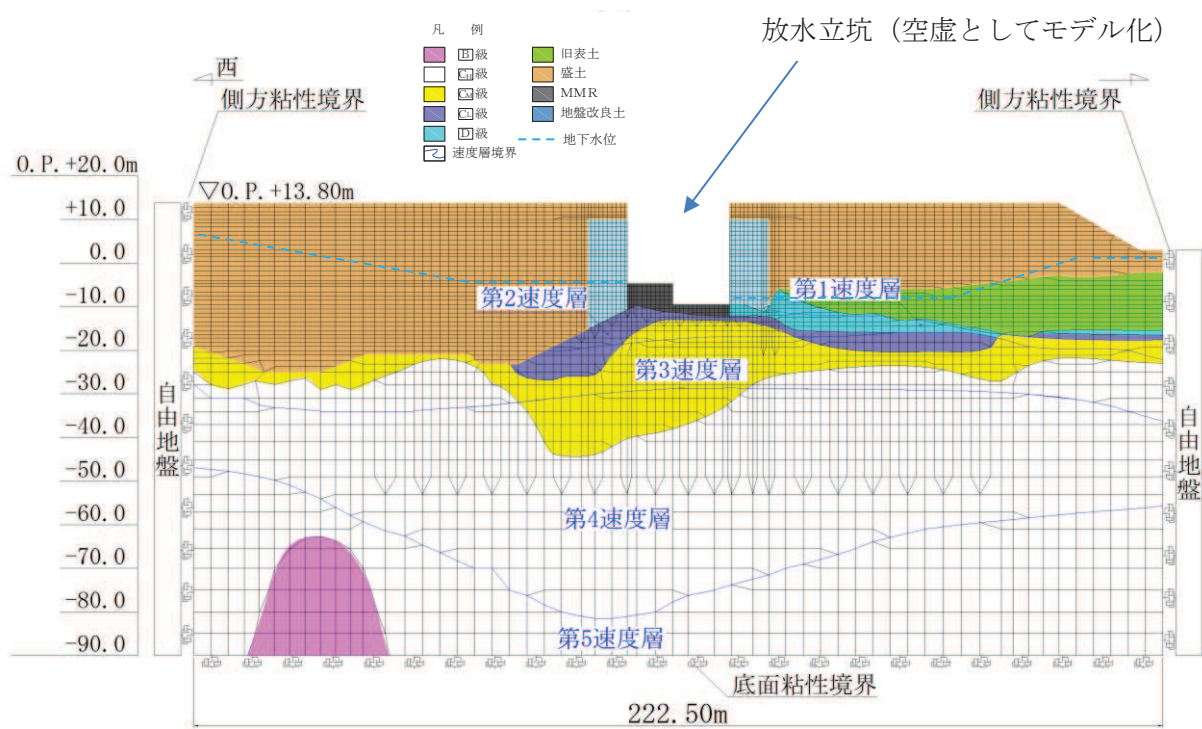


図3-12 第3号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

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。

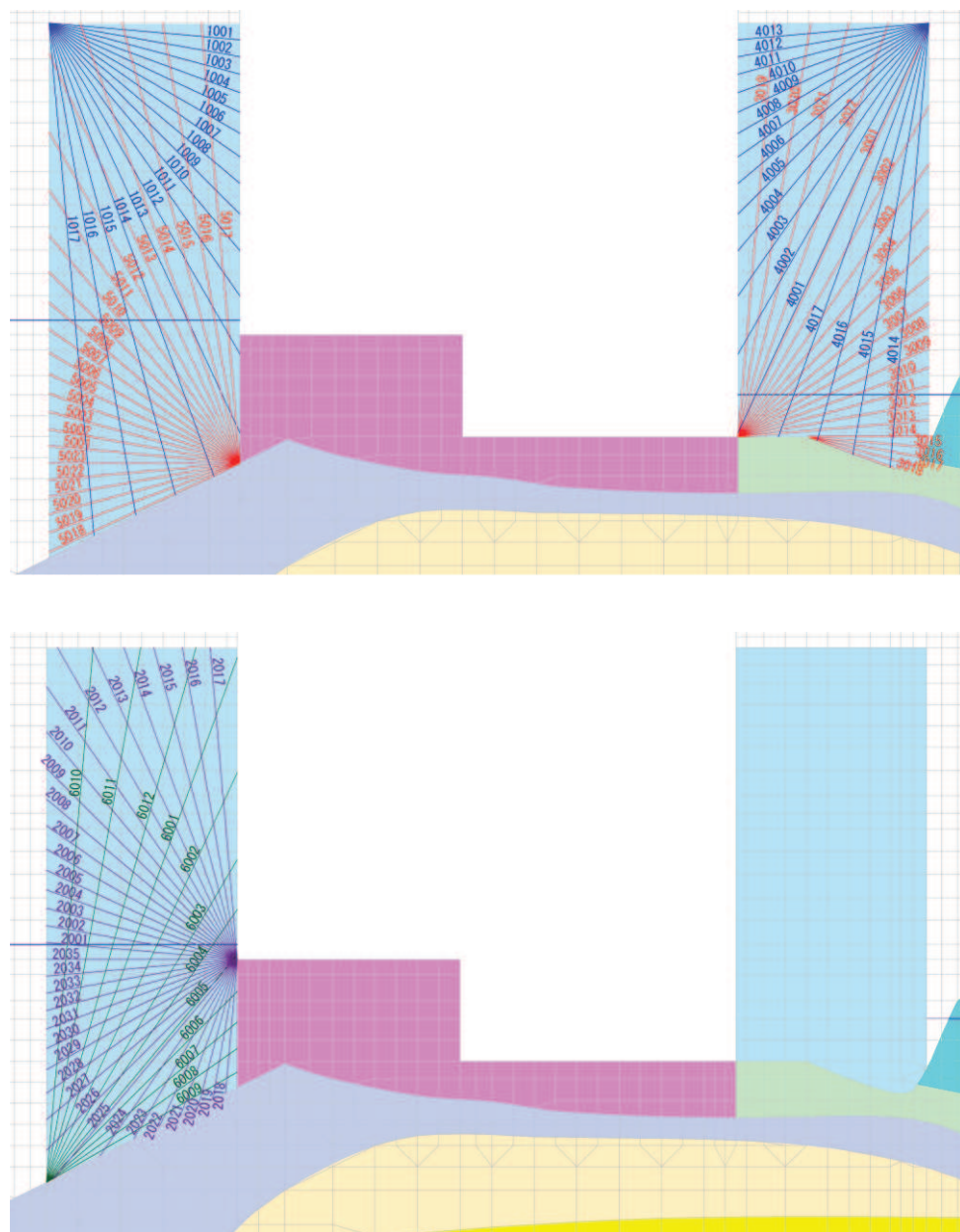


図3-13 第3号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

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

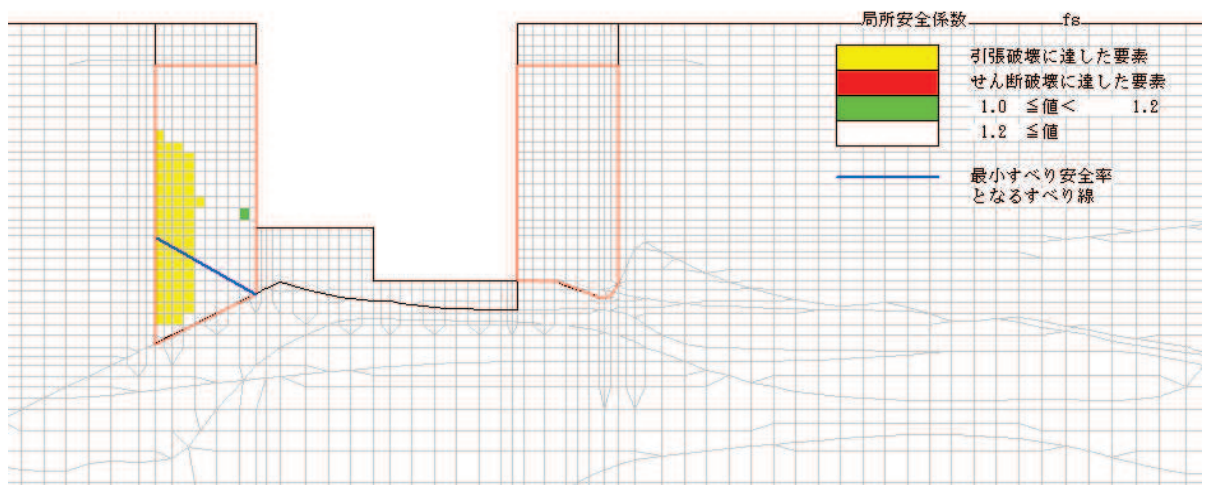


図 3-14 第 3 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース②, $S_s - N1$ (++) , 想定すべり線 : 5006)

次に、改良地盤と岩盤との境界部を通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通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。

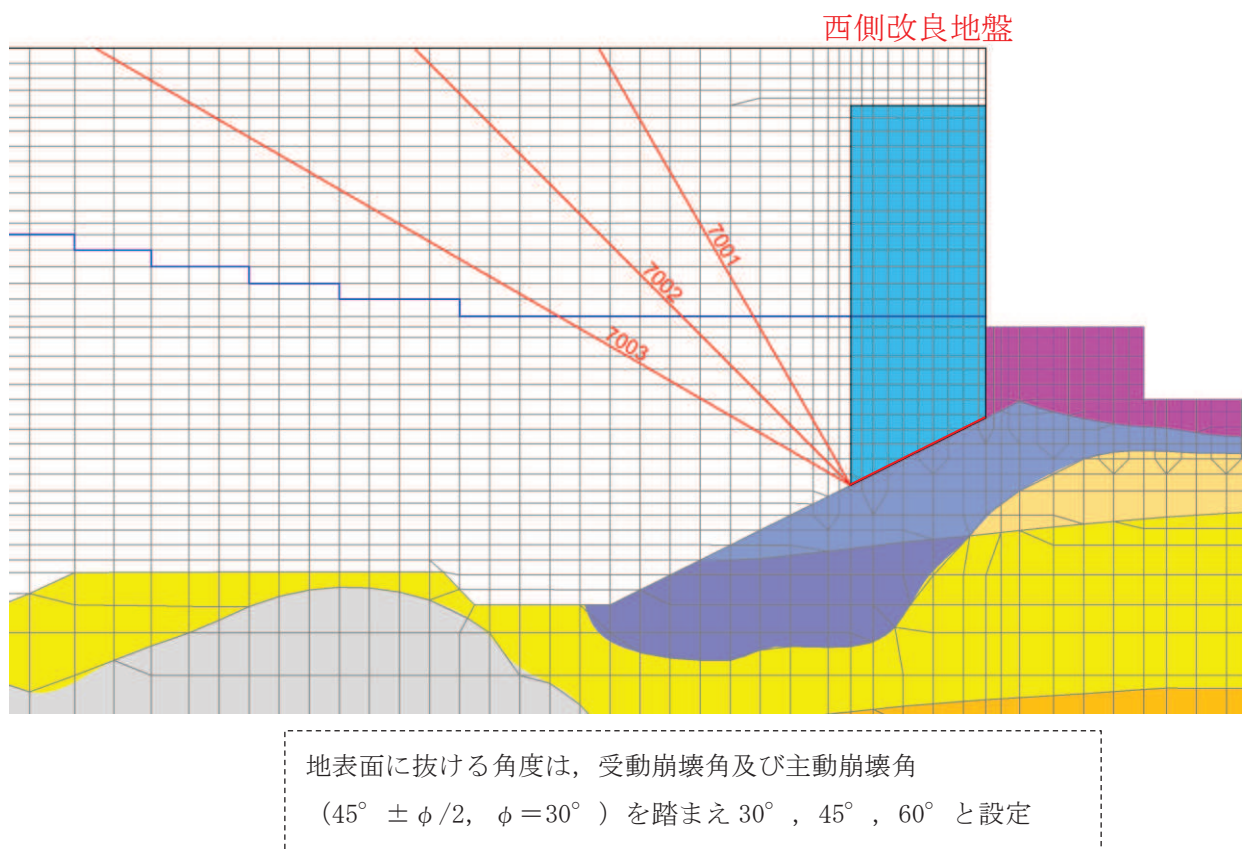


図 3-15 第 3 号機放水立坑改良地盤と岩盤との境界部を通るすべり線の設定

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通るすべり線の
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号機の設計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。

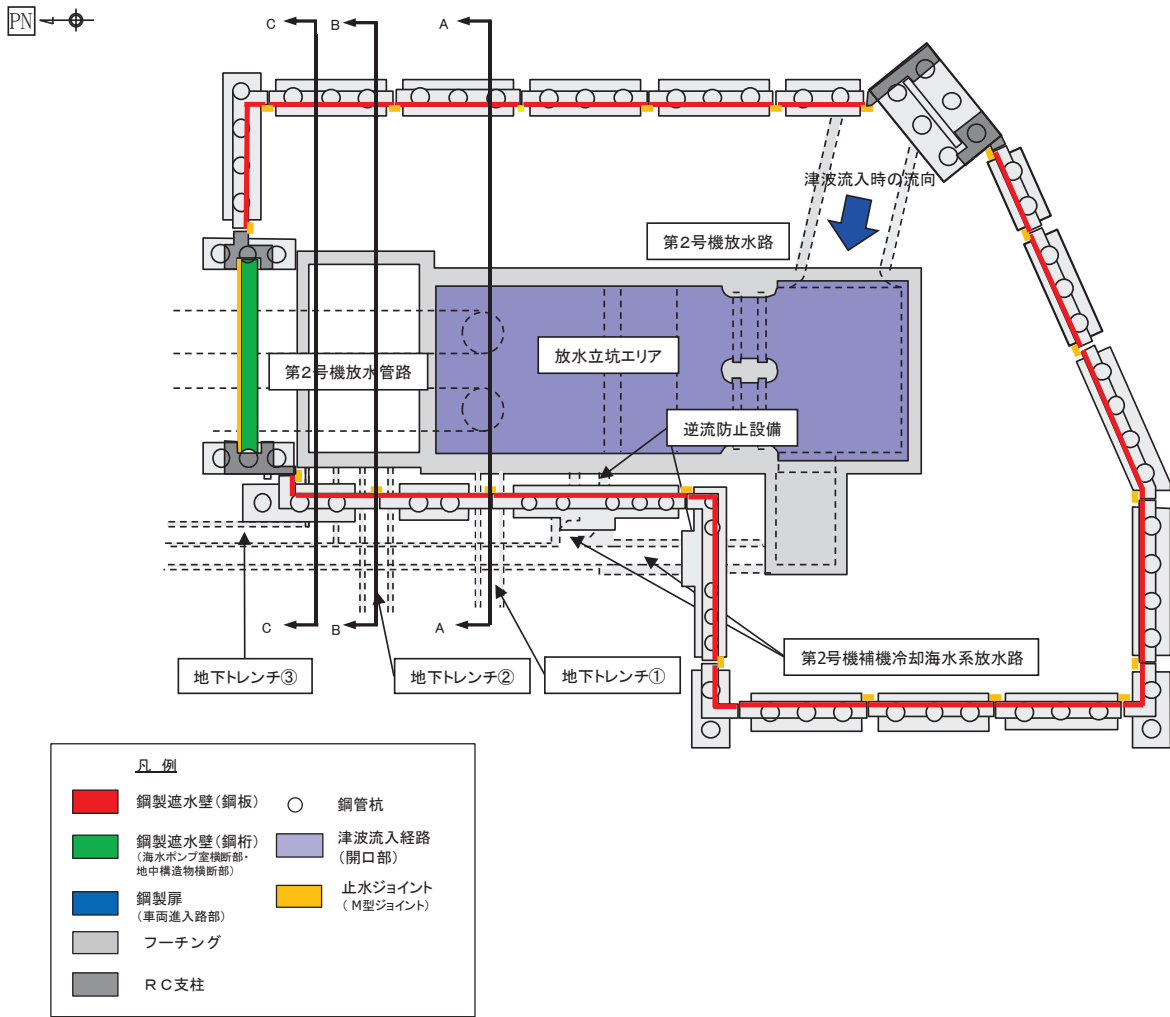


図 2-1(1) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

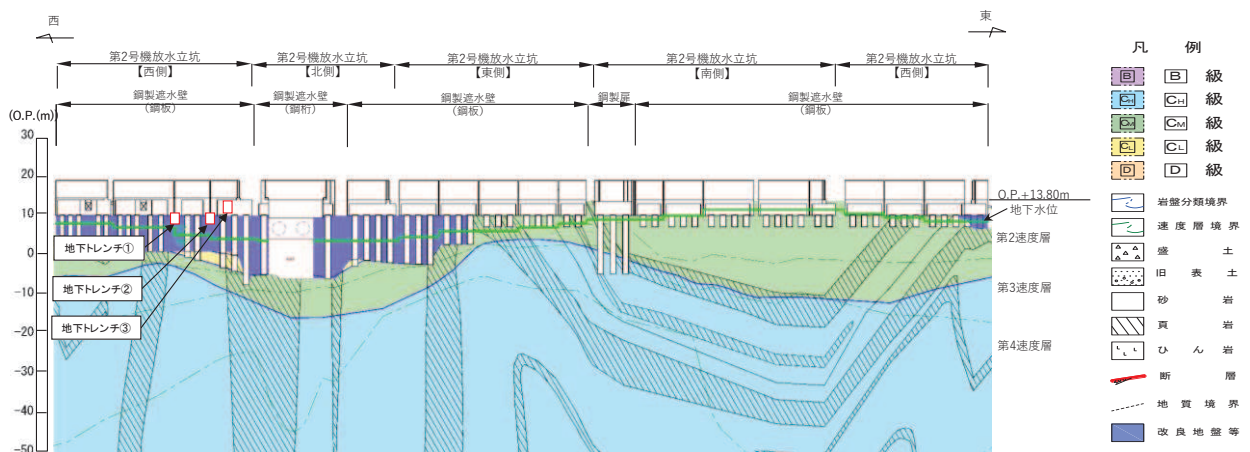


図 2-1(2) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁)

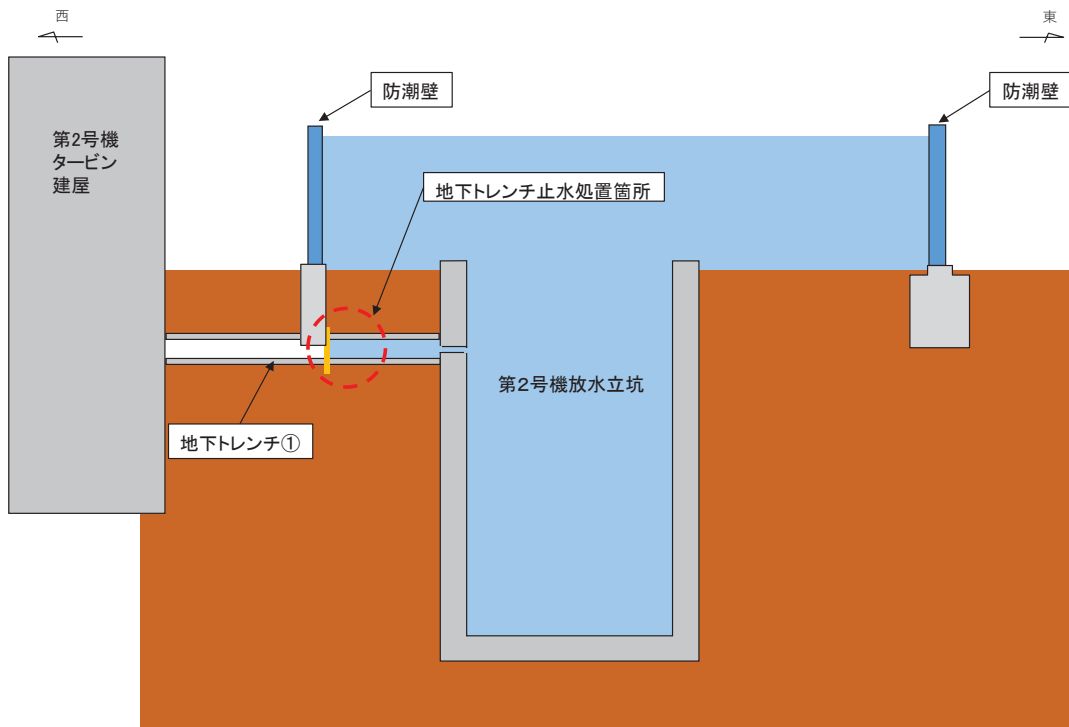


図 2-1 (3) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (A-A) (地下トレンチ①)

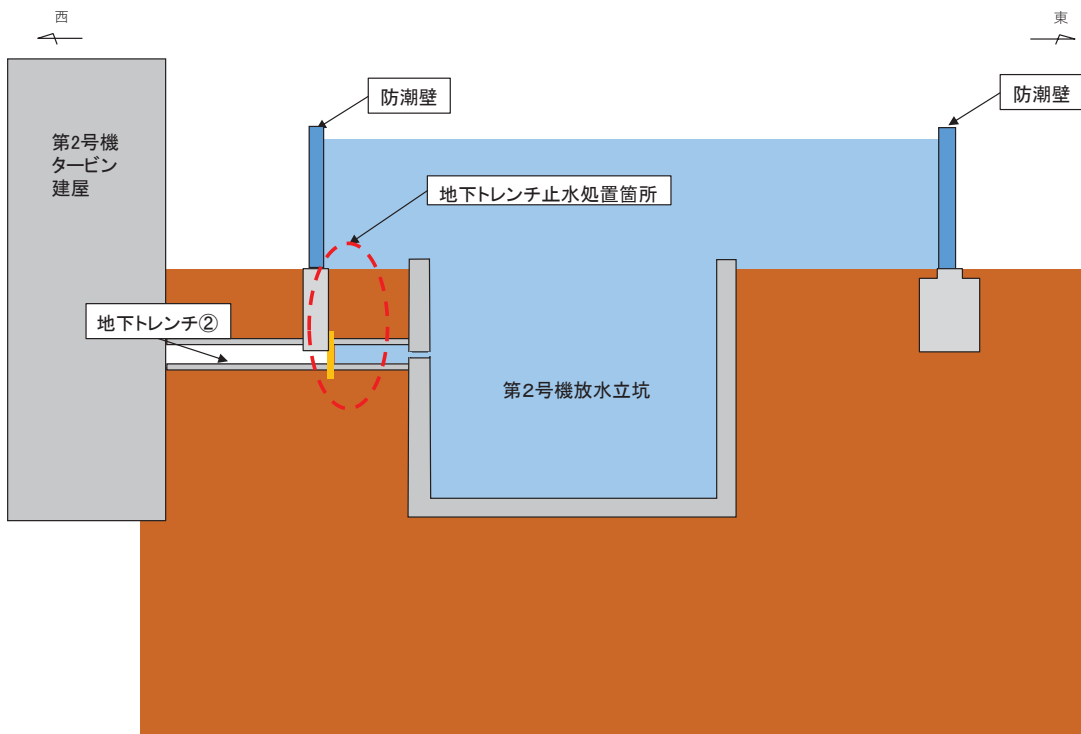


図 2-1 (4) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (B-B) (地下トレンチ②)

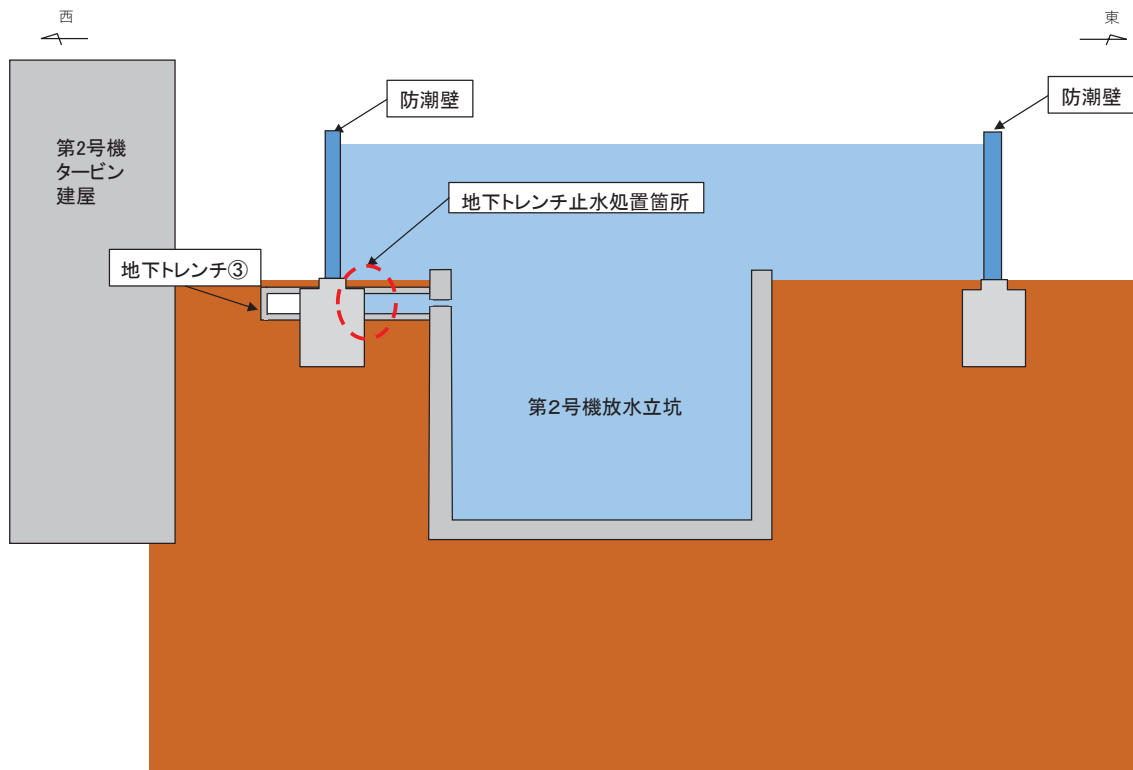


図 2-1 (5) 地下トレンチ位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁) (C-C) (地下トレンチ③)

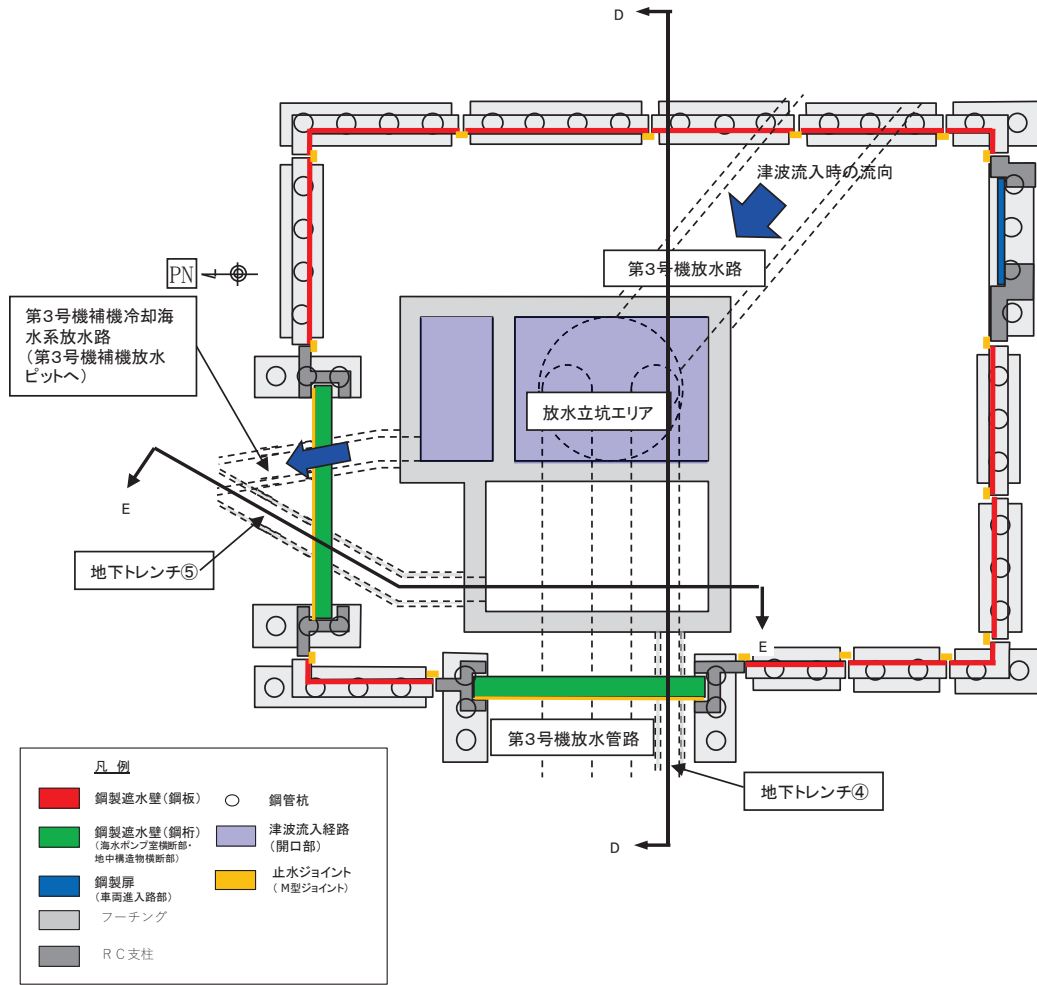


図 2-2(1) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁)

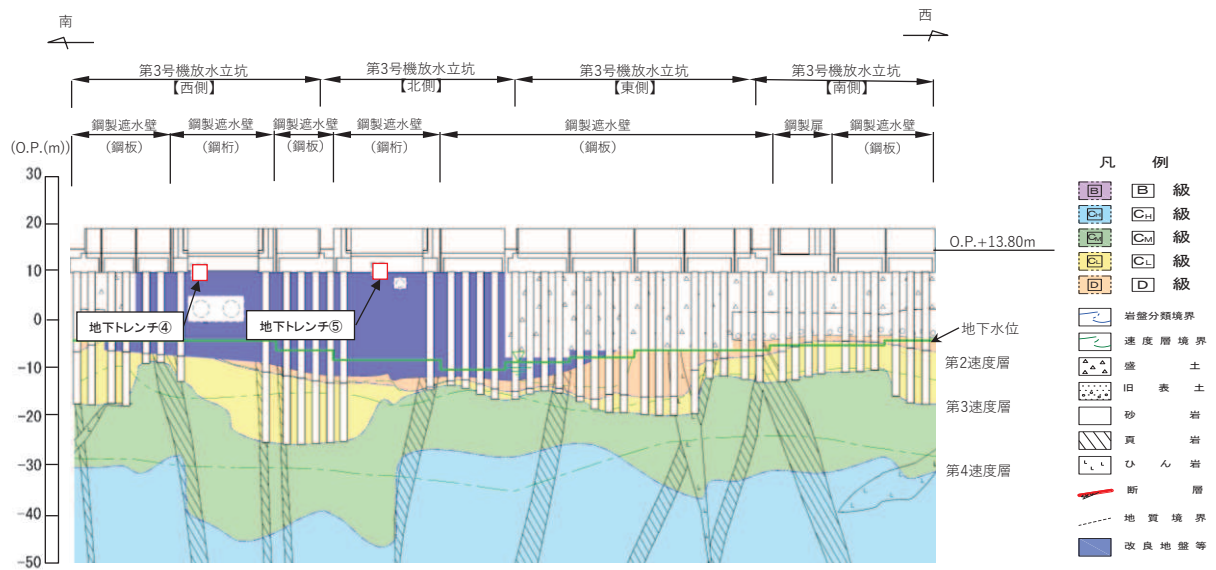


図 2-2(2) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁)

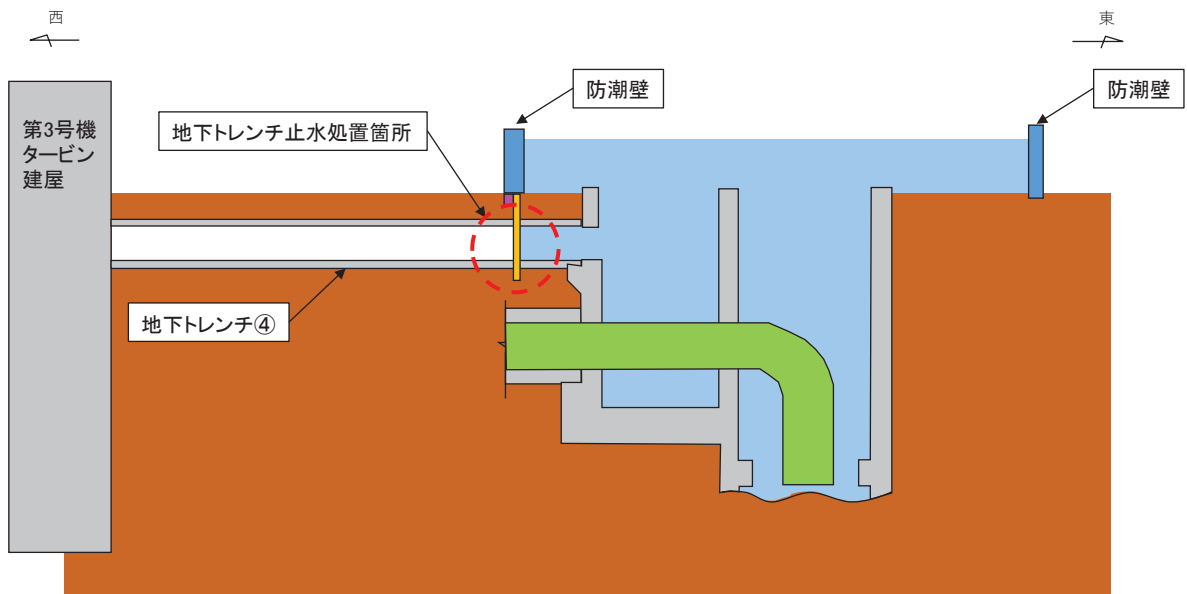


図 2-2(3) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁) (D-D) (地下トレンチ④)

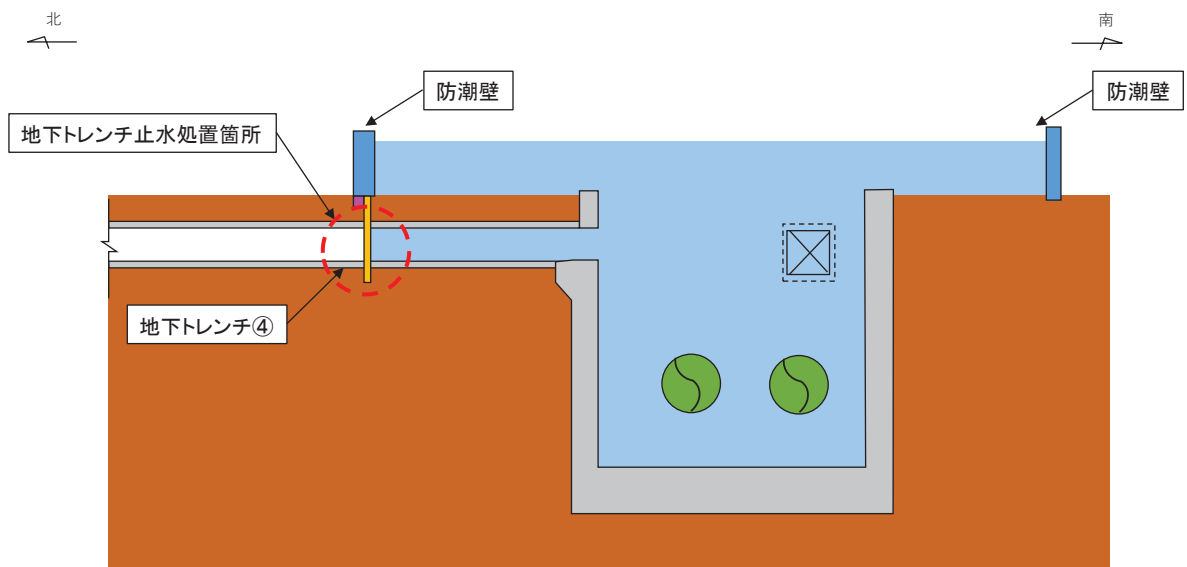
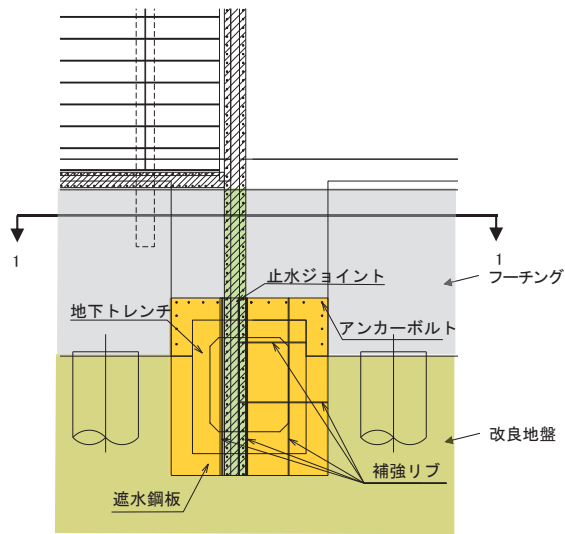
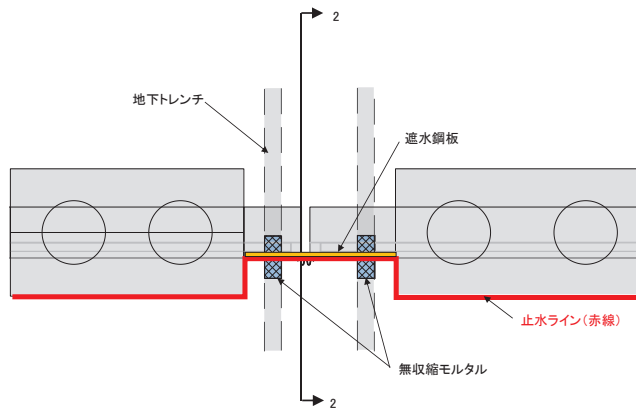


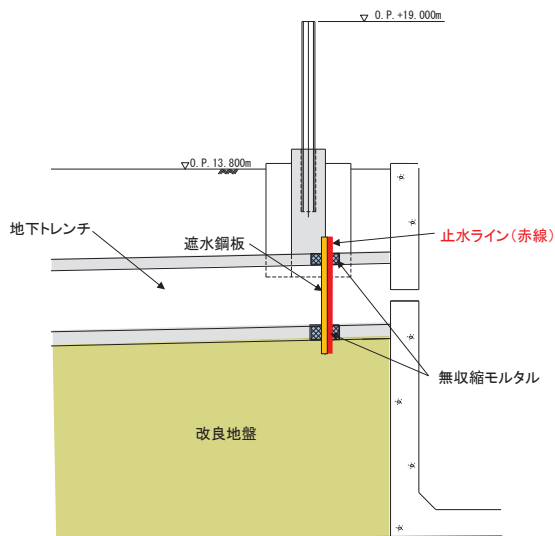
図 2-2(4) 地下トレンチ位置図 (第 3 号機放水立坑防潮壁) (E-E) (地下トレンチ⑤)



(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。

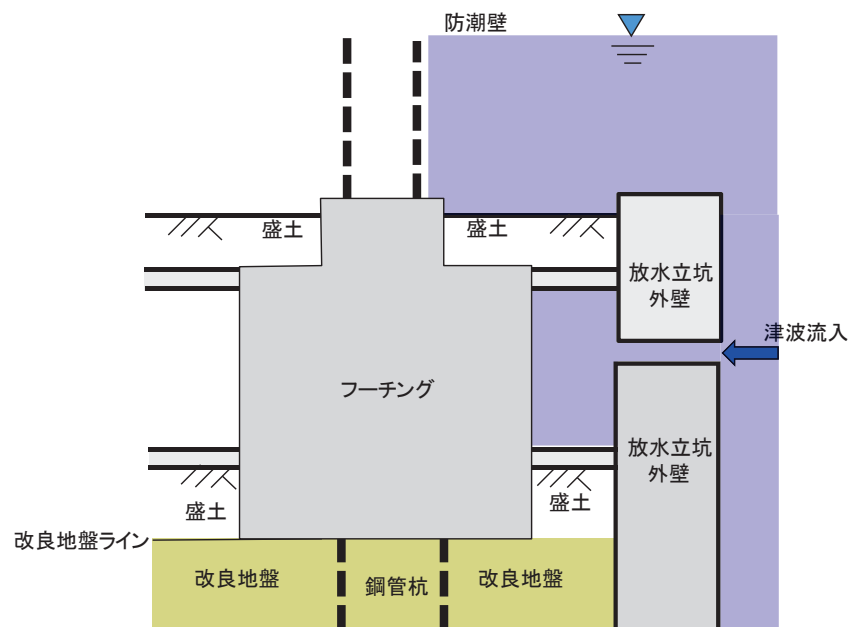


図2-5 トレンチ止水対策拡大断面
（第2号機放水立坑：地下トレンチ③）（C-C断面）

- (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。

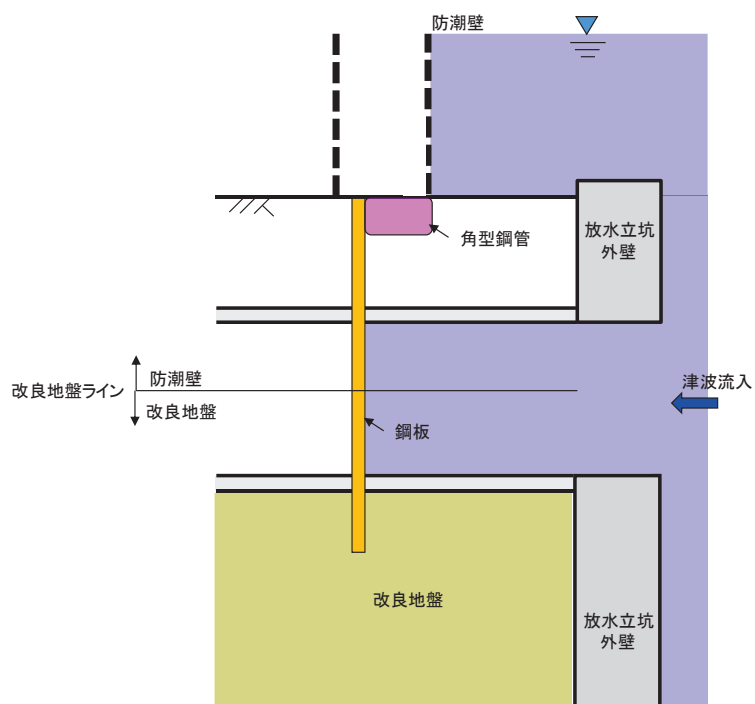
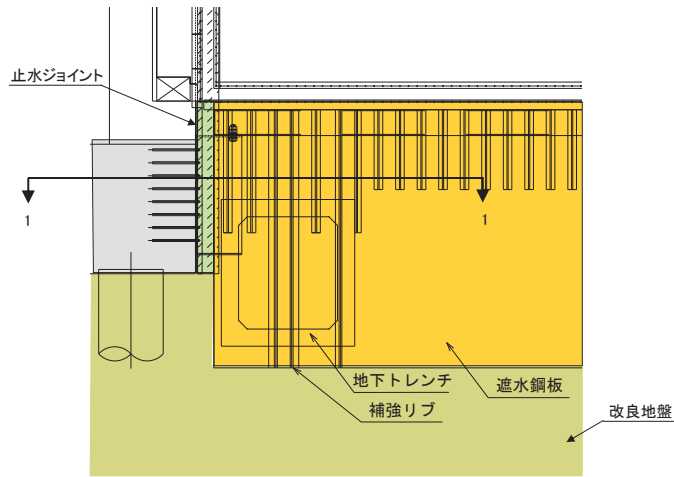
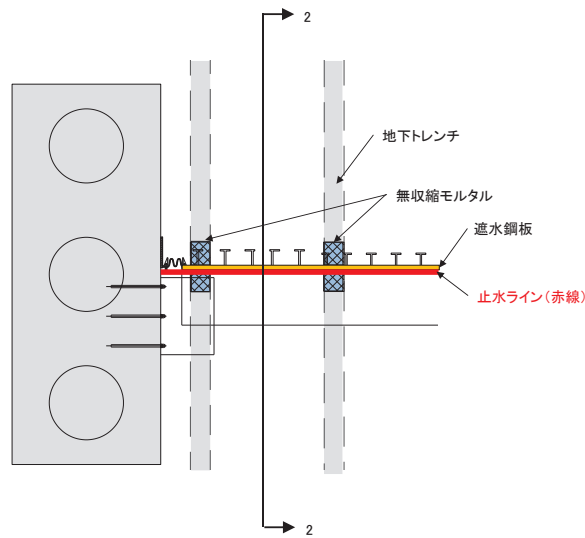


図2-6 トレンチ止水対策概略断面

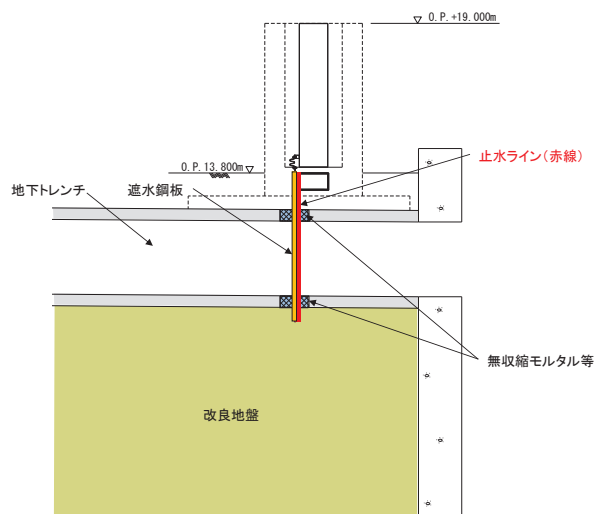
(第3号機放水立坑：地下トレンチ④,⑤) (D-D, E-E 断面)



(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)

(参考資料 14) 上部工変形時の偏心の影響について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁は、杭基礎の下部工と鋼製及び RC による上部工により構成される。津波防護施設であることから、その許容限界については短期許容応力度とし弾性範囲内に留まることとしており、地震応答解析については構造部材については線形でモデル化している。

構造部材は、図 14-1 に示すとおり、質点とはり要素にてモデル化し、各部材の図心位置においてモデル化し、各部材を剛要素で接合することで、常時を含め偏心等の影響を考慮するようモデル化している。

一方で、「道路橋示方書 鋼橋編 (H14)」における鋼製橋脚に係る「11.2 動的照査法による照査」によると、3) 非線形履歴モデルの設定に関して”偏心等の影響により、地震時の繰り返しとともに変形が一方向に偏る等により応答変位が大きくなることが考えられ、必要に応じて幾何学的非線形*の影響を考慮して動的解析を行う等により影響を考慮するのが望ましい”とされている。

本資料では、地震時の上部工変形による偏心の影響について、偏心量を整理するとともに、簡易モデルを用いて線形解析と幾何学的非線形解析を実施し、その応答値の比較を行い、有意な影響がないことを確認した。

* : 大変形理論に基づき、モデル全体が目に見えて変形し、剛性変化が無視できないほど大きくなる場合の解析手法で、変形量に応じた剛性変化や変形量に応じた鉛直荷重 (偏心荷重) の影響を考慮することが可能な解析手法

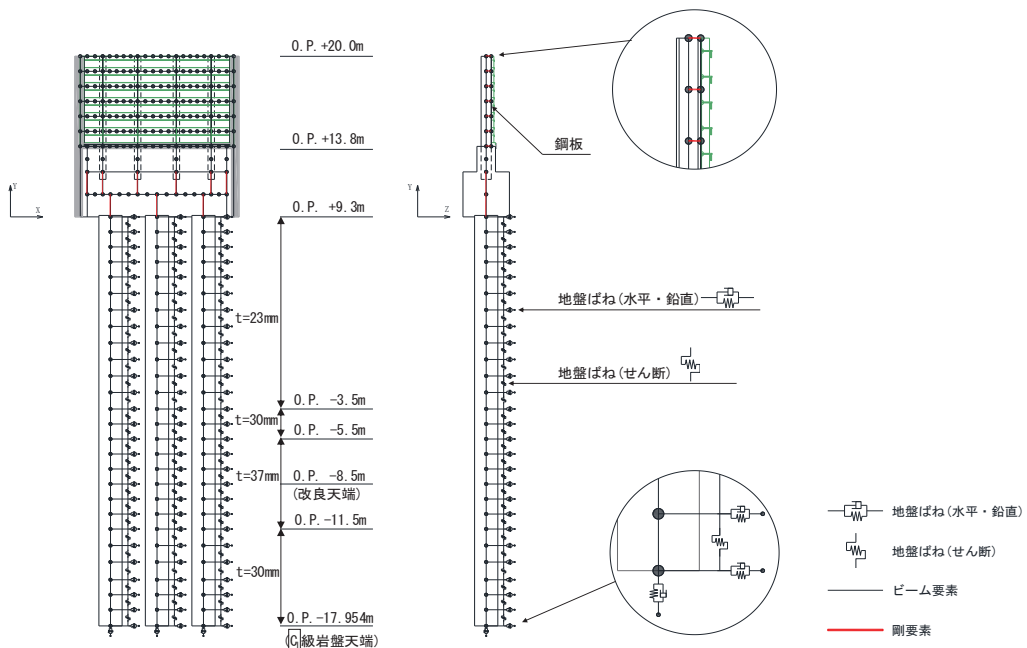


図 14-1 防潮壁の解析モデル
(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面②の例)

2. 地震時における変形量

上部工の変形量が大きくなる地震時の変形量について示す。ここで、変形量は支持部材が鋼材により構成され変形量が比較的大きくなる鋼製遮水壁（鋼板）について整理した。具体的には、「6.3.10_杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」において変形量評価に選定した鋼製遮水壁（鋼板）断面①・②・③・④の変形量から整理したものである。

表 14-1 に変形量の整理結果を、上部工の変形量の概念図を図 14-2 に示す。変形量（天端と基部の相対変位量）は 0.6° 程度（107/6000）であり、その変形量は鋼製支柱の部材内に収まっていることを確認した。

なお、整理に用いている天端の変位量は、止水ジョイント接合部である鋼板天端端部の変位量を用いており、剛性の高い鋼製支柱部よりも変位量は大きいと考えられるため、保守的な整理になっていると考えられる。

表 14-1 上部工の層間変形量の整理

	天端の変位量 (mm)	基部の変位量 (mm)	相対変位量 (mm)
断面①	292	204	88
断面②	381	274	107
断面③	342	259	83
断面④	11	5	6

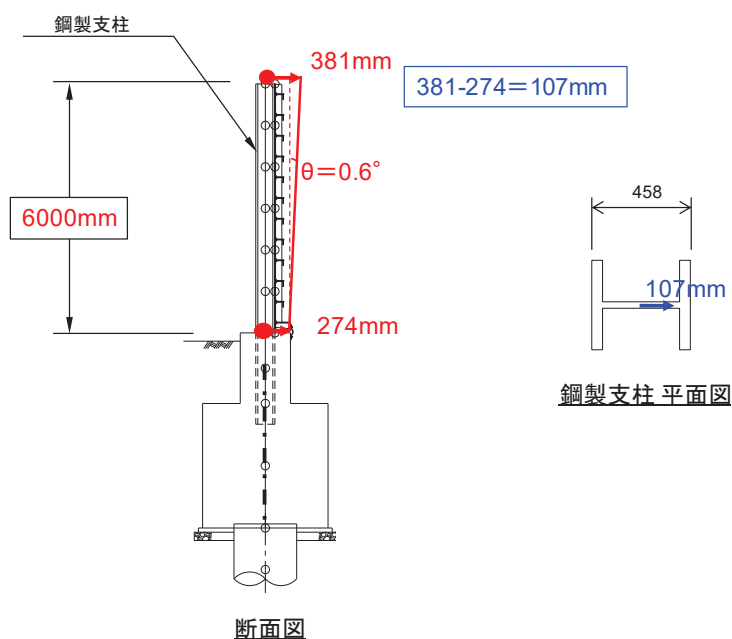


図 14-2 上部工の変形量（断面②の例）

3. 幾何学的非線形解析による影響検討結果

簡易モデルを用い、線形解析と幾何学的非線形解析による応答値の比較を行った。

検証用モデルは、鋼製支柱（H-458x417x30x50）を模擬したはり要素による片持ち梁モデルとした。そのモデル先端に層間変形量を強制変位として作用させ、その上で、偏心の影響を付加するために、自重+下向き鉛直慣性力（1G）を作用させた。ここで、与える変形量は保守的にフーチング底面からの相対変位量を用いる。

下向き慣性力は概ね地震応答解析における鉛直最大応答加速度を包含する加速度として1Gとした。評価モデルの概念図を図14-3に示す。

なお、幾何学的非線形解析においては、ステップ間での計算結果の差が許容される範囲に収束するよう、10ステップに分けて収束計算を繰り返し行った。

解析結果を表14-2及び図14-4に示す。解析の結果、両者の解析結果に有意な差は無く、上部工の偏心による影響（幾何学的非線形特性の影響）は殆ど無視できることを確認した。

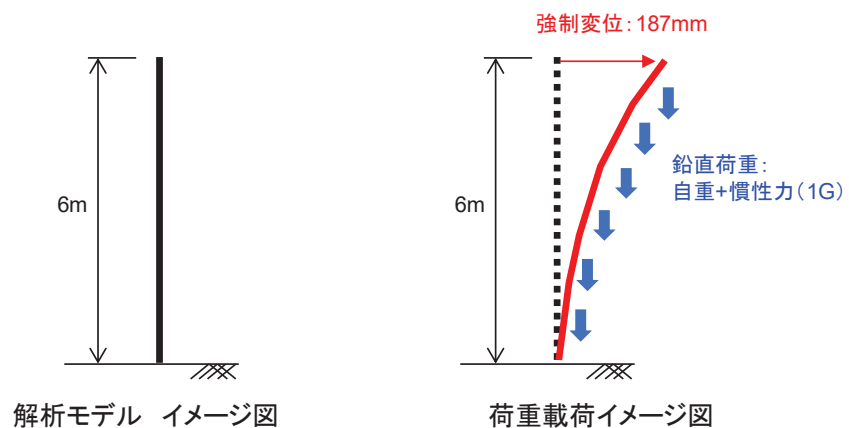
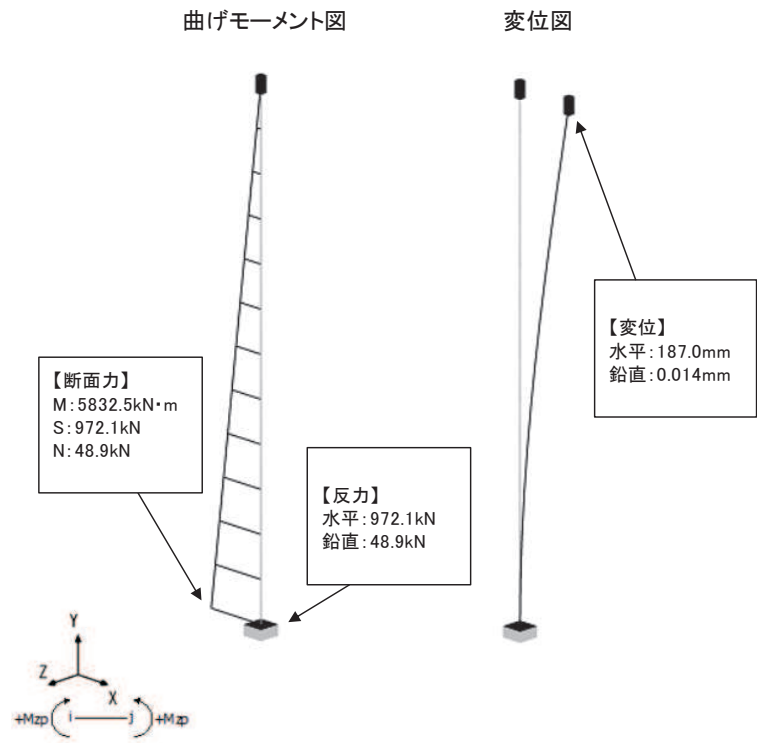


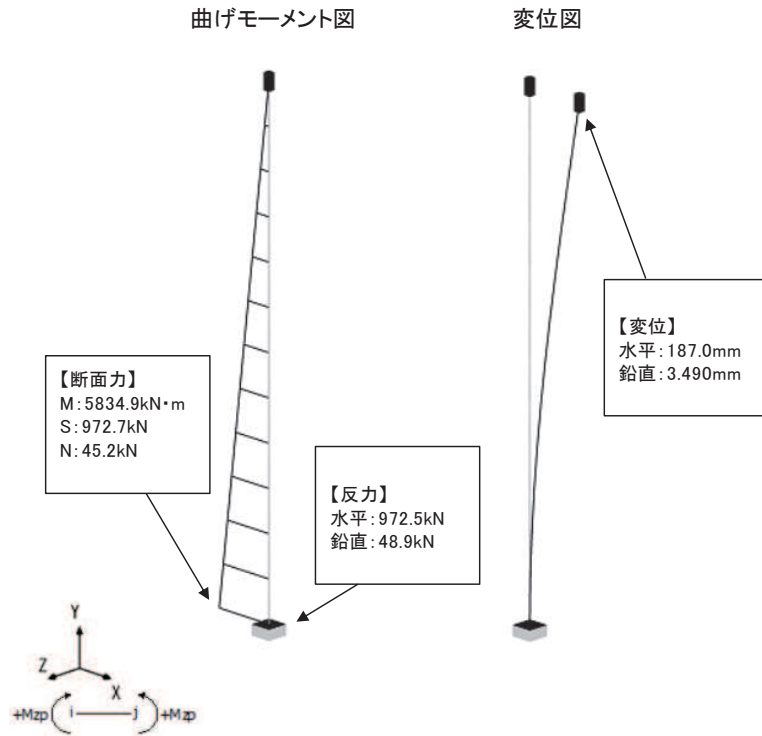
図14-3 評価モデルの概念図

表14-2 解析結果の比較

種別	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
線形解析	5832.5	972.1	48.9
幾何学非線形解析	5834.9	972.7	45.2



(線形解析)



(幾何学的非線形解析)

図 14-4 解析結果の比較

(断面力図)

(参考) 14-4

4. まとめ

上部工の変形による偏心影響について確認をした。

まず、上部工の変形量について、鋼板断面①～④における上部工の最大変形量（天端部と基部の相対変位量）は 1° （ $187/10300$ ）程度であることを確認した。

また、その影響確認として、上部工の最大変形量を用いて簡易モデルにより線形解析と幾何学的非線形解析の差について検証を行ったが、断面力等に有意な差は無いことを確認した。

以上から、上部工の変形による偏心等の影響は無視できるほど小さいと判断できる。

1. 概要

杭周地盤ばねのモデル化は「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（JEAC4616-2009）」（以下、キャスク規程という。）に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する方針としている。

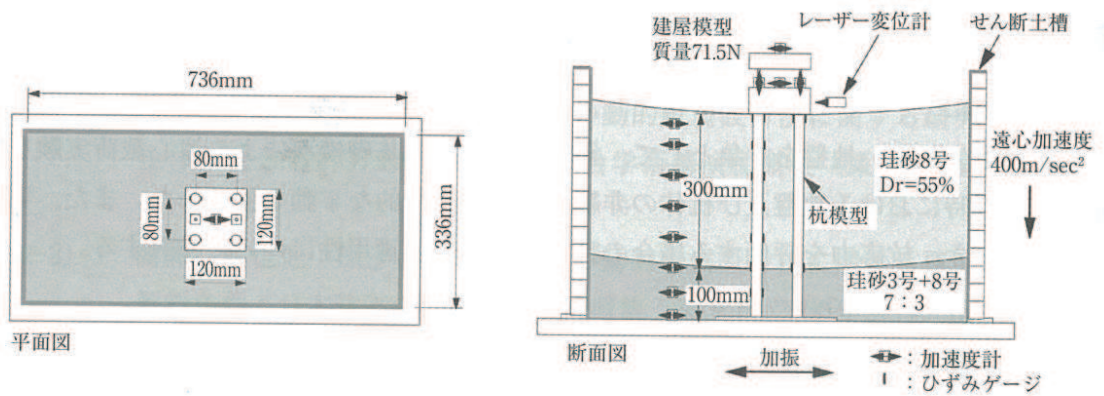
本資料では上記手法の妥当性として、キャスク規程の適用性として設計体系の比較について整理した上で、補足検討として地盤ばねの設定に用いる地盤剛性等のパラメータスタディを行い、有意な差とならないことを確認した。

2. キャスク規程との対応について

防潮壁の解析条件について、キャスク規程に示される設計体系との比較を表 15-1 に示す。なお、キャスク規程の設計体系については、各種建築基準に準じた設計手法となっており、非線形領域における動的な挙動を把握した実験とシミュレーション解析結果を比較し、等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを設定した質点系モデルと建屋の最大応答値、杭の最大曲げモーメント等の再現性についても示されている（図 15-1 参照）。

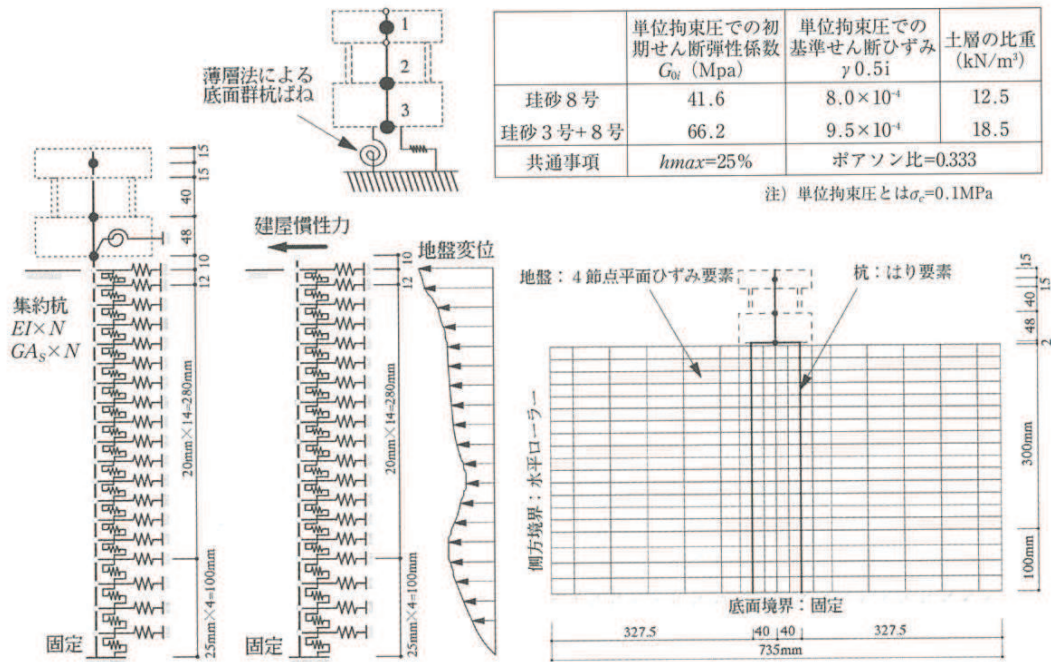
表 15-1 キャスク規程と防潮壁の設定方法の比較

項目	キャスク規程	防潮壁の解析条件
入力地震動 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 a. 地震応答解析モデルへの入力地震動 附属書 2.5 地盤の地震応答解析)	「一次元波動理論を用いた地盤の地震応答解析により、地盤モデルへの入力地震動を算定する。」 「地震応答解析を行う解析コードとして「SHAKE」が用いられることが多い。 (中略) なお、地盤のせん断ひずみが大きくなり、等価線形解析を適用することが適切でないと考えられる場合には、材料非線形性を考慮した時刻歴非線形解析による検討を別途行う必要がある。」	全応力逐次非線形解析 (SoilPlus) により入力地震動を作成。(岩盤部では等価線形解析 (ArkQuake)) なお、1次元水位成層モデルを用いることの妥当性及び保守性については、参考資料 2 に示す。
地盤ばねの評価法 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 c. 群杭ばねの評価法)	「三次元薄層要素法あるいは Francis・Randolf のばねを用いて、群杭効果を考慮して評価する。」	Francis・Randolf のばねを用いて、群杭効果を考慮して評価。
地盤ばねの設定に係る非線形特性 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 c. 杭周地盤ばねの非線形特性)	「自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、自由地盤の応答解析から得られた等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを算定する。更に、このばね定数を初期ばね定数として、(中略) 双曲線モデルあるいはバイリニアモデルなどを用いて、杭と地盤との相対変位による非線形性を取り入れることができる」	非線形性については、初期ばね定数については、地盤の収束剛性 (等価線形解析) より算定し、極限地盤反力を上限とした双曲線 (Hardin-Drnevich) モデルにより考慮。



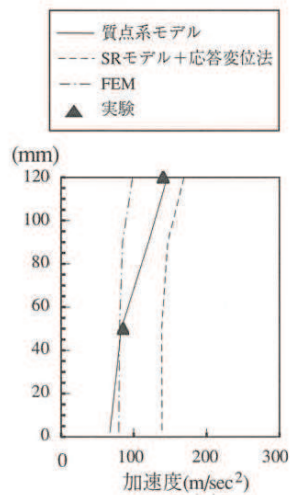
参図3-1 セン断土槽と計測位置 (参3.1-1)

図 15-1(1) キャスク 規程において実施している実験とシミュレーション解析の比較概要

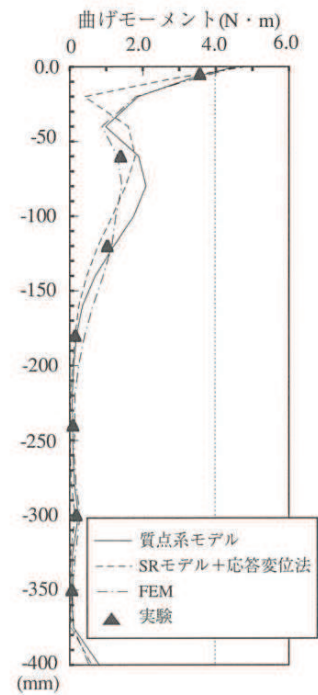


参図3-9 質点系モデル (参3.2-1) 参図3-10 SRモデル+応答変位法 (参3.2-1) 参図3-11 二次元FEMモデル (参3.2-1)

図 15-1(2) キャスク 規程において実施している実験とシミュレーション解析の比較概要



参図3-12 建屋の最大応答値 (参3.2-1)



参図3-13 杭の最大曲げモーメント (参3.2-1)

図 15-1(3) キャスク規程において実施している実験とシミュレーション解析の比較概要

3. 地盤剛性の影響について

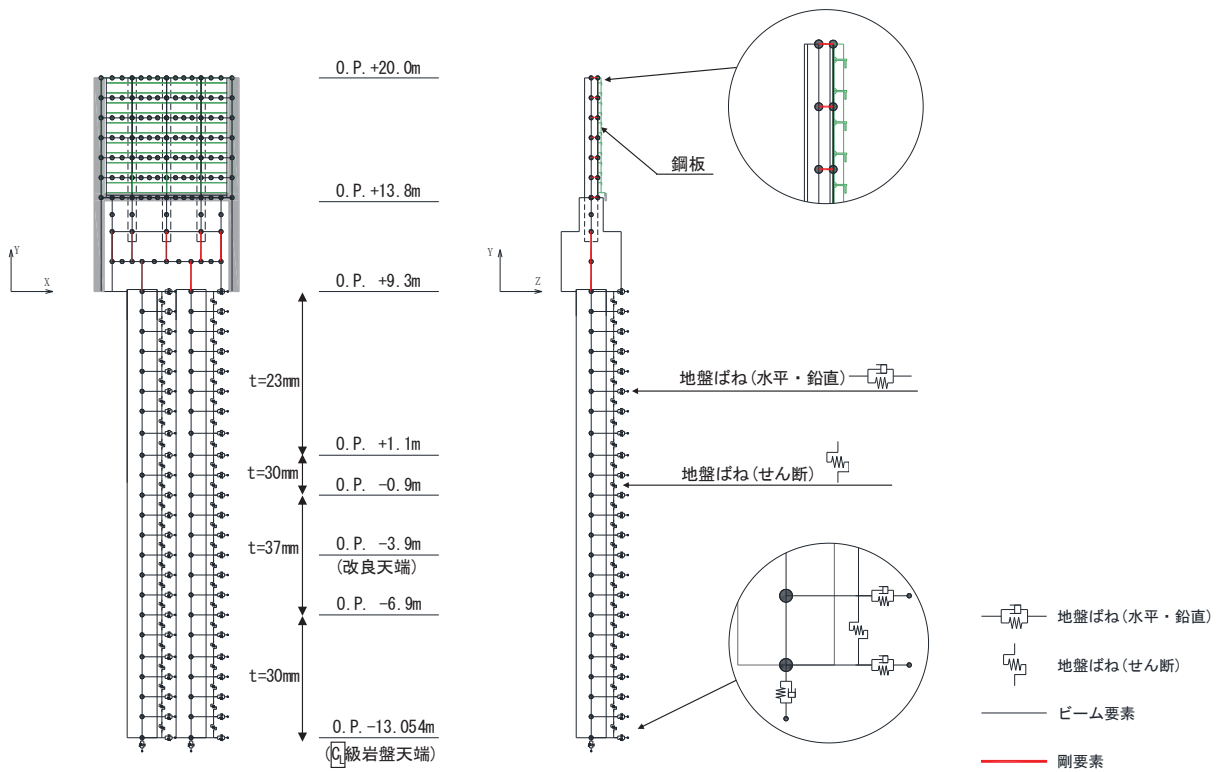
現行モデル（ケース A）の補足検討として、地盤ばねの初期剛性のパラメータスタディを実施し、構造部の応答の違いについて確認する。パラメータスタディは、より剛性低下した場合を想定したケース（ケース B）及び入力地盤応答に等価線形解析結果を用いたケース（ケース C）について実施する。

検討は、鋼製遮水壁（鋼板）を代表に、上部工への影響と下部工への影響の観点で、それぞれの照査値が最も厳しい断面を選定し行う。上部工に関しては断面④（Ss-D2、鋼製支柱の照査値最大）を、下部工に関しては断面①（Ss-N1、鋼管杭の照査値最大）を選定する。

検討ケースの概要を表 15-2 に、評価対象断面の概要を図 15-2 に示す。

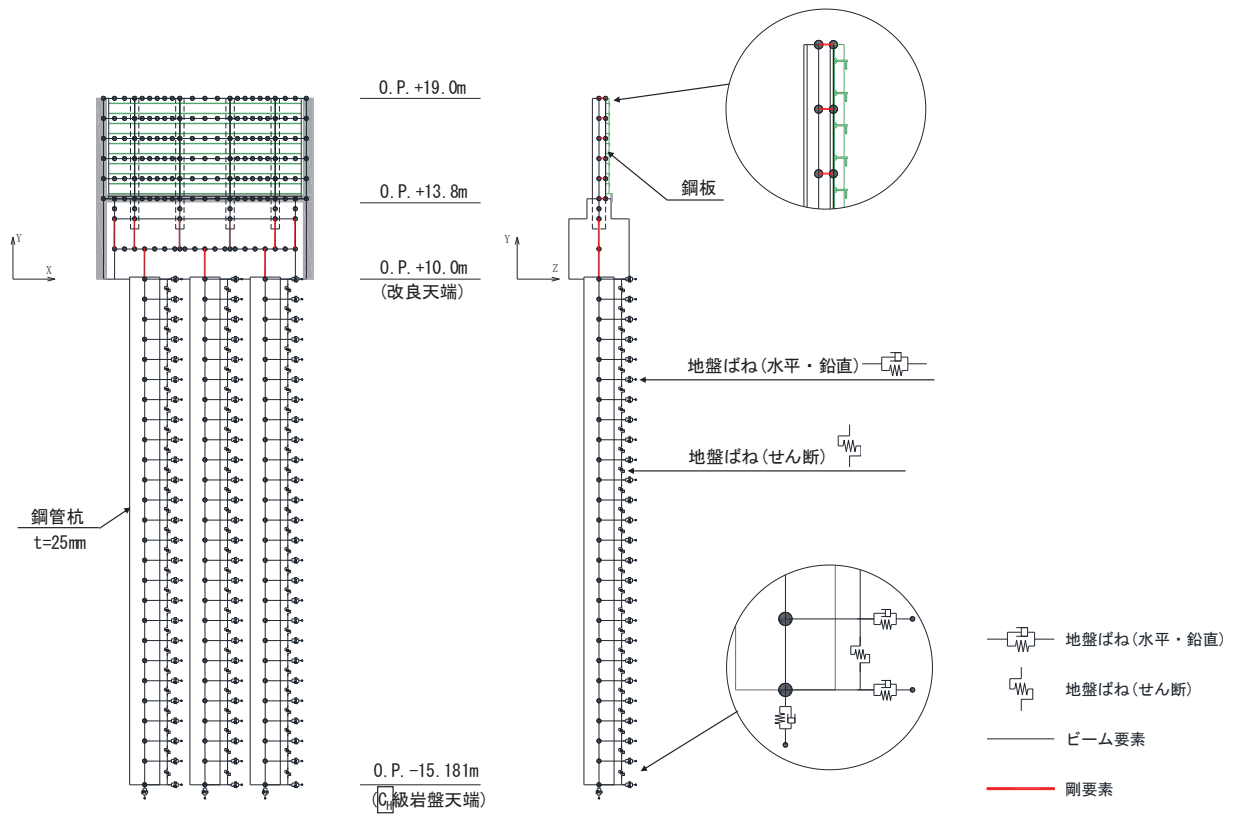
表 15-2 検討ケースの概要

検討ケース	地盤ばねの初期剛性	地盤応答	備考
A	収束剛性 (G_{eq})	全応力逐次非線形 (Soilplus)	現行の設定方法
B	全応力逐次非線形に基づく最小せん断剛性 (G')	全応力逐次非線形 (Soilplus)	G' : せん断ひずみ最大時刻における剛性
C	収束剛性 (G_{eq})	等価線形解析 (ArkQuake)	キャスク規程に記載のベースケース



(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面①)

図 15-2 (1) 評価対象断面の概要



(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面④)

図 15-2 (2) 評価対象断面の概要

3. 評価結果

各ケースの照査値を表 15-3 及び表 15-4 に示す。なお、鋼管杭の断面力分布の比較を図 15-4 に示す。

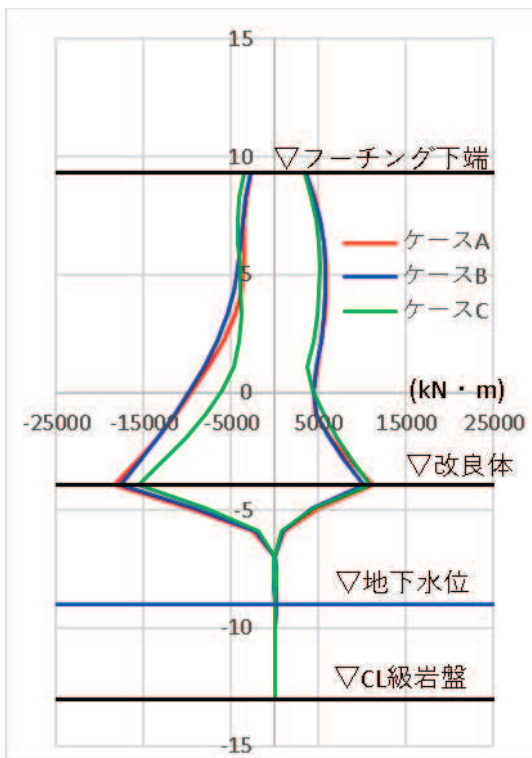
鋼製支柱については有意な差が生じない結果となった。鋼管杭については、検討ケース C において若干の照査値の低下が認められるが、ケース A, B において照査値に有意な差は生じておらず、参考資料 2 に有効応力解析との比較にて示す内容と併せても、妥当な評価手法となっていると判断される。

表 15-3 鋼製支柱の照査結果 (曲げ・軸力の破壊)

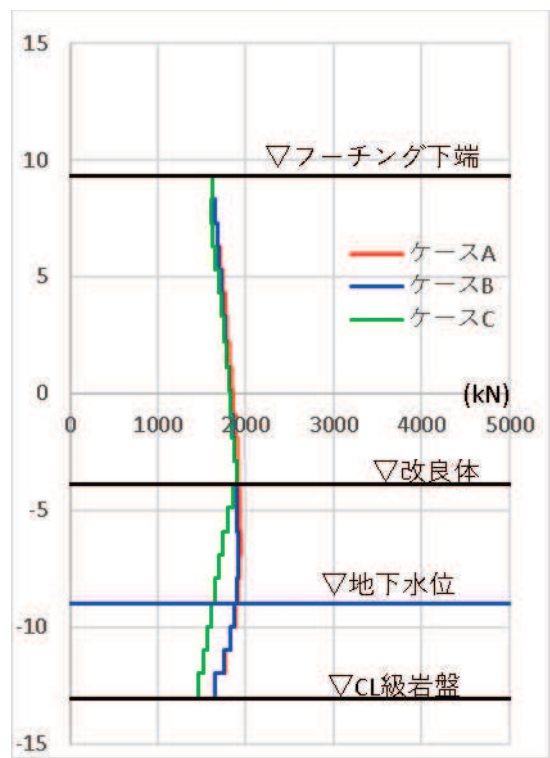
検討 ケース	地震動	発生断面力		発生応力度 (kN/m ²)	許容値 (kN/m ²)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S _s -D 2 (++)	821	1868	136	382	0.36
B		825	1872	136	382	0.36
C		838	1898	139	382	0.37

表 15-4 鋼管杭の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	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)		
A	S _s -N1 (++)	18366	1108	26160	0.70
B		17693	1169	26138	0.68
C		15632	994	26201	0.60



(曲げモーメント)



(軸力)

図 15-4 鋼管杭の断面力分布（断面①：S_s-N1）

4. まとめ

杭周地盤ばねのモデル化は、キャスク規程に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する方針としているが、キャスク規程の適用性として設計体系について整理した上で、補足検討として地盤ばねの設定に用いる地盤剛性等のパラメータスタディを実施した。

具体的には、現行の評価手法（地盤剛性に収束剛性を用い、地盤応答に全応力逐次非線形解析）に対して、地盤剛性低下を全応力逐次非線形解析から求まる最小せん断剛性とした場合（地盤応答は全応力逐次非線形解析）及び地盤応答に等価線形解析を用いた場合の検討を実施した。

パラメータスタディの結果、若干の応答値の違いはあるものの、有意な差は無く、現行の評価手法により妥当な評価結果を得られていることを確認した。

(参考資料 16) 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土の N 値について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の極限支持力（引き抜き）の許容限界については、「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり、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）に示される杭周の最大周面摩擦力度を考慮する方針としている。

盛土の最大周面摩擦力度の算定にあたっては，図 16-1 に基づき，プレボーリング工法（砂質土）における N 値により算定する。ここで，N 値については，後述のとおり施工位置周辺における標準貫入試験のデータ取得状況を踏まえ，「3.5.3 地盤の物性値」に示す盛土のせん断抵抗角 ϕ を用いて，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）に示されている N 値とせん断抵抗角 ϕ の換算式（図 16-2，以下，「道路橋示方書式」という。）を用い換算 N 値として求める。

なお，改良地盤及び岩盤部における最大周面摩擦力度の算定において参照する粘着力 c は，試験で得られたせん断強度 τ_0 が改良地盤：1390kN/m²，岩盤：460kN/m²（ C_L 級岩盤の場合）であり，図 16-1 で規定されている設計上限値（100kN/m²）に対して，安全側の設定となっている。

本資料では，「3.5.3 地盤の物性値」に示す盛土のせん断抵抗角 ϕ を用いて道路橋示方書式から求めた換算 N 値を極限支持力の算定に用いることについて，標準貫入試験により得られている N 値との比較を行い概ね一致していること，また，標準貫入試験により得られている N 値を用いた場合でも照査値に有意な影響がないことを確認した。

表-解 12.4.5 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

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, バイプロハンマ工法)	2N (≦100)	c又は10N (≦150)
場所打ち杭工法	5N (≦200)	c又は10N (≦150)
中掘り杭工法	2N (≦100)	0.8c又は8N (≦100)
プレボーリング杭工法	5N (≦150)	c又は10N (≦100)
鋼管ソイルセメント杭工法	10N (≦200)	c又は10N (≦200)

ただし， c は地盤の粘着力 (kN/m²)， N は標準貫入試験の N 値

図 16-1 極限支持力の算定に用いる最大周面摩擦力度
(道路橋示方書IV 下部工編 (H14) より抜粋)

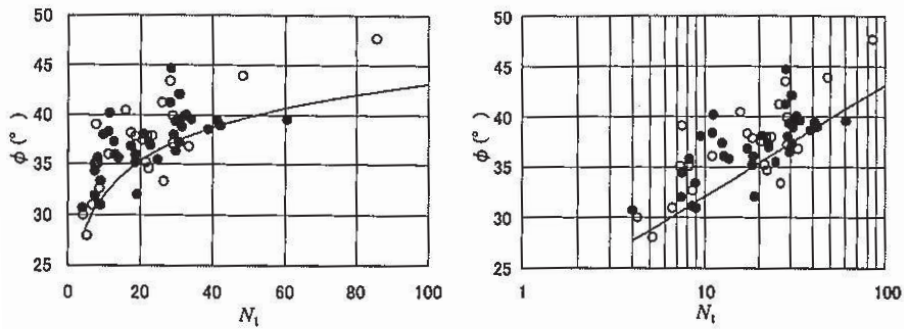
$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21, \quad (N > 5) \dots\dots\dots (参 8.1)$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \dots\dots\dots (参 8.2)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \dots\dots\dots (参 8.3)$$

ここに,

- ϕ : 砂のせん断抵抗角 (°)
- σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²) で, 標準貫入試験を実施した時点の値
- N_1 : 有効上載圧 100kN/m² 相当に換算した N 値。ただし, 原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50$ kN/m² である場合には, $\sigma'_v = 50$ kN/m² として算出する。
- N : 標準貫入試験から得られる N 値
- γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
- γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)
- x : 地表面からの深さ (m)
- h_w : 地下水位の深さ (m)



○ : 凍結サンプリングによる試料, ● : その他のサンプリング方法による試料

図-参 8.1 砂質土の三軸圧縮試験結果と N_1 の関係

図 16-2 標準貫入試験の N 値からせん断抵抗角 ϕ を推定する場合の参考式
(道路橋示方書IV下部工編 (H14) より抜粋)

2. 妥当性確認

2.1 標準貫入試験により得られた N 値との比較

敷地内の標準貫入試験により取得された N 値について、防潮壁近傍で取得されているデータのみの場合と、よりデータ数が多い 2 号機及び 3 号機エリア全体（「地盤の支持性能」に示すエリア②・③）を対象とした場合の 2 パターンで整理した。

道路橋示方書式に基づき算定した換算 N 値と盛土部における標準貫入試験により取得された N 値の関係性を図 16-3 に、整理に用いた N 値の取得範囲を図 16-4 に示す。

比較の結果、道路橋示方書式に基づき算出した換算 N 値と標準貫入試験で得られた N 値は概ね一致していることを確認した。

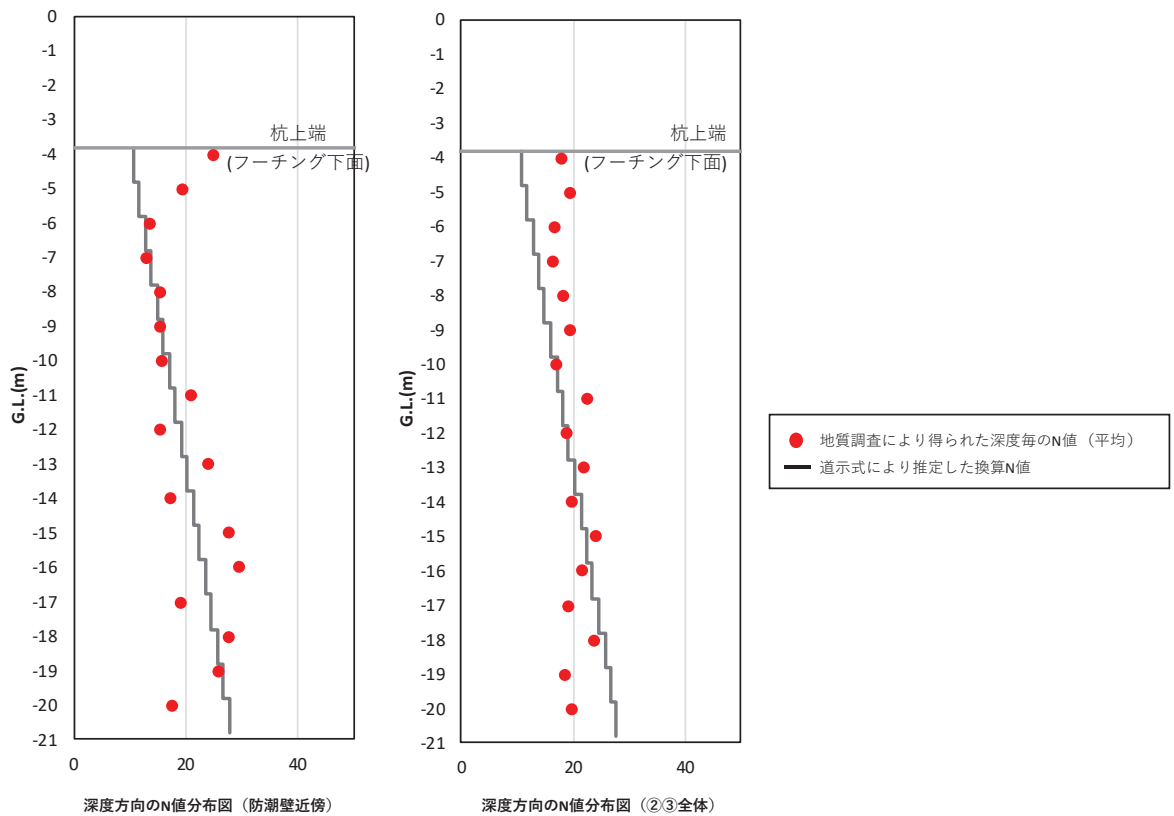


図 16-3 道示式による換算 N 値と標準貫入試験により取得した N 値の関係

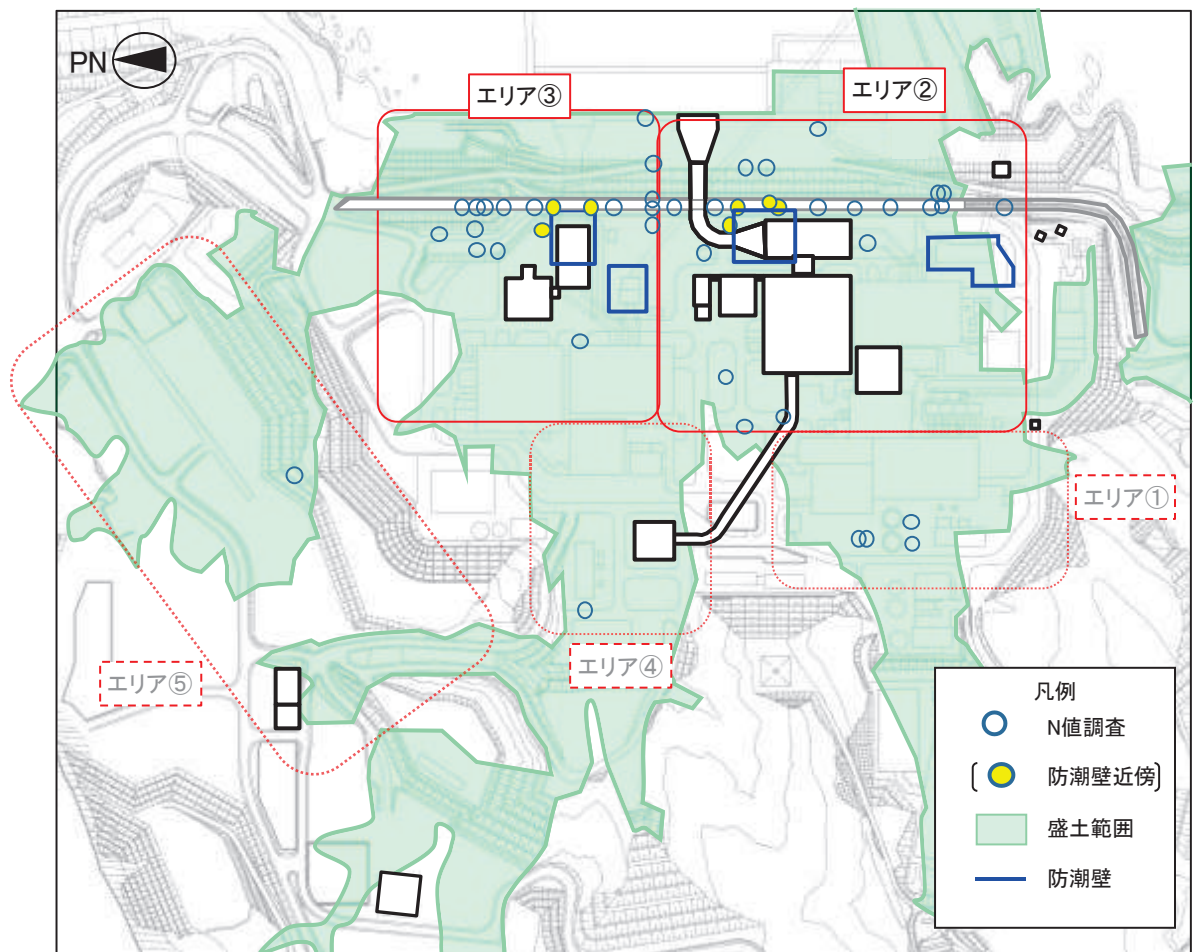


図 16-4 換算 N 値との対応を確認するために整理した N 値の取得位置

2.2 標準貫入試験により取得したN値を用いた場合の照査値への影響

影響確認として標準貫入試験により取得されたN値を用いて最大周面摩擦力度を算定した場合の照査値への影響を確認する。

検討ケースは、基礎地盤照査（引き抜き）において照査値が厳しい断面及び参考資料 11 に示す負の周面摩擦力の影響検討断面に対して、現行の換算N値に対して標準貫入試験により取得したN値（防潮壁近傍及び②・③エリア全体）を用いた場合の照査を行う。

(1) 基礎地盤（引き抜き）照査

基礎地盤（引き抜き）照査において最も照査値が厳しい鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁 5 における評価結果を表 16-1 に示す。照査値に有意な差は無い結果となった。

表 16-1 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 5）

検討ケース	地震動	加振方向	解析ケース	発生断面力	許容限界	照査値
				杭頭軸力(kN) (a)	R_{ua} (kN) (b)	R_a/R_{ua} (a/b)
a. 換算 N 値	S _s -N1 (++)	桁軸 直交	①	-6555	7384	0.89
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)					7929	0.83
c. 実測 N 値 (②・③全体)					8128	0.81

(2) 負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の照査

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鋼桁 4 及び鋼桁 6 における評価結果を表 16-2 に示す。照査値に有意な差は無い結果となった。

表 16-2 (1) 負の周面摩擦力の影響を考慮した場合における
鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

検討ケース	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)				
a. 換算 N 値	基礎 2-8 (下杭)	S d - D 2 (+-)	①	4037	12055 (9610)*	6365	0.64		
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)					11686 (9241)*			6501	0.63
c. 実測 N 値 (②・③全体)					11734 (9289)*				

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 16-2 (2) 負の周面摩擦力の影響を考慮した場合における
基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

検討ケース	評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値	
				杭頭軸力 (kN)	R_a (N/mm ²) (a)	$R_{u,a}$ (N/mm ²) (b)	$R_a / R_{u,a}$ (a/b)	
a. 換算 N 値	基礎 1-3	S d - D 2 (++)	①	14336 (7695)*	8.2	11.4	0.72	
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)				14458 (7817)*	8.2			0.72
c. 実測 N 値 (②・③全体)				14558 (7917)*	8.3			

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 16-2 (3) 負の周面摩擦力の影響を考慮した場合における
基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み) (鋼桁 4)

検討ケース	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_u (N/mm ²) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
a. 換算 N 値	基礎 1-6	S d - D 2 (+ -)	②	16017 (9610)*	9.1	11.4	0.80
b. 実測 N 値 (防潮壁近傍)				15648 (9241)*	8.9		0.80
c. 実測 N 値 (②・③全体)				15696 (9289)*	8.9		0.80

注記* : 負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

3. まとめ

盛土の最大周面摩擦力度の算定にあたって参照する N 値について、施工位置周辺における標準貫入試験のデータ取得状況を踏まえ、「3.5.3 地盤の物性値」に示す盛土のせん断抵抗角 ϕ を用い、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) に示されている換算式により、「3.5.3 地盤の物性値」に示す盛土のせん断抵抗角 ϕ を用いて求めた換算 N 値を用いているが、その妥当性について確認した。

妥当性確認として、道路橋示方書式に基づき算出した換算 N 値と敷地内で標準貫入試験により取得されている N 値を比較し、概ね一致していることを確認した。また、標準貫入試験により取得されている N 値を用いた場合の照査値への影響について、有意な影響がないことを確認した。

以上のことから、「3.5.3 地盤の物性値」に示す盛土のせん断抵抗角 ϕ を用いて道路橋示方書式から求めた換算 N 値を極限支持力の算定に用いることについて、負の周面摩擦力による影響の観点も含め、妥当であると判断される。