

表 4.2-67(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面④）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	2.4	11.4	0.22
		(-+)	2.3	11.4	0.21
		(+-)	2.3	11.4	0.21
		(--)	2.4	11.4	0.22
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	2.0	11.4	0.18
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	3.0	11.4	0.27

表 4.2-67(5) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面⑤）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04

表 4.2-67(6) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面⑥）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04

表 4.2-68(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面①）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	1.0	4.4	0.23
		(-+)	1.1	4.4	0.25
		(+-)	1.0	4.4	0.23
		(--)	1.1	4.4	0.25
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25

表 4.2-68(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面②）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	1.1	4.4	0.25
		(-+)	1.2	4.4	0.28
		(+-)	1.1	4.4	0.25
		(--)	1.2	4.4	0.28
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	1.1	4.4	0.25
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	1.1	4.4	0.25

表 4.2-68(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面③）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	1.1	4.4	0.25
		(-+)	1.1	4.4	0.25
		(+-)	1.0	4.4	0.23
		(--)	1.2	4.4	0.28
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25

表 4.2-68(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面④）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	1.2	4.4	0.28
		(-+)	1.2	4.4	0.28
		(+-)	1.2	4.4	0.28
		(--)	1.3	4.4	0.30
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	1.3	4.4	0.30
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	1.2	4.4	0.28

表 4.2-68(5) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面⑤）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
① (平均)	S d - D 2	(++)	0.8	13.7	0.06
		(-+)	0.8	13.7	0.06
		(+-)	0.8	13.7	0.06
		(--)	0.8	13.7	0.06
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	0.8	13.7	0.06
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	0.8	13.7	0.06

表 4.2-69(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面①）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	1.7	11.4	0.15
		(-+)	1.7	11.4	0.15
		(+-)	1.8	11.4	0.16
		(--)	2.0	11.4	0.18
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	1.8	11.4	0.16
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	1.7	11.4	0.15

表 4.2-69(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面②）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	1.6	11.4	0.15
		(-+)	1.4	11.4	0.13
		(+-)	1.5	11.4	0.14
		(--)	1.5	11.4	0.14
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	1.5	11.4	0.14
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	1.6	11.4	0.15

表 4.2-69(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面③）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	2.0	13.7	0.15
		(-+)	2.0	13.7	0.15
		(+-)	2.0	13.7	0.15
		(--)	2.0	13.7	0.15
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	1.9	13.7	0.14
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	2.0	13.7	0.15

表 4.2-69(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面④）

解析ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	2.2	11.4	0.20
		(-+)	2.1	11.4	0.19
		(+-)	2.2	11.4	0.20
		(--)	2.2	11.4	0.20
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	2.1	11.4	0.19
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	2.2	11.4	0.20

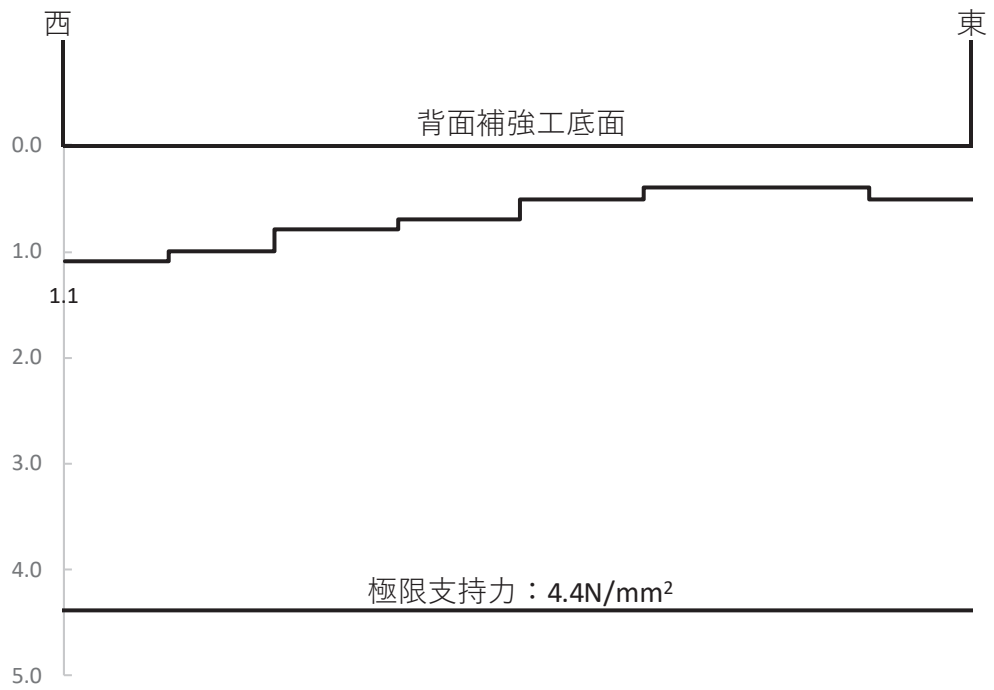


図 4.2-34(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 背面補強工)  
 (S d - D 2 ( -- ))  
 解析ケース①：基本ケース

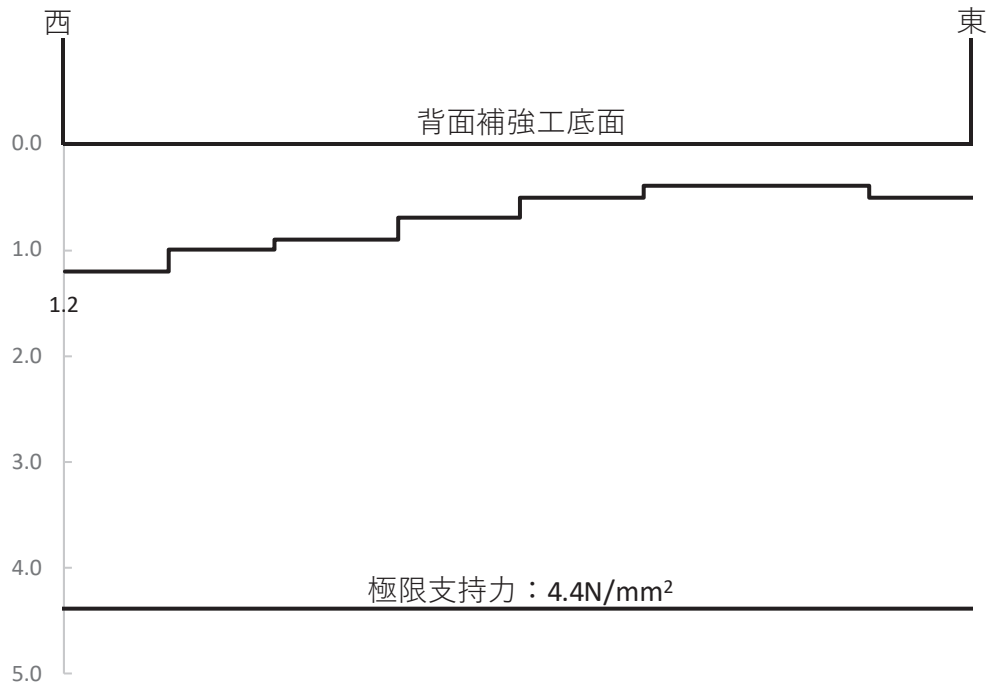


図 4.2-34(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 背面補強工)  
 (S d - D 2 ( - + ))  
 解析ケース①：基本ケース

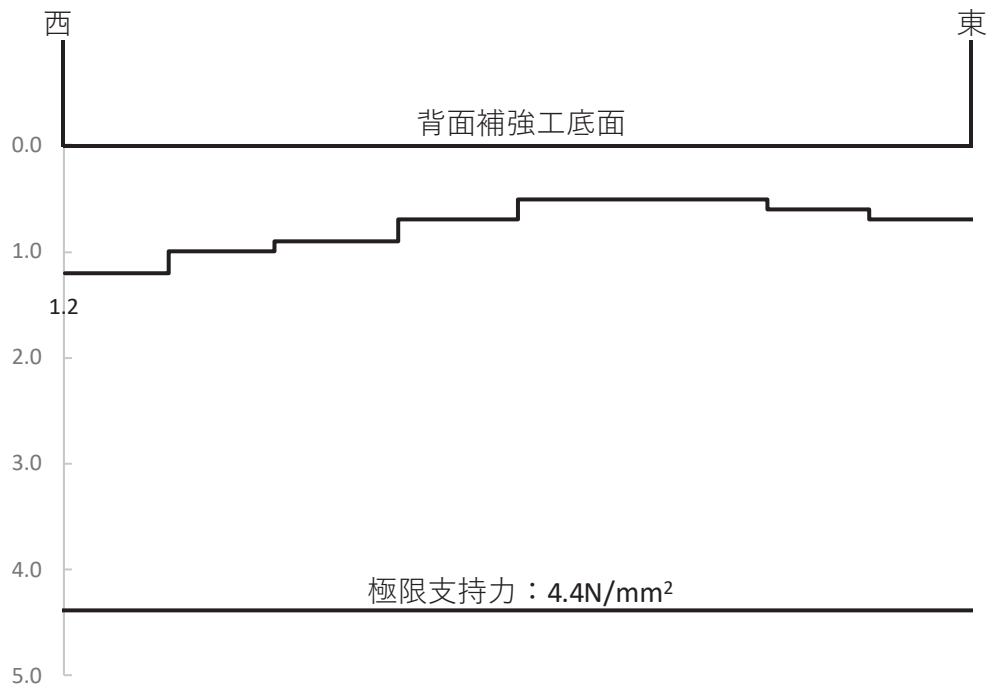


図 4.2-34(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 背面補強工)  
 (S d - D 2 ( -- ))  
 解析ケース① : 基本ケース

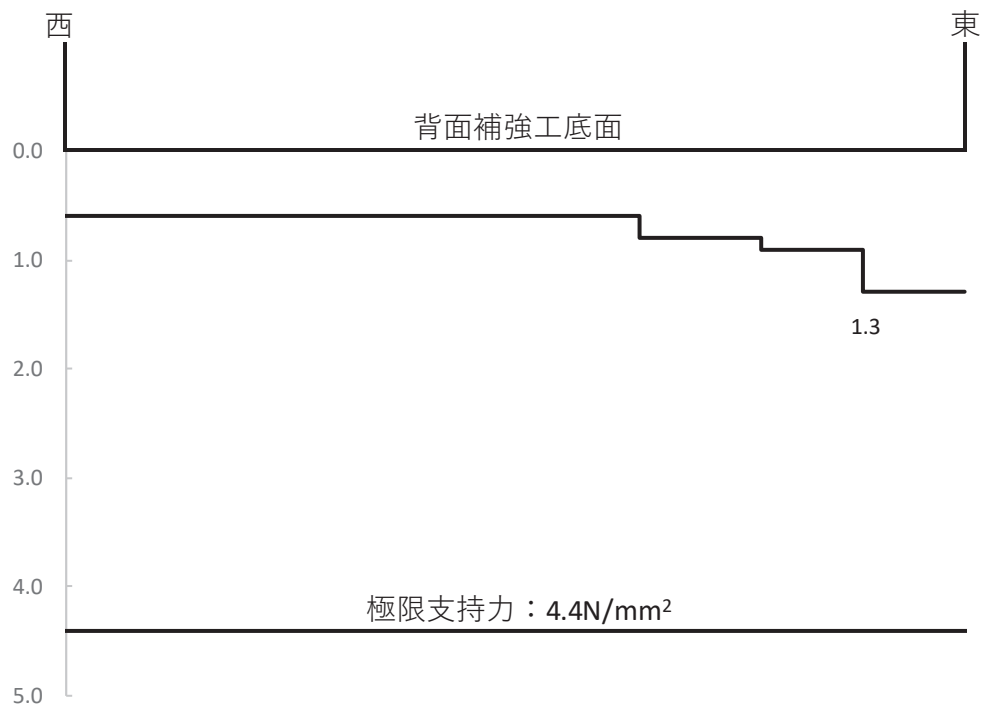


図 4.2-34(4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 背面補強工)  
 (S d - D 2 ( -- ))  
 解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

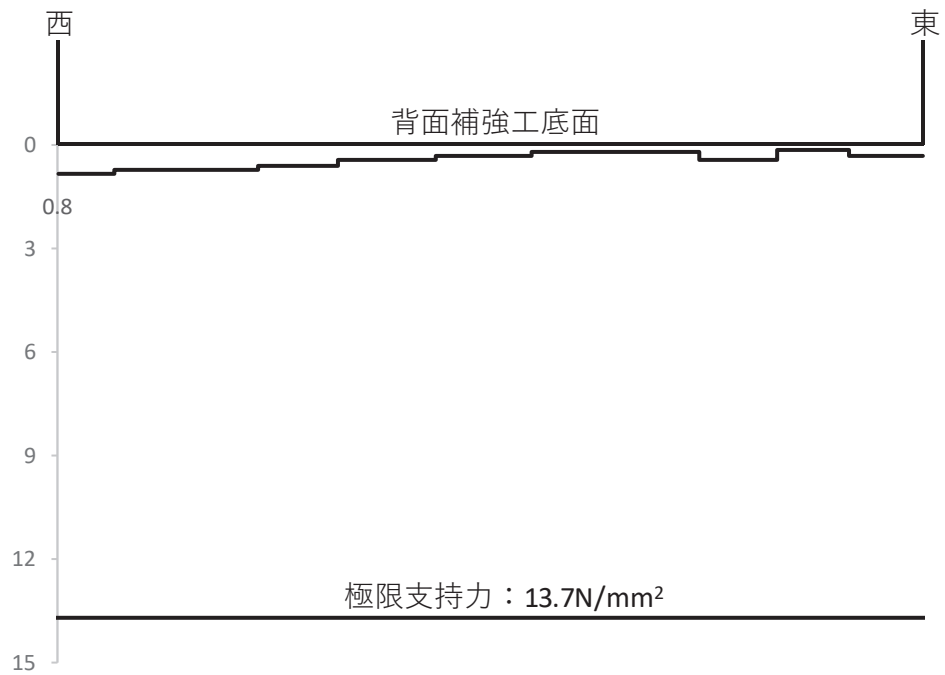


図 4.2-34(5) 支持地盤の接地圧分布図 (断面⑤, 背面補強工)  
 (S d - D 2 (+ -))  
 解析ケース①: 基本ケース

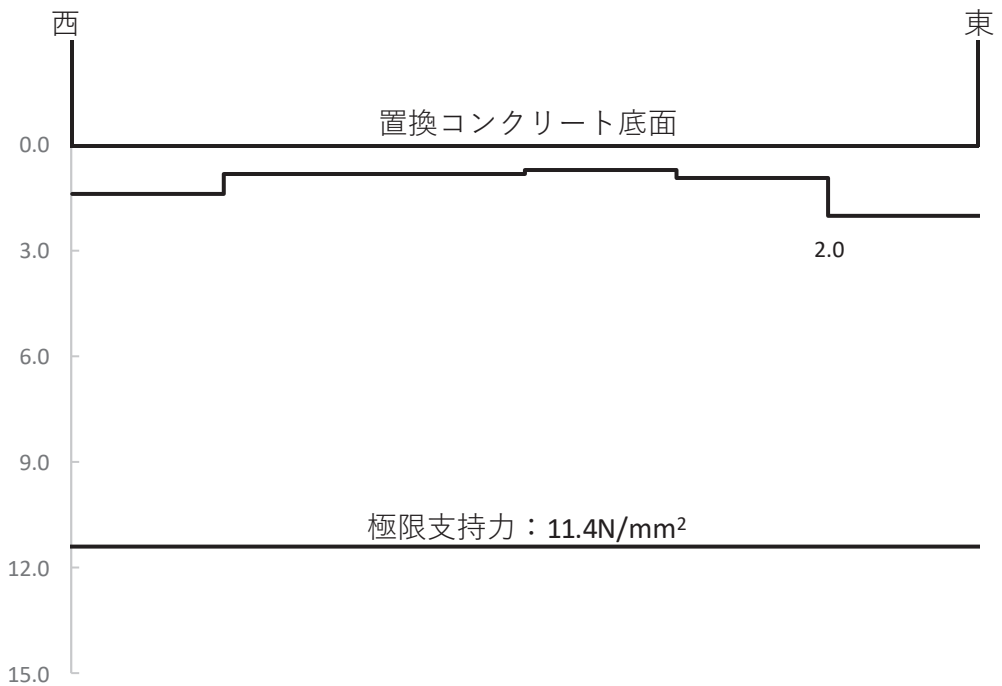


図 4.2-35(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)  
 (S d - D 2 (- -))  
 解析ケース①: 基本ケース

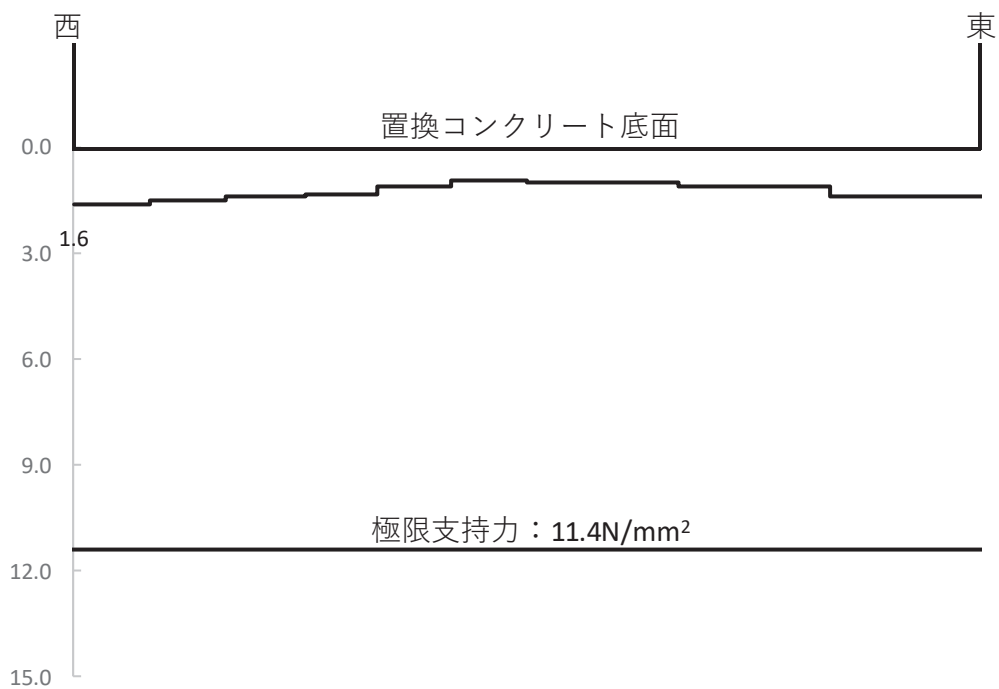


図 4.2-35(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 置換コンクリート)  
(S d - D 2 (++))

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

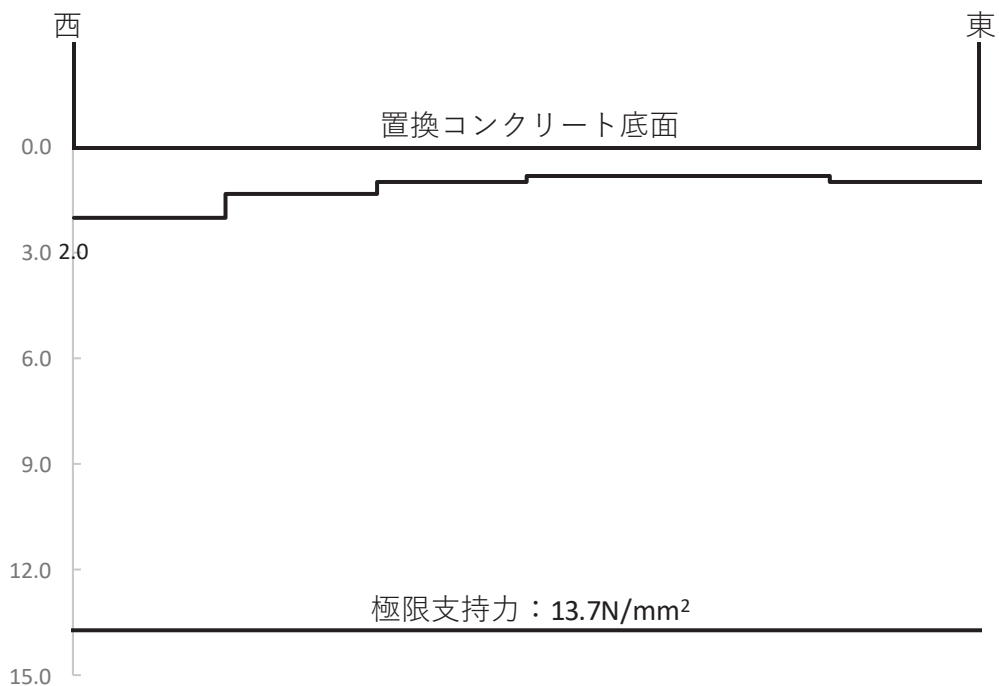


図 4.2-35(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 置換コンクリート)  
(S d - D 2 (+-))

解析ケース①：基本ケース



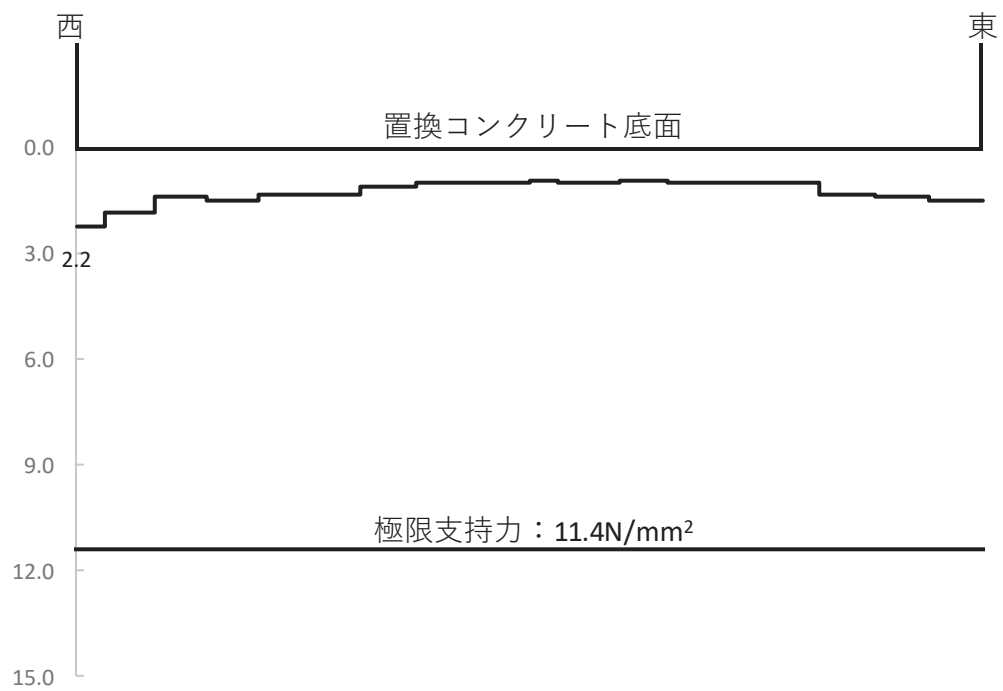


図 4. 2-35(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 置換コンクリート)  
 (S d - D 2 (+ -))  
 解析ケース① : 基本ケース

5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価に関する影響検討

5.1 基準地震動  $S_s$  後の剛性低下の影響について

(1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）については、基準地震動  $S_s$  を経験した後（以下「 $S_s$  後」という。）に、必ずしも基準津波が来襲するものではないが、設置変更許可申請時において確認していたことを踏まえ、念のため  $S_s$  後に基準津波を考慮した場合の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐津波設計への影響を確認する。

(2) 評価方針

基準地震動  $S_s$  によって地盤の剛性低下が生じた状態を考慮し、その上で津波時及び重畳時の評価を行う。

評価に用いる基準地震動  $S_s$  については、地盤の剛性低下の観点から、地震継続時間が長い  $S_s - D1$  を対象とする。

a. 津波時

津波時の評価対象断面及び評価部位については、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②，鋼管杭」とする。

断面②の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

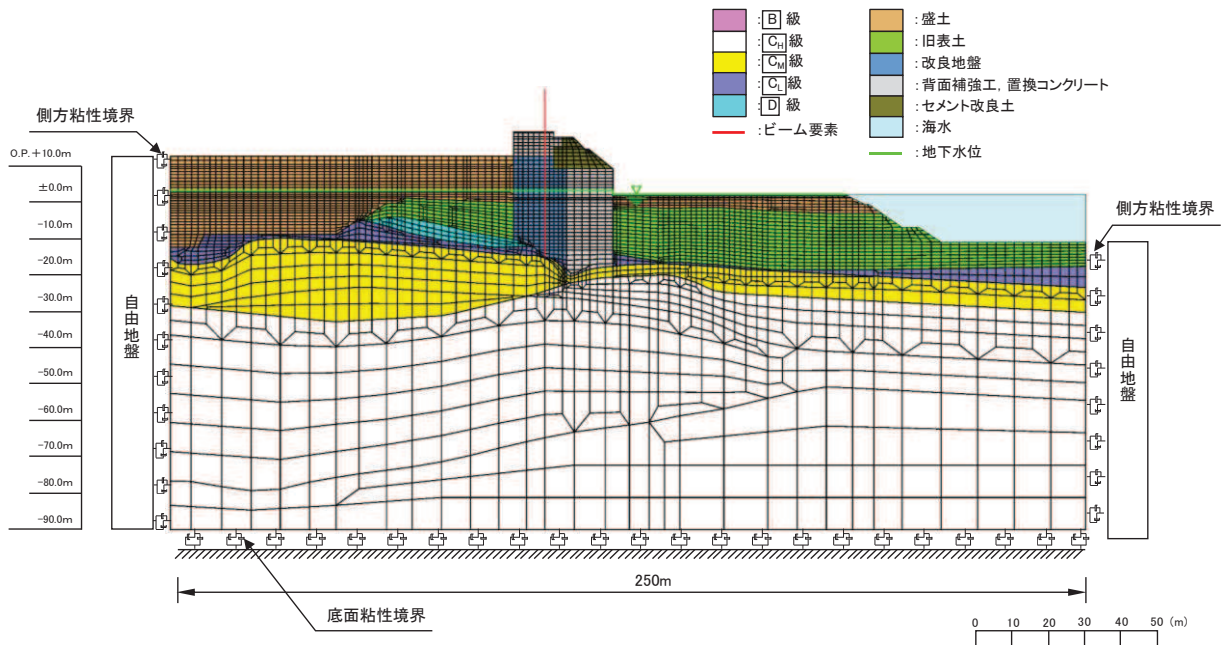


図 5.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル

解析方法については、「3.5.1(1) 解析方法」と同様であるが、 $S_s$  後の津波時の評価として、基準地震動  $S_s$  による解析の後に遡上津波荷重及び衝突荷重を図 5.1-2 に示すように 100 分割 ( $\Delta t=0.01(s)$ ) して漸増载荷させる。

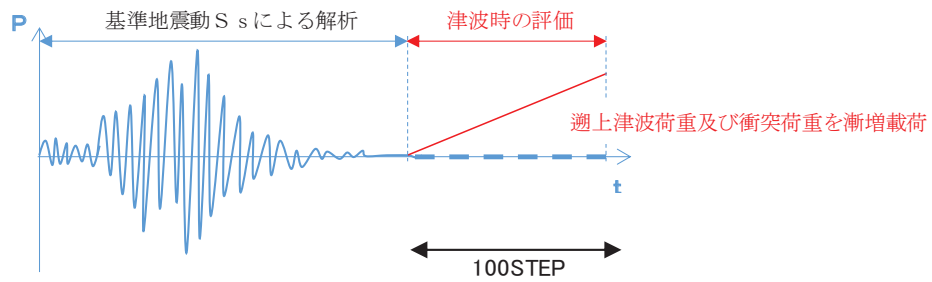


図 5.1-2 S s 後を考慮した津波時の遡上津波荷重及び衝突荷重の载荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-1 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁），基準地震動 S s 後を考慮した津波時）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D 級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>2</sub> 級岩盤 C <sub>3</sub> 級岩盤, B 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

b. 重畳時

重畳時の評価対象断面，評価部位及び入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，鋼管杭，S d-D 2（-+）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-3 に示す。

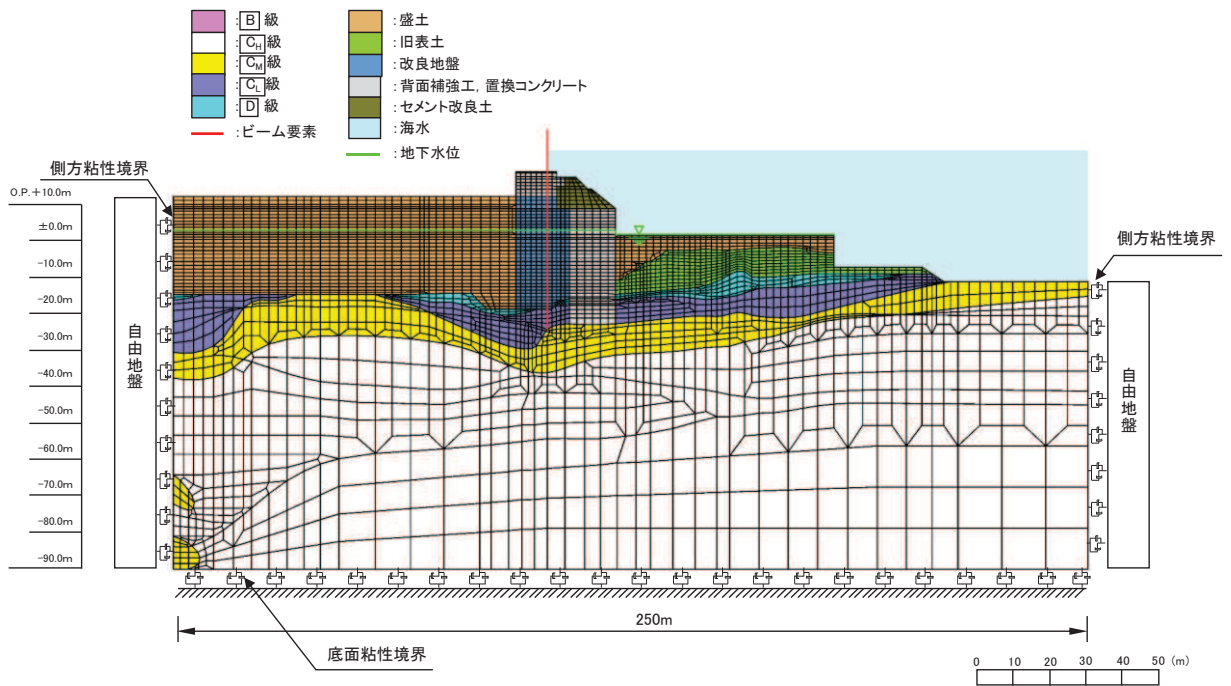
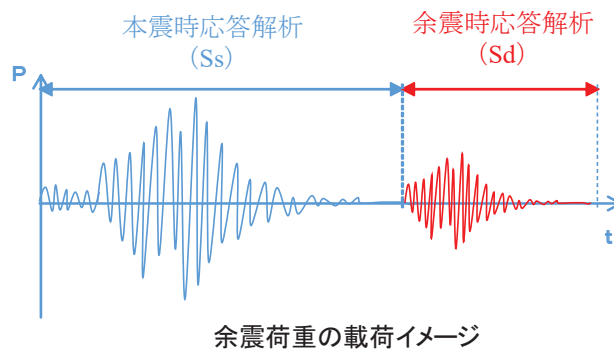


図 5.1-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面①の解析モデル

解析方法については，「3.5.2(1) 解析方法」と同様であるが，S s 後の重畳時の評価としては，仮想的な荷重載荷状況とはなるが，以下の流れで荷重を載荷させている。

まず，初期状態において遡上津波荷重を 100 分割 ( $\Delta t=0.01(s)$ ) で漸増載荷させ，その状態を保持したまま図 5.1-4 のとおり基準地震動 S s による地震荷重を載荷させ，その後弾性設計用地震動 S d-D 2 による余震荷重載荷させることとした。



余震荷重の載荷イメージ

図 5.1-4 S s 後を考慮した重畳時の余震荷重及び遡上津波荷重の載荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-2 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-2 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁），基準地震動  $S_s$  後を考慮した重畳時）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>2</sub> 級岩盤 C <sub>3</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

(3) 評価結果

a. 津波時

S s 後の津波時の評価結果を表 5.1-3 及び表 5.1-4 に示す。

本検討の結果，S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく，照査結果に影響しないことを確認した。

表 5.1-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①*	C	40932	1182	261	382	0.69
②*	C	41017	1180	261	382	0.69
③*	C	40983	1181	261	382	0.69
S s 後	C	40998	1181	261	382	0.69

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②）

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①*	C	12563	96	217	0.45
②*	C	12650	97	217	0.45
③*	C	12606	96	217	0.45
S s 後	C	12587	96	217	0.45

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

b. 重疊時

S s 後の重疊時の評価結果を表 5.1-5 及び表 5.1-6 に示す。

本検討の結果，S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく，照査にも影響しないことを確認した。

表 5.1-5 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①*	C	44972	1316	287	382	0.76
②*	C	45243	1277	288	382	0.76
③*	C	42182	1312	269	382	0.71
S s 後	C	44062	1346	281	382	0.74

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-6 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①*	C	13526	103	217	0.48
②*	C	13606	104	217	0.48
③*	C	12646	97	217	0.45
S s 後	C	13238	101	217	0.47

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

## 5.2 0. P. +33.9m 津波による影響について

### (1) 概要

防潮堤に対する津波 PRA については、設置変更許可申請時において、フラジリティ評価によりその耐性を確認している。

一方、設置変更許可申請時の有効性評価においては、年超過確率  $10^{-7}$  オーダーである津波高さ 0. P. +33.9m に対する防潮堤の機能維持を前提として事故シーケンスの選定を行っていることから、決定論評価として防潮堤の主要部位である鋼管杭の耐性を確認している。

ここでは、鋼管杭以外の評価部位（鋼製遮水壁及び漂流物防護工）についても耐性を有することを確認する。

### (2) 評価方針

評価対象断面については、設計用津波水位に対する照査結果として最も裕度が小さい断面と支配的な損傷部位及び損傷モードを確認して選定する。「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において鋼管杭の照査値が最も厳しい「断面②」とする。

断面②の解析モデルを図 5.2-1 に示す。

遡上津波荷重については、0. P. +33.9m の津波水位から、設計用津波水位に対する検討と同様、防潮堤前面の地盤標高 (0. P. +0.5m) の差分の 1/2 倍を設計用浸水深 (16.7m) とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。また、津波 PRA における検討では現実的な応答を考慮することとしており、年超過確率  $10^{-7}$  オーダーの遡上津波荷重の最大値と漂流物衝突荷重が同時に作用することは考えにくいですが、ここでは保守的に設計用津波水位に対する検討において考慮する漂流物衝突荷重 (2000kN) を防潮堤天端 (0. P. +29.0m) に作用させる。

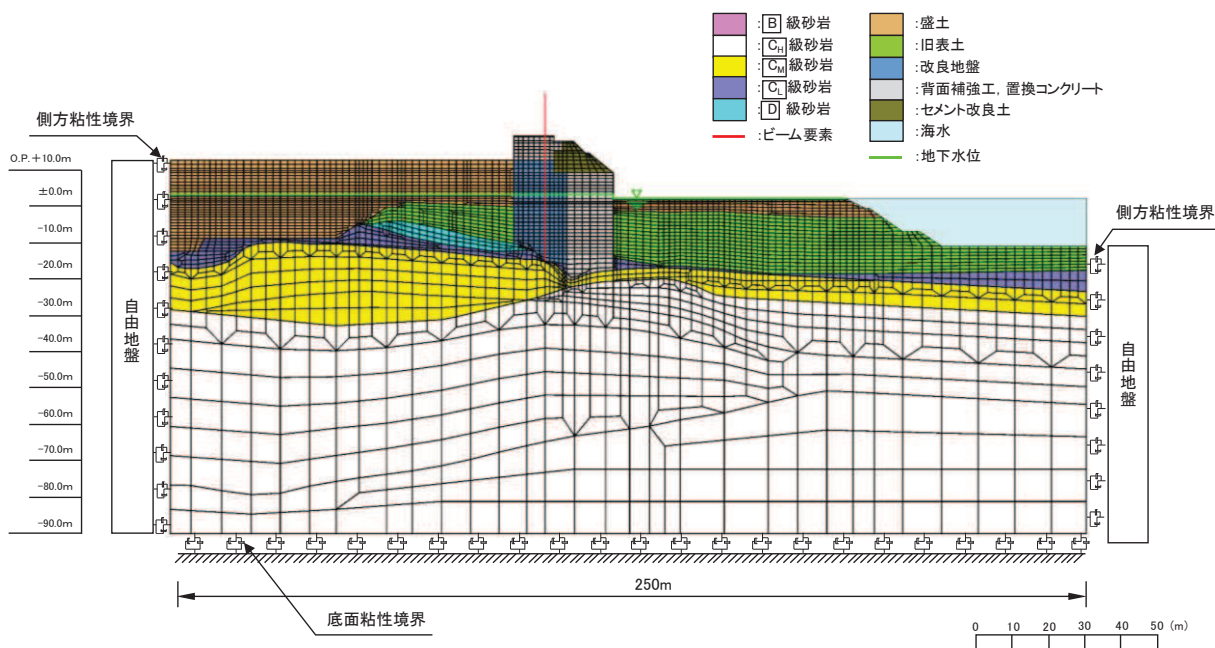


図 5.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル



O. P. +33. 9m 津波に対する評価については、年超過確率  $10^{-7}$  オーダーである津波が防潮堤を超えた場合の敷地内の浸水量の評価ということを踏まえ、津波遡上荷重及び衝突荷重によって防潮堤が機能喪失して敷地内への津波の浸水量が急増しないように、鋼管杭が倒壊しないことを確認することとし、許容限界を「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（日本道路協会）」に基づく全塑性モーメント\*1以下として設定する。また、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界については、「3.4 許容限界」と同様する。

注記\* 1 杭体の曲げモーメント-曲率関係（図 5.2-2）における上限値として全塑性モーメントが規定されており、鋼管杭の一部は塑性化しているものの、顕著な剛性低下は見られず、おおむね線形領域に留まる状態となる。

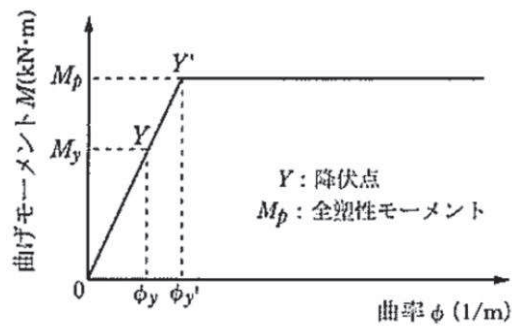


図5.2-2 鋼管杭の杭体の曲げモーメント-曲率関係  
 (道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（日本道路協会，平成14年3月）)

(3) 評価結果

津波高さ 0. P. +33. 9m に対する評価結果を表 5. 2-1 及び表 5. 2-2 に示す。

本検討の結果, 年超過確率  $10^{-7}$  オーダーである津波高さ 0. P. +33. 9m に対しても防潮堤の機能が維持されることを確認した。

表 5. 2-1 鋼管杭の評価結果 (断面②)

評価部位	杭種	発生モーメント M (kN・m)	全塑性モーメント M <sub>p</sub> (kN・m)	照査値 M <sub>p</sub> /M
鋼管杭	C	81726	89478	0. 92

表 5. 2-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果 (断面②)

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	スキンプレート	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	284	315	0. 91
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	66	190	0. 35
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	236	315	0. 75
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	76	180	0. 43
			合成応力度*	0. 74	1. 20	0. 62
漂流物防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	181	315	0. 58
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	76	180	0. 43
			合成応力度*	0. 51	1. 20	0. 43
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	280	382	0. 74
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	182	217	0. 84
			合成応力度*	0. 74	1. 20	0. 62

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

### 5.3 漂流物衝突による鋼管杭のねじれについて

#### (1) 概要

漂流物は図5.3-1に示すとおり、漂流物防護工の端部に衝突する可能性があることから、漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の検討を実施し、鋼管杭に生じるねじれについて照査を行う。

なお、漂流物の衝突形態は「4.3 漂流物による衝突荷重について」で示すとおり、漂流物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突する場合の他に、斜め方向から衝突することも考えられる。直角方向の検討については、「4. 評価結果」で示していることから、本検討では、斜め方向から衝突した場合のねじれについて照査を行う。

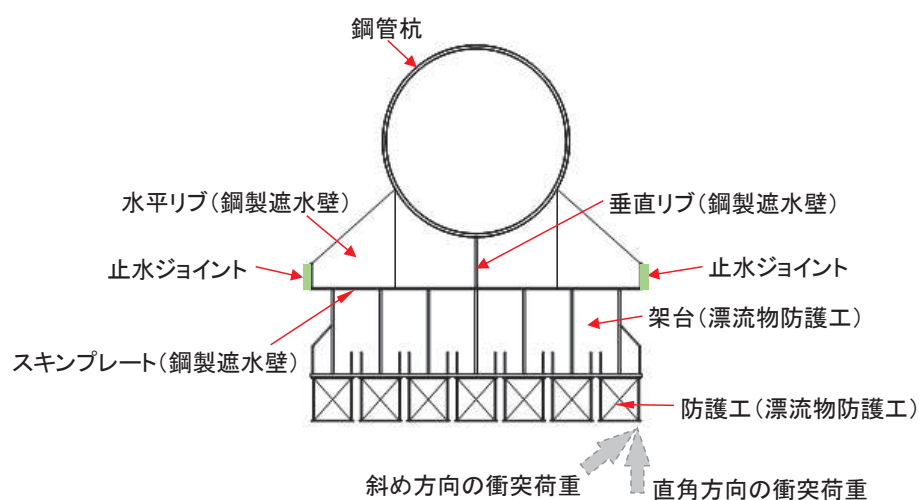


図 5.3-1 漂流物荷重の作用イメージ図

(2) 評価方法

図 5.3-1 のように、漂流物衝突荷重が漂流物防護工端部に斜め方向に作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また、計算の概念図を図 5.3-2 に、計算に必要な諸元を表 5.3-1 に示す。なお、漂流物衝突荷重の方向については、ねじれモーメントが最大となるよう鋼管杭中心から防護工の端部を結ぶ線に対して直角とする。

評価対象断面については、「4. 評価結果」の津波時の結果において、照査値が最も厳しい「断面②、解析ケース③」とする。

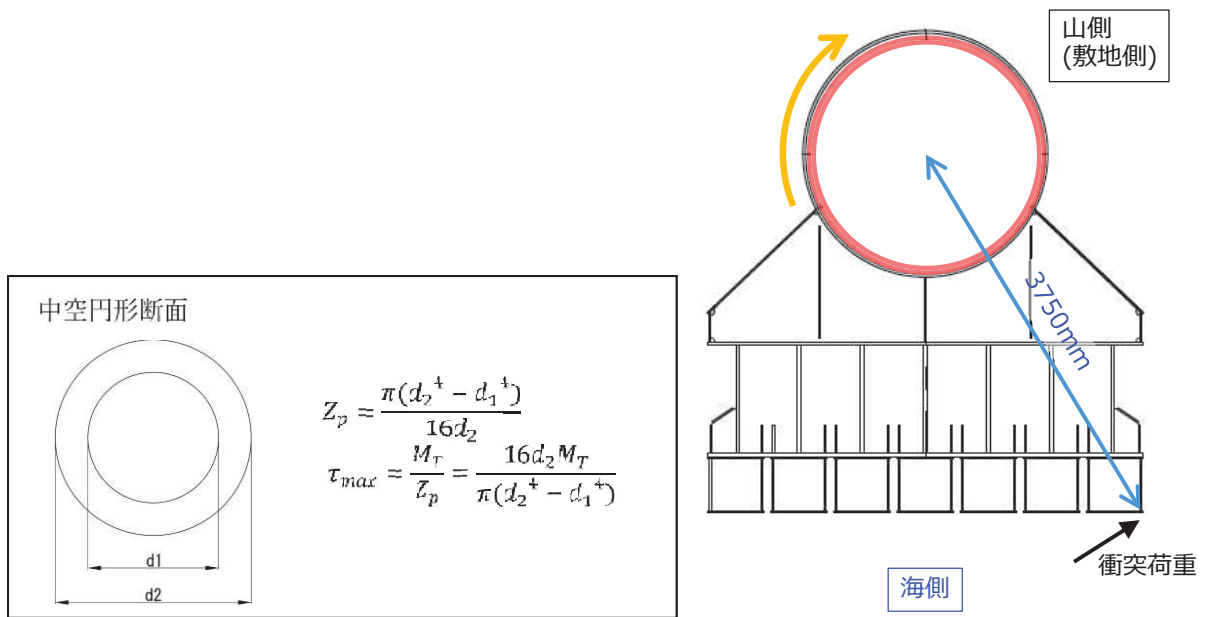


図 5.3-2 漂流物荷重によるねじりモーメントの計算の概念図

表 5.3-1 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
L	ねじりアーム長	3750	mm
P <sub>c</sub>	漂流物衝突荷重	2000	kN
d <sub>1</sub>	内径	2430	mm
d <sub>2</sub>	外径	2498	mm
t	板厚	34	mm
M <sub>T</sub>	ねじりモーメント	7500000000	N・mm
Z <sub>p</sub>	ねじりの断面係数	3.199×10 <sup>8</sup>	mm <sup>3</sup>

(3) 評価結果

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に斜め方向に作用させた場合の鋼管杭に発生するねじれモーメントを考慮した評価結果を表 5.3-2 に示す。

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に斜め方向に作用させた場合に鋼管杭に発生するねじれモーメントを考慮しても、構造成立性に大きな影響がないことを確認した。

表 5.3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑤）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
③*	C	105	217	0.49
③（ねじれ考慮，直角方向）*	C	117	217	0.54
③（ねじれ考慮，斜め方向）	C	129	217	0.60

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

(参考資料 1) 短杭の影響検討について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の鋼管杭は、岩盤に支持される長杭と、長杭の中間に配置され改良地盤に支持される短杭から構成される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要を図 1-1 に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図を図 1-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の耐津波評価においては、長杭と短杭で上部工の構造・重量ともに大きな差が無いこと、長杭の検討を実施することで、短杭位置での応力状態も確認できることを踏まえ、長杭を代表としてモデル化し評価を行っている。

一方、短杭の支持地盤である改良地盤の支持性能を確認する観点から、念のため本参考資料においては短杭としてモデル化した場合の影響について検討する。

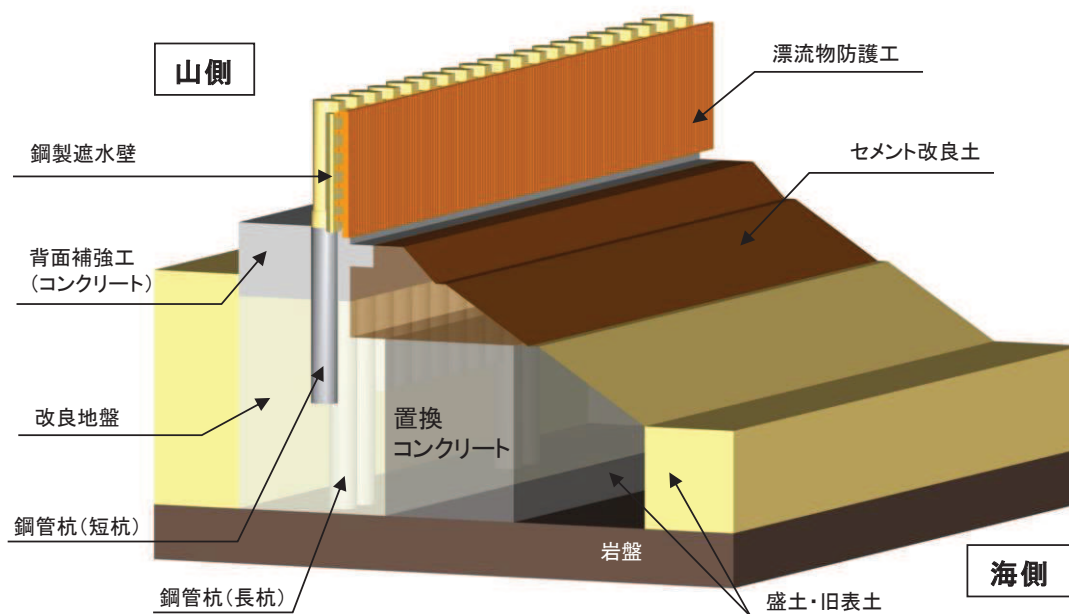


図 1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要

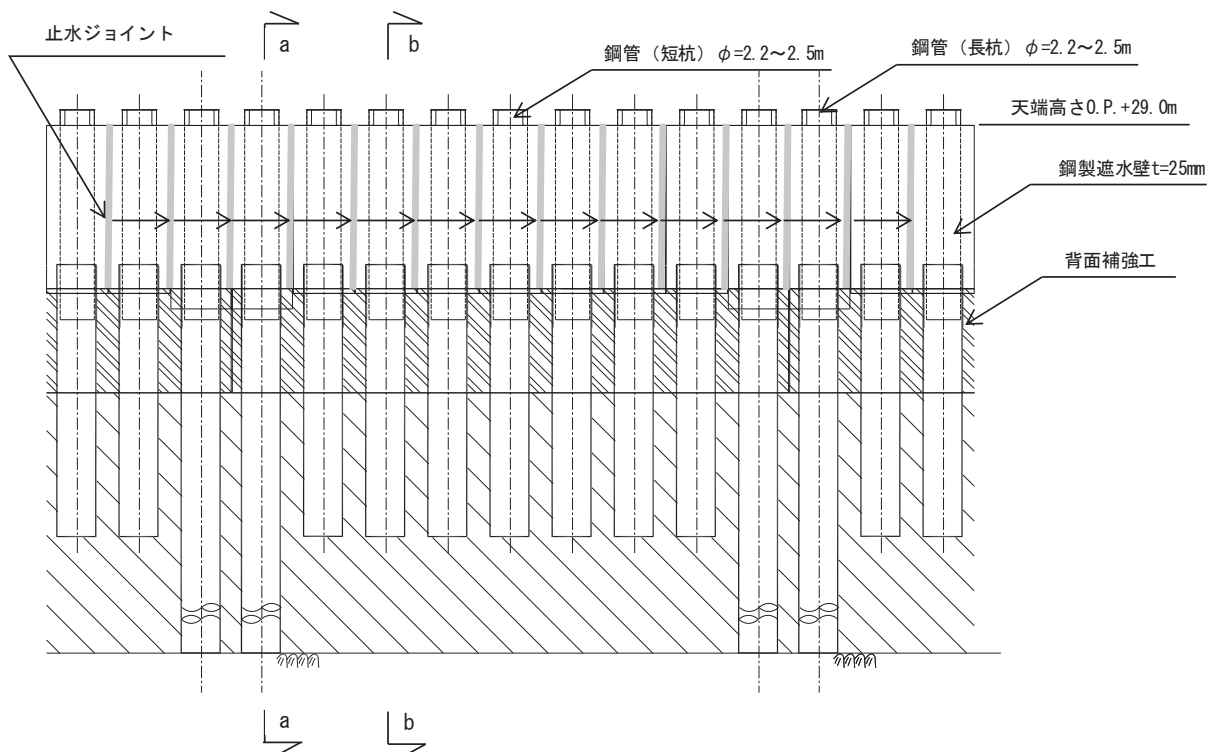


図 1-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

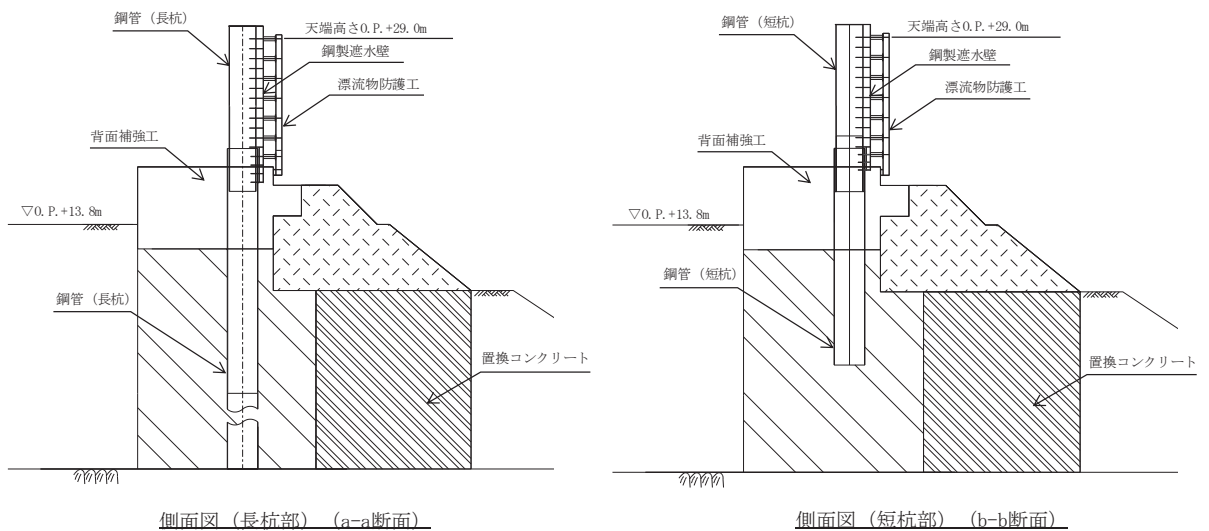


図 1-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（断面図）

## 2. 評価方針

### 2.1 津波時

評価対象は、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しいケースとし、鋼管杭を短杭でモデル化する。

断面②を例として、解析モデル（短杭）を図 2-1 に示す。

また、影響検討を行う解析ケースを表 2-1 に示す。

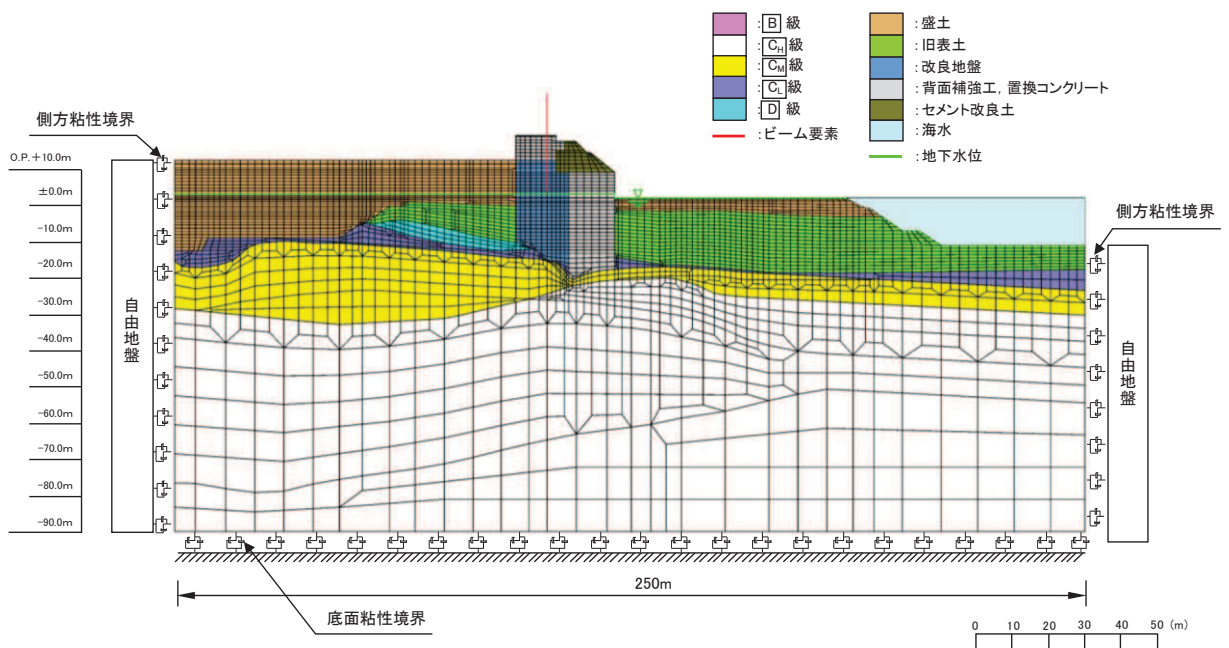


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，短杭）

表 2-1 解析ケース

断面	解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D 級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
断面①～断面④	ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値



## 2.2 重疊時

評価対象は、「4.2 重疊時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しいケースとし、鋼管杭を短杭でモデル化する。

断面①を例としての解析モデル（短杭）を図 2-2 に示す。

また、影響検討を行う解析ケースを表 2-2 に示す。

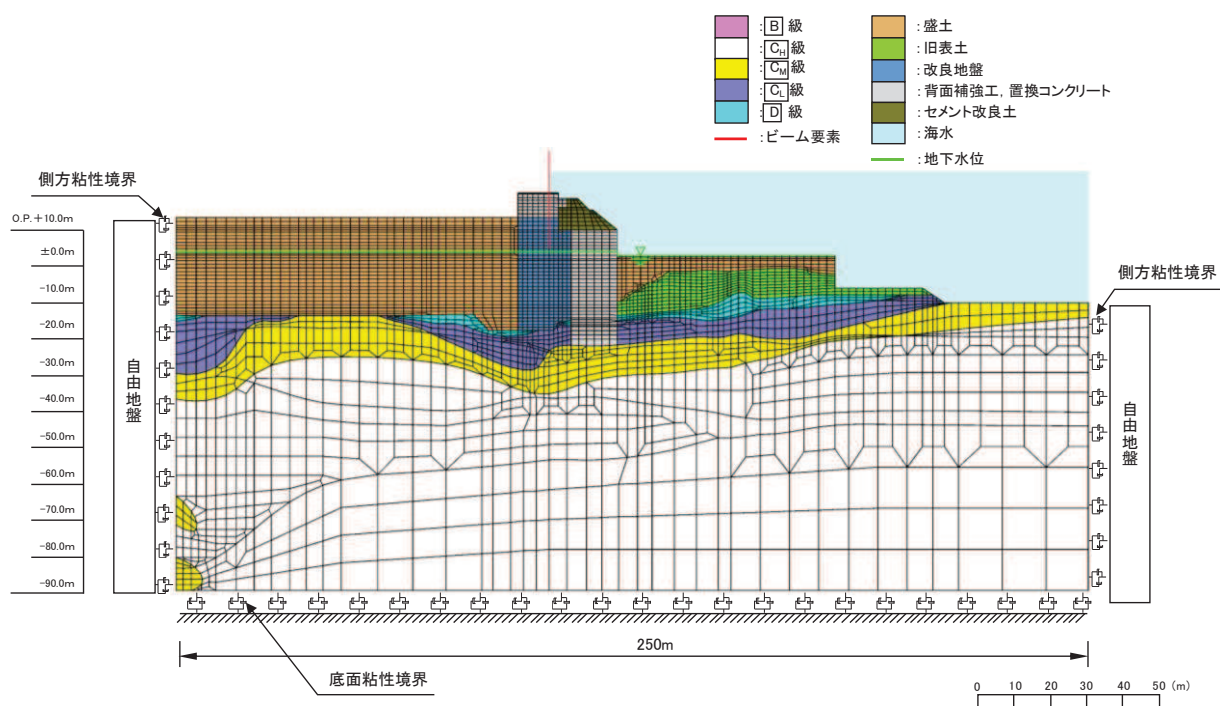


図 2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，短杭）

表 2-2 解析ケース

断面	解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
断面①～ 断面④	ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

### 3. 評価結果

#### 3.1 津波時

##### (1) 断面①

断面①の短杭の影響評価結果を表 3-1～表 3-6 及び図 3-1～図 3-6 に示す。

表 3-1 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力	短期許容応力	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	
				度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
長杭	①*	C	40963	1183	261	382	0.69
	②*	C	40998	1182	261	382	0.69
	③*	C	40828	1172	260	382	0.69
短杭	①	C	40910	1180	261	382	0.69

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

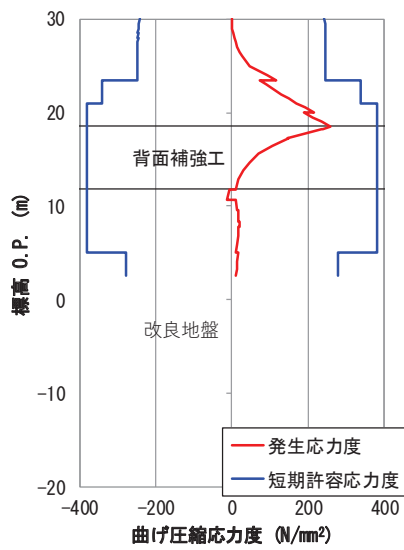
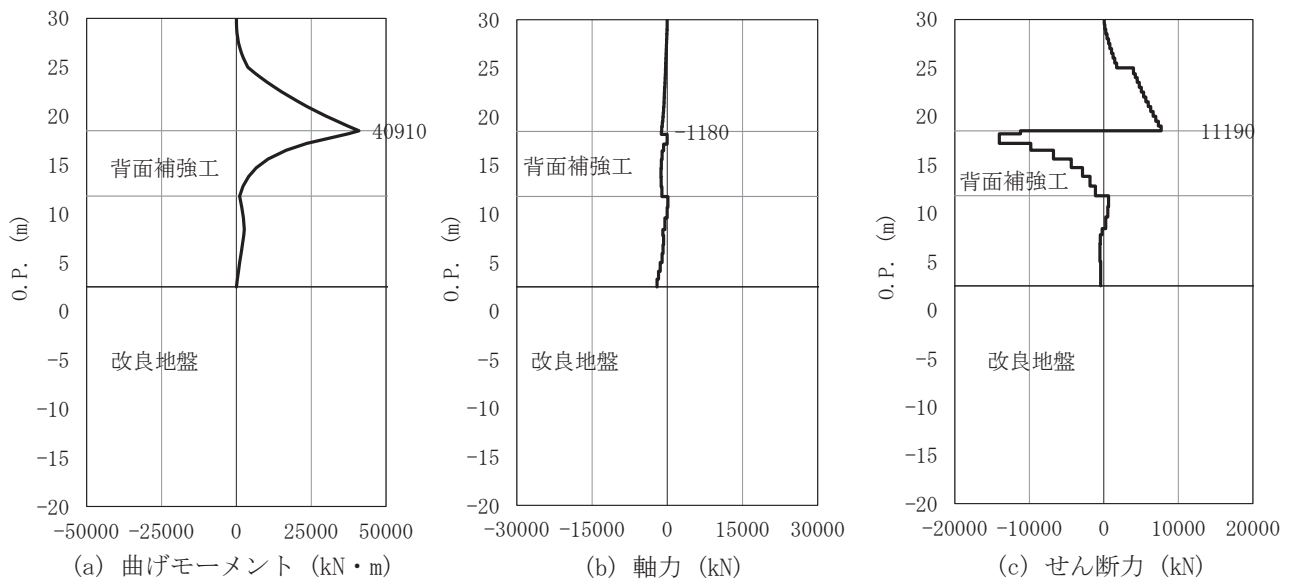


図 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面①, 短杭)

表 3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
長杭	①*	C	12572	96	217	0.45
	②*	C	12566	96	217	0.45
	③*	C	12551	96	217	0.45
短杭	①	C	14031	107	217	0.50

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

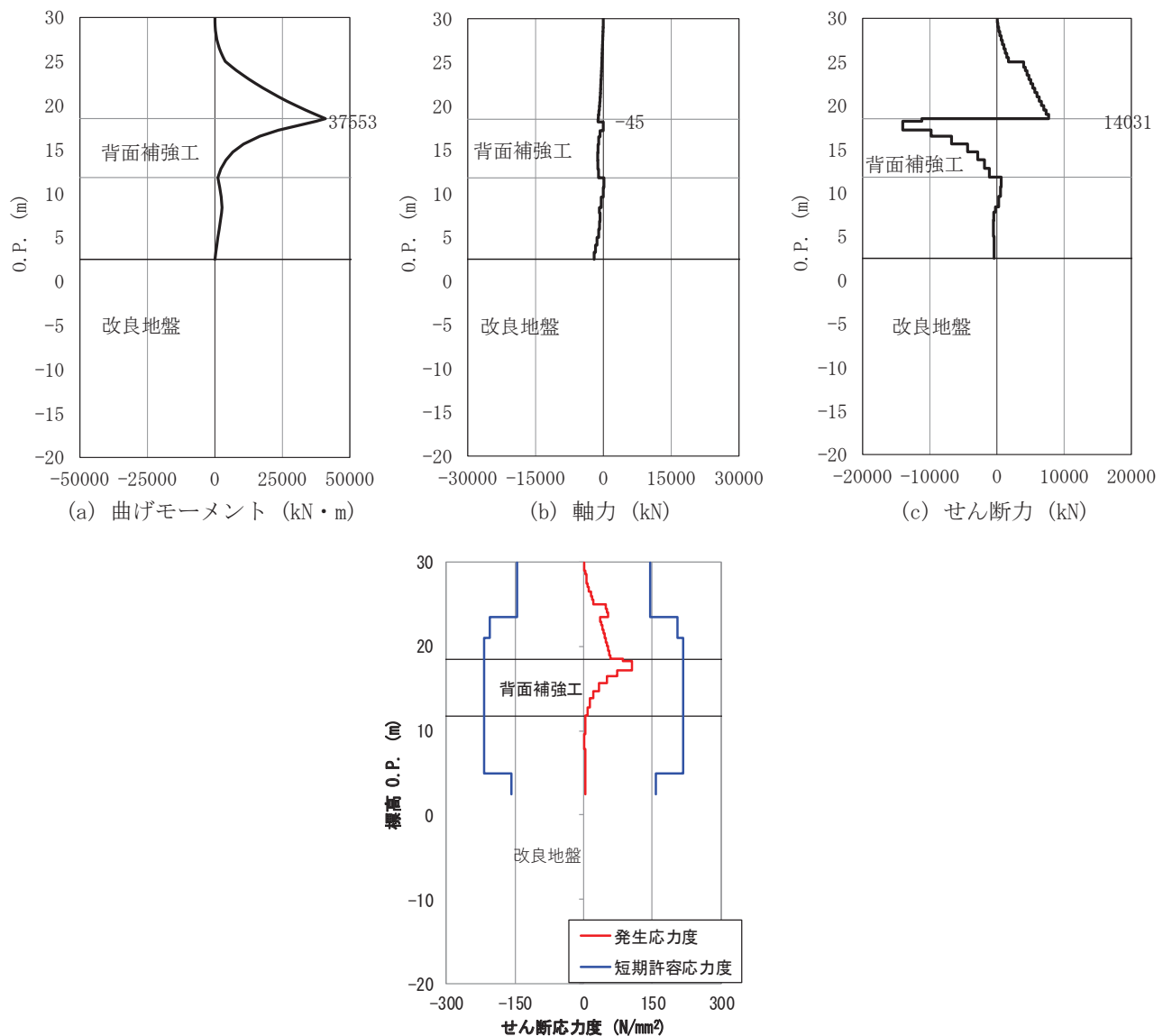


図 3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面①, 短杭)

表 3-3 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	12.2
	②*	12.2
	③*	12.2
短杭	①	11.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

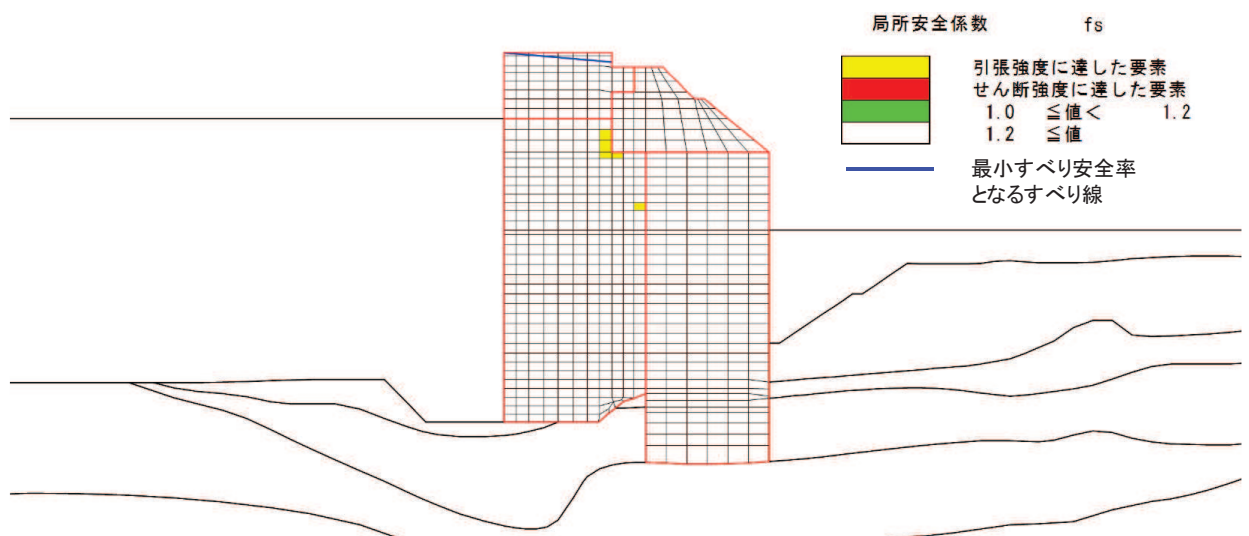


図 3-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭)

表 3-4 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	26.0
	②*	26.8
	③*	24.6
短杭	①	26.2

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

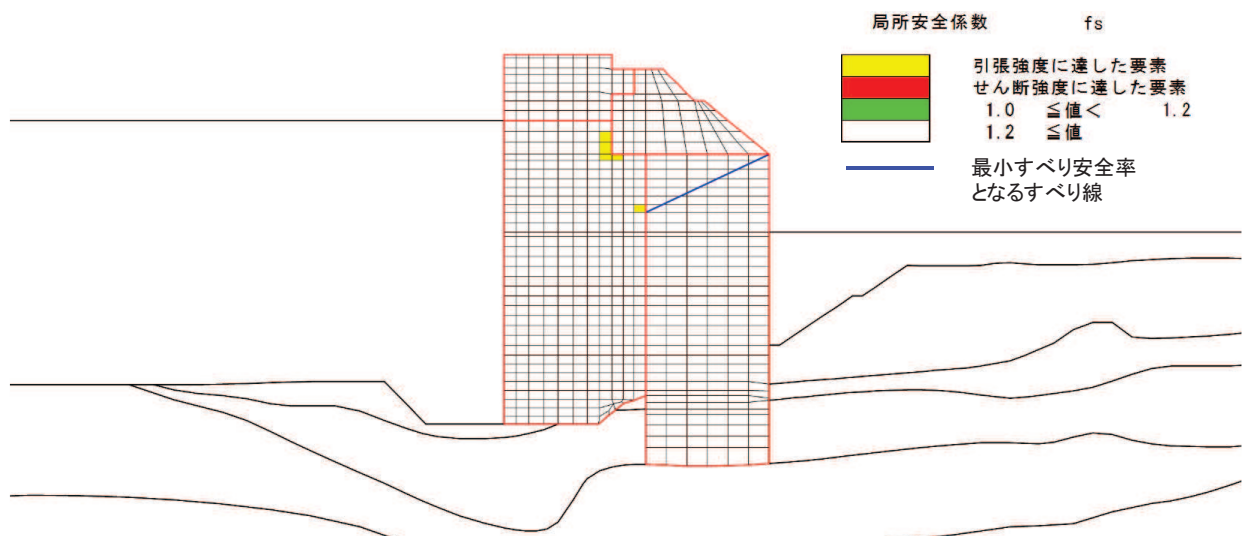


図 3-4 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, 短杭)

表 3-5 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	4.2
	②*	3.9
	③*	4.7
短杭	①	3.9

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

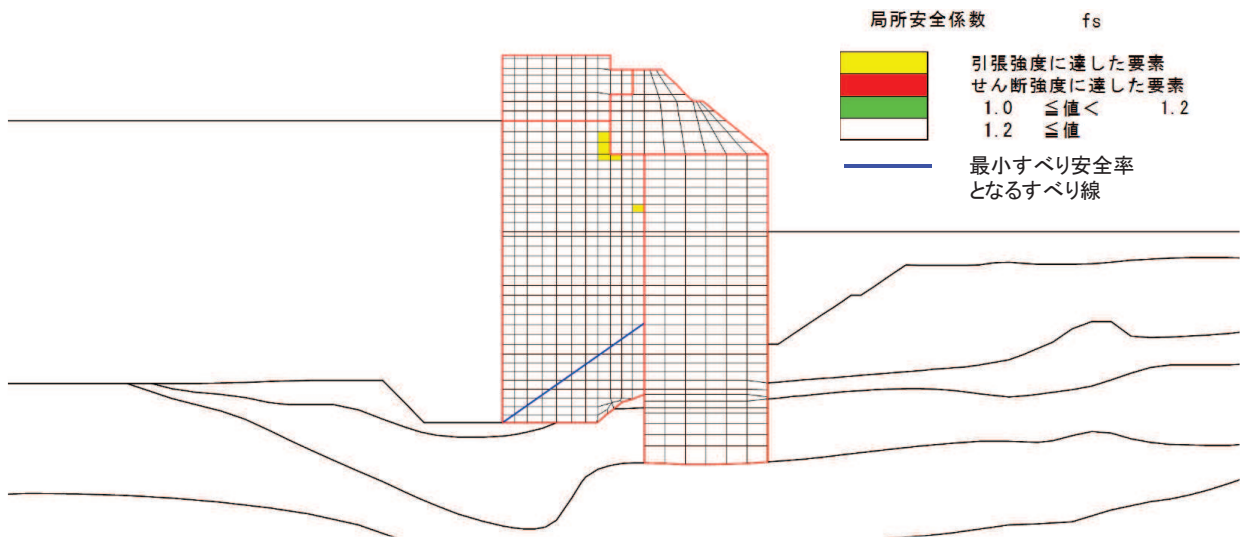


図 3-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭)

表 3-6 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	42.1
	②*	40.7
	③*	43.9
短杭	①	38.7

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

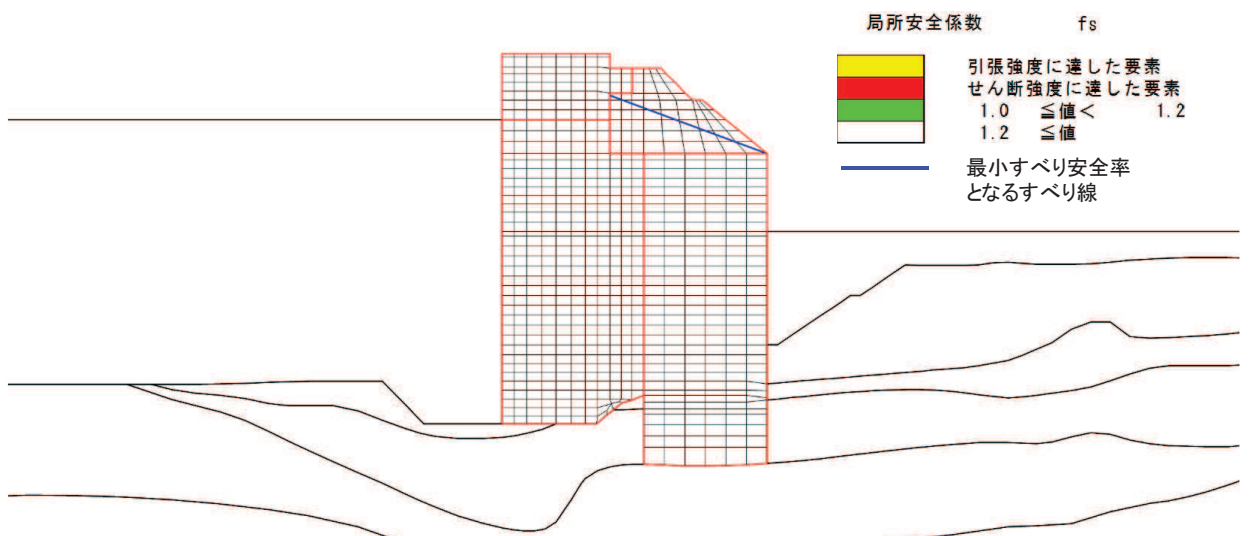


図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭)

(2) 断面②

断面②の短杭の影響評価結果を表 3-7～表 3-12 及び図 3-7～図 3-12 に示す。

表 3-7 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	C	40932	1182	261	382	0.69
	②*	C	41017	1180	261	382	0.69
	③*	C	40983	1181	261	382	0.69
短杭	①	C	40997	1179	261	382	0.69

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



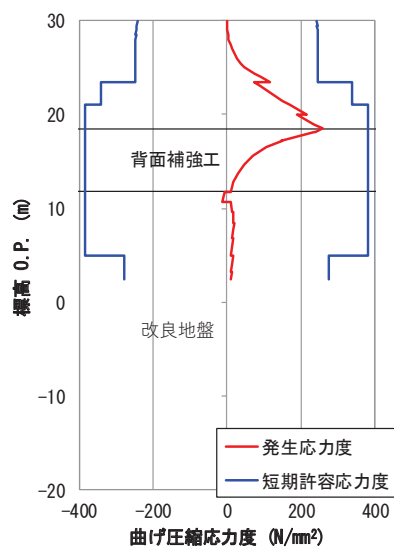
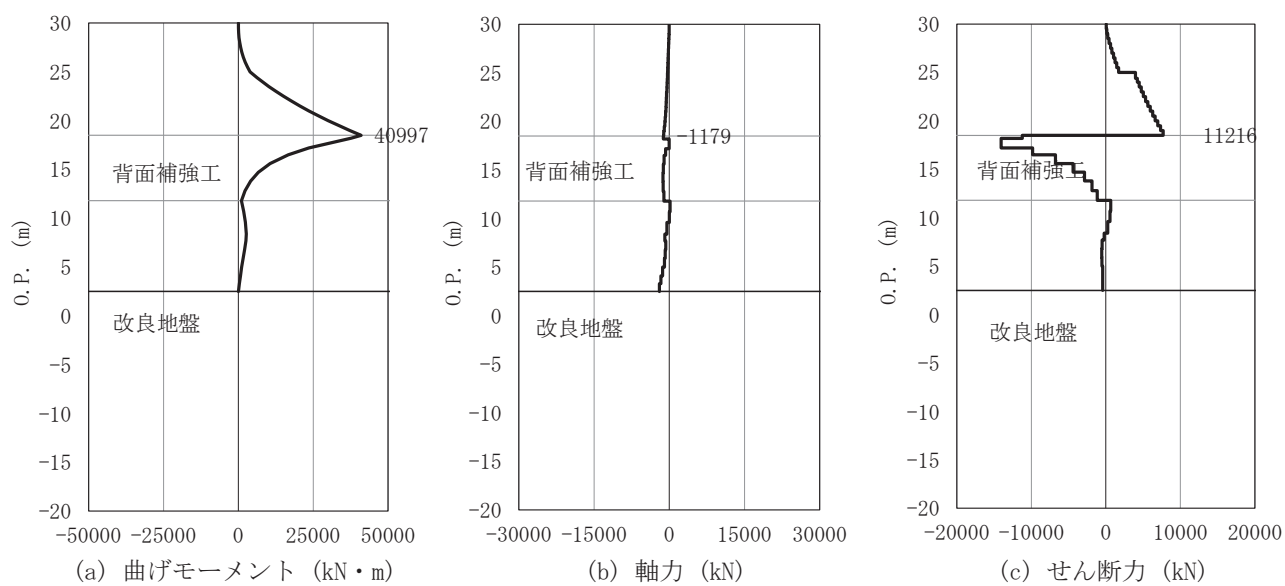


図 3-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面②, 短杭)

表 3-8 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
長杭	①*	C	12563	96	217	0.45
	②*	C	12650	97	217	0.45
	③*	C	12606	96	217	0.45
短杭	①	C	14062	107	217	0.50

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

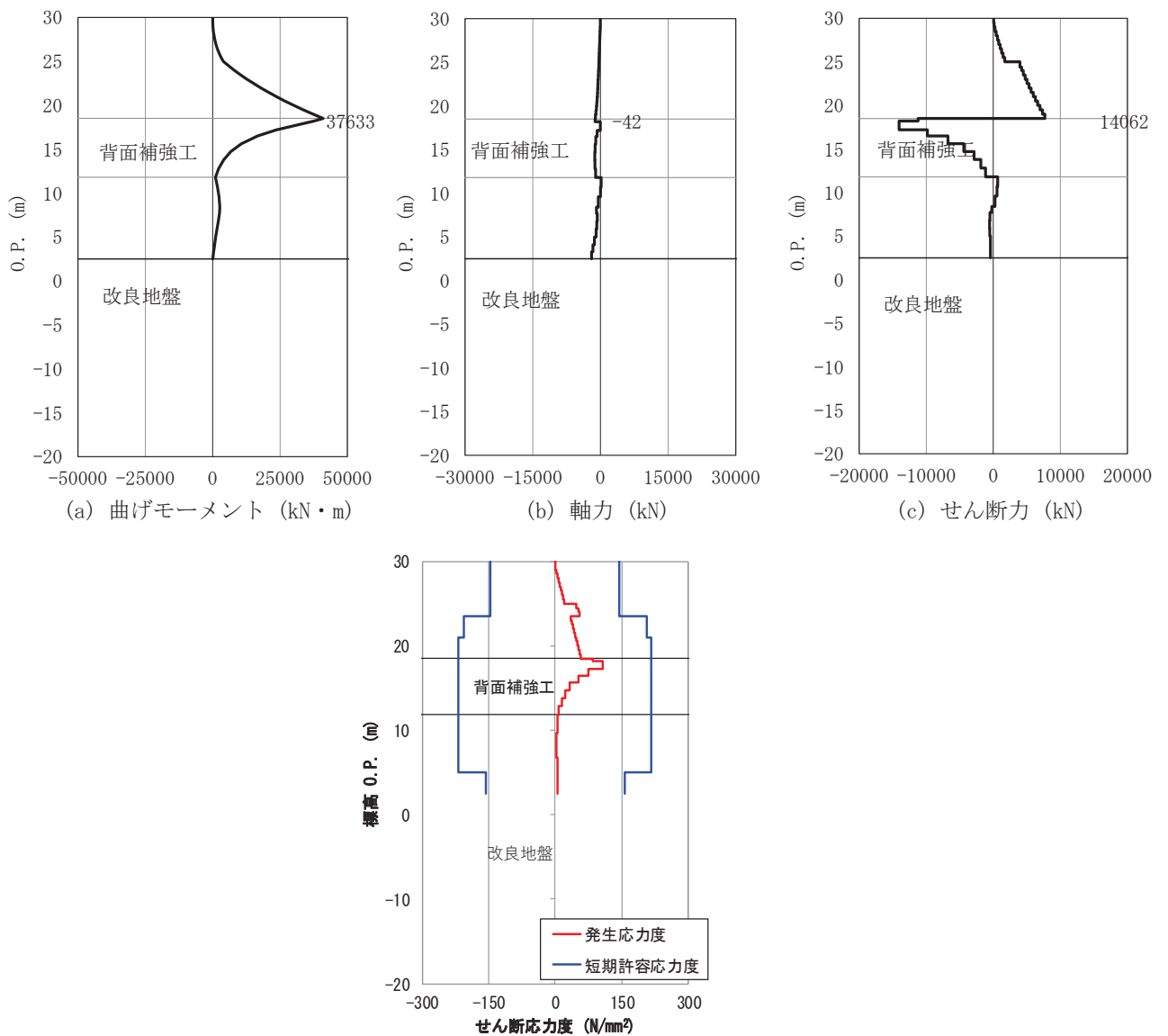


図 3-8 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面②, 短杭)

表 3-9 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	12.2
	②*	12.1
	③*	12.2
短杭	①	11.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

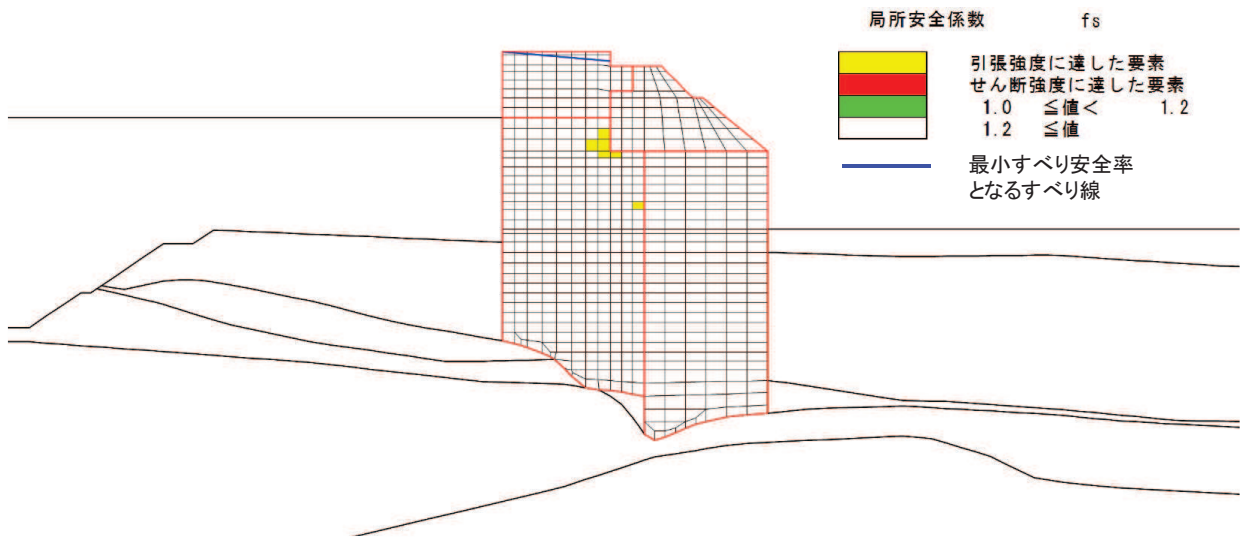


図 3-9 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭)

表 3-10 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	26.0
	②*	27.2
	③*	24.7
短杭	①	26.2

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

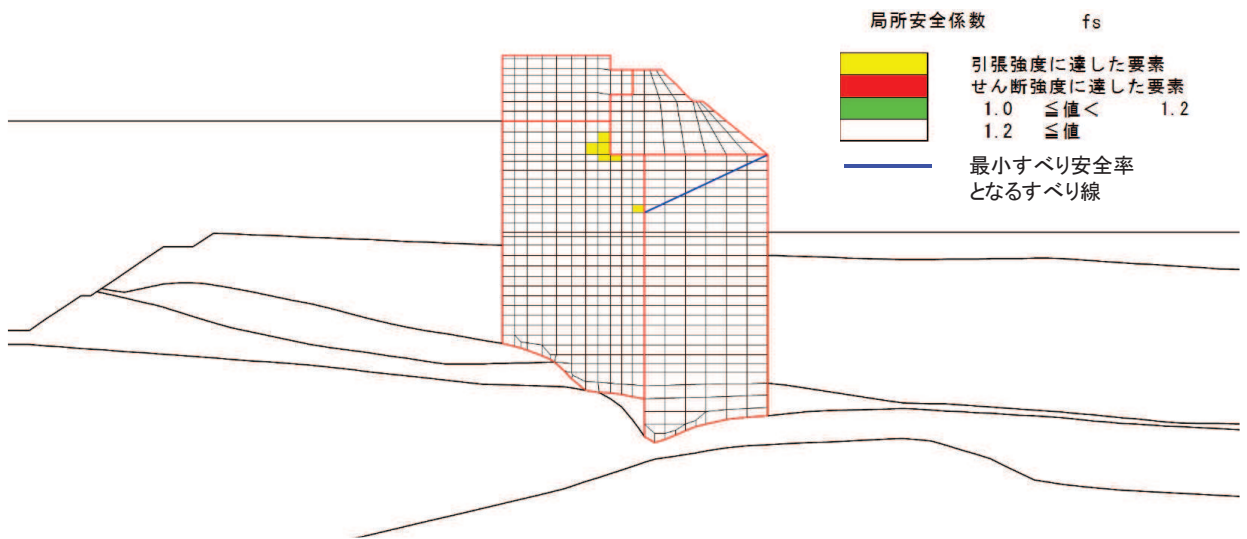


図 3-10 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭)

表 3-11 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	5.0
	②*	4.9
	③*	5.1
短杭	①	4.8

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

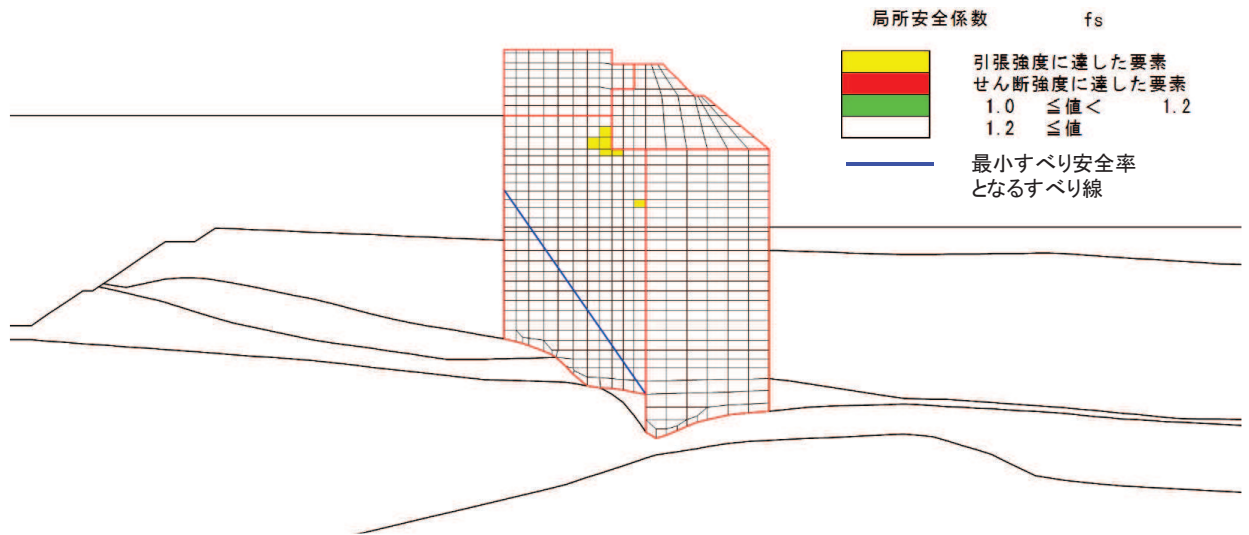


図 3-11 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭)

表 3-12 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	42.7
	②*	41.3
	③*	44.1
短杭	①	39.3

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

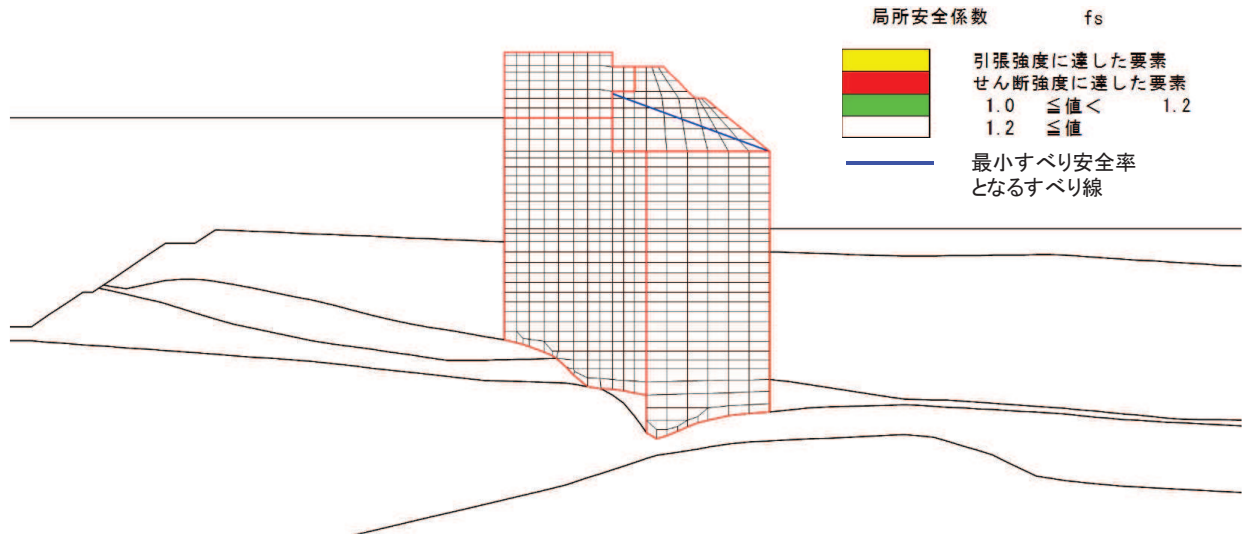


図 3-12 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭)

(3) 断面③

断面③の短杭の影響評価結果を表 3-13～表 3-18 及び図 3-13～図 3-18 に示す。

表 3-13 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	C	40946	1180	261	382	0.69
	②*	C	40978	1183	261	382	0.69
	③*	C	40981	1178	261	382	0.69
短杭	①	C	40872	1184	261	382	0.69

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

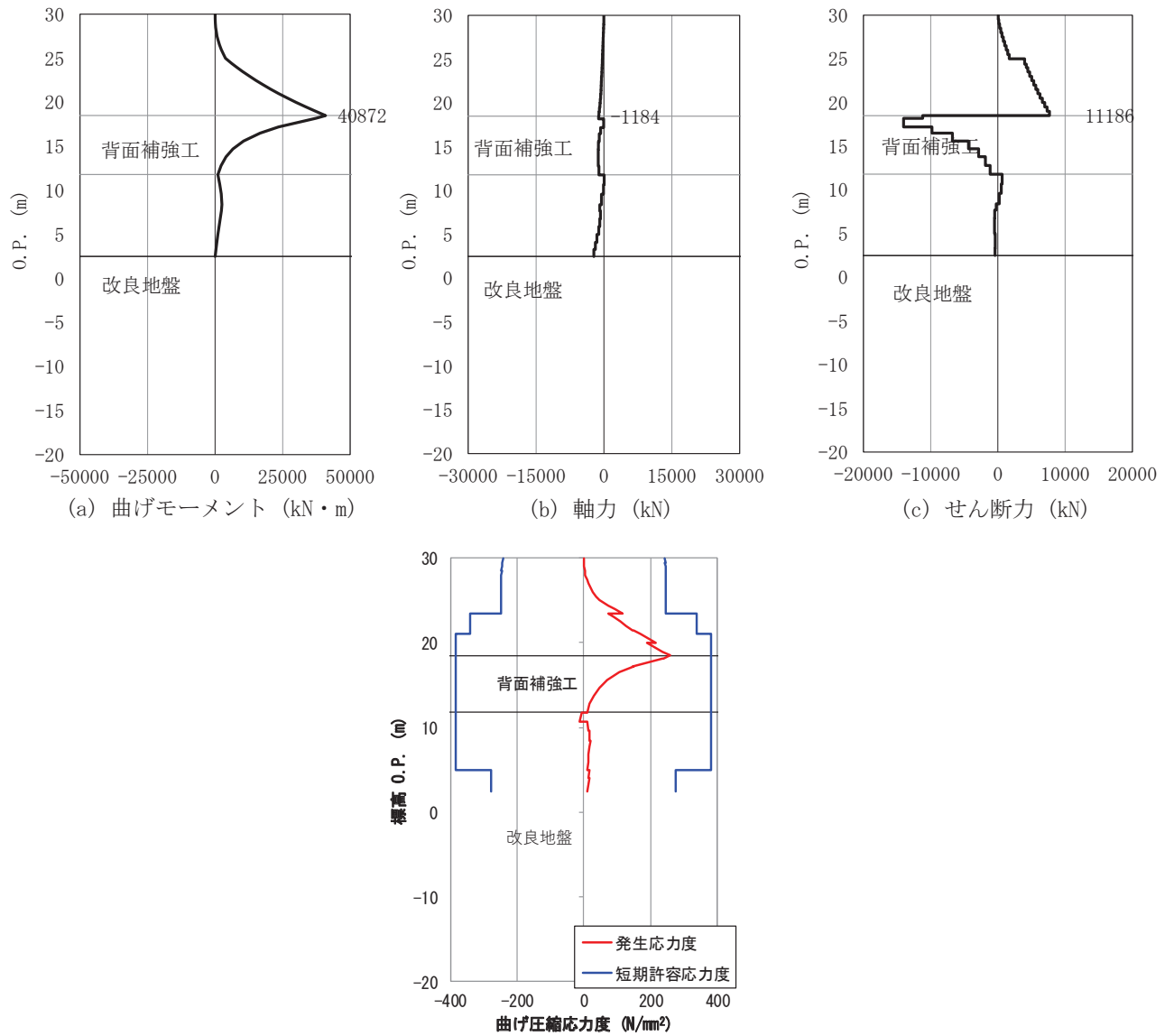


図 3-13 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面③, 短杭)



表 3-14 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$	
				$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
長杭	①*	C	12568	96	217	0.45
	②*	C	12559	96	217	0.45
	③*	C	12604	96	217	0.45
短杭	①	C	14019	107	217	0.50

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

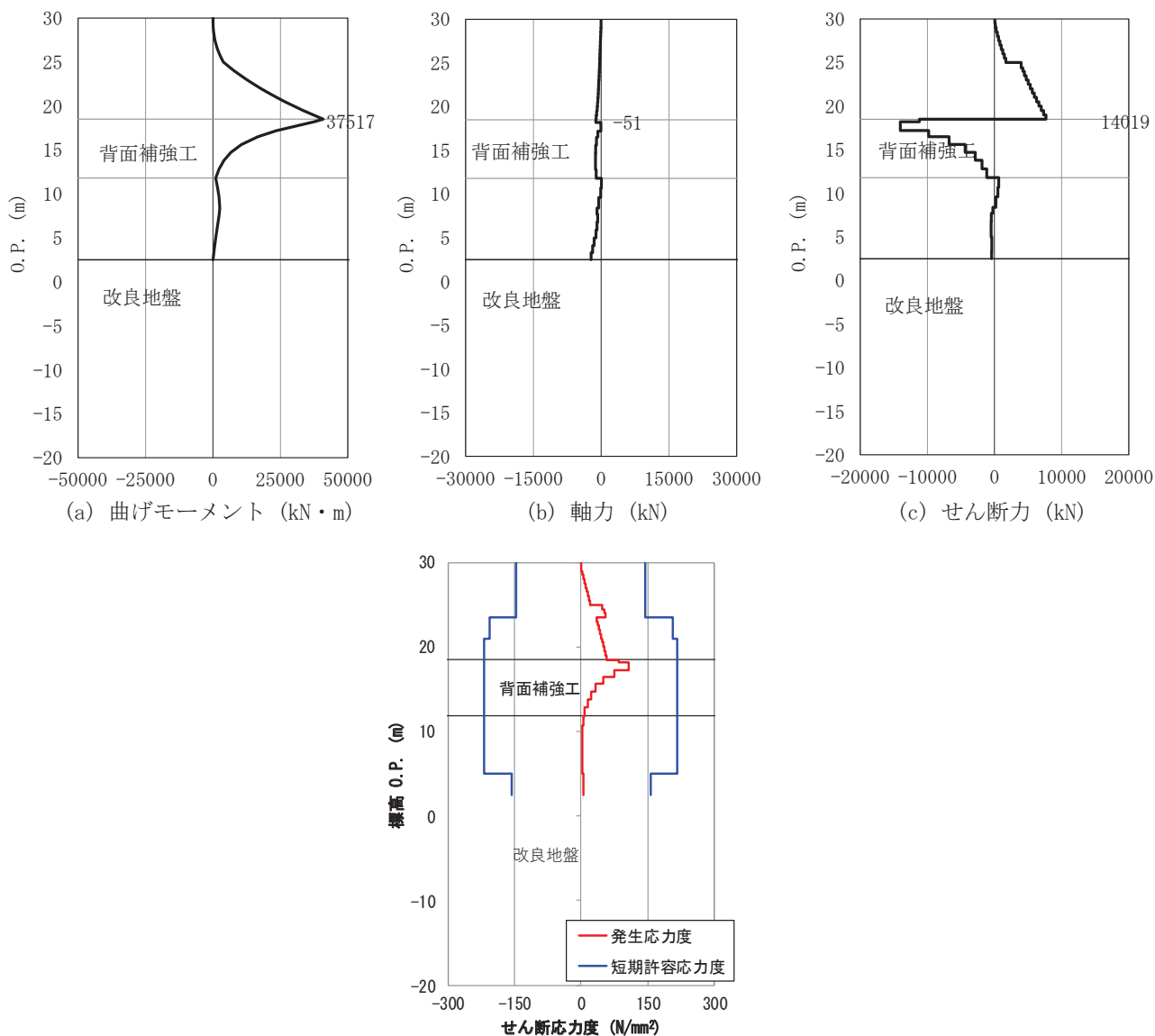


図 3-14 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面③，短杭)

(参考) 1-20

表 3-15 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	12.2
	②*	12.2
	③*	12.2
短杭	①	11.7

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

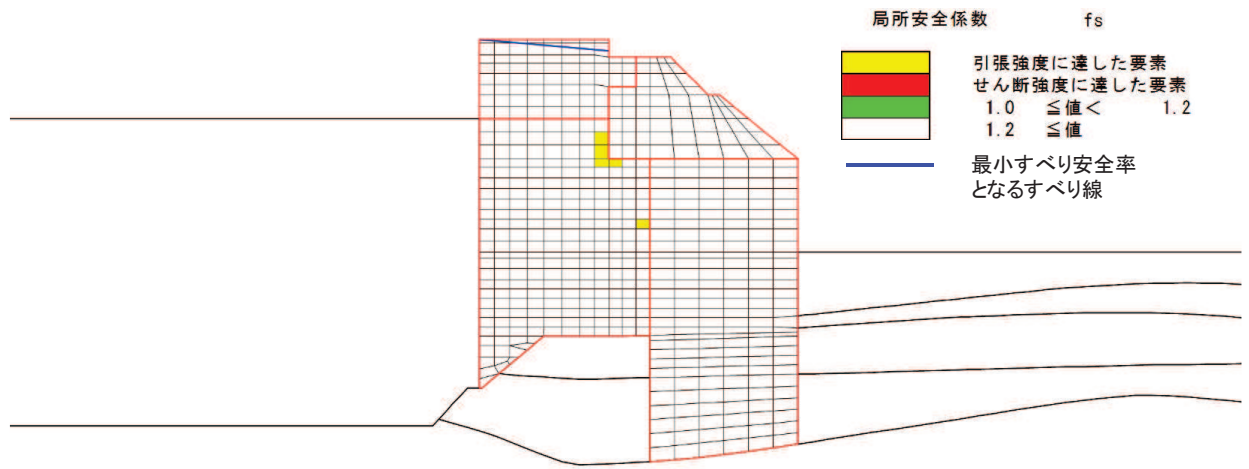


図 3-15 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭)

表 3-16 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	19.4
	②*	19.6
	③*	19.3
短杭	①	18.3

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

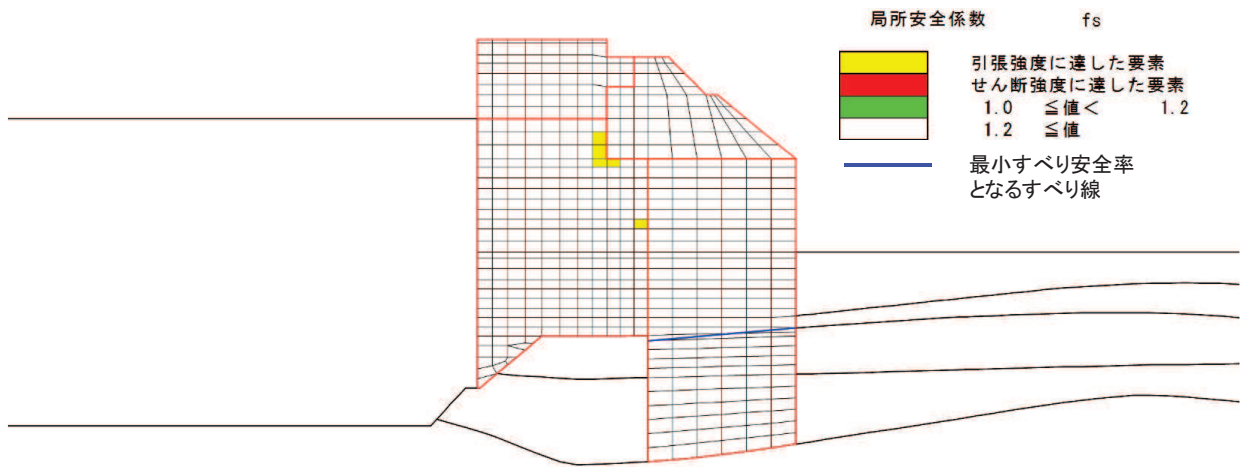


図 3-16 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭)

表 3-17 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	4.8
	②*	4.4
	③*	4.9
短杭	①	4.3

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

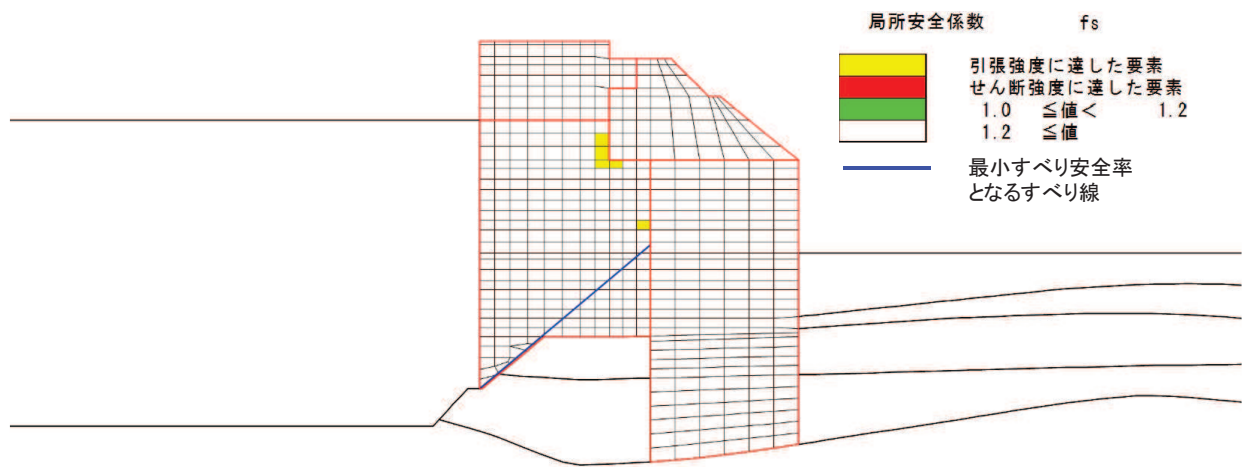


図 3-17 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭)

表 3-18 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	40.0
	②*	38.6
	③*	42.2
短杭	①	36.9

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

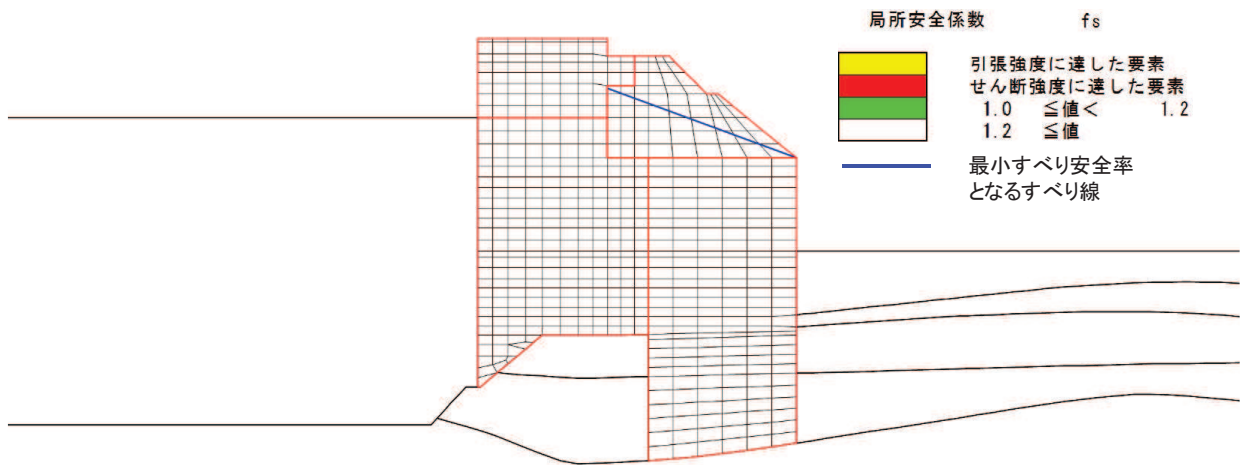


図 3-18 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭)

(4) 断面④

断面④の短杭の影響評価結果を表 3-19～表 3-24 及び図 3-19～図 3-24 に示す。

表 3-19 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	D	106	3001	18	277	0.07
	②*	D	92	2732	16	277	0.06
	③*	D	106	3334	19	277	0.07
短杭	①	D	105	2068	13	277	0.05

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

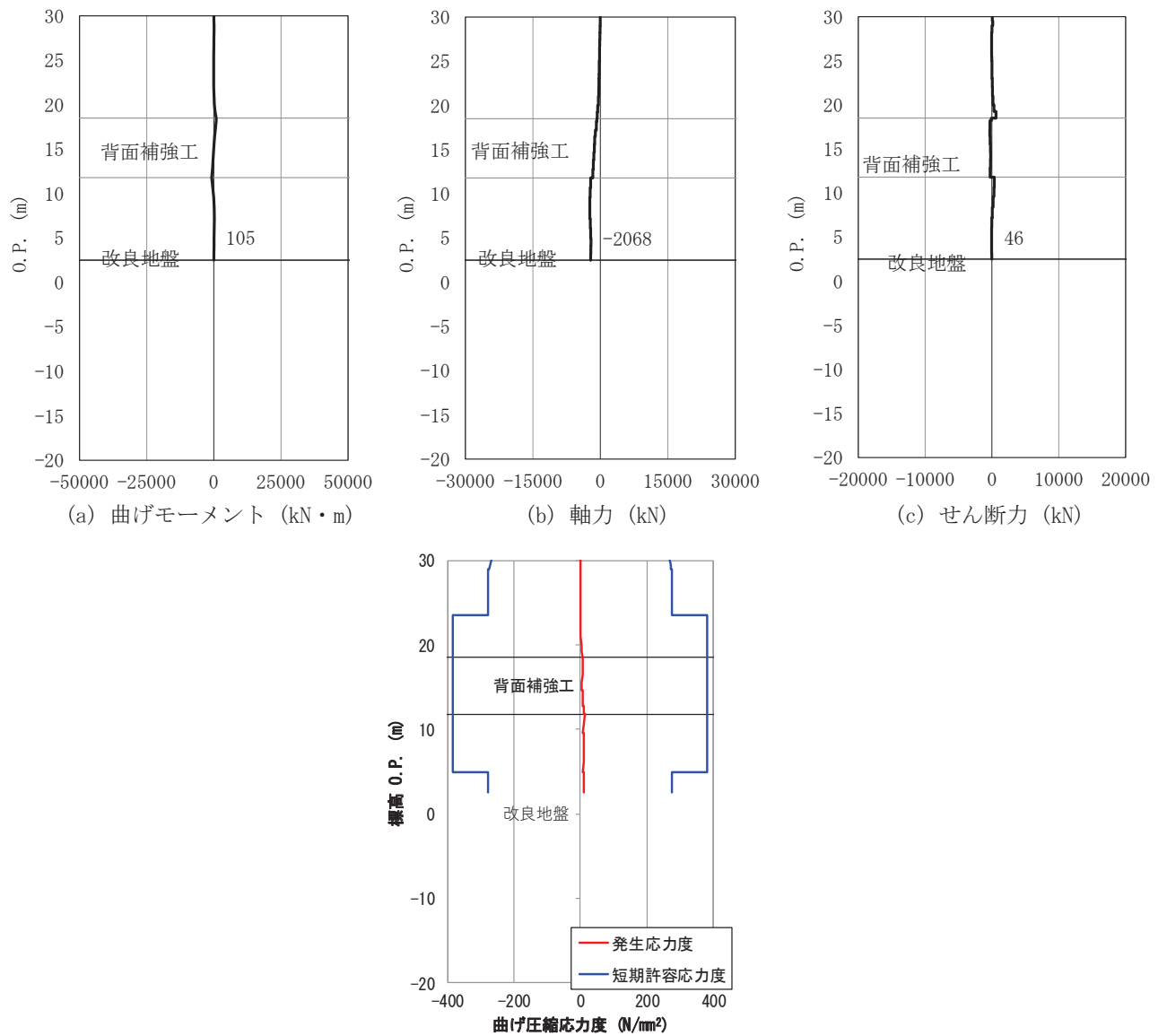


図 3-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面④, 短杭)

表 3-20 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度	照査値 $\tau_s / \tau_{s a}$
				$\tau_{s a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
長杭	①*	595	5	217	0.03
	②*	504	4	217	0.02
	③*	713	6	217	0.03
短杭	①	607	5	217	0.03

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

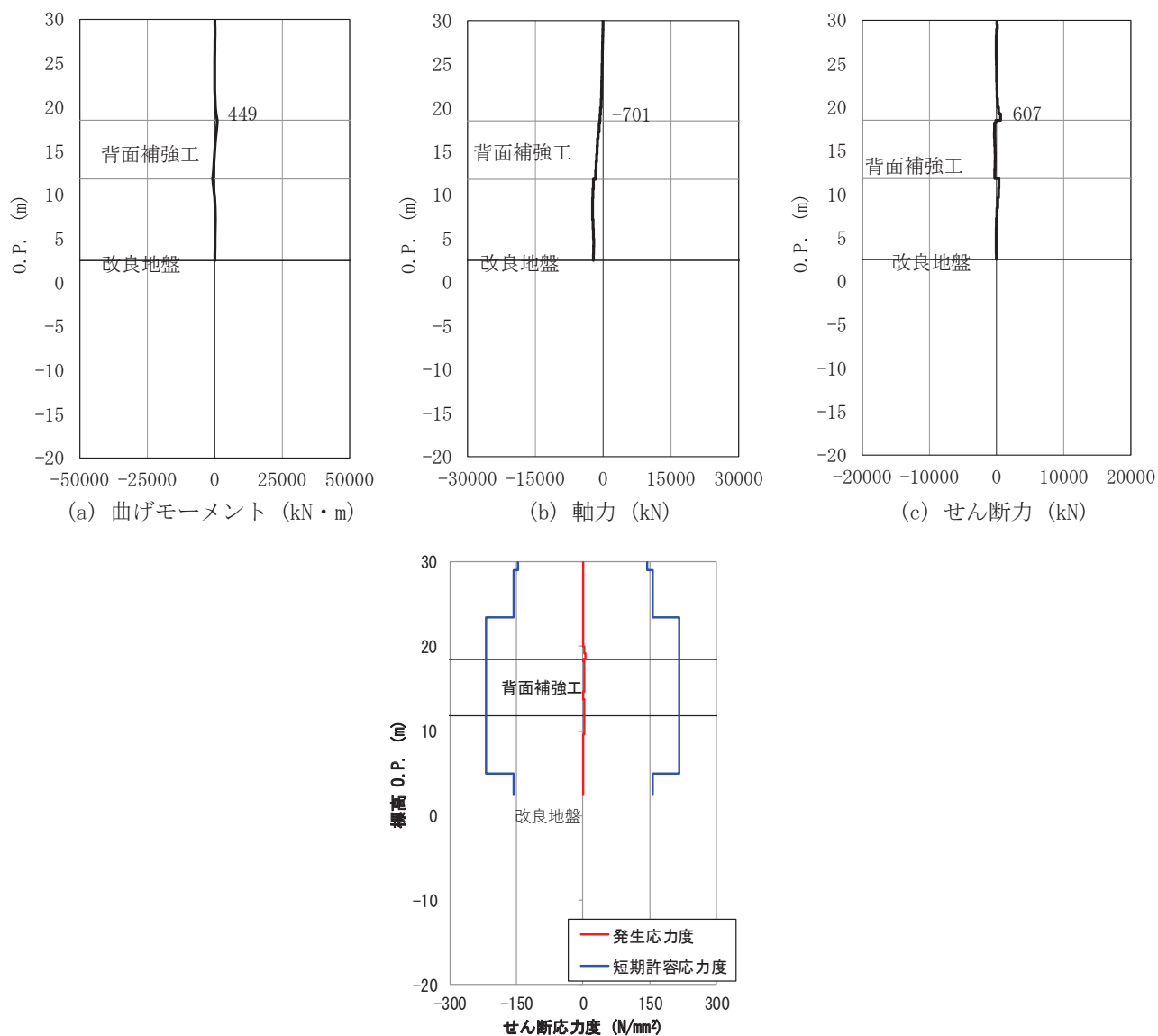


図 3-20 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面④, 短杭)



表 3-21 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	23.7
	②*	23.6
	③*	23.4
短杭	①	23.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

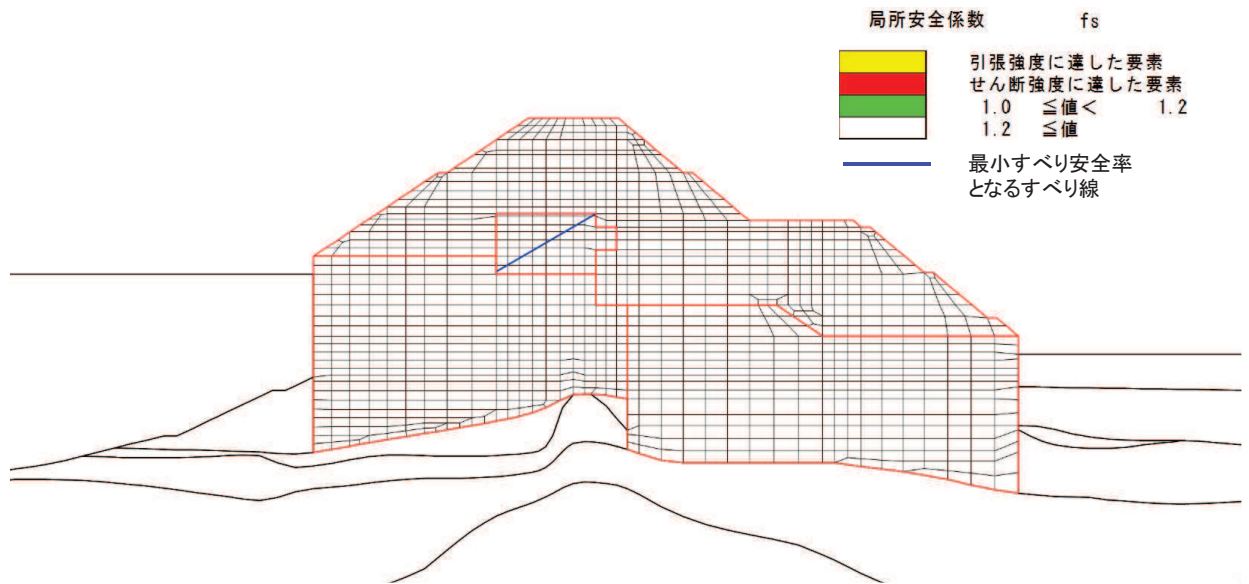


図 3-21 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭)

表 3-22 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	36.6
	②*	36.8
	③*	36.5
短杭	①	36.3

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

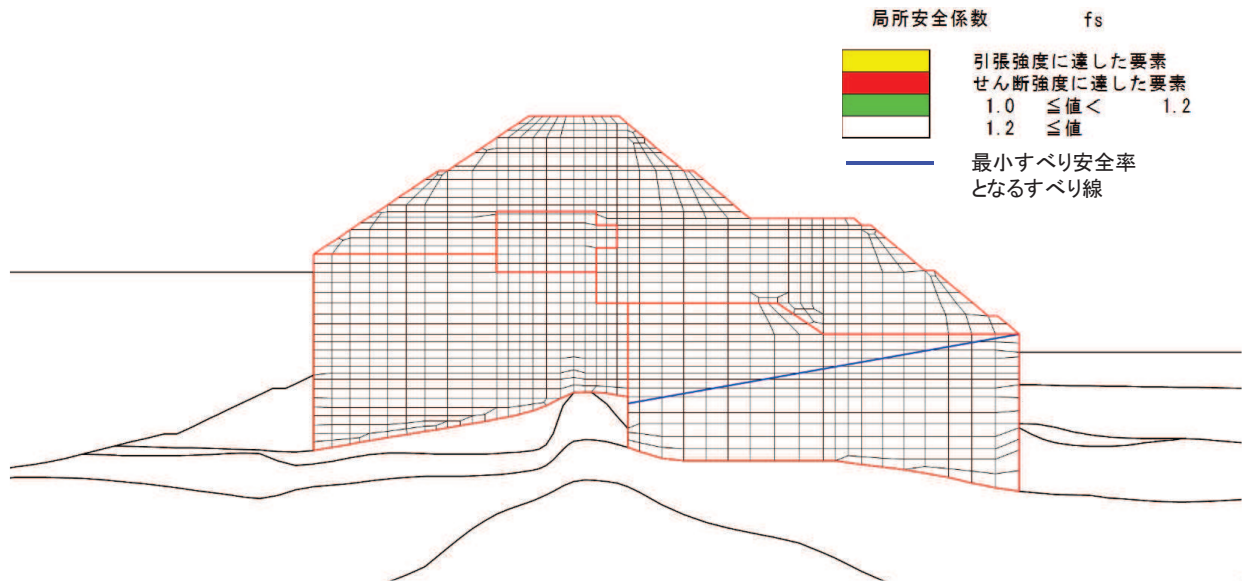


図 3-22 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭)

表 3-23 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	7.9
	②*	7.7
	③*	8.2
短杭	①	7.9

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

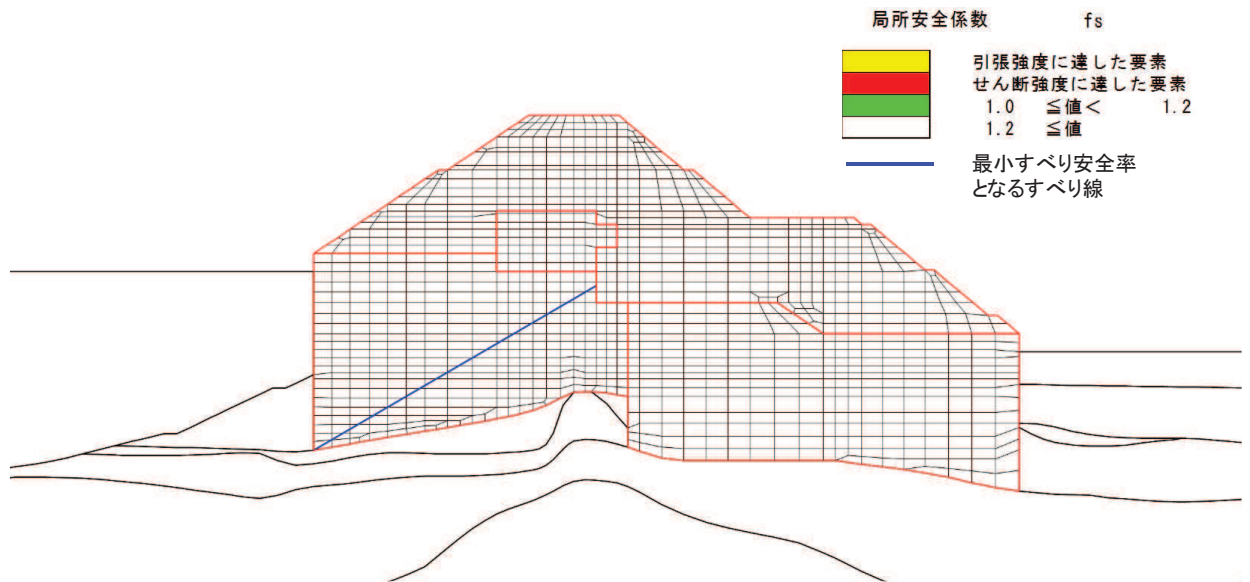


図 3-23 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭)

表 3-24 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
長杭	①*	10.2
	②*	10.0
	③*	10.4
短杭	①	10.0

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

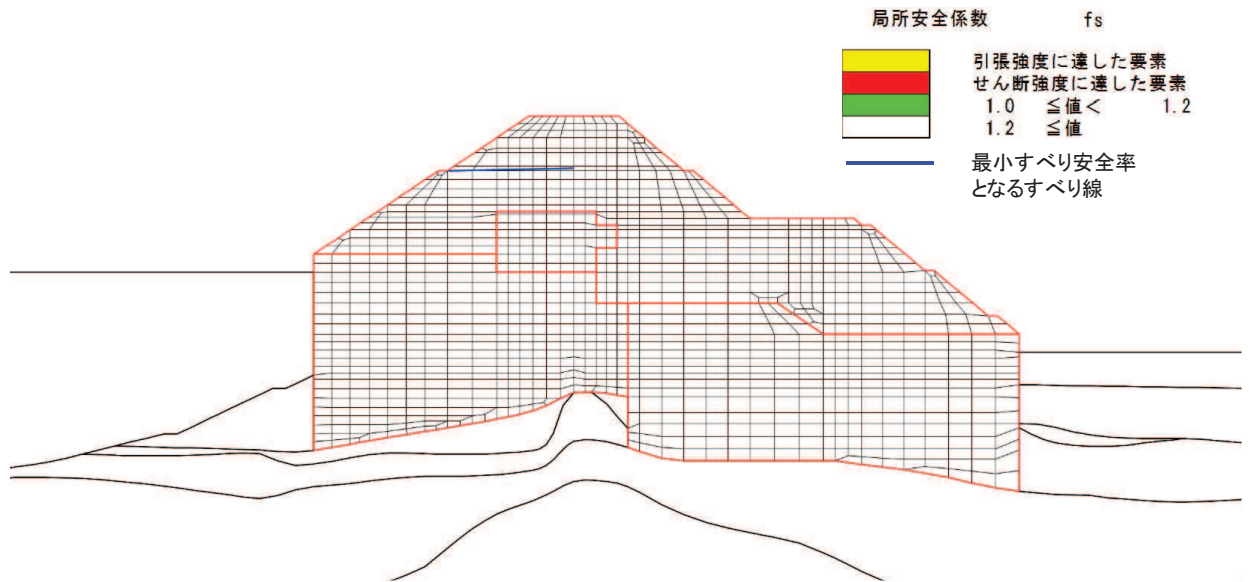


図 3-24 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭)

### 3.2 重畳時

#### (1) 断面①

断面①の短杭の影響評価結果を表 3-25～表 3-31 及び図 3-25～図 3-30 に示す。

表 3-25 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	C	44972	1316	287	382	0.76
	②*	C	45243	1277	288	382	0.76
	③*	C	42182	1312	269	382	0.71
短杭	①	C	45193	1362	288	382	0.76

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

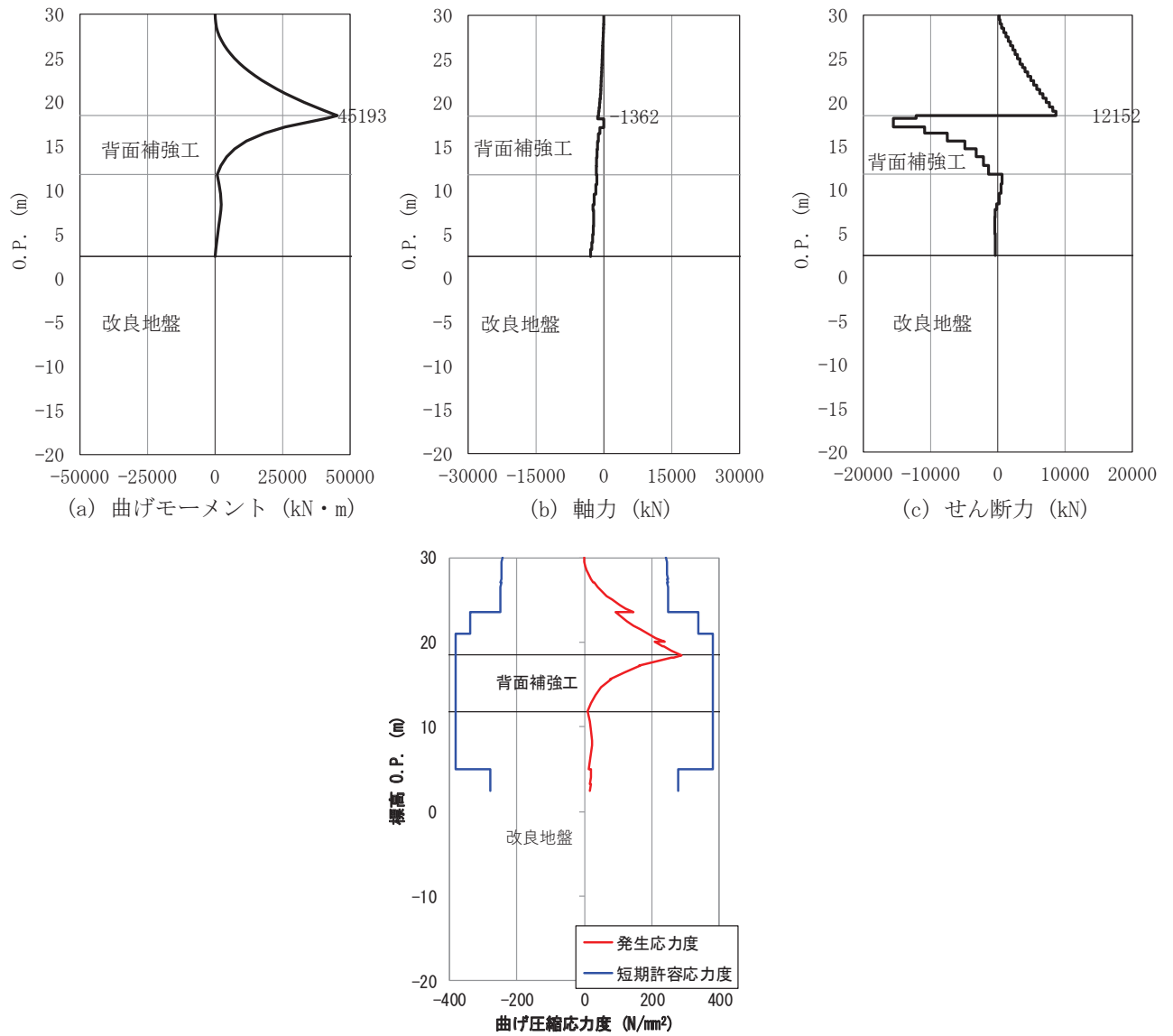


図 3-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面①, 短杭, S d - D 2 ( - + ), t=17.47s)

表 3-26 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
長杭	①*	C	13526	103	217	0.48
	②*	C	13606	104	217	0.48
	③*	C	12646	97	217	0.45
短杭	①	C	15537	119	217	0.55

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

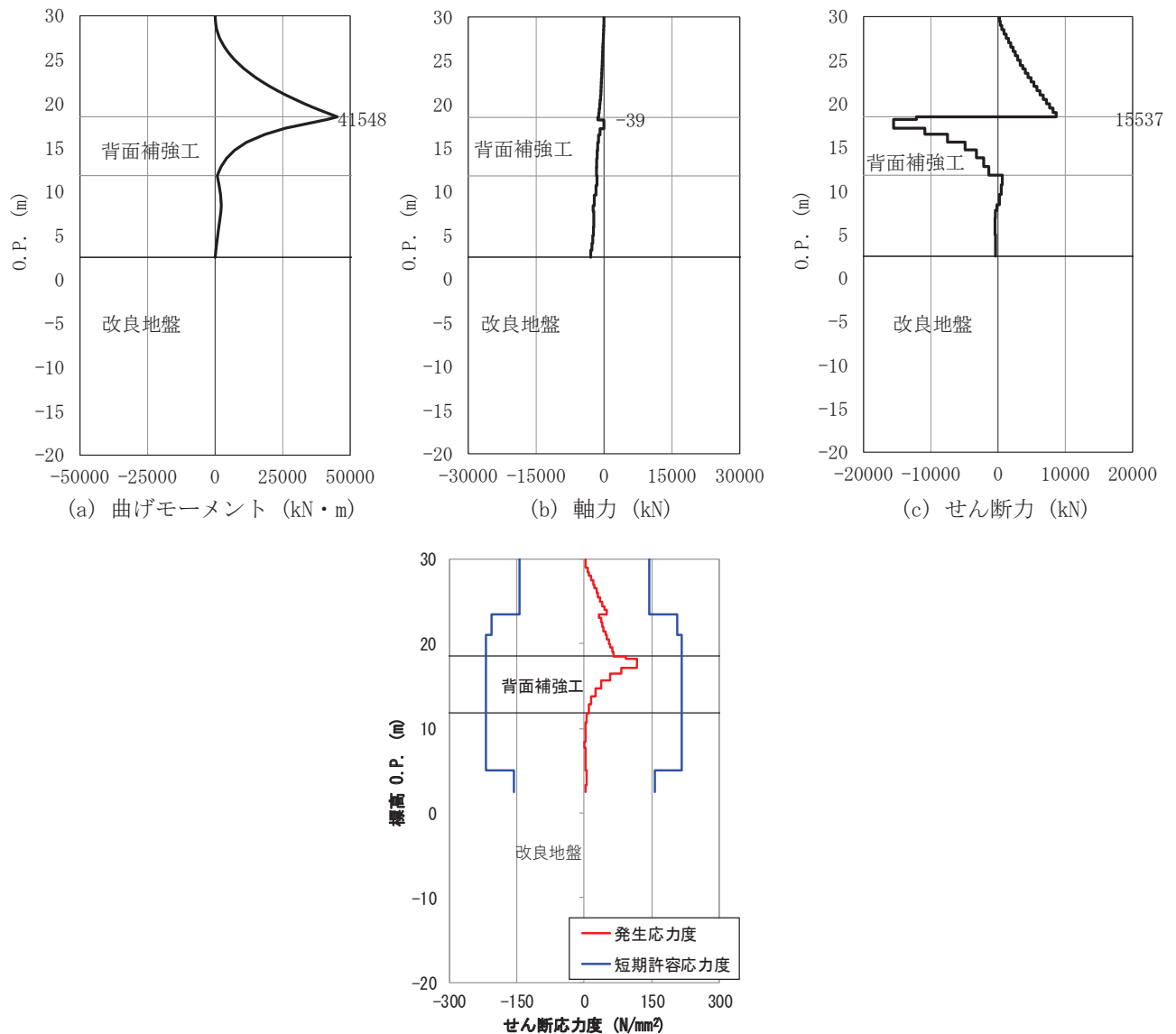


図 3-26 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力

(断面①，短杭，S d - D 2（-+），t=17.47s)

表 3-27 背面補強工のすべり安全率（断面①， S d - D 2（-+））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	17.48	11.0
	②*	17.47	11.0
	③*	17.49	11.9
短杭	①	17.48	9.2

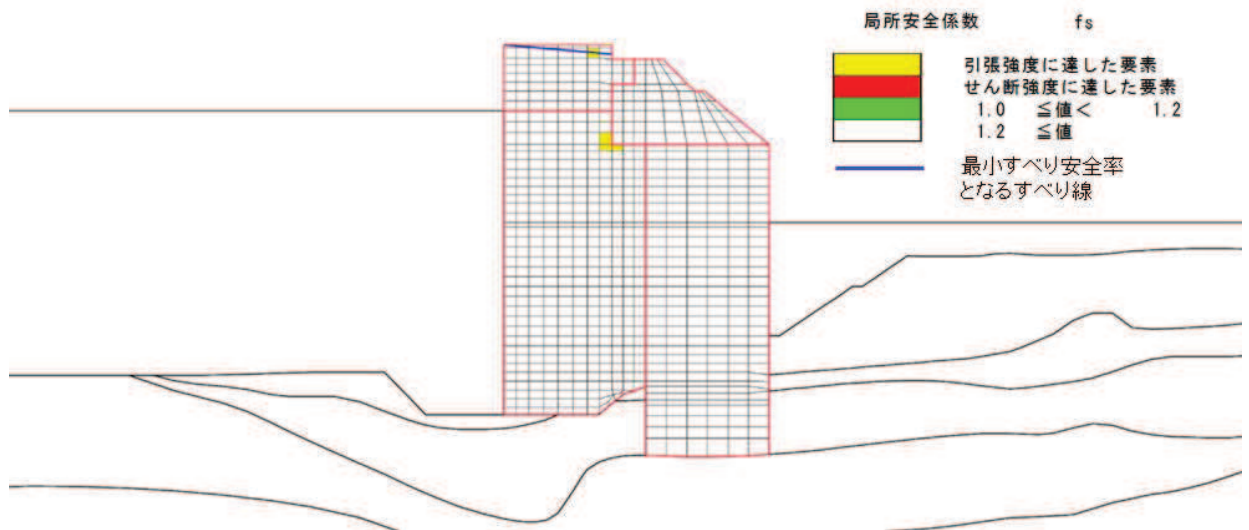


図 3-27 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面①，短杭）

表 3-28 置換コンクリートのすべり安全率（断面①， S d - D 2（-+））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	13.20	15.1
	②*	25.55	14.1
	③*	25.32	15.6
短杭	①	13.20	15.2



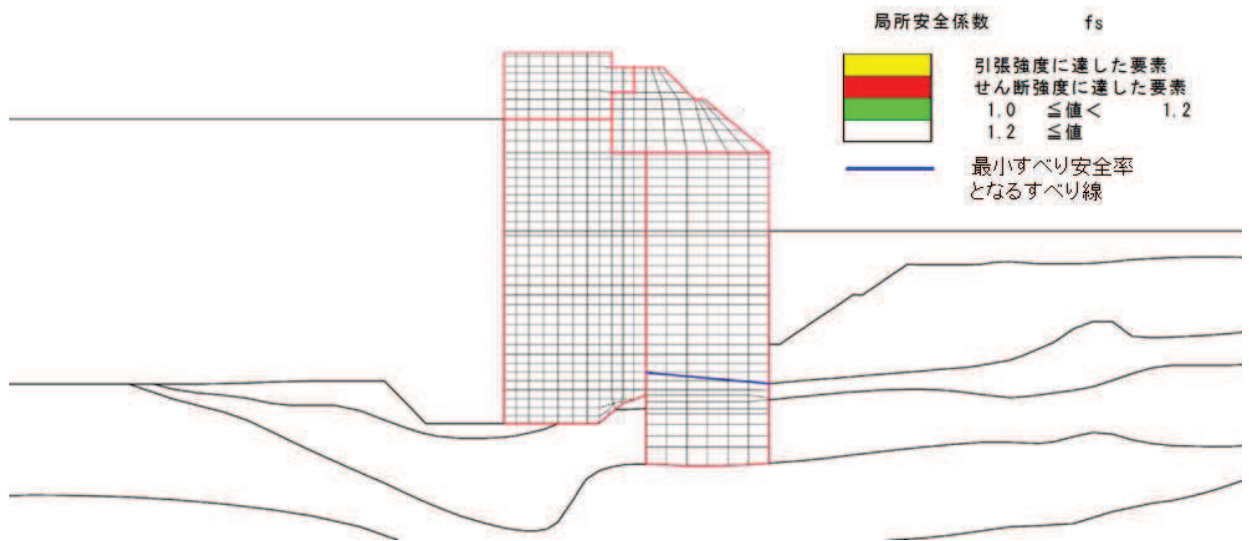


図 3-28 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭)

表 3-29 改良地盤のすべり安全率 (断面①, S d - D 2 ( - + ) )

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	12.93	2.6
	②*	12.93	2.5
	③*	25.79	2.9
短杭	①	12.93	2.5

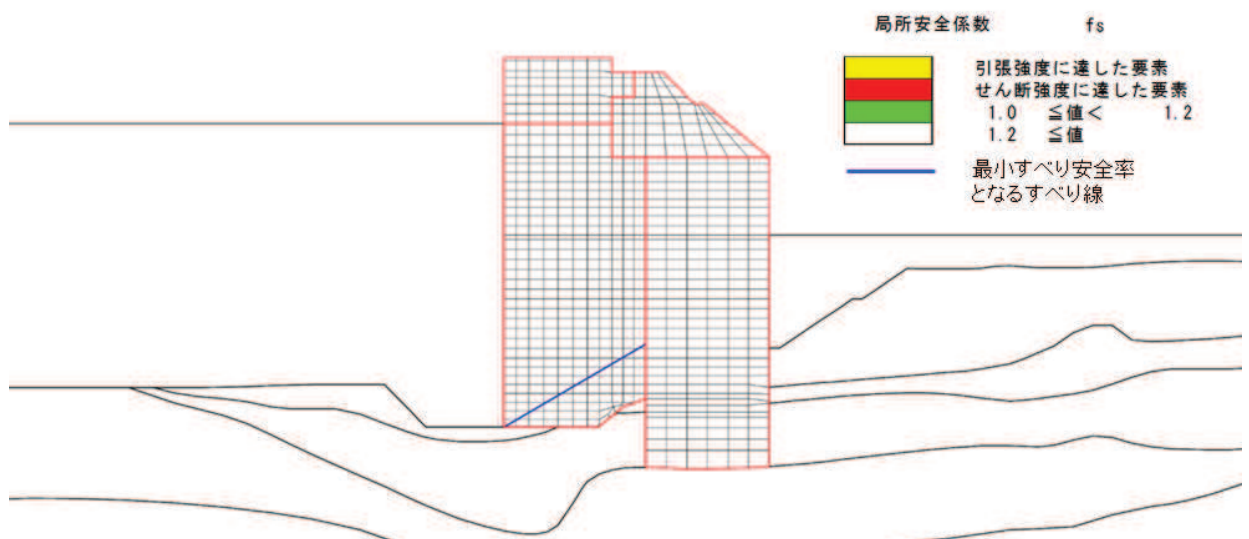


図 3-29 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭)

表 3-30 セメント改良土のすべり安全率（断面①， S d - D 2（-+））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	24.99	48.2
	②*	25.55	56.7
	③*	30.05	52.2
短杭	①	24.99	54.7

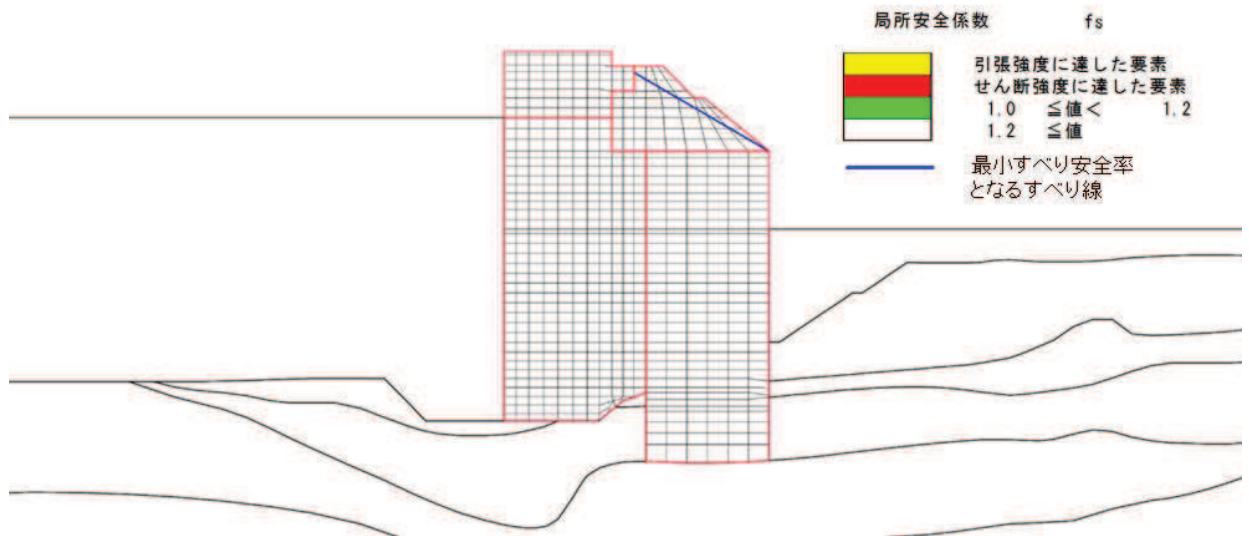


図 3-30 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布（断面①，短杭）

表 3-31(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(鋼管杭, 断面①, S d - D 2 ( - + ) )

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	2.7	11.4	0.24
	②*	2.5	11.4	0.22
	③*	3.0	11.4	0.27
短杭	①	0.8	4.4	0.19

表 3-31(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(背面補強工, 断面①, S d - D 2 ( - + ) )

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.1	4.4	0.25
	②*	1.1	4.4	0.25
	③*	1.1	4.4	0.25
短杭	①	1.1	4.4	0.25

表 3-31(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(置換コンクリート, 断面①, S d - D 2 ( - + ) )

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.7	11.4	0.15
	②*	1.8	11.4	0.16
	③*	1.7	11.4	0.15
短杭	①	1.7	11.4	0.15

(2) 断面②

断面②の短杭の影響評価結果を表 3-32～表 3-38 及び図 3-31～図 3-36 に示す。

表 3-32 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②， S d - D 2（++））

解析ケース		杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	C	44856	1136	285	382	0.75
	②*	C	45234	1095	288	382	0.76
	③*	C	43416	1095	276	382	0.73
短杭	①	C	44873	1143	285	382	0.75

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

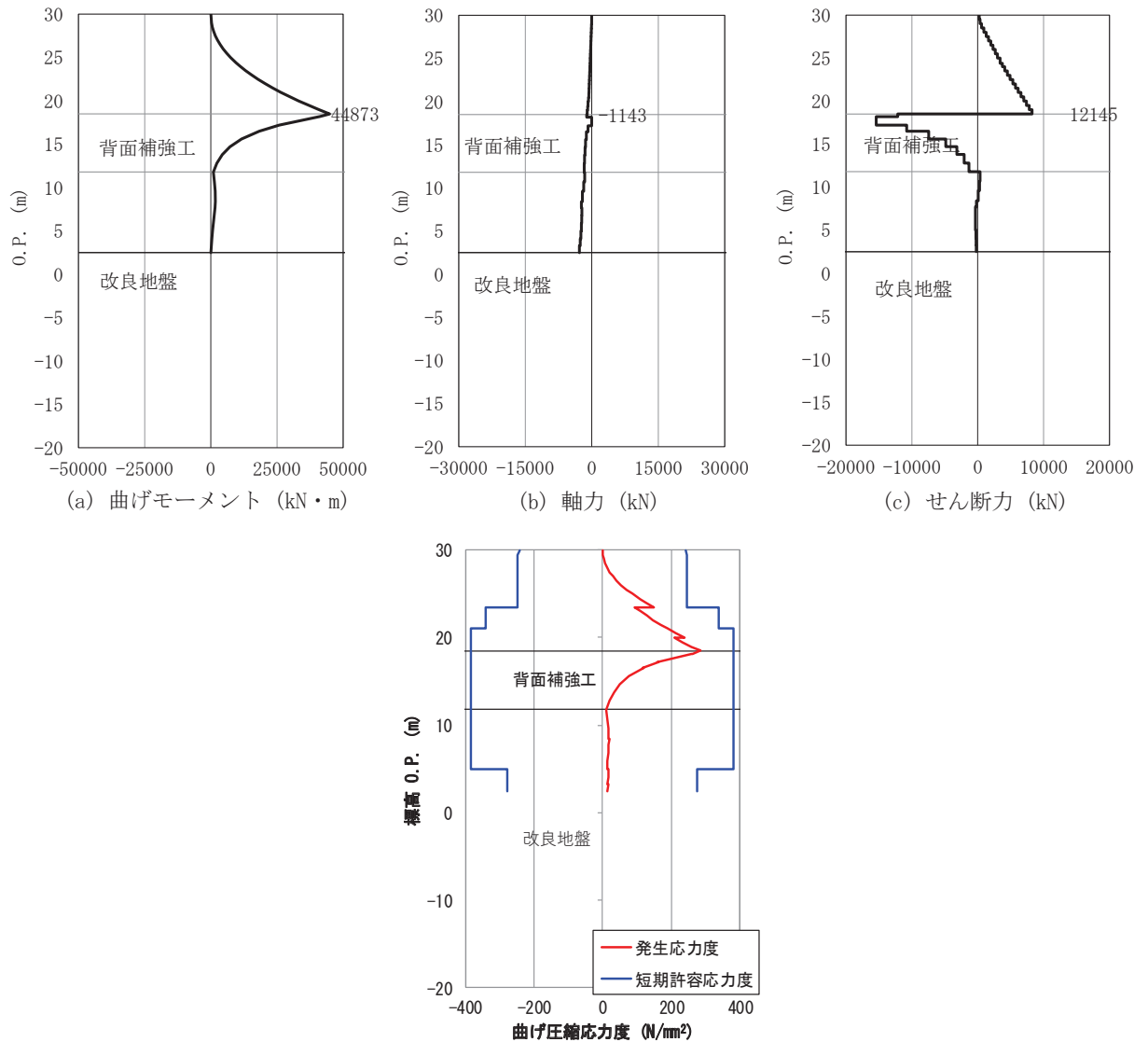


図 3-31 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度（断面②，短杭， S d - D 2（++）， t=6.93s）

表 3-33 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， S d - D 2（++））

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$	
				$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
長杭	①*	C	13476	103	217	0.48
	②*	C	13590	104	217	0.48
	③*	C	13023	99	217	0.46
短杭	①	C	15413	118	217	0.55

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

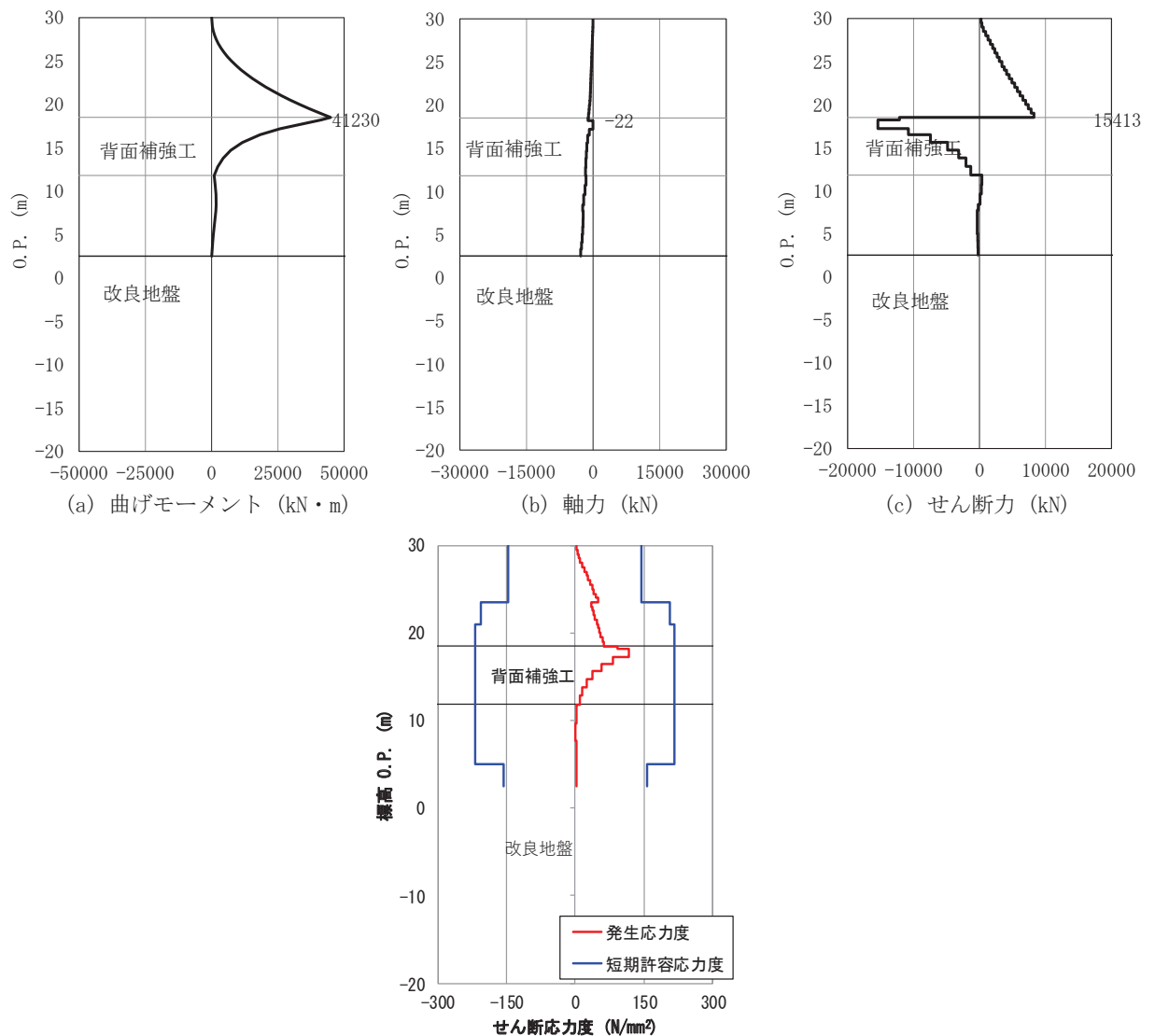


図 3-32 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面②，短杭， S d - D 2（++）， t=6.93s)

表 3-34 背面補強工のすべり安全率（断面②， S d - D 2（++））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.17	11.4
	②*	6.93	11.3
	③*	25.19	11.6
短杭	①	6.93	9.6

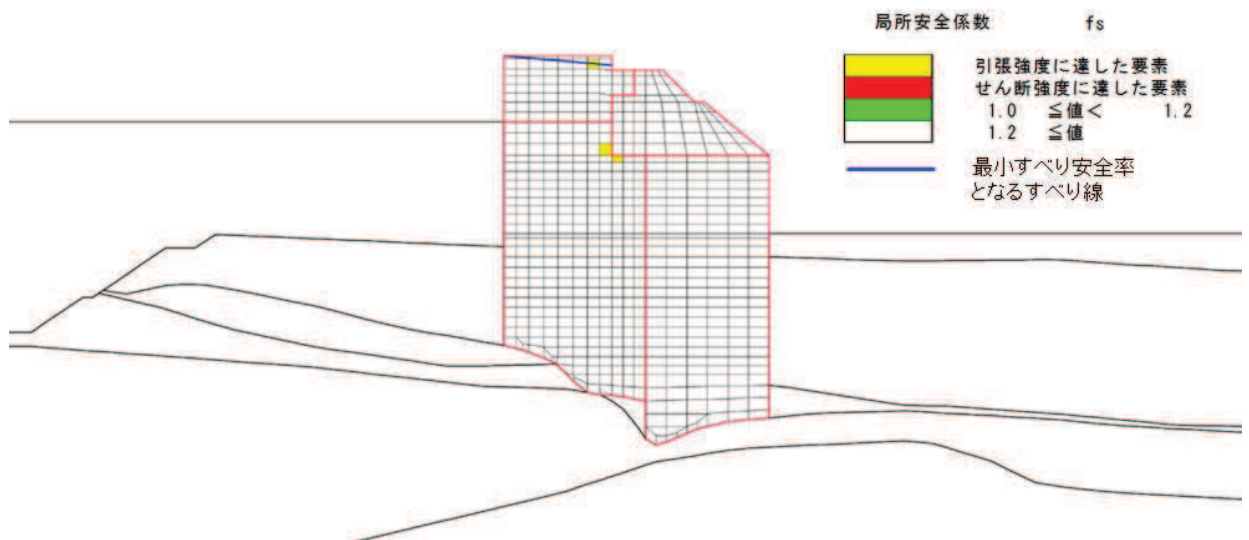


図 3-33 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面②， 短杭， S d - D 2（++） ， t=6.93s）

表 3-35 置換コンクリートのすべり安全率（断面②， S d - D 2（++））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	12.91	13.1
	②*	25.31	13.5
	③*	12.92	12.6
短杭	①	12.91	13.0

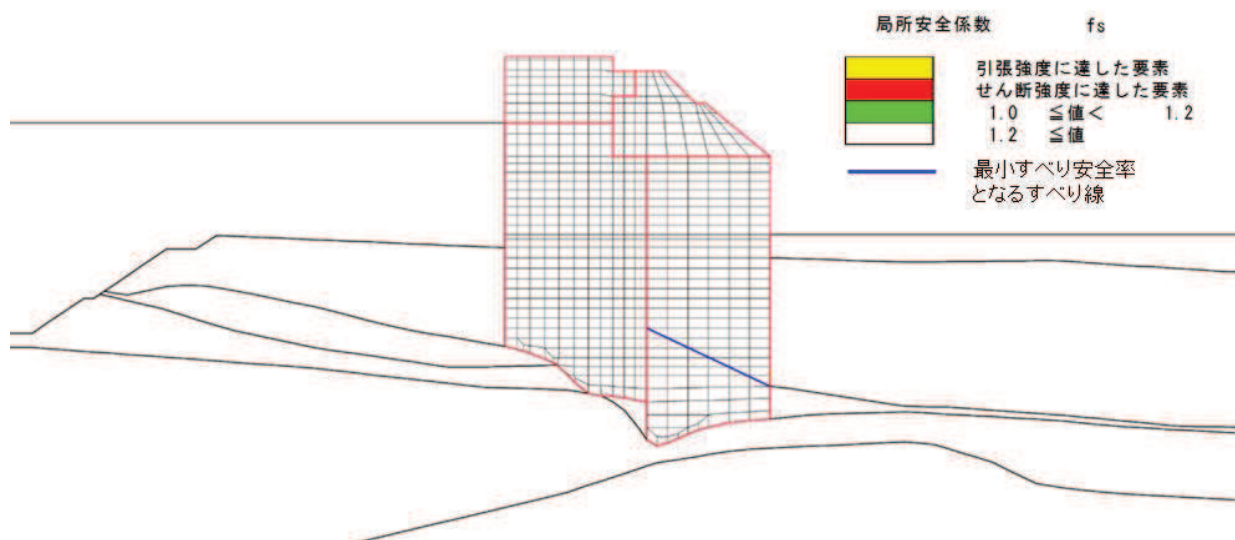


図 3-34 置換コンクリート工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭, S d - D 2 ( + + ) , t=12.91s)

表 3-36 改良地盤のすべり安全率 (断面②, S d - D 2 ( + + ) )

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.45	3.0
	②*	25.44	2.9
	③*	25.49	3.0
短杭	①	25.45	2.9

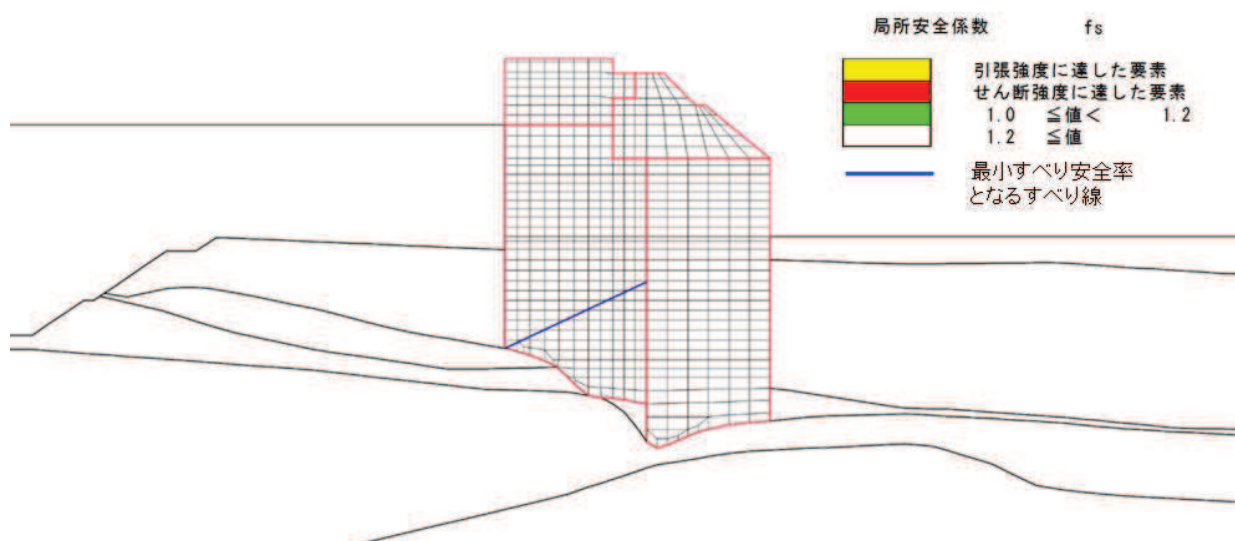


図 3-35 置換コンクリート工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭, S d - D 2 ( + + ) , t=25.45s)

表 3-37 セメント改良土のすべり安全率（断面②， S d - D 2（++））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.25	29.5
	②*	25.24	46.4
	③*	25.27	15.1
短杭	①	25.25	32.8

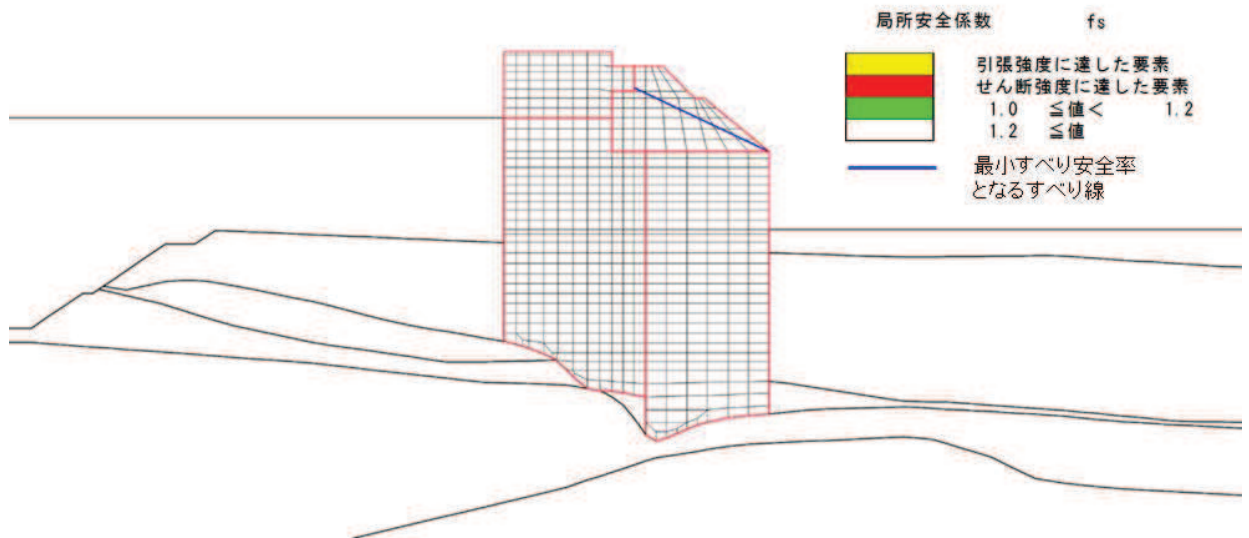


図 3-36 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面②，短杭， S d - D 2（++）， t=25.25s）

表 3-38(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
（鋼管杭，断面②， S d - D 2（++））

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.0	11.4	0.09
	②*	1.0	11.4	0.09
	③*	1.1	11.4	0.10
短杭	①	0.9	4.4	0.21



表 3-38(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(背面補強工, 断面②, S d - D 2 (++) )

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.1	4.4	0.25
	②*	1.1	4.4	0.25
	③*	1.1	4.4	0.25
短杭	①	1.1	4.4	0.25

表 3-38(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(置換コンクリート, 断面②, S d - D 2 (++) )

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.6	11.4	0.15
	②*	1.5	11.4	0.14
	③*	1.6	11.4	0.15
短杭	①	1.6	11.4	0.15

(3) 断面③

断面③の短杭の影響評価結果を表 3-39～表 3-45 及び図 3-37～図 3-42 に示す。

表 3-39 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面③, S d - D 2 (-+))

解析 ケース		杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
長杭	①*	C	44733	1208	285	382	0.75
	②*	C	45437	828	288	382	0.76
	③*	C	44683	1318	285	382	0.75
短杭	①	C	44172	1285	282	382	0.74

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

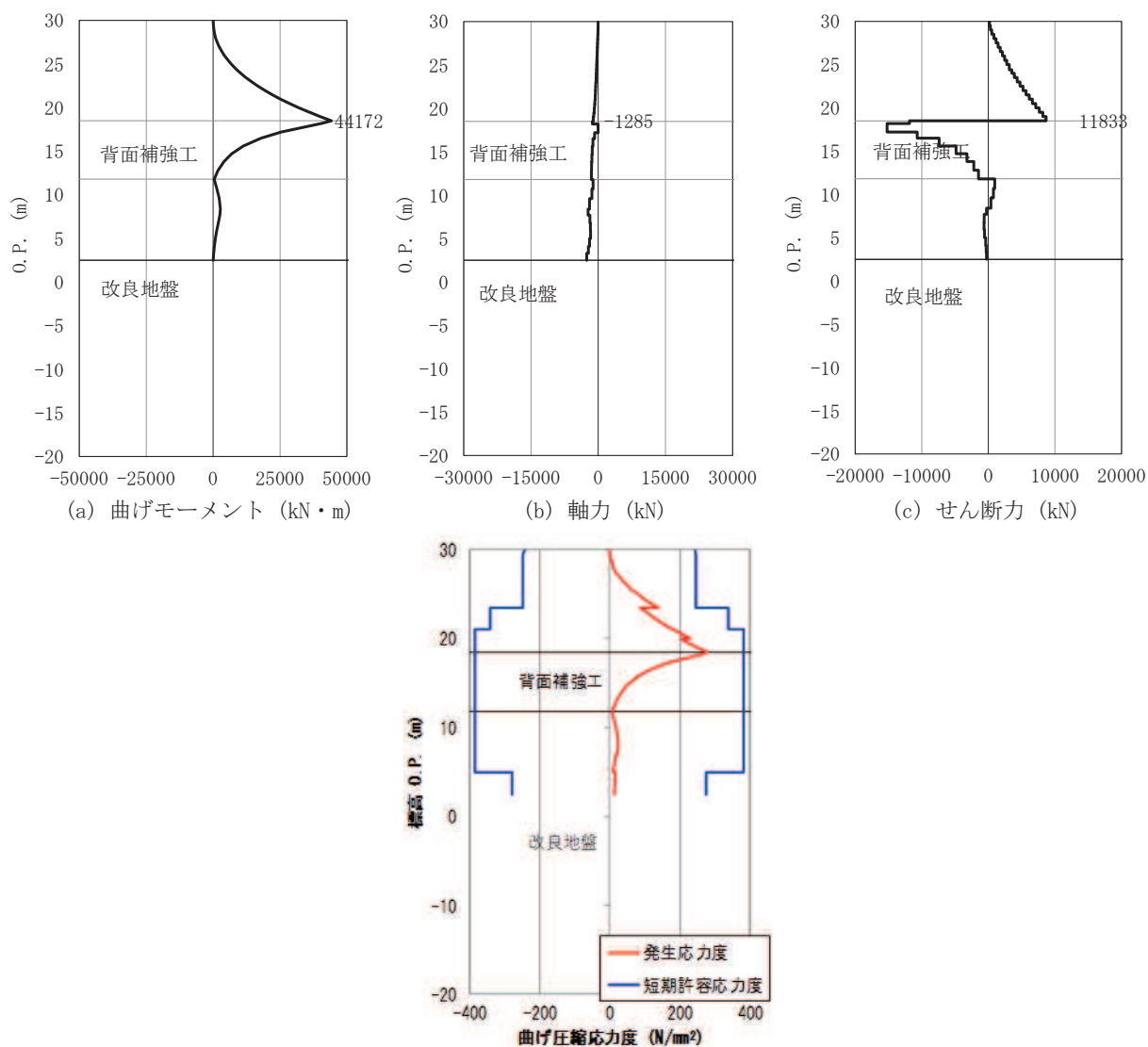


図 3-37 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面③, 短杭, S d - D 2 ( - + ) , t=13.58s)

表 3-40 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③, S d - D 2 ( - + ) )

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$	
				$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
長杭	①*	C	13466	103	217	0.48
	②*	C	13661	104	217	0.48
	③*	C	13447	103	217	0.48
短杭	①	C	15214	116	217	0.54

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

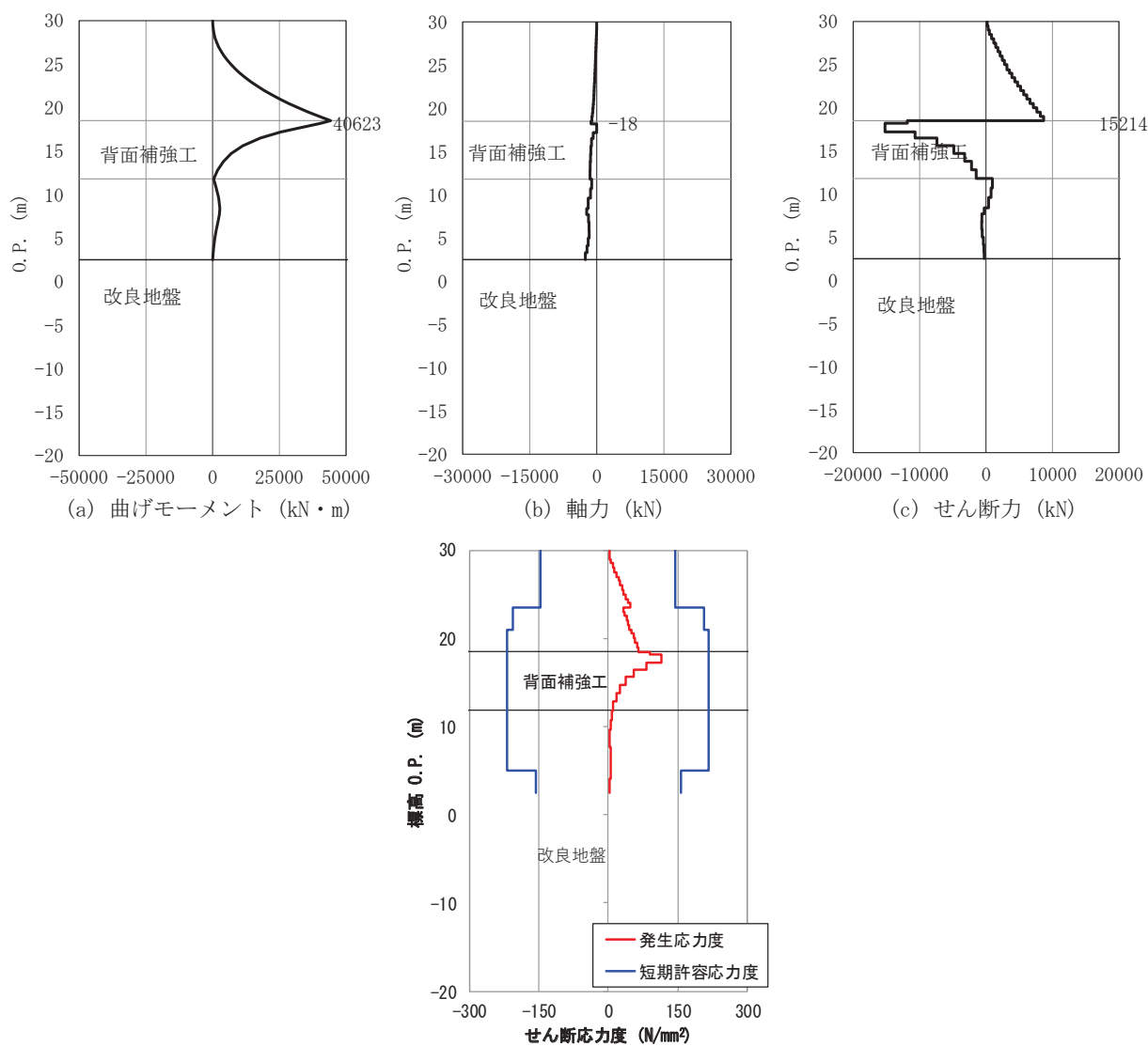


図 3-38 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面③, 短杭, S d - D 2 (++) , t=13.58s)

表 3-41 背面補強工のすべり安全率 (断面③, S d - D 2 (-+))

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	13.58
	②*	13.57
	③*	13.58
短杭	①	13.58
		9.2

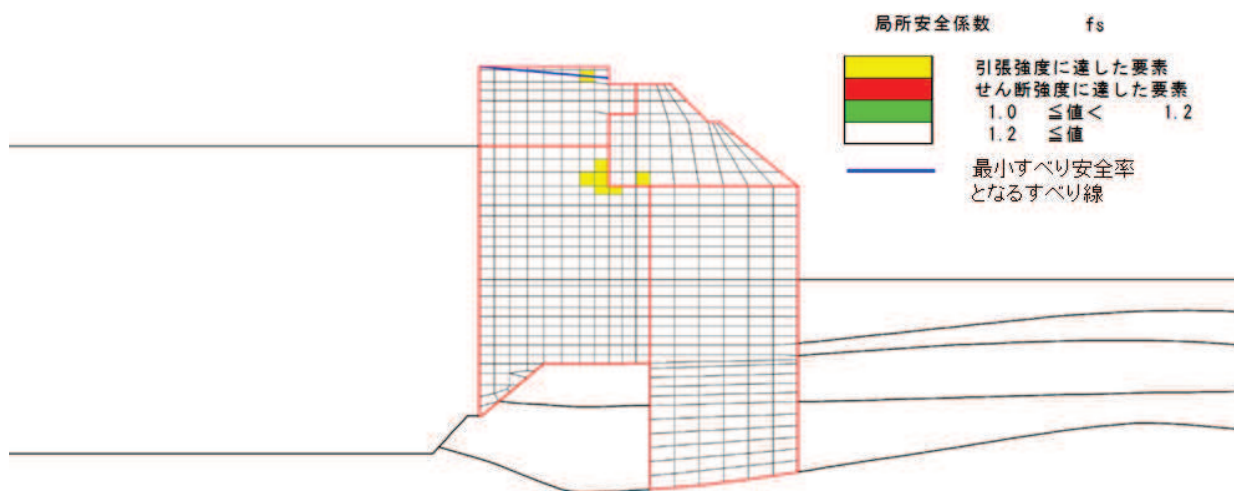


図 3-39 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭, S d - D 2 ( ++ ) , t=13.58s)

表 3-42 置換コンクリートのすべり安全率 (断面③, S d - D 2 ( - + ) )

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	12.92	12.2
	②*	12.92	12.2
	③*	25.30	12.5
短杭	①	12.91	11.6

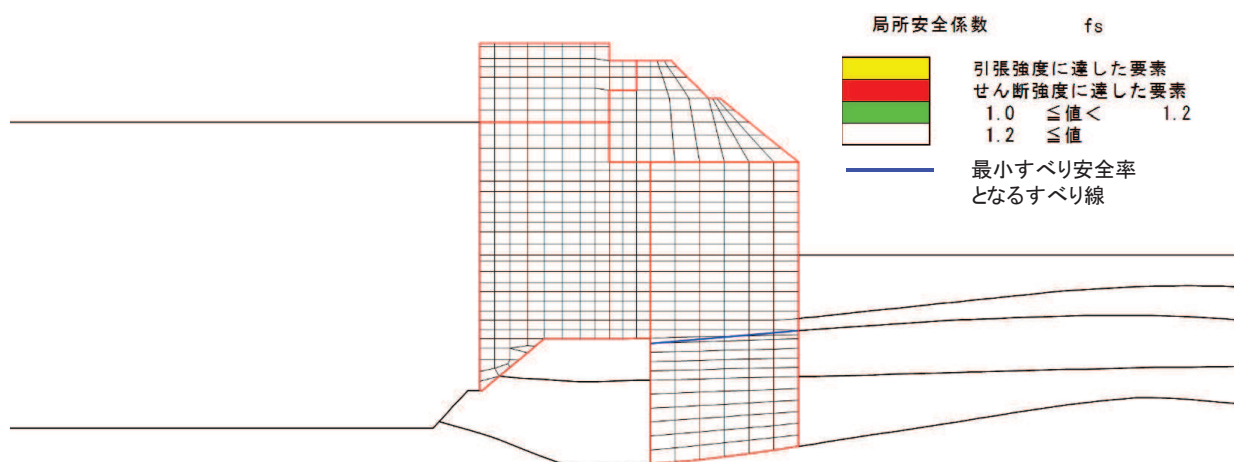


図 3-40 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭, S d - D 2 ( ++ ) , t=12.91s)

表 3-43 改良地盤のすべり安全率（断面③， S d - D 2（-+））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	12.93	2.8
	②*	12.92	2.7
	③*	12.93	3.3
短杭	①	12.93	2.7

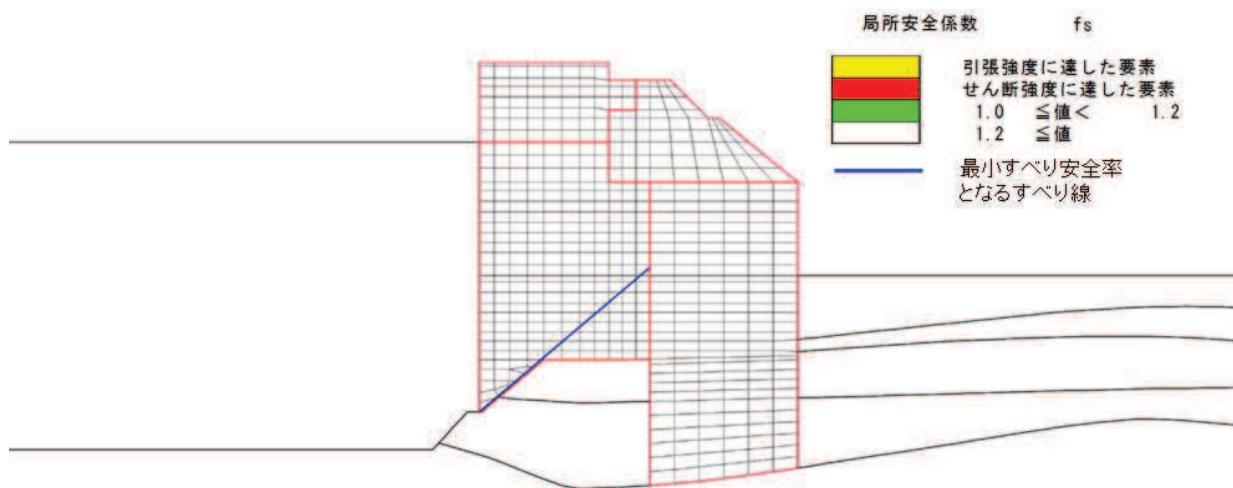


図 3-41 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面③，短杭， S d - D 2（++）， t=12.93s）

表 3-44 セメント改良土のすべり安全率（断面③， S d - D 2（-+））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.53	32.2
	②*	25.52	38.3
	③*	13.46	22.0
短杭	①	25.50	66.6

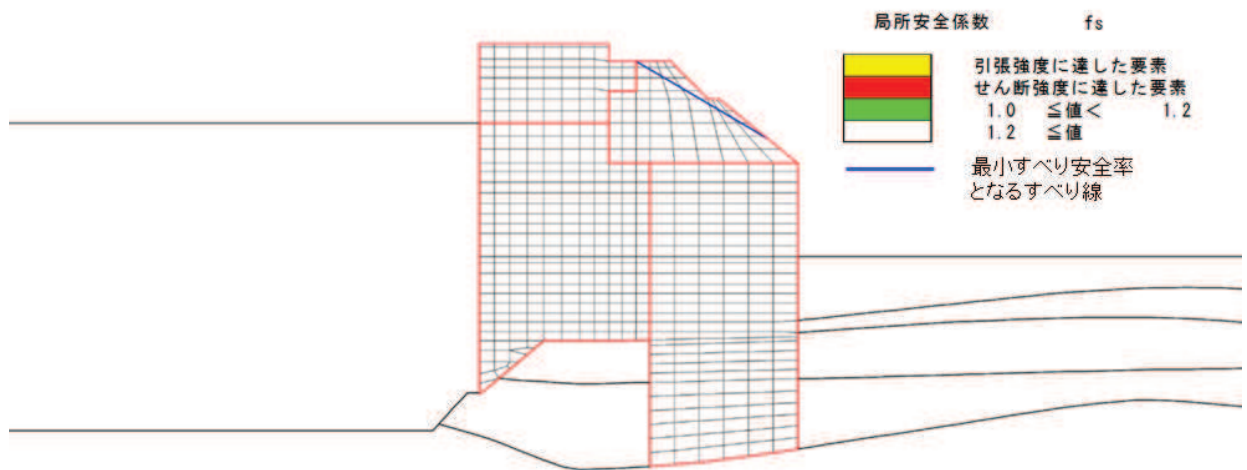


図 3-42 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭, S d - D 2 (++) , t=25.50s)

表 3-45(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(鋼管杭, 断面③, S d - D 2 (-+))

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{u a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a / R_{u a}$
長杭	①*	2.0	13.7	0.15
	②*	1.7	13.7	0.13
	③*	2.4	13.7	0.18
短杭	①	0.9	4.4	0.21

表 3-45(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(背面補強工, 断面③, S d - D 2 (-+))

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{u a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a / R_{u a}$
長杭	①*	1.1	4.4	0.25
	②*	1.1	4.4	0.25
	③*	1.1	4.4	0.25
短杭	①	1.1	4.4	0.25

表 3-45(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
 (置換コンクリート, 断面③, S d - D 2 (-+))

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	2.0	13.7	0.15
	②*	1.9	13.7	0.14
	③*	2.0	13.7	0.15
短杭	①	2.2	13.7	0.17

(4) 断面④

断面④の短杭の影響評価結果を表 3-46～表 3-52 及び図 3-43～図 3-48 に示す。

表 3-46 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面④， S d - D 2（-））

解析 ケース	杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力	短期許容応力	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
長杭	①*	836	11475	69	277	0.25
	②*	678	9618	58	277	0.21
	③*	1153	14401	88	277	0.32
短杭	①	286	4479	27	277	0.10

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

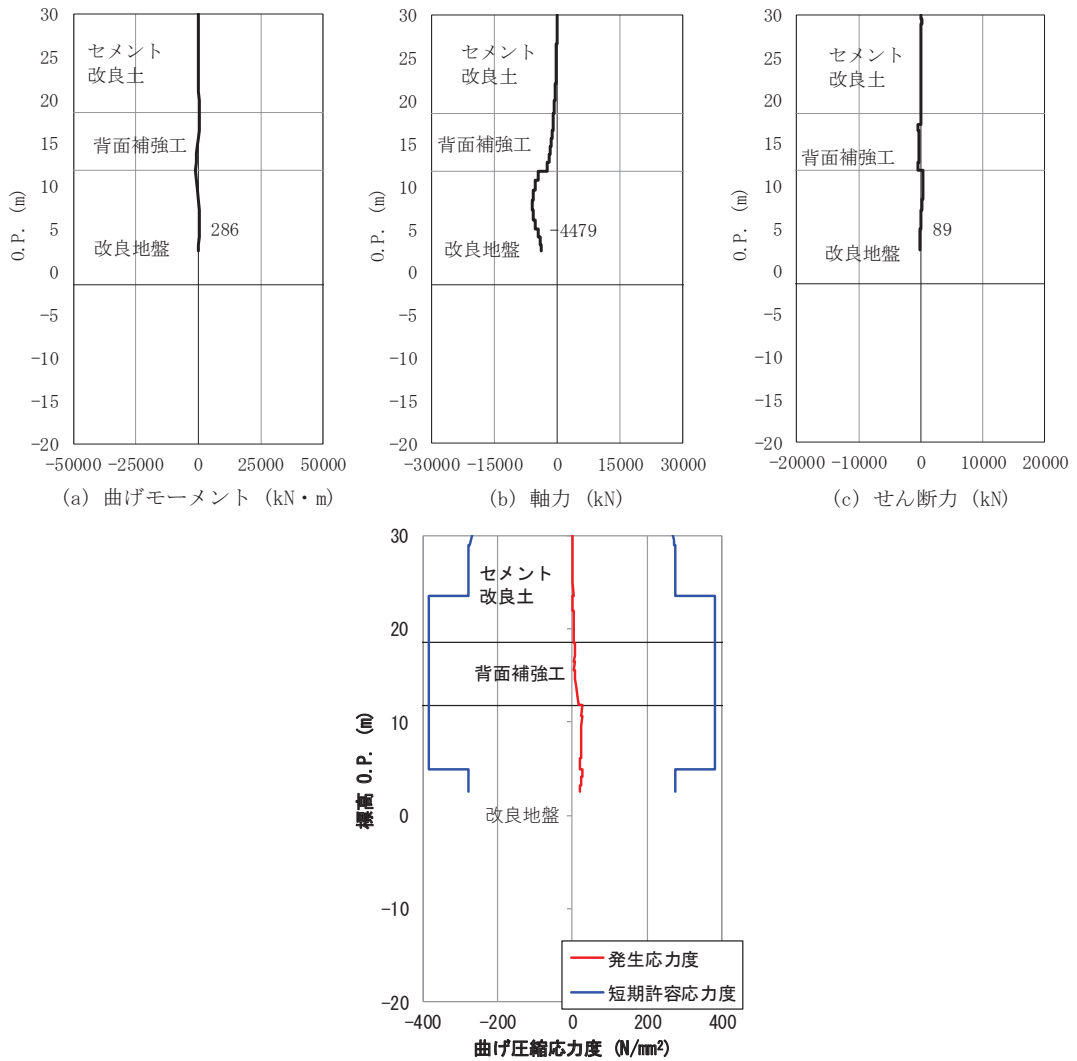


図 3-43 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度（断面④，短杭）



表 3-47 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面④， S d - D 2（--））

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度	照査値
				$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_s / \tau_{sa}$ a
長杭	①*	1357	11	157	0.08
	②*	2531	9	157	0.06
	③*	1358	14	157	0.09
短杭	①	1353	6	217	0.03

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

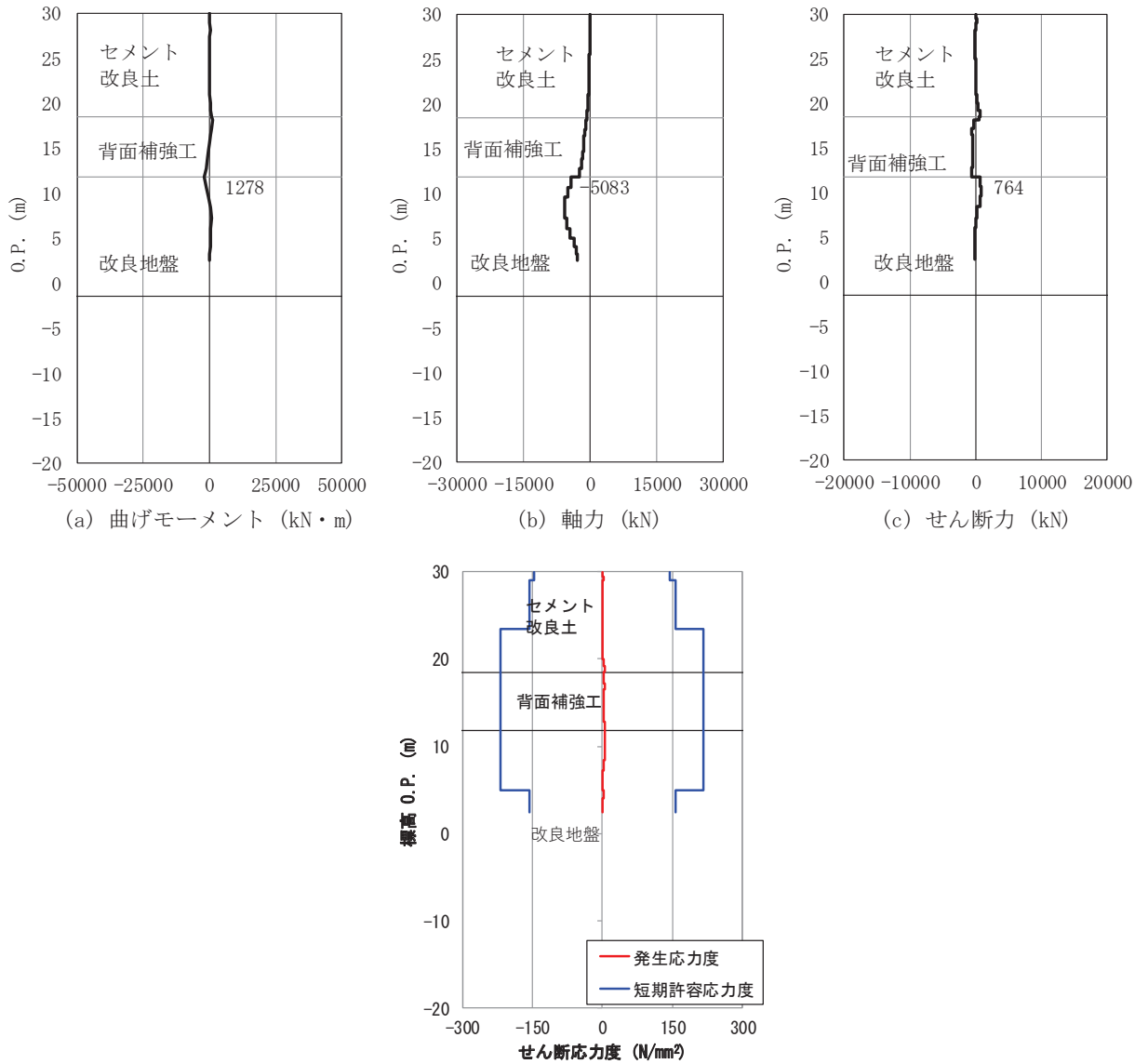


図 3-44 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度（断面④，短杭）

表 3-48 背面補強工のすべり安全率（断面④， S d - D 2 ( - - ) ）

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	13.53	14.3
	②*	13.52	14.6
	③*	13.55	14.1
短杭	①	13.53	14.3

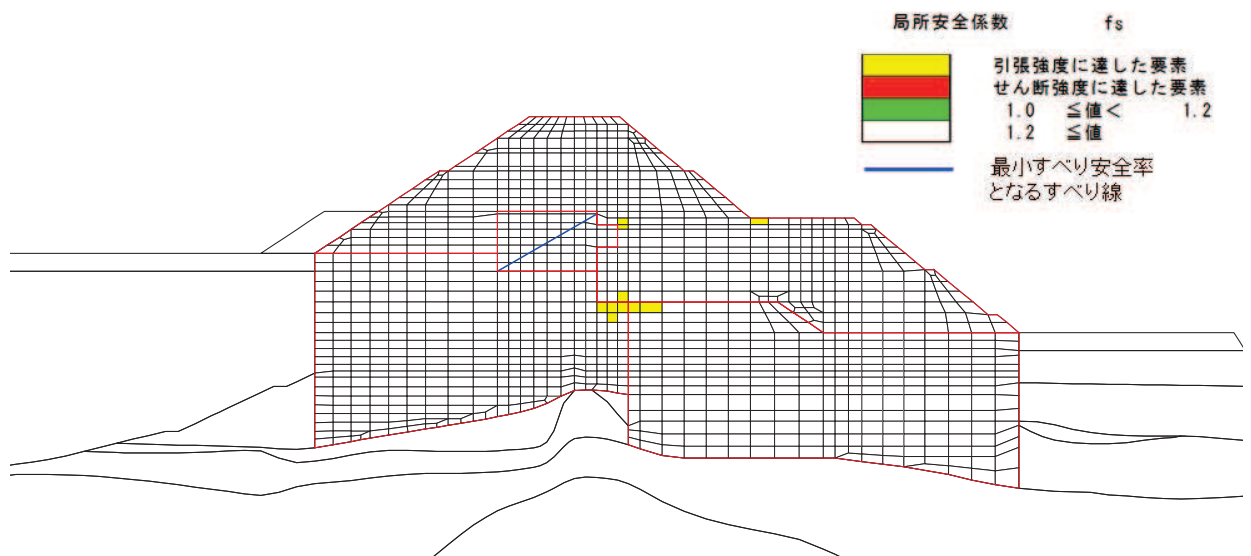


図 3-45 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④， 短杭， S d - D 2 ( - - ) ， t=13.53s)

表 3-49 置換コンクリートのすべり安全率（断面④， S d - D 2 ( - - ) ）

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	13.55	12.6
	②*	13.54	12.7
	③*	13.55	12.4
短杭	①	13.55	12.8

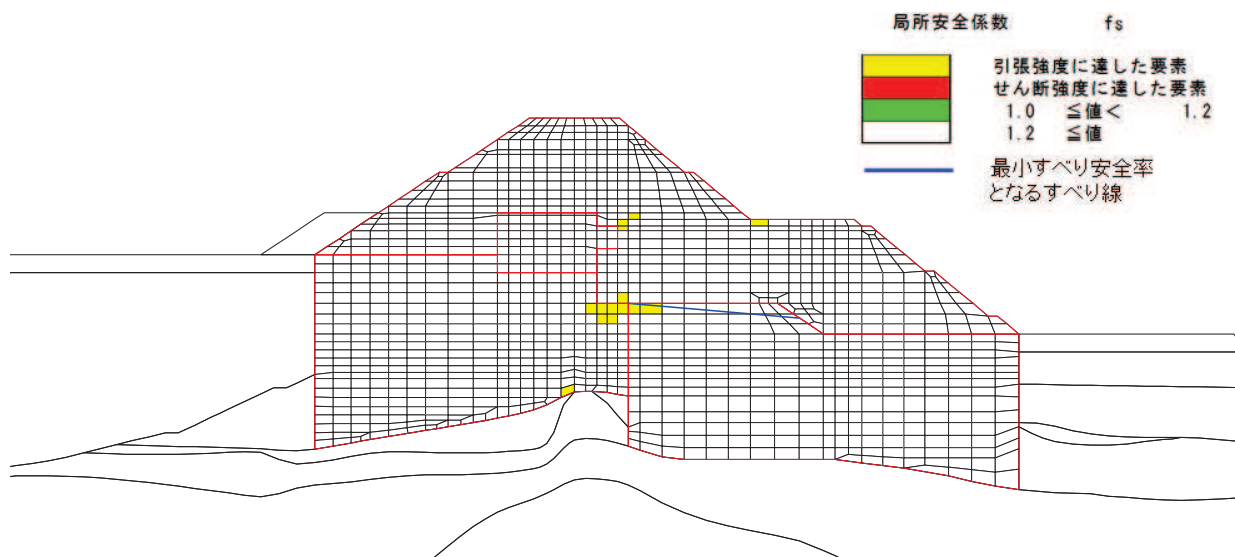


図 3-46 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭, S d - D 2 ( - - ) , t=13.55s)

表 3-50 改良地盤のすべり安全率 (断面④, S d - D 2 ( - - ) )

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	13.57	4.2
	②*	13.57	4.2
	③*	13.57	4.1
短杭	①	13.57	4.3

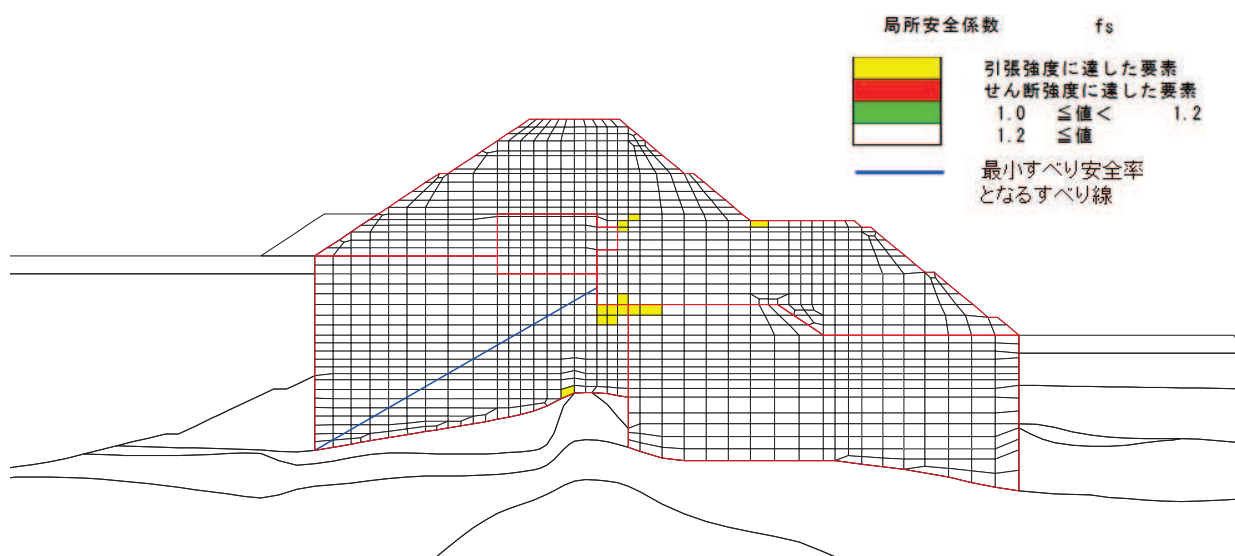


図 3-47 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭, S d - D 2 ( - - ) , t=13.57s)

表 3-51 セメント改良土のすべり安全率（断面④， S d - D 2（ - ））

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
長杭	①*	25.49	7.0
	②*	25.47	7.6
	③*	25.50	6.9
短杭	①	25.49	7.0

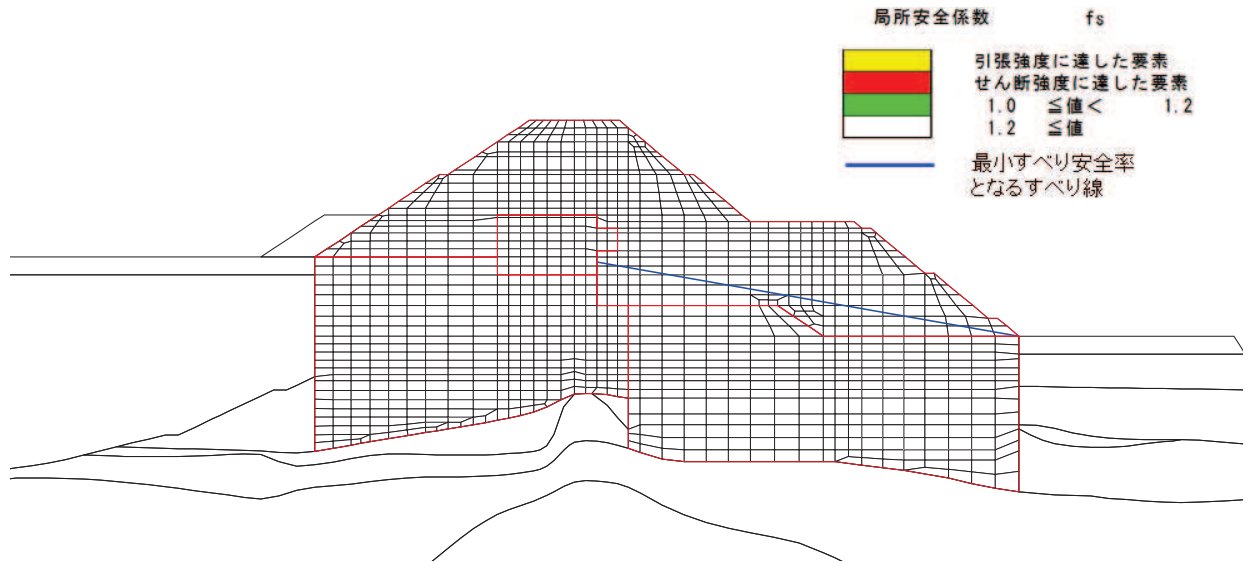


図 3-48 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布（断面④，短杭， S d - D 2（ - ） ，  $t=25.49s$ ）

表 3-52(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭，断面④， S d - D 2（ - ））

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a / R_{ua}$
長杭	①*	2.4	11.4	0.22
	②*	2.0	11.4	0.18
	③*	3.0	11.4	0.27
短杭	①	0.9	4.4	0.21

表 3-52(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(背面補強工, 断面④, S d - D 2 ( - - ) )

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a / R_{ua}$
長杭	①*	1.3	4.4	0.30
	②*	1.3	4.4	0.30
	③*	1.2	4.4	0.28
短杭	①	1.2	4.4	0.28

表 3-52(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(置換コンクリート, 断面④, S d - D 2 ( - - ) )

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a / R_{ua}$
長杭	①*	2.2	11.4	0.20
	②*	2.1	11.4	0.19
	③*	2.2	11.4	0.20
短杭	①	2.3	11.4	0.21

#### 4. まとめ

本検討の結果、短杭としてモデル化した場合、照査値が若干変動するものの、最大照査値（鋼管杭の曲げ圧縮照査）に与える影響は小さく、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の成立性に対する影響は無いことを確認した。

(参考資料 2) 津波荷重，余震荷重及び衝突荷重を組合せる場合と津波時及び重畳時の比較について

#### 1. 概要

津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せ（以下「重畳時 2」という。）については，「5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて」に示すように，それぞれの荷重が同時に作用する可能性は小さいと考えられるが，安全側の評価を行う観点から，これらの組合せを考慮する方針としているが，重畳時 2 の荷重及び断面力は，津波時又は重畳時に包絡されることが確認されたため，重畳時 2 による強度評価は実施しない。

本参考資料では，津波時，重畳時及び重畳時 2 の荷重及び断面力を比較した結果から，重畳時 2 が津波時又は重畳時に包絡されることを示すものである。

## 2. 荷重の組合せについて

重畳時2で考慮する津波荷重，余震荷重及び衝突荷重は，それぞれの最大荷重の継続時間は短時間であり，同時に作用する可能性は非常に小さいことから，各荷重の最大荷重どうしの組合せは考慮せず，津波により浸水している状態で余震が発生することを想定し，津波荷重は入力津波による浸水深さに応じた静水圧とする。なお，津波により浸水している状態においては，衝突荷重についても最大流速で衝突する可能性が小さいと考えられるが，十分な余裕を有した設定とするために，最大流速での衝突荷重を考慮する。

津波時，重畳時及び重畳時2の荷重の組合せの考え方を表2-1に示す。

表 2-1 荷重の組合せの考え方

事象	組合せ	津波荷重	余震荷重	衝突荷重	備考
津波時	津波荷重 +衝突荷重	波圧 (最大波高)	—	衝突荷重 (最大流速)	最大荷重どうしの 組合せ
重畳時	津波荷重 +余震荷重	波圧 (最大波高)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	—	最大荷重どうしの 組合せ
重畳時 2	津波荷重 +余震荷重 +衝突荷重	静水圧 (最大浸水深さ)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	衝突荷重 (最大流速)	津波により浸水し ている状態での余 震を想定

### 3. 比較対象部位について

津波時、重畳時及び重畳時2の荷重及び断面力を比較する部位については、津波荷重、余震荷重及び衝突荷重による影響が大きい鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工を選定する。

鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図3-1に示す。

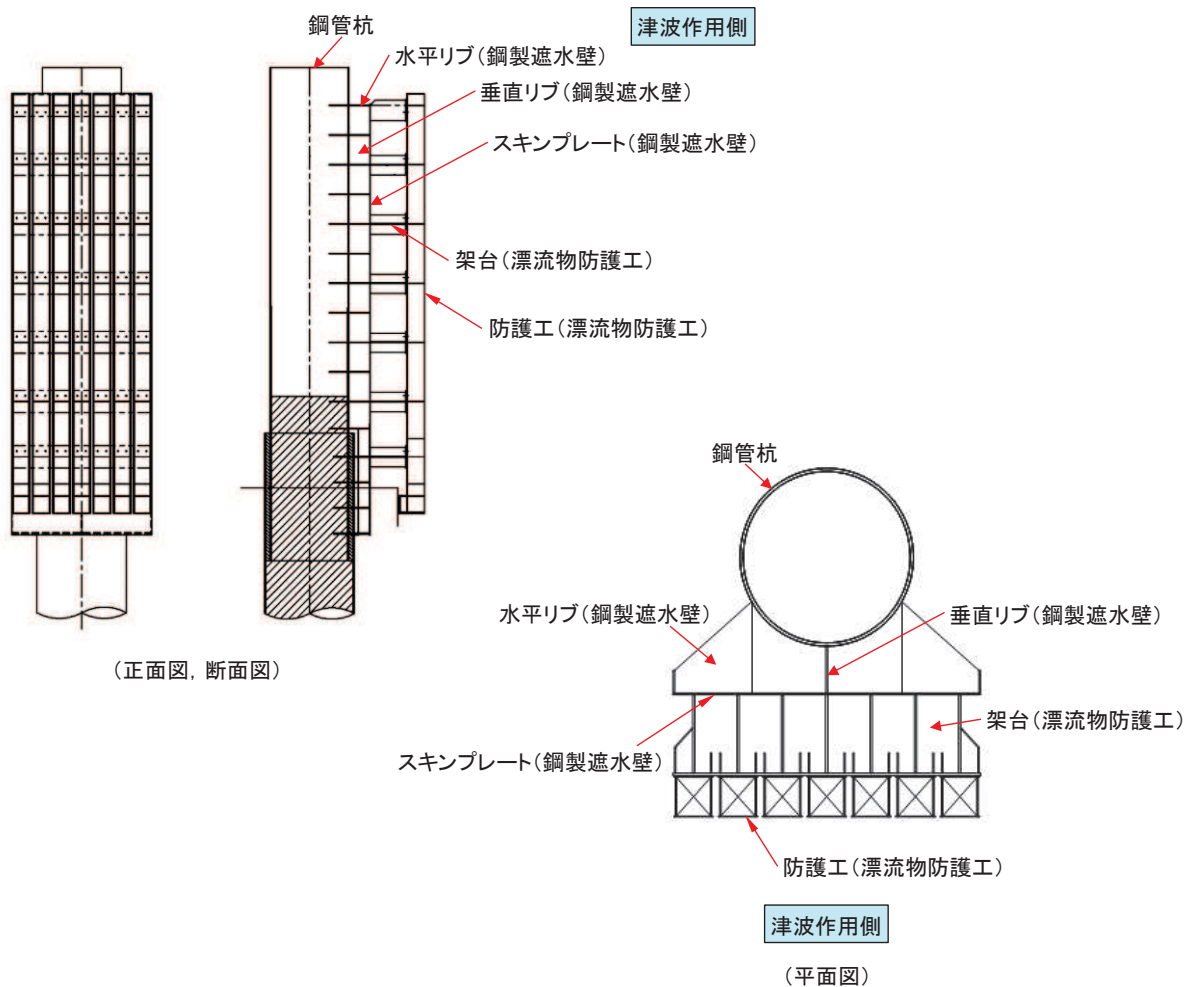


図3-1 鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図



4. 重畳時 2 と比較する事象の選定について

重畳時 2 と比較する事象については、「4. 評価結果」から鋼管杭，鋼製遮水壁及び漂流物防護工に厳しい評価となる事象（津波時又は重畳時）を表 4-1 のとおり選定した。

表 4-1 重畳時 2 と比較する事象

比較対象部位	重畳時 2 と比較する事象
鋼管杭	<p>鋼管杭は、「4. 評価結果」から最も厳しい照査値となるのは重畳時であることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては重畳時を選定する。なお、重畳時と重畳時 2 は、余震荷重が同じであるため、津波荷重及び衝突荷重を用いた比較を行う。</p>
鋼製遮水壁 及び 漂流物防護工	<p>鋼製遮水壁の水平リブ，漂流物防護工の架台及び防護工は、「4. 評価結果」から津波時の方が厳しい照査値となることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては津波時を選定する。なお、津波時と重畳時 2 は、衝突荷重が同じであるため、津波荷重及び余震荷重を用いた比較を行う。</p> <p>一方、鋼製遮水壁のうちスキンプレート及び垂直リブは、「4. 評価結果」から重畳時の方が厳しい照査値となることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては重畳時を選定するが、重畳時と重畳時 2 は余震荷重が同じであり、スキンプレート及び垂直リブには衝突荷重が作用しないことから、津波荷重のみの比較となる。津波荷重は、重畳時が朝倉式の 3 倍波圧，重畳時 2 が静水圧を考慮するため、重畳時の方が厳しい評価となるのは明らかであり、本検討から除外する。</p>

5. 荷重及び断面の比較方法について

5.1 鋼管杭

鋼管杭については、重畳時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）による比較を行う。

重畳時と重畳時2では余震慣性力及び動水圧が同じで、荷重として差が生じるのは津波波圧と衝突荷重であることから、津波波圧と衝突荷重を考慮する。また、鋼管杭は「4.評価結果」から重畳時は弾性範囲内にあることを確認しているため、図5-1に示す片持ちばりでモデル化し、津波波圧と衝突荷重による断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）の比較を行う。

なお、重畳時の津波荷重は朝倉式の3倍波圧を考慮し、重畳時2の津波荷重は「2.荷重の組合せについて」のとおり静水圧を考慮する。

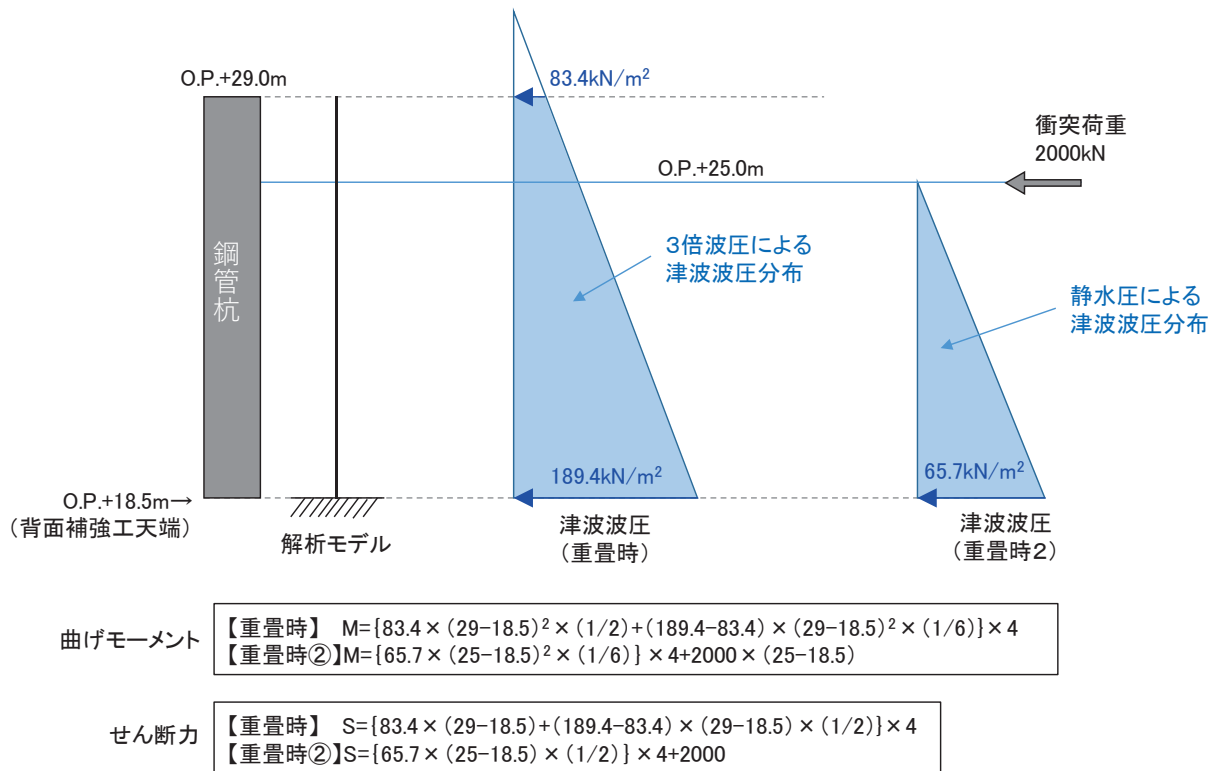


図 5-1 鋼管杭に作用する津波波圧及び衝突荷重

## 5.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工については，津波時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）による比較を行う。

津波時と重畳時2では衝突荷重が同じで，荷重として差が生じるのは津波波圧と余震荷重であることから，津波波圧と余震荷重を考慮する。また，断面力の算定方法は「3.5 評価方法」と同様とし，津波波圧と余震荷重による断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）の比較を行う。

津波時と重畳時2に作用する津波波圧の詳細を図5-2に示す。また，重畳時2で考慮する余震慣性力の設計震度及び動水圧の詳細を図5-3に示す。

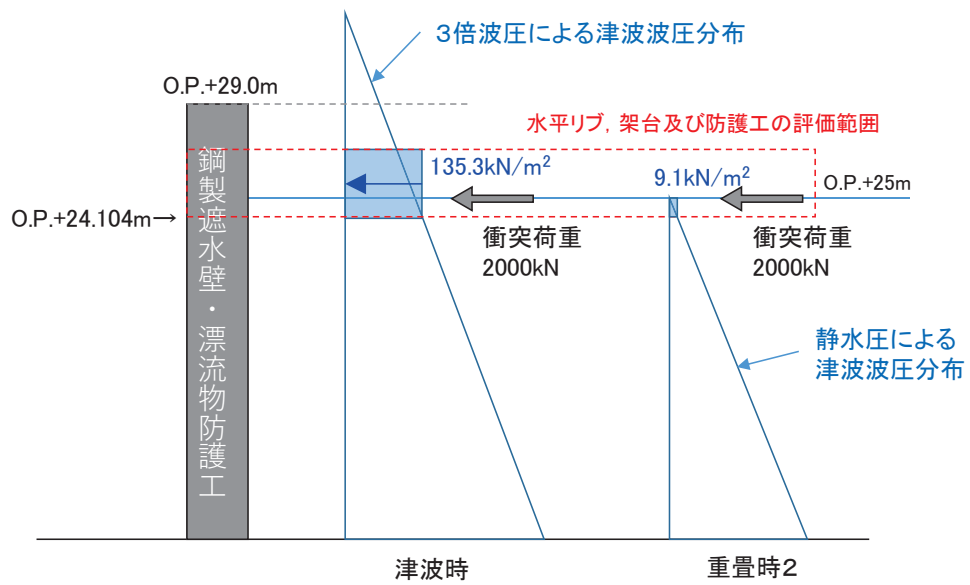


図 5-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工に作用する津波波圧

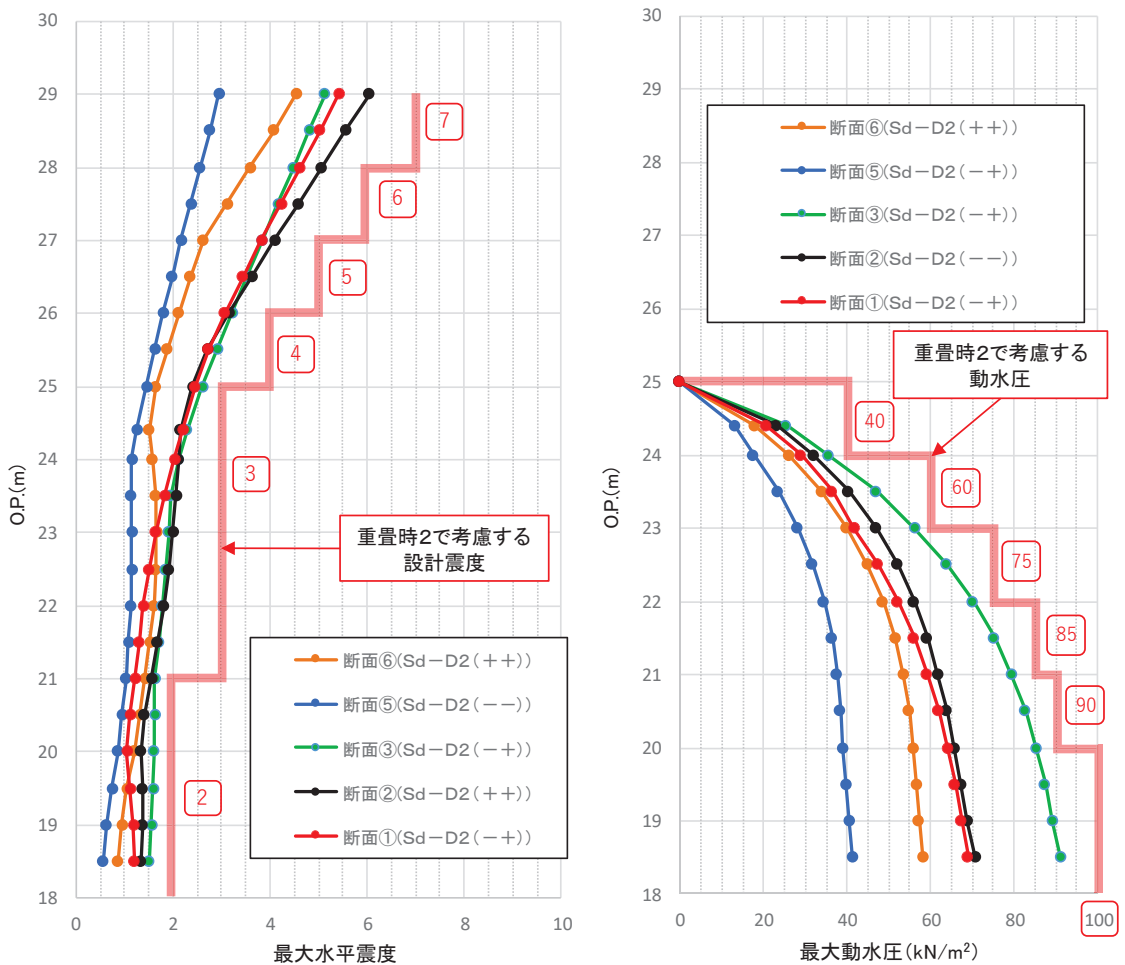


図 5-3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工で考慮する設計震度及び動水圧  
 (各評価断面での震度・動水圧が最大となる位相の地震動を図化)

## 6. 評価結果

### 6.1 鋼管杭

鋼管杭について、重畳時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメントとせん断力）を比較した結果を表6-1に示す。

この結果から、鋼管杭の重畳時2は重畳時に包絡されることを確認した。

表 6-1 鋼管杭の断面力の比較

部材	区分	0.P.+18.5mでの 津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	衝突荷重 (kN)	曲げモーメント* (kN・m)	せん断力* (kN)
鋼管杭	重畳時	189.4	0	26181	5729
	重畳時2	65.7	2000	14851	2855

注記\*：余震慣性力及び動水圧は重畳時と重畳時2で同一であることから荷重として含めず算定している。

### 6.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁の水平リブ、漂流物防護工の架台及び防護工について、津波時と重畳時2の断面力（曲げモーメント及びせん断力）を比較した結果を表6-2に示す。

なお、鋼製遮水壁のうちスキンプレート及び垂直リブは、表4-1に示したとおり重畳時2よりも重畳時の方が厳しい評価となるのは明らかである。

これらの結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の重畳時2は津波時又は重畳時に包絡されることを確認した。

表 6-2 鋼製遮水壁の水平リブ、漂流物防護工の架台及び防護工の断面力の比較

部材		区分	0.P.+24.104m での津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	余震 慣性力 (kN/m <sup>2</sup> )	動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	曲げ モーメント* (kN・m)	せん断力* (kN)
鋼製 遮水壁 及び 漂流物 防護工	水平リブ 及び 架台	津波時	135.3	0	0	439.0	439.0
		重畳時2	9.1	64.0	40.0	366.9	366.9
	防護工	津波時	135.3	0	0	22.3	54.9
		重畳時2	9.1	20	40.0	11.4	28.1

注記\*：衝突荷重は津波時と重畳時2で同一であることから荷重として含めず算定している。

### 6.3 まとめ

津波荷重，余震荷重及び衝突荷重による影響が大きい鋼管杭，鋼製遮水壁及び漂流物防護工の重畳時2については，津波時又は重畳時に包絡されることを確認した。

このことから，防潮堤は津波時及び重畳時の評価を実施し，重畳時2の評価を実施しないこととする。

### (参考資料3) 海水に浮遊砂が混入した場合の津波波圧への影響について

#### 1. 概要

朝倉式を用いた津波波圧の算定（水深係数 3）を行うことで、津波による海底土砂の巻き上げに伴う浮遊砂濃度の影響を考慮した場合においても、保守的な津波波圧の設定となる。

しかしながら、念のため、海水に浮遊砂が混入した場合の海水密度を用いて朝倉式による津波波圧を評価した場合に、防潮堤の照査結果に及ぼす影響を確認する。

#### 2. 評価内容

津波時の評価対象断面については、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②」（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）とする。また、評価部位は津波波圧の変化が照査値へ及ぼす影響が大きいと想定される鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工とする。

断面②の地震応答解析モデルを図 2-1 に示す。

重畳時の評価対象断面及び入力地震動については、「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①，Sd-D2（-+）」（鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する照査）とする。また、評価部位は津波波圧及び動水圧の変化が照査値へ及ぼす影響が大きいと想定される鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 2-2 に示す。

解析ケースを表 2-1 に示す。浮遊砂が混入した場合の海水密度は、浮遊砂体積濃度の上限値を設置変更許可申請書にて妥当な設定値として評価した 1%として算定した  $1.05\text{g/cm}^3$  を基本とし、参考として、浮遊砂体積濃度 5%（FEMA(2012)）を仮定した海水密度  $1.1\text{g/cm}^3$  についても影響を確認する。

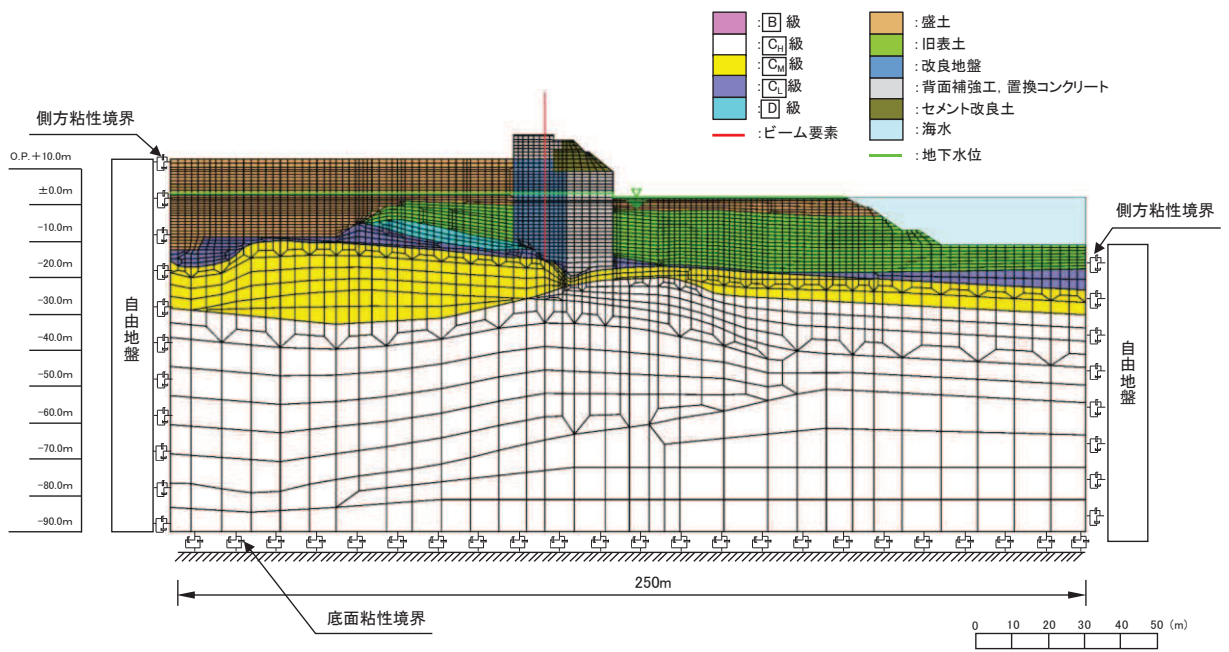


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル（津波時）

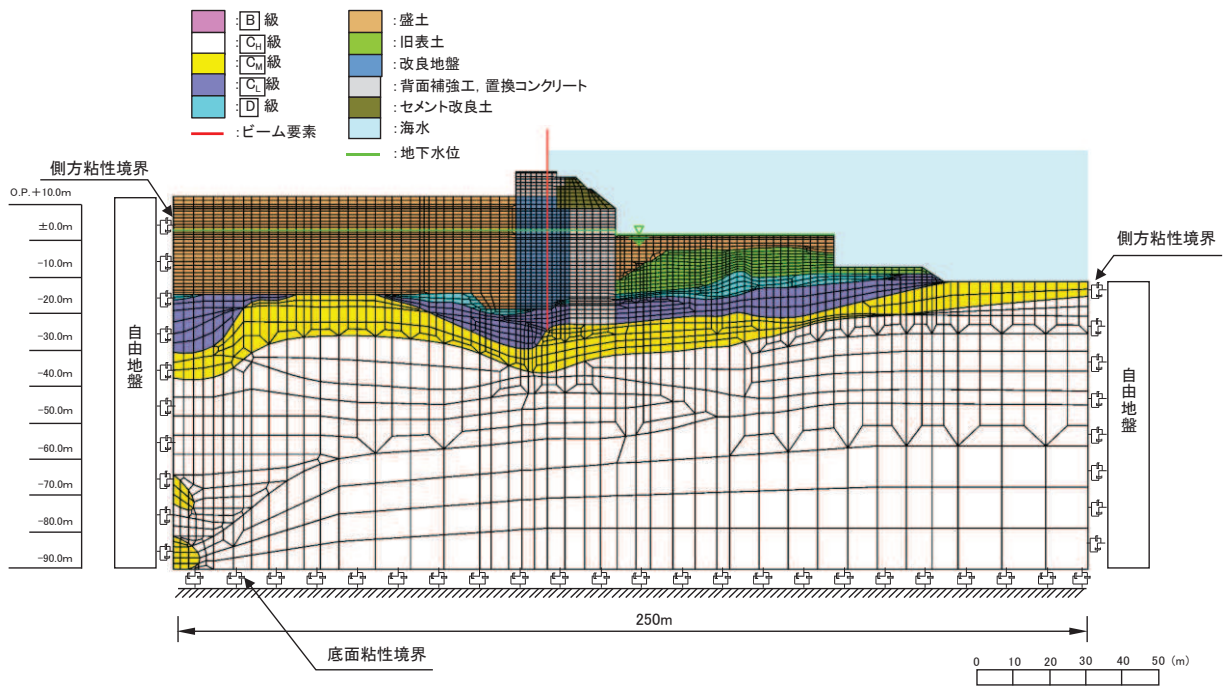


図 2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面①の解析モデル（重畳時）



表 2-1 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

海水密度 (g/cm <sup>3</sup> )	解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E <sub>0</sub> : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G <sub>0</sub> : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 (G <sub>d</sub> : 動せん断弾性係数)
1.03	ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
1.05	ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
1.1 (参考)	ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

### 3. 評価結果

海水密度を  $1.05\text{g/cm}^3$  又は  $1.1\text{g/cm}^3$  に仮定した場合、防潮堤の照査結果について、鋼管杭の評価結果を表 3-1～表 3-4 に、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 3-5 に示す。

本検討の結果、浮遊砂が混入した場合の海水密度を考慮した場合、鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の照査値は多少低下するものの、いずれの部材も発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 3-1 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②，津波時）

海水密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	解析 ケース	杭種	曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )	軸力 ( $\text{kN}$ )	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ ( $\text{N/mm}^2$ )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
1.03*	①	C	40932	1182	261	382	0.69
1.05	①	C	41486	1182	264	382	0.70
1.1 (参考)	①	C	42882	1181	273	382	0.72

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②，津波時）

海水密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	解析 ケース	杭種	せん断力 ( $\text{kN}$ )	せん断応力 度 $\tau_s$ ( $\text{N/mm}^2$ )	短期許容応力 度 $\tau_{sa}$ ( $\text{N/mm}^2$ )	照査値 $\tau_s/\tau_{sa}$
1.03*	①	C	12563	96	217	0.45
1.05	①	C	12733	97	217	0.45
1.1 (参考)	①	C	13162	101	217	0.47

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，重畳時）

海水密度 (g/cm <sup>3</sup> )	解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
1.03*	①	C	44972	1316	287	382	0.76
1.05	①	C	45447	1294	290	382	0.76
1.1 (参考)	①	C	46795	1280	298	382	0.79

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①，重畳時）

海水密度 (g/cm <sup>3</sup> )	解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
1.03*	①	C	13526	103	217	0.48
1.05	①	C	13662	104	217	0.48
1.1 (参考)	①	C	14058	107	217	0.50

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-5 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度* (a)	許容限界 (b)	照査値* (a/b)
鋼製 遮水壁	スキンプレー ト	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	144	315	0.46
				147		0.47
				154		0.49
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	34	190	0.17
				35		0.18
				36		0.19
水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	221	315	0.71	
			221		0.71	
			223		0.71	
せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	68	180	0.38		
		68		0.38		
		69		0.39		
合成応力度	SM490Y	0.63	1.20	0.53		
		0.64		0.54		
		0.65		0.55		
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	169	315	0.54
				169		0.54
				170		0.54
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	68	180	0.38	
			68		0.38	
			69		0.39	
	合成応力度	SM490Y	0.43	1.20	0.36	
			0.43		0.36	
			0.44		0.37	
防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	275	382	0.72	
			275		0.72	
			275		0.72	
せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM570	179	217	0.83		
		179		0.83		
		179		0.83		
合成応力度	SM570	0.68	1.20	0.57		
		0.68		0.57		
		0.68		0.57		

注記\*：応力度及び照査値の上段は海水密度 1.03g/cm<sup>3</sup>とした場合，中段は海水密度 1.05g/cm<sup>3</sup>とした場合，下段は海水密度 1.1g/cm<sup>3</sup>（参考）とした場合を示す。

(参考資料4) 風荷重の影響について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書で考慮する風荷重については、敷地側から海側に作用する場合は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮している。

その上で、評価上考慮する風荷重は、遡上津波荷重に含めることとし、防潮堤前面における入力津波水位 O.P. +24.4m に余裕を考慮した津波水位 O.P. +25.0m を設定している。

ただし、風荷重を遡上津波荷重に含めず、独立荷重として作用させた場合に、風荷重が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に及ぼす影響を検討する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の荷重作用図を図 1-1 に示す。

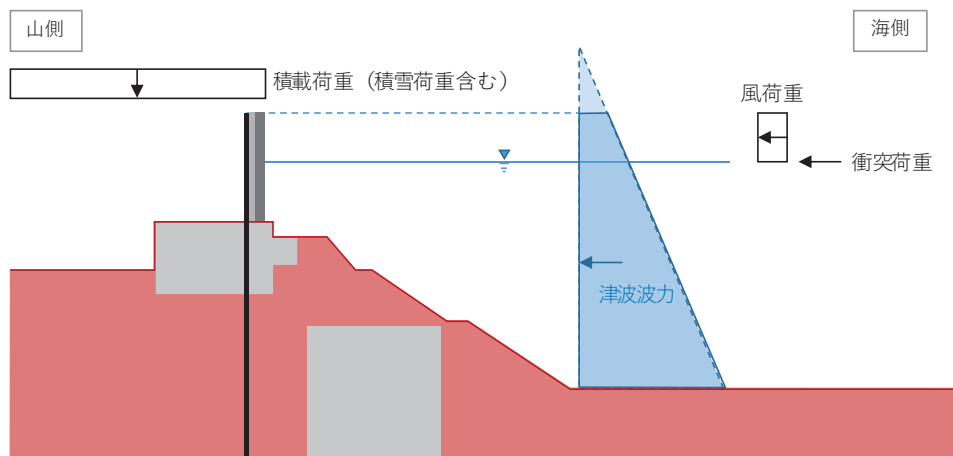


図 1-1(1) 荷重作用図（一般部，津波時）

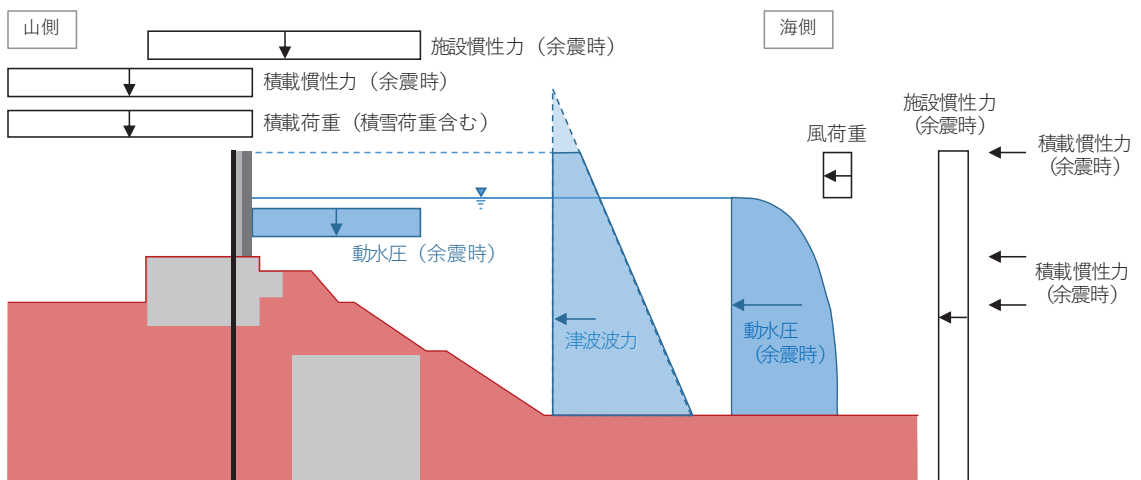


図 1-1(2) 荷重作用図（一般部，重畳時）

## 2. 評価方針

津波時及び重畳時において、照査値が最も厳しくなる部位は、重畳時のスキンプレート（鋼製遮水壁）であり、津波遡上荷重及び動水圧が大きくなる津波水位（O.P.+25.0m）よりも下部となるが、この位置は風荷重が作用しない位置である（図 2-1）。

次に照査値が厳しくなる部位は、津波時の防護工（漂流物防護工）であり、防護工の照査位置は津波水位（O.P.+25.0m）をまたいでいるため、照査対象の防護工には一部風荷重が作用する。

以上のことから、検討対象部位として津波時の防護工を選定する（図 2-1）。

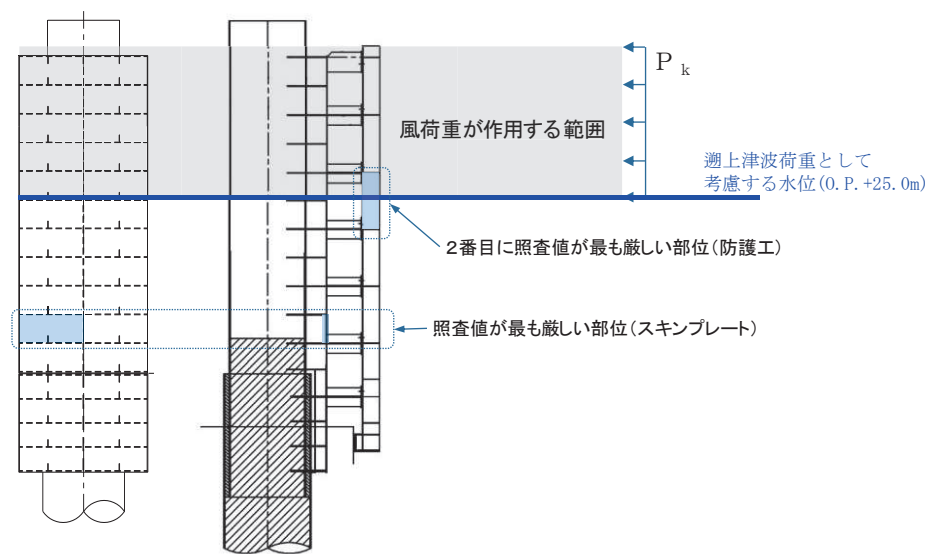


図 2-1 風荷重が作用する範囲と検討対象部位

本検討では風荷重による影響の程度を確認するため、風荷重を含めて設定している津波水位 O.P.+25.0m による照査と、津波水位 O.P.+25.0m とは別に風荷重を考慮した場合の照査値を比較する。

防護工の照査方法は「3.5 評価方法」に示す方法と同様に、防護工は架台を支点とする単純ばりモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ応力を算出する。また、風荷重については図 2-2 のとおり考慮する。

曲げ応力照査（衝突荷重が防護工中心に作用する場合）

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

$$M = P_t \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} + P_c \cdot \frac{\ell}{4}$$

せん断力照査（衝突荷重が防護工端部に作用する場合）

$$\tau = \frac{S}{A_{wc}}$$

$$S = P_t \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} + P_c$$

ここで、

$\sigma$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$P_t$  : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)

$b''$  : 防護工の幅 (m)

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$P_c$  : 衝突荷重 (kN)

$A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

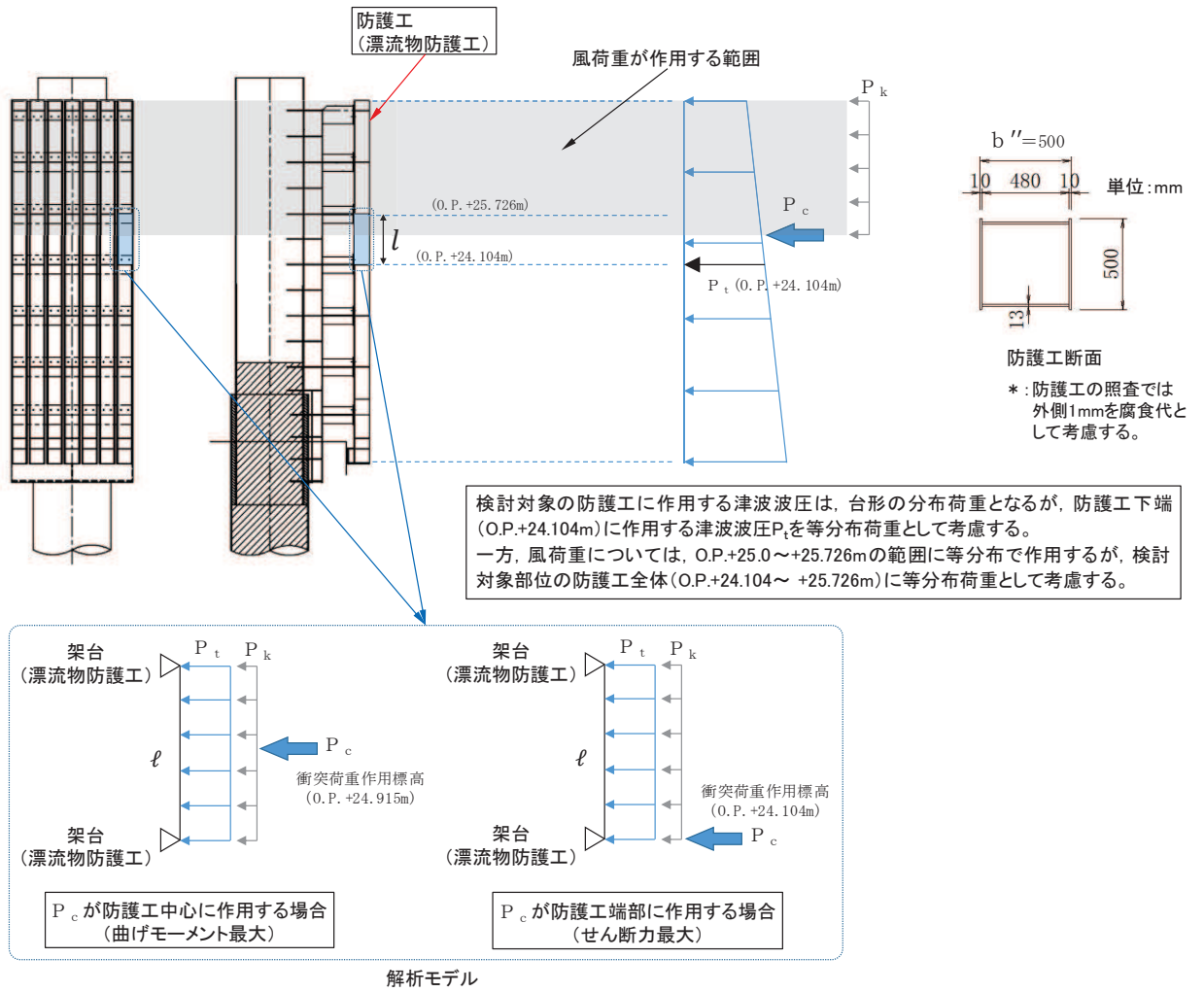


図 2-2 防護工の照査概念図 (津波時)



### 3. 評価結果

防護工（漂流物防護工）の照査結果を表 3-1 に示す。この結果から、風荷重による影響はほとんどないことを確認した。

表 3-1(1) 漂流物防護工の風荷重による影響  
(風荷重を津波水位 0. P. +25. 0m に含めて評価した場合)

材質	応力成分	応力度 (a) 【】は小数点第三位を 切り上げて表示	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	275 【274.04】	382	0.72
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	179 【178.38】	217	0.83

表 3-1(2) 漂流物防護工の風荷重による影響  
(津波水位 0. P. +25. 0m とは別に風荷重考慮して評価した場合)

材質	応力成分	応力度 (a) 【】は小数点第三位を 切り上げて表示	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	275 【274.10】	382	0.72
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	179 【178.41】	217	0.83

(参考資料5) ジョイント要素非設定箇所ジョイント要素を設定した場合の影響について

1. 概要

防潮堤の二次元 FEM 解析においては、図 1-1 に示すとおり、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、津波時及び重畳時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮している。

なお、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。

一方、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることも踏まえ、ジョイント要素を設定しない箇所では、剥離を考慮した場合に防潮堤の構造成立性に与える影響を確認するため、背面補強工と改良地盤及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界にジョイントを設定した場合の影響について確認する。

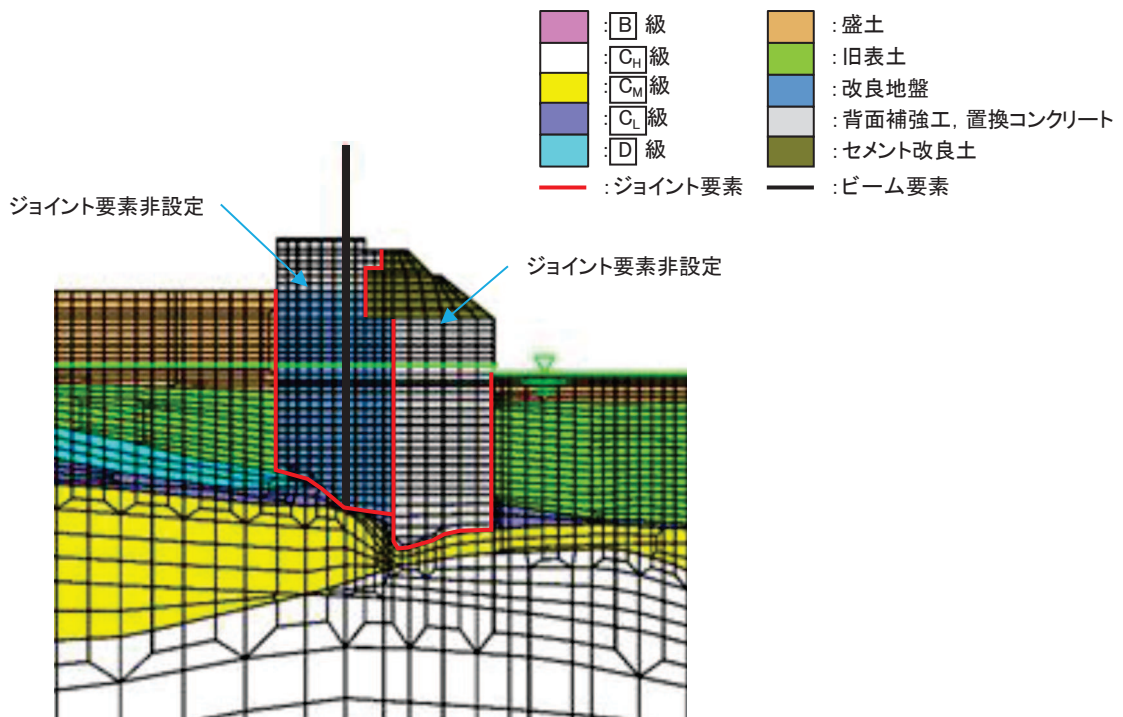


図 1-1 ジョイント要素の配置図（断面②の例）

## 2. 評価方針

### 2.1 津波時

評価対象断面については、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい断面②とする。

断面②の解析モデルを図 2-1 に、追加ジョイント要素の配置を図 2-2 に示す。

また、影響検討を行う解析ケースを表 2-1 に示す。

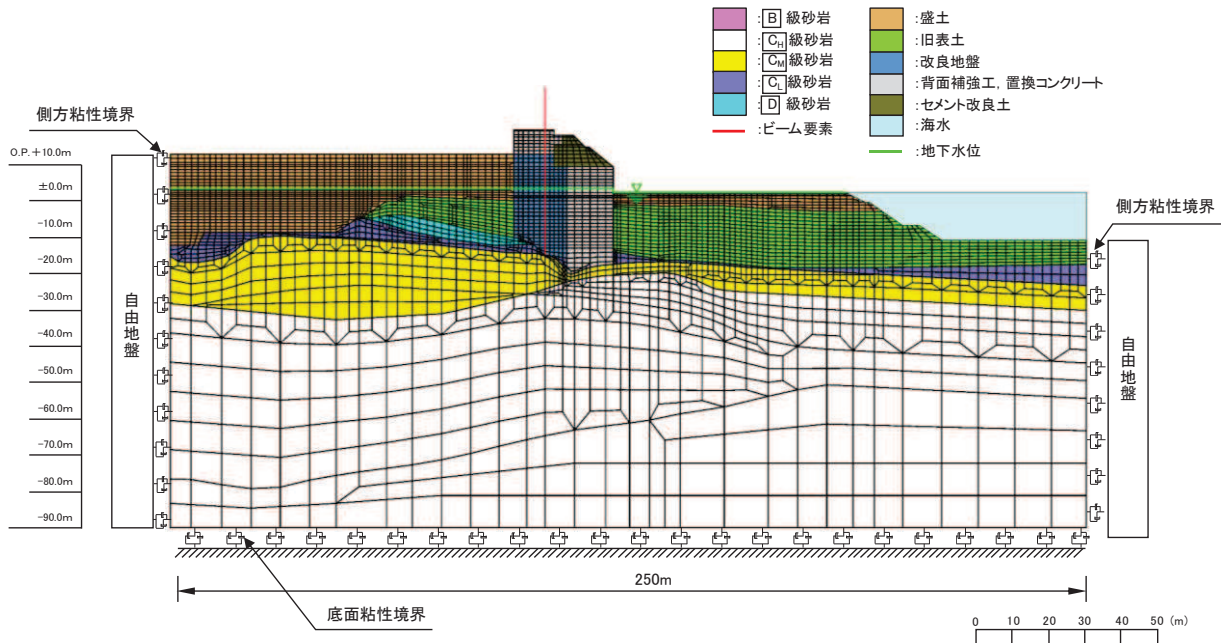


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②）

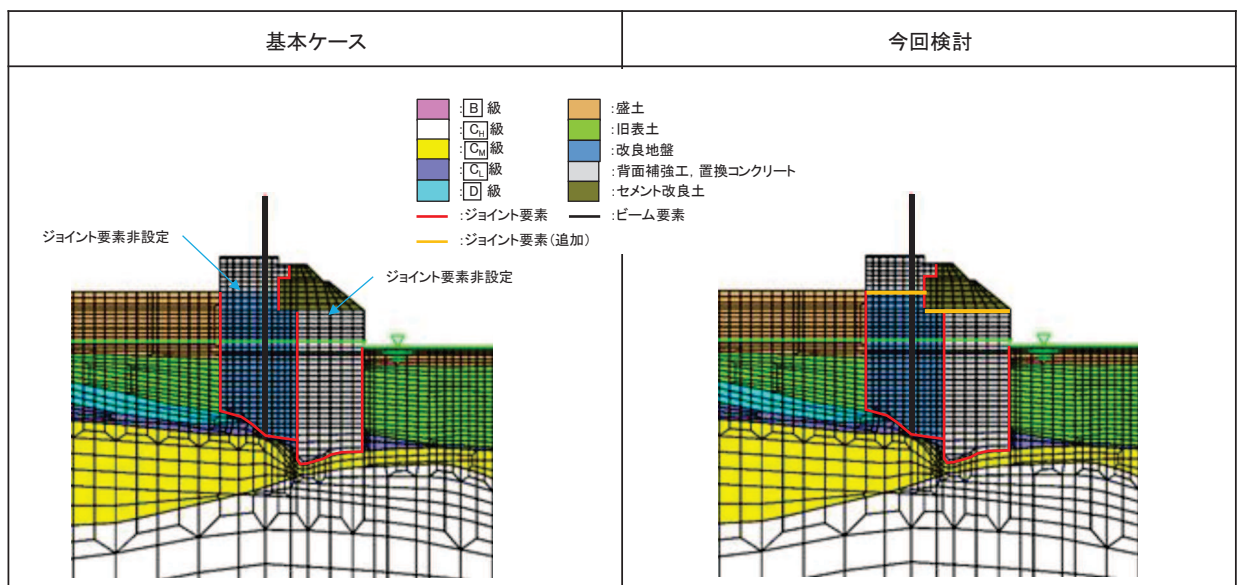


図 2-2 本検討における追加ジョイント要素の配置（断面②）

表 2-1 解析ケース

ジョイント 水平境界	解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係 数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係 数)
非設定	ケース①* <sup>1</sup> (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②* <sup>1</sup>	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
	ケース③* <sup>1</sup>	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
設定	ケース①* <sup>2</sup>	設計基準強度	平均値	平均値

注記\* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記\* 2 : 今回検討

## 2.2 重畳時

評価対象断面，入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，Sd-D2（-+）」とする。

断面①の解析モデルを図 2-3 に，追加ジョイント要素の配置を図 2-4 に示す。

また，影響検討を行う解析ケースを表 2-2 に示す。

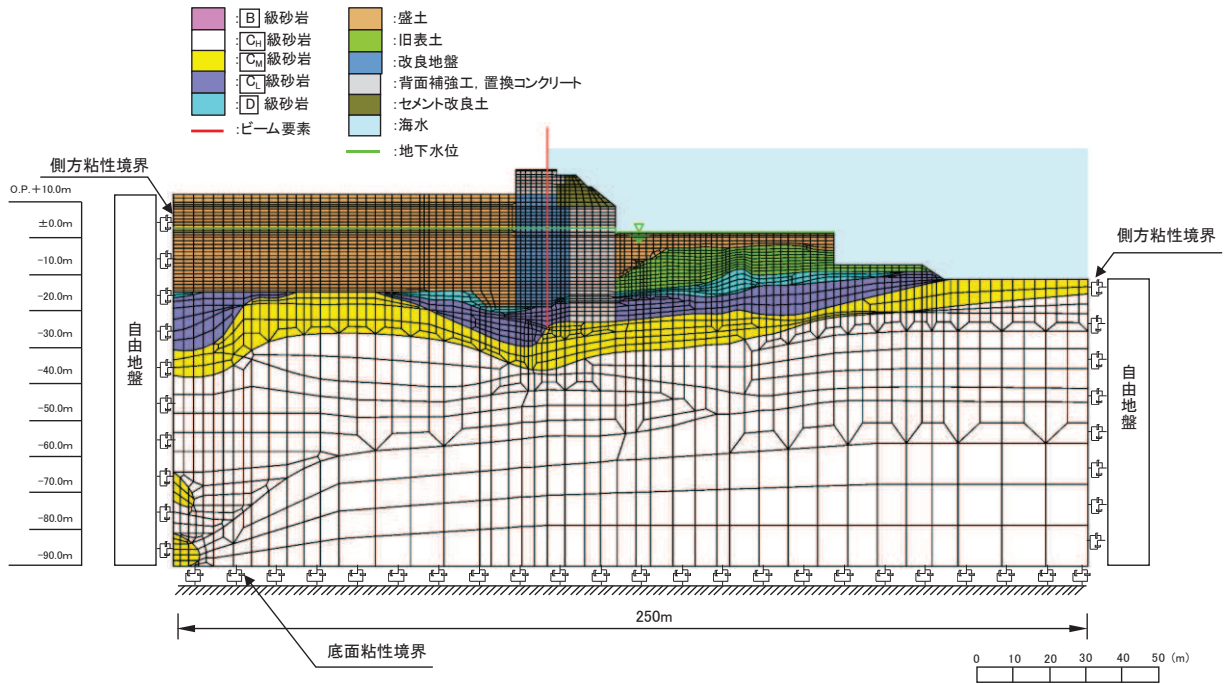


図 2-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①）

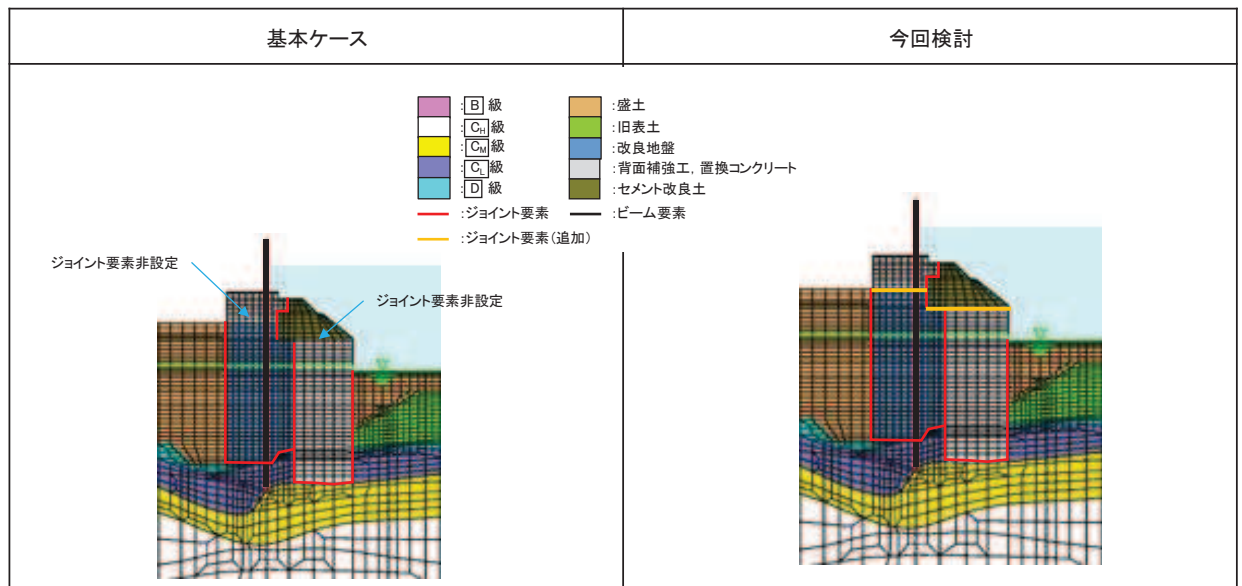


図 2-4 本検討における追加ジョイント要素の配置（断面①）

表 2-2 解析ケース

ジョイント 水平境界	解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係 数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係 数)
非設定	ケース①* <sup>1</sup> (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②* <sup>1</sup>	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
	ケース③* <sup>1</sup>	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
設定	ケース①* <sup>2</sup>	設計基準強度	平均値	平均値

注記\* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記\* 2 : 今回検討

### 3. 評価結果

#### 3.1 津波時

背面補強工と改良地盤及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界にジョイントを設定した場合の影響評価結果を表 3-1～表 3-6 及び図 3-1～図 3-6 に示す。

本検討の結果，各照査項目ともに照査値はおおむね同等であり，背面補強工と改良地盤及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界にジョイント要素を設定した場合の影響は小さいことを確認した。

表 3-1 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力	短期許容応力	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	
				$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
非設定	①*	C	40932	1182	261	382	0.69
	②*	C	41017	1180	261	382	0.69
	③*	C	40983	1181	261	382	0.69
追加 設定	①	C	40952	1196	261	382	0.69

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

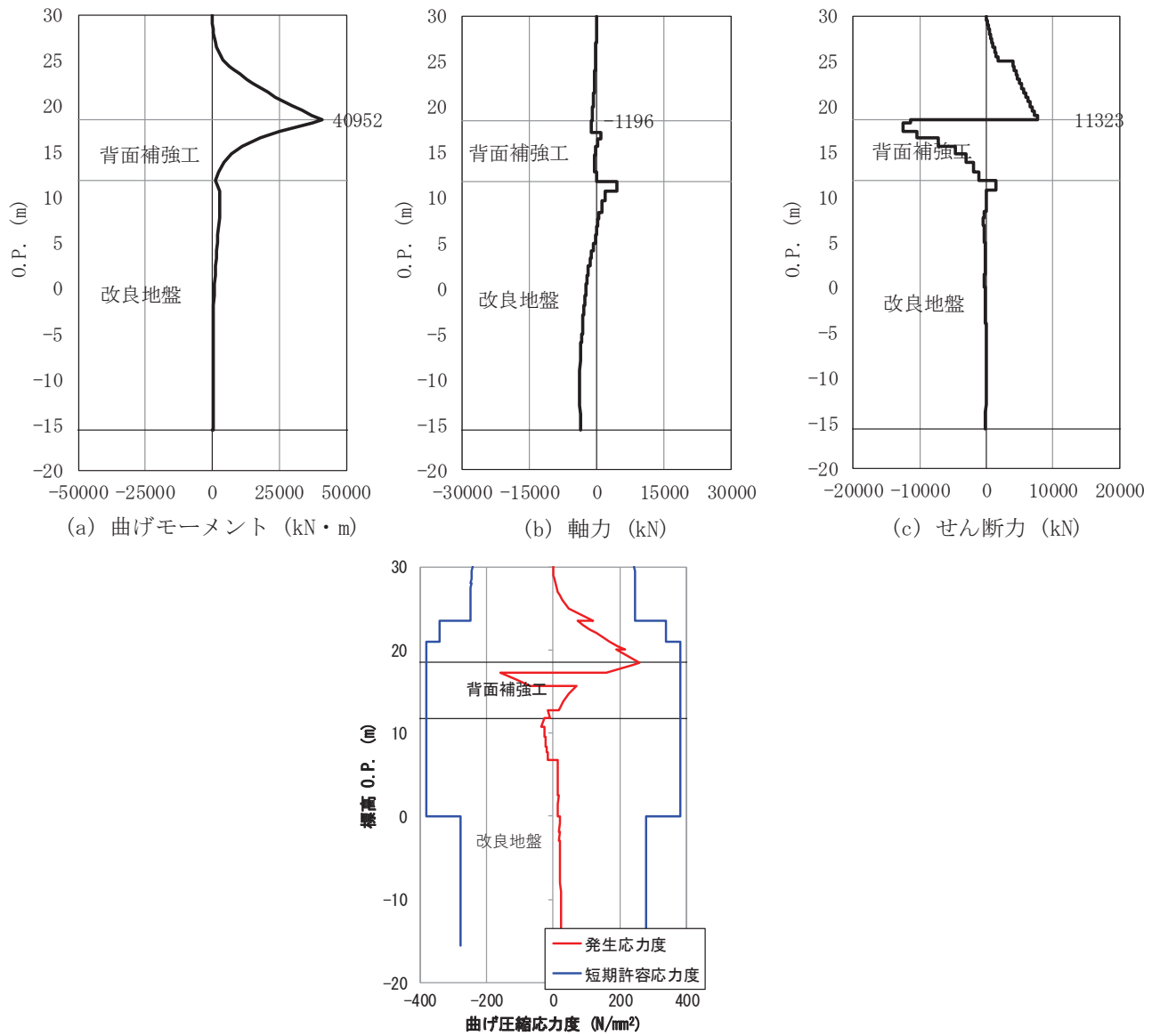


図 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面②, ジョイント要素追加設定)



表 3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\tau_{s a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{s a}$
非設定	①*	C	12563	96	217	0.45
	②*	C	12650	97	217	0.45
	③*	C	12606	96	217	0.45
追加 設定	①	C	12581	96	217	0.45

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

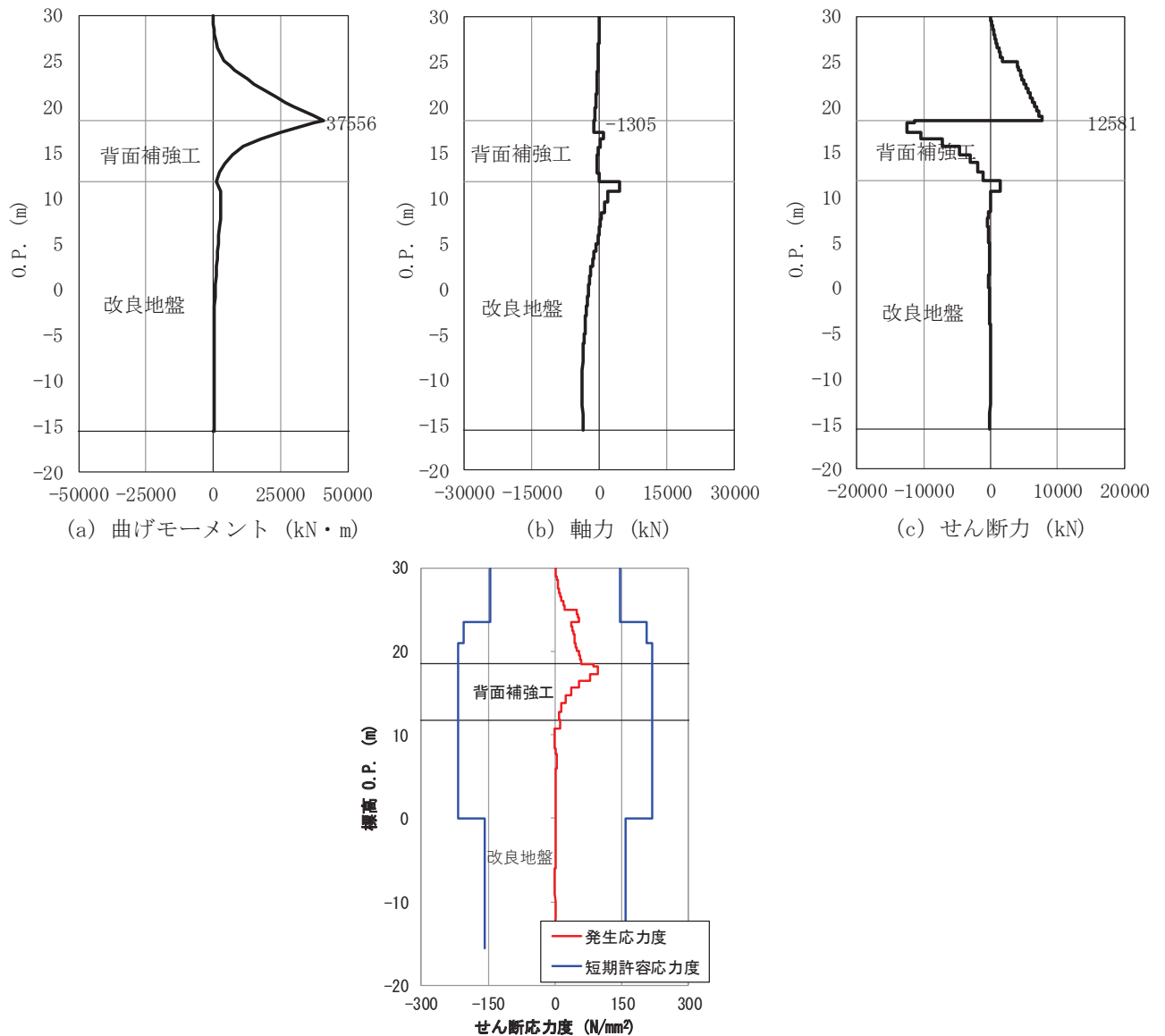


図 3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面②, ジョイント要素追加設定)

表 3-3 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
非設定	①*	12.2
	②*	12.1
	③*	12.2
追加 設定	①	12.2

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



図 3-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, ジョイント要素追加設定)

表 3-4 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
非設定	①*	26.0
	②*	27.2
	③*	24.7
追加 設定	①	26.0

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

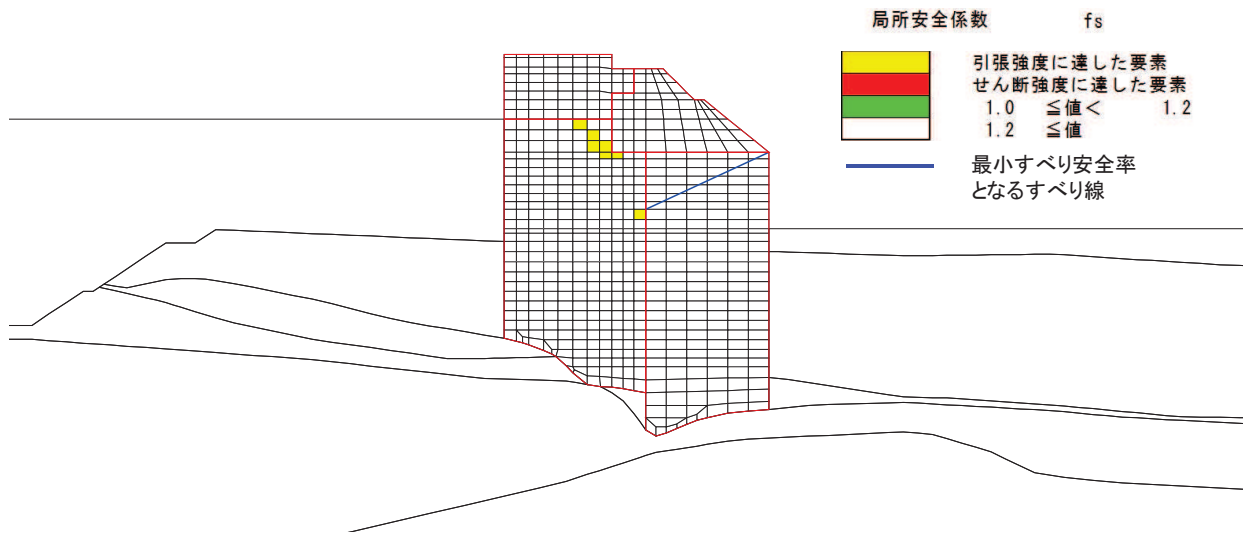


図 3-4 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, ジョイント要素追加設定)

表 3-5 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
非設定	①*	5.0
	②*	4.9
	③*	5.1
追加 設定	①	5.0

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

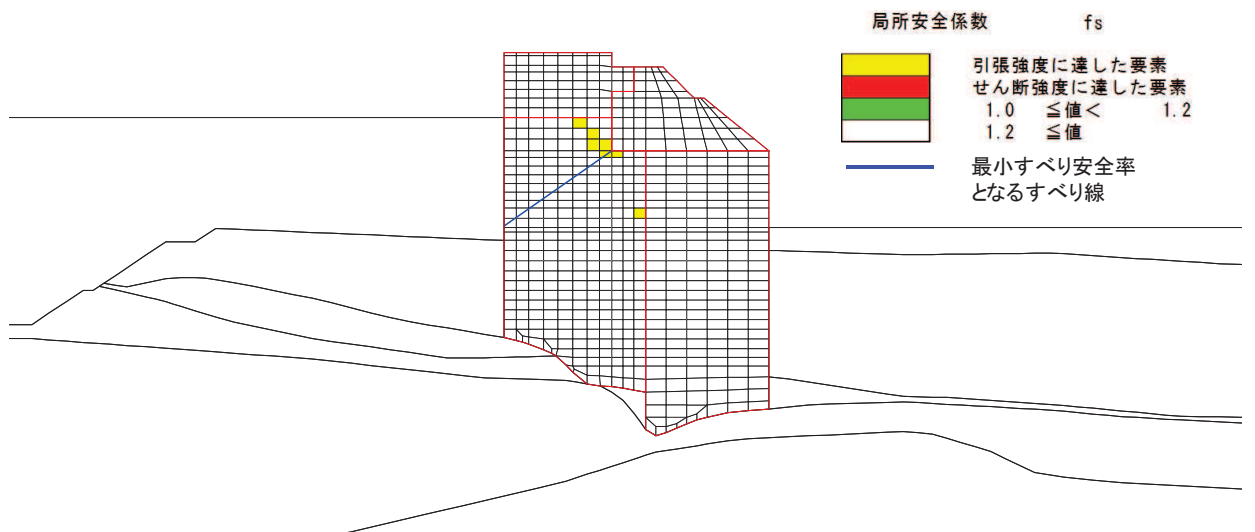


図 3-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, ジョイント要素追加設定)

表 3-6 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		最小すべり 安全率
非設定	①*	42.7
	②*	41.3
	③*	44.1
追加 設定	①	42.4

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

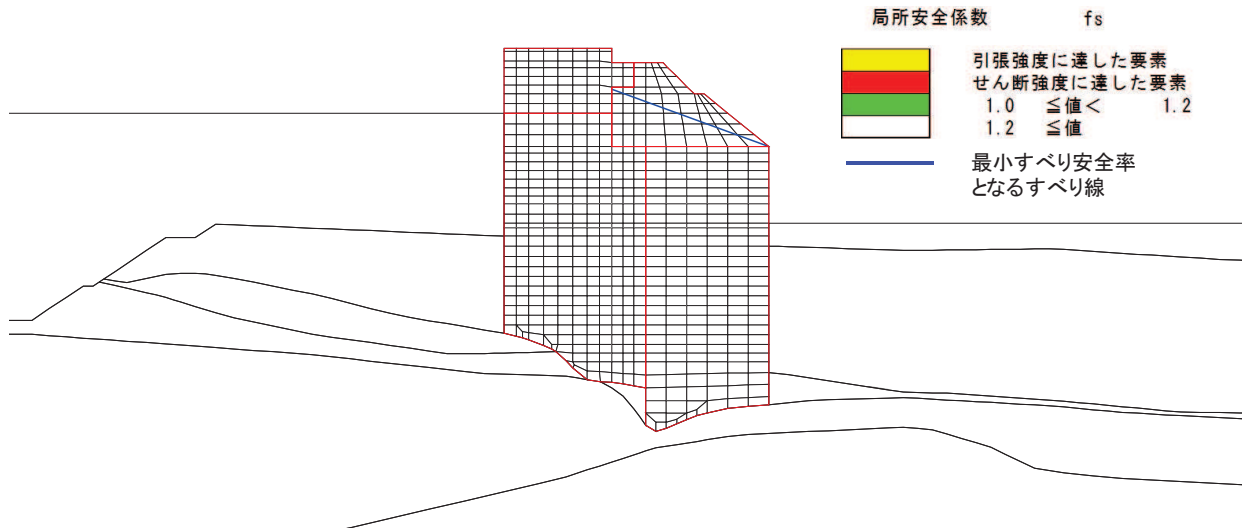


図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, ジョイント要素追加設定)

### 3.2 重畳時

背面補強工と改良地盤及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界にジョイントを設定した場合の影響評価結果を表 3-7～表 3-13 及び図 3-7～図 3-12 に示す。

本検討の結果，各照査項目ともに照査値はおおむね同等であり，背面補強工と改良地盤及びセメント改良土と置換コンクリートの水平境界にジョイント要素を設定した場合の影響は小さいことを確認した。

表 3-7 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力	短期許容応力	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	
				$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
非設定	①*	C	44972	1316	287	382	0.76
	②*	C	45243	1277	288	382	0.76
	③*	C	42182	1312	269	382	0.71
追加 設定	①	C	45149	1282	288	382	0.76

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

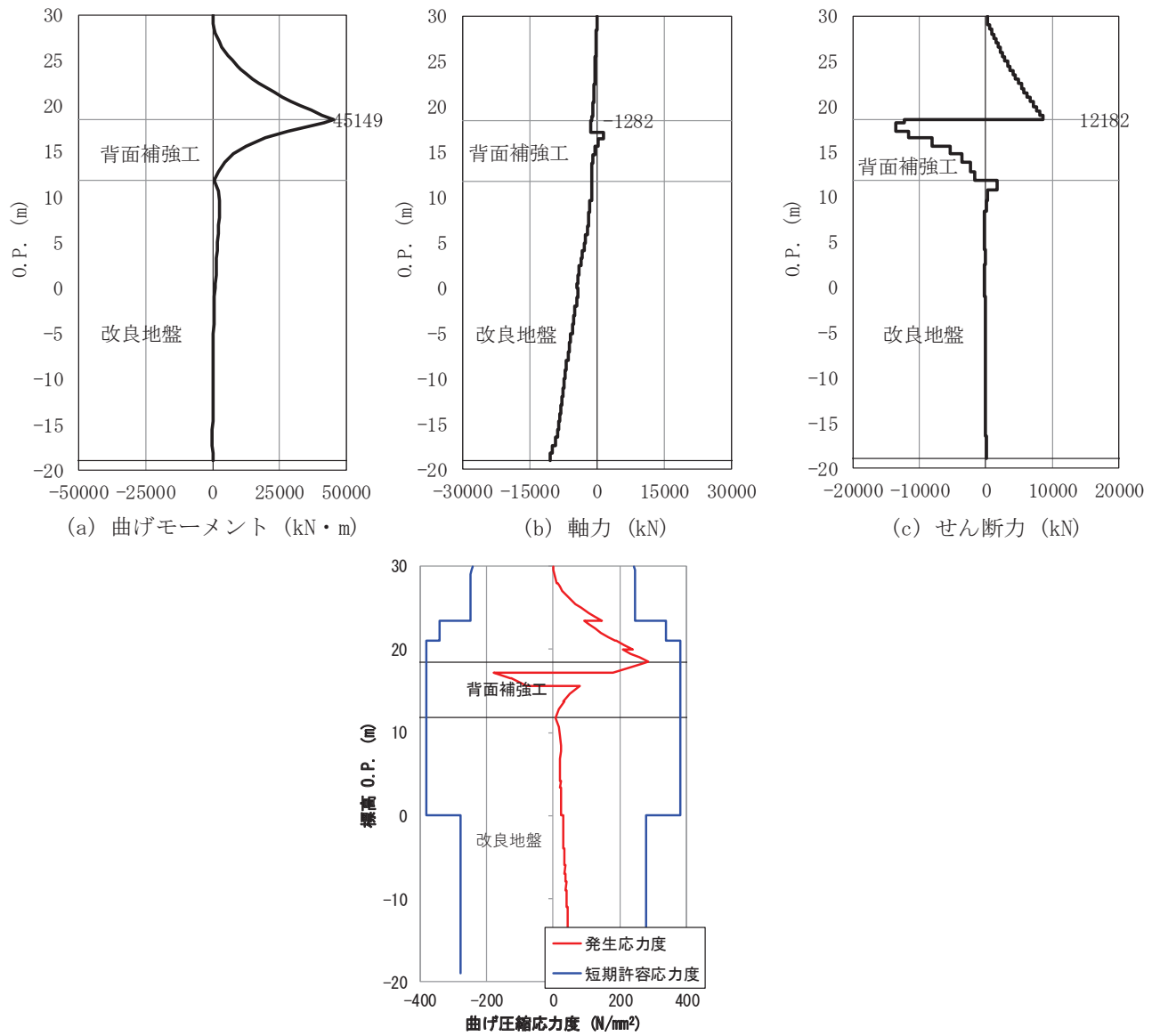


図 3-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値の評価時刻での断面力  
(断面①, ジョイント要素追加設定, S d - D 2 ( - + ) , t=17.48s)

表 3-8 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①， S d - D 2（-+））

解析ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
非設定	①*	C	13526	103	217	0.48
	②*	C	13606	104	217	0.48
	③*	C	12646	97	217	0.45
追加設定	①	C	13556	104	217	0.48

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

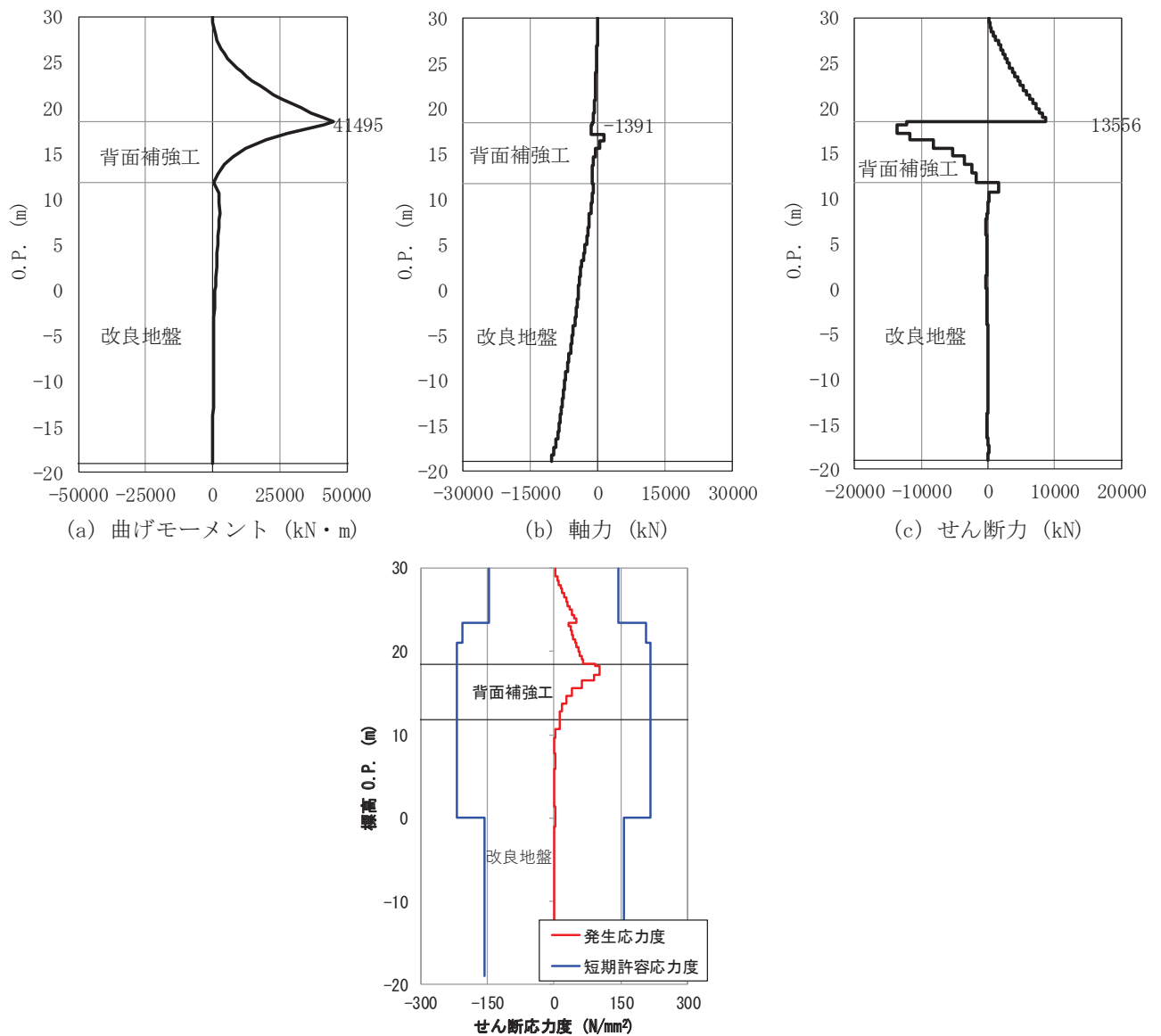


図 3-8 鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値の評価時刻での断面力（断面①，ジョイント要素追加設定， S d - D 2（-+）， t=17.48s）

表 3-9 背面補強工のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
非設定	①*	17.48
	②*	17.47
	③*	17.49
追加 設定	①	17.48

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

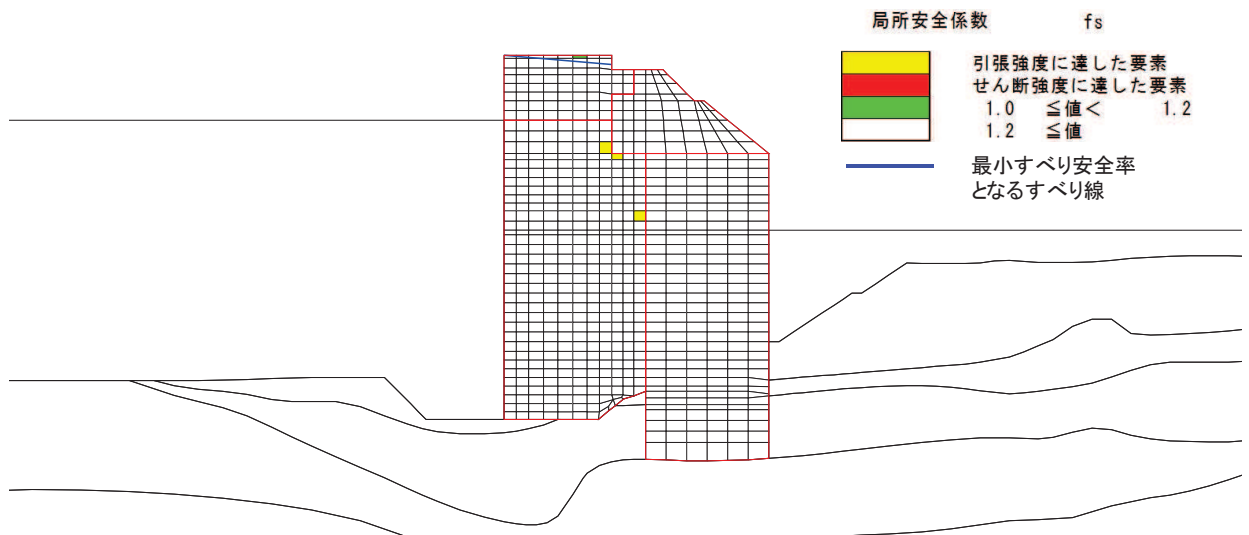


図 3-9 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, ジョイント要素追加設定, S d - D 2 ( - + ),  $t=17.48s$ )

表 3-10 置換コンクリートのすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
非設定	①*	13.20
	②*	25.55
	③*	25.32
追加 設定	①	13.21

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



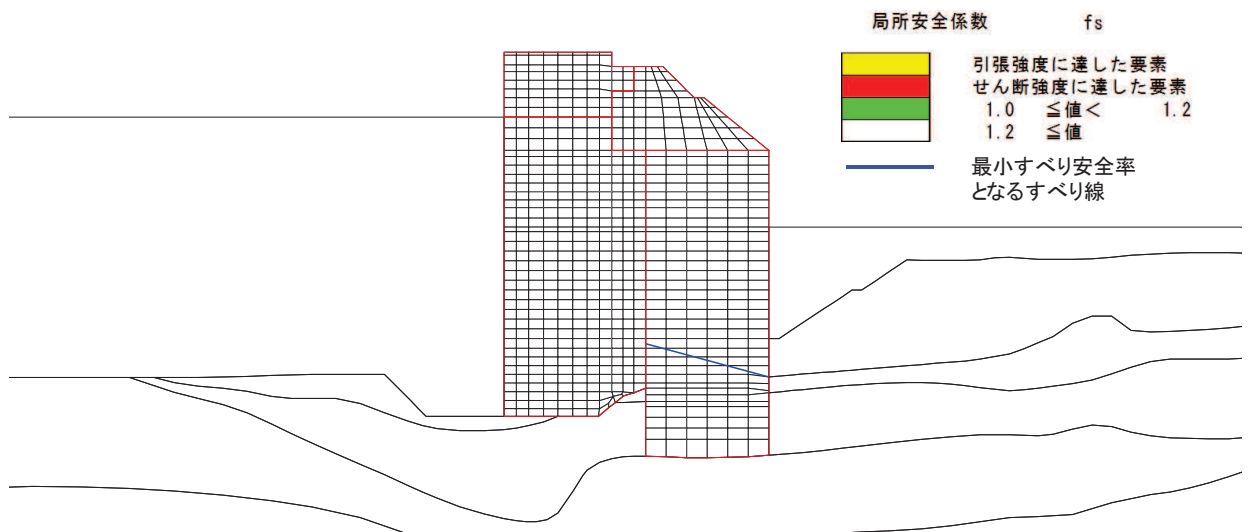


図 3-10 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①, ジョイント要素追加設定, S d - D 2 ( - + ) , t=13.21)

表 3-11 改良地盤のすべり安全率

解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
非設定	①*	12.93
	②*	12.93
	③*	25.79
追加 設定	①	12.93

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

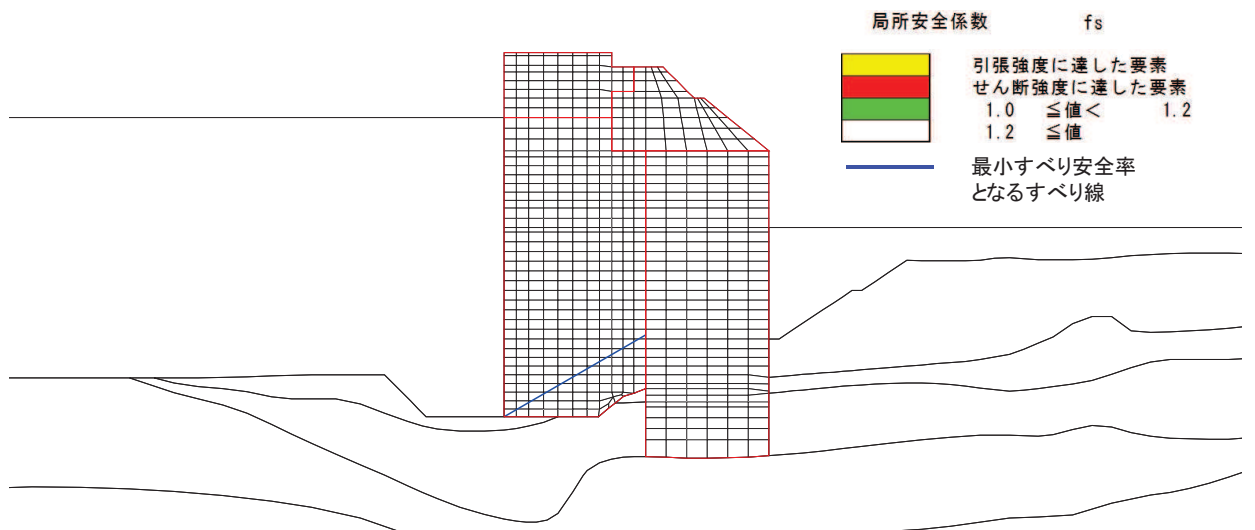


図 3-11 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①ジョイント要素追加設定, S d - D 2 ( - + ) , t=12.93)

表 3-12 セメント改良土のすべり安全率

解析 ケース		発生時刻 (s)	最小すべり 安全率
非設定	①*	24.99	48.2
	②*	25.55	56.7
	③*	30.05	52.2
追加 設定	①	8.96	71.7

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

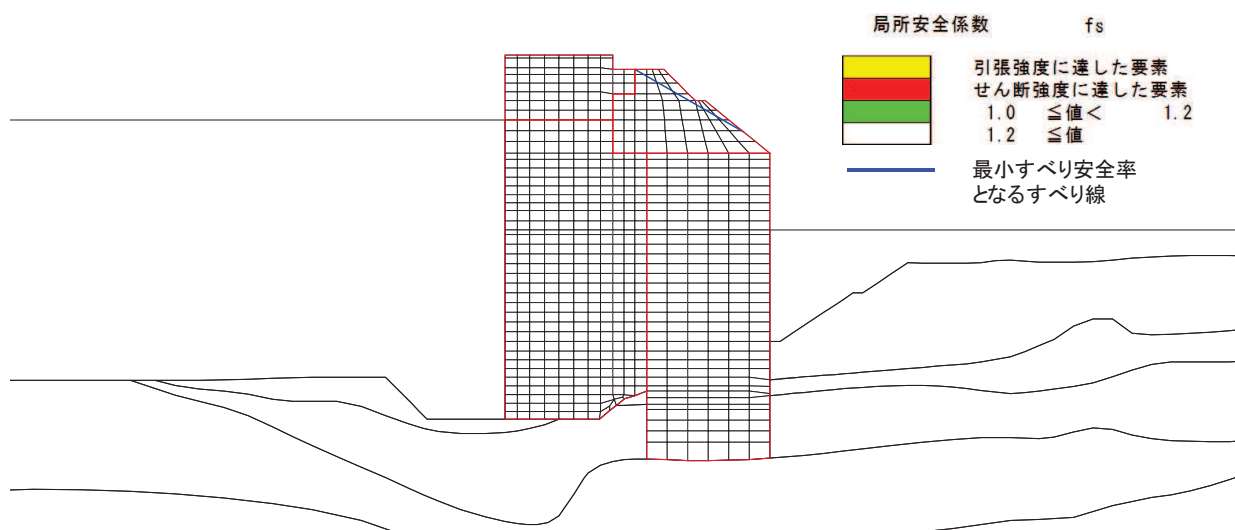


図 3-12 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, ジョイント要素追加設定, S d - D 2 ( - + ) , t=8.96)

表 3-13(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (鋼管杭, 断面①)

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a / R_{ua}$
非設定	①*	2.7	11.4	0.24
	②*	2.5	11.4	0.22
	③*	3.0	11.4	0.27
追加 設定	①	2.7	11.4	0.24

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-13(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工，断面①）

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
非設定	①*	1.1	4.4	0.25
	②*	1.1	4.4	0.25
	③*	1.1	4.4	0.25
追加 設定	①	1.1	4.4	0.25

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-13(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート，断面①）

解析 ケース		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
非設定	①*	1.7	11.4	0.15
	②*	1.8	11.4	0.16
	③*	1.7	11.4	0.15
追加 設定	①	1.7	11.4	0.15

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

## 1. 概要

防潮堤敷地側には図 1-1 に示すとおり、海水ポンプ室等の隣接構造物が存在するが、防潮堤に津波荷重が作用した場合に、防潮堤敷地側に隣接する構造物への影響を、地震時と津波時に発生するせん断ひずみを用いて検討する。

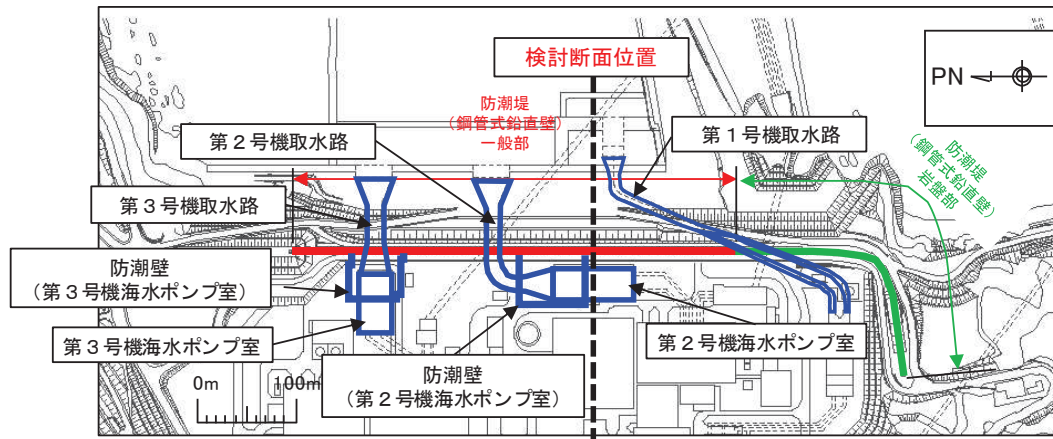


図 1-1 防潮堤と近接する構造物位置図

## 2. 防潮堤敷地側の盛土・旧表土の発生せん断ひずみの確認

津波荷重が作用した場合の防潮堤敷地側の隣接構造物への影響確認として、地震時及び津波時に防潮堤敷地側の盛土・旧表土に発生するせん断ひずみを比較する。

検討断面は、防潮堤敷地側に盛土・旧表土が厚く分布する断面②とする。断面②の津波時の解析モデルを図 2-1 に示す。また、地震時における検討地震動は防潮堤の全部材で照査値が最も厳しくなる  $S_s - D2$  (—) とする。なお、地盤物性値は平均値 (基本ケース) とする。

津波時における最大せん断ひずみ分布を図 2-2 に、地震時における最大せん断ひずみ分布を図 2-3 に示す。

津波時において防潮堤敷地側に発生するせん断ひずみレベルは、地震時と比較して小さいことから、津波荷重が防潮堤敷地側の構造物へ及ぼす影響は小さい。

なお、各構造物の耐震評価において、必要に応じて防潮堤をモデル化した上で検討を実施し、構造健全性を確認している。

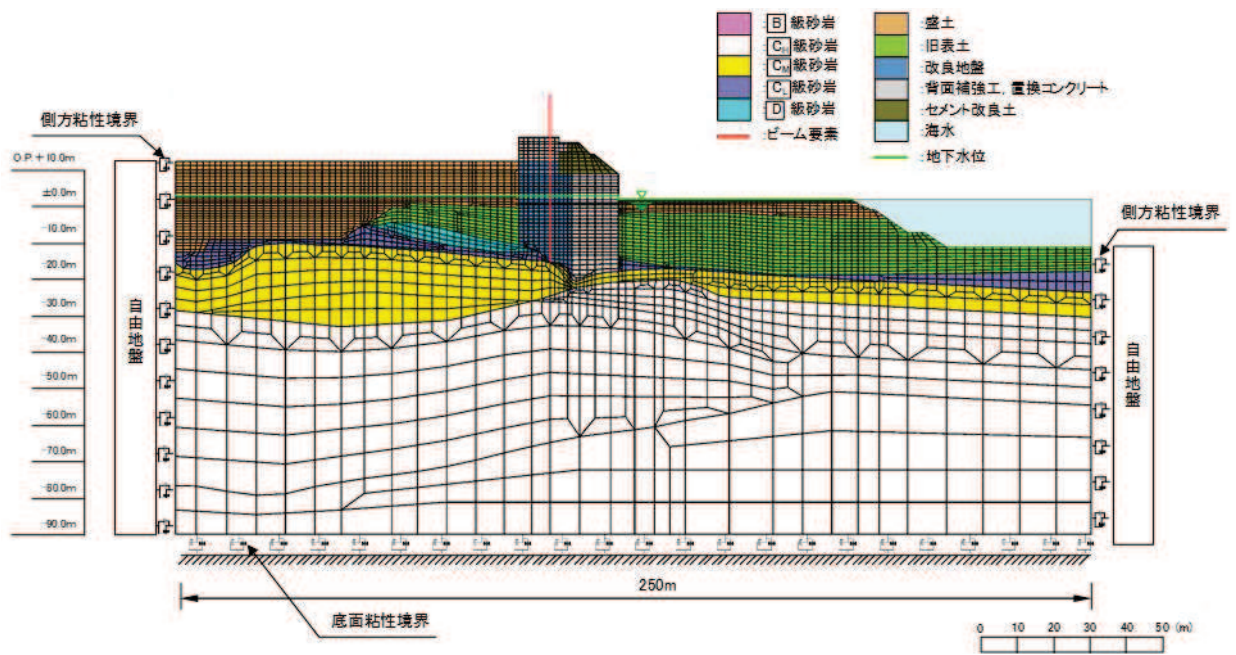


図 2-1 解析モデル（断面②，津波時）

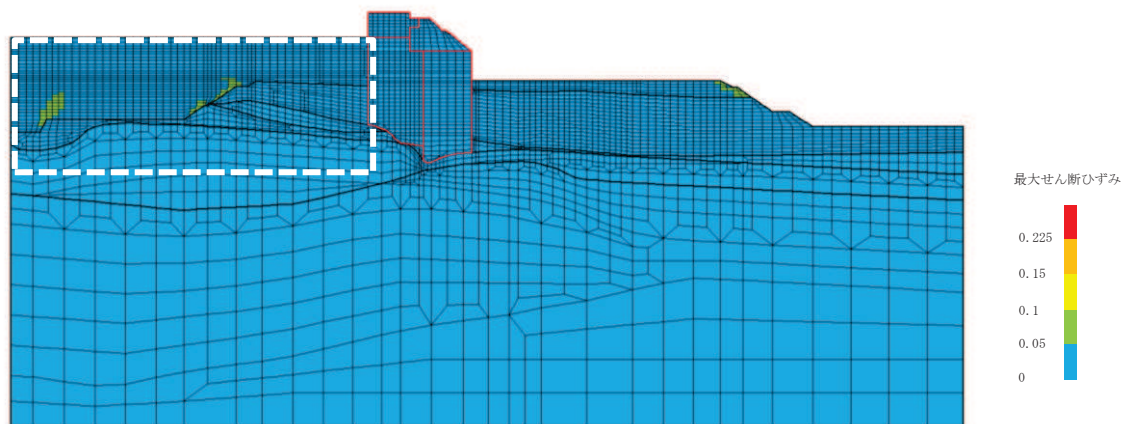


図 2-2 津波時における最大せん断ひずみ分布（断面②）

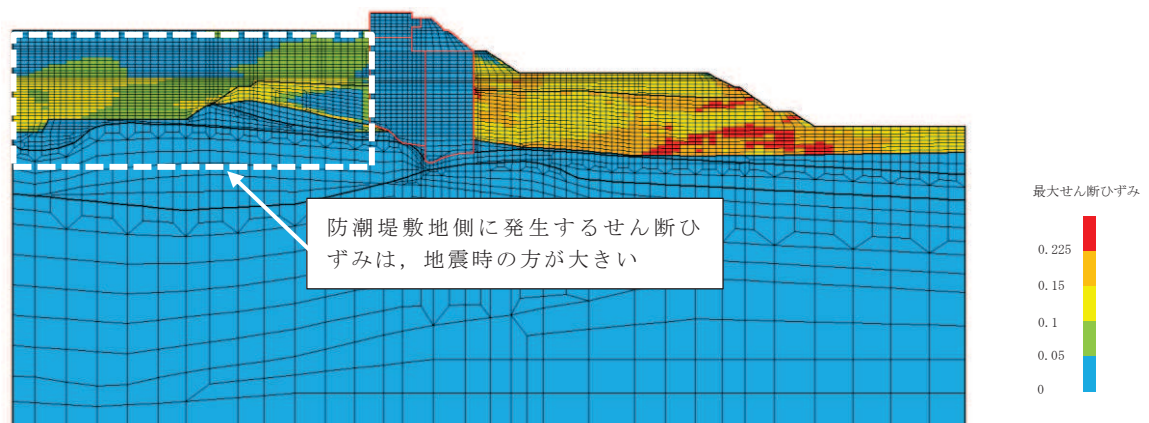


図 2-3 地震時（ $S_s - D_2$ （ $---$ ））の最大せん断ひずみ分布（断面②）

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	10
3. 耐震評価	12
3.1 評価対象断面	12
3.2 解析方法	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.4 入力地震動	21
3.5 解析モデル及び諸元	37
3.6 評価対象部位	49
3.7 許容限界	50
3.8 評価方法	51
4. 耐震評価結果	55
4.1 地震応答解析結果	55
4.2 セメント改良土	68
4.3 置換コンクリート	70
4.4 改良地盤	71
4.5 基礎地盤	77
5. 防潮堤（盛土堤防）の耐震性に関する影響検討	81
5.1 コンクリートの剛性の影響について	81
5.2 液状化しない場合の不確かさの影響検討について	87

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤（盛土堤防）が基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮堤（盛土堤防）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

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

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防潮堤（盛土堤防）の範囲を図 2.1-1 に示す。

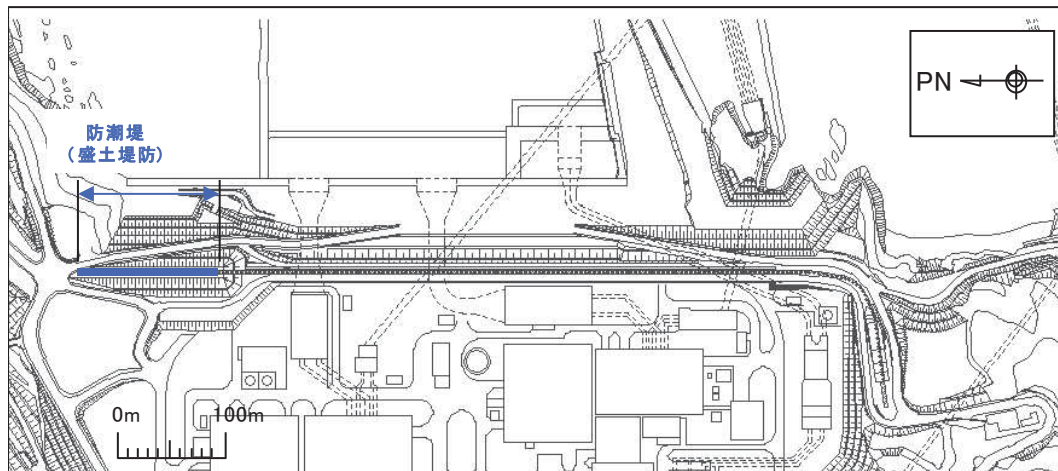


図 2.1-1 防潮堤（盛土堤防）の範囲



## 2.2 構造概要

防潮堤（盛土堤防）は，入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（盛土堤防）は，改良地盤に設置されたセメント改良土による堤体と，基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から設置する置換コンクリートで構成される。

防潮堤（盛土堤防）の構造図を図 2.2-1 に示す。

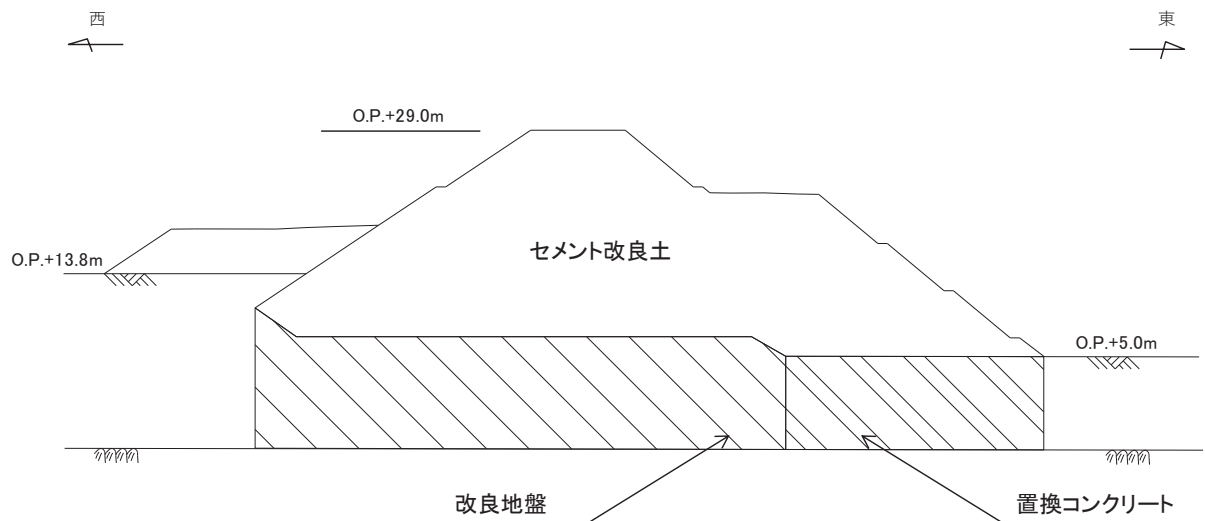


図 2.2-1 防潮堤（盛土堤防）の構造図

## 2.3 評価方針

### 2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（盛土堤防）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

新規規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、盛土堤防における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表2.3-1に示す。

表 2.3-1 盛土堤防における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条 (設計基準対象施設の地盤)	<ul style="list-style-type: none"> <li>施設（セメント改良土及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。</li> </ul>
第4条 (地震による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"> <li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。</li> </ul>
第5条 (津波による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。</li> <li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li> </ul>

盛土堤防における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図2.3-1、図2.3-2及び表2.3-2に示す。セメント改良土については、堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており、津波荷重も全体で受けることから、海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

なお、セメント改良土の陸側の道路部分は、盛土堤防とは構造的に一体化していない。荷重に対する抵抗力等の具体的な役割は期待していないが、適切にモデル化して施設への影響を評価する。

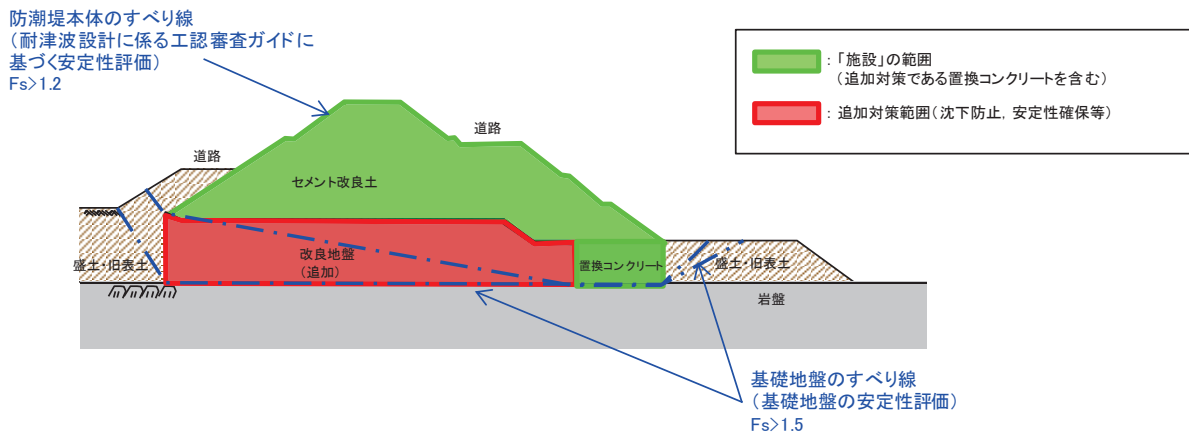


図 2.3-1 盛土堤防の「施設」の範囲

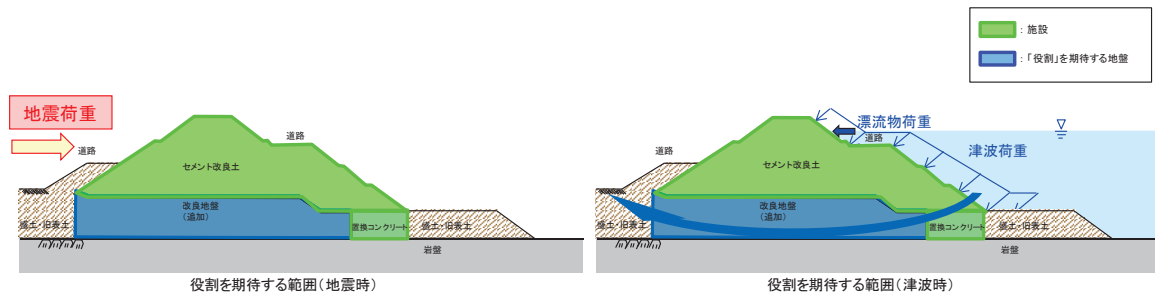


図 2.3-2 盛土堤防の役割を期待する範囲

表 2.3-2 盛土堤防の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*	津波時の役割*
施設	セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>
	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>

注記 \*：津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤の具体的な役割を表 2.3-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 2.3-3 中に「◎」と記載）を持つ部位として、セメント改良土は堤体本体としての高さ維持（第 4・5 条）、止水性維持（第 5 条）の役割を主体的に果たすこと、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第 3 条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤としての役割（表 2.3-3 中「○」と記載）を有する改良地盤は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- 改良地盤の役割である鉛直支持については、セメント改良土を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
- 改良地盤の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
- 置換コンクリート及び改良地盤の役割である健全性については、堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するために、剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。

- 置換コンクリート及び改良地盤の役割である止水性については、地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

表 2.3-3 盛土堤防の各部位の具体的な役割

凡 例	
◎	要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目 (該当する部位を施設と区分とする)
○	施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目
-	設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割				『施設』と『地盤』の区分の考え方
	地震時	津波時	※1 鉛直支持	すべり安定性 健全性 (難透水性)	
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。</li> </ul>	-	- ◎	堤体本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	-	◎ ○	地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	○	○ ○	施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び健全性が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。

※1:鉛直支持については岩盤が主体的に役割を果たす。

※2:施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

以上を踏まえ、盛土堤防における各部位の役割に対する性能目標を表 2.3-4 に示す。

表 2.3-4 盛土堤防の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (第4条)	止水性 (難透水性) (第5条)
施設	セメント改良土	—	—	セメント改良土の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート	—	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	コンクリートの強度を維持すること及び堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	改良地盤	セメント改良土を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、改良地盤にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤	セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		—	—

### 2.3.2 評価方針

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-5 に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価フローを図 2.3-3 に示す。

表 2.3-5 防潮堤（盛土堤防）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 \*： 妥当な安全余裕を考慮する。

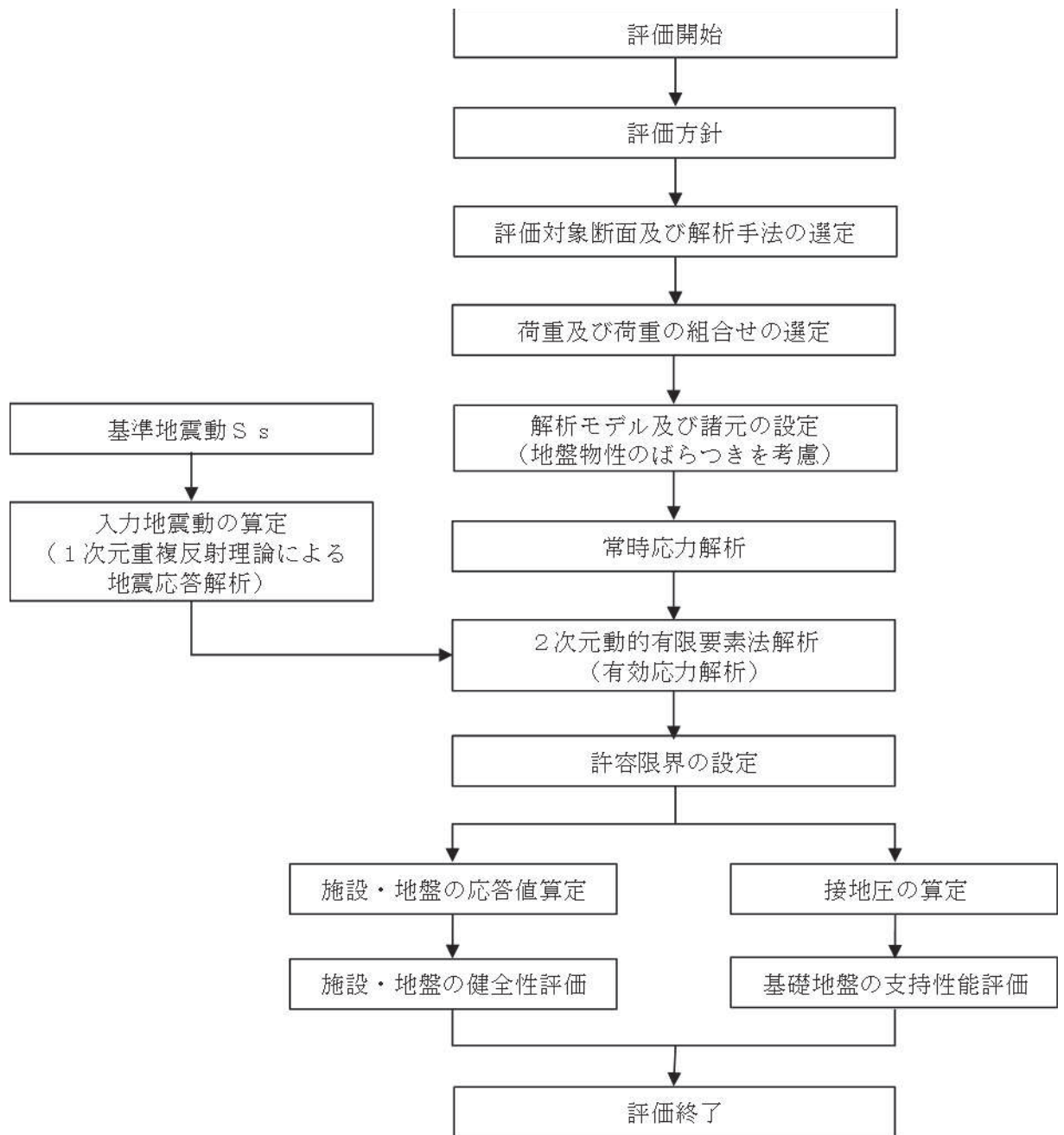


図 2.3-3 防潮堤（盛土堤防）の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成25年6月制定）（以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。）
- ・ 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）
- ・ コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年制定）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）
- ・ 日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）



表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> </ul>	
荷重及び荷重の組合せ		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> <li>・ 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)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討</li> </ul>
許容限界	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> <li>・ コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)</li> <li>・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ すべり安全率が 1.2 以上であることを確認</li> </ul>
	改良地盤及びセメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド</li> </ul>	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析</li> </ul>
		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事 (日本建築学会, 2013)</li> <li>・ 日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準 (日本原子力学会, 2015)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 新設建造物の圧縮強度の推定</li> </ul>

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「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」で記載したとおり、耐震評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、近接構造物の有無、間接支持される機器・配管系の有無及び断層の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から、耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を評価対象とする。防潮堤（盛土堤防）の総延長は約 120m であり、横断方向の断面では大きな構造的特徴はなく、防潮堤（盛土堤防）を I 区間として評価対象断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.1-1 に、評価対象断面位置を図 3.1-1 に、評価対象断面を図 3.1-2～図 3.1-3 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「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」の「5.10.3 防潮堤（盛土堤防）」に示す。

表 3.1-1 評価対象断面選定結果

評価対象断面		①岩盤上面の深さ (セメント改良土の 厚さ)	②C <sub>M</sub> 級岩盤上面 深さ	③盛土+旧表土 厚さ	④旧表土厚さ
I 区 間	断面①*	○：岩盤上面が最も 深い	○：C <sub>M</sub> 級岩盤上面が 最も深い	○：盛土+旧表土が 最も厚い	○：旧表土が最も厚 い

注記 \*：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面

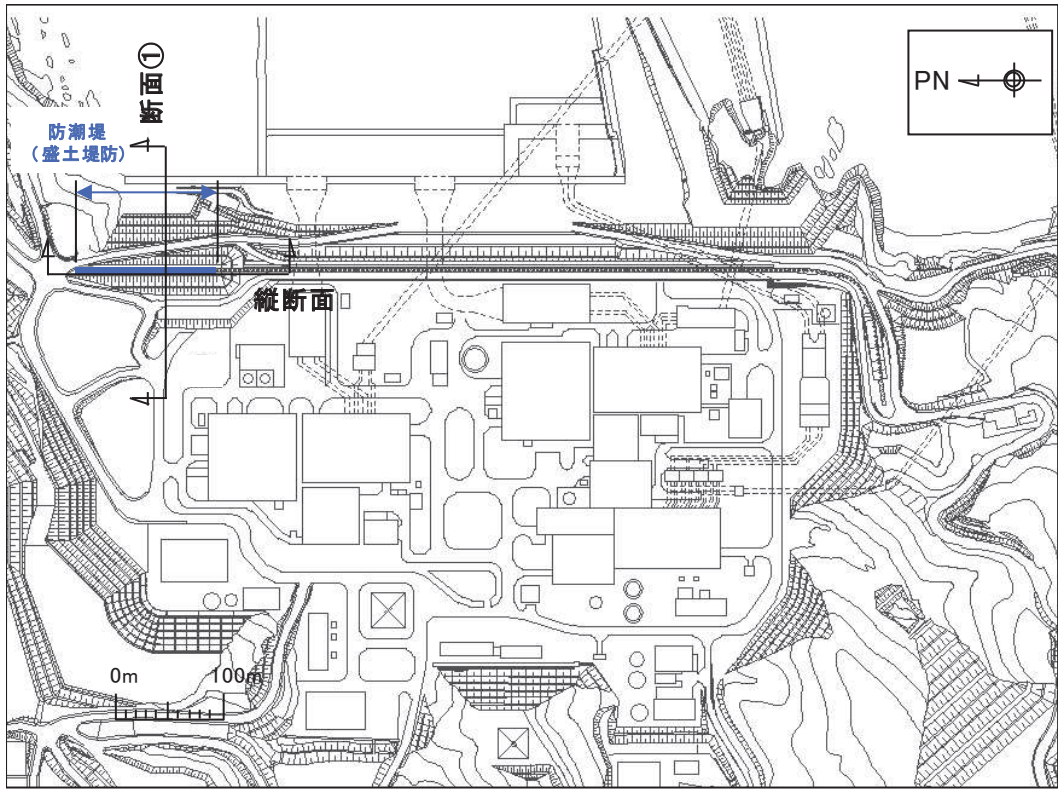


图 3.1-1 防潮堤（盛土堤防）位置图

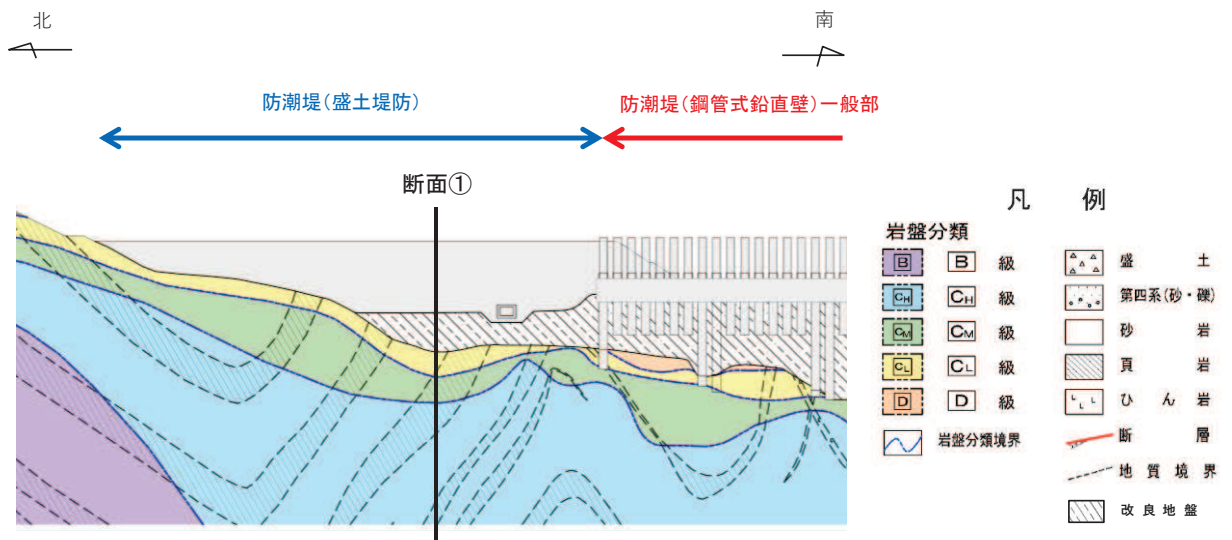


図 3.1-2 防潮堤（盛土堤防）の縦断面図

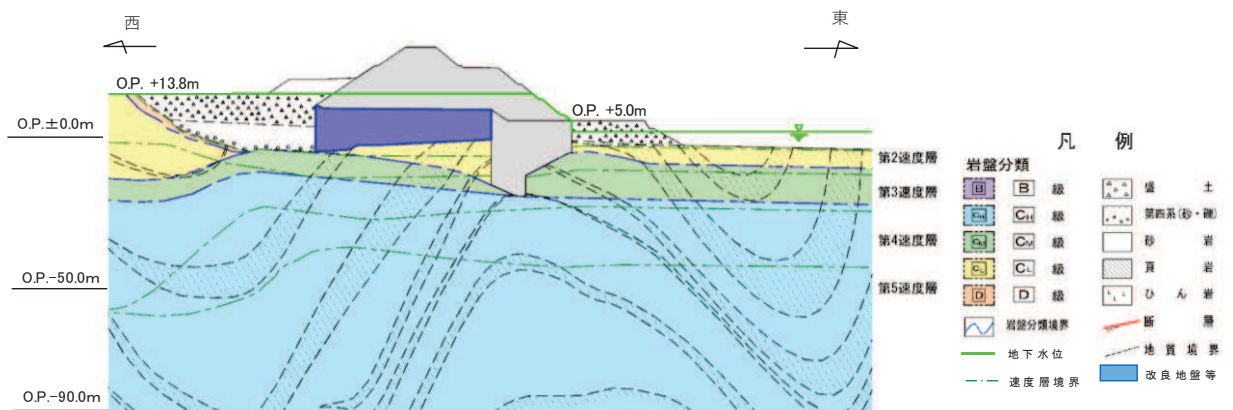


図 3.1-3 評価対象断面図（断面①）

### 3.2 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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、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を行う。また、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.2.1 地震応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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て行う。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

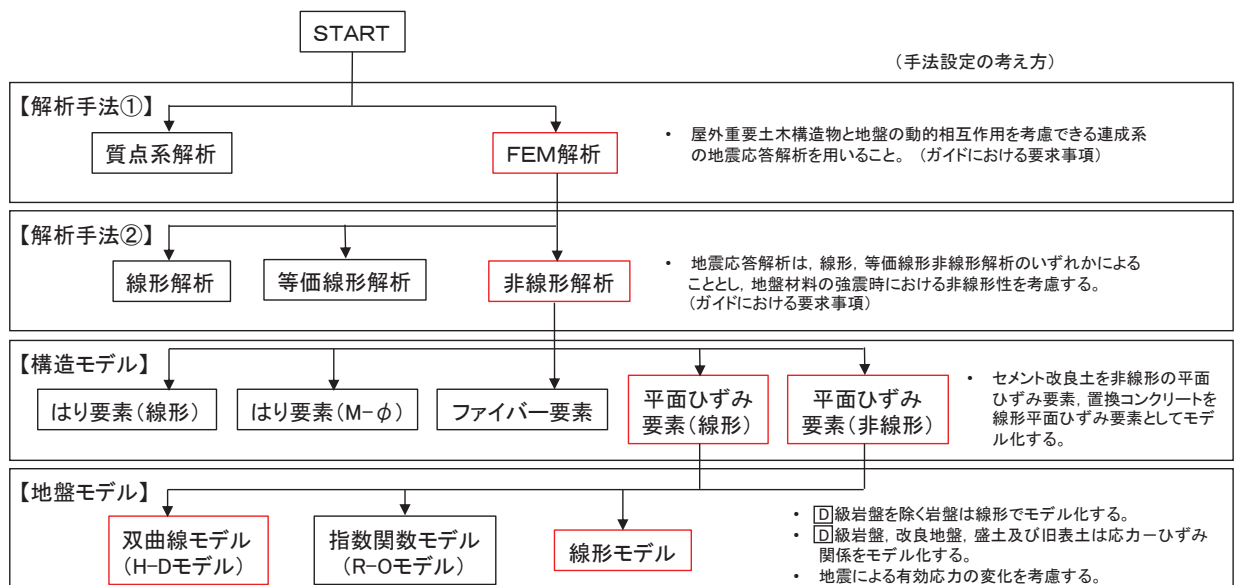


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー（盛土堤防）

#### 3.2.2 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

#### 3.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3.1-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、 $D$ 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、こ

これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（盛土堤防）の応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

また、施設として位置付けているセメント改良土についても、他の地盤と同様にばらつきの影響を考慮する。

解析ケースを表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土*, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

注記 \* : 防潮堤（盛土堤防）においては施設として定義

### 3.2.4 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を考慮する。  
 なお、係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

### 3.2.5 解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.2-1 に示すケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S <sub>s</sub> -D 1	++* <sup>1</sup>	○	基準地震動 S <sub>s</sub> (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率が 2.4 以下* <sup>2</sup> となる又は基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+* <sup>1</sup>	○		
		+-* <sup>1</sup>	○		
		--* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -D 2	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
		+-* <sup>1</sup>	○		
		--* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -D 3	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
		+-* <sup>1</sup>	○		
		--* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F 1	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F 2	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F 3	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -N 1	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		

注記 \*1: 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2: 許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

##### (3) 積雪荷重( $P_s$ )

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

##### (4) 風荷重( $P_k$ )

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

##### (5) 地震荷重( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。



### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に、荷重の作用図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1(1) 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + P + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 3.3-1(2) 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	津波監視カメラの重量 ( $2.97\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	外水圧は考慮しない。
		内水圧	—	内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
		風荷重	○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

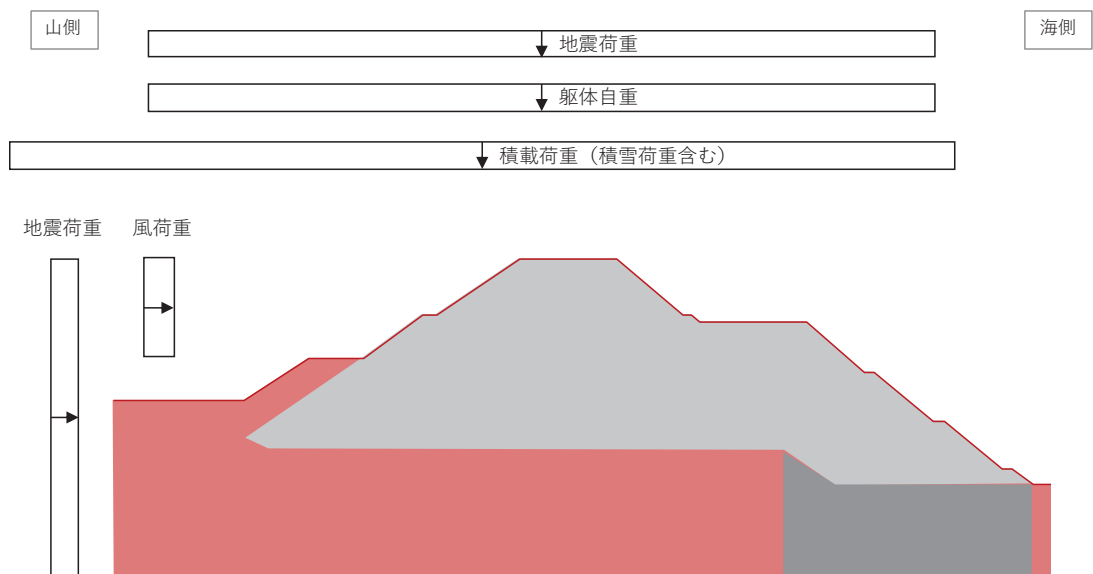


図 3.3-1 荷重の作用図

### 3.4 入力地震動

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

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

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2 に1次元解析モデル図を、図 3.4-3～図 3.4-9 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

#### ① 引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル下端位置まで引戻す。

#### ② 水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

#### ③ 鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

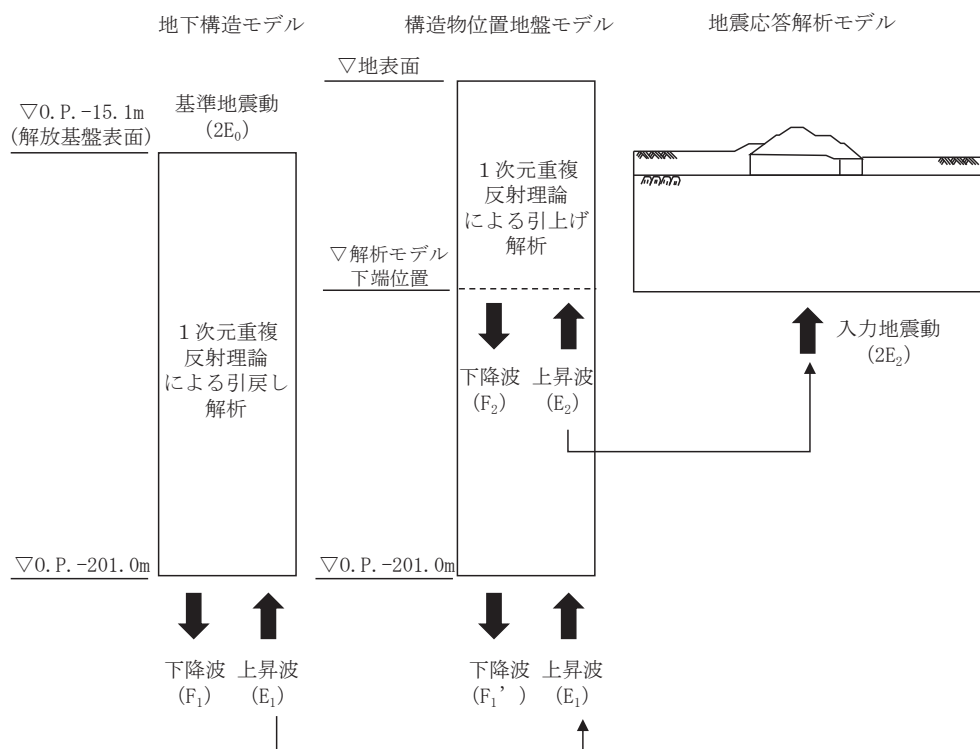


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

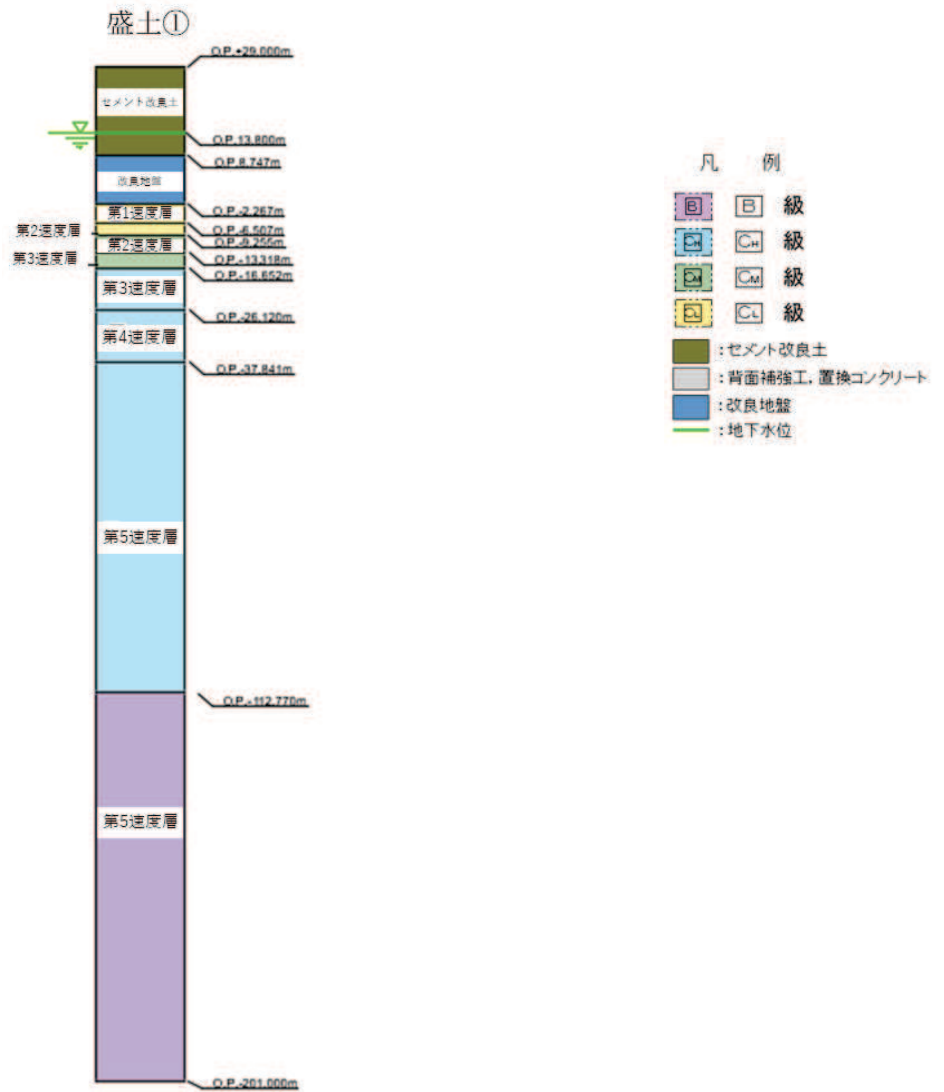
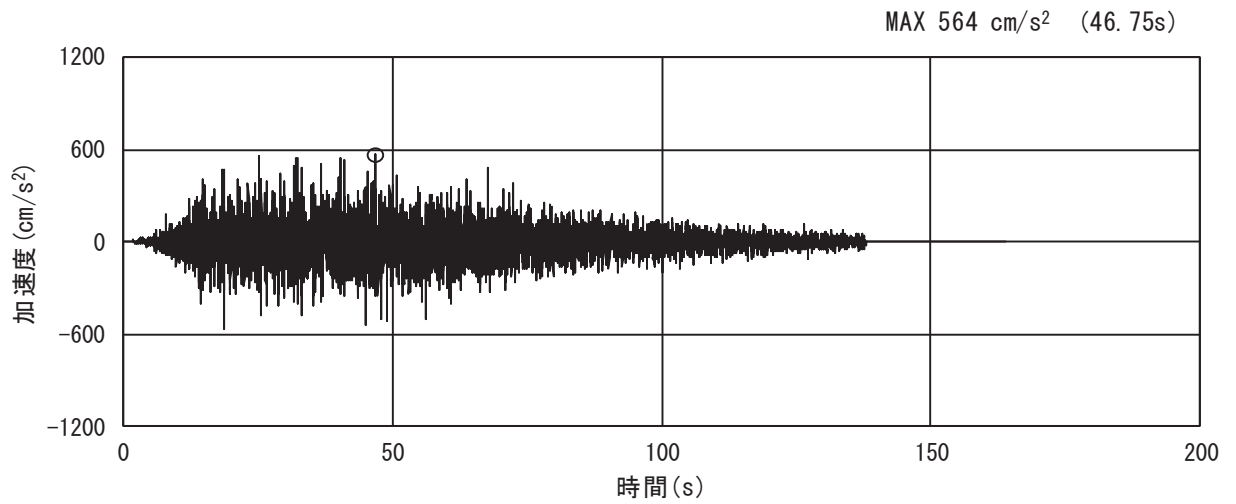
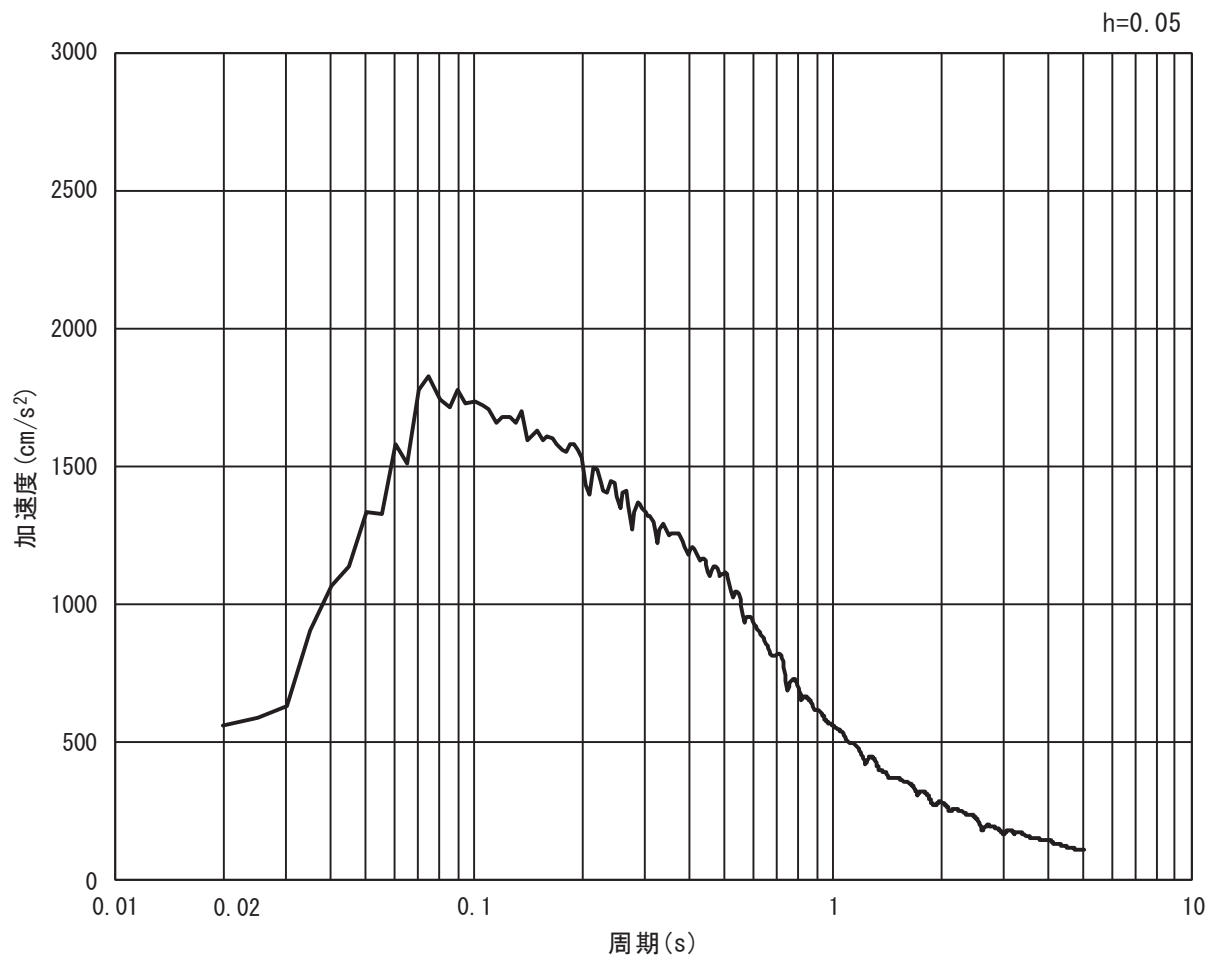


図 3.4-2 1次元解析モデル図

3.4.1 断面①

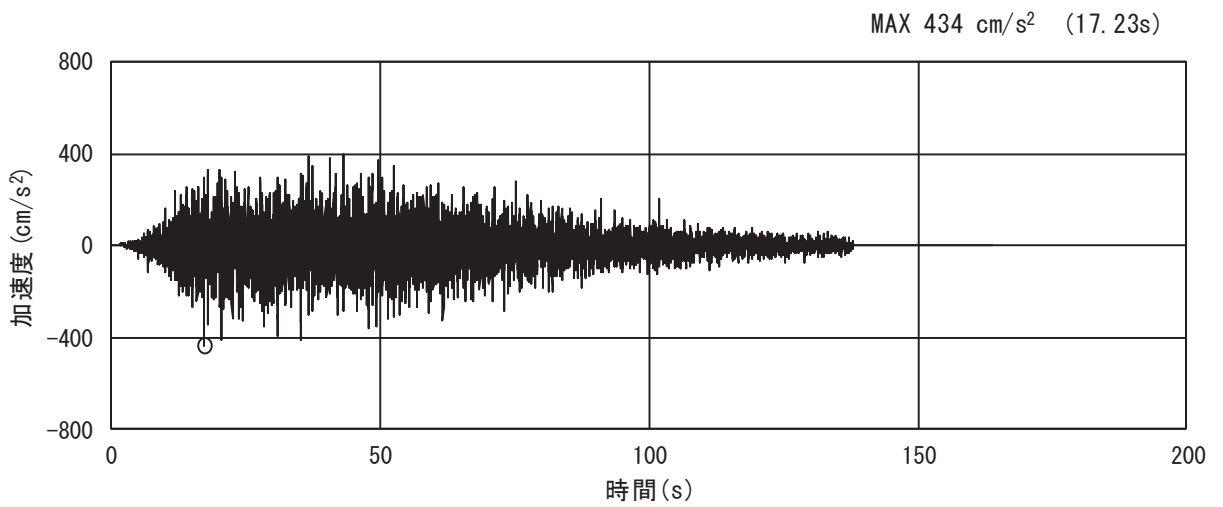


(a) 加速度時刻歴波形

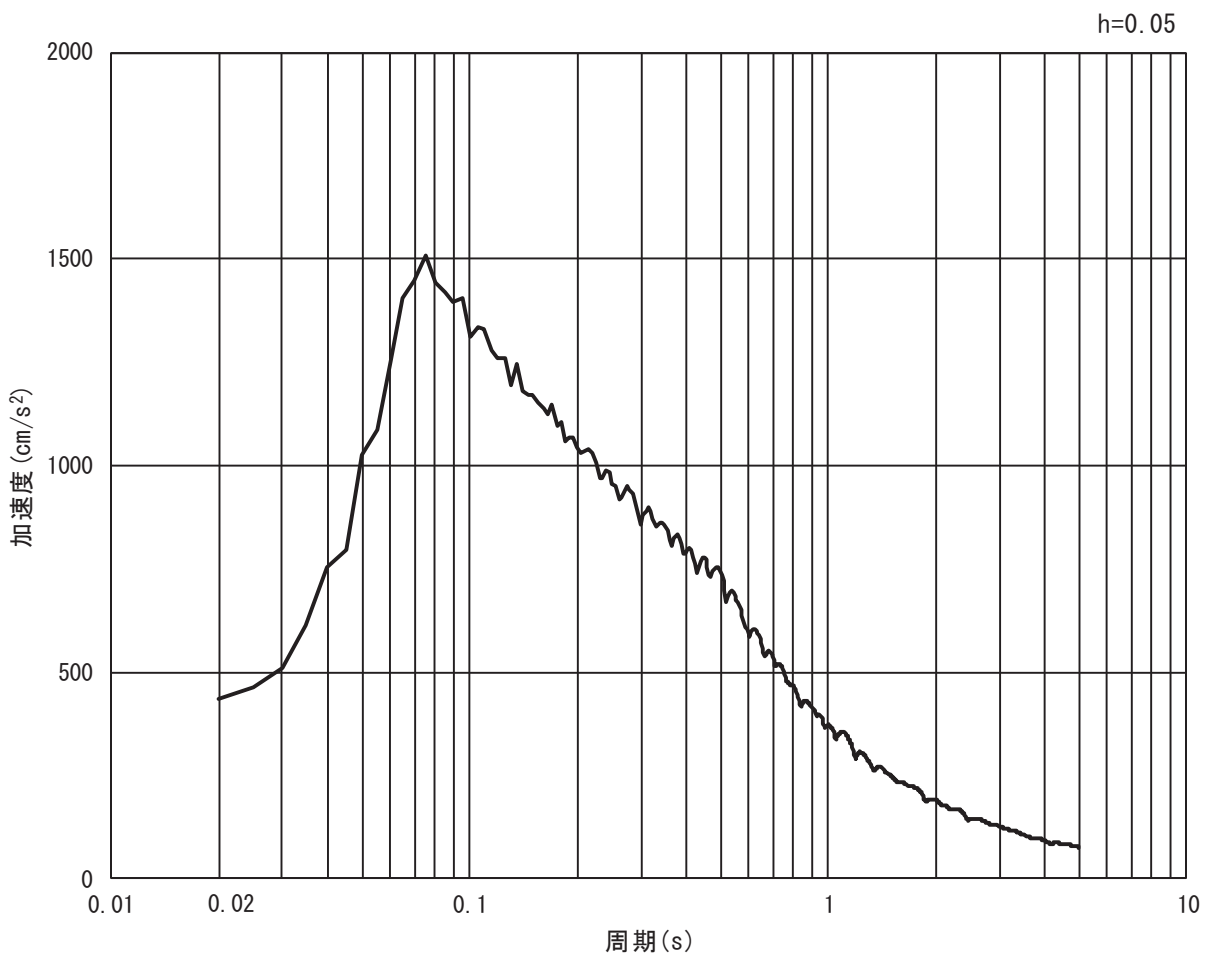


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1)

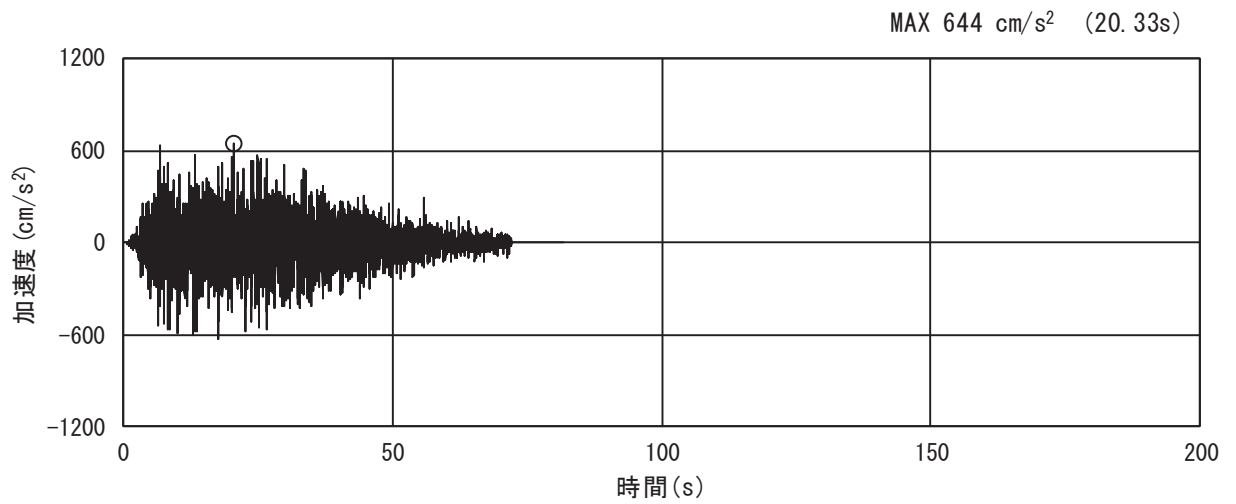


(a) 加速度時刻歴波形

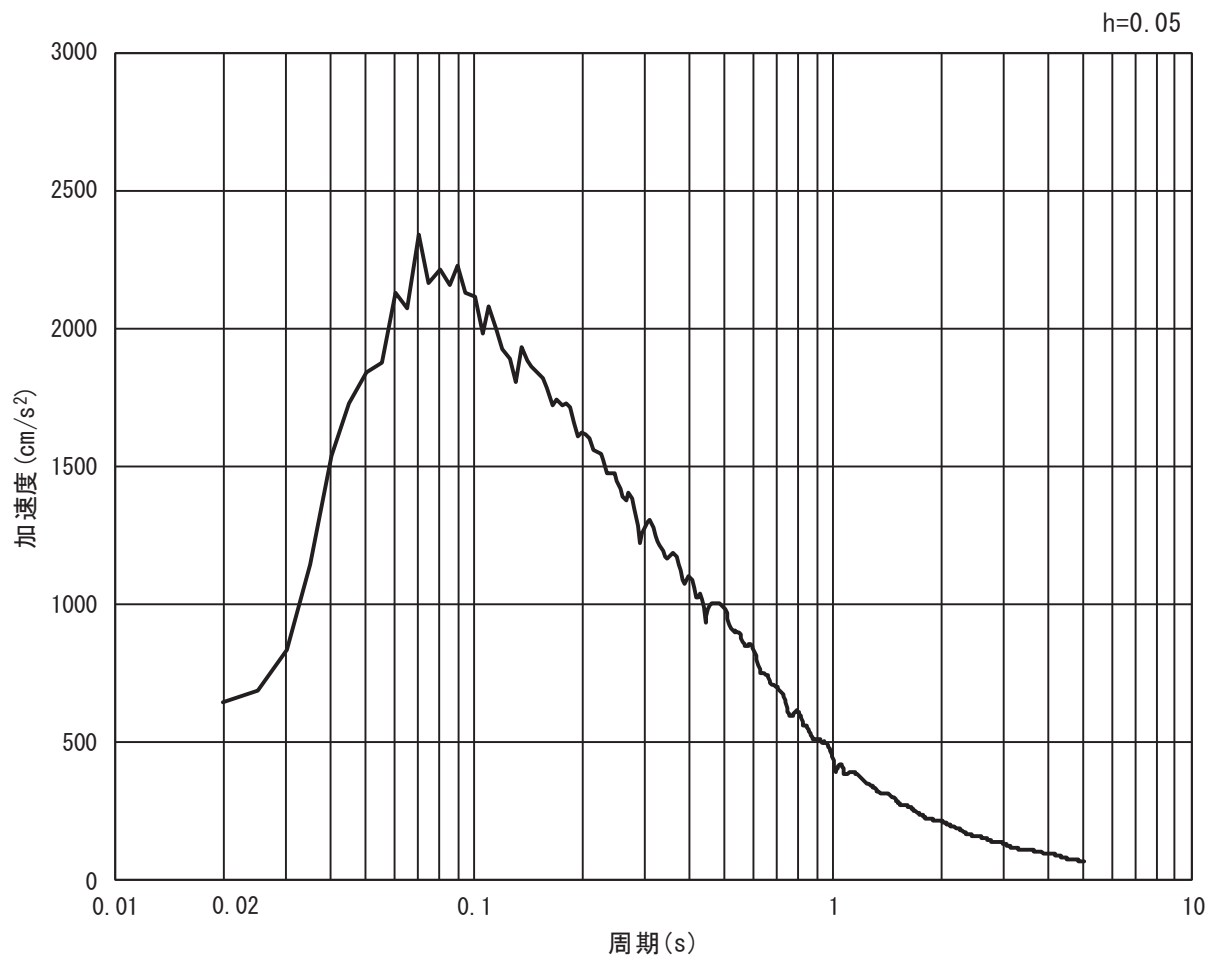


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1)

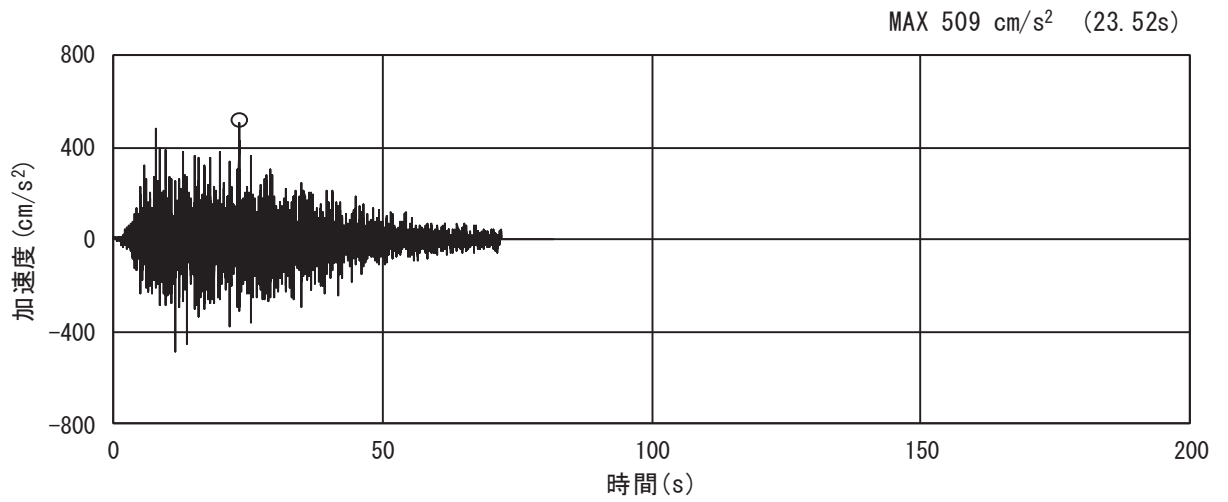


(a) 加速度時刻歴波形

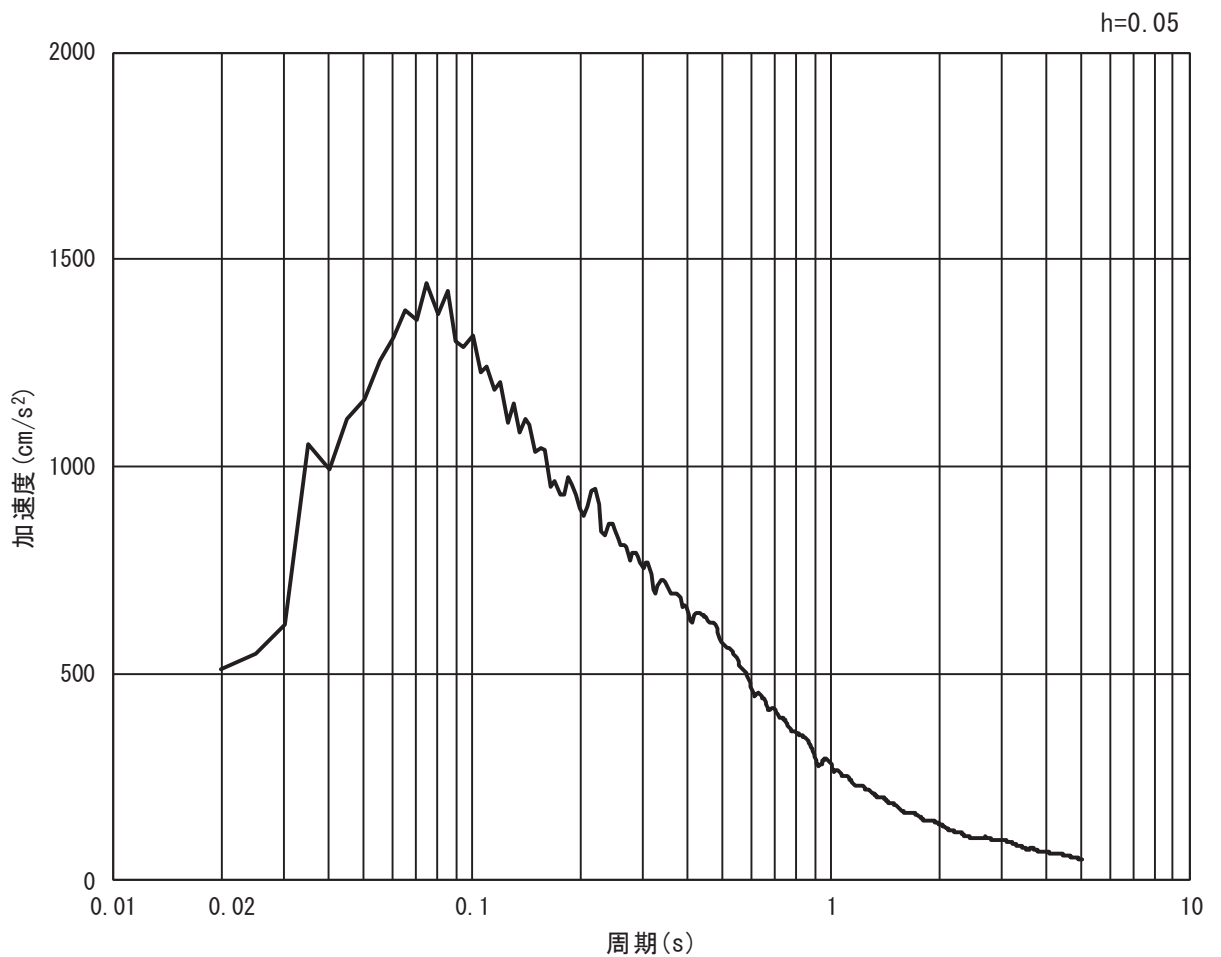


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 2)



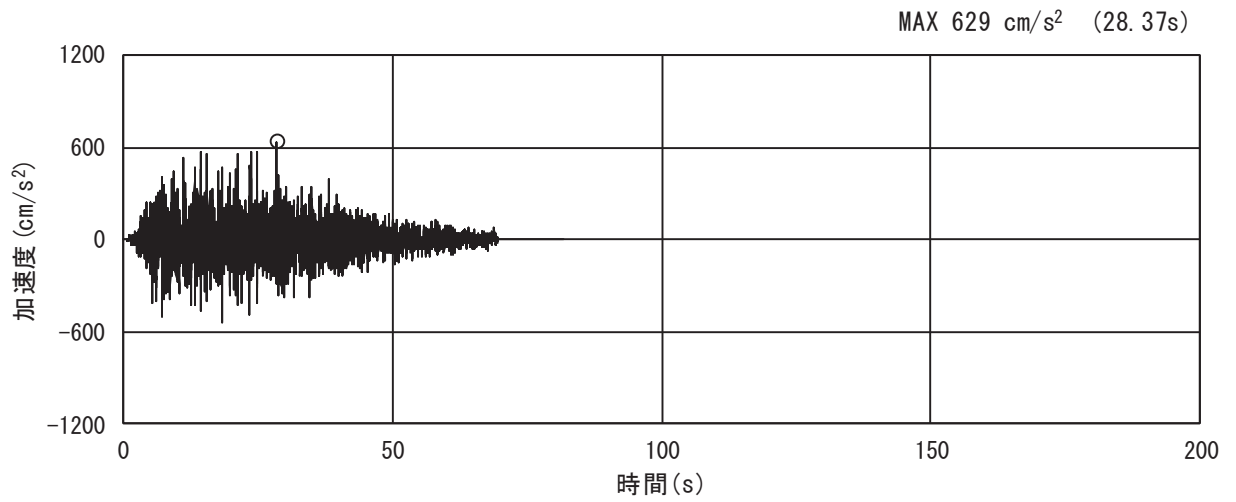
(a) 加速度時刻歴波形



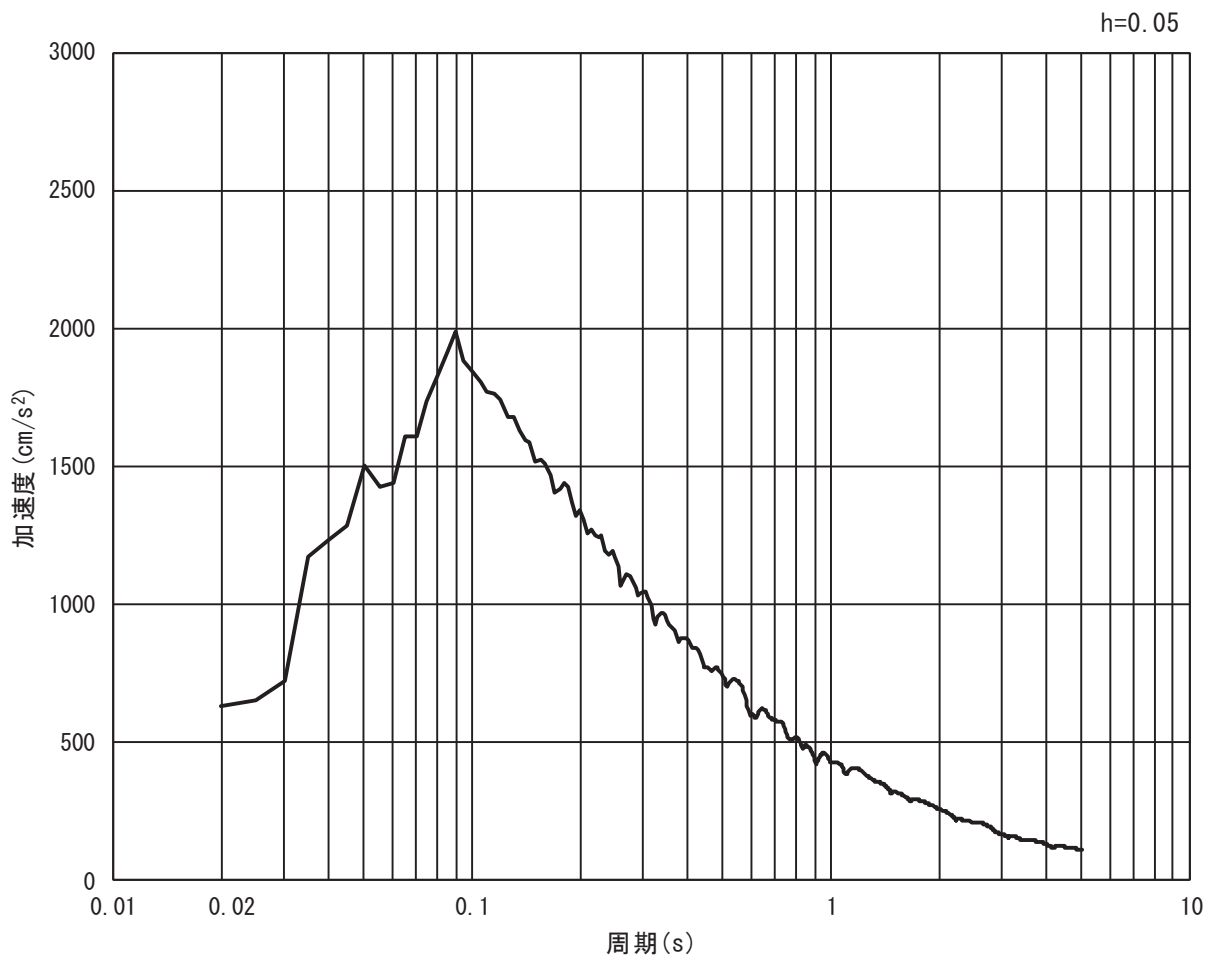
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - D 2)



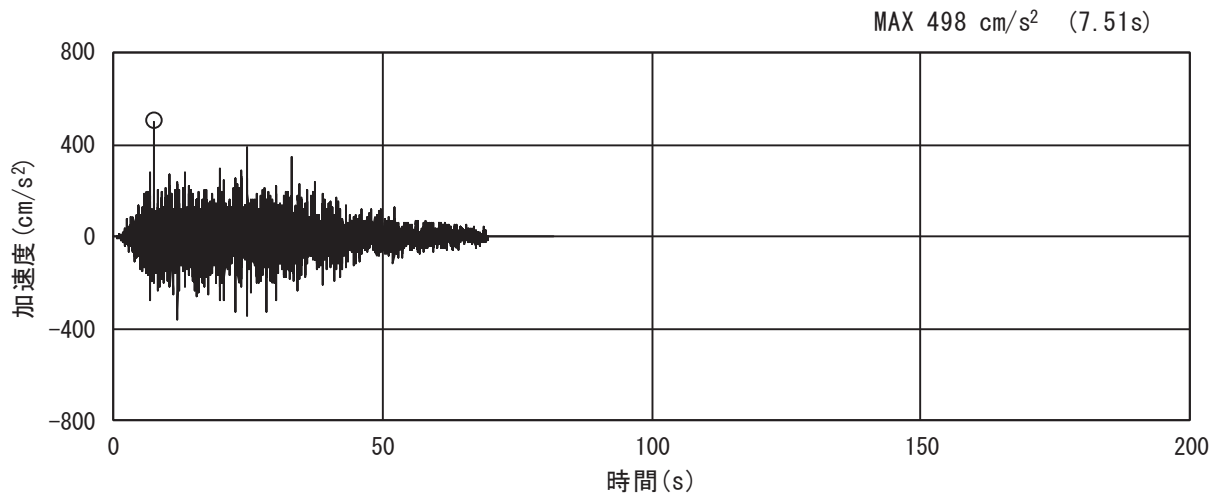


(a) 加速度時刻歴波形

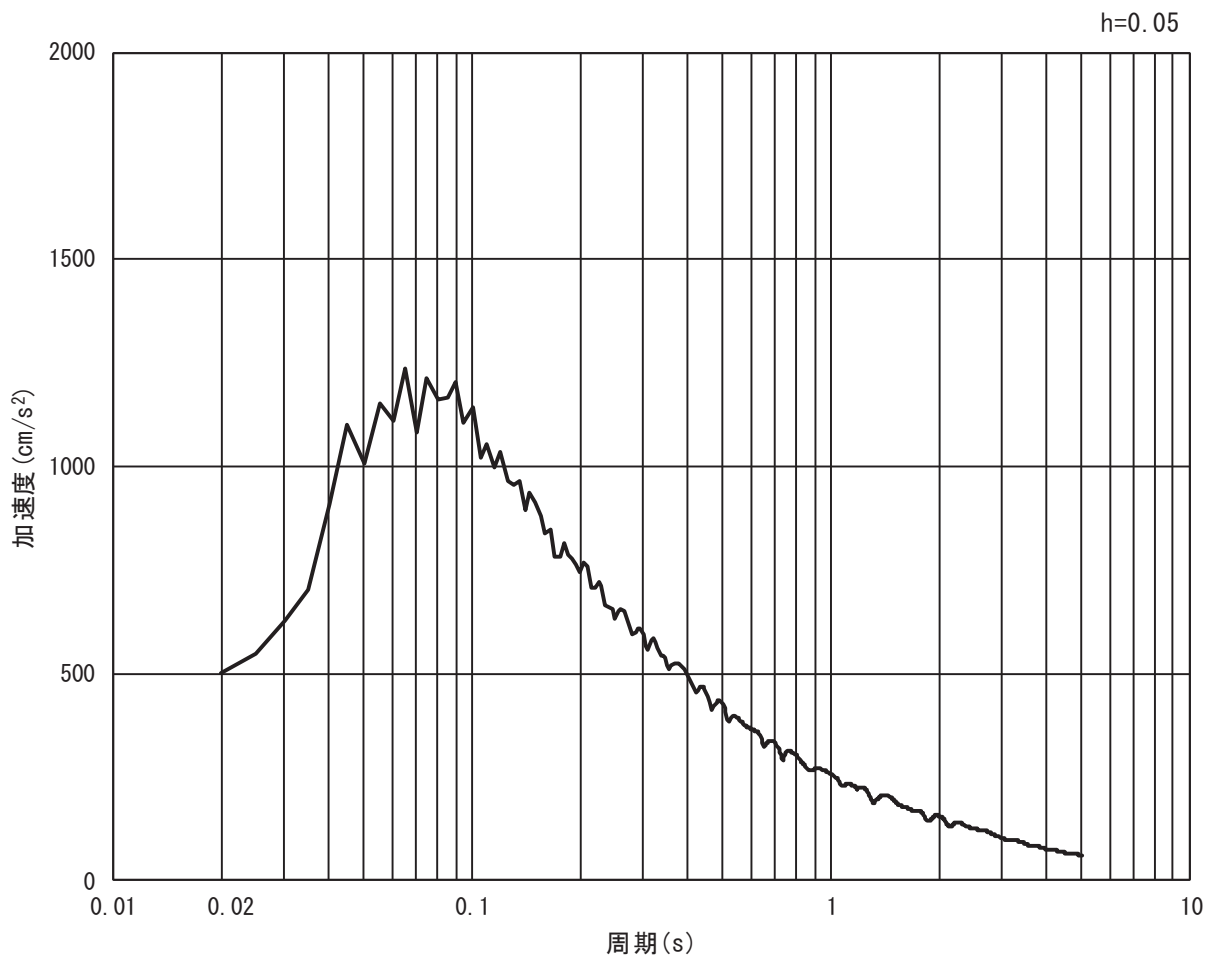


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 3)

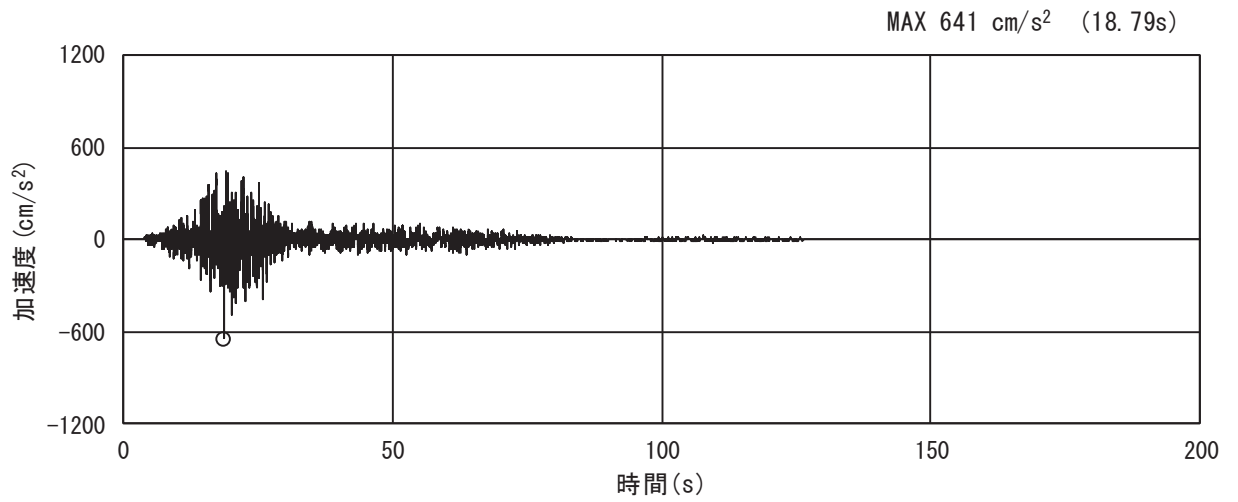


(a) 加速度時刻歴波形

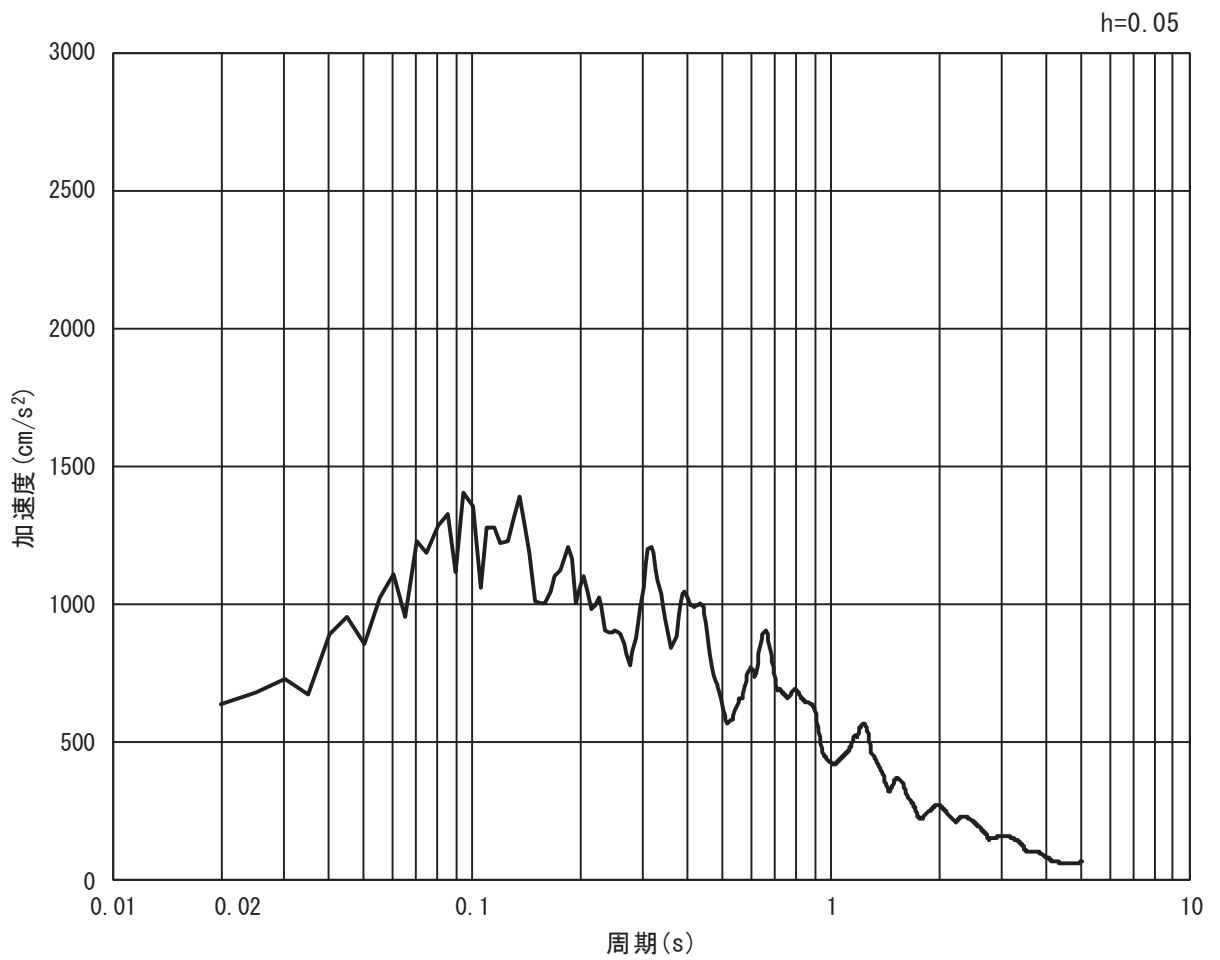


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - D 3)

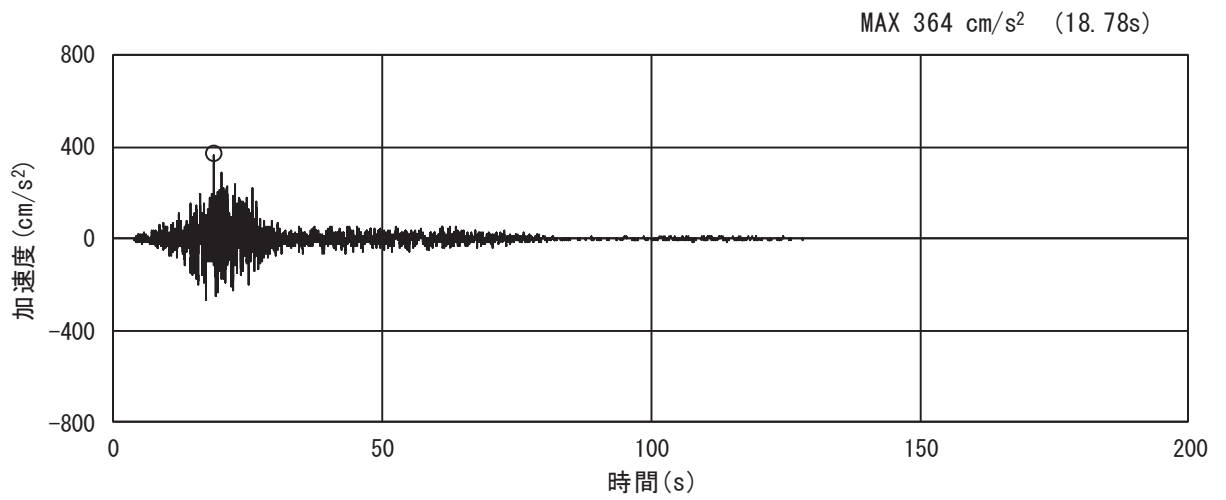


(a) 加速度時刻歴波形

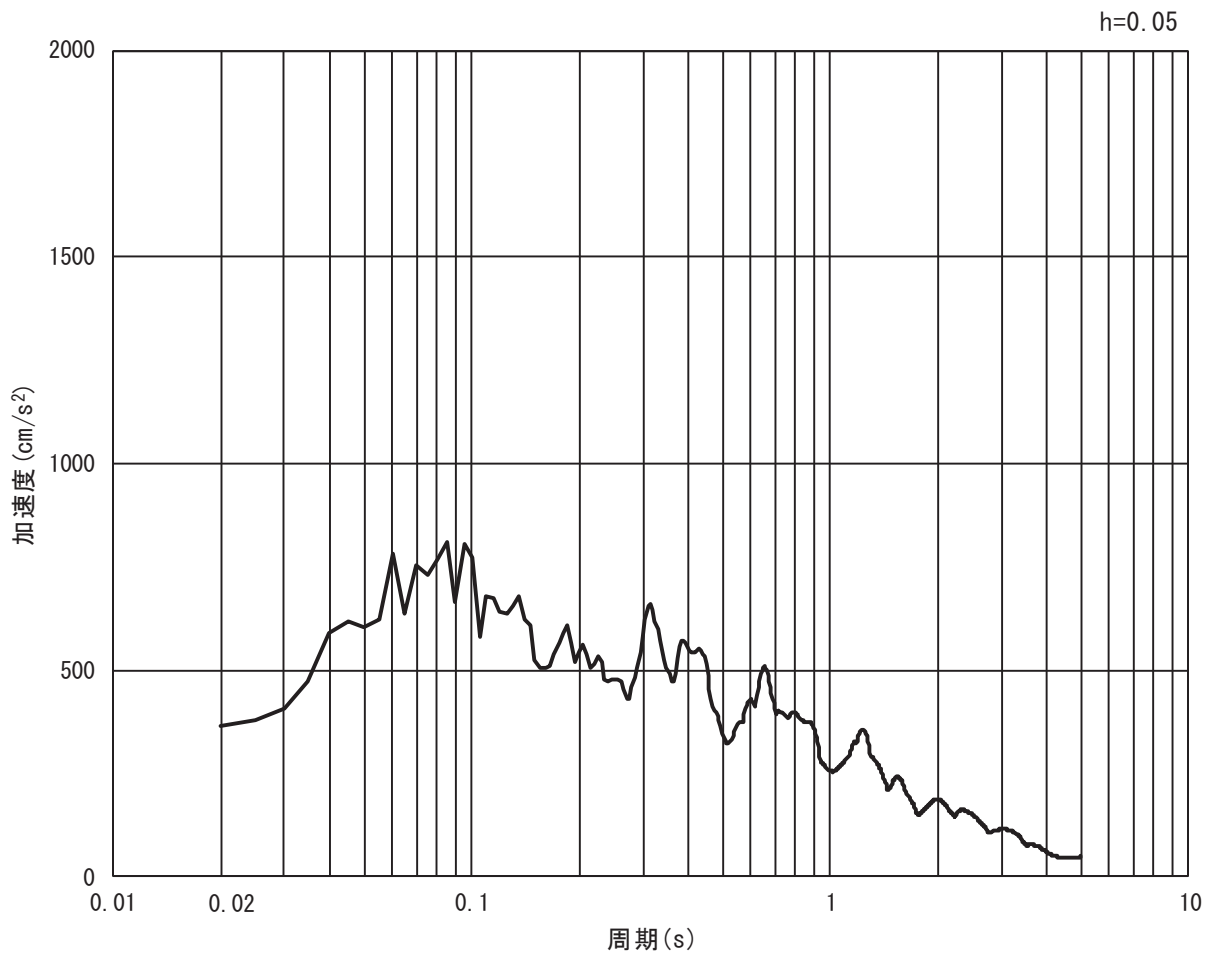


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 1)

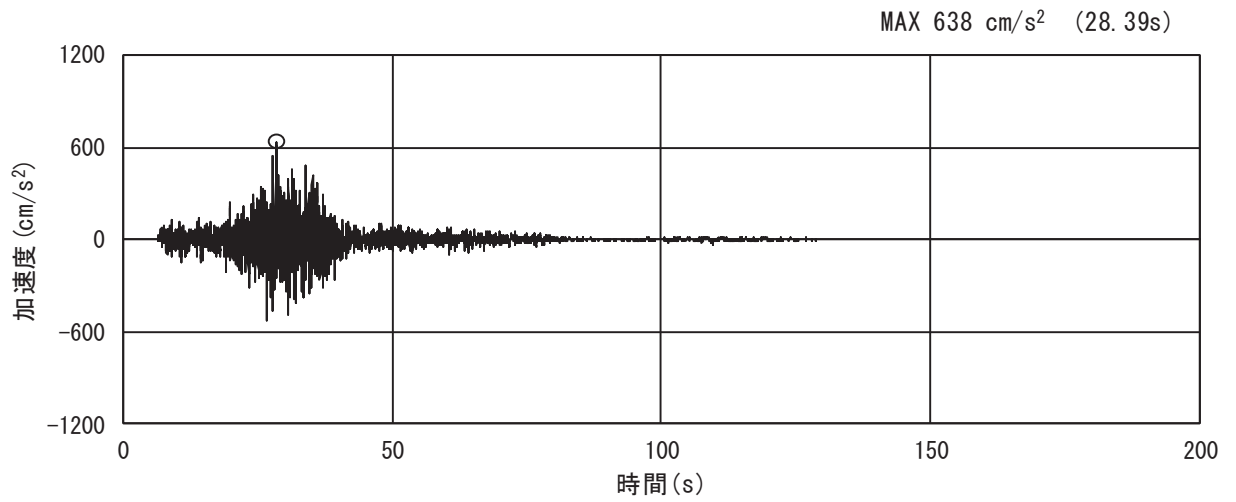


(a) 加速度時刻歴波形

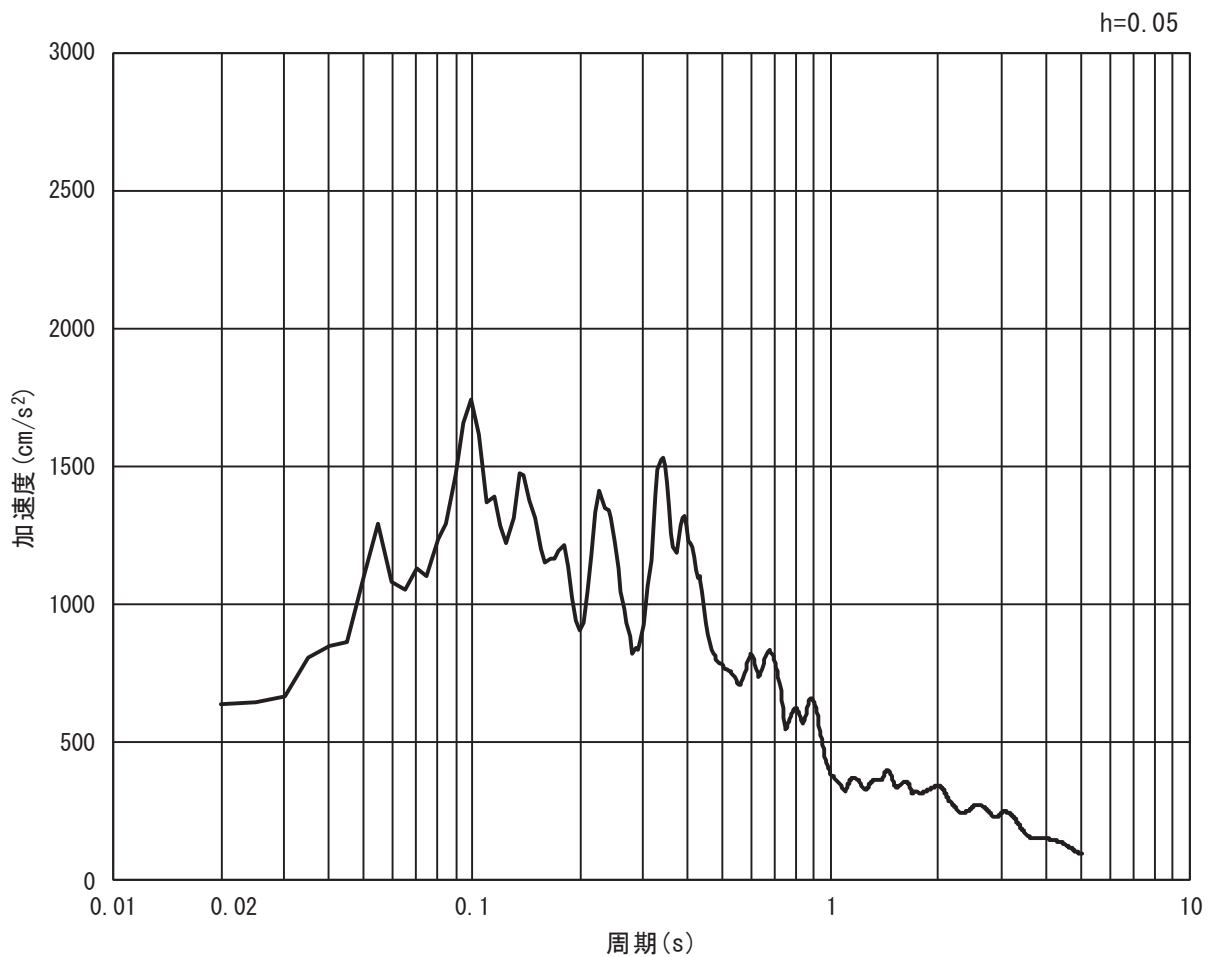


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - F 1)

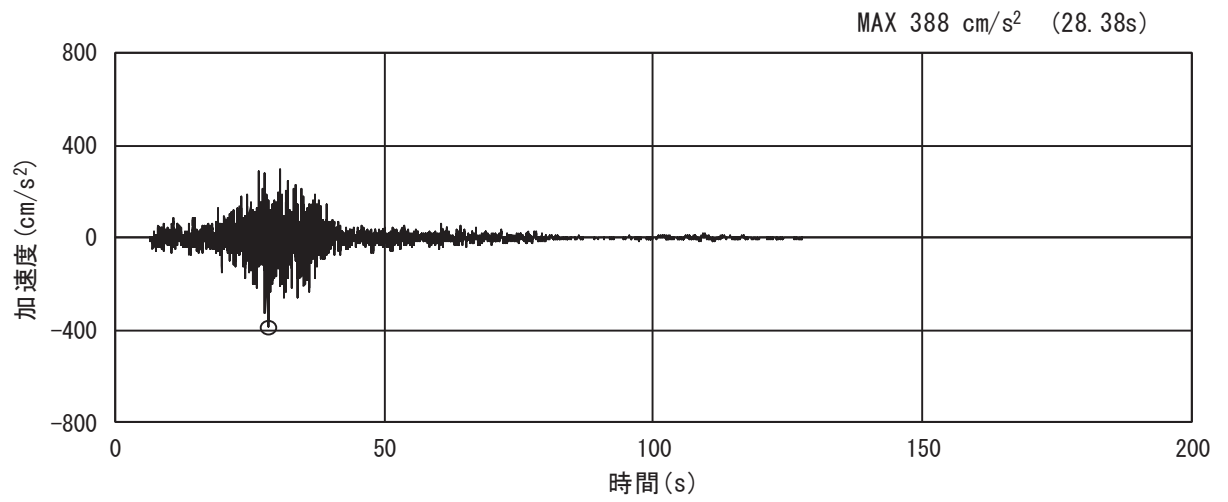


(a) 加速度時刻歴波形

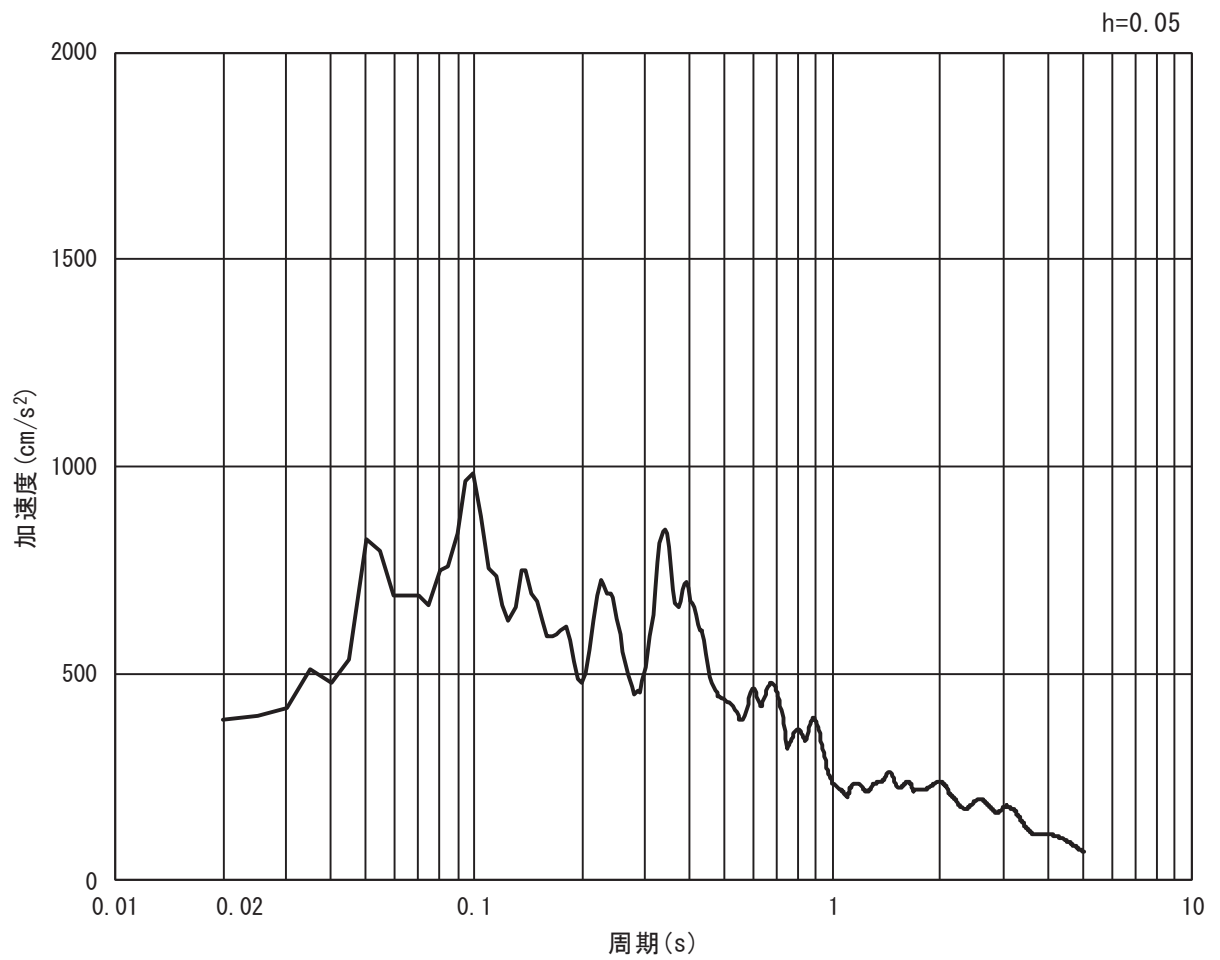


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 2)

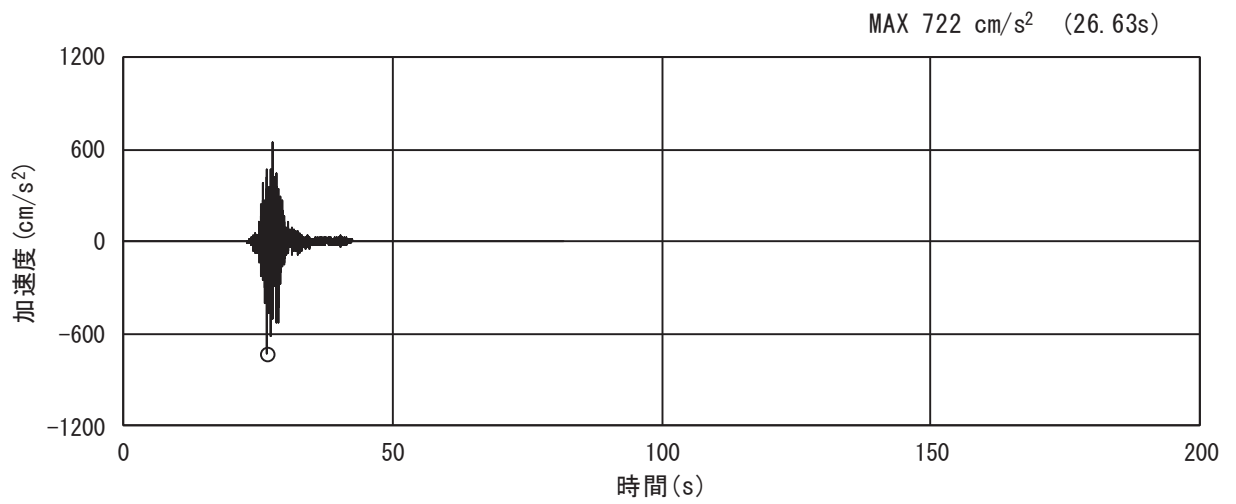


(a) 加速度時刻歴波形

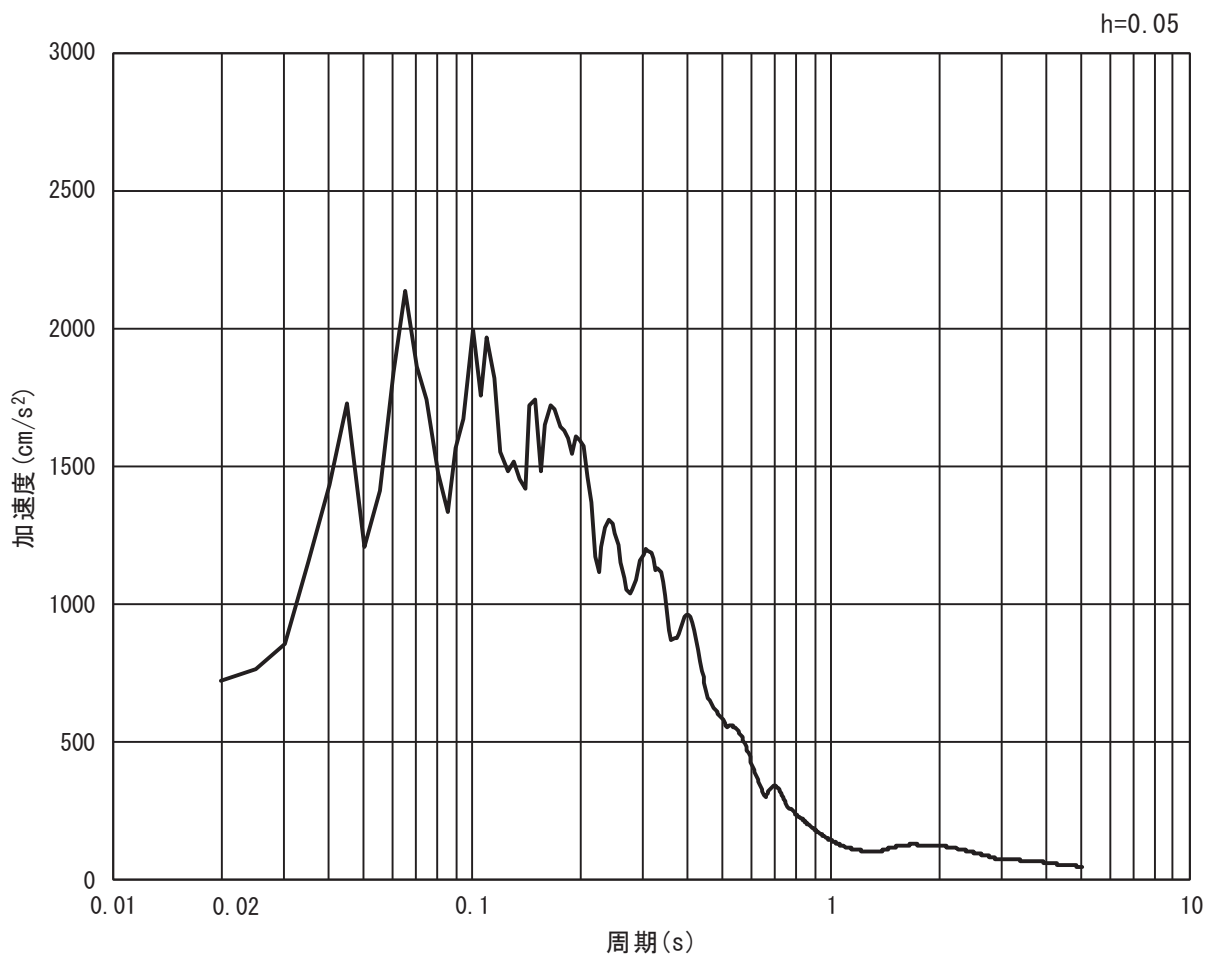


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - F 2)

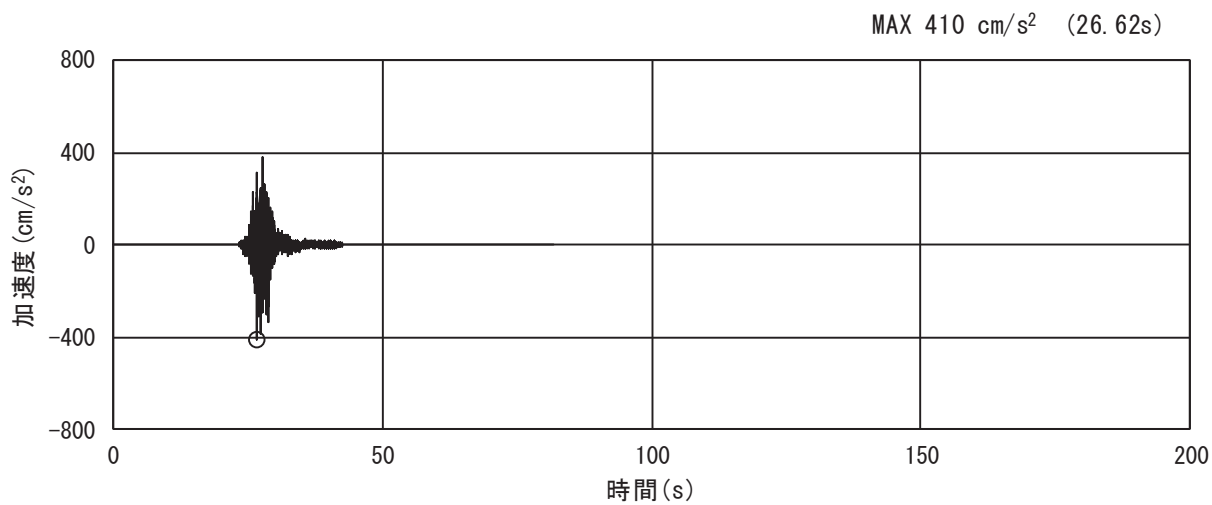


(a) 加速度時刻歴波形

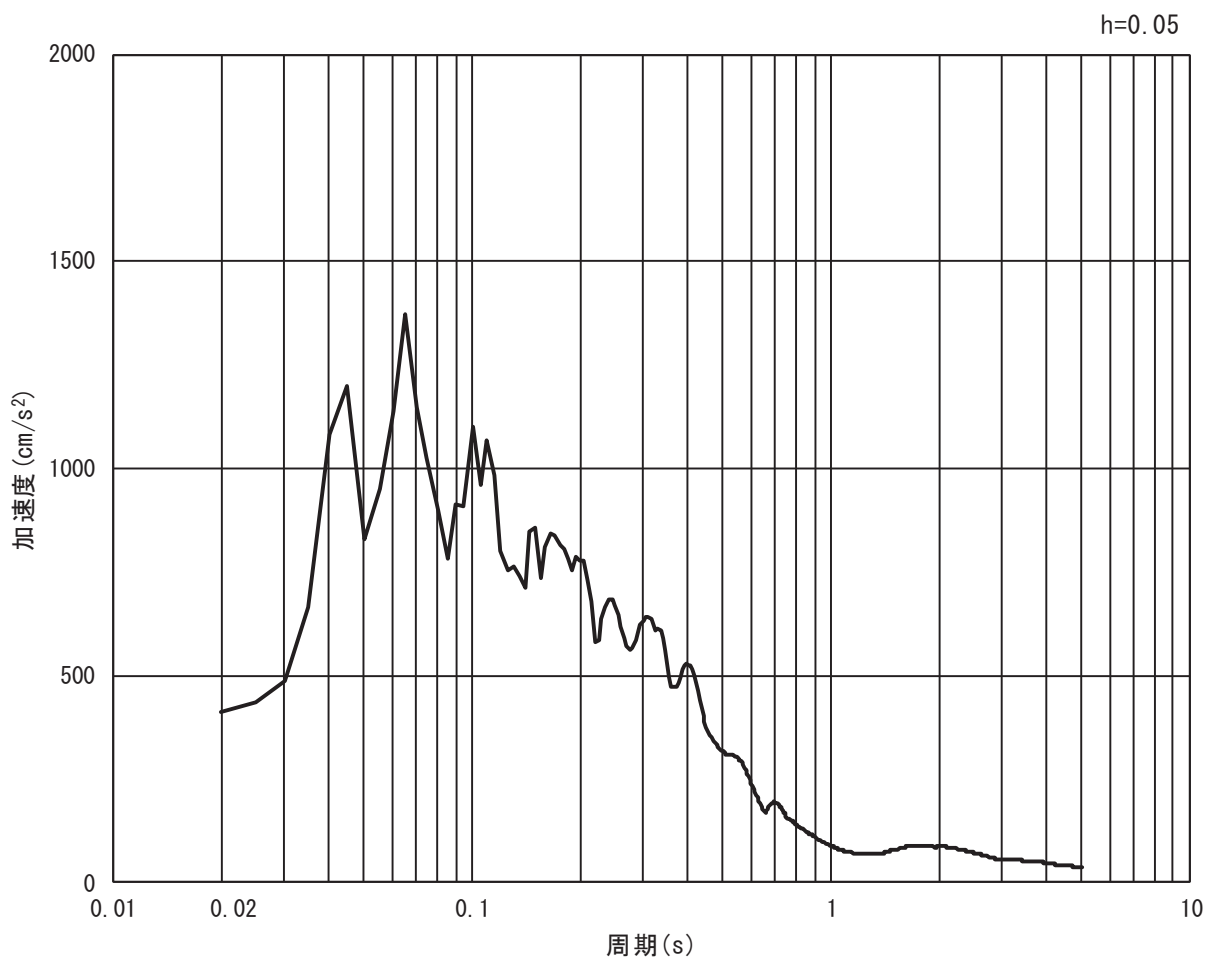


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 3)



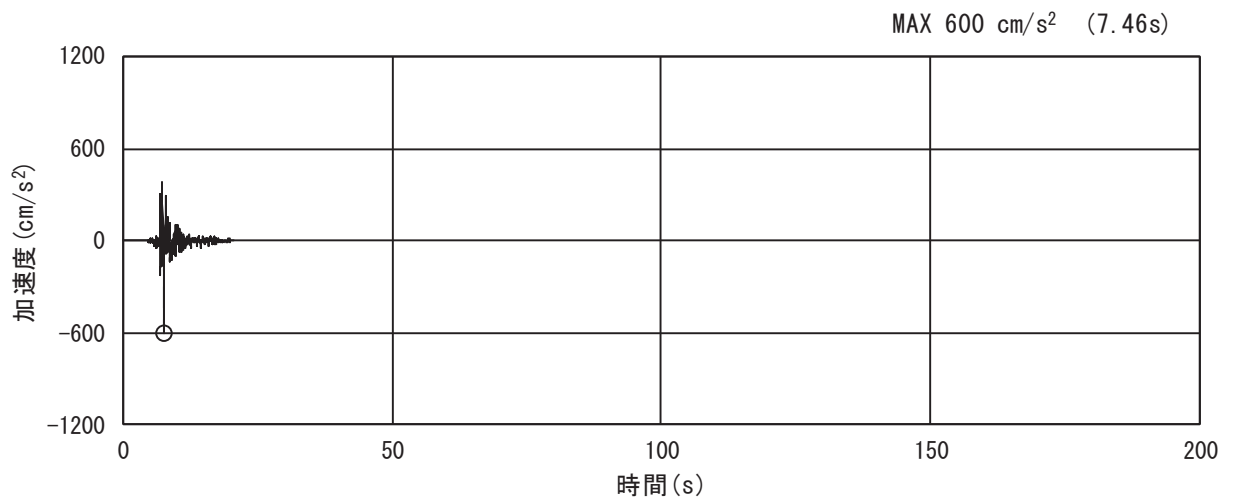
(a) 加速度時刻歴波形



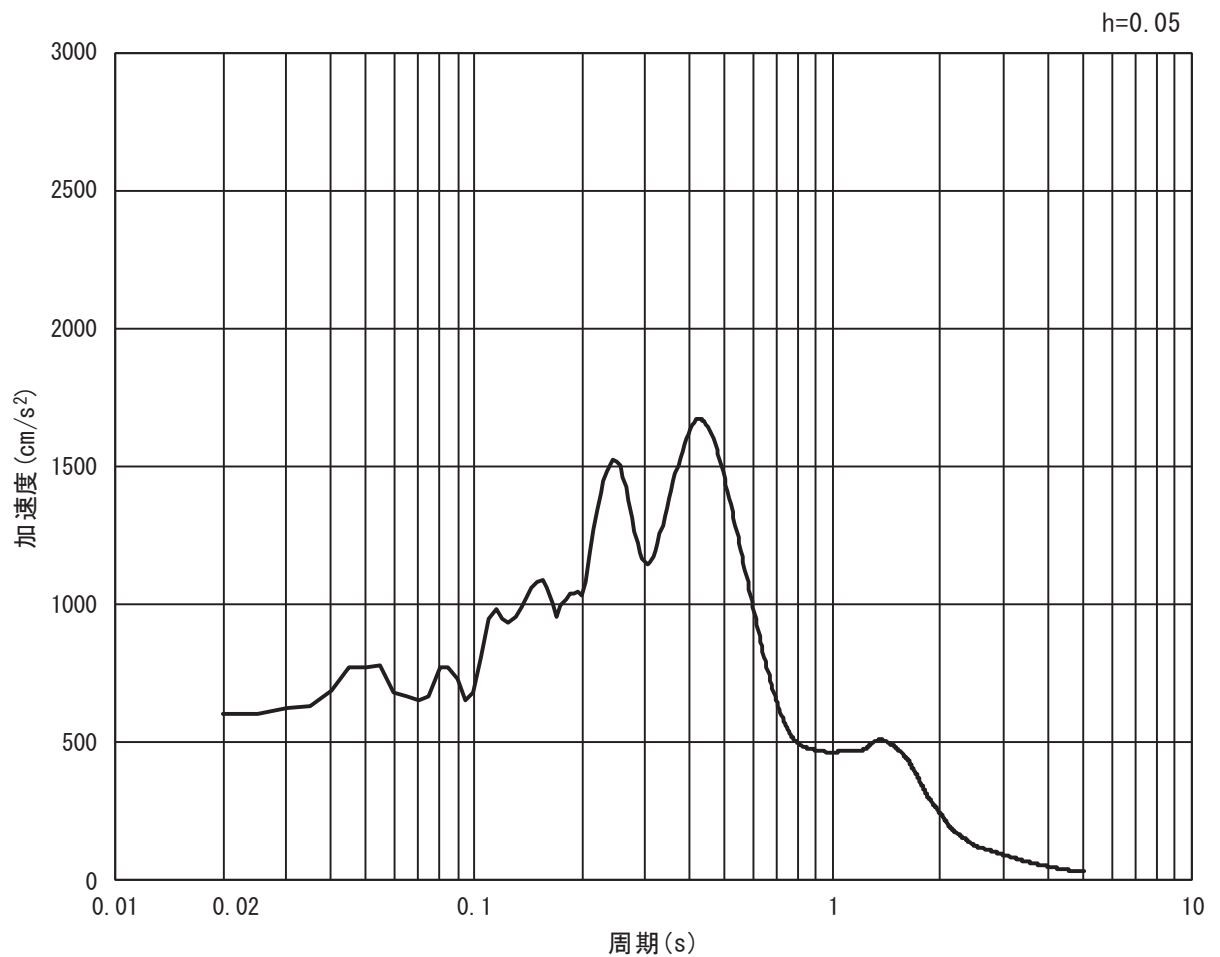
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3)



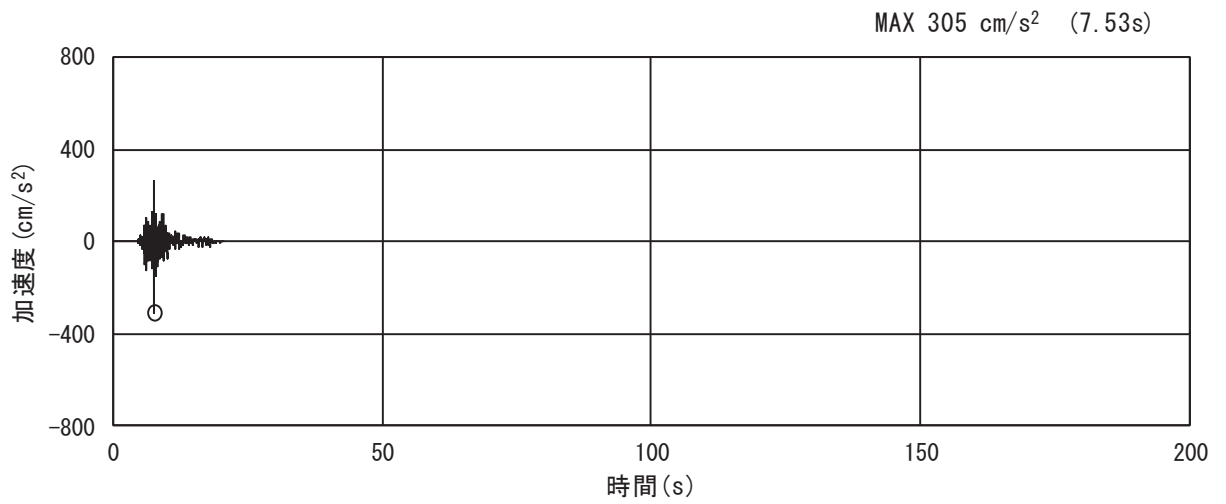


(a) 加速度時刻歴波形

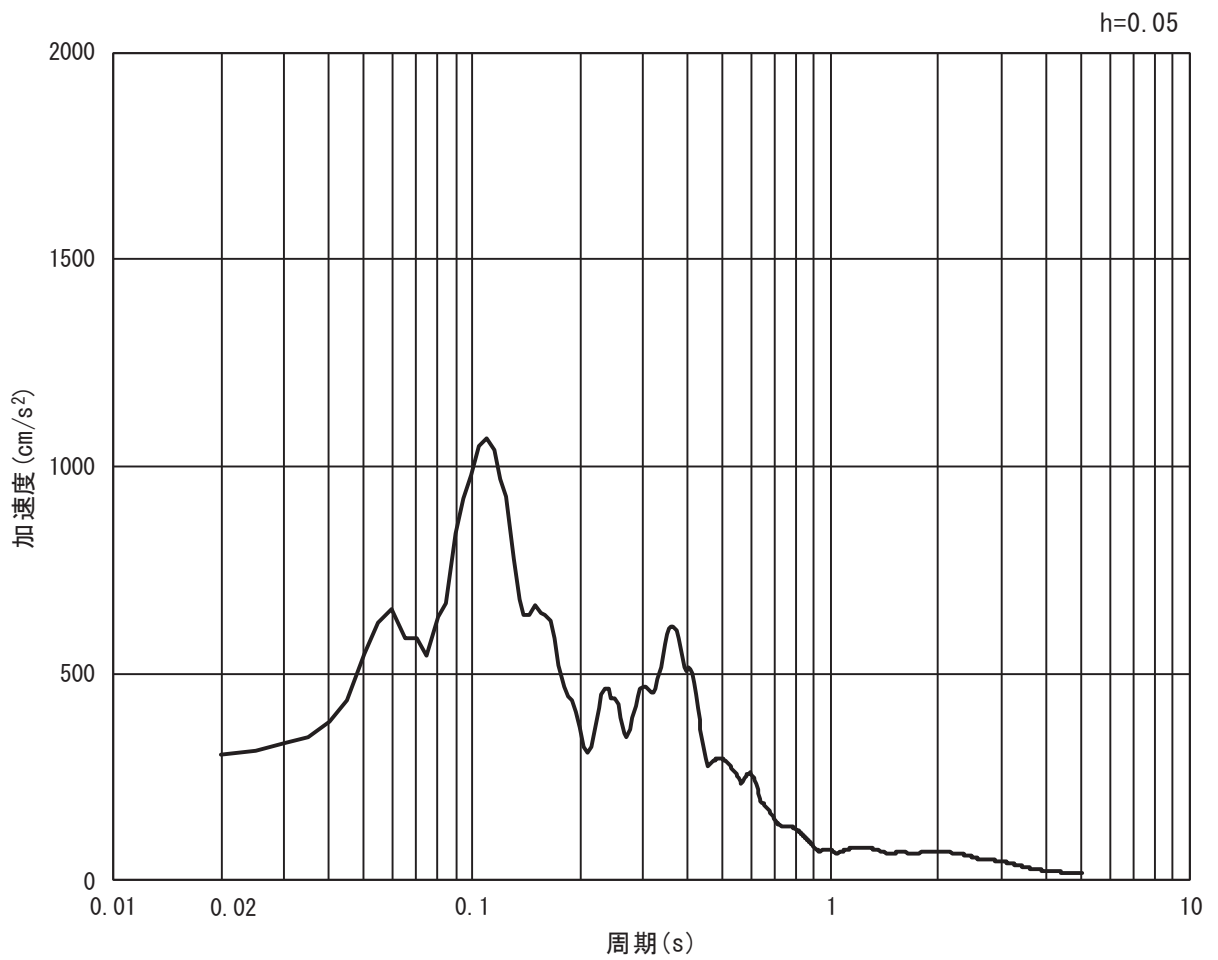


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

##### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び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。具体的には、図 3.5-1 に示すとおりモデル化幅は、斜面の法尻から法面の水平距離の 1 倍以上離隔を取り、モデル化高さは、斜面高さの 2 倍以上とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

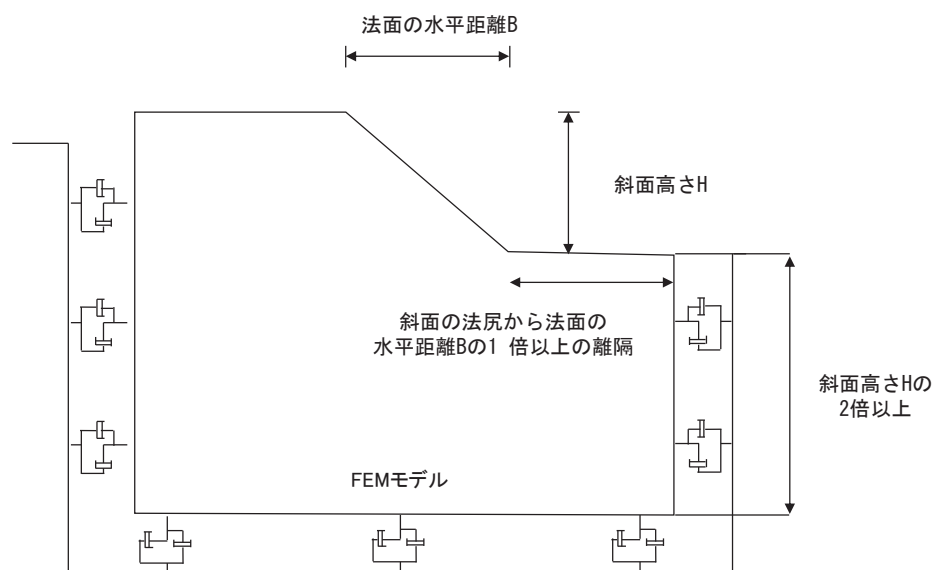


図 3.5-1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

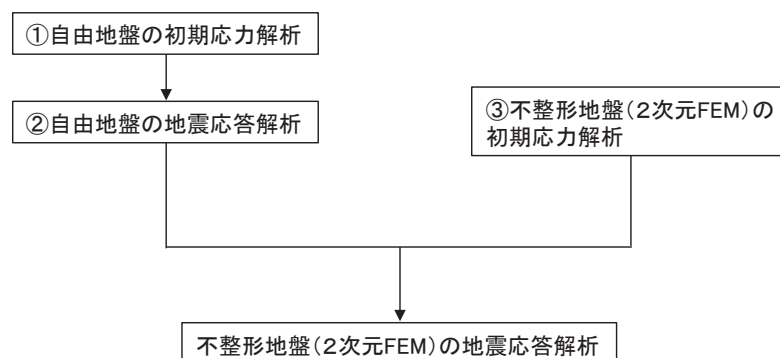


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

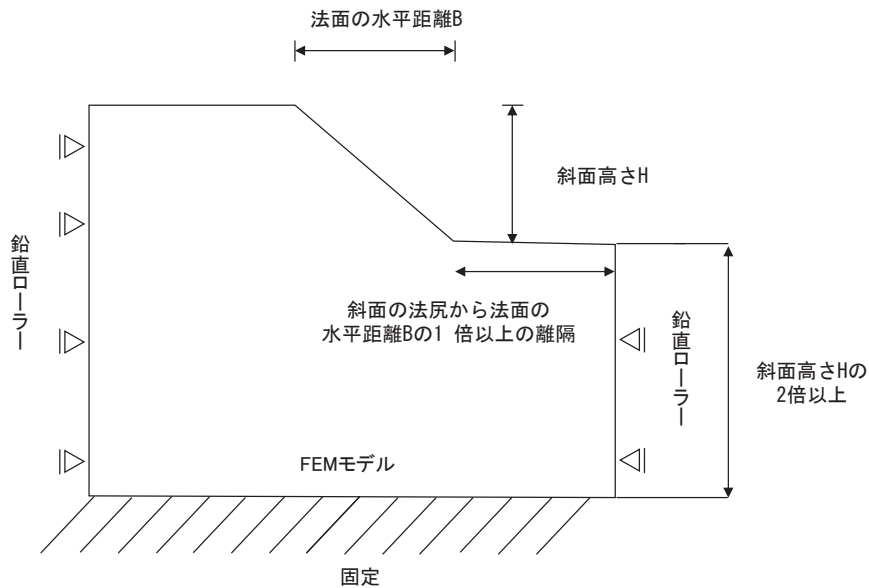


図 3.5-3 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震時応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析モデルを図 3.5-4 に示す。

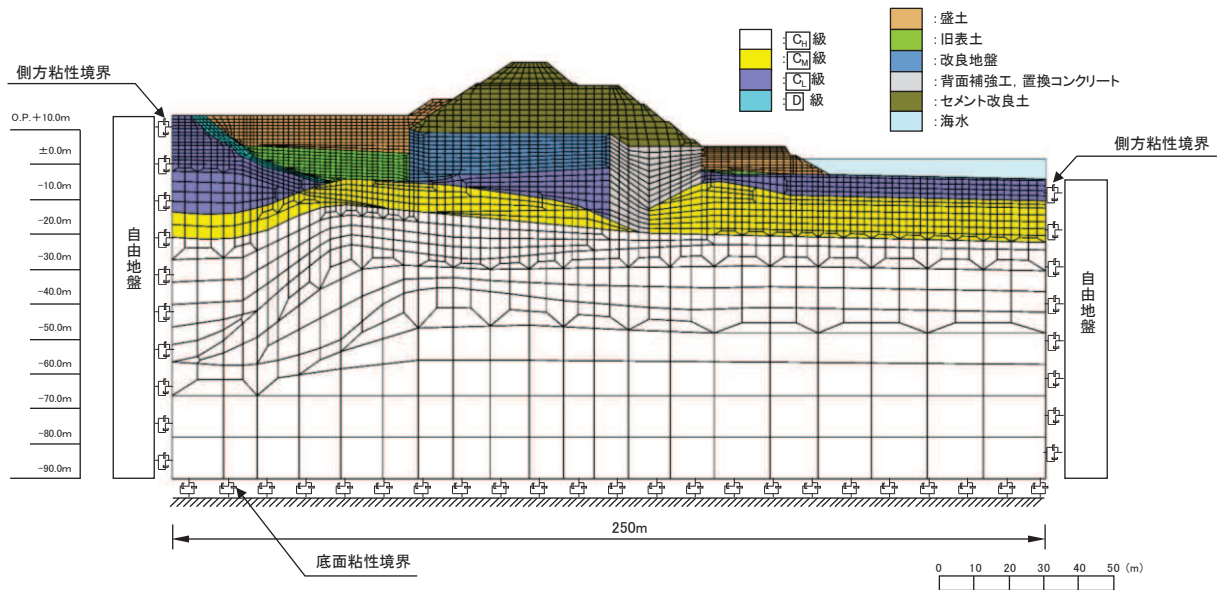


図 3.5-4 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

(3) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルクスプリング要素），置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。D級岩盤，改良地盤，盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため，マルクスプリング要素でモデル化する。また，地下水位以深の盛土・旧表土は，液状化パラメータを設定することで，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

また，防潮堤（盛土堤防）敷地側のセメント改良土については，受動側の抵抗が小さい方が保守的と考え，盛土でモデル化した。

なお，岩盤は砂岩でモデル化する。

(5) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$ 、  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、  $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3.5-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 3.5-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土* <sup>1</sup>	0.10	33.9
盛土* <sup>2</sup>	0.00	30.0
旧表土	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
CL級	0.46	44.0

注記 \*1 : 地下水位以浅

\*2 : 地下水位以深

表 3.5-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の $c$	改良地盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 3.5-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3.5-5 に，ジョイント要素の配置を図 3.5-6 に示す。

表 3.5-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

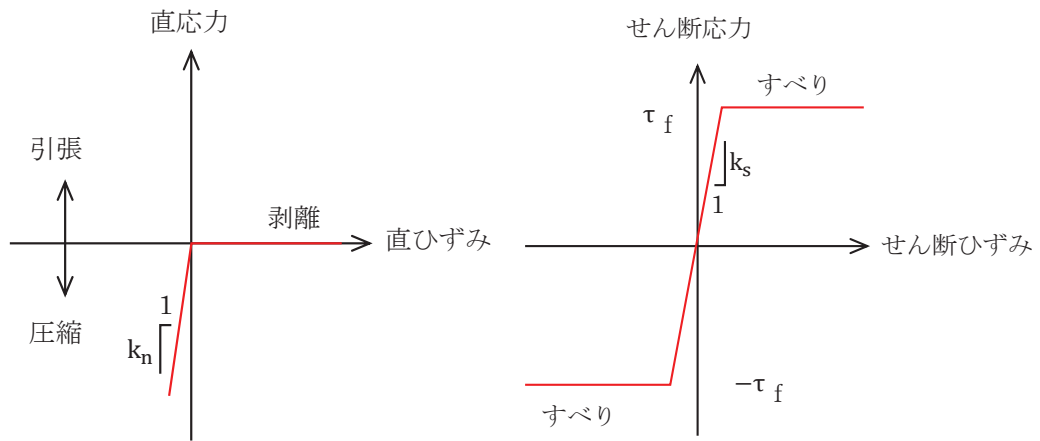


図 3.5-5 ジョイント要素の力学特性

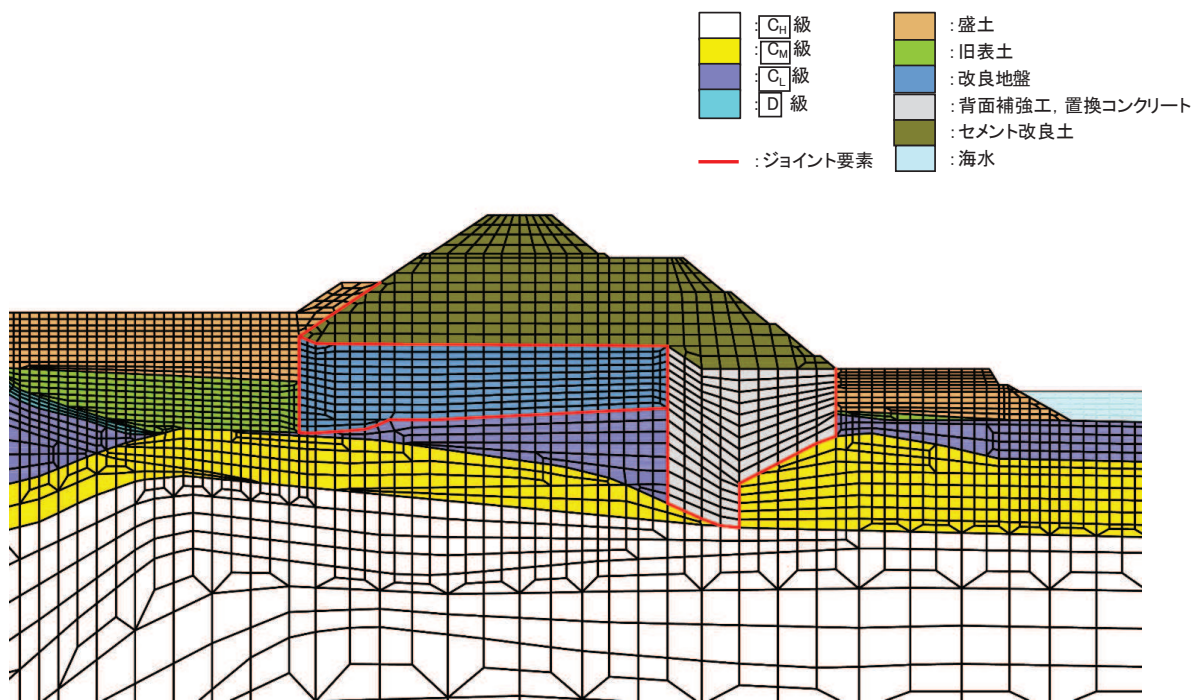


図 3.5-6 断面①におけるジョイント要素の配置図



### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-4 に、材料の物性値を表 3.5-5 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3.5-4 使用材料

材料	諸元
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度：30 N/mm <sup>2</sup>

表 3.5-5 材料の物性値

材料	単位 体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	残留 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポア ソン比
コンクリート (置換コンクリート)	22.5*1	6.00*2	-*3	2.22*1	-*3	2.80×10 <sup>4</sup> *1	0.2*1

注記 \*1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

\*2：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

\*3：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-6～表 3.5-9 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 3.5-6(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-5(2) 参照	0.03		
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03		
C <sub>L</sub> 級	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$		

表 3.5-6(2) 地盤の解析用物性値（牧の浜部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-5(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 3.5-7 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性				強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	静的・動的特性		静的特性		動的特性		動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 h		
			内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )				
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$		
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$		
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$		
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$		
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$		

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \nu / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau / G_0$$

\*2: 断層及びびシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 3.5-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 $n$	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 $h_{mx}$	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005
		$w_1$	1.3	14.0
		$p_1$	1.2	1.0
		$p_2$	0.8	0.6
		$c_1$	2.75	2.8

注記 \* : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 $n$	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 $h_{max}$		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 \*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

### 3.5.4 地下水位

地下水位については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3.1-3 及び表 3.5-10 に示す。

表 3.5-10 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（盛土堤防）	断面①	防潮堤（盛土堤防）より山側で地表面，海側で O.P. +1.43m（朔望平均満潮位）に設定する。

### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（盛土堤防）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤とする。

#### (2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-1 のとおりセメント改良土及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.6-1 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面①	セメント改良土	改良地盤
	置換コンクリート	牧の浜部層*

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.7 許容限界

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

#### 3.7.1 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、表 3.7-1 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-1 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

#### 3.7.2 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-2 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-2 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

#### 3.7.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-3 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-3 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

#### 3.7.4 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7-4 に示す。

表 3.7-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	牧の浜部層*	11.4*
	改良地盤	4.4

注記 \* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象



### 3.8 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.1 セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-1 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として±5° 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。セメント改良土の想定すべり線を図 3.8-2 に示す。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ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。

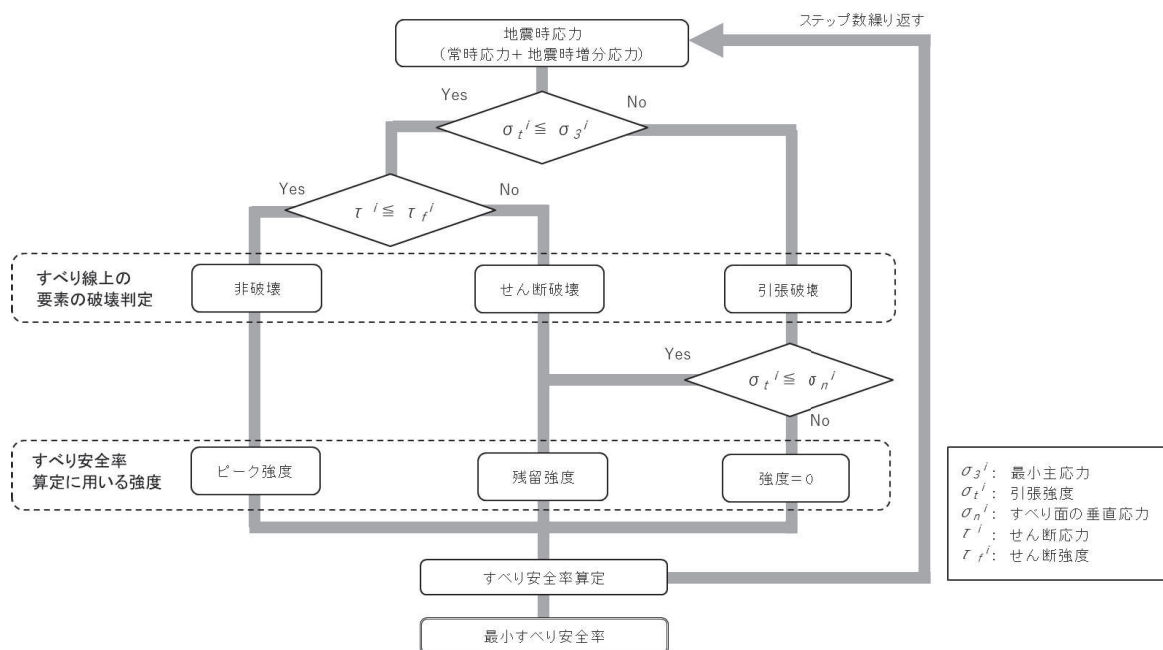


図 3.8-1 すべり安全率算定のフロー

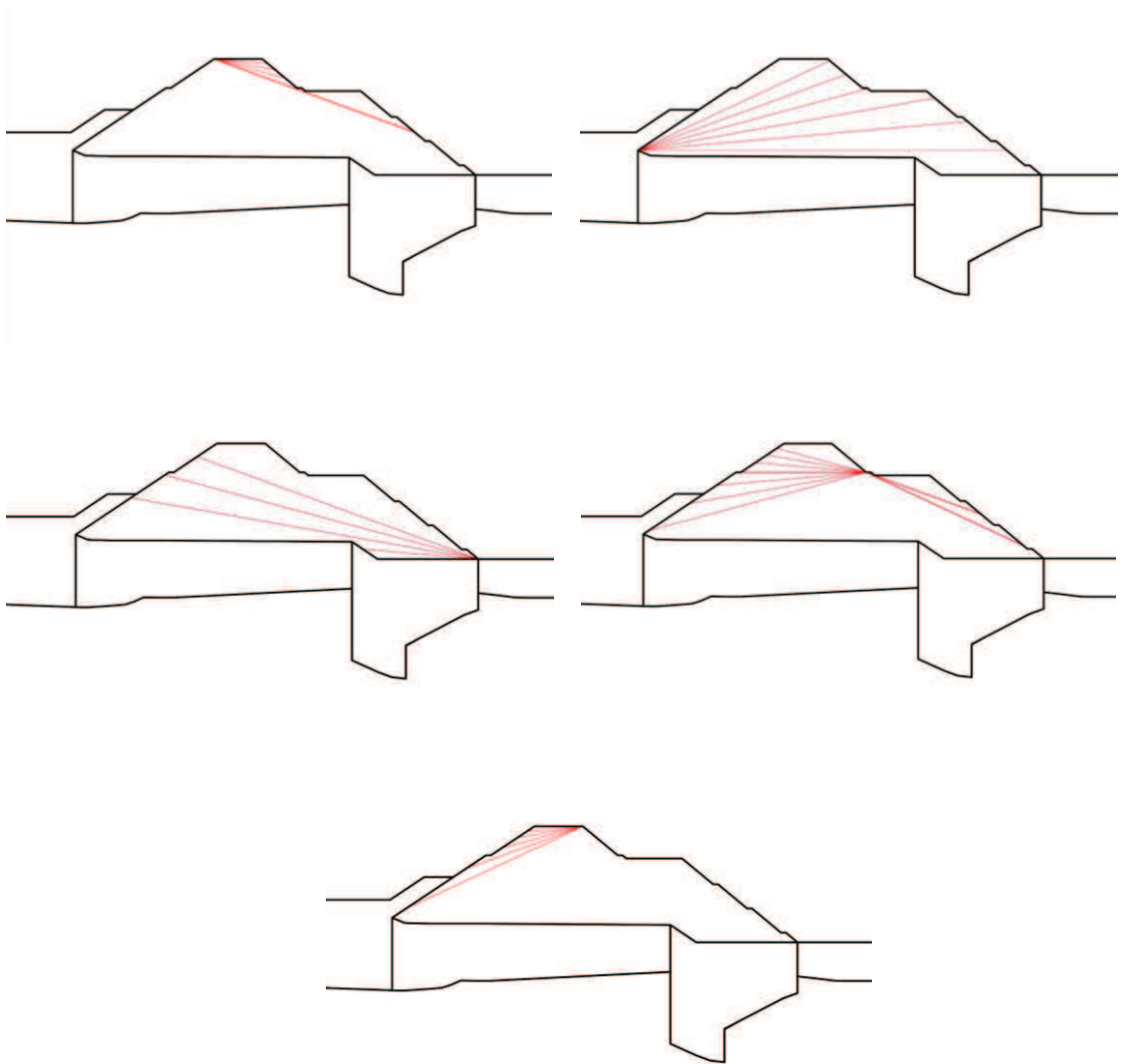


図 3.8-2 セメント改良土の想定すべり線

### 3.8.2 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-1 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.8-3 に示す。

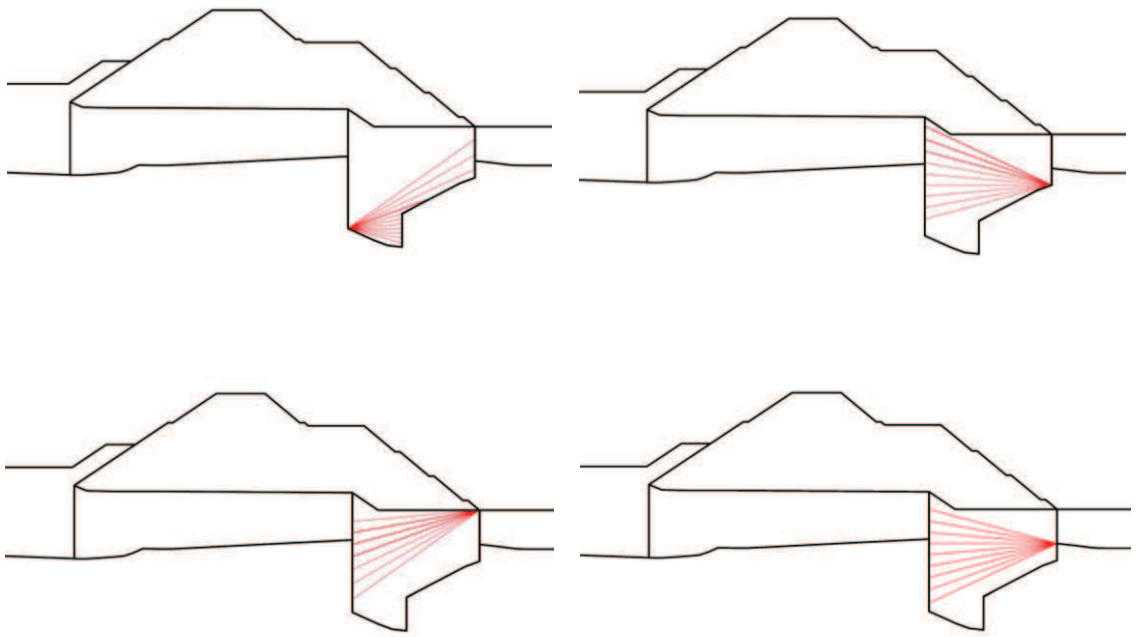


図 3.8-3 置換コンクリートの想定すべり線

### 3.8.3 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図3.8-1に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。改良地盤の想定すべり線を図3.8-4に示す。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 $-1\sigma$ 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。

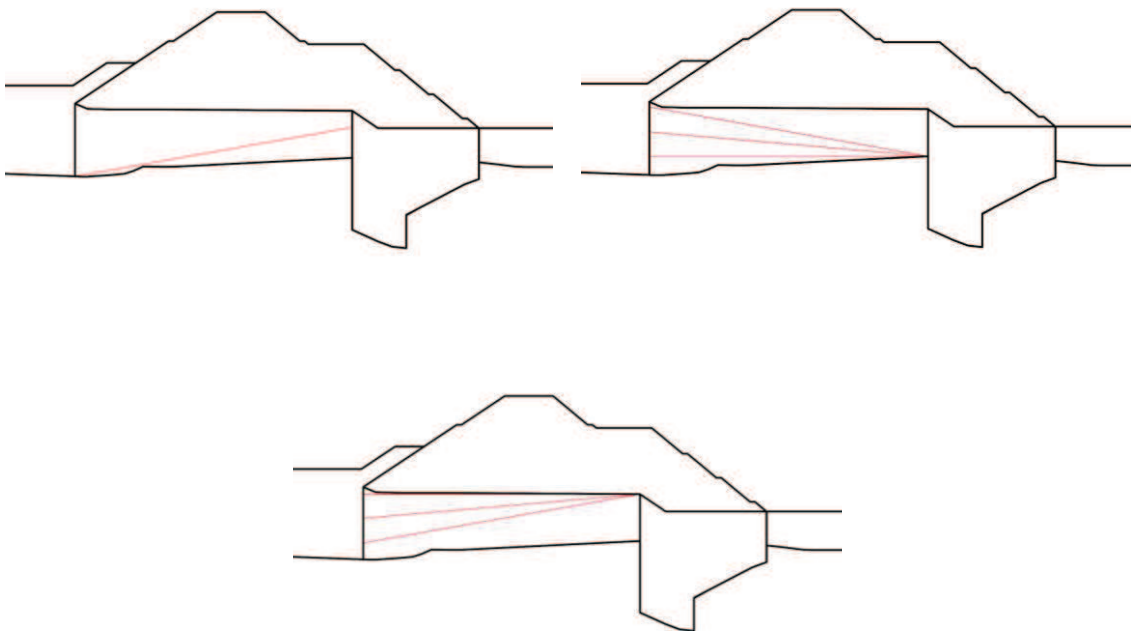


図 3.8-4 改良地盤の想定すべり線

### 3.8.4 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、セメント改良土の基礎地盤である改良地盤及び置換コンクリートの基礎地盤である牧の浜部層（ $C_M$ 級岩盤）に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「局所安全係数分布」, 「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

耐震評価においては, 「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき, 全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施するケース①において, すべり安全率及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各評価項目について, 照査値が最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用い, 追加解析ケース②, ③を実施する。

##### 4.1.1 解析ケースと照査値

###### (1) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値－ 1 $\sigma$ 強度)	②	③
$S_s - D1$	++	4.2	4.1		
	-+	3.4	3.3		
	+-	4.3	4.1		
	--	3.5	3.4		
$S_s - D2$	++	3.5	3.3		
	-+	4.2	4.1		
	+-	3.5	3.4		
	--	3.8	3.7		
$S_s - D3$	++	4.7	4.5		
	-+	3.8	3.7		
	+-	4.7	4.5		
	--	3.8	3.7		
$S_s - F1$	++	5.3	5.1		
	-+	5.3	5.1		
$S_s - F2$	++	3.8	3.6		
	-+	4.0	3.8		
$S_s - F3$	++	5.1	5.0		
	-+	4.3	4.1		
$S_s - N1$	++	3.1	3.0	3.2	3.0
	-+	4.1	3.9		

(2) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	9.3		
	-+	7.8		
	+-	9.0		
	--	7.7		
S <sub>s</sub> -D 2	++	7.3		
	-+	9.2		
	+-	8.1		
	--	9.4		
S <sub>s</sub> -D 3	++	9.7		
	-+	8.6		
	+-	9.4		
	--	8.5		
S <sub>s</sub> -F 1	++	9.7		
	-+	10.8		
S <sub>s</sub> -F 2	++	9.3		
	-+	8.8		
S <sub>s</sub> -F 3	++	11.2		
	-+	8.4		
S <sub>s</sub> -N 1	++	6.4	6.3	6.6
	-+	9.7		

(3) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		すべり安全率照査			
		①	① (平均値－ 1σ強度)	②	③
S s - D 1	++	4.2	4.1		
	-+	4.5	4.4		
	+-	4.1	4.1		
	--	4.5	4.5		
S s - D 2	++	4.7	4.6		
	-+	4.4	4.4		
	+-	4.7	4.7		
	--	4.4	4.4		
S s - D 3	++	5.0	5.0		
	-+	5.6	5.6		
	+-	4.9	4.9		
	--	5.5	5.5		
S s - F 1	++	6.0	6.0		
	-+	6.2	6.2		
S s - F 2	++	4.7	4.7		
	-+	4.8	4.8		
S s - F 3	++	5.2	5.1		
	-+	5.8	5.8		
S s - N 1	++	3.5	3.4	3.5	3.5
	-+	3.7	3.7		

(4) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1-4 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-4(1) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値 (セメント改良土)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.14		
	-+	0.14		
	+-	0.16		
	--	0.14		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.14		
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.14		
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.14		
	-+	0.16		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.21	0.19	0.21
	-+	0.24		



表 4.1-4(2) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値  
(置換コンクリート)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.21		
	-+	0.23		
	+-	0.21		
	--	0.22		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.25		
	-+	0.22		
	+-	0.22		
	--	0.22		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.17		
	-+	0.21		
	+-	0.20		
	--	0.22		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.19		
	-+	0.17		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.18		
	-+	0.21		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.17		
	-+	0.20		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.20	0.20	0.21
	-+	0.19		

#### 4.1.2 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-5 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-5 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -N1(++)	③	7.55	3.0

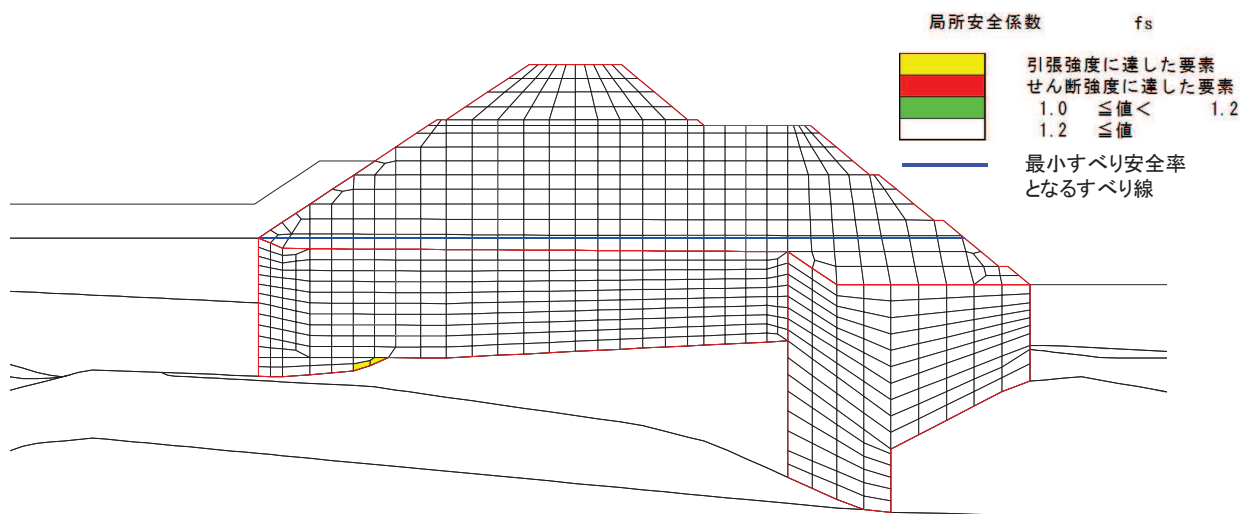


図 4.1-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面①, S<sub>s</sub>-N1(++) , t=7.55s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値-1σ）

#### 4.1.3 局所安全係数分布（置換コンクリート）

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.1-6 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-6 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -N1(++)	②	7.52	6.3

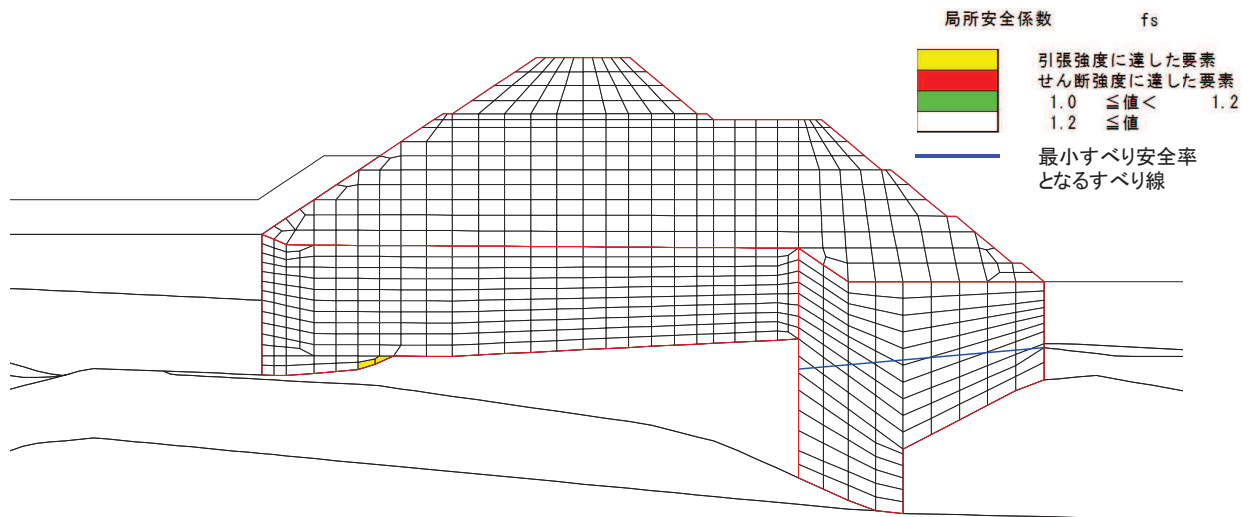


図 4.1-2 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①,  $S_s - N1(++)$ ,  $t=7.52s$ )

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 +  $1\sigma$ )

#### 4.1.4 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-7 に、平均強度において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 4.1-3 に示す。

表 4.1-7 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
$S_s - N1(++)$	①	7.54	3.5

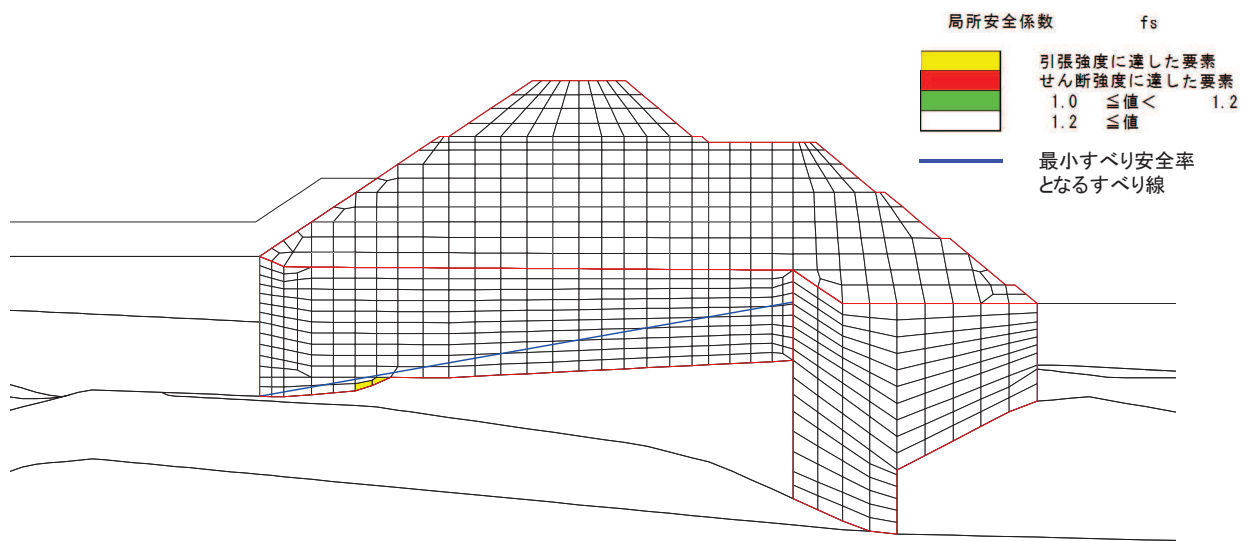


図 4.1-3 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①, S s - N 1 (++) , t=7.54s)  
 解析ケース①: 基本ケース

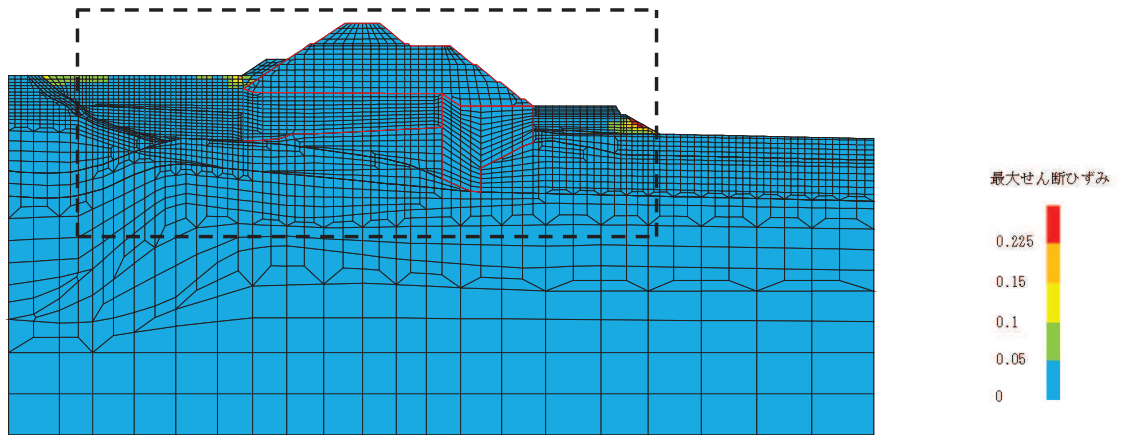
#### 4.1.5 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-8 に示す。

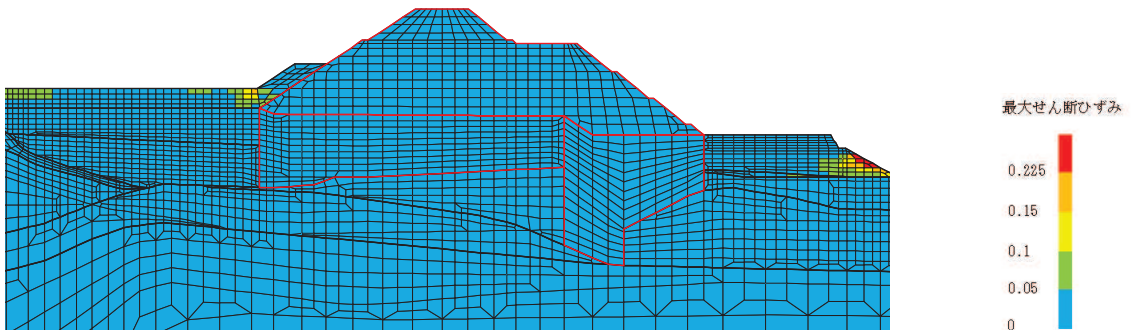
断面①における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図 4.1-4、図 4.1-5 に示す。

表 4.1-8 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

断面	評価項目	
	セメント改良土	置換コンクリート
	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース③ S s - N 1 (++)	解析ケース② S s - N 1 (++)

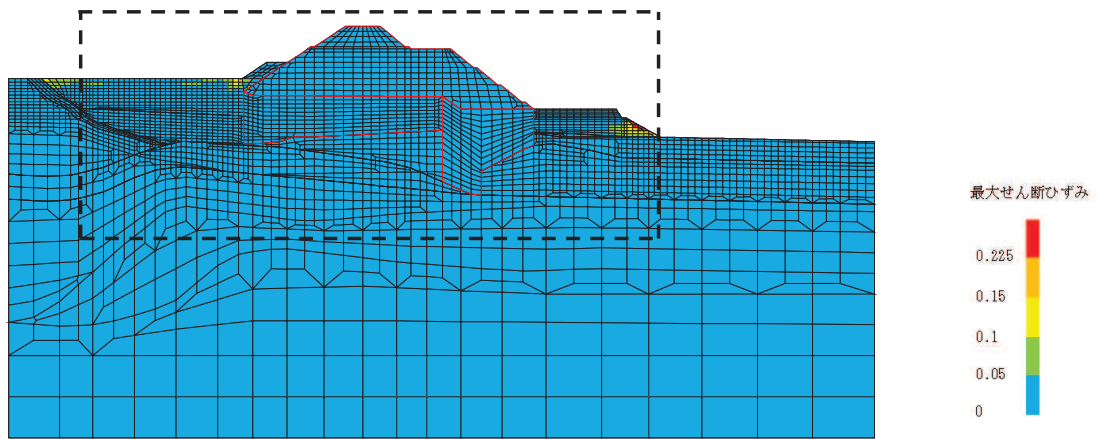


(a) 全体図

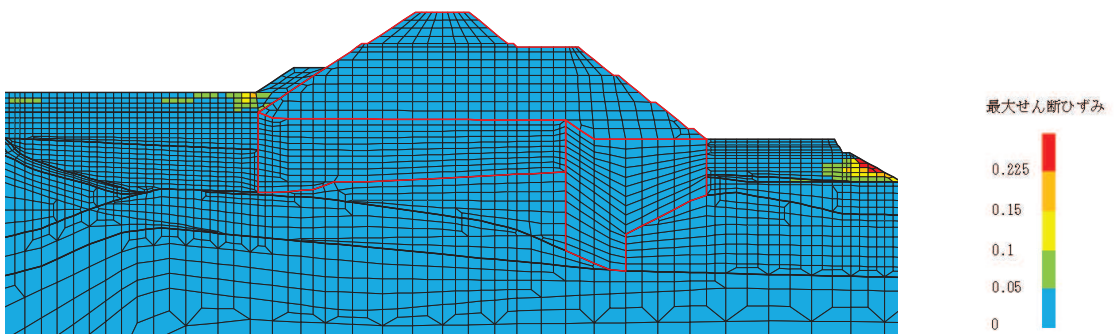


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-4 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③, S s - N 1 (++) )



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-5 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②,  $S_s - N1$  (++) )

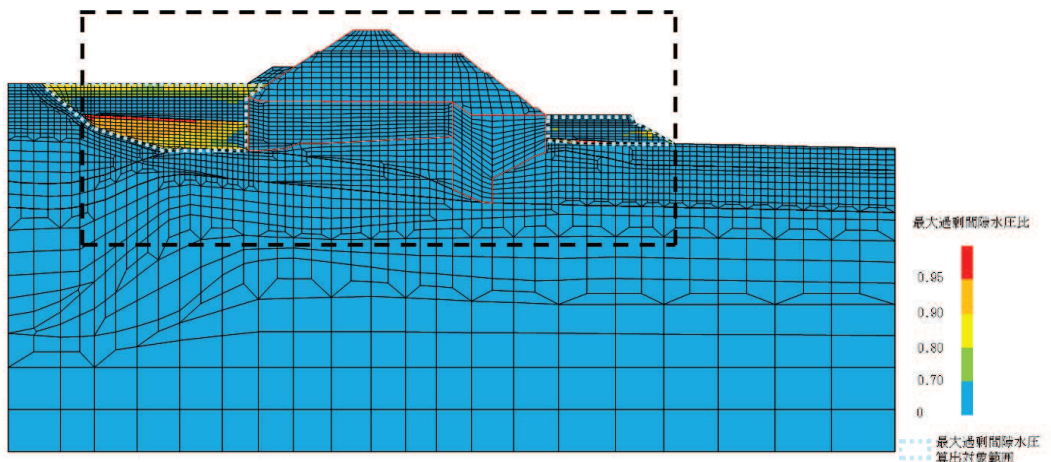
#### 4.1.6 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-9 に示す。

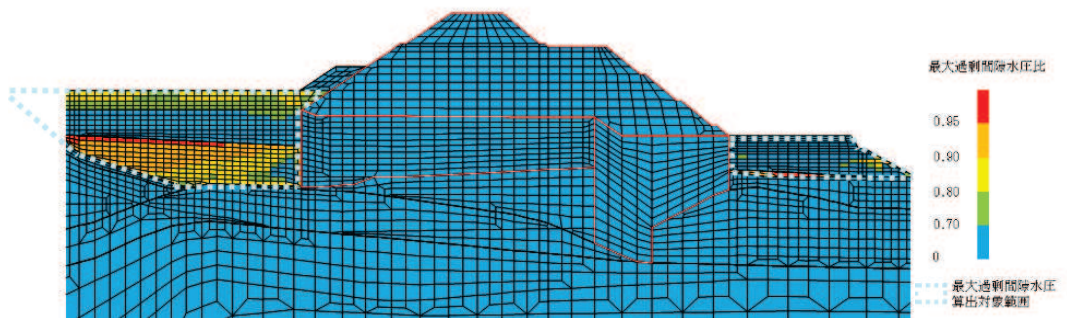
断面①における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図 4.1-6, 図 4.1-7 に示す。

表 4.1-9 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

断面	評価項目	
	セメント改良土	置換コンクリート
	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース③ S s - N 1 (++)	解析ケース② S s - N 1 (++)



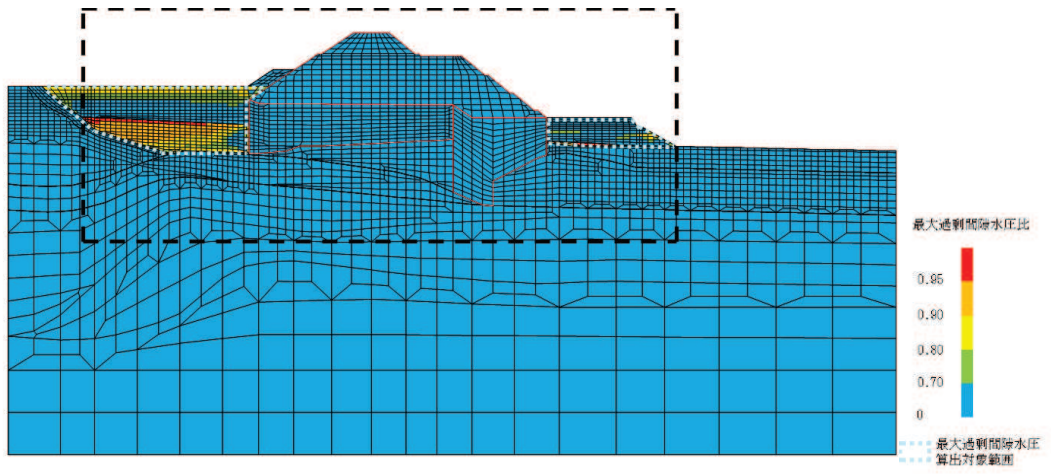
(a) 全体図



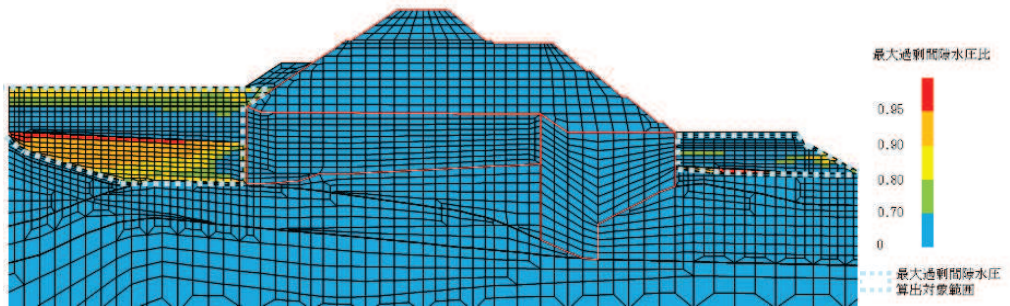
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-6 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース③,  $S_s - N1$  (++) )





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-7 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース②,  $S_s - N1$  (++) )

#### 4.2 セメント改良土

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-1 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-1(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	45.53	4.2
		(-+)	25.22	3.4
		(+-)	45.54	4.3
		(--)	25.22	3.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.53	3.5
		(-+)	23.99	4.2
		(+-)	13.53	3.5
		(--)	13.88	3.8
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	21.04	4.7
		(-+)	15.56	3.8
		(+-)	21.04	4.7
		(--)	15.56	3.8
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.42	5.3
		(-+)	19.49	5.3
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.84	3.8
		(-+)	31.30	4.0
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	28.62	5.1
		(-+)	27.68	4.3
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.55	3.1
		(-+)	7.55	4.1
②	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.55	3.2
③		(++)	7.55	3.0

表 4.2-1(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①, 平均値-1 $\sigma$ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	45.53	4.1
		(-+)	25.22	3.3
		(+-)	45.54	4.1
		(--)	25.22	3.4
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.53	3.3
		(-+)	23.99	4.1
		(+-)	13.53	3.4
		(--)	13.88	3.7
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	29.69	4.5
		(-+)	15.56	3.7
		(+-)	21.04	4.5
		(--)	15.56	3.7
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.42	5.1
		(-+)	19.49	5.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.84	3.6
		(-+)	31.30	3.8
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	28.62	5.0
		(-+)	27.68	4.1
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.55	3.0
		(-+)	7.55	3.9

#### 4.3 置換コンクリート

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.3-1 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3-1 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	46.98	9.3
		(-+)	45.39	7.8
		(+-)	46.97	9.0
		(--)	45.41	7.7
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	25.24	7.3
		(-+)	13.41	9.2
		(+-)	25.23	8.1
		(--)	13.88	9.4
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	29.70	9.7
		(-+)	15.56	8.6
		(+-)	21.05	9.4
		(--)	15.56	8.5
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.41	9.7
		(-+)	19.48	10.8
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.83	9.3
		(-+)	31.29	8.8
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.70	11.2
		(-+)	26.83	8.4
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.52	6.4
		(-+)	7.36	9.7
②	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.52	6.3
③		(++)	7.52	6.6

#### 4.4 改良地盤

##### (1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.4-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.4-1(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	25.22	4.2
		(-+)	25.22	4.5
		(+-)	25.22	4.1
		(--)	45.41	4.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.89	4.7
		(-+)	25.24	4.4
		(+-)	13.55	4.7
		(--)	13.55	4.4
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	15.57	5.0
		(-+)	15.57	5.6
		(+-)	15.57	4.9
		(--)	21.05	5.5
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.49	6.0
		(-+)	22.41	6.2
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	31.30	4.7
		(-+)	27.85	4.8
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.83	5.2
		(-+)	28.62	5.8
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.54	3.5
		(-+)	7.53	3.7
②	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.54	3.5
③		(++)	7.55	3.5

表 4.4-1(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①， 平均値-1 $\sigma$ 強度）

解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	25.22	4.1
		(-+)	25.22	4.4
		(+-)	25.22	4.1
		(--)	45.41	4.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.89	4.6
		(-+)	25.24	4.4
		(+-)	13.55	4.7
		(--)	13.55	4.4
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	15.57	5.0
		(-+)	15.57	5.6
		(+-)	15.57	4.9
		(--)	21.05	5.5
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.49	6.0
		(-+)	22.41	6.2
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	31.30	4.7
		(-+)	27.85	4.8
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.83	5.1
		(-+)	28.62	5.8
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.54	3.4
		(-+)	7.53	3.7

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.1-3 に示す，各断面での改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布のうち，引張破壊が生じている断面（断面①）について，局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面①について，改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.4-1 に示す。

これにより，検討すべり線は，引張破壊に達した要素を通過していないことから，引張破壊に達した要素を通過したすべり線を追加で検討する。

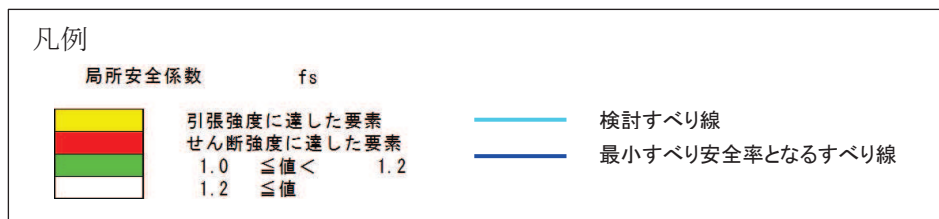
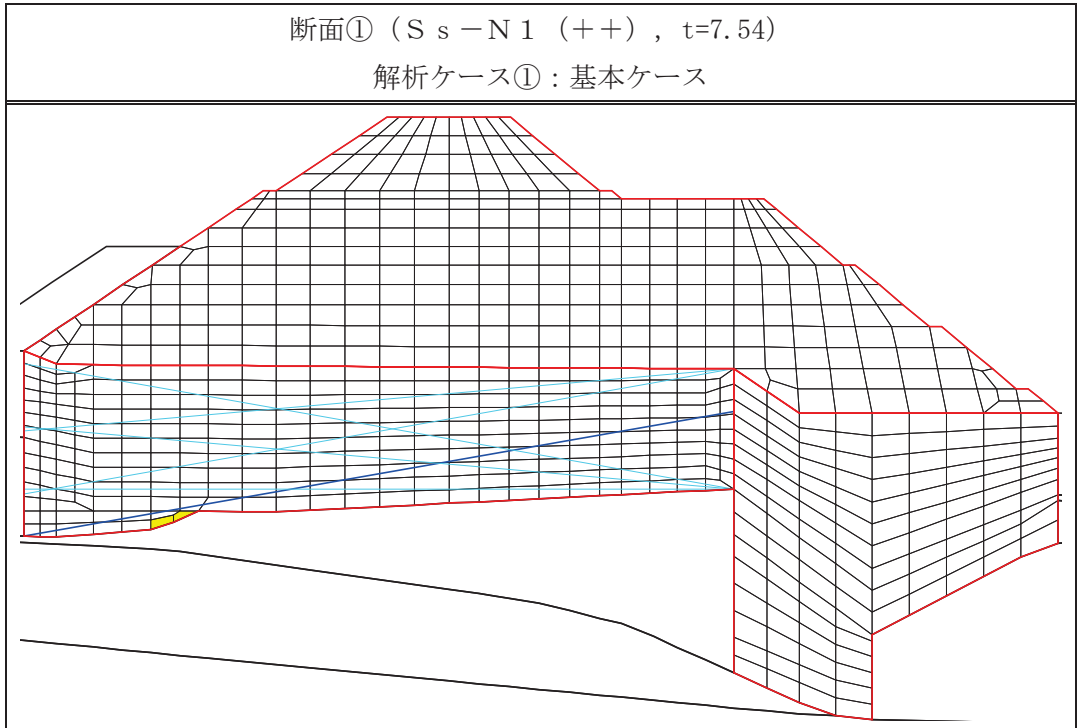


図 4. 4-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検査すべり線の重ね合わせ (断面①)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面①について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図 4.4-2 に断面①について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。

図 4.4-2 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.4-2 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、健全であることを確認した。



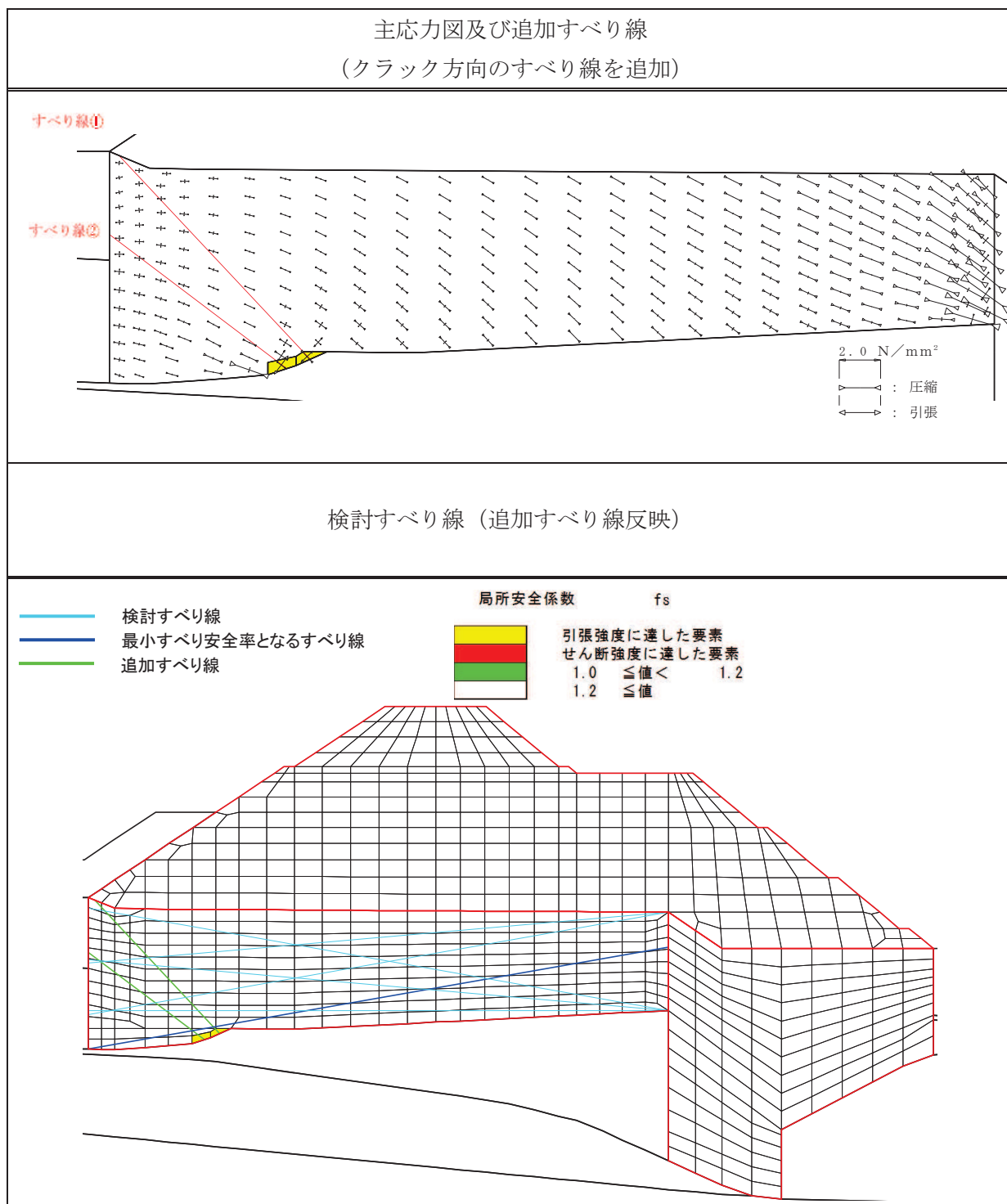


図 4.4-2 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線  
(断面④,  $S_s - N1$  (++) ,  $t=7.54s$ )  
解析ケース①: 基本ケース

表 4.4-2 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり 安全率	(参考) 追加すべり線を 除く最小すべり安全率
断面①	すべり線①	9.3	3.5

c. まとめ

- a. 及びb. の検討により, 改良地盤に局所的に発生している引張破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

#### 4.5 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.5-1 に、セメント改良土及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図 4.5-1、図 4.5-2 に示す。

防潮堤（盛土堤防）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

また、断面①における岩盤の局所安全係数分布を図 4.5-3 に示す。岩盤の局所安全係数分布を示す解析ケース及び時刻は、D 級岩盤及び C<sub>L</sub> 級岩盤への支圧の観点に着目し、防潮堤（盛土堤防）が敷地側へ変形し、改良地盤の接地圧（改良地盤直下に存在する D 級岩盤及び C<sub>L</sub> 級岩盤への支圧）が最大となる解析ケース及び時刻とした。

図 4.5-3 に示すとおり、D 級岩盤及び C<sub>L</sub> 級岩盤の破壊は局所的であることから、岩盤の局所的な破壊は津波防護機能へ影響が無いことを確認した。

表 4.5-1(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（断面①，セメント改良土）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 R <sub>u a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 R <sub>a</sub> /R <sub>u a</sub>
①	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.9	4.4	0.21
		(-+)	0.6	4.4	0.14
②	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.8	4.4	0.19
③		(++)	0.9	4.4	0.21

表 4.5-1(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (断面①, 置換コンクリート)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	2.3	11.4	0.21
		(-+)	2.6	11.4	0.23
		(+-)	2.3	11.4	0.21
		(--)	2.4	11.4	0.22
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	2.8	11.4	0.25
		(-+)	2.5	11.4	0.22
		(+-)	2.4	11.4	0.22
		(--)	2.4	11.4	0.22
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1.9	11.4	0.17
		(-+)	2.3	11.4	0.21
		(+-)	2.2	11.4	0.20
		(--)	2.4	11.4	0.22
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	2.1	11.4	0.19
		(-+)	1.9	11.4	0.17
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	2.0	11.4	0.18
		(-+)	2.3	11.4	0.21
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1.9	11.4	0.17
		(-+)	2.2	11.4	0.20
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	2.2	11.4	0.20
		(-+)	2.1	11.4	0.19
②	S <sub>s</sub> -N1	(++)	2.2	11.4	0.20
③			2.3	11.4	0.21

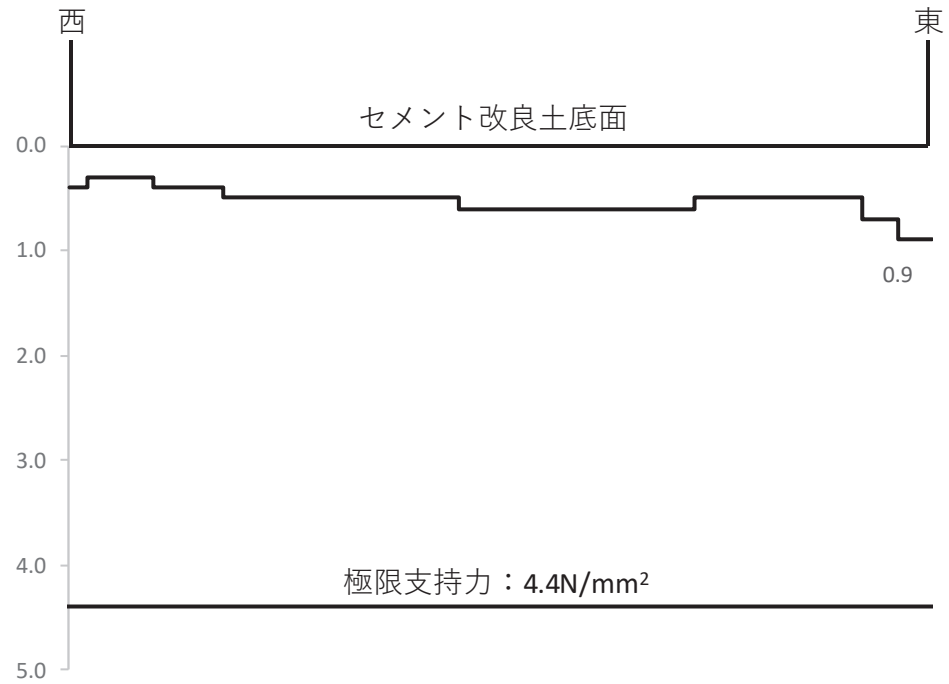


図 4.5-1 支持地盤の接地圧分布図（断面①，セメント改良土）  
 (S s - N 1 (++) )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1  $\sigma$ ）

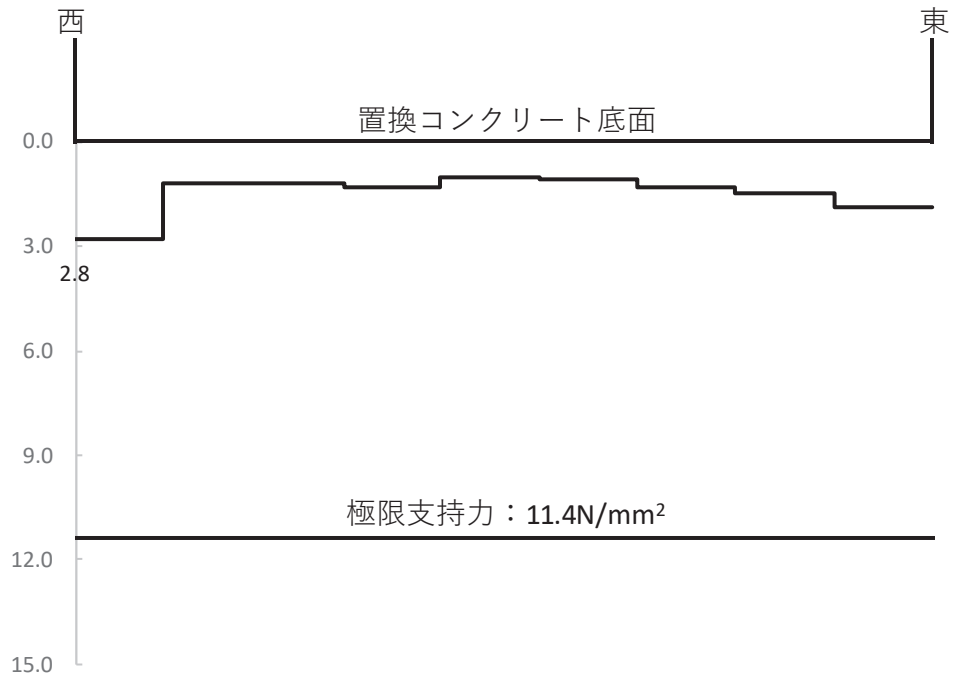


図 4.5-2 支持地盤の接地圧分布図（断面①，置換コンクリート）  
 (S s - D 2 (++) )

解析ケース①：基本ケース

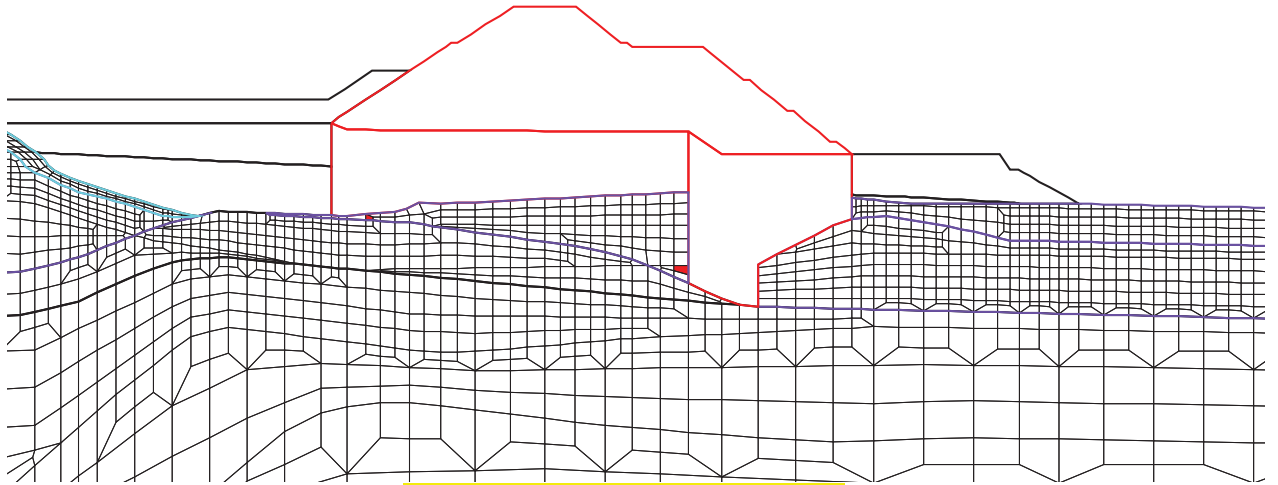


図 4.5-3 岩盤の局所安全係数分布

(断面①,  $S_s - D_2 (+)$ ,  $t=31.03s$ )

解析ケース①: 基本ケース

## 5. 防潮堤（盛土堤防）の耐震性に関する影響検討

### 5.1 コンクリートの剛性の影響について

#### (1) 概要

防潮堤（盛土堤防）は、遡上波が敷地に流入することを防止するために設置するものであり、新設構造物である。

新設構造物については、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示すとおり、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析は実施しないこととし、「3.2 解析方法」に示すとおり、背面補強工及び置換コンクリートの材料物性のばらつきは考慮せずに耐震評価を行っている。

一方で、設置変更許可申請時に方針を示したとおり、背面補強工及び置換コンクリートの材料物性のばらつきが、どの程度防潮堤（盛土堤防）の耐震性の影響を与えるか検討した。

#### (2) 評価方針

##### a. 評価方針

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①、セメント改良土、 $S_s-N1(++)$ 」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

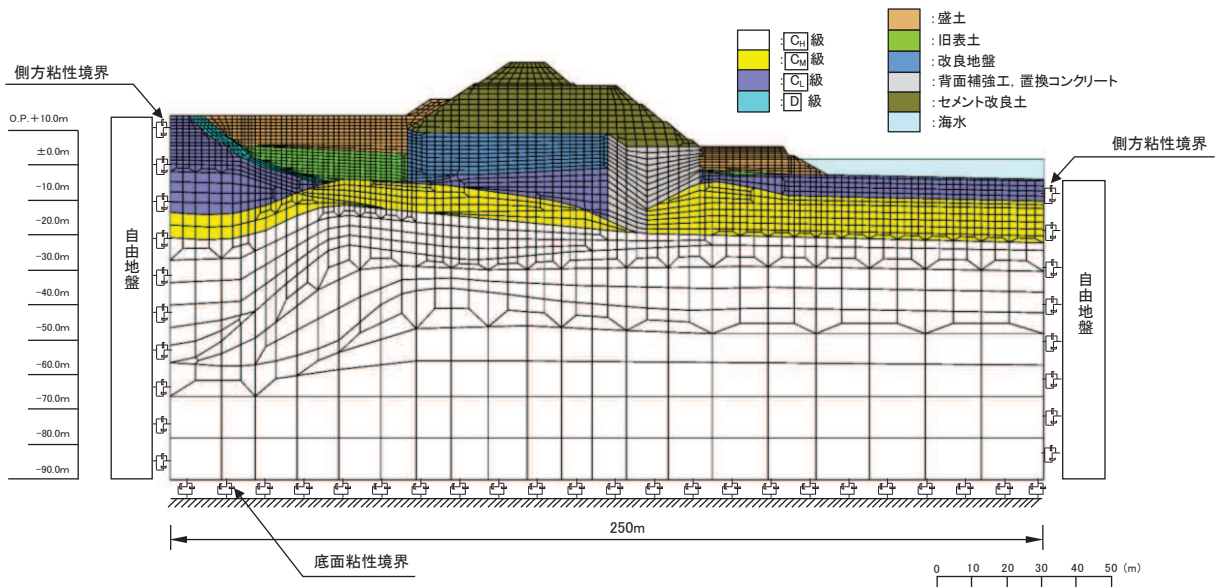


図 5.1-1 防潮堤（盛土堤防）の断面①の地震応答解析モデル

また、影響検討を行う解析ケースを表 5.1-1 に示す。表 5.1-1 に示す解析ケース①～③については、「4. 評価結果」にて評価を実施していることから、材料物性（コンクリート）に対して構造物の実強度に基づく圧縮強度を設定した解析ケース④を実施する。

表 5. 1-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>2</sub> 級岩盤, C <sub>3</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース①* <sup>1</sup> (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②* <sup>1</sup>	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③* <sup>1</sup>	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度* <sup>2</sup>	平均値	平均値

注記\*1: 「4. 評価結果」にて評価済み。

\*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

b. 新設構造物の圧縮強度の設定について

圧縮強度の設定に当たっては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）」（以下「JASS 5N」という。）による方法，及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）」（以下「日本原子力学会標準」という。）による方法を比較し，保守的な配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

(a) JASS 5N による圧縮強度の設定方法

JASS 5N の方法により推定される調合強度は，算定式の違い（以下に示す「式(1)」及び「式(2)」）から2つの値が得られるが，圧縮強度の推定値は大きい方の値とする。

JASS 5N による圧縮強度の設定方法の詳細を以下に示す。

イ. コンクリートの調合強度の算定

コンクリートの調合強度は，コンクリートの調合管理強度と構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差を用いて算定する。

調合強度は，次の式(1)及び式(2)を満足するように定める。

$$F \geq F_m + 1.73 \sigma \quad \text{式(1)}$$

$$F \geq 0.85 F_m + 3 \sigma \quad \text{式(2)}$$

ここに  $F$  : コンクリートの調合強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_m^{*1}$  : コンクリートの調合管理強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma^{*2}$  : 構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差 (N/mm<sup>2</sup>)



注記 \*1：以下の「ロ. コンクリートの調合管理強度の算定」に示す方法により求める。

\*2： $\sigma$  は以下に示す 2 つの方法により定めるが、設計上の配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

a.  $\sigma$  の値が工事の実績から類推できる場合はその値とする。表 5.1-2 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工の値を示す。

b. 工事の実績がなく、工事初期で  $\sigma$  の値が未知の場合は  $3.5\text{N/mm}^2$  もしくは  $0.1(F_q + {}_mS_n)^{*3}$  の大きい方の値とする。

\*3： $F_q$  はコンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値）、 ${}_mS_n$  は標準養生した供試体の材齢  $m$  日における圧縮強度と構造体コンクリートの材齢  $n$  日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す。

表 5.1-2 工事实績より類推する標準偏差（ $\sigma$ ）

構造物名称	防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工*
セメントの種類	フライアッシュ B 種
設計基準強度（ $\text{N/mm}^2$ ）	30
材齢（日）	91
標準偏差 $\sigma$ （ $\text{N/mm}^2$ ）	2.15

注記 \*：2015～2016 年の工事实績

#### ロ. コンクリートの調合管理強度の算定

コンクリートの調合管理強度は、コンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値）とコンクリート強度の補正值から算定する。

$$F_m \geq F_q + {}_mS_n$$

ここに  $F_m$ ：コンクリートの調合管理強度（ $\text{N/mm}^2$ ）

$F_q^{*1}$ ：コンクリートの品質基準強度（ $\text{N/mm}^2$ ）

${}_mS_n^{*2}$ ：標準養生した供試体の材齢  $m$  日における圧縮強度と、構造体コンクリートの材齢  $n$  日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す（ $\text{N/mm}^2$ ）。ただし、 ${}_mS_n$  は 0 以上の値とする。

注記 \*1：設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値を採用する。

\*2： ${}_mS_n$  は図 5.1-2 を参照して定めるが、圧縮強度が大きくなるよう 6 を採用する。

表 5.1 構造体強度補正值<sub>28</sub>S<sub>91</sub>の標準値

セメントの種類	コンクリートの打込みから材齢 28 日までの予想平均養生温度 (°C)	
	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
普通ポルトランドセメント	$8 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 8$
フライアッシュセメント B 種	$9 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 9$
中庸熱ポルトランドセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
中庸熱フライアッシュセメント	$11 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 11$
低熱ポルトランドセメント	$14 \leq \theta$	$0 \leq \theta < 14$
構造体強度補正值 <sub>28</sub> S <sub>91</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	3	6

[注] 普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメント B 種においては、暑中コンクリート工事の適用期間中は、補正值は 6N/mm<sup>2</sup>とする。

図 5.1-2 構造体強度補正值の<sub>28</sub>S<sub>91</sub>の標準値 (JASS 5N に加筆)

コンクリートの調和管理強度及び調合強度の算定を踏まえ、式(1)及び式(2)から算定される調合強度のうち大きい方の値を JASS 5N により算定される圧縮強度とする。

(b) 日本原子力学会標準による圧縮強度の設定方法

日本原子力学会標準に示す「コンクリート実強度の標準的なデータベース」に基づき、圧縮強度を設定する。「コンクリート実強度の標準的なデータベース」には、原子力発電所施設を対象に実機の 13 週管理コンクリートの実強度について調査・検討した結果が図 5.1-3 のとおり整理されている。

図 5.1-3 に示すとおり、コンクリートの打設から 1 年後の実強度は、設計基準強度の 1.40 倍 (平均値) であることに基づき、設計基準強度の 1.40 倍を日本原子力学会標準により算定される圧縮強度として設定する。

表 BZ.2 コンクリート実強度の統計値

	統計値	
	平均値	変動係数
13週シリンダー強度/設計基準強度 (13週管理)	1.35	0.07
1年シリンダー強度/13週シリンダー強度	1.1	—
実強度(1年)/1年シリンダー強度	0.95	0.11
実強度(1年)/設計基準強度(13週管理)	1.40	0.13

図 5.1-3 コンクリート実強度の統計値 (日本原子力学会標準に加筆)

(c) 新設する構造物に設定する圧縮強度について

新設する構造物のコンクリートの圧縮強度は、JASS 5Nにより算定される圧縮強度と日本原子力学会標準により算定される圧縮強度のうち大きい方の値を採用する。置換コンクリートで設定する圧縮強度を表 5.1-3 に示す。

なお、同等の配合となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工は施工済であることから、「(a)イ. コンクリートの調合強度の算定（注記\*2）」の「a.」及び「b.」に示す方法のうち大きい方の値を標準偏差 $\sigma$ として定め、圧縮強度を推定した。

表 5.1-3 新設する構造物に設定する圧縮強度

	置換コンクリート
セメントの種類	フライアッシュ B 種
設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	30
圧縮強度① (N/mm <sup>2</sup> ) *1	<u>42.2</u>
圧縮強度② (N/mm <sup>2</sup> ) *2	42.0
圧縮強度の採用値 (N/mm <sup>2</sup> ) *3	<u>42.2</u>

注記 \*1：JASS 5Nにより推定される圧縮強度

\*2：日本原子力学会標準により推定される圧縮強度

\*3：下線：圧縮強度①と圧縮強度②を比較して大きい方の値

(3) 評価結果

材料物性（コンクリート）のばらつきによる評価結果を表 5.1-4～5.1.7 に示す。

本検討の結果、材料物性（コンクリート）のばらつきの影響はわずかであり、その影響が小さいことを確認した。

表 5.1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
①*	Ss-N1	(++)	7.55	3.1
②*	Ss-N1	(++)	7.55	3.2
③*	Ss-N1	(++)	7.55	3.0
④	Ss-N1	(++)	7.55	3.1

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-5 置換コンクリートのすべり安全率

解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
	Ss-N1	(++)		
①*	Ss-N1	(++)	7.52	6.4
②*	Ss-N1	(++)	7.52	6.3
③*	Ss-N1	(++)	7.52	6.6
④	Ss-N1	(++)	7.52	6.4

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-6 改良地盤のすべり安全率

解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
	Ss-N1	(++)		
①*	Ss-N1	(++)	7.54	3.5
②*	Ss-N1	(++)	7.54	3.5
③*	Ss-N1	(++)	7.55	3.5
④	Ss-N1	(++)	7.55	3.5

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-7(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（セメント改良土）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
	Ss-N1	(++)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_a/R_{ua}$
①*	Ss-N1	(++)	0.9	4.4	0.21
②*	Ss-N1	(++)	0.8	4.4	0.19
③*	Ss-N1	(++)	0.9	4.4	0.21
④	Ss-N1	(++)	0.9	4.4	0.21

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-7(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
	Ss-N1	(++)	$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_a/R_{ua}$
①*	Ss-N1	(++)	2.2	11.4	0.20
②*	Ss-N1	(++)	2.2	11.4	0.20
③*	Ss-N1	(++)	2.3	11.4	0.21
④	Ss-N1	(++)	2.2	11.4	0.20

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

## 5.2 液状化しない場合の不確かさの影響検討について

### (1) 概要

防潮堤（盛土堤防）は、前背面の地表面が傾斜しており、液状化による側方流動の影響を受ける可能性があることも踏まえ、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を用いて評価を行っている。

一方で、液状化しない場合に防潮堤（盛土堤防）の評価が厳しくなる場合も想定し、非液状化の条件を仮定した検討を実施することで、防潮堤（盛土堤防）に及ぼす影響の程度を確認する。

### (2) 評価方針

評価対象断面及び入力地震動については、「4. 評価結果」のうち解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①，S<sub>s</sub>-N1（++）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.2-1 に示す。

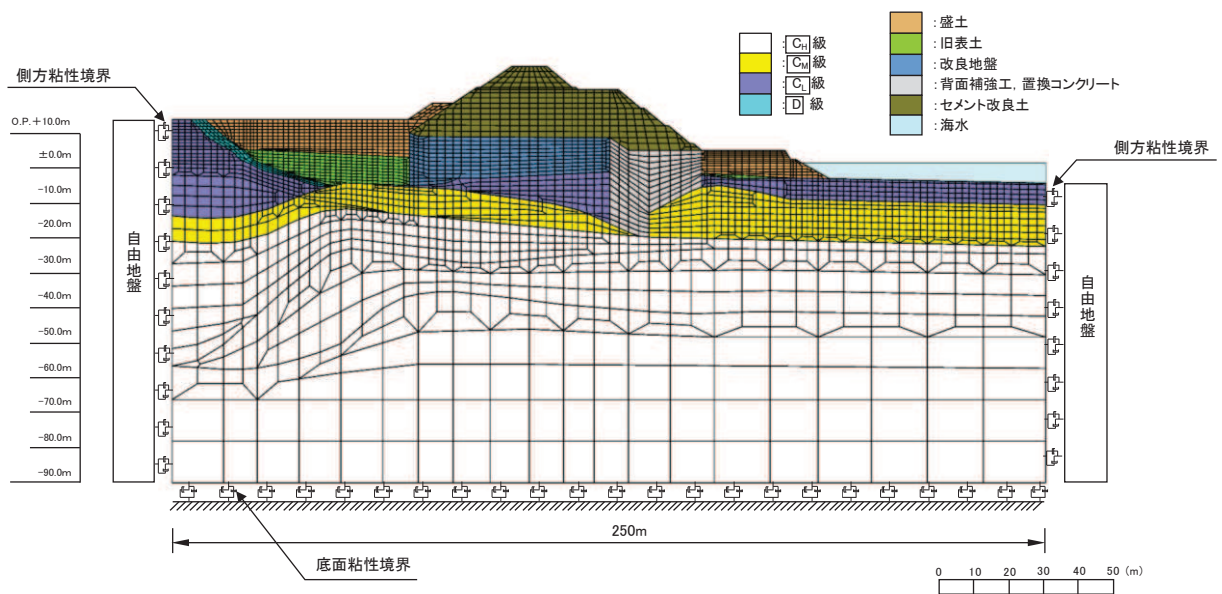


図 5.2-1 防潮堤（盛土堤防）の断面①の地震応答解析モデル

影響検討を行う解析ケースについては、表 5.5-1 に示す解析ケース①（基本ケース）に対して、液状化パラメータを非考慮とし、非液状化の条件を仮定した検討を実施する。

表 5.2-1 解析ケース

液状化強度特性	解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>2</sub> 級岩盤 C <sub>3</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
液状化強度特性 下限値	ケース①* <sup>1</sup> (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②* <sup>1</sup>	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
	ケース③* <sup>1</sup>	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
液状化パラメータ非考慮	ケース①* <sup>2</sup>	設計基準強度	平均値	平均値

注記\* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記\* 2 : 今回検討

(3) 評価結果

非液状化の条件を仮定した検討の評価結果を表 5.2-2～表 5.2-5 及び図 5.2-2～図 5.2-4 に示す。

本検討の結果、液状化の影響を考慮した検討の方が厳しい又はおおむね同等な結果となることから、液状化しない場合の影響が小さいことを確認した。

表 5.2-2 セメント改良土のすべり安全率

液状化強度特性	地震動		解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
下限値	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①*	7.55	3.1
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	②*	7.55	3.2
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	③*	7.55	3.0
非考慮	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	7.52	3.3

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

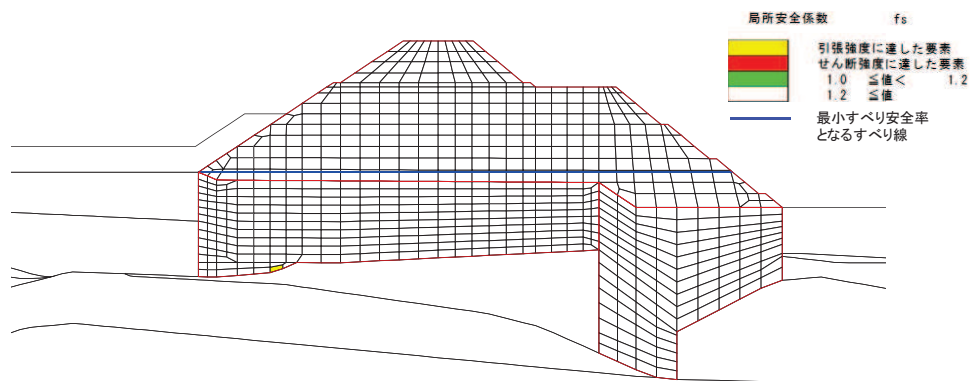


図 5.2-2 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S s - N 1 (++) , t=7.52)

表 5.2-3 置換コンクリートのすべり安全率

液状化 強度特性	地震動		解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	S s - N 1	(++)	①*	7.52	6.4
	S s - N 1	(++)	②*	7.52	6.3
	S s - N 1	(++)	③*	7.52	6.6
非考慮	S s - N 1	(++)	①	7.52	6.6

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

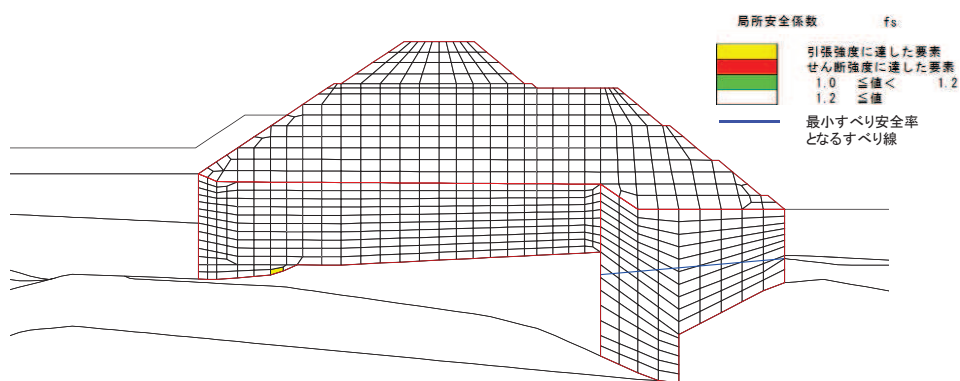


図 5.2-3 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S s - N 1 (++) , t=7.52)

表 5.2-4 改良地盤のすべり安全率

液状化 強度特性	地震動		解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
	S <sub>s</sub> -N1	(++)			
下限値	S <sub>s</sub> -N1	(++)	①*	7.54	3.5
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	②*	7.54	3.5
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	③*	7.55	3.5
非考慮	S <sub>s</sub> -N1	(++)	①	7.54	3.7

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

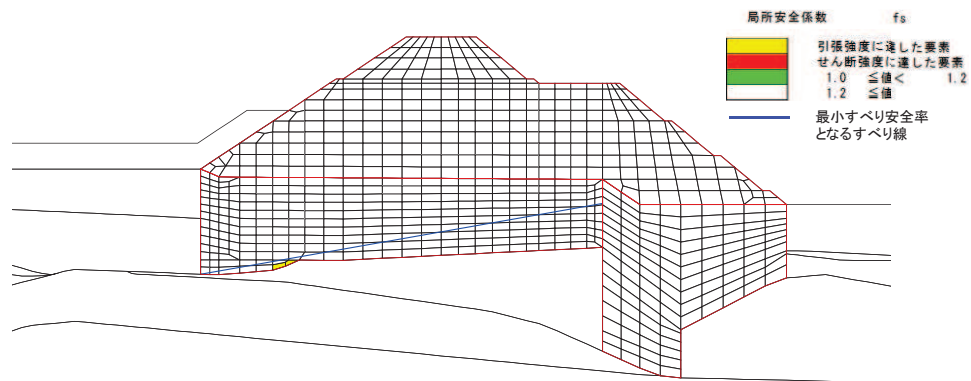


図 5.2-4 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S<sub>s</sub>-N1 (++) , t=7.54)

表 5.2-5(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (セメント改良土)

液状化 強度特性	地震動		解析 ケース	最大接地圧 R <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 R <sub>u a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 R <sub>a</sub> /R <sub>u a</sub>
	S <sub>s</sub> -N1	(++)				
下限値	S <sub>s</sub> -N1	(++)	①*	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	②*	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	③*	0.9	4.4	0.21
非考慮	S <sub>s</sub> -N1	(++)	①	0.8	4.4	0.19

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-5(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (置換コンクリート)

液状化 強度特性	地震動		解析 ケース	最大接地圧 R <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 R <sub>u a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 R <sub>a</sub> /R <sub>u a</sub>
	S <sub>s</sub> -N1	(++)				
下限値	S <sub>s</sub> -N1	(++)	①*	2.2	11.4	0.20
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	②*	2.2	11.4	0.20
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	③*	2.3	11.4	0.21
非考慮	S <sub>s</sub> -N1	(++)	①	2.2	11.4	0.20

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	12
3. 強度評価方法	14
3.1 記号の定義	14
3.2 評価対象断面及び部位	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ	19
3.4 許容限界	24
3.5 評価方法	26
3.6 評価条件	52
4. 評価結果	53
4.1 津波時	53
4.2 重畳時	58
5. 防潮堤（盛土堤防）の強度評価に関する影響検討	73
5.1 基準地震動 $S_s$ 後の剛性低下の影響について	73

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び有意な漏えいを生じさせないことを確認するものである。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

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

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防潮堤（盛土堤防）の範囲を図 2.1-1 に示す。

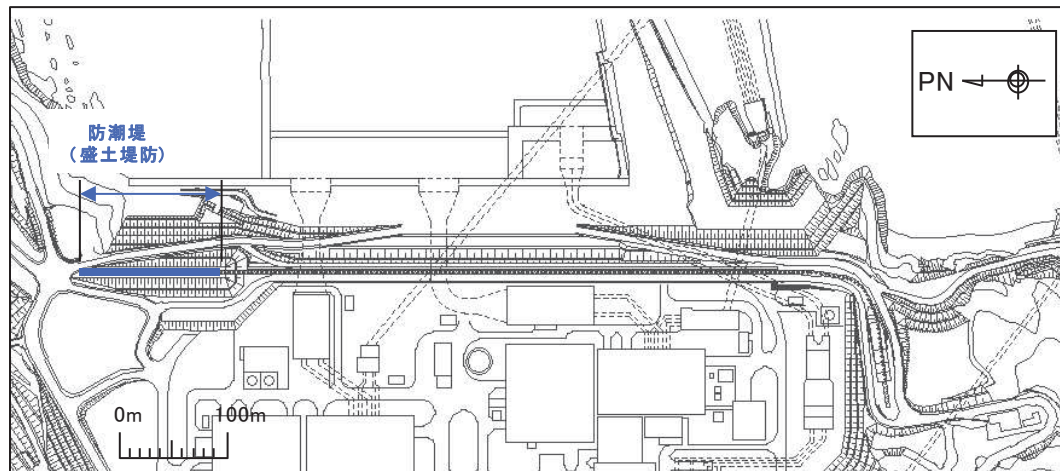


図 2.1-1 防潮堤（盛土堤防）の範囲

## 2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は，入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（盛土堤防）は，改良地盤に設置されたセメント改良土による堤体と，基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から設置する置換コンクリートで構成される。

防潮堤（盛土堤防）の構造図を図 2.2-1 に示す。

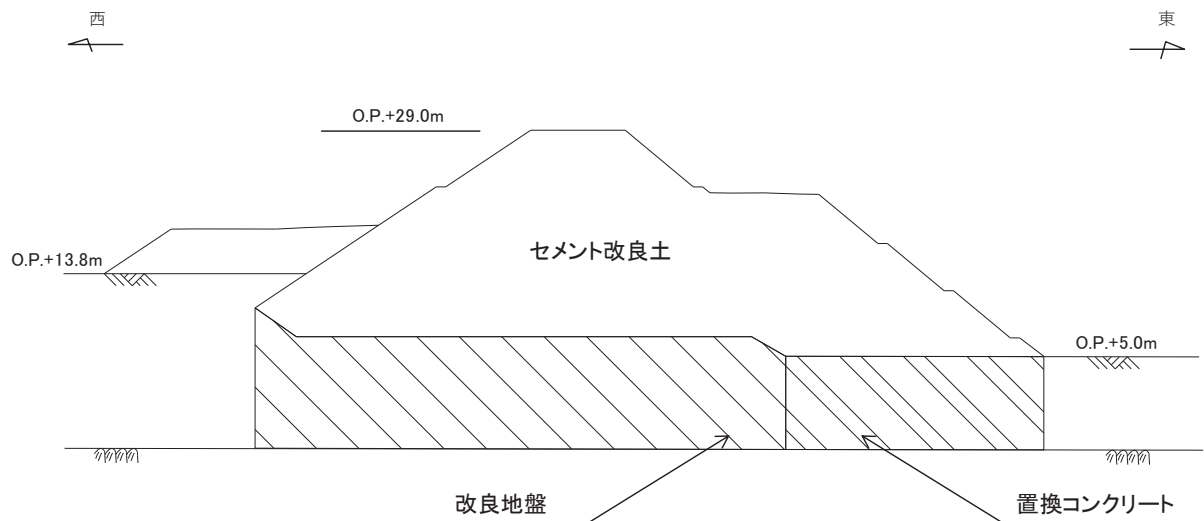


図 2.2-1 防潮堤（盛土堤防）の構造図

## 2.3 評価方針

### 2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（盛土堤防）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、盛土堤防における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表2.3-1に示す。

表 2.3-1 盛土堤防における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条 (設計基準対象施設の地盤)	<ul style="list-style-type: none"> <li>施設（セメント改良土及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。</li> </ul>
第4条 (地震による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"> <li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。</li> </ul>
第5条 (津波による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。</li> <li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li> </ul>

盛土堤防における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図2.3-1、図2.3-2及び表2.3-2に示す。セメント改良土については、堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており、津波荷重も全体で受けることから、海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

なお、セメント改良土の陸側の道路部分は、盛土堤防とは構造的に一体化していない。荷重に対する抵抗力等の具体的な役割は期待していないが、適切にモデル化して施設への影響を評価する。

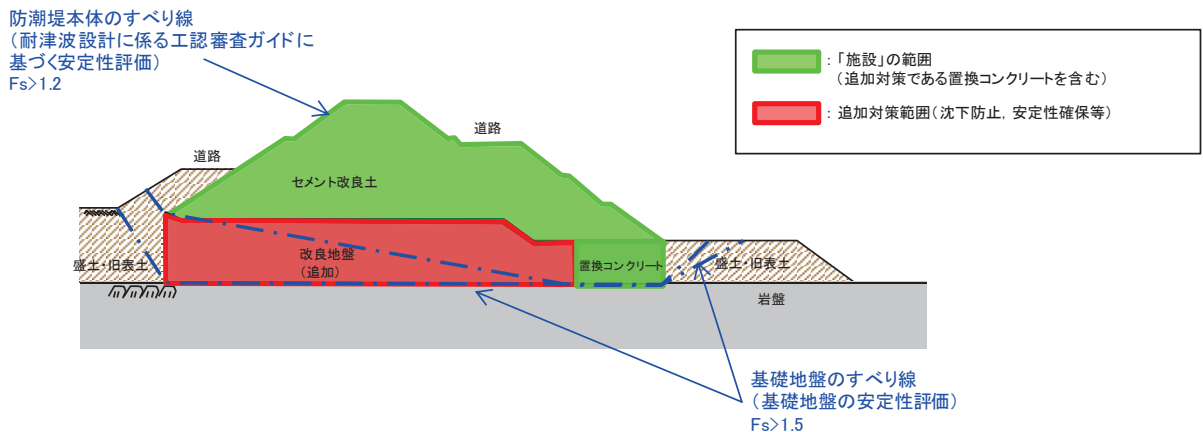


図 2.3-1 盛土堤防の「施設」の範囲

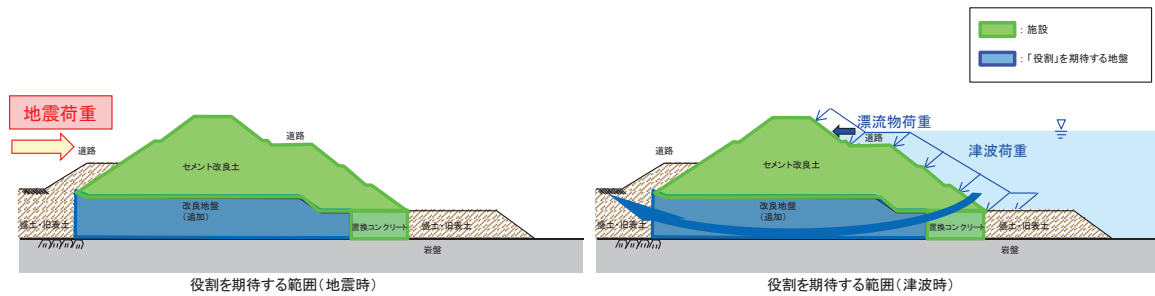


図 2.3-2 盛土堤防の役割を期待する範囲

表 2.3-2 盛土堤防の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*	津波時の役割*
施設	セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>
	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。</li> </ul>
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する(下方の岩盤に荷重を伝達する)。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する(下方の岩盤に荷重を伝達する)。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。</li> </ul>
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>

注記 \*：津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤の具体的な役割を表 2.3-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目(表 2.3-3 中に「◎」と記載)を持つ部位として、セメント改良土は堤体本体としての高さ維持(第4・5条)、止水性維持(第5条)の役割を主体的に果たすこと、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保(第3条)の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤としての役割(表 2.3-3 中「○」と記載)を有する改良地盤は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- 改良地盤の役割である鉛直支持については、セメント改良土を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
- 改良地盤の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力(強度特性)を設計に反映することから「○」とした。
- 置換コンクリート及び改良地盤の役割である健全性については、堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するために、剛性(変形特性)を設計に反映することから「○」とした。
- 置換コンクリート及び改良地盤の役割である止水性については、地盤中からの回り込

みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

表 2.3-3 盛土堤防の各部位の具体的な役割

凡 例	
◎	要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目 (該当する部位を施設と区分とする)
○	施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目
—	設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割				『施設』と『地盤』の区分の考え方	
	地震時	津波時	※1 鉛直支持	すべり安定性 健全性 (難透水性) 止水性		
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。</li> </ul>	—	—	◎ ◎	堤体本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	—	◎ ○	◎ ※2 ○	地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	○	○ ○	○ ○ ※2 ○	施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び健全性が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。

※1:鉛直支持については岩盤が主体的に役割を果たす。

※2:施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

以上を踏まえ、盛土堤防における各部位の役割に対する性能目標を表 2.3-4 に示す。

表 2.3-4 盛土堤防の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (第4条)	止水性 (難透水性) (第5条)
施設	セメント改良土	—	—	セメント改良土の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート	—	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	コンクリートの強度を維持すること及び堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	改良地盤	セメント改良土を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、改良地盤にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤	セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		—	—



### 2.3.2 評価方針

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「4. 評価結果」より、防潮堤（盛土堤防）の評価対象部位のすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。

防潮堤（盛土堤防）の耐津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3-5 に、評価項目を表 2.3-6 に示す。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-6 の防潮堤（盛土堤防）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価の検討フローを図 2.3-3 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  を 1 次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

表 2.3-5 防潮堤（盛土堤防）の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

資料	その他発電用原子炉の付属設備（浸水防護施設）	資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針			資料VI-3-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針					
		要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	機能損傷モード	設計に用いる許容限界
施設名	津波防護施設は、繰返しの上昇を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による海水及び湧水を防止することとされる。	防潮堤（盛土堤防）は、地震後の繰返しの上昇を想定した津波の上昇に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による海水及び湧水を防止することとされる。	防潮堤（盛土堤防）は、地震後の繰返しの上昇を想定した津波の上昇に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。①防潮堤（盛土堤防）は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	①防潮堤（盛土堤防）は、地震後の繰返しの上昇を想定した津波の上昇に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。②防潮堤（盛土堤防）は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	地震後の繰返しの上昇を想定した津波の上昇に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。①防潮堤（盛土堤防）は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	地震後の繰返しの上昇を想定した津波の上昇に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。①防潮堤（盛土堤防）は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	基礎地盤（岩盤、改良地盤）	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】
防潮堤（盛土堤防）	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び湧水を防止する設計とする。	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び湧水を防止する設計とする。	【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波の高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。	【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。	地震後の繰返しの上昇を想定した津波の上昇に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。①防潮堤（盛土堤防）は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	地震後の繰返しの上昇を想定した津波の上昇に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。①防潮堤（盛土堤防）は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】		
					地震後の繰返しの上昇を想定した津波の上昇に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。①防潮堤（盛土堤防）は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】			

赤字：荷重条件 緑字：要求機能 青字：対応方針

表 2.3-6 防潮堤（盛土堤防）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 \* : 妥当な安全余裕を考慮する。

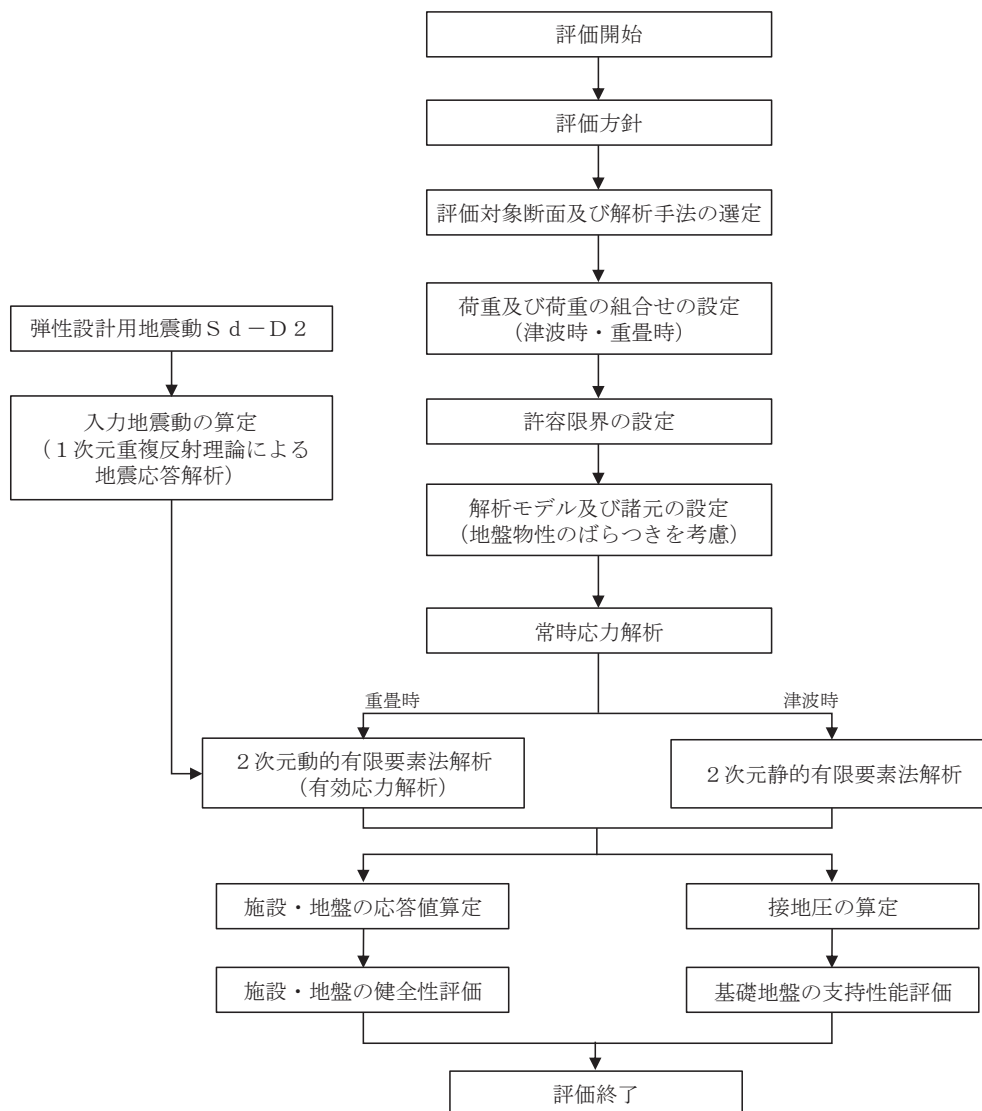


図 2.3-3 防潮堤（盛土堤防）の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- 耐津波設計に係る工認審査ガイド (原子力規制委員会, 平成 25 年 6 月制定) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- 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)
- コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 2.4-1 適用する規格, 基準類

項目		適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> </ul>	
荷重		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 衝突荷重の設定</li> </ul>
荷重及び荷重の組合せ		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> <li>・ 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)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討</li> </ul>
許容限界	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> <li>・ コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)</li> <li>・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ すべり安全率が 1.2 以上であることを確認</li> </ul>
	改良地盤及びセメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド</li> </ul>	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析</li> </ul>

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m <sup>2</sup>	積載荷重
P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	積雪荷重
P <sub>k</sub>	kN/m <sup>2</sup>	風荷重
P <sub>t</sub>	kN/m <sup>2</sup>	遡上津波荷重
P <sub>c</sub>	kN	衝突荷重
K <sub>Sd</sub>	—	余震荷重
P <sub>d</sub>	kN/m <sup>2</sup>	動水圧
γ <sub>w</sub>	kN/m <sup>3</sup>	海水の単位体積重量
ρ	kg/m <sup>3</sup>	海水の密度

### 3.2 評価対象断面及び部位

#### 3.2.1 評価対象断面

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「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」に記載したとおり、耐津波評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位及び入力津波が耐津波評価結果に及ぼす影響の観点から、耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を評価対象とする。防潮堤（盛土堤防）の総延長は約 120m であり、横断方向の断面では大きな構造的特徴はなく、防潮堤（盛土堤防）を I 区間として評価対象断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2-1 に、評価対象断面位置を図 3.2-1 に、評価対象断面を図 3.2-2～図 3.2-3 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「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 5.10.3 防潮堤（盛土堤防）」に示す。

表 3.2-1 評価対象断面選定結果

評価対象断面		①岩盤上面の深さ (セメント改良土の 厚さ)	②C <sub>4</sub> 級岩盤上面 深さ	③盛土+旧表土 厚さ	④旧表土厚さ
I 区 間	断面①*	○：岩盤上面が最も 深い	○：C <sub>4</sub> 級岩盤上面が 最も深い	○：盛土+旧表土が 最も厚い	○：旧表土が最も厚 い

注記 \*：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面



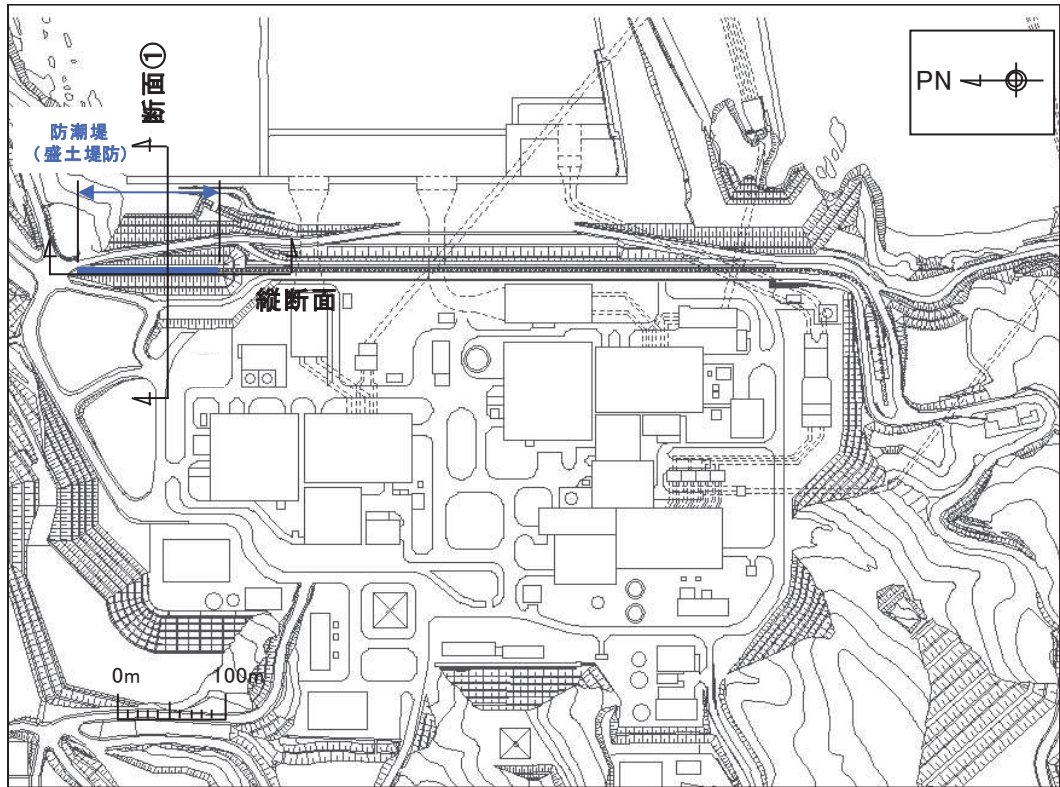


図 3.2-1 防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面位置図

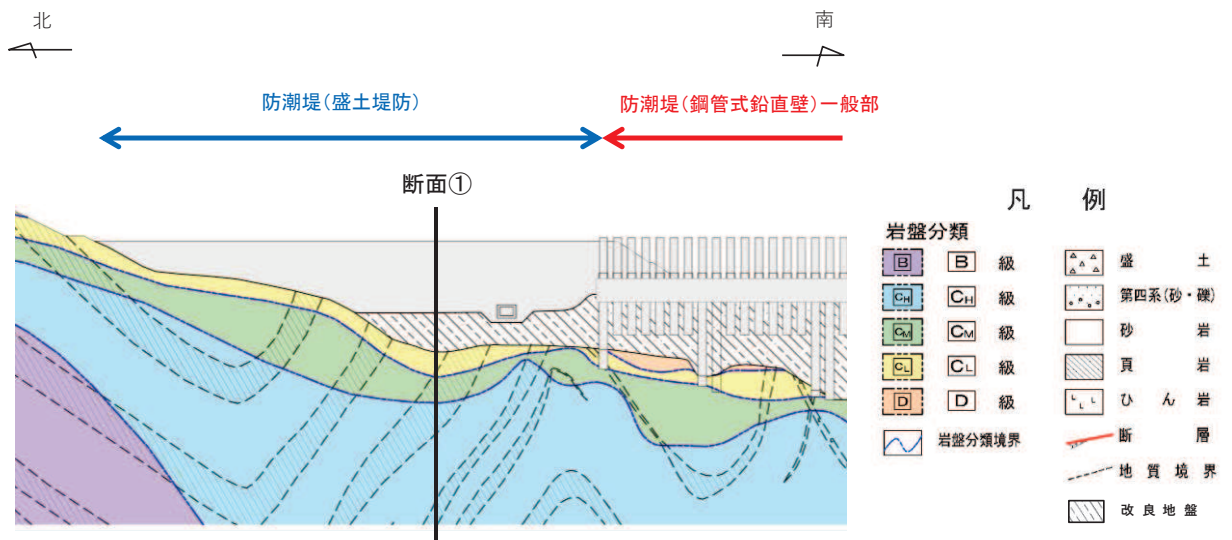


図 3.2-2 防潮堤（盛土堤防）の縦断面図

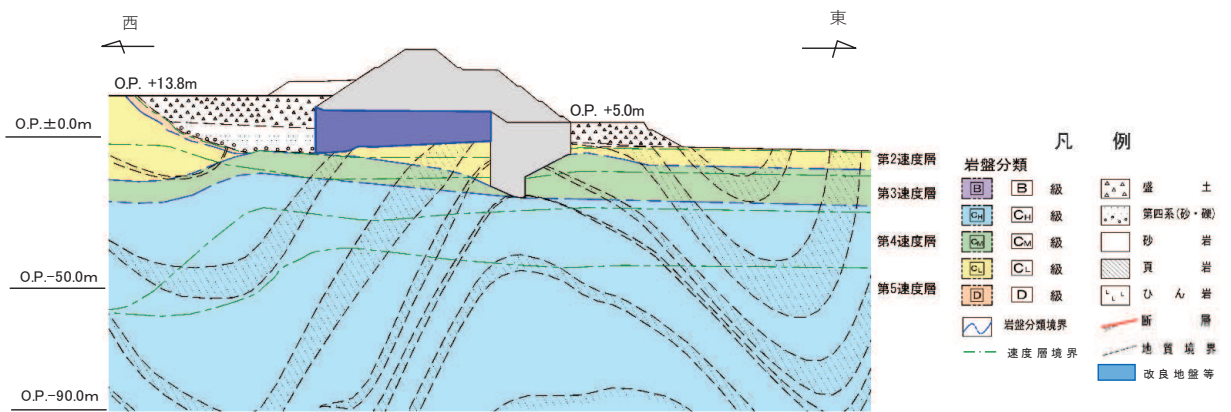


図 3.2-3 評価対象断面（断面①）

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（盛土堤防）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤とする。

#### (2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.2-2 のとおりセメント改良土及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.2-2 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面①	セメント改良土	改良地盤
	置換コンクリート	牧の浜部層*

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m<sup>2</sup> を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P<sub>s</sub>)

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

(4) 風荷重 (P<sub>k</sub>)

風荷重については、敷地側から海側に作用する場合は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。

(5) 遡上津波荷重 (P<sub>t</sub>)

遡上津波荷重については、風荷重を含めた荷重とするため、防潮堤前面における入力津波水位 0.P. +24.4m に余裕を考慮した津波水位 0.P. +25.0m を用いることとし、その標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 遡上津波波圧

防潮堤 天端高 (O.P. (m))	入力津波水位に余 裕を考慮した標高 (O.P. (m))	防潮堤前面の 地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	防潮堤前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
29.0	25.0	3.0	12.25*	83.4	346.0

注記 \* : 設計用浸水深は 11.0(m) であるが、保守的に防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の設計

用浸水深 12.25(m) (防潮堤前面地盤高 : 0.P. +0.5m) を採用し, 遡上津波荷重を設定。

(6) 衝突荷重 ( $P_c$ )

衝突荷重については, 2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) \*」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。

衝突荷重を表 3.3-2 に示す。

注記 \* : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

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

### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-3～表 3.3-5 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。

表 3.3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$P_t$  : 遡上津波荷重 (風荷重  $P_k$  を含む)

$P_c$  : 衝突荷重

$K_{sd}$  : 余震荷重

表 3.3-4 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算出方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○	津波監視カメラの重量 (2.97kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて 4.9kN/m <sup>2</sup> を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
風荷重		○	海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。	
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧に風荷重を含めて考慮する。
		衝突荷重	○	2.15t の車両の漂流物衝突を考慮する。
		余震荷重	—	余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	動水圧は考慮しない。

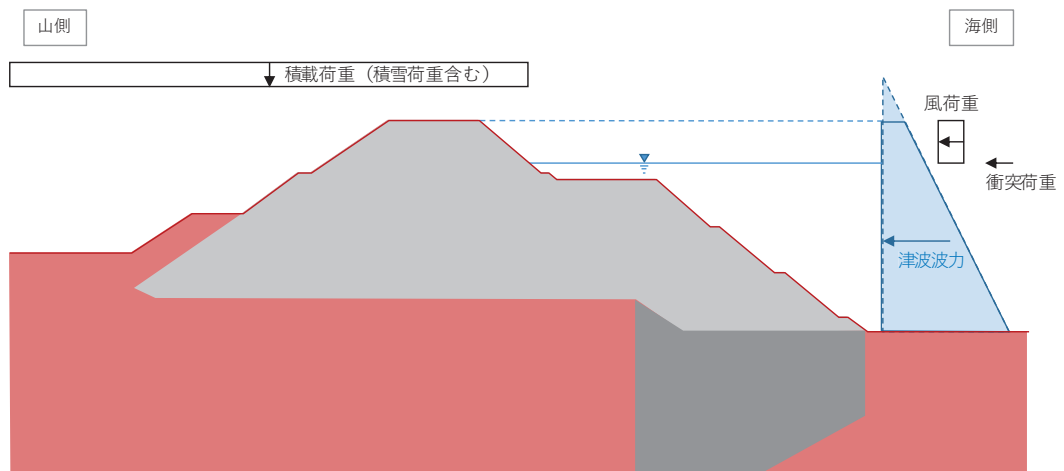


図 3.3-1 荷重作用図（津波時）

表 3.3-5 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算出方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○	津波監視カメラの重量 (2.97kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて 4.9kN/m <sup>2</sup> を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。
	風荷重		○	海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧に風荷重を含めて考慮する。
		衝突荷重	—	漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	動水圧を考慮する。

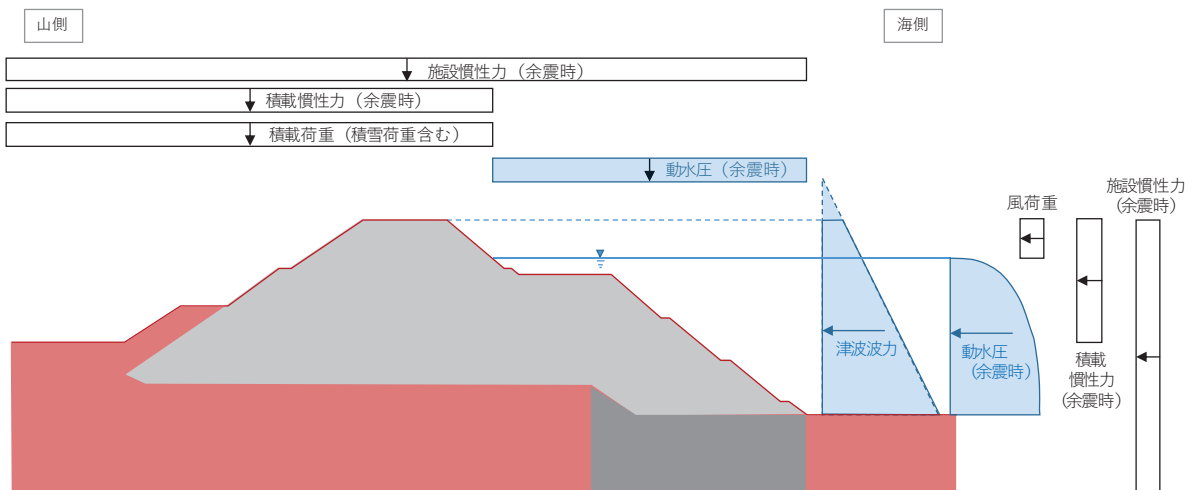


図 3.3-2 荷重作用図（重畳時）



### 3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、表 3.4-1 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-1 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

#### 3.4.2 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-2 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-2 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

#### 3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-3 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-3 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

#### 3.4.4 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.4-4 に示す。

表 3.4-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	牧の浜部層	11.4*
	改良地盤	4.4

注記 \* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.5 評価方法

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

#### 3.5.1 津波時

##### (1) 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法解析により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位に余裕を考慮した水位（O.P.+25.0m）に作用させる。

解析コードは、2次元静的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### a. 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

##### b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3.2-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に防潮堤（盛土堤防）の挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

また、施設として位置付けているセメント改良土についても、他の地盤と同様にばらつきの影響を考慮する。

##### c. 解析ケース

津波時においては、表 3.5-1 に示すケース①～③を実施する。

表 3.5-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, <b>D</b> 級岩盤, セメント改良土*, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	<b>C<sub>L</sub></b> 級岩盤, <b>C<sub>M</sub></b> 級岩盤, <b>C<sub>H</sub></b> 級岩盤, <b>B</b> 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

注記 \* : 防潮堤（盛土堤防）においては施設として定義

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（盛土堤防）の解析モデルを図 3.5-1 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、「3.5.2 重畳時」に示す。

(b) 境界条件

境界条件は、「3.5.2 重畳時」に示す。

(c) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

D<sub>1</sub>級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。D<sub>2</sub>級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。

また、基準地震動  $S_s$  による防潮堤前背面の盛土（背面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

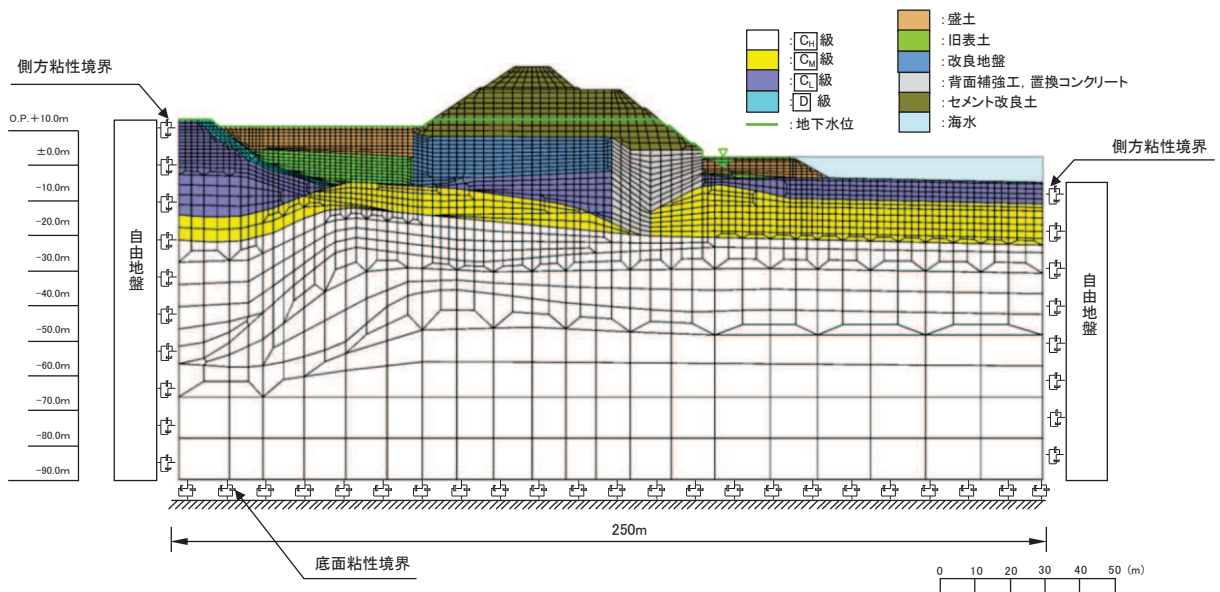


図 3.5-1 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3.5-2 使用材料

材料	諸元
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度：30 N/mm <sup>2</sup>

表 3.5-3 材料の物性値

材料	単位 体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	残留 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング 係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン 比
コンクリート (置換コンクリート)	22.5*1	6.00*2	-*3	2.22*1	-*3	2.80×10 <sup>4</sup> *1	0.2*1

注記 \*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）

\*2：コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年制定）

\*3：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

c. 地盤の物性値

改良地盤を含む地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の解析用物性値を表 3.5-4～表 3.5-7 に示す。

表 3.5-4(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	強度特性				変形特性			
		静的・動的特性		静的特性		静的特性		動的特性	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
B級	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-4(2) 参照	0.03	
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
C <sub>M</sub> 級	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
C <sub>L</sub> 級	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$h = 0.085\gamma / (0.00026 + \gamma) + 0.028$	

表 3.5-4(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-4(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 3.5-5 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性				強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	静的・動的特性		静的特性 静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動的特性		動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$	
				せん断強度 $\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )			動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$			
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	0.40	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.50}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.50}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$			
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \nu / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$			

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \nu / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau / G_0$$

\*2: 断層及びびシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している



表 3.5-6 地盤の解析用物性値（液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 $n$	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 $h_{mx}$	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005
		$w_1$	1.3	14.0
		$p_1$	1.2	1.0
		$p_2$	0.8	0.6
		$c_1$	2.75	2.8

注記 \* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-7 地盤の解析用物性値（非液状化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 $n$	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 $h_{max}$		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 \* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3.5-1 及び表 3.5-8 に示す。

表 3.5-8 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（盛土堤防）	断面①	地表面*に設定する。

注記 \* : 基準地震動  $S_s$  による地盤沈下を考慮

(3) 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、津波時に発生する応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として±5° 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。セメント改良土の想定すべり線を図 3.5-3 に示す。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ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。

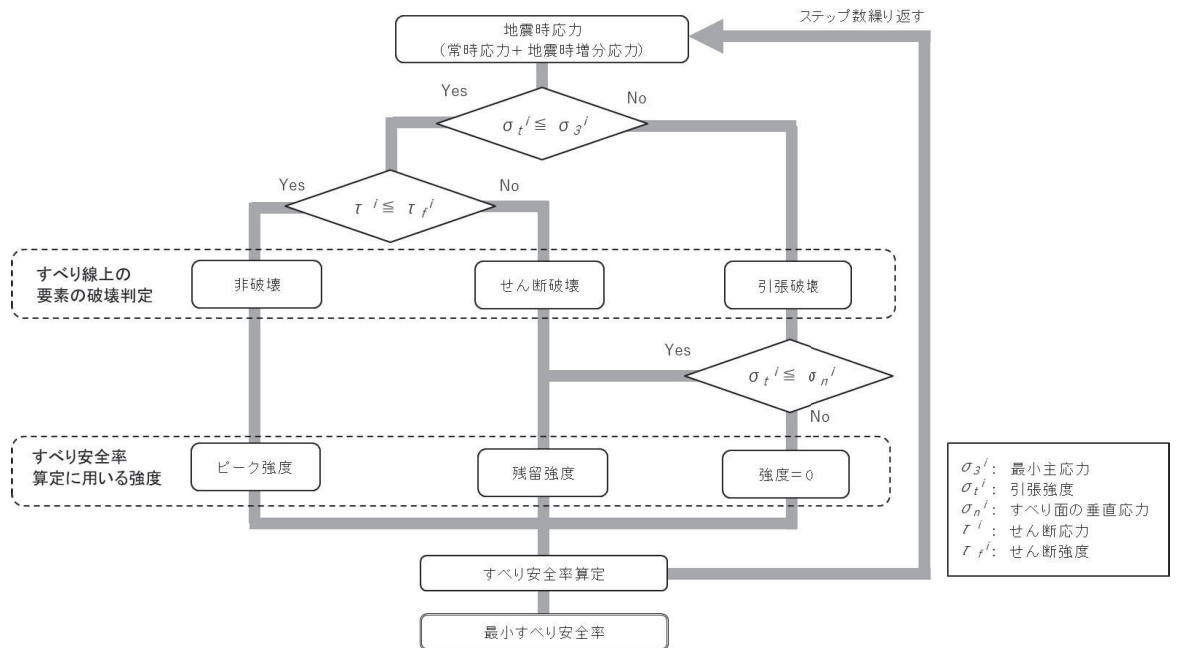


図 3.5-2 すべり安全率算定のフロー

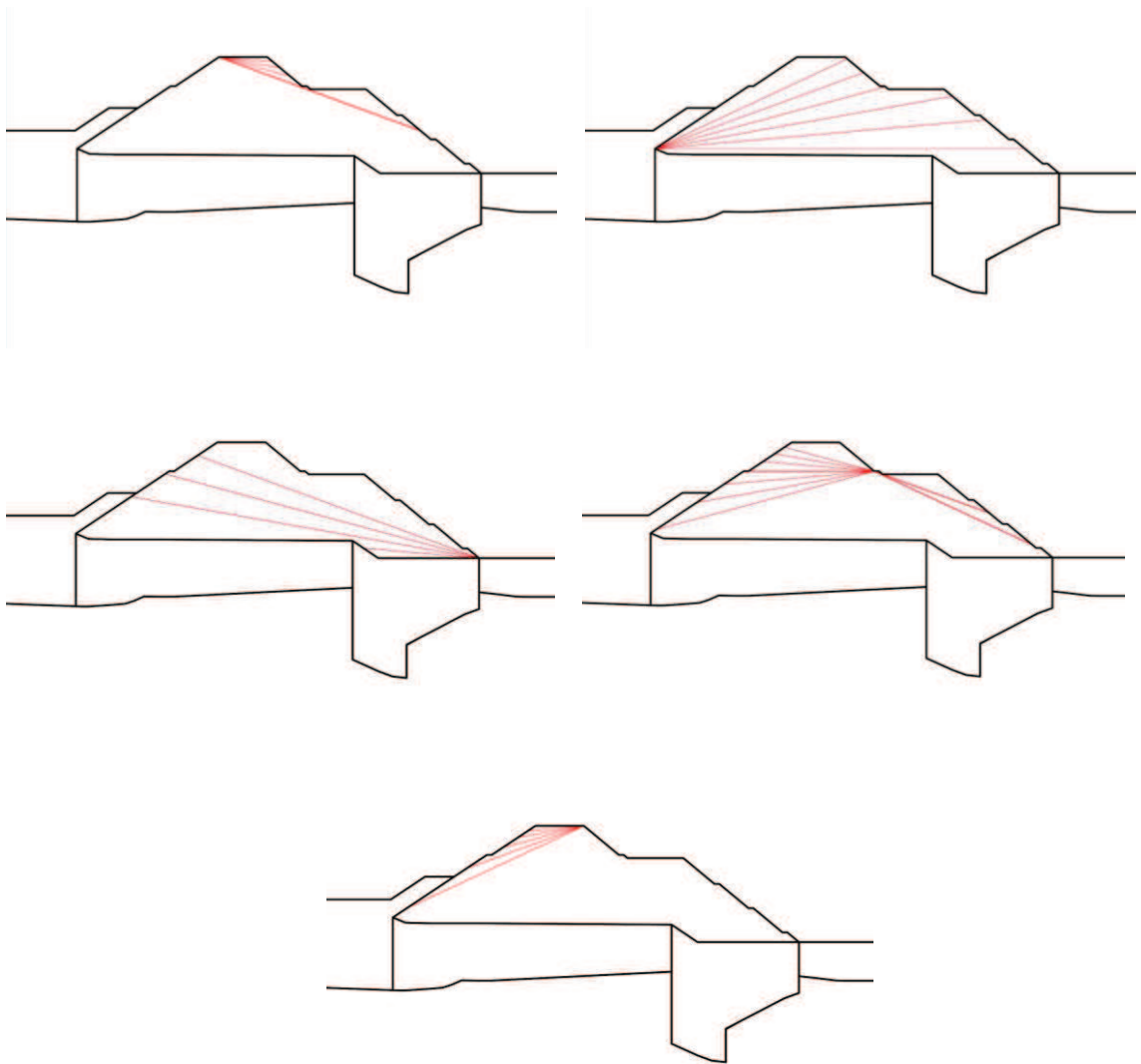


図 3.5-3 セメント改良土の想定すべり線

b. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.5-4 に示す。

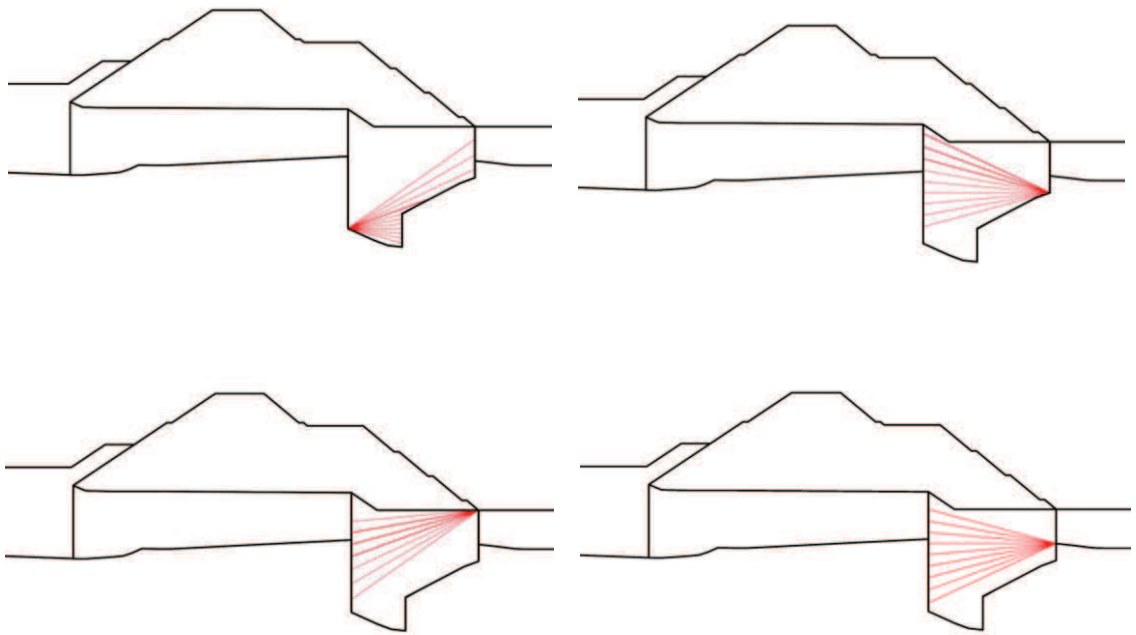


図 3.5-4 置換コンクリートの想定すべり線

c. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。改良地盤の想定すべり線を図 3.5-5 に示す。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 $-1\sigma$ 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。

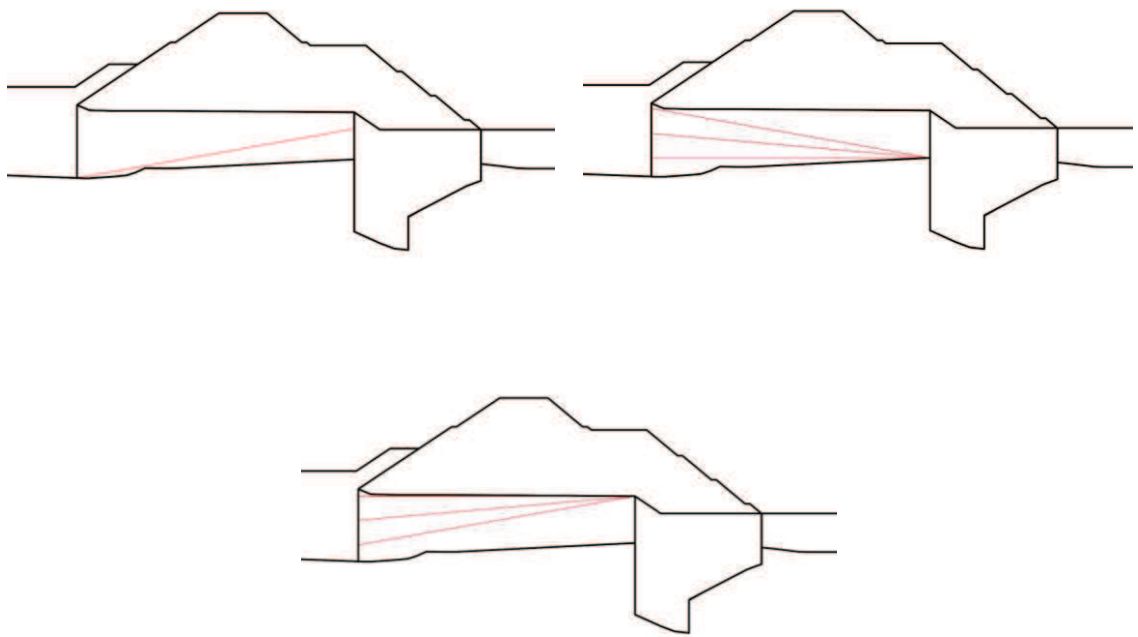


図 3.5-5 改良地盤の想定すべり線

d. 基礎地盤

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に生じる接地圧が重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

### 3.5.2 重畳時

#### (1) 解析方法

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

2次元動的有限要素法解析については、余震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは、2次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### a. 地震応答解析手法

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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て行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-6 に示す。

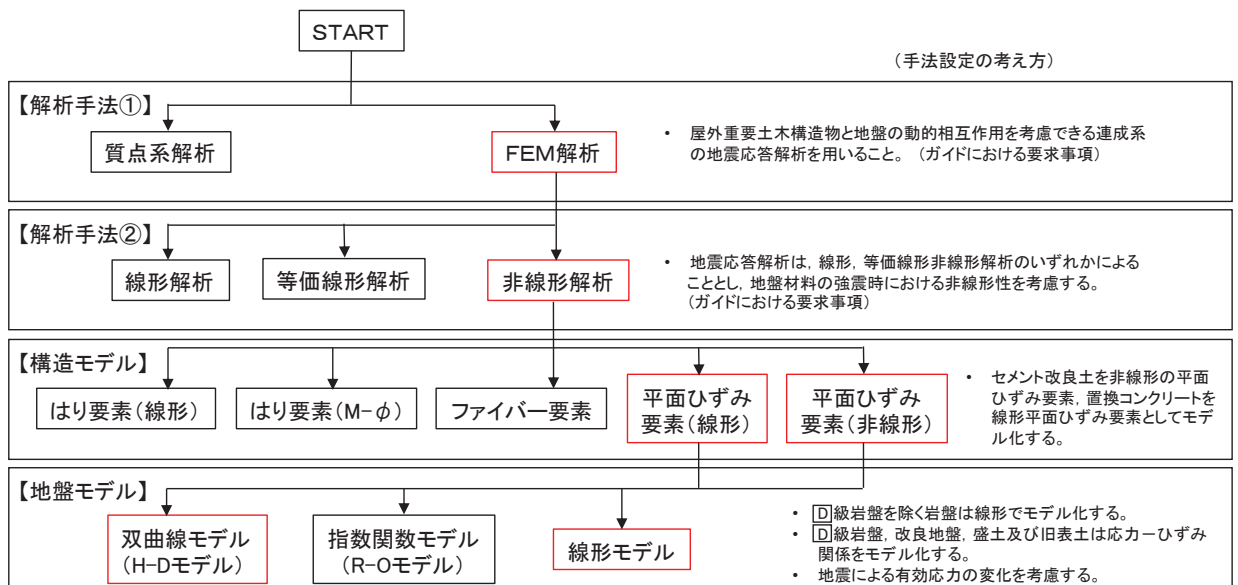


図 3.5-6 地震応答解析手法の選定フロー（盛土堤防）

#### b. 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

#### c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3.2-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に防潮堤（盛土堤防）への応答に

影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 3.5-9 に示す。

表 3.5-9 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

d. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を考慮する。  
 なお、係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

d. 解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.5-9 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 3.5-10 に示す。



表 3.5-10 重畳時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++* <sup>1</sup>	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率が 2.4 以下となる* <sup>2</sup> 又は基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+* <sup>1</sup>	○		
		+-* <sup>1</sup>	○		
		--* <sup>1</sup>	○		

注記 \*1：地震動の位相について (++) の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

(2) 入力地震動

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

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

図 3.5-7 に入力地震動算定の概念図を、図 3.5-8 に1次元解析モデル図を、モデル図 3.5-9 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル下端位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

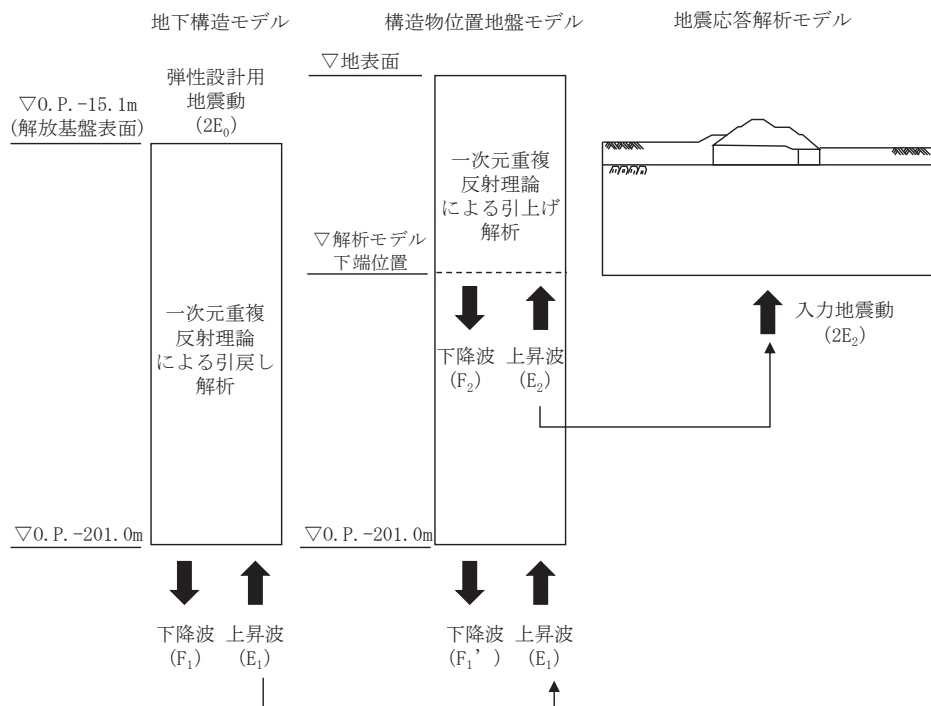


図 3.5-7 入力地震動算定の概念図

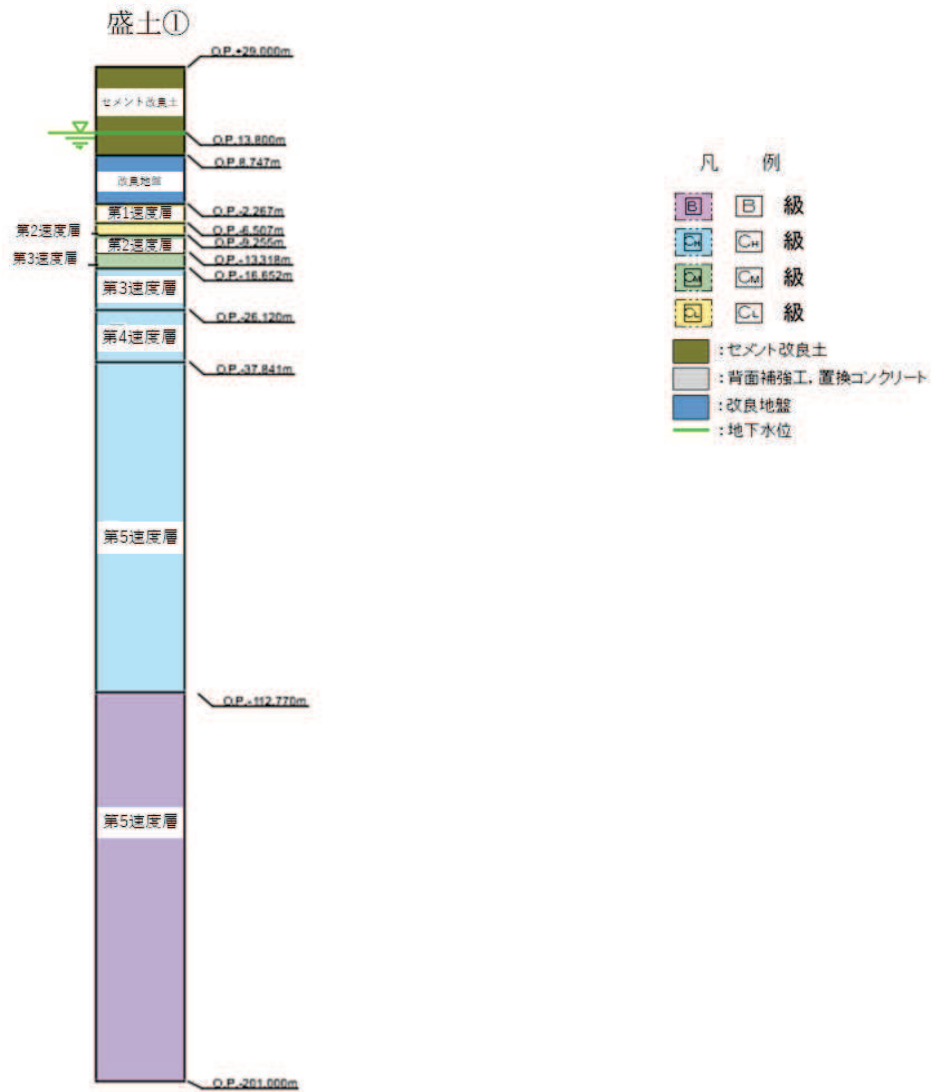
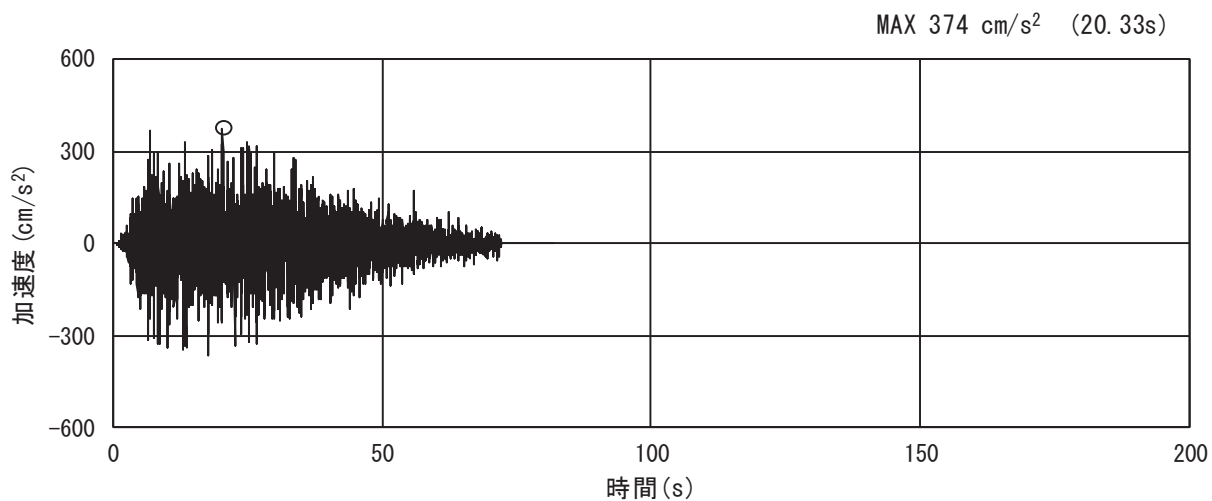
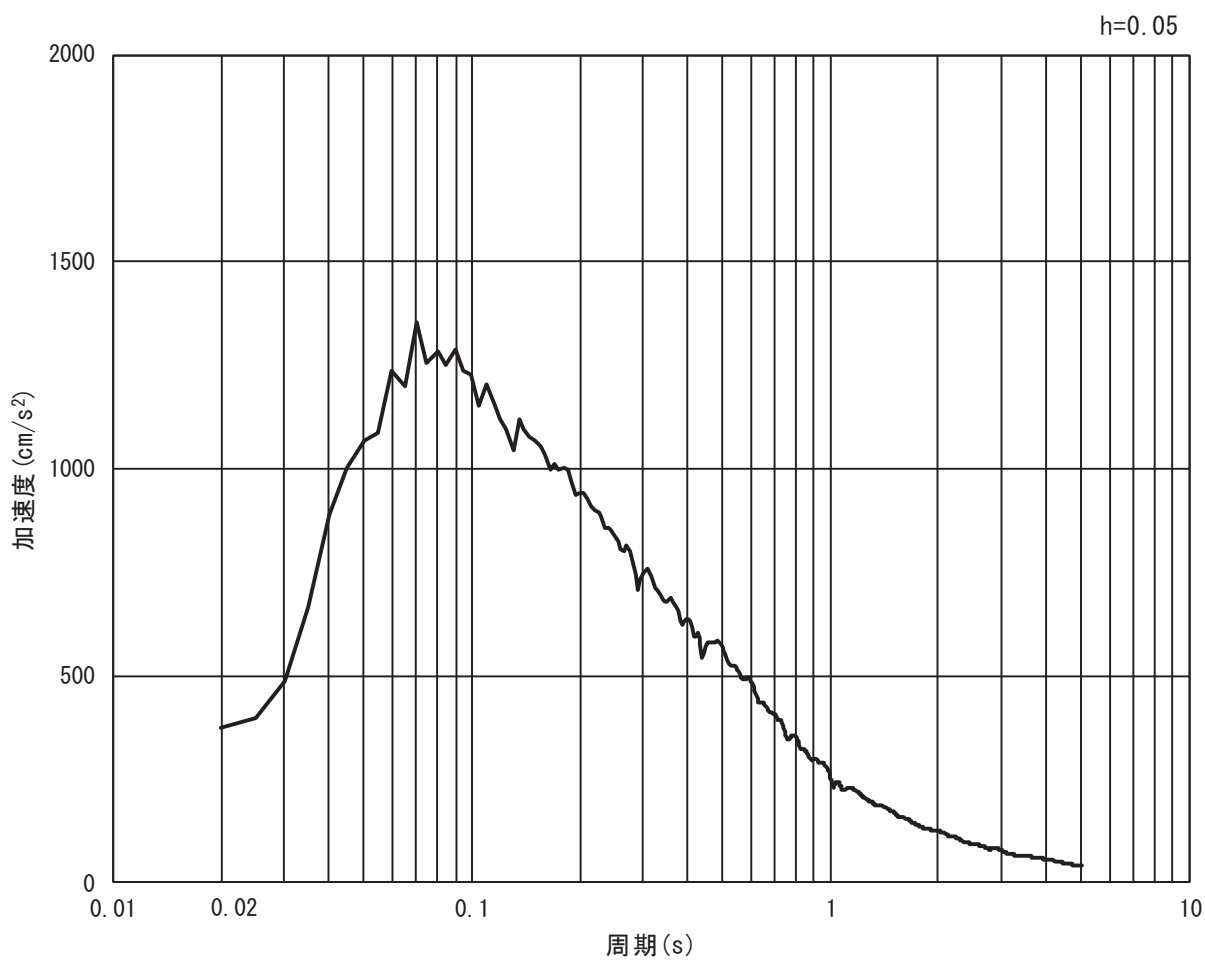


図 3.5-8 1次元解析モデル図

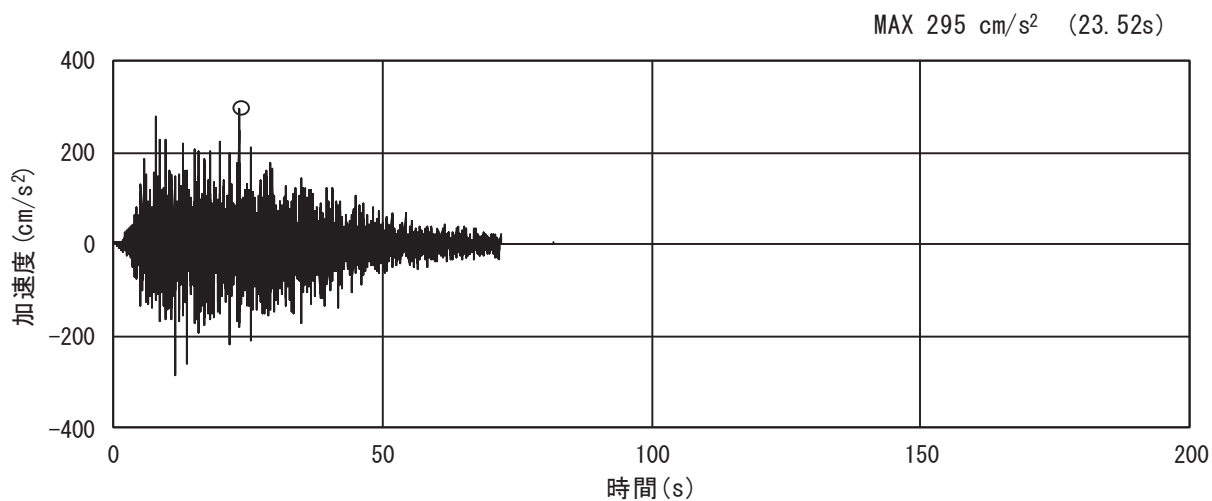


(a) 加速度時刻歴波形

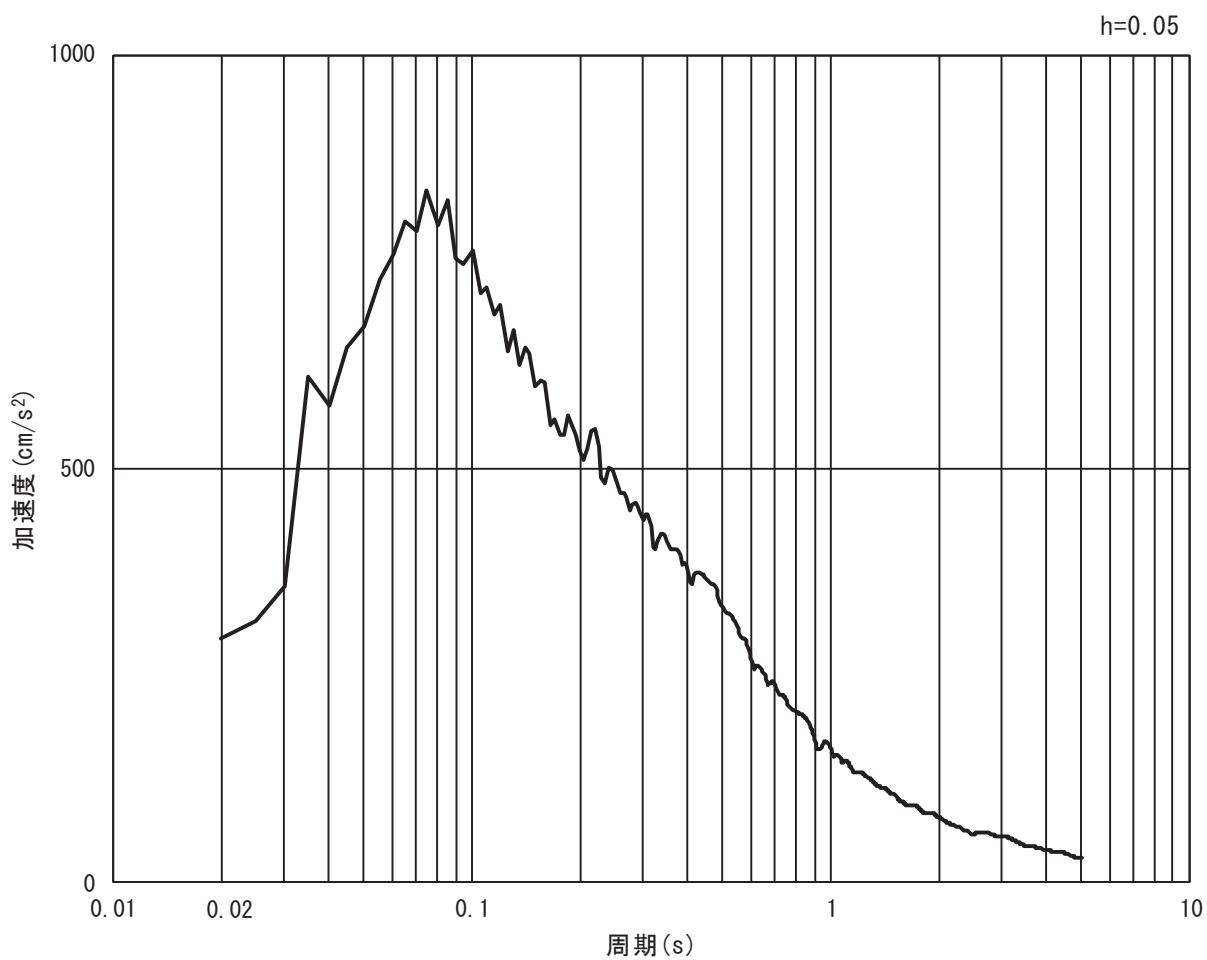


(b) 加速度応答スペクトル

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



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

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

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

(a) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び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。図 3.5-10 に示すとおりモデル化幅は、斜面の法尻から法面の水平距離の 1 倍以上離隔を取り、モデル化高さは、斜面高さの 2 倍以上とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

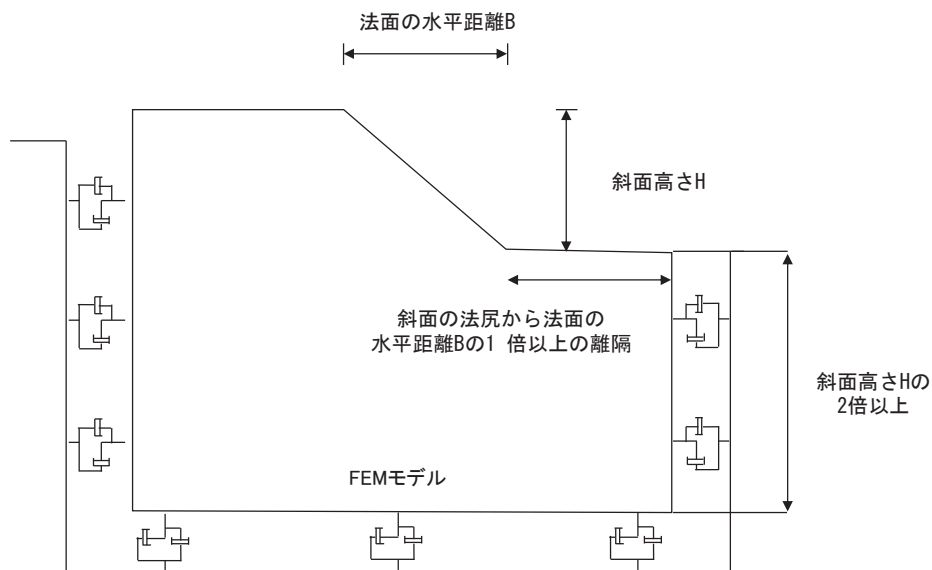


図 3.5-10 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-11 に示す。

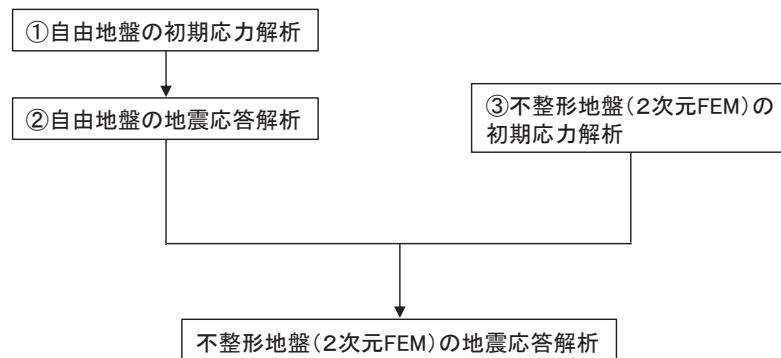


図 3.5-11 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-12 に示す。

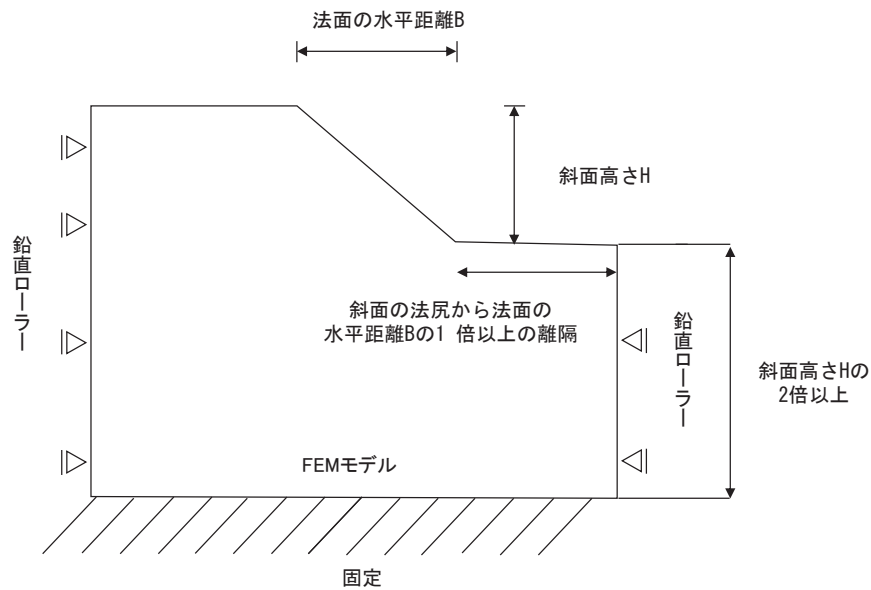


図 3.5-12 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震時応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

防潮堤（盛土堤防）の解析モデルを図 3.5-13 に示す。

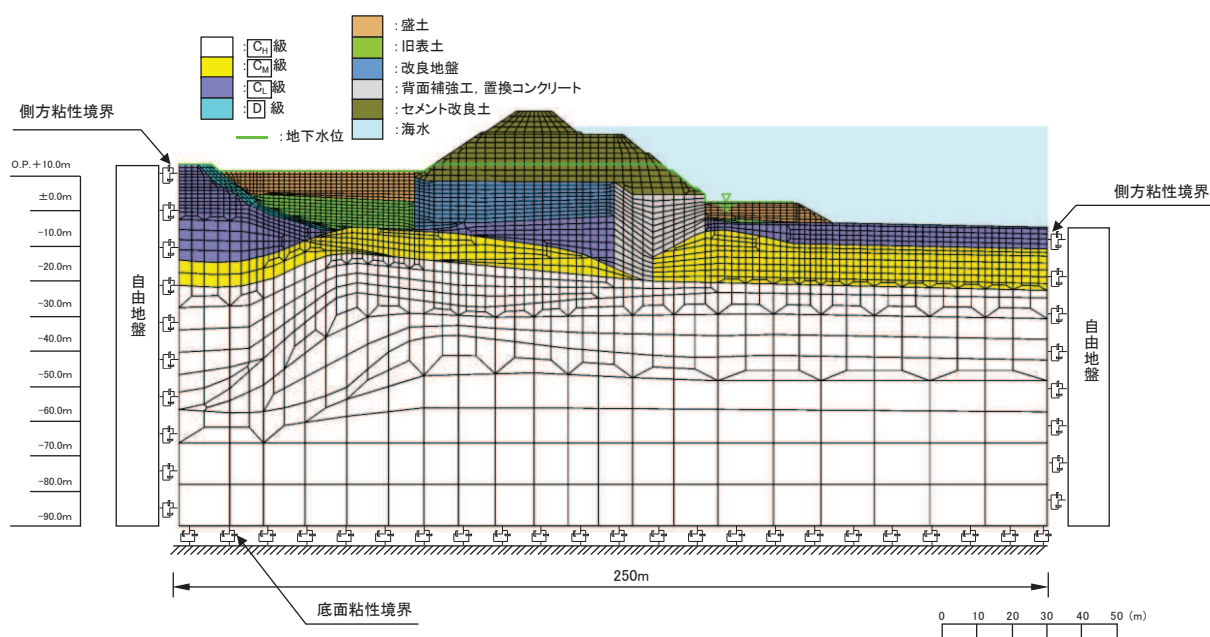


図 3.5-13 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

(c) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

**D**級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。**D**級岩盤，改良地盤，盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。また，地下水位以深の盛土・旧表土は，液状化パラメータを設定することで，有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

また，基準地震動  $S_s$  による防潮堤前背面の盛土（背面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

なお，岩盤は砂岩でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水のモデル化は，「3.5.1 津波時」と同様である。

(f) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると，地盤は構造物から剥離する特徴がある。また，地盤と構造物の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え，せん断ひずみを増加させていくと，地盤及び



構造体のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

なお、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$ 、 $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3.5-12 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 3.5-13 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-11 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.00	30.0
旧表土	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
CL級	0.46	44.0

注記 \*1 : 地下水位以浅

\*2 : 地下水位以深

表 3.5-12 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の $c$	改良地盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 3.5-13 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3.5-14 に，ジョイント要素の配置を図 3.5-15 に示す。

表 3.5-13 ジョイント要素のバネ定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

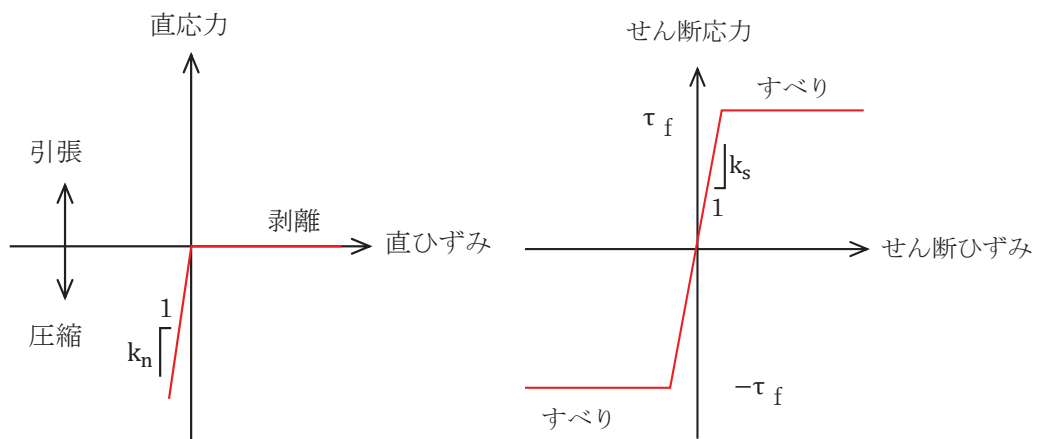


図 3.5-14 ジョイント要素の力学特性

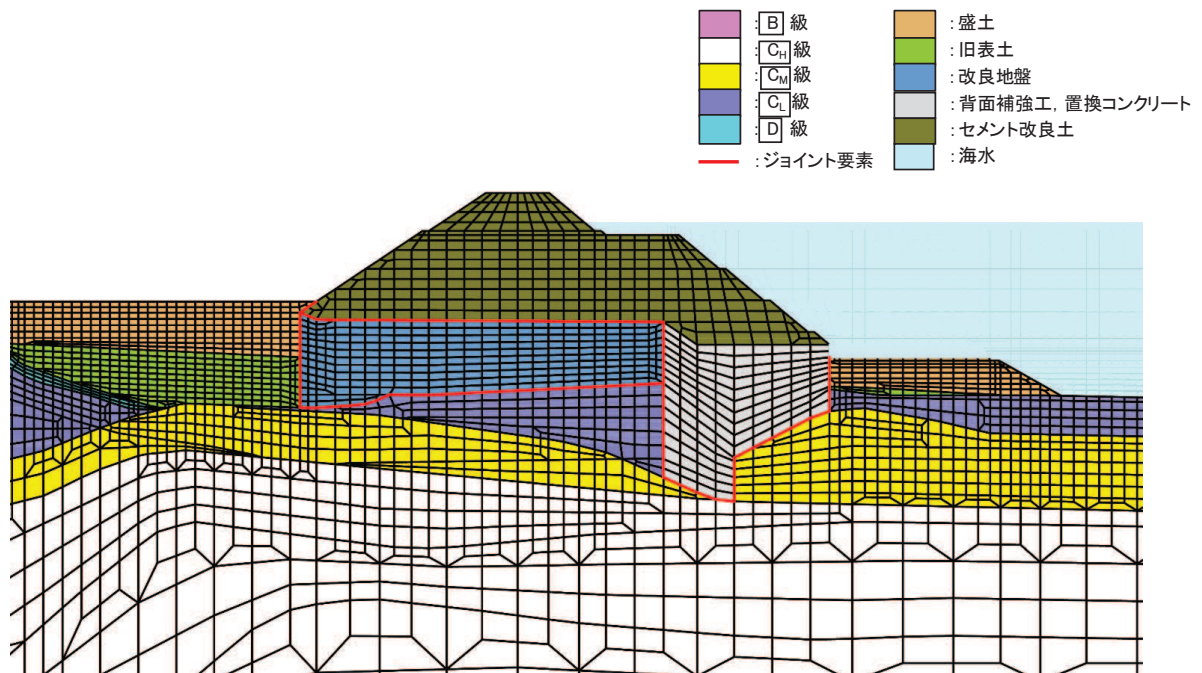


図 3.5-15 断面①におけるジョイント要素の配置図

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

d. 地下水位

地下水位は、「3.5.1 津波時」と同様であり、図 3.5-13 のとおりである。

(4) 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、重疊時に発生する応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

また、すべり安全率に対しては強度特性のばらつきが影響することから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 - 1σ 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。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

b. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

また、すべり安全率に対しては強度特性のばらつきが影響することから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ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。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

d. 基礎地盤

重畳時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、弾性設計用地震動Sd-D2を入力地震動とした地震応力解析から求められる基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

なお、接地圧は、セメント改良土の基礎地盤である改良地盤及び置換コンクリートの基礎地盤である牧の浜部層（C<sub>M</sub>級岩盤）を対象とする。

### 3.6 評価条件

強度評価に用いる評価条件を表 3.6-1～表 3.6-2 に示す。

#### 3.6.1 津波時

表 3.6-1 強度評価に用いる条件（断面①）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（セメント改良土）	22174	kN
	固定荷重（置換コンクリート）	10831	kN
	固定荷重（改良地盤）	13676	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重（防潮堤前面の地盤高：0.P.+3.0m）*	346.0	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	2000	kN
γ <sub>w</sub>	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
ρ	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>

注記 \*：防潮堤（盛土堤防）の設計用浸水深は 11.0（m）であるが、保守的に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用浸水深 12.25（m）（防潮堤前面の地盤高：0.P.+0.5m）を採用し、遡上津波荷重を設定。

#### 3.6.1 重畳時

表 3.6-2 強度評価に用いる条件（断面①）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（セメント改良土）	22174	kN
	固定荷重（置換コンクリート）	10831	kN
	固定荷重（改良地盤）	13676	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重（防潮堤前面の地盤高：0.P.+3.0m）*	346.0	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	-	kN
γ <sub>w</sub>	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
ρ	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>

注記 \*：防潮堤（盛土堤防）の設計用浸水深は 11.0（m）であるが、保守的に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用浸水深 12.25（m）（防潮堤前面の地盤高：0.P.+0.5m）を採用し、遡上津波荷重を設定。

## 4. 評価結果

### 4.1 津波時

#### 4.1.1 解析結果

##### (1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

##### a. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース	すべり安全率照査			
	①	①（平均値 -1σ強度）	②	③
津波時	5.9	5.7	5.9	5.9

##### b. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	36.2	35.7	38.1

##### c. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース	すべり安全率照査			
	①	①（平均値 -1σ強度）	②	③
津波時	13.2	13.1	13.0	13.7

##### (2) 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-4 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
②	5.9

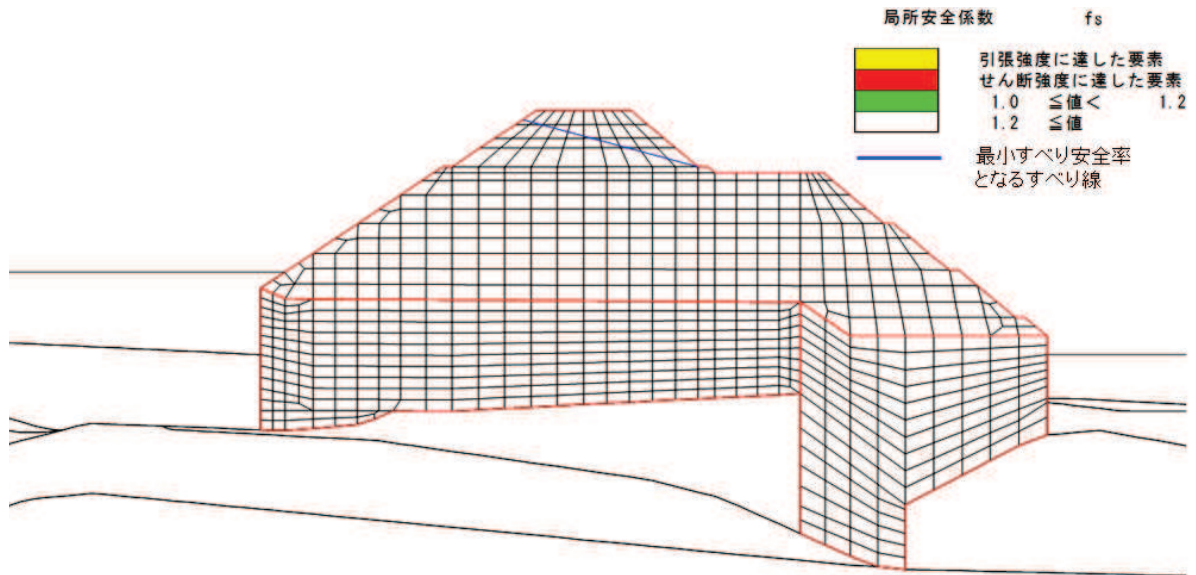


図 4.1-1 セメント改良土の局所安全係数分布（断面①）

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ ）

(3) 局所安全係数分布（置換コンクリート）

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-5 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-5 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
②	35.7

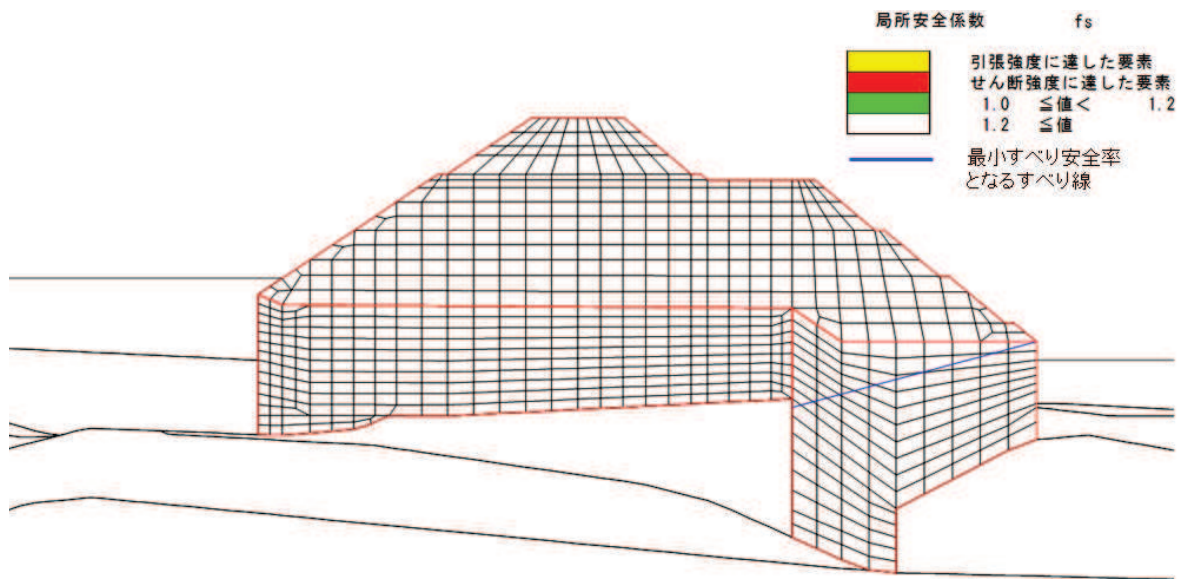


図 4.1-2 置換コンクリートの局所安全係数分布（断面①）  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）

(4) 局所安全係数分布（改良地盤）

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-6 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-3 に示す。

表 4.1-6 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
②	13.0

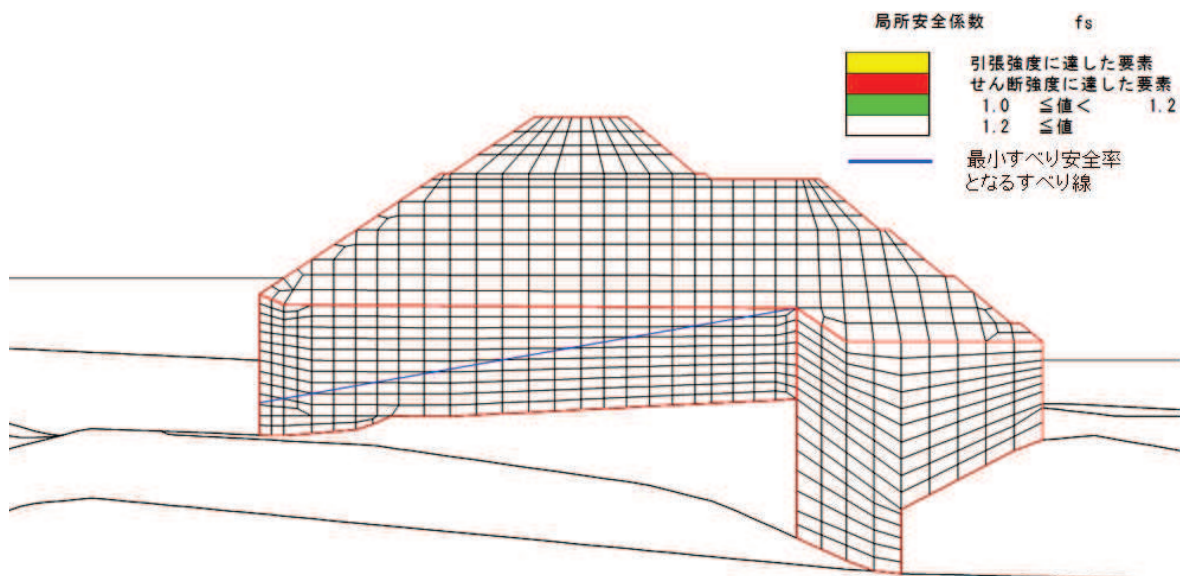


図 4.1-3 改良地盤の局所安全係数分布（断面①）  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）



#### 4.1.2 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.1-7 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-7 セメント改良土のすべり安全率評価結果

解析ケース	最小すべり安全率
①	5.9
②	5.9
③	5.9
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	5.7

#### 4.1.3 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.1-8 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-8 置換コンクリートのすべり安全率評価結果

解析ケース	最小すべり安全率
①	36.2
②	35.7
③	38.1

#### 4.1.4 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-9 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-9 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析ケース	最小すべり安全率
①	13.2
②	13.0
③	13.7
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	13.1

## 4.2 重畳時

### 4.2.1 地震応答解析結果

解析結果として「局所安全係数分布」,「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。

#### (1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

##### a. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値-1σ強度)	②	③
S d - D 2	++	6.0	5.8		
	-+	6.1	5.9		
	+ -	6.1	5.9		
	--	5.7	5.5	5.7	5.6

##### b. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.8		
	-+	13.9		
	+ -	13.1		
	--	13.7	13.0	14.4

c. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4. 2-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値-1σ強度)	②	③
S d - D 2	++	5.8	5.8		
	-+	5.3	5.2		
	+-	5.7	5.6		
	--	5.5	5.5	5.5	5.5

d. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) セメント改良土

表 4. 2-4 にセメント改良土の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-4 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，セメント改良土）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.19	0.16	0.19

(b) 置換コンクリート

表 4. 2-5 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-5 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.18		
	-+	0.19		
	+-	0.17		
	--	0.18	0.19	0.18

(2) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-6 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-1 に示す。

表 4.2-6 セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 ( -- )	③	13.53	5.6

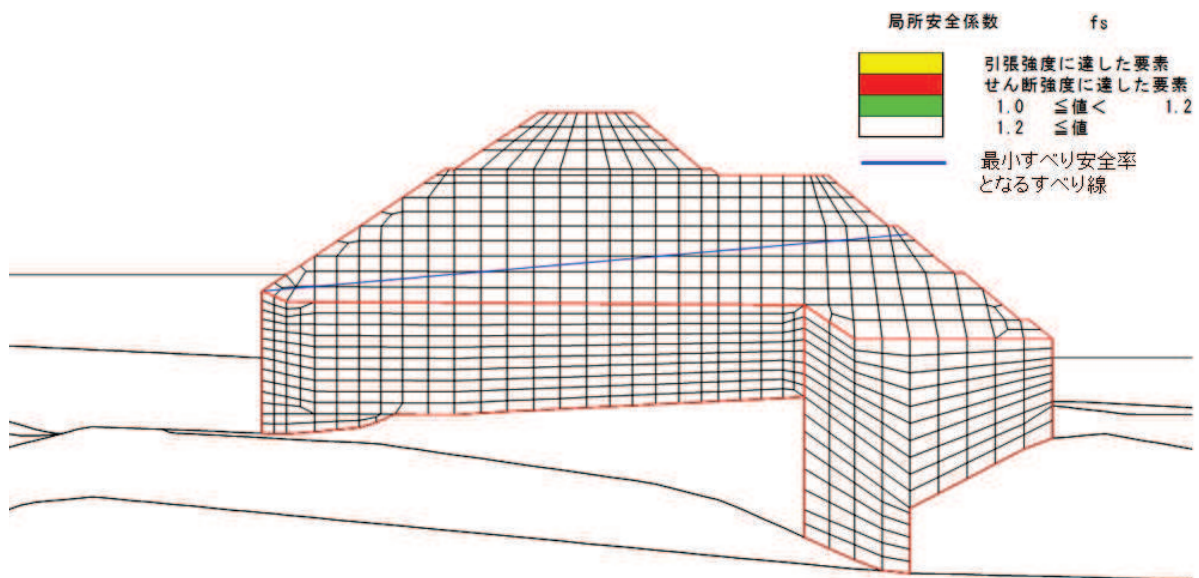


図 4.2-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 ( -- ),  $t=13.53s$ )

解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )

(3) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-7 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-2 に示す。

表 4.2-7 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 ( ++ )	①	25.23	12.8

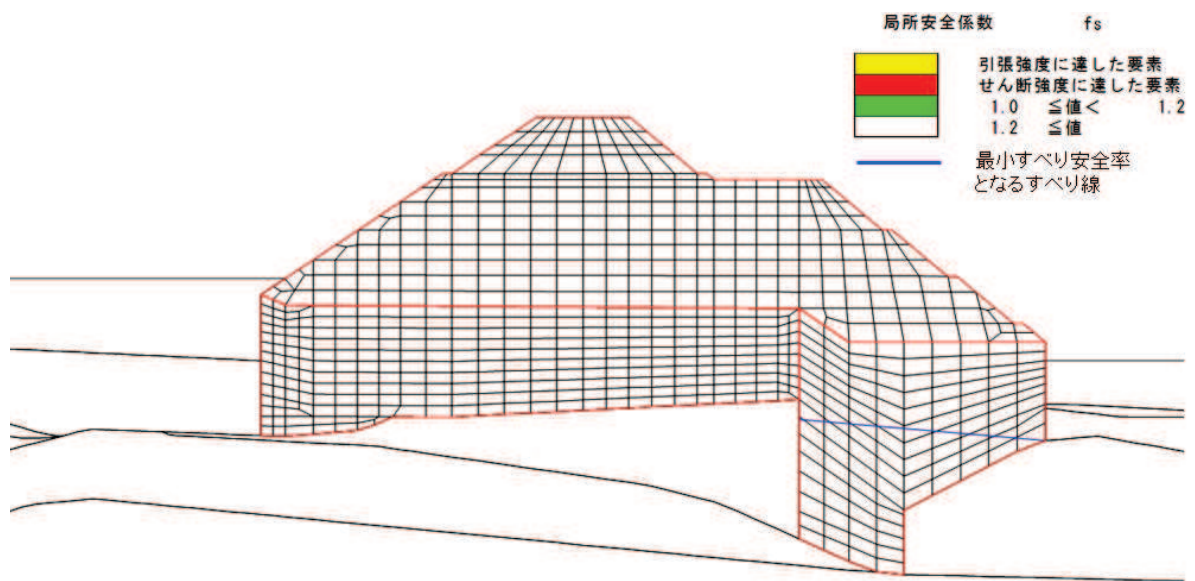


図 4.2-2 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①, S d - D 2 (++) , t=25.23s)  
 解析ケース①: 基本ケース

(4) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-8 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-3 に示す。

表 4.2-8 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	13.52	5.3

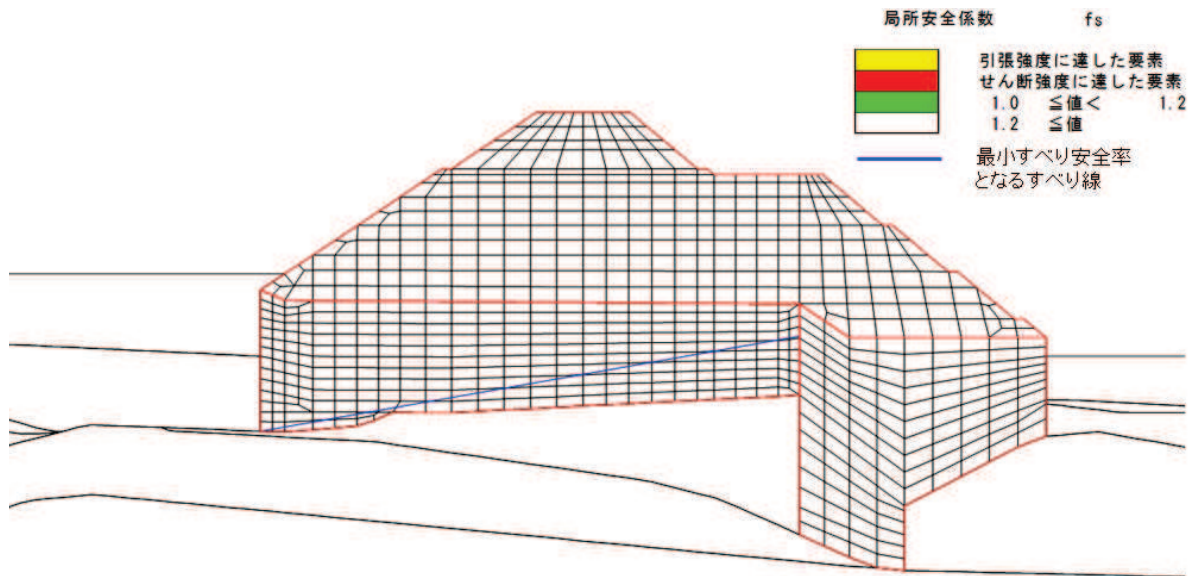


図 4.2-3 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S d - D 2 (-+), t=13.52s)  
解析ケース①: 基本ケース

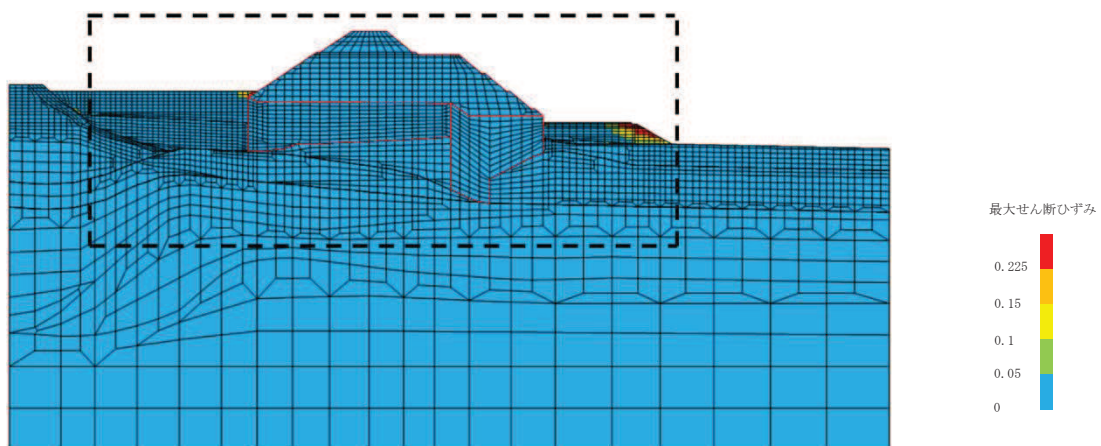
(5) 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

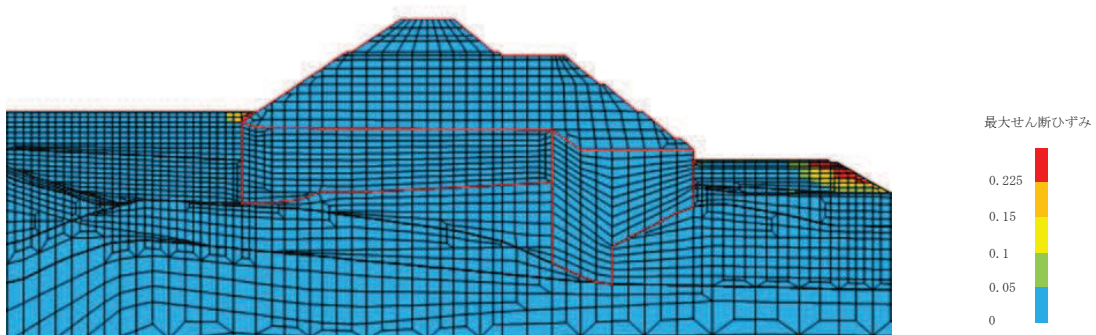
最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.2-9 に、最大せん断ひずみ分布図を図 4.2-4、図 4.2-5 に示す。

表 4.2-9 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

断面	評価項目	
	セメント改良土	置換コンクリート
	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (++)



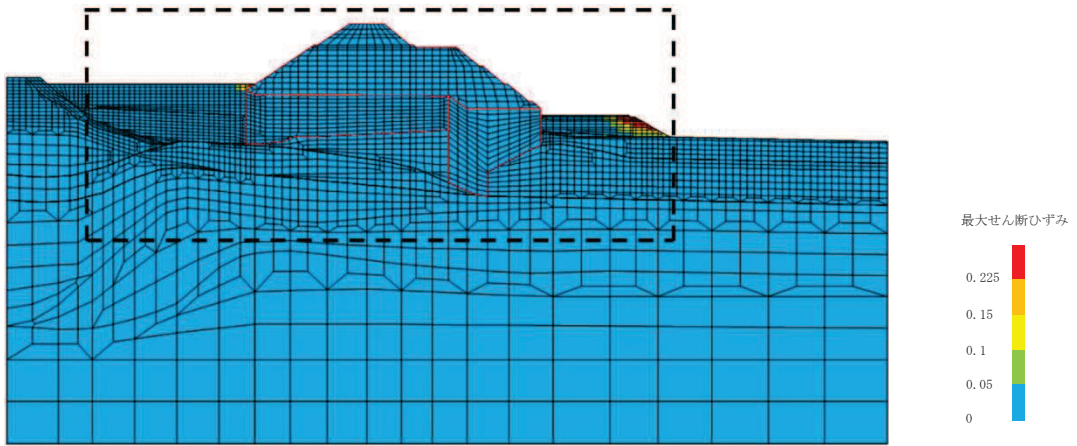
(a) 全体図



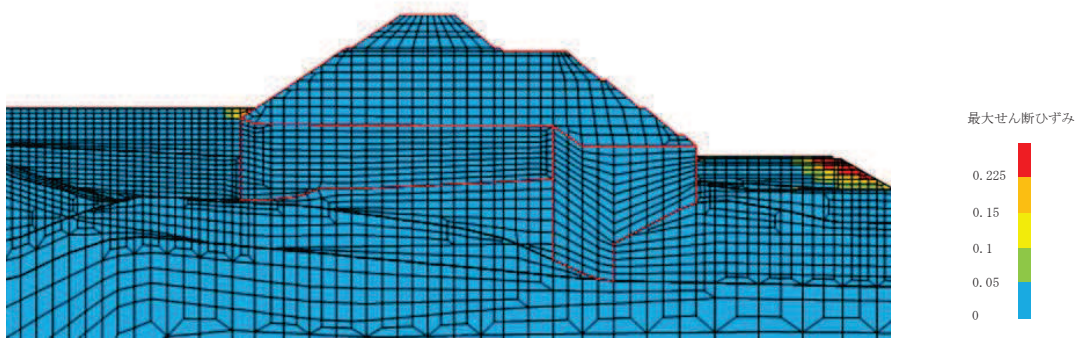
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-4 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (一一))





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-5 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )

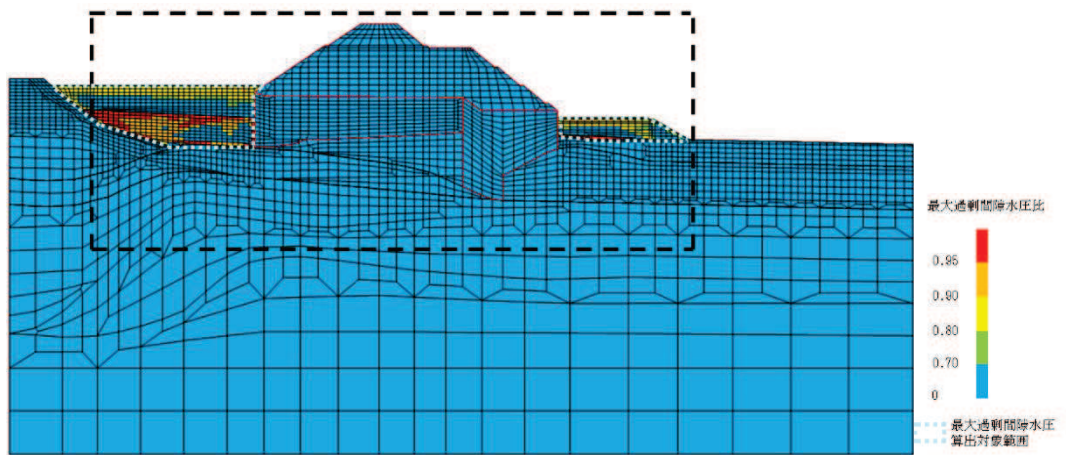
(6) 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。

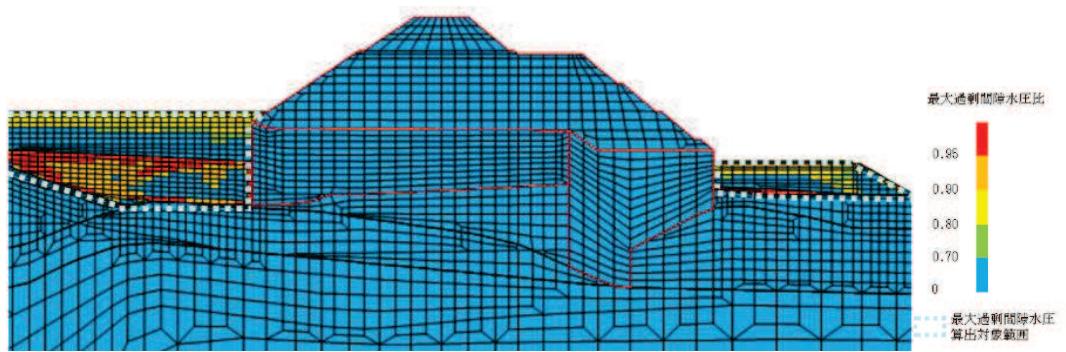
最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-10に、過剰間隙水圧比分布を図4.2-6、図4.2-7に示す。

表 4.2-10 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①）

断面	評価項目	
	セメント改良土	置換コンクリート
	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース③ S d - D 2 ( -- )	解析ケース① S d - D 2 ( ++ )

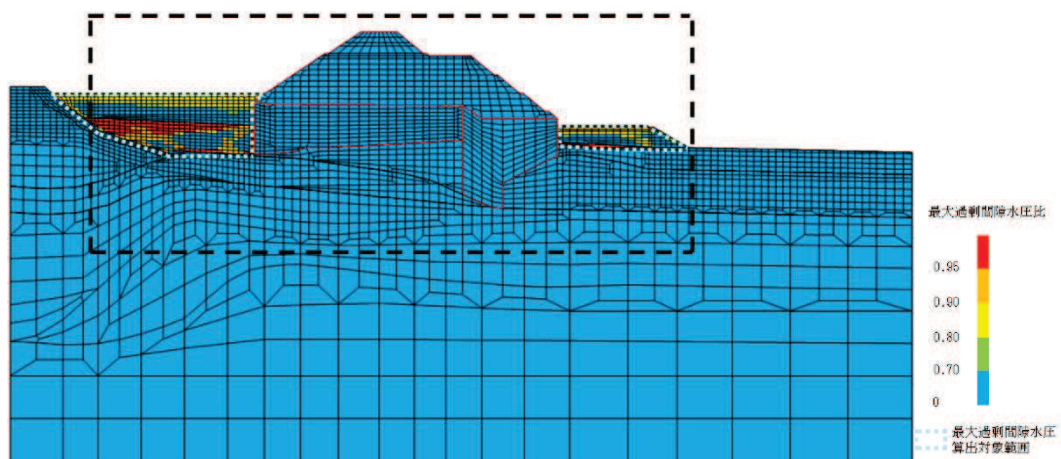


(a) 全体図

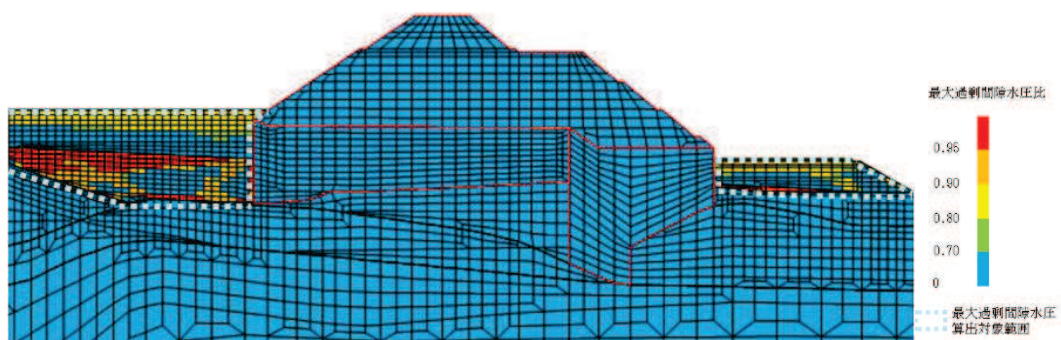


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-6 断面①の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (一一))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-7 断面①の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )

#### 4.2.2 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-11 に、平均強度における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 4.2-1 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-11 セメント改良土のすべり安全率評価結果

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率	
①	S d - D 2	(++)	13.63	6.0
		(-+)	13.53	6.1
		(+-)	13.63	6.1
		(--)	13.53	5.7
②		(--)	13.52	5.7
③		(--)	13.53	5.6
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)		(++)	13.63	5.8
		(-+)	13.53	5.9
		(+-)	13.63	5.9
		(--)	13.53	5.5

#### 4.2.3 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表4.2-12に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が1.2以上あることを確認した。

表 4.2-12 置換コンクリートのすべり安全率評価結果

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率	
①	S d - D 2	(++)	25.23	12.8
		(-+)	25.22	13.9
		(+-)	25.23	13.1
		(--)	25.21	13.7
②		(--)	25.21	13.0
③		(--)	13.88	14.4

#### 4.2.4 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.2-13 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1. 以上あることを確認した。

表 4.2-13 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析ケース	地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率	
①	S d - D 2	(++)	13.64	5.8
		(-+)	13.52	5.3
		(+-)	13.87	5.7
		(--)	13.53	5.5
②		(--)	13.52	5.5
③		(--)	25.24	5.5
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)		(++)	13.64	5.8
		(-+)	13.52	5.2
	(+-)	13.87	5.6	
	(--)	13.53	5.5	

#### 4.2.5 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表4.2-14, 表4.2-15に示す。

また, 背面補強工及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図4.2-8, 図4.2-9に示す。

防潮堤(鋼管式鉛直壁)の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2-14 基礎地盤の支持性能照査結果(重畳時, セメント改良土)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.8	4.4	0.19
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.8	4.4	0.19
②		(--)	0.7	4.4	0.16
③		(--)	0.8	4.4	0.19

表 4.2-15 基礎地盤の支持性能照査結果(重畳時, 置換コンクリート)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	2.0	11.4	0.18
		(-+)	2.1	11.4	0.19
		(+-)	1.9	11.4	0.17
		(--)	2.0	11.4	0.18
②		(--)	2.1	11.4	0.19
③		(--)	2.0	11.4	0.18



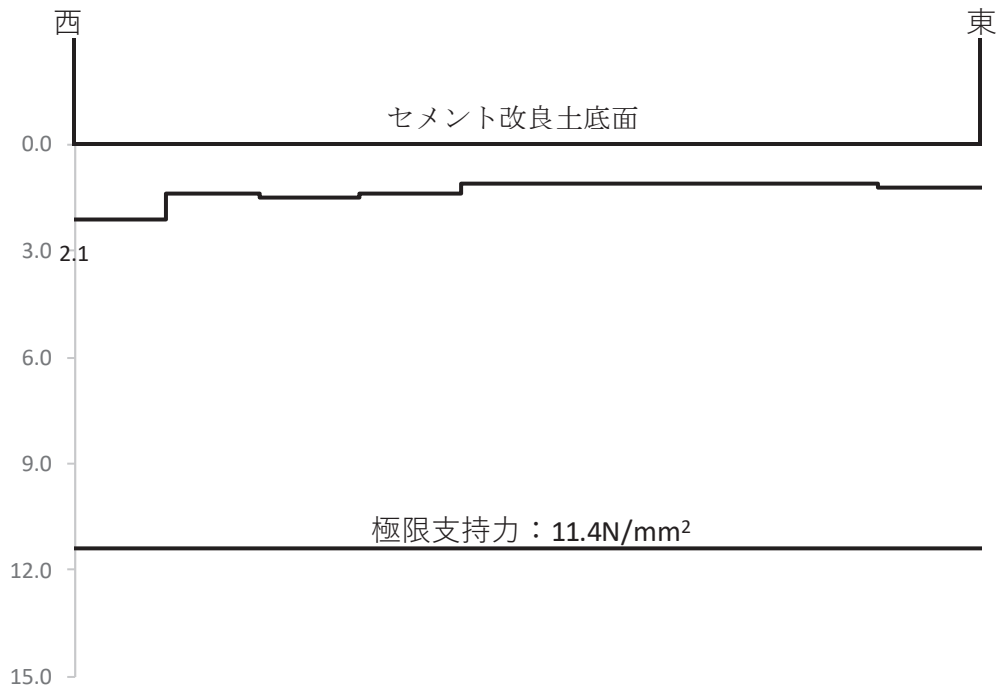


図 4.2-8 支持地盤の接地圧分布図（断面①，セメント改良土）  
 (S d - D 2 (-+))  
 解析ケース①：基本ケース

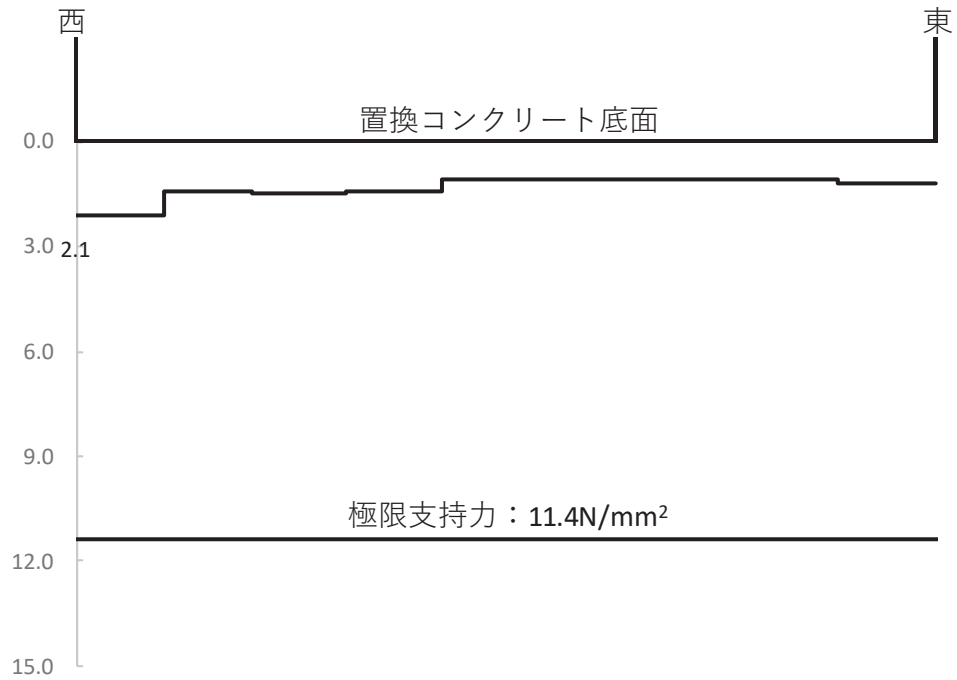


図 4.2-9 支持地盤の接地圧分布図（断面①，置換コンクリート）  
 (S d - D 2 (-+))  
 解析ケース①：基本ケース

5. 防潮堤（盛土堤防）の強度評価に関する影響検討

5.1 基準地震動  $S_s$  後の剛性低下の影響について

(1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）については、基準地震動  $S_s$  を経験した後（以下「 $S_s$  後」という。）に、必ずしも基準津波が来襲するものではないが、設置変更許可申請時において確認していたことを踏まえ、念のため  $S_s$  後に基準津波を考慮した場合の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐津波設計への影響を確認する。

(2) 評価方針

基準地震動  $S_s$  によって地盤の剛性低下が生じた状態を考慮し、その上で津波時及び重畳時の評価を行う。

評価に用いる基準地震動  $S_s$  については、地盤の剛性低下の観点から、地震継続時間が長い  $S_s - D1$  を対象とする。

a. 津波時

津波時の評価対象断面及び評価部位については、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①，セメント改良土」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

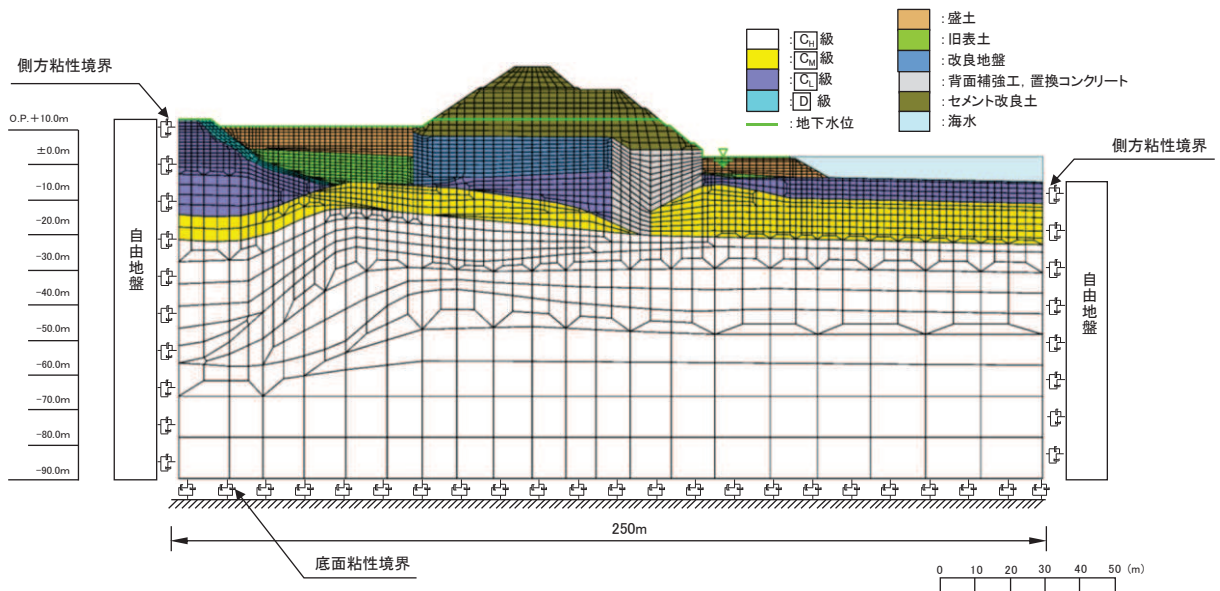


図 5.1-1 防潮堤（盛土堤防）の断面①の解析モデル

解析方法については、「3.5.1(1) 解析方法」と同様であるが、 $S_s$  後の津波時の評価として、基準地震動  $S_s$  による解析後に遡上津波荷重及び衝突荷重を図 5.1-2 に示すように 100 分割 ( $\Delta t=0.01(s)$ ) して漸増載荷させる。

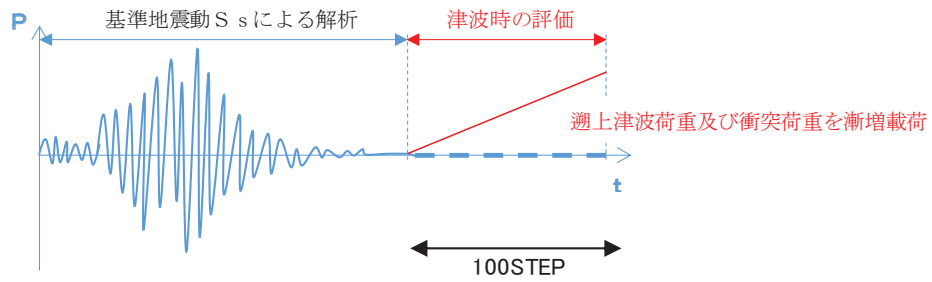


図 5.1-2 S s 後を考慮した津波時の遡上津波荷重及び衝突荷重の载荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-1 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防）Ss 後を考慮した津波時）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C1級岩盤, C2級岩盤 C4級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

b. 重畳時

重畳時の評価対象断面，評価部位及び入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，鋼管杭，S d-D 2（-）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-3 に示す。

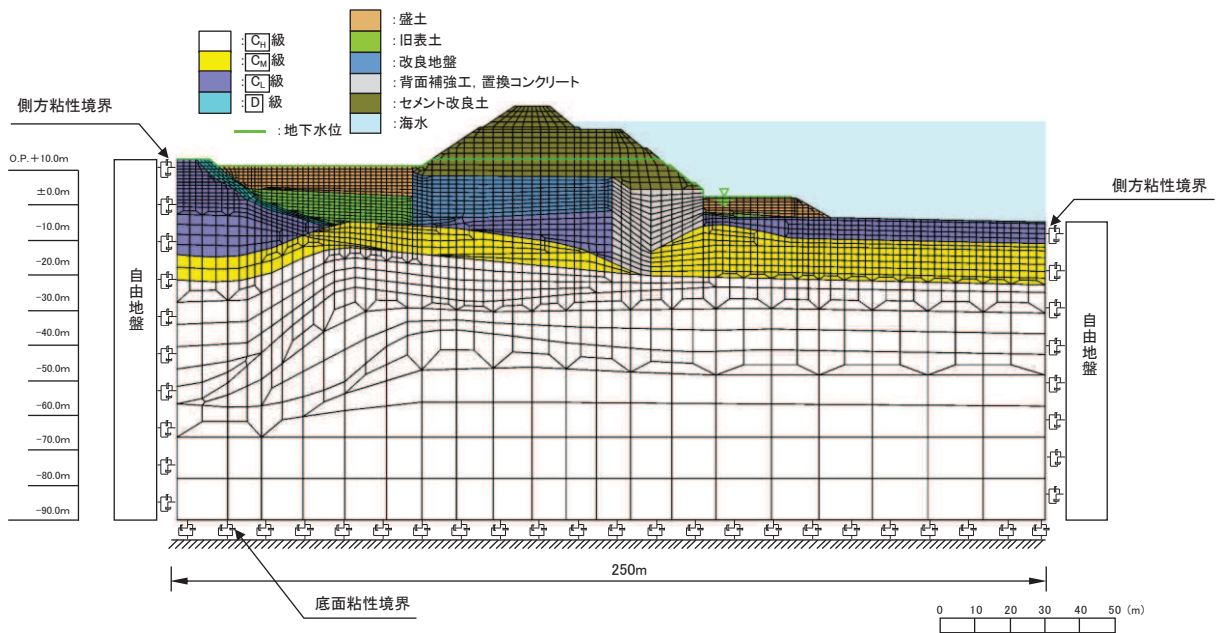
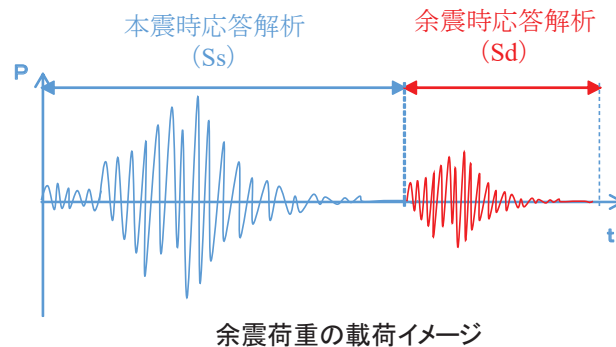


図 5.1-3 防潮堤（盛土堤防）の断面①の解析モデル

解析方法については，「3.5.2(1) 解析方法」と同様であるが，S s 後の重畳時の評価としては，仮想的な荷重載荷状況とはなるが，以下の流れで荷重を載荷させている。

まず，初期状態において遡上津波荷重を載荷させ，その状態を保持したまま図 5.1-4 のとおり基準地震動 S s による地震荷重を載荷させ，その後弾性設計用地震動 S d-D 2 による余震荷重載荷させることとした。



余震荷重の載荷イメージ

図 5.1-4 S s 後を考慮した重畳時の余震荷重及び遡上津波荷重の載荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-2 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-2 解析ケース（防潮堤（盛土堤防）Ss 後を考慮した重畳時）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤 セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>2</sub> 級岩盤 C <sub>3</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値

(3) 評価結果

a. 津波時

S s 後の津波時の評価結果を表 5. 1-3 に示す。

本検討の結果， S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく， 照査結果に影響しないことを確認した。

表 5. 1-3 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
①	5. 9
②	5. 9
③	5. 9
Ss 後	6. 1

b. 重畳時

S s 後の重畳時の評価結果を表 5. 1-4 に示す。

本検討の結果， S s 後の地盤剛性の低下による影響はわずかであり， すべり安全率に十分な余裕があることを確認した。

表 5. 1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
①	S d - D 2	(--)	13. 53	5. 7
②		(--)	13. 52	5. 7
③		(--)	13. 53	5. 6
S s 後	S d - D 2	(--)	13. 53	5. 4

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について

## 目 次

(1) 概要及び評価方針	1
a. 概要	1
b. 評価方針	6
(2) 性能確認試験	13
a. ゴムジョイント	13
b. ウレタンシリコーン目地	24
(3) 許容限界の設定	50
(4) 耐久性	51
a. 評価項目	51
b. ゴムジョイントの評価結果	52
c. ウレタンシリコーン目地の評価結果	59
(5) 維持管理方針の検討	67
(6) ウレタンシリコーン目地の施工方法について	68

（参考資料 1）設計水圧（0.3MPa）を超える水圧に対するウレタンシリコーン目地の性能  
確認試験（試験水圧：0.34MPa）について

(1) 概要及び評価方針

a. 概要

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

止水ジョイント部材は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、ゴムジョイントとウレタンシリコン目地を使い分ける。

これを踏まえ、各止水ジョイント部材を評価対象とし、止水ジョイント部材が地震時、津波時及び重畳時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、長期的な耐候性に関しては、耐候性試験により確認する。

防潮堤の平面位置図を図 6.1.5-1 に示す。また、止水ジョイント部材の仕様、設置箇所、拡大図及び詳細図を、それぞれ表 6.1.5-1、図 6.1.5-2、図 6.1.5-3 及び図 6.1.5-4 に示す。

なお、ゴムジョイントの下端部については、図 6.1.5-3 に示すように背面補強工には構造目地部があることから、この構造目地部にはゴムジョイントを設置することで構造境界部の止水性を確実なものとする。



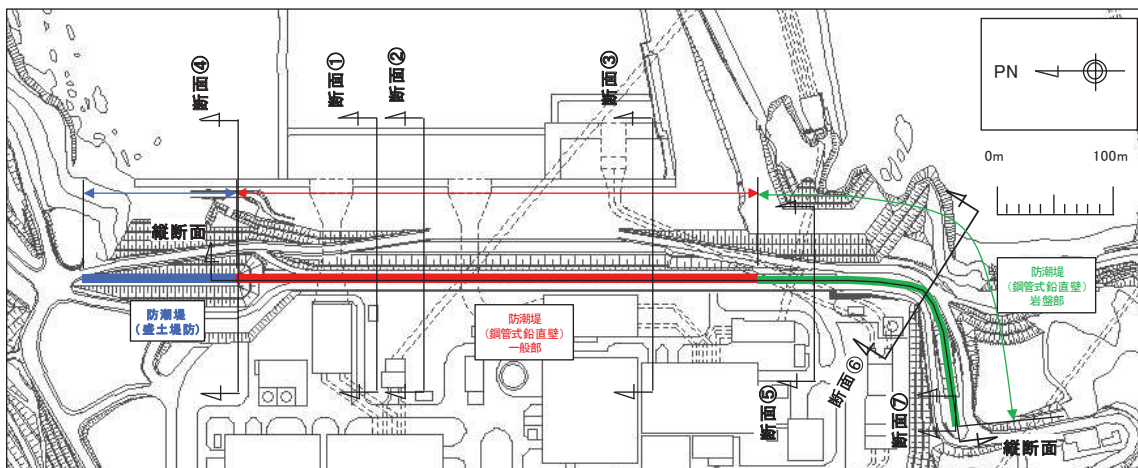


図 6.1.5-1 防潮堤平面位置図

表 6.1.5-1 止水ジョイント部材の仕様

止水ジョイント部材の種類	適用部位	主成分	設置箇所
ゴムジョイント	構造境界部*	クロロプレンゴム	図 6.1.5-2 のとおり
ウレタンシリコーン目地	構造同一部*	ウレタン シリコーン	図 6.1.5-2 のとおり

注記 \* : 詳細は「6.1.6 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

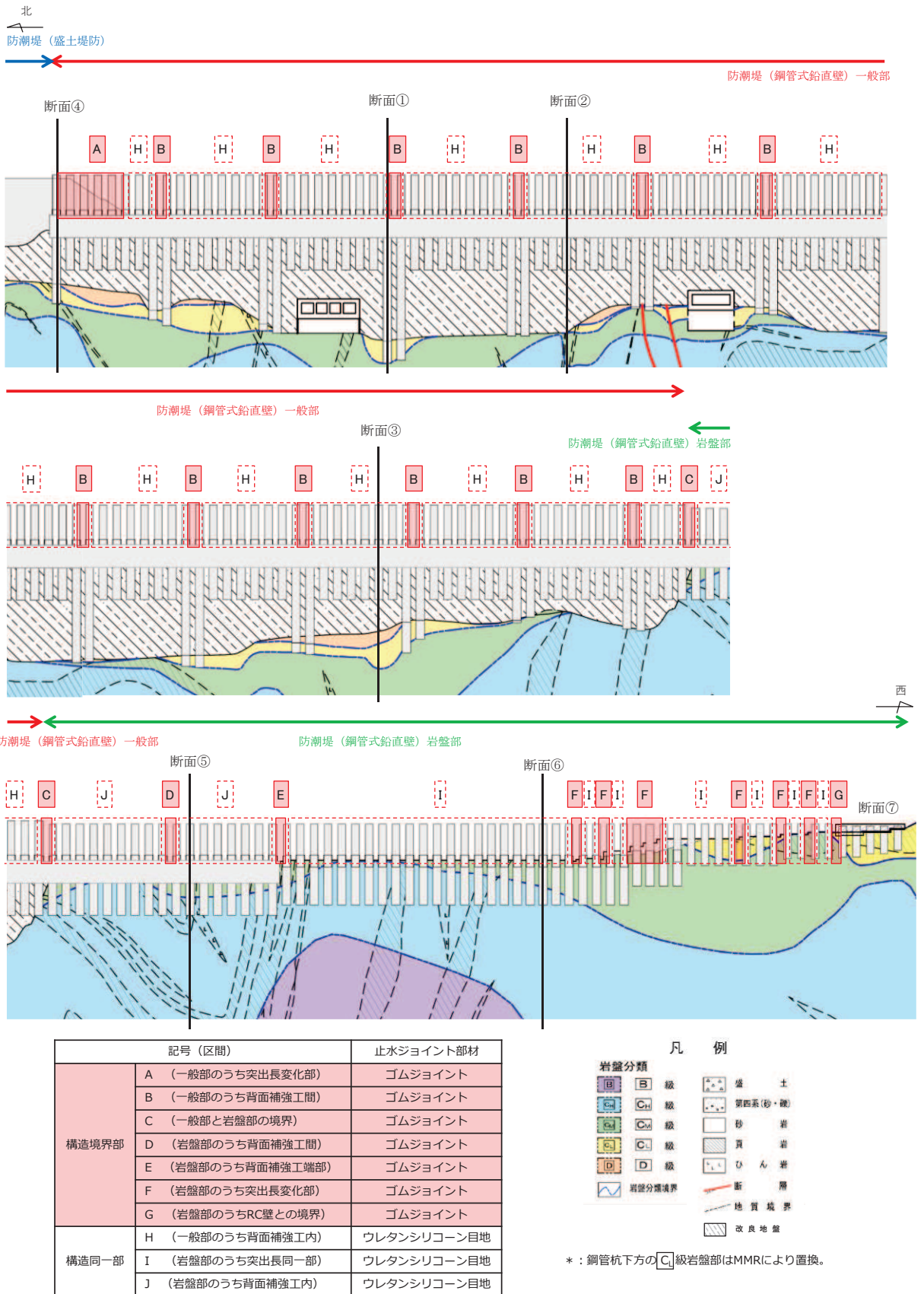
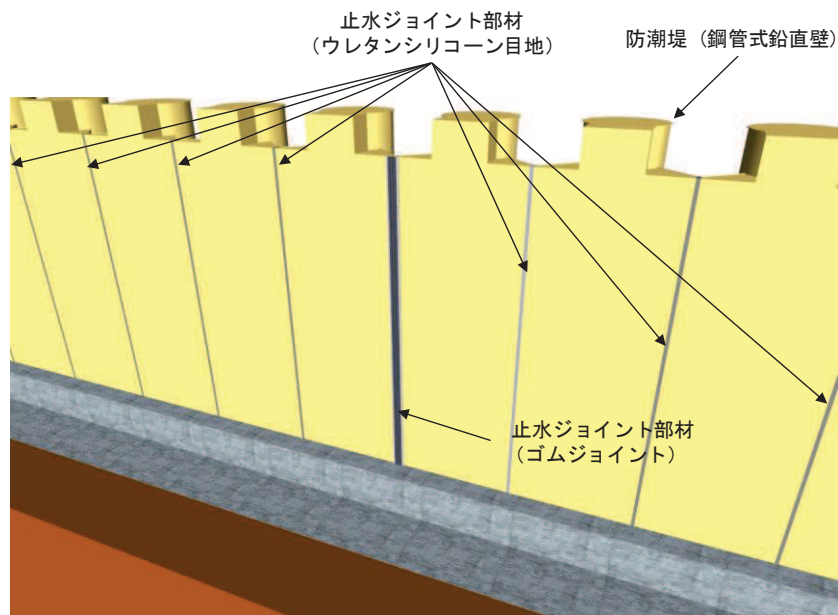
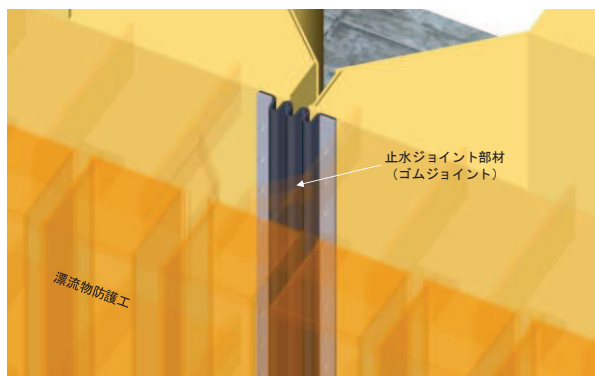


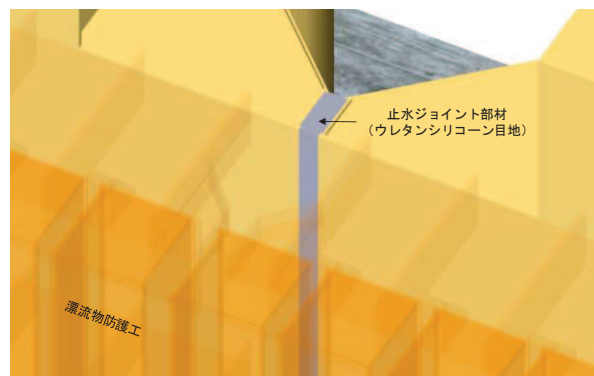
図 6.1.5-2 止水ジョイント部材の設置箇所  
（防潮堤縦断面図）



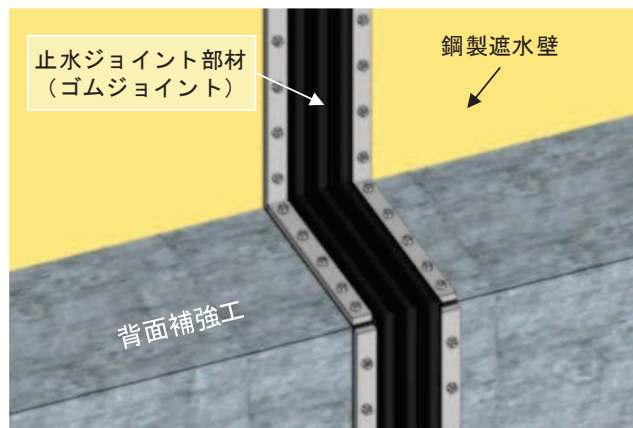
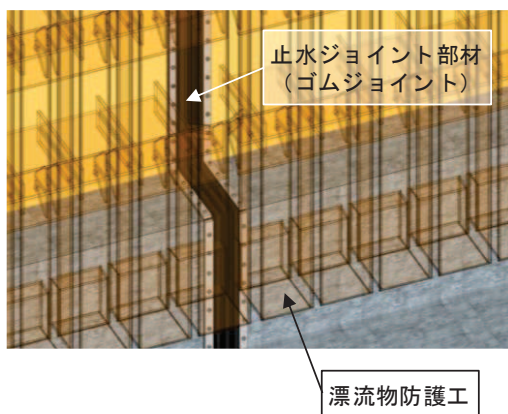
(全体)



(ゴムジョイント部材の設置イメージ)



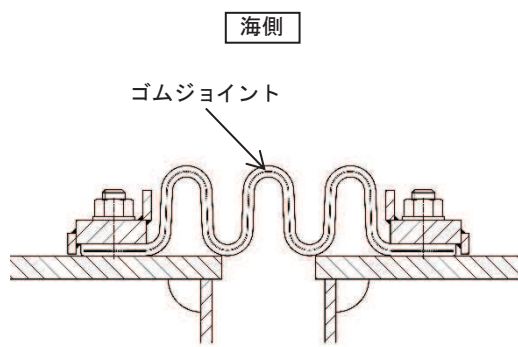
(ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)



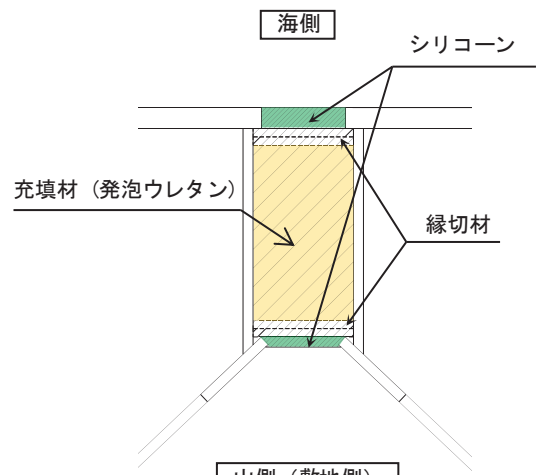
漂流物防護工よりも内側から見た図

(ゴムジョイント部材の下部詳細)

図 6.1.5-3 止水ジョイント部材設置イメージ図



山側 (敷地側)  
(ゴムジョイント)



山側 (敷地側)  
(ウレタンシリコーン目地)

図 6.1.5-4 止水ジョイント部材詳細図

b. 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震時、津波時及び重畳時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを耐侯性試験により確認する。

止水ジョイント部材の評価フローを図 6.1.5-5 に、確認試験の一覧を表 6.1.5-2 に示す。

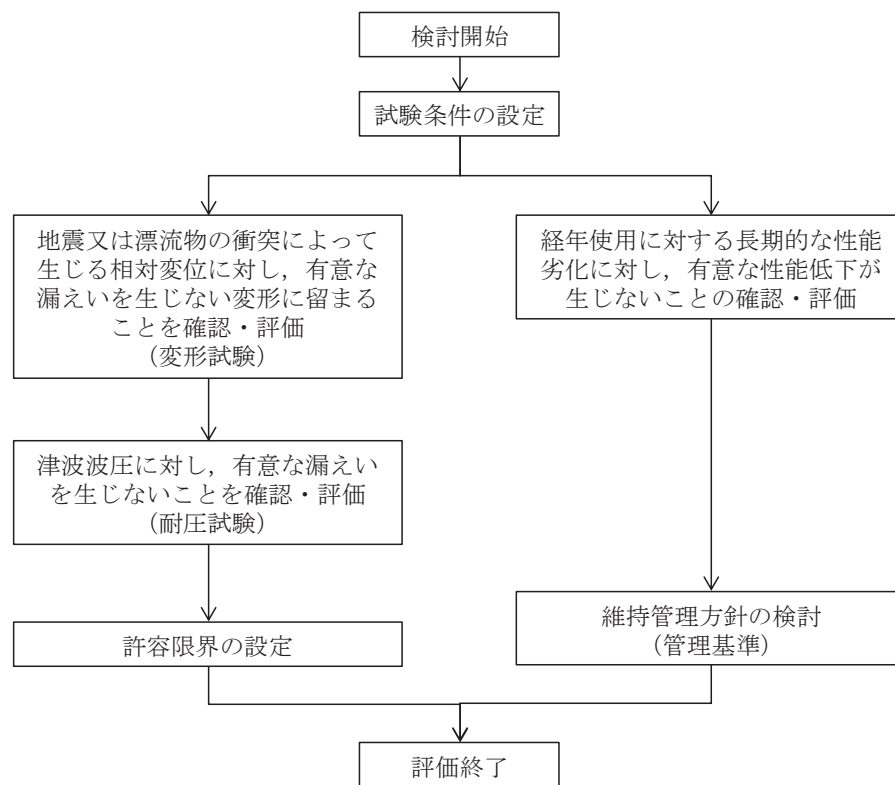


図 6.1.5-5 止水ジョイント部材の評価フロー

表 6.1.5-2 確認試験一覧

項目 確認	地震時	津波時	重畳時
有形に留まること の確認 有意な漏えいを生じない変	— (地震時は津波時の試験で代表)	変形試験* (津波波圧を負荷すると同時に地震時の変位量又は漂流物衝突による変位量を模擬)	変形試験* (津波波圧を負荷すると同時に余震時の変位量を模擬)
との確認 有意な漏えいを生じないこ	— (地震時は要求されな いため対象外)	耐圧試験	耐圧試験
ことの確認 有意な性能低下が生じない	耐候性試験		

注記 \* : 繰返し载荷及び継続载荷を実施する。

(a) 試験変形量

止水ジョイント部材の変位方向については、図 6.1.5-6 に示すとおり、防潮堤軸方向（以下、「伸び方向」という）及び防潮堤軸直交方向（以下、「せん断方向」という）の2方向とする。

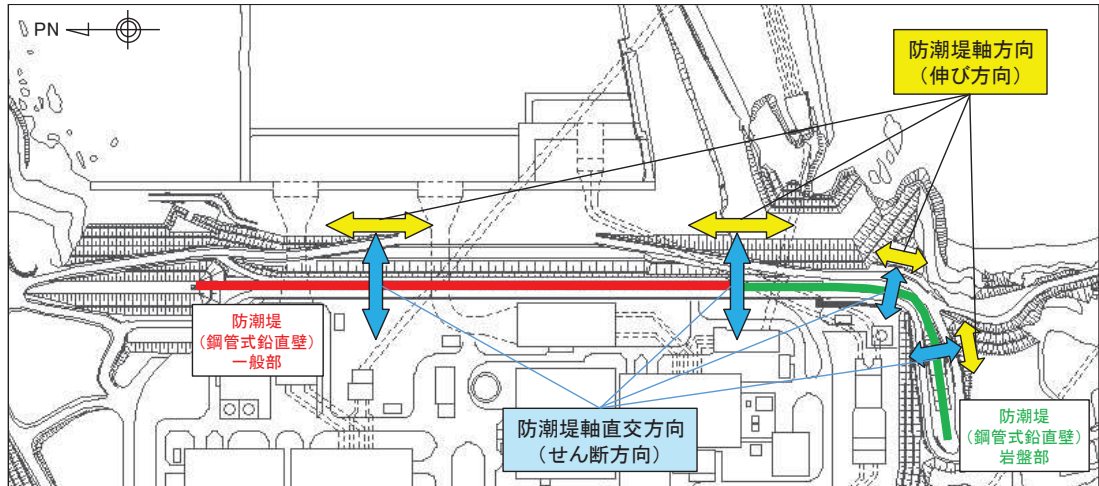


図 6.1.5-6 防潮堤軸直交方向及び防潮堤軸方向の定義

イ. ゴムジョイント

ゴムジョイントの試験時変位量は図 6.1.5-7 に示す設計負荷範囲を超える値として、表 6.1.5-3 に示す試験条件で実施する。なお、耐圧試験は表 6.1.5-3 に示す変位量を与えた条件で実施する。

耐圧条件 : 0.40 MPa

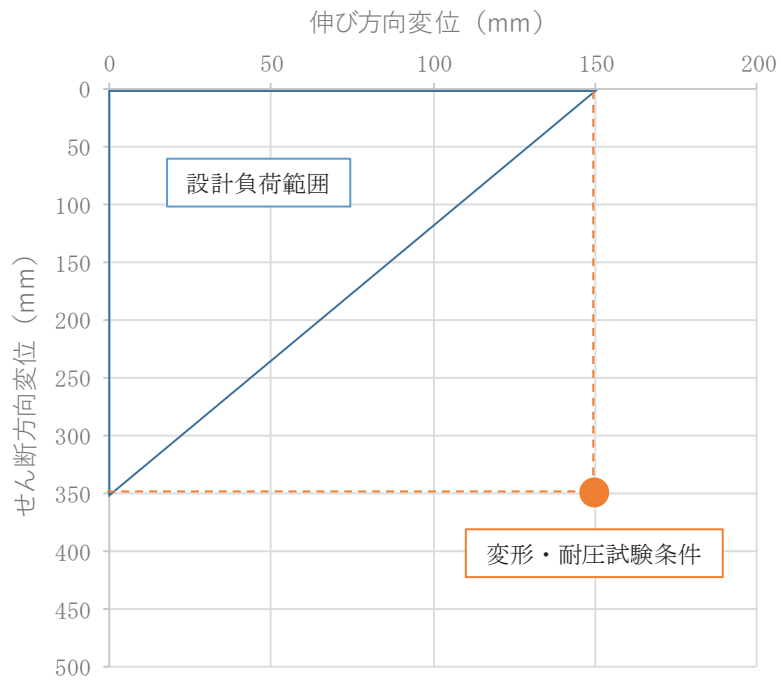


図 6.1.5-7 ゴムジョイントの設計負荷範囲

表 6.1.5-3 ゴムジョイントの試験時変位量

変位量
伸び 150mm, せん断 350mm



ロ. ウレタンシリコーン目地

ウレタンシリコーン目地の試験時変位量は図 6.1.5-8 に示す設計負荷範囲を超える値として、表 6.1.5-4 に示す試験条件で実施する。なお、耐圧試験は表 6.1.5-4 に示す変位量を与えた条件で実施する。

耐圧条件：0.30 MPa

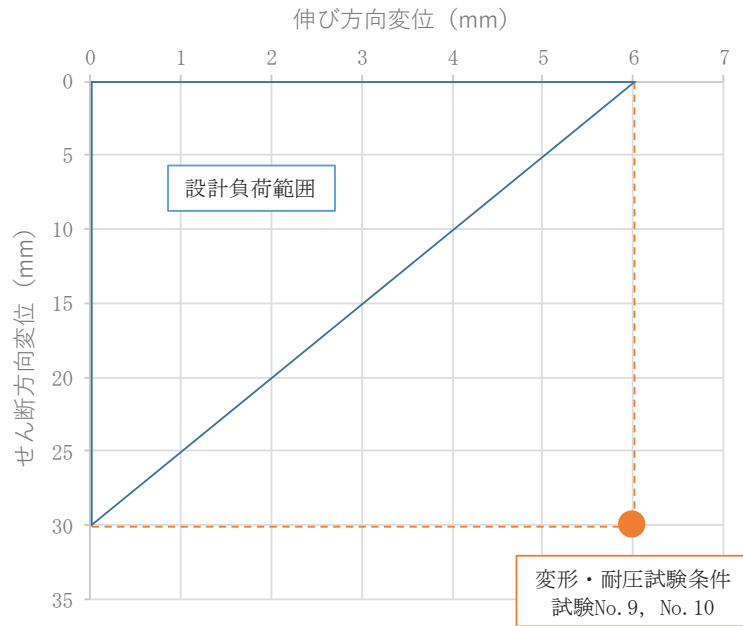


図 6.1.5-8 ウレタンシリコーン目地の設計負荷範囲

表 6.1.5-4 ウレタンシリコーン目地の試験時変位量

変位量
伸び 6mm, せん断 30mm

(b) 試験水圧

試験水圧は、津波時に止水ジョイント部材に作用する水圧として、遡上津波波圧及び余震による動水圧を算定の上、設定する。

遡上津波波圧については、防潮堤前面における最大津波水位標高（入力津波水位：O.P. +24.4m）に余裕を考慮した津波水位 O.P. +25.0m と防潮堤前面（海側）の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。遡上津波波圧を表 6.1.5-5 に示す。

また、余震による最大動水圧は、弾性設計用地震動 S d - D 2 を入力地震動とした地震応答解析より算出する。最大動水圧を表 6.1.5-6 に示す。

各評価断面における遡上津波波圧と最大動水圧の合計は表 6.1.5-7 のとおりであり、断面③における  $280.6\text{kN/m}^2$  (0.2805MPa) が最大である。そのため、保守的に  $300\text{kN/m}^2$  (0.30MPa) とする。ゴムジョイントについては、さらに保守的に  $400\text{kN/m}^2$  (0.40MPa) とする。

なお、念のため、海水に浮遊砂が混入した状況を想定し、海水密度を  $1.05\text{g/cm}^3$  又は  $1.1\text{g/cm}^3$  と仮定した場合においても水圧は  $300\text{kN/m}^2$  以下であることを確認しているが、 $299.67\text{kN/m}^2$  であり、ウレタンシリコーン目地の試験水圧  $300\text{kN/m}^2$  に対して余裕が少ないことから、 $340\text{kN/m}^2$  (0.34MPa) とした場合の試験も実施した（参考資料 1）。

断面①～⑥の位置を図 6.1.5-1 及び図 6.1.5-2 に示す。

表 6.1.5-5 遡上津波波圧

断面	設計津波高 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	背面補強工 天端での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
①～⑤	25.0	0.5	12.25	83.4	189.4
⑥	25.0	0.0	12.5	85.9	191.9

注記 \*1: 防潮堤天端高は O.P. +29.0m

\*2: 背面補強工天端高は O.P. +18.5m

表 6.1.5-6 最大動水圧

断面	防潮堤天端高 (O.P. (m))	入力津波高 (O.P. (m))	地震動 (位相)	最大動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )
①	29.0	25.0	S d - D 2 (- +)	69.0
②	29.0	25.0	S d - D 2 (- -)	70.9
③	29.0	25.0	S d - D 2 (- +)	91.2
⑤	29.0	25.0	S d - D 2 (- +)	41.5
⑥	29.0	25.0	S d - D 2 (+ +)	58.2

表 6.1.5-7 遡上津波波圧と最大動水圧の合計

断面	防潮堤前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	最大動水圧 (kN/m <sup>2</sup> )	波圧と動水 圧の合計 (kN/m <sup>2</sup> )
①	189.4	69.0	258.4
②	189.4	70.9	260.3
③	189.4 (202.25)	91.2 (97.42)	<u>280.6</u> (299.67)
⑤	189.4	41.5	230.9
⑥	191.9	58.2	250.1

(2) 性能確認試験

止水ジョイント部材に対して、地震時、津波時及び重畳時の最大相対変位を想定して伸び・せん断変形させ、有意な漏えいを生じない変形に留まることを試験により確認する。また、止水ジョイント部材に対して、上記最大相対変位及び津波による波圧を想定した伸び・せん断変形及び水圧を作用させることにより、有意な漏えいを生じない性能を保持することを試験により確認する。

a. ゴムジョイント

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

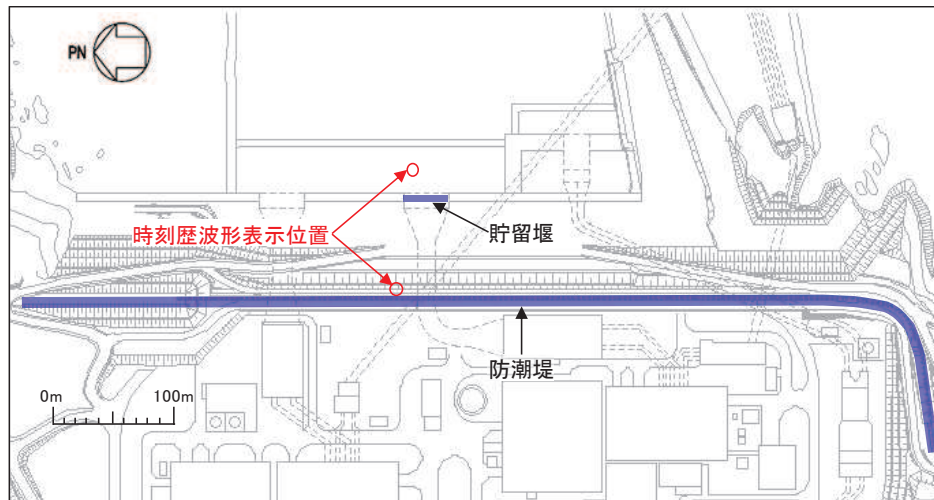
試験条件として表 6.1.5-8 に示す変位量，水圧を作用させる。図 6.1.5-9 に示すとおり止水ジョイント部材に津波荷重が作用する時間は約 1 分であるが，基準津波の半周期が約 10 分であることを踏まえ，加圧時間は 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後，ゴムジョイントに有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

ゴムジョイントの性能確認試験フローを図 6.1.5-10 に，変形・耐圧試験のイメージを図 6.1.5-11 に，変形・耐圧試験の状況を図 6.1.5-12 に示す。

表 6.1.5-8 ゴムジョイントの試験条件

試験種別	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
変形試験	伸び 150mm せん断 350mm	—	—
耐圧試験	伸び 150mm せん断 350mm	0.40MPa	10 分以上*

注記 \*：加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。



(時刻歴波形表示位置)

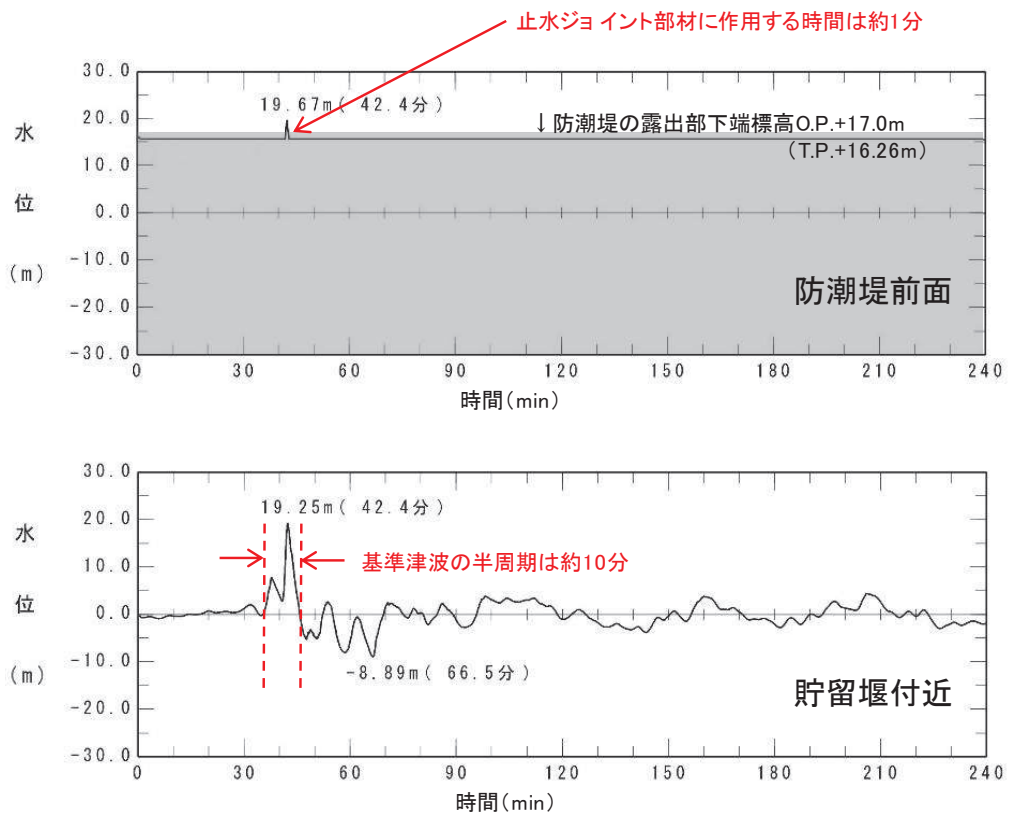


図 6.1.5-9 防潮堤前面及び貯留堰付近の水位時刻歴波形

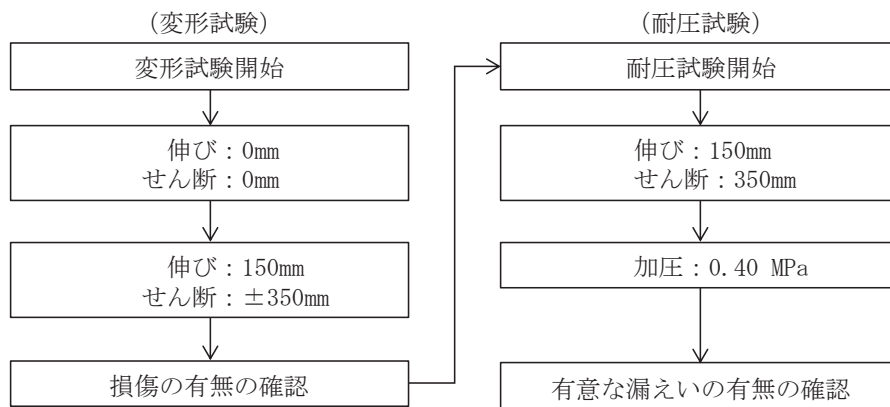


図 6.1.5-10 ゴムジョイントの性能確認試験フロー

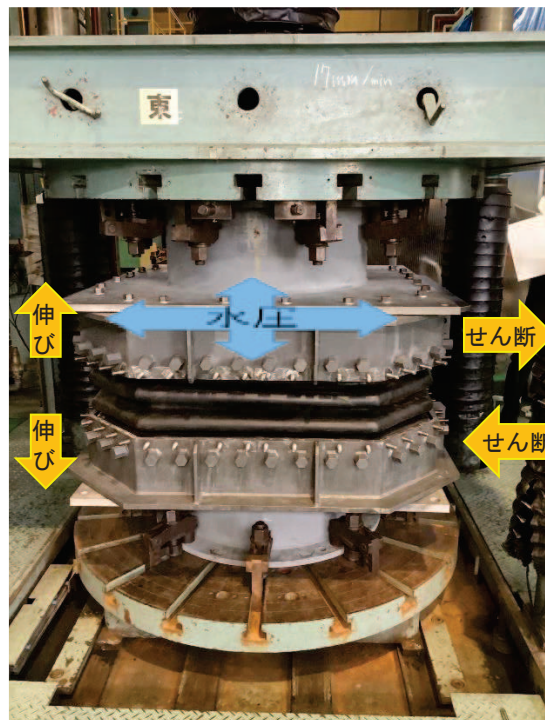


図 6.1.5-11 変形・耐圧試験のイメージ

(b) 試験状況写真

イ. 設置状況確認 (伸び 0mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)

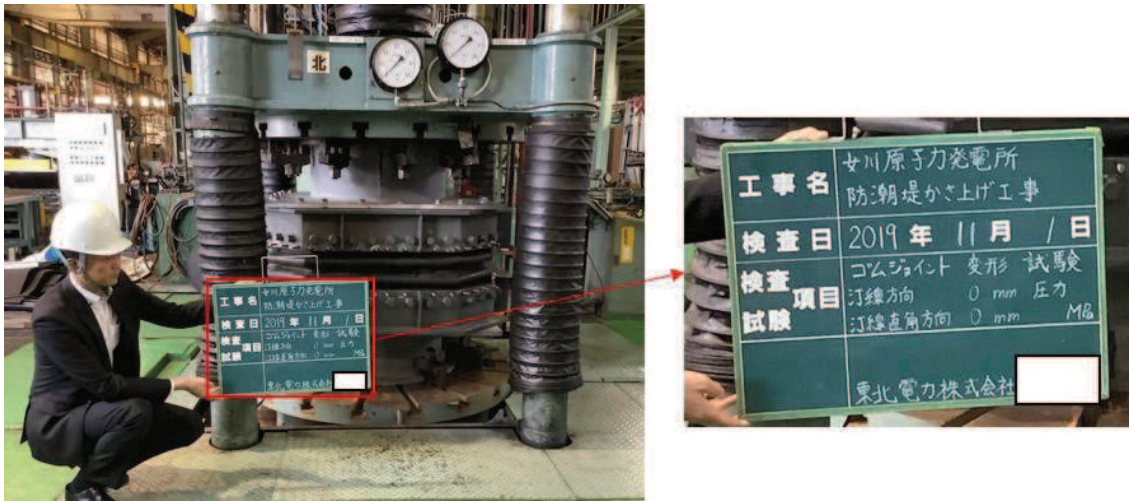


図 6.1.5-12(1) 全体状況



図 6.1.5-12(2) ゴムジョイント設置状況



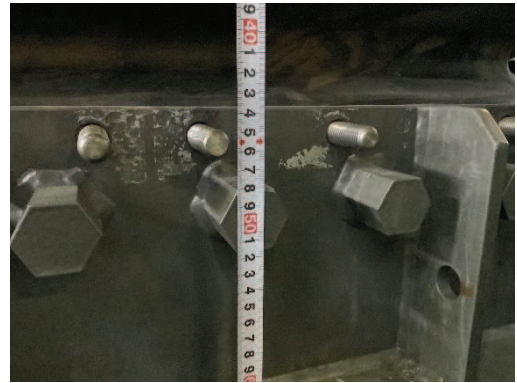
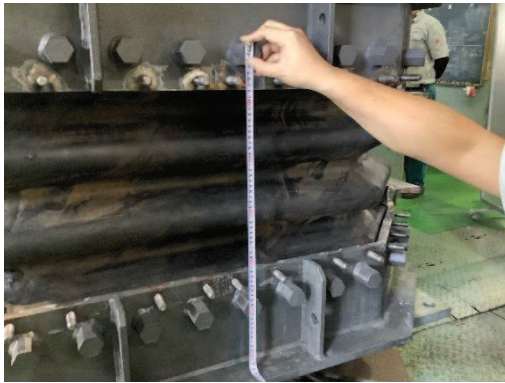
枠間距離計測状況



ボルト間距離 (初期値): 330 mm

図 6.1.5-12(3) ゴムジョイント設置状況 (枠間距離計測)

ロ. 変形試験状況確認（伸び 150mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa）



枠間距離計測状況（損傷無し）

ボルト間距離：480 mm  
 （初期値 330mm + 伸び 150mm = 480mm）

図 6.1.5-12(4) ゴムジョイント変形試験状況（伸び：150mm）

ハ. 変形試験状況確認（伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0MPa）



図 6.1.5-12(5) 変形試験全体状況（伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0MPa）



せん断方向距離計測状況

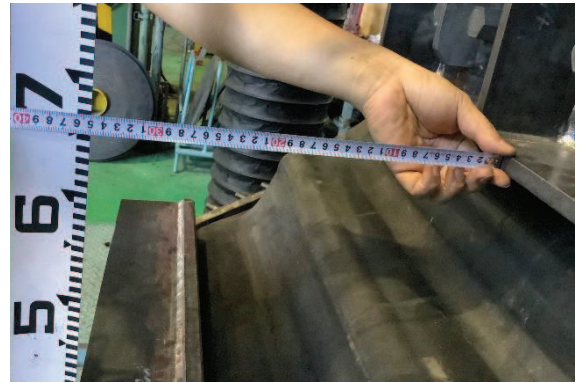
せん断方向変位：350 mm

図 6.1.5-12(6) ゴムジョイント変形試験状況（伸び：150mm, せん断：350mm）





せん断方向距離計測状況



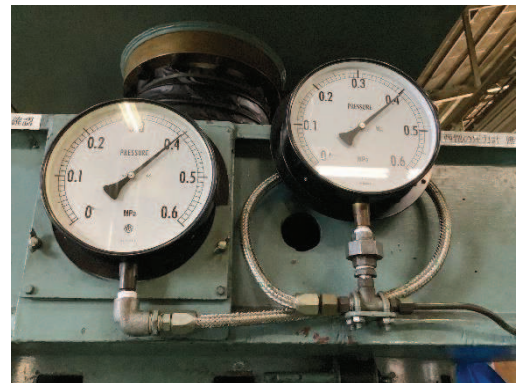
せん断方向変位：350 mm

図 6.1.5-12(7) ゴムジョイント変形試験状況 (伸び：150mm, せん断：350mm)

二. 耐圧試験状況確認 (伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0.40MPa)



加圧状況 (漏えい無し)



0.40MPa 加圧

図 6.1.5-12(8) ゴムジョイント耐圧試験状況(伸び:150mm,せん断:350mm,水圧 0.40MPa)



0.40MPa, 1時間保持後 (漏えい無し)



0.40MPa, 1時間保持後

図 6.1.5-12(9) ゴムジョイント耐圧試験結果(伸び:150mm,せん断:350mm,水圧 0.40MPa)

(c) 試験結果

所定の変位（伸び 150mm，せん断 350mm）を与えた上で，津波による波圧を上回る水圧 0.40MPa を 10 分以上（加圧時間：1 時間）加圧した結果，表 6.1.5-9 に示すとおり損傷及び漏えいが無いことを確認した。

表 6.1.5-9 ゴムジョイントの試験結果

試験種別	変位量	水圧	耐圧 保持時間	損傷， 漏えい	判定
変形試験	伸び 150mm せん断 350mm			無し	OK
耐圧試験	伸び 150mm せん断 350mm	0.40MPa	10 分以上	無し	OK

(d) ゴムジョイント取付け部

ゴムジョイントの取付け部から有意な漏えいを生じさせないためには、以下に示す取付けボルトに発生する応力が許容応力以下であることを確認する必要がある。図 6.1.5-13 にゴムジョイントの断面を示す。

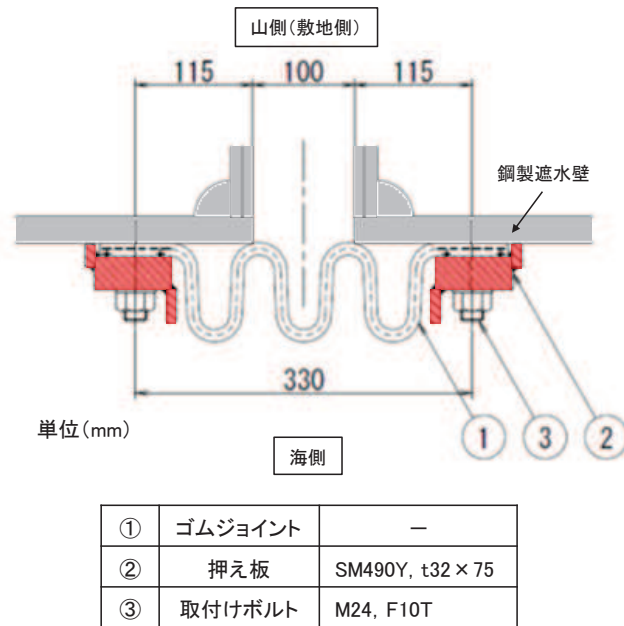


図 6.1.5-13 ゴムジョイントの断面

変位及び水圧が作用した際に、ゴムジョイントに張力が発生して、ゴムジョイント取付け部からゴムジョイントが引き抜かれる方向に力が働く。この力に対して、押え板又は鋼製遮水壁とゴムの摩擦力で抵抗するため、摩擦力を発生させるために必要な取付けボルトの軸力を算出し、ボルトに発生する応力が許容応力以下であることを確認する。

図 6.1.5-14 に示すとおり、ゴムジョイントに作用している変位は、上述の試験と同様の伸び方向 150mm, せん断方向 350mm とし、水圧は 0.4MPa とする。この条件でのゴムジョイントの耐圧半径は 270mm であり、ゴムジョイントに発生する引張応力  $N_0$  (N/mm) は構造力学公式集の式から算出される。

## 8.2 円筒シェル

(A) 一様内圧

$$N_x = \frac{pr}{2}, \quad N_\theta = pr, \quad \Delta r = \frac{r}{Et} (N_\theta - \nu N_x)$$

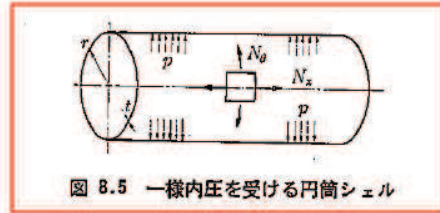


図 8.5 一様内圧を受ける円筒シェル

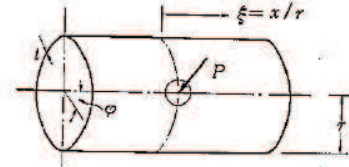


図 8.6 径方向集中荷重を受ける円筒シェル

構造力学公式集 (一部加筆)

$$N_0 = pr = 0.4 \times 270 = 108 \text{ (N/mm)}$$

$N_0$  : ゴムジョイントに生じる引張応力 (N/mm)

$p$  : 作用水圧 (MPa=N/mm<sup>2</sup>)

$r$  : 水圧を受ける半径 (mm)

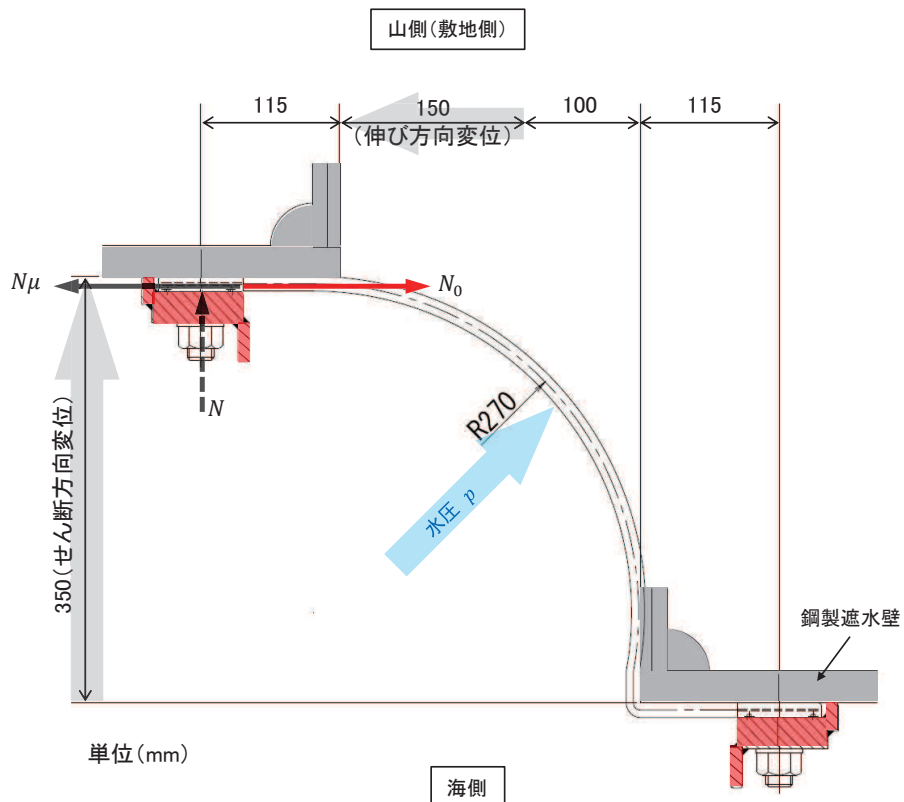


図 6.1.5-14 ゴムジョイントに生じる引張応力及び変位及び水圧作用時のゴムジョイントの断面図

ゴムジョイントが押え板と鋼製遮水壁から引き抜かれる力(引抜力:  $T$  (N)) は、ゴムジョイントに発生する引張応力  $N_0$  (N/mm) と取付けボルトのピッチ  $L$  (mm) から算出される (図 6.1.5-14)。

$$T = N_0 L = 108 \times 200 = 21600 \text{ (N)}$$

$N_0$  : ゴムジョイントに生じる引張応力 (N/mm)

$T$  : 引抜力 (N)

$L$  : 取付けボルトのピッチ (mm)

この引抜力  $T$  (N) から取付けボルトの必要軸力  $N$  (N) は以下のとおり算出される (図 6.1.5-14)。

$$N = \frac{T}{\mu} \gamma = 21600 / 0.4 \times 1.8 = 97200 \text{ (N)}$$

$N$  : 取付けボルトの必要軸力 (N)

$\mu$  : 摩擦係数 (=0.4, メーカー基準 (試験値))

$\gamma$  : 安全率 (=1.8, メーカー基準)

$T$  : 引抜力 (N)

以上から、取付けボルトの発生応力(引張応力)  $\sigma_t$  は  $276 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  であり、F10T の短期許容引張応力  $\sigma_{ta}$  の  $465 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  \* 以下であること、締付け面圧  $P_0$  も設計水圧  $0.4 \text{ (MPa)}$  以下であることから、ゴムジョイント取付け部からゴムジョイントが引き抜かれることはないことを確認した。

$$\sigma_t = \frac{N}{A_S} = 97200 / 353 = 275.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 465 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$\sigma_t$  : 取付けボルトの発生応力(引張応力) (N/mm<sup>2</sup>)

$A_S$  : 取付けボルトの有効断面積 (353mm<sup>2</sup>) \*

注記\* : 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編より

$$P_0 = \frac{N}{wL} = 97200 / (200 \times 75) = 6.48 \text{ (MPa)} > 0.4 \text{ (MPa)}$$

$P_0$  : 締付け面圧 (MPa=N/mm<sup>2</sup>)

$w$  : 押え板の接触幅 (75mm)

なお、取付けボルトの軸力は経時によって低下することを想定しているため、施工時の軸力（導入軸力 $N'$  (N)）は取付けボルトの必要軸力 $N$  (N) よりも大きくしておく必要がある。

導入軸力 $N'$  (N) は以下のとおり算出されるため、この軸力を確保するため施工時においてトルク管理を行うこととする。

$$N' = \frac{N}{\alpha} = 97200/0.77 = 126234 \quad (\text{N})$$

$\alpha$  : 応力緩和係数 (=0.77, メーカーによる基準 (試験値))

b. ウレタンシリコーン目地

ウレタンシリコーン目地は図 6.1.5-15 に示すように、シリコーン及びウレタンで構成され、シリコーンとウレタンの間にはウレタンの型枠として縁切材を入れてある。

ウレタンシリコーン目地は複数の部位で構成されていることを踏まえ、性能確認試験において確認する事項を明確にする必要がある。そのため、荷重伝達、止水機能を発揮するメカニズム、各部位の役割及び損傷モードを整理し、試験での確認事項を設定する方針とした。

まず、地震時、津波時及び重畳時の荷重の伝達及び止水機能を発揮するメカニズムについて整理を行った。荷重伝達の概要及び止水機能を発揮するメカニズムを図 6.1.4-16 に、荷重伝達の詳細を図 6.1.4-17 に示す。

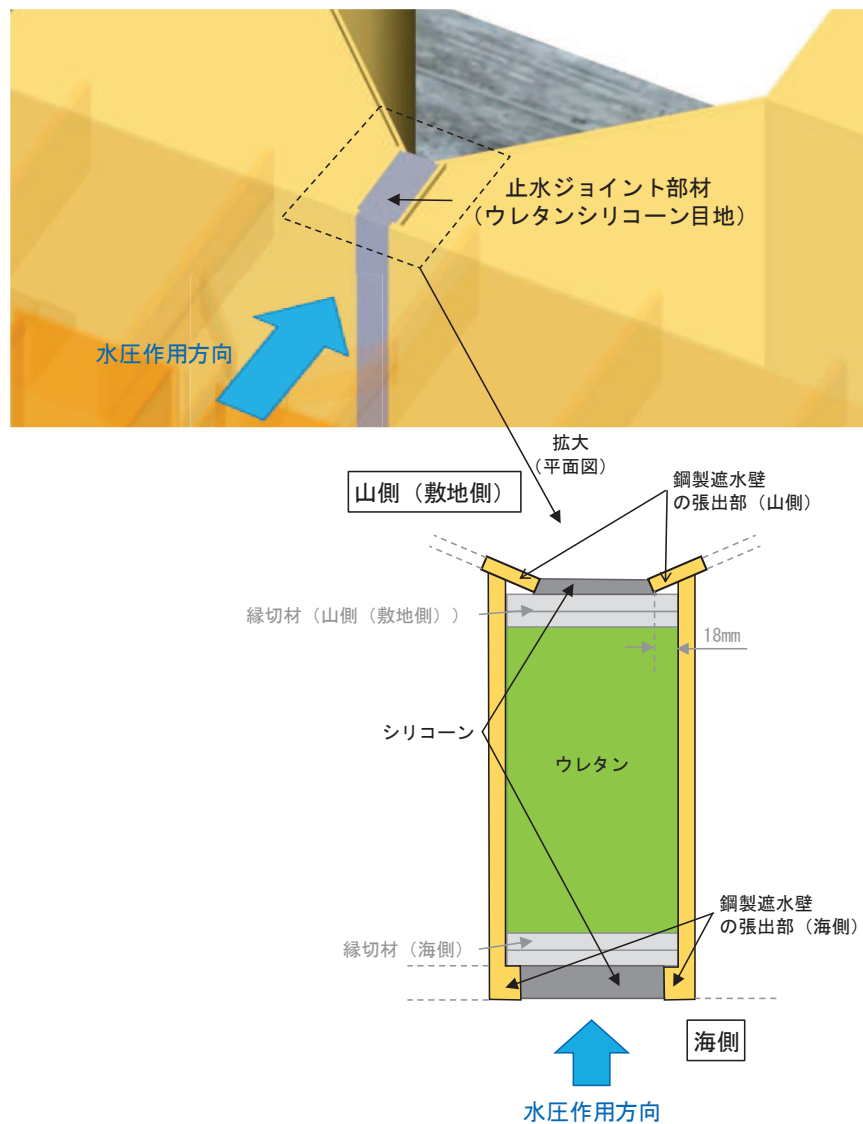


図 6.1.5-15 ウレタンシリコーン目地の詳細

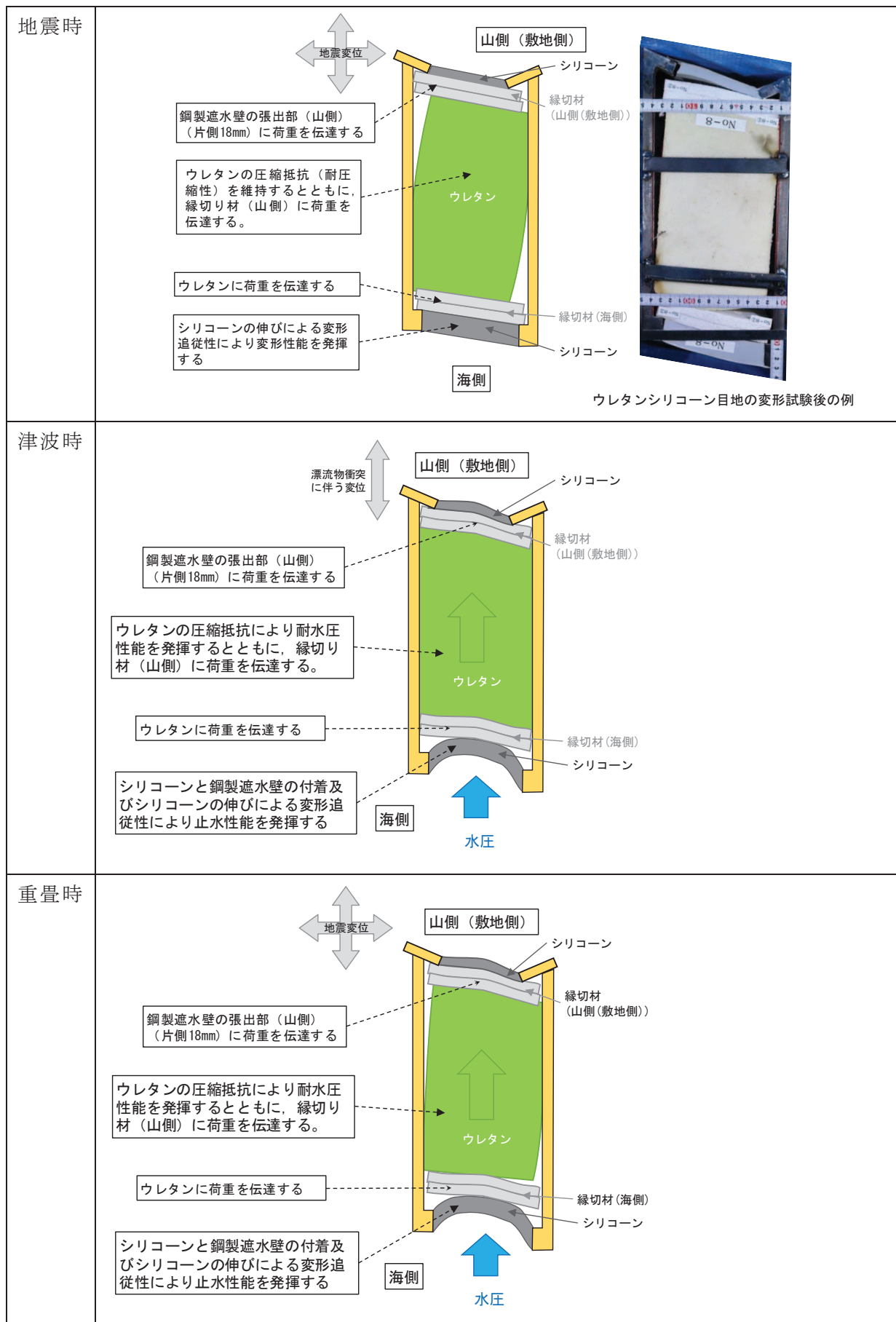


図 6.1.5-16 荷重伝達の概要及び止水性能発揮のメカニズム



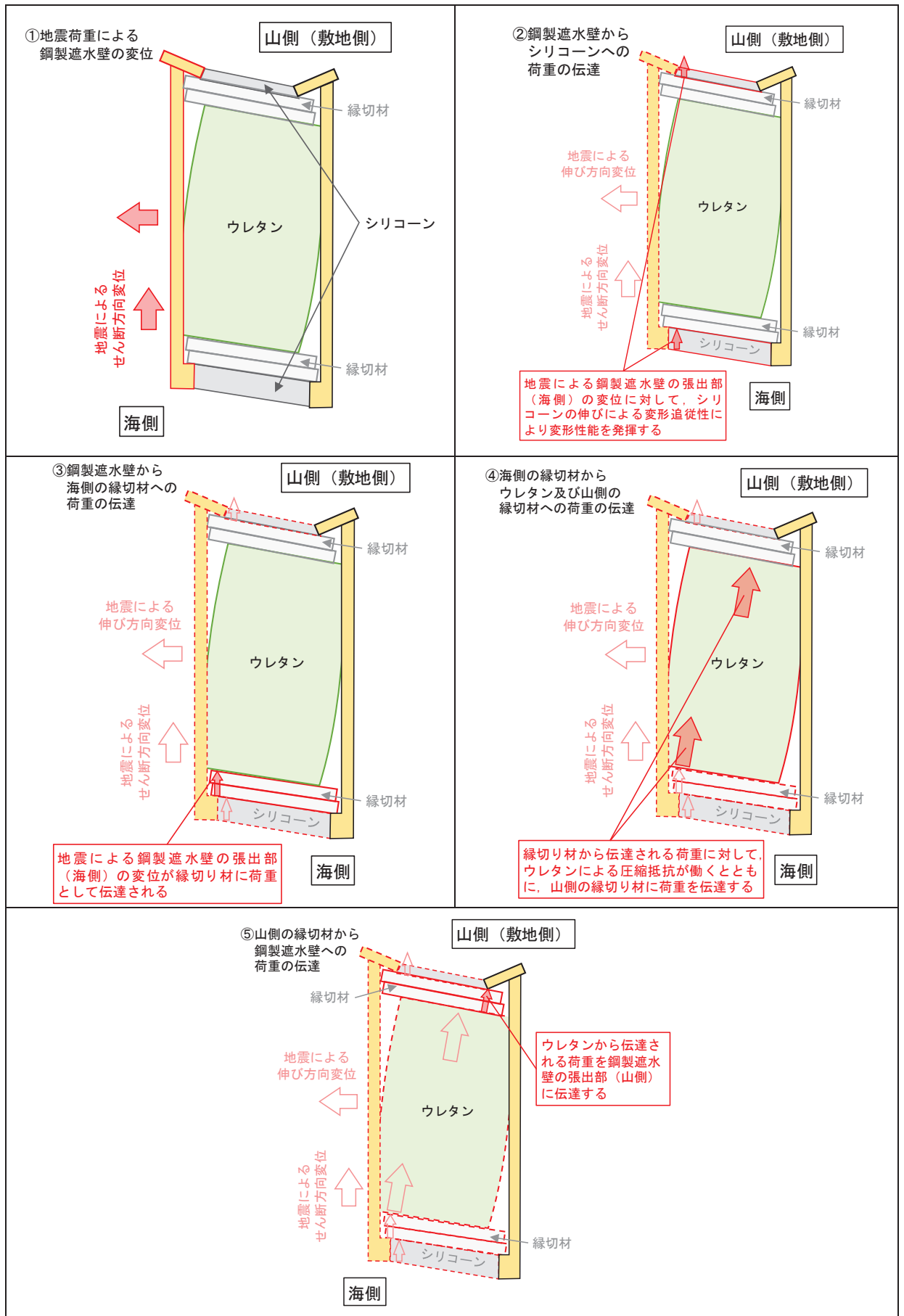


図 6. 1. 5-17(1) 地震時の荷重伝達

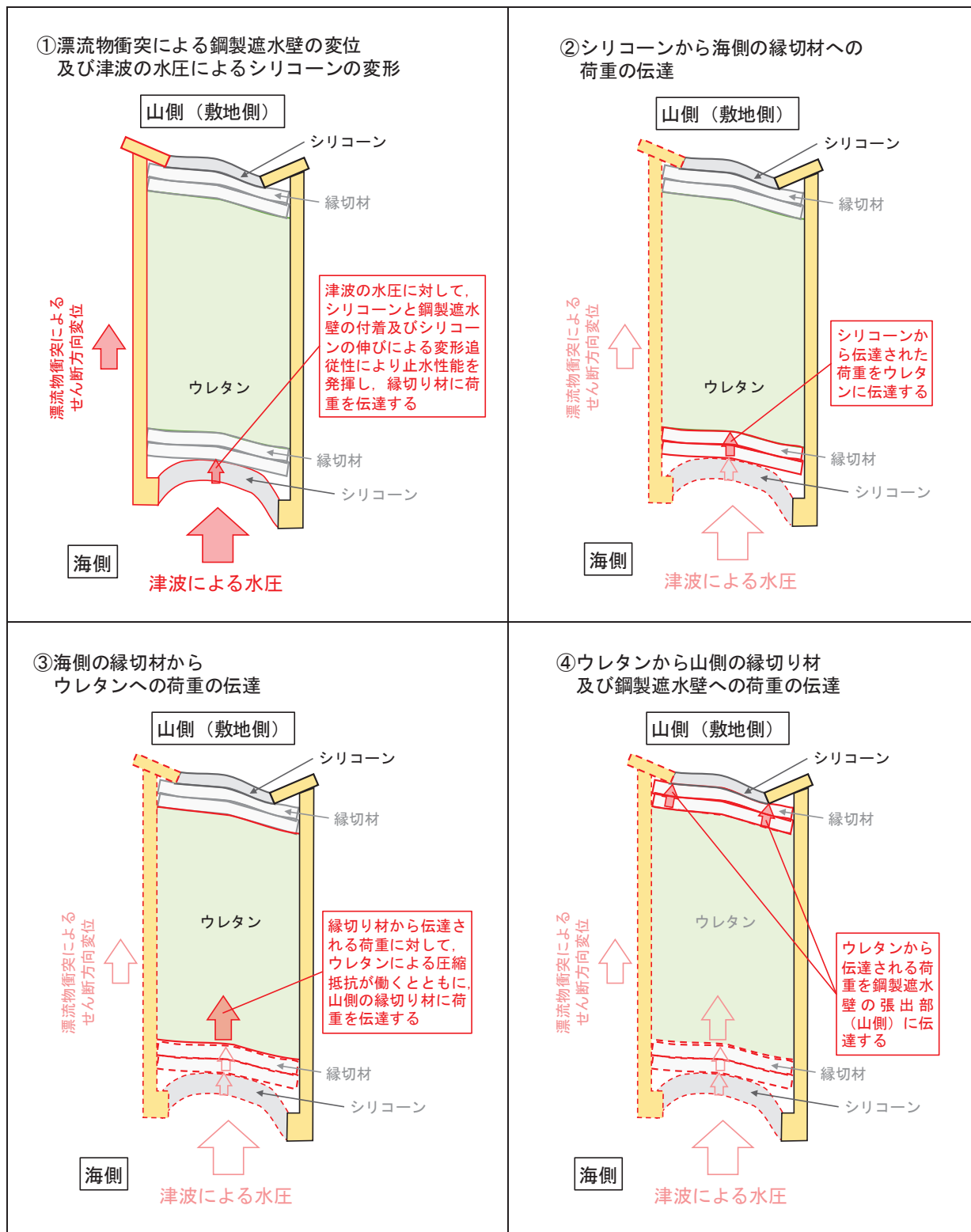


図 6.1.5-17(2) 津波時の荷重伝達

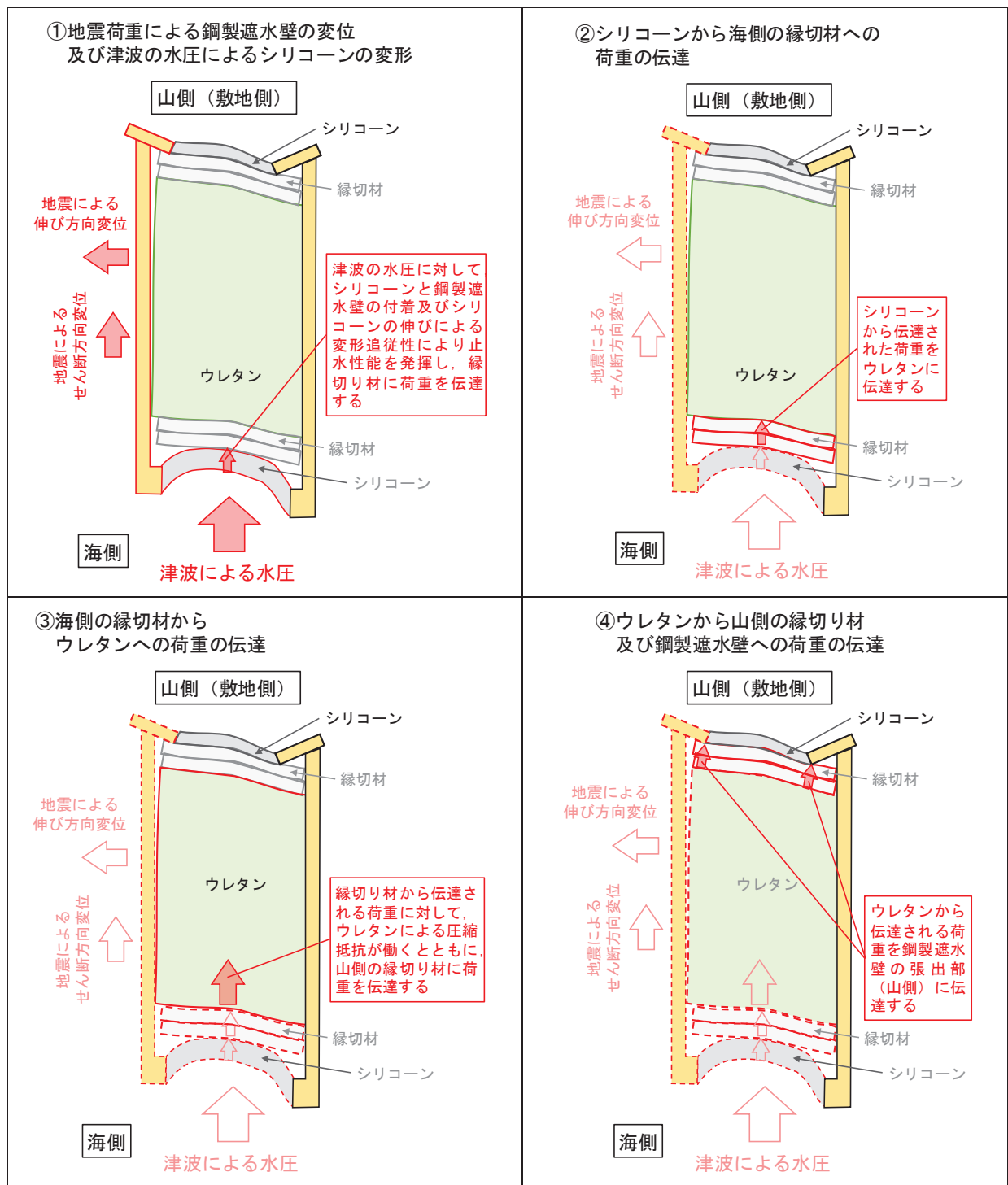


図 6.1.5-17(3) 重畳時の荷重伝達

上述の荷重伝達及び止水機能を発揮するメカニズムの整理結果を踏まえ、ウレタンシリコーン目地を構成する各部位の役割を表 6. 1. 5-10 のとおりとした。

表 6. 1. 5-10 ウレタンシリコーン目地の各部位の役割

構成部位	地震時	津波時	重畳時
シリコーン (海側)	鋼製遮水壁の張出部（海側側）に生じる地震変位に対して、シリコーンの変形性能を維持する。	津波の水圧及び鋼製遮水壁の張出部（海側側）に生じる漂流物衝突に伴う変位に対して、シリコーンと鋼製遮水壁の付着及びシリコーンの伸びによる変形追従性により止水性能を発揮する。	津波の水圧及び鋼製遮水壁の張出部（海側側）に生じる地震変位に対して、シリコーンと鋼製遮水壁の付着及びシリコーンの伸びによる変形追従性により止水性能を発揮する。
縁切材 (海側)	鋼製遮水壁の張出部（海側側）に生じる地震変位をウレタンに伝達する。	シリコーンから伝達される津波の水圧及び鋼製遮水壁の張出部（海側側）に生じる漂流物衝突に伴う変位をウレタンに伝達する。	シリコーンから伝達される津波の水圧及び鋼製遮水壁の張出部（海側側）に生じる地震変位をウレタンに伝達する。
ウレタン	縁切材（海側）から伝達される荷重に対して、ウレタンの圧縮抵抗（耐圧縮性）を維持するとともに、縁切材（山側）に荷重を伝達する。	縁切材（海側）から伝達される荷重に対して、ウレタンの圧縮抵抗により耐水圧性能を発揮するとともに、縁切材（山側）に荷重を伝達する。	縁切材（海側）から伝達される津波の荷重に対して、ウレタンの圧縮抵抗により耐水圧性能を発揮するとともに、縁切材（山側）に荷重を伝達する。
縁切材 (山側(敷地側))	ウレタンから伝達される荷重を鋼製遮水壁の張出部（山側）に伝達する。	ウレタンから伝達される荷重を鋼製遮水壁の張出部（山側）に伝達する。	ウレタンから伝達される荷重を鋼製遮水壁の張出部（山側）に伝達する。

以上の検討，整理結果から，ウレタンシリコーン目地の要求機能・損傷モードを踏まえた変形・耐圧試験の確認事項を表 6.1.5-11 のとおり設定した。

表 6.1.5-11 ウレタンシリコーン目地の要求機能・損傷モードを踏まえた  
変形・耐圧試験の確認事項

要求機能	機能損傷モード	試験での着目点	試験での確認事項
変形 追従性	(作用する変位により)シリコーンが切れて変形追従性を喪失する。	シリコーンが切れていないか。	変形試験から，シリコーンが切れていないことを確認する。
止水性	(作用する変位又は水圧により)シリコーンが切れて止水性を喪失する。	シリコーンが切れていないか。 ウレタンに割れが生じていないか。	耐圧試験から，シリコーンが切れていないことを確認する。 変形試験及び耐圧試験から，ウレタンが割れていないことを確認する。
	(作用する変位又は水圧により)シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれて止水性を喪失する。	シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないか。	変形試験及び耐圧試験から，シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないことを確認する。
	(作用する変位又は水圧により)鋼製遮水壁の張出し部からウレタン(縁切材)が外れて止水性を喪失する。	鋼製遮水壁の張出し部からウレタン(縁切材)が外れないか。	変形試験及び耐圧試験から，鋼製遮水壁の張出し部からウレタン(縁切材)が外れていないことを確認する。

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

変形試験及び耐圧試験に用いる試験体は，ウレタンシリコーン目地の一部（高さ 190mm）を模擬したものとする。図 6.1.5-18 に試験体のイメージを示す。

また，試験中には表 6.1.5-11 に示す確認事項を確認する必要があることから，試験体の上部と下部はシリコーンで覆わずに露出した状態とする。一方，実際の施工ではウレタン及び縁切材は，背面補強工天端から鋼製遮水壁天端までの施工範囲において露出しておらずシリコーンに覆われている（図 6.1.5-19）ため，実際とは異なる状態での試験となる。このような状況を踏まえ，試験体の上部及び下部から 20mm ずつ内側の 150mm の範囲を試験の適用範囲とする。

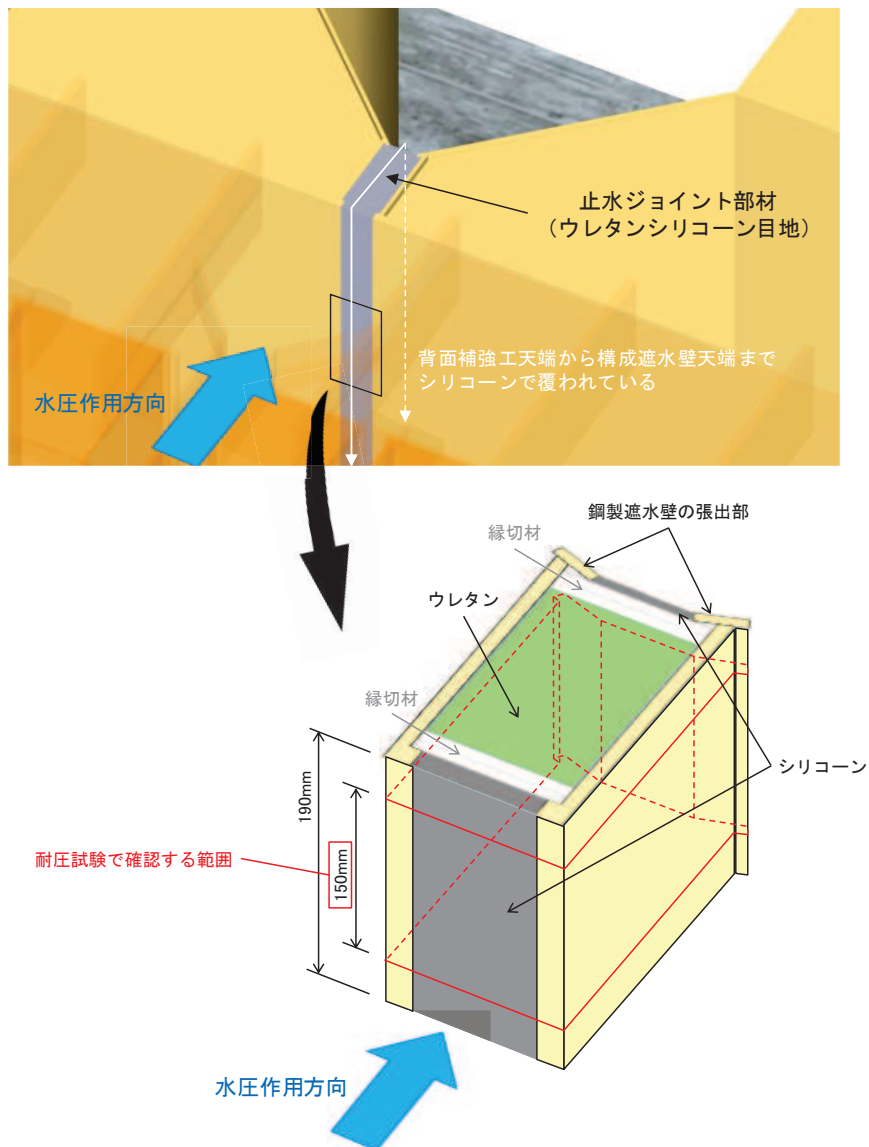


図 6.1.5-18 ウレタンシリコーン目地の試験体イメージ

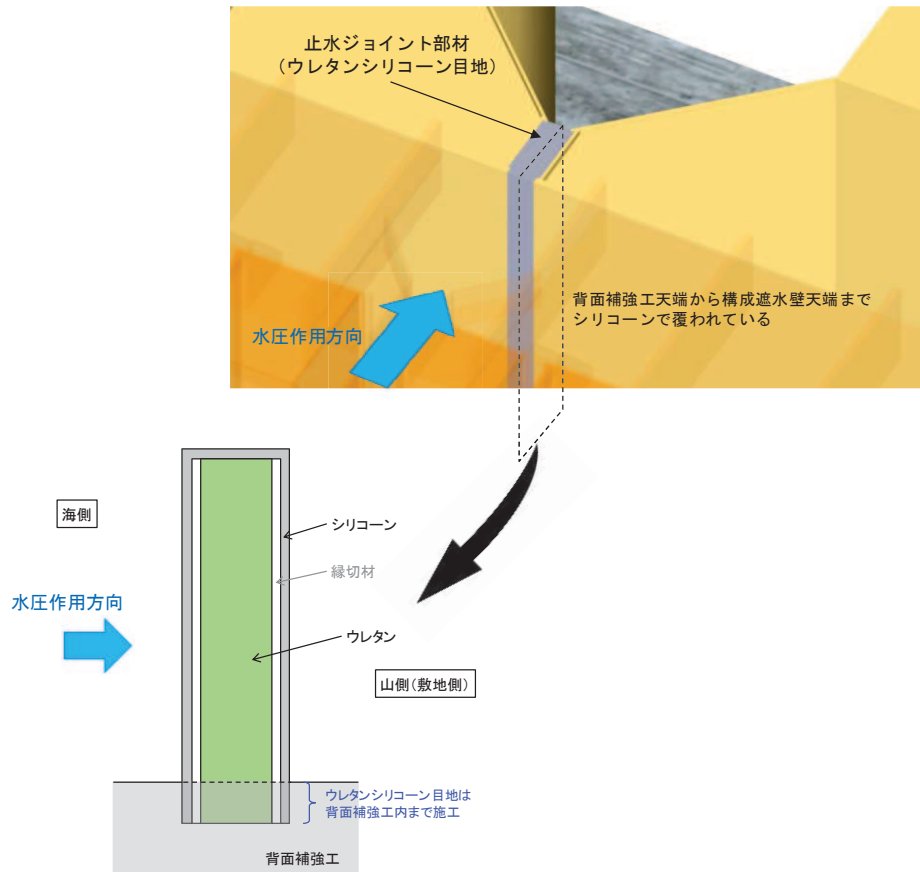


図 6.1.5-19 ウレタンシリコーン目地の伸び方向の断面イメージ

試験条件として表 6.1.5-12 に示す変位量，水圧を作用させる。図 6.1.5-9 示すとおり止水ジョイント部材に津波荷重が作用する時間は約 1 分であるが，基準津波の半周期が約 10 分であることを踏まえ，加圧時間は 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 30 分間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後，表 6.1.5-11 に示す試験での確認事項を確認する。

試験も用いる試験体は 2 体（No. 9 及び No. 10）とし，耐圧試験時に変形試験で用いた変形を保持させて実施した。

ウレタンシリコン目地の性能確認試験フローを図 6.1.5-20 に示す。また，変形試験及び耐圧試験のイメージを図 6.1.5-21 に示す。また，耐圧試験に用いる試験体の製作過程を図 6.1.5-22 に示す。

なお，これらの試験体とは別に，水圧を 0.34MPa（変位量は伸び 4mm，せん断 30mm）とした試験を 1 体の試験体で実施している。この試験の詳細については参考資料 1 に示す。

表 6.1.5-12 ウレタンシリコン目地の試験条件

試験 No.	試験種別	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
No. 9	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm		
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.30MPa	10 分以上*
No. 10	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm		
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.30MPa	10 分以上*

注記 \*：加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 30 分間とした。



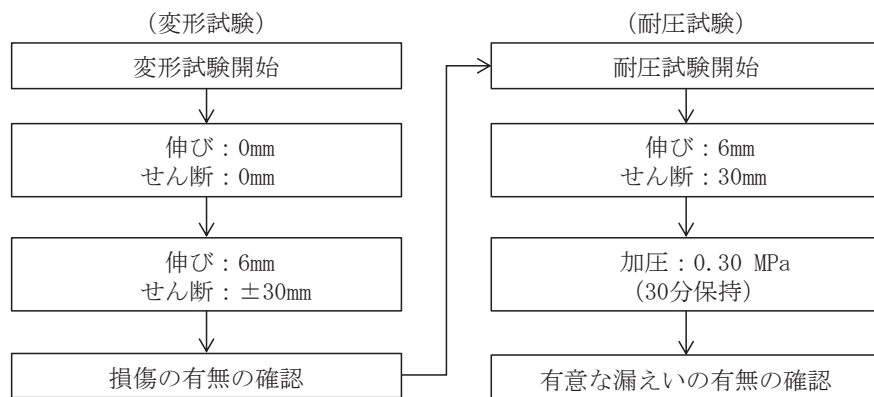
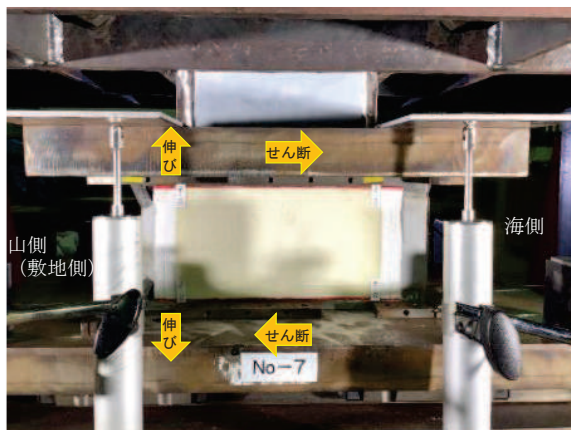
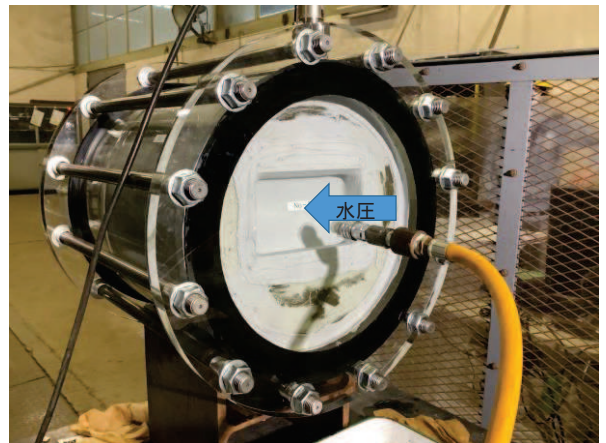


図 6.1.5-20 ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フロー (No. 9, No. 10)



(変形試験)

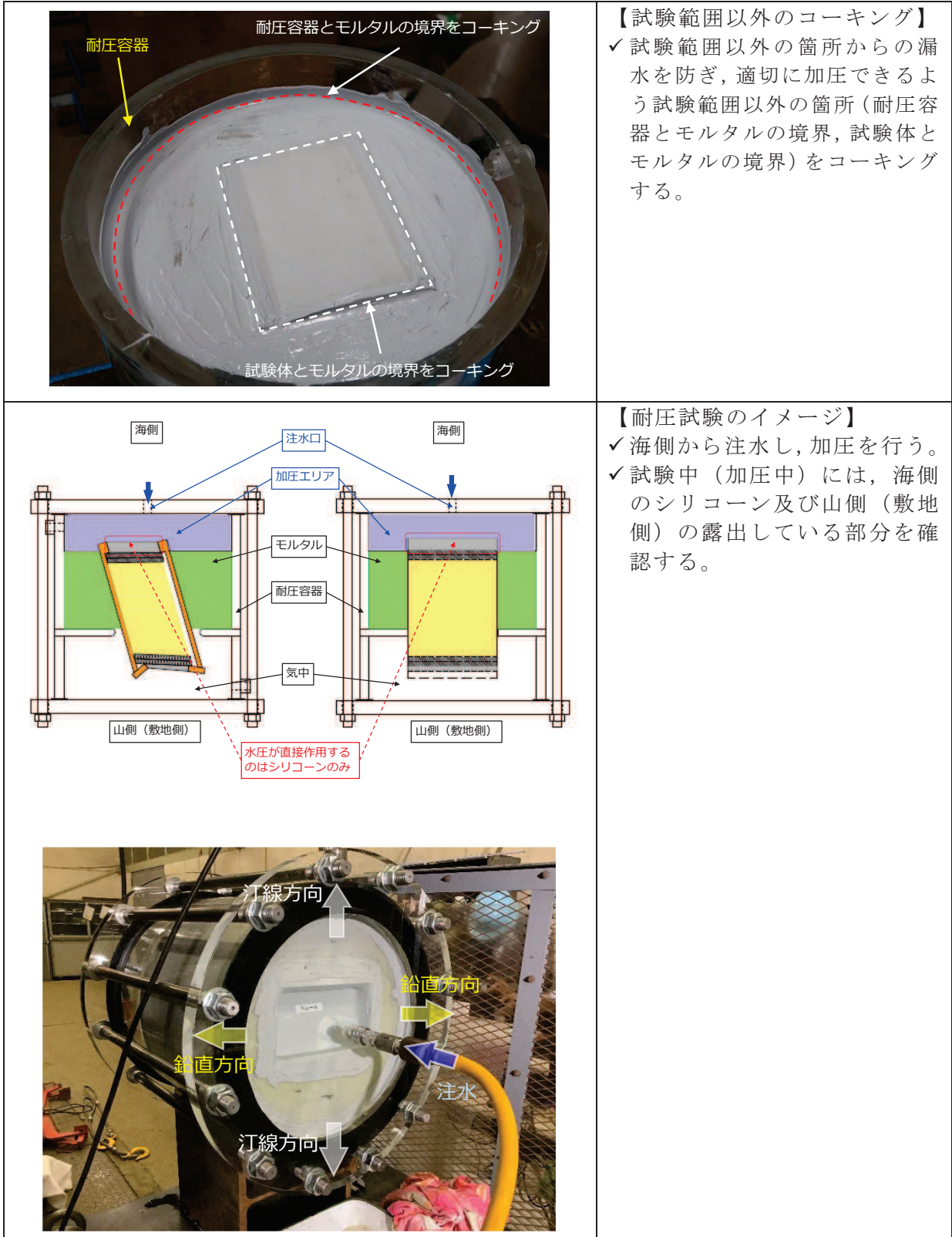


(耐圧試験)

図 6.1.5-21 変形・耐圧試験のイメージ

	<p><b>【試験体の仮固定】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 変形試験後に変形状態を保持したまま耐圧容器に仮固定する。</li> <li>✓ 試験体内部にモルタルが侵入しないよう試験体周囲にテープ及びシートで養生する。</li> <li>✓ 加圧によって試験体がモルタルから抜け出さないように、鋼板（鋼製遮水壁）にスタッドを溶接する。</li> <li>✓ なお、山側（敷地側）の一部を耐圧容器から露出させ、試験中に内部の状況を確認する。</li> </ul>
	<p><b>【試験体の固定】</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 耐圧容器内にモルタルを充填させ、試験体を固定する。</li> </ul>
	<p><b>【試験体の固定】</b>  （耐圧容器を上から見た写真）</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 海側は注水して加圧を行うため海側のシリコーンは露出させておく。</li> </ul>

図 6. 1. 5-22 (1) 耐圧試験体の製作過程



【試験範囲以外のコーキング】  
 ✓ 試験範囲以外の箇所からの漏水を防ぎ、適切に加圧できるように試験範囲以外の箇所（耐圧容器とモルタルの境界、試験体とモルタルの境界）をコーキングする。

【耐圧試験のイメージ】  
 ✓ 海側から注水し、加圧を行う。  
 ✓ 試験中（加圧中）には、海側のシリコン及び山側（敷地側）の露出している部分を確認する。

図 6.1.5-22 (2) 耐圧試験体の製作過程

(b) 試験状況写真

変形・耐圧試験の全体状況を図 6.1.5-23 に、変形・耐圧試験の状況を図 6.1.5-24 に示す。

イ. 設置状況確認 (伸び 0mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)



図 6.1.5-23(1) 変形試験全体状況



図 6.1.5-23(2) 耐圧試験全体状況

ロ. 変形試験状況確認

変形試験の状況を図 6.1.5-24 に示す。

なお、変形試験の状況を示す断面において、わずかに鋼製遮水壁からシリコンが剥がれているところがあるが、この断面は「(a)試験条件(試験変位量、水圧)」で示したように、表 6.1.5-11 の確認事項を確認するために、露出した状態としているものであり、試験の適用範囲(写真の奥側)では剥れていないことを確認している。

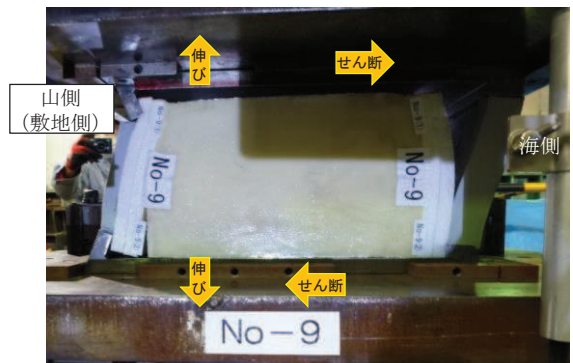
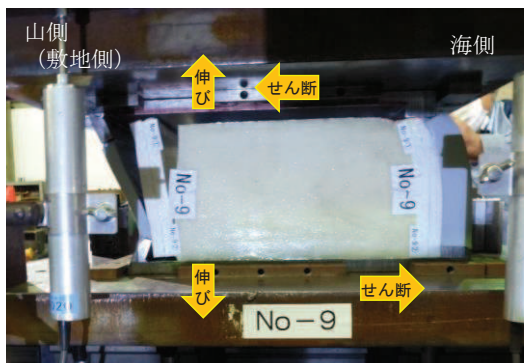


図 6.1.5-24(1) ウレタンシリコン目地変形試験状況  
(試験体 No. 9, 伸び 6mm, せん断 30mm)

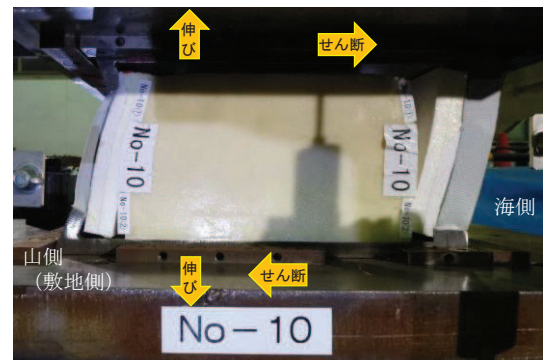
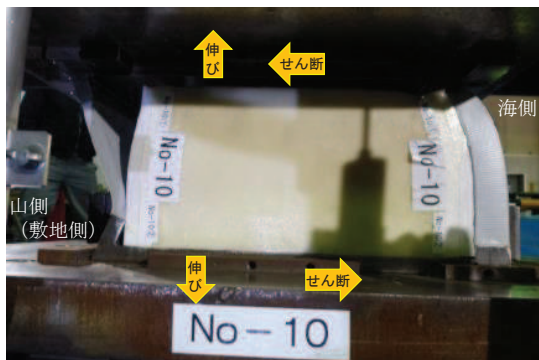
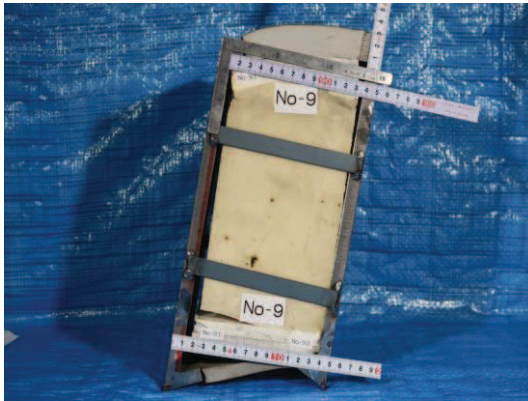
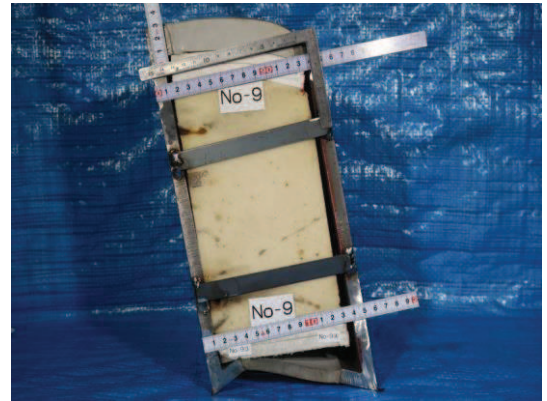


図 6.1.5-24(2) ウレタンシリコン目地変形試験状況  
(試験体 No. 10, 伸び 6mm, せん断 30mm)



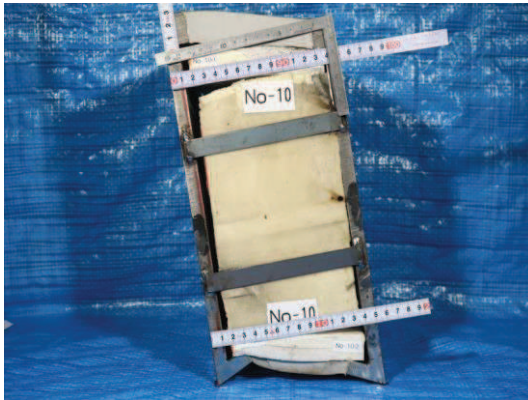
(写真上方が津波作用側)



(写真上方が津波作用側)

図 6.1.5-24(3) ウレタンシリコーン目地変形試験状況

(試験体 No. 9, 伸び 6mm, せん断 30mm) (耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)



(写真上方が津波作用側)

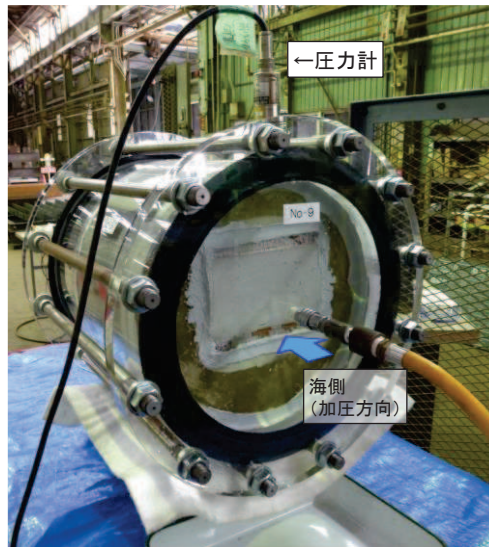


(写真上方が津波作用側)

図 6.1.5-24(4) ウレタンシリコーン目地変形試験状況

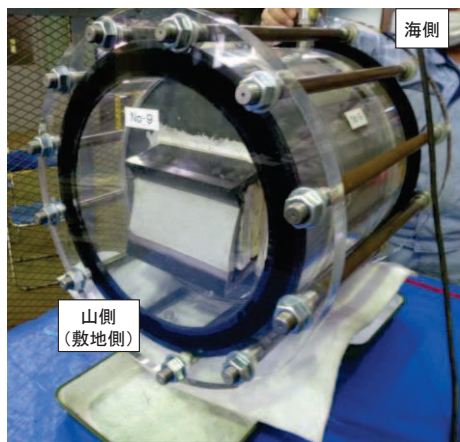
(試験体 No. 10, 伸び 6mm, せん断 30mm) (耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)

ハ. 耐圧試験状況確認

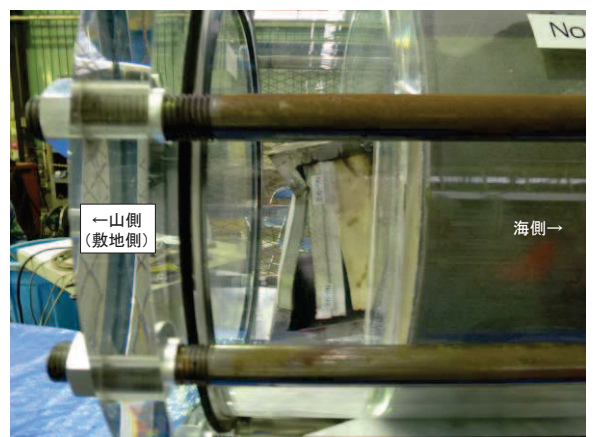


加圧前状況（海側）

図 6.1.5-24(5) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 9）  
（伸び：6mm，せん断：30mm，加圧前状況）

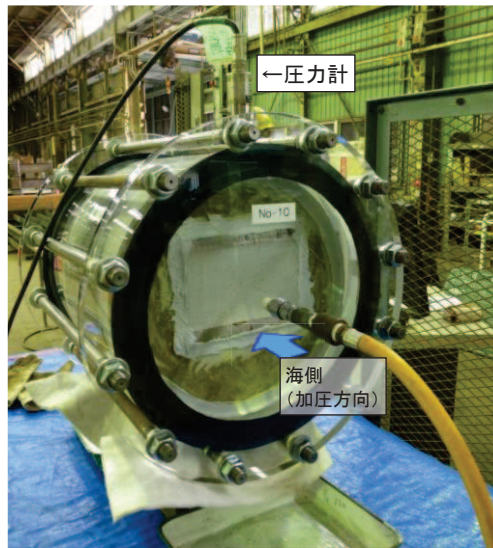


加圧前状況（敷地側）



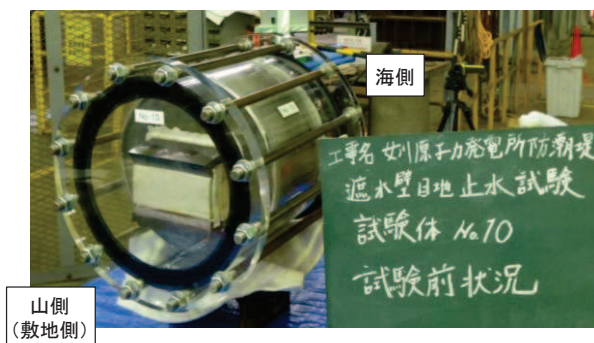
加圧前状況（敷地側断面）

図 6.1.5-24(6) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 9）  
（伸び：6mm，せん断：30mm，加圧前状況）

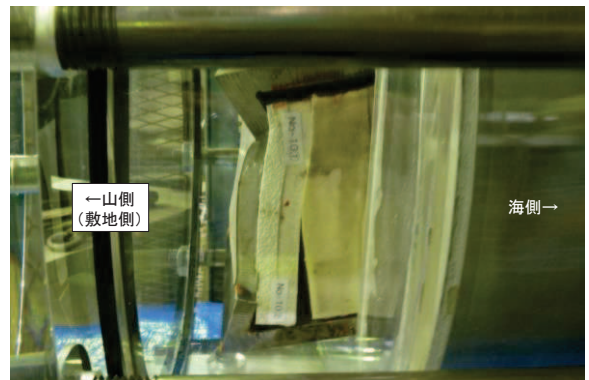


加圧前状況（海側）

図 6.1.5-24(7) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.10）  
（伸び：6mm，せん断：30mm，加圧前状況）



加圧前状況（敷地側）



加圧前状況（敷地側断面）

図 6.1.5-24(8) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.10）  
（伸び：6mm，せん断：30mm，加圧前状況）



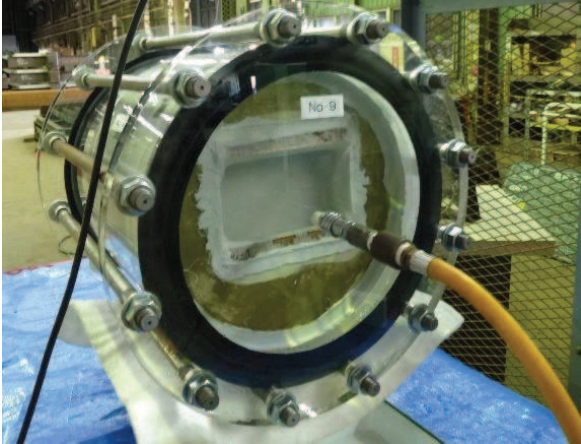
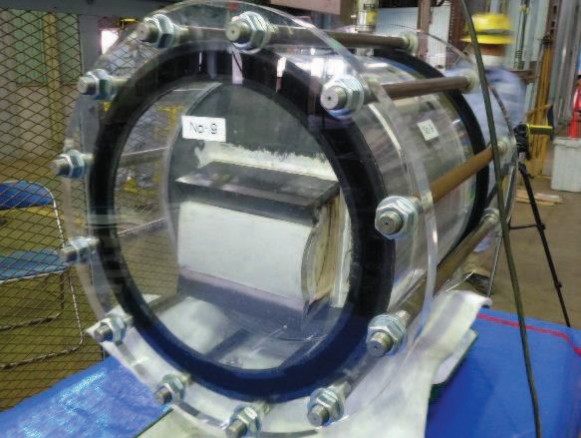
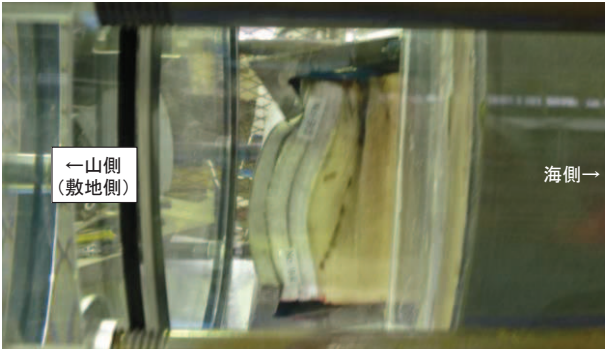
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 10分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(9) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 9）

（10分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

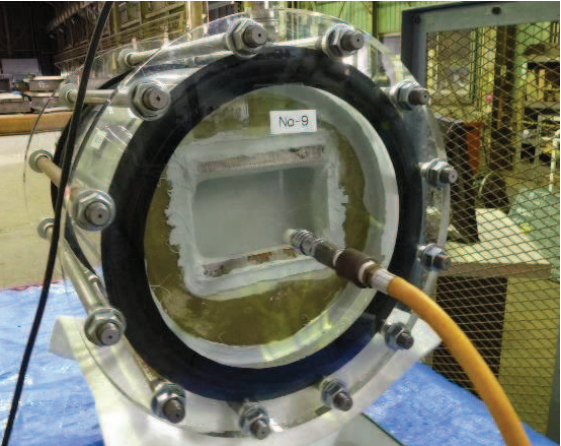
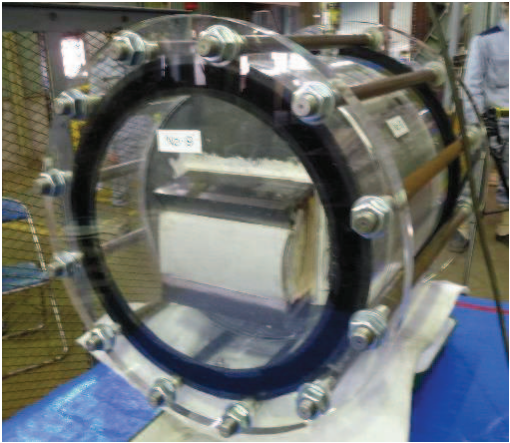
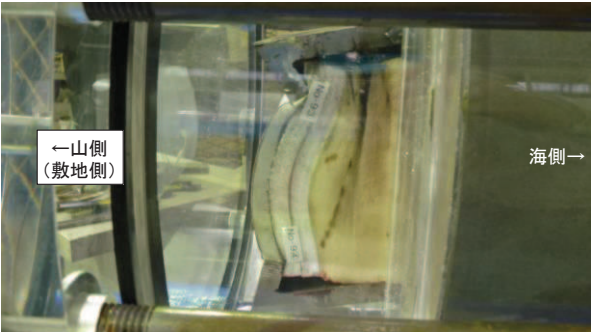
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 20分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(10) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 9）  
 （20分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

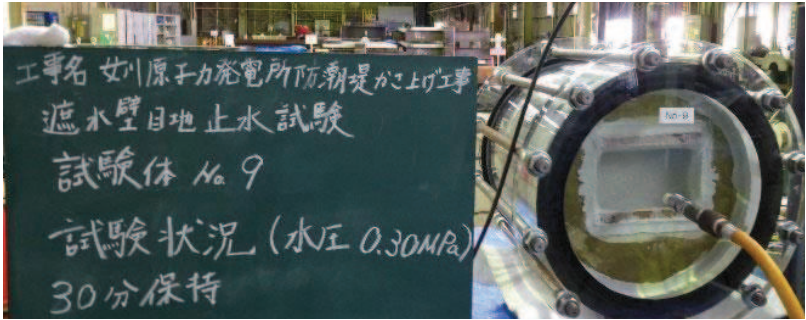
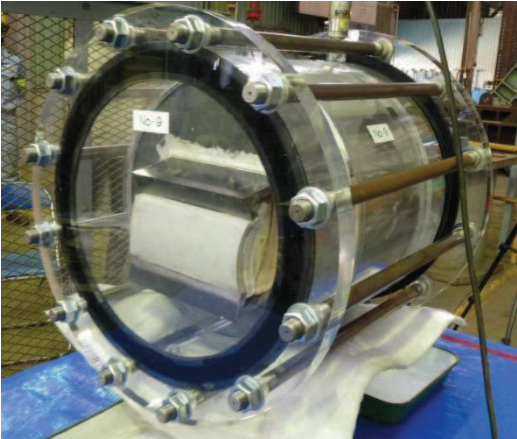
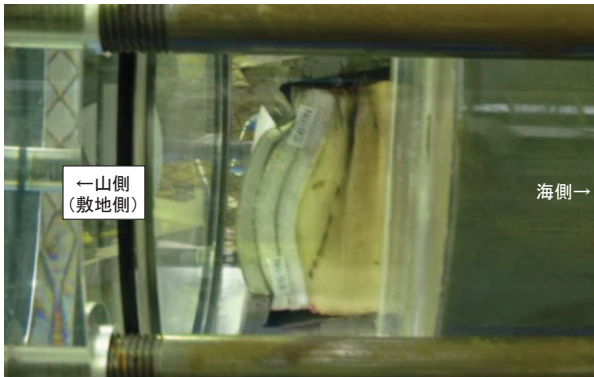
	<p>30 分間保持後（海側）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側））</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(11) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.9）

（30 分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）


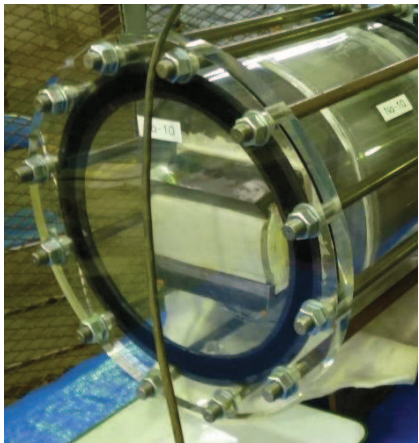
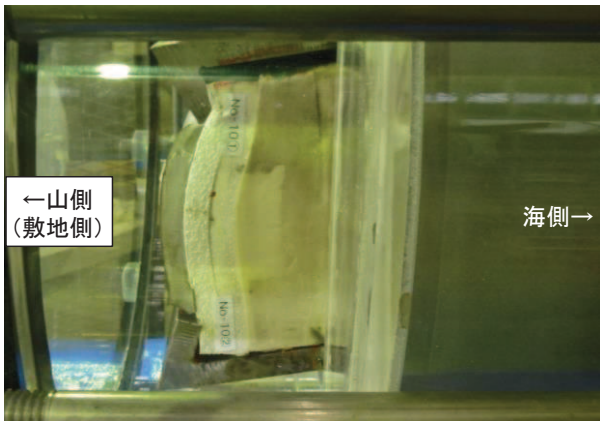
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 10分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(12) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 10）

（10分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

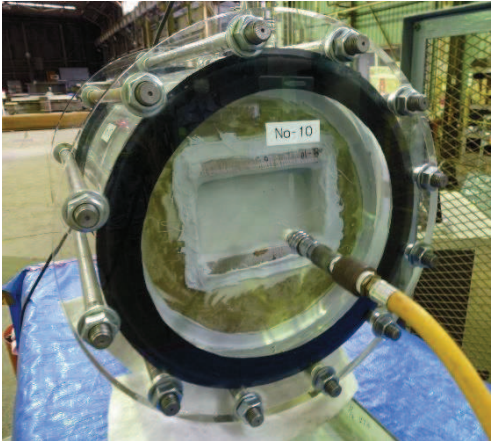
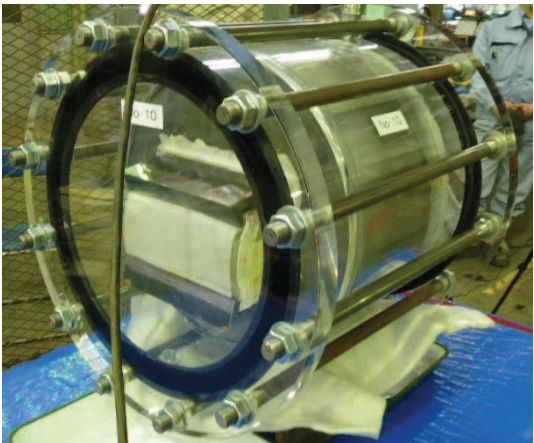
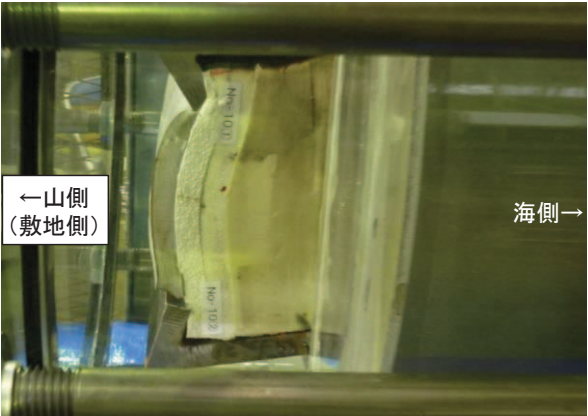
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 20分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>

図 6. 1. 5-24(13) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 10）  
（20分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

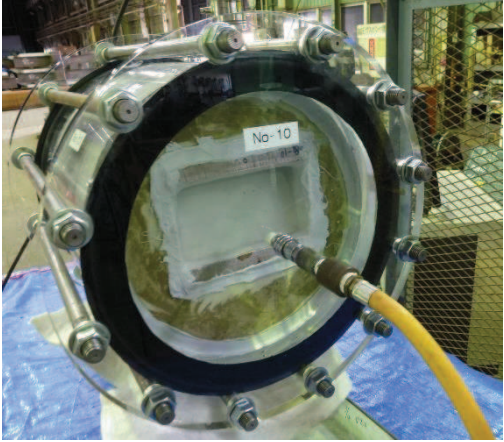
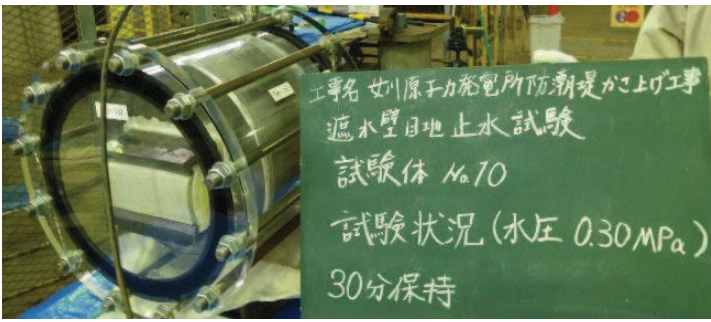
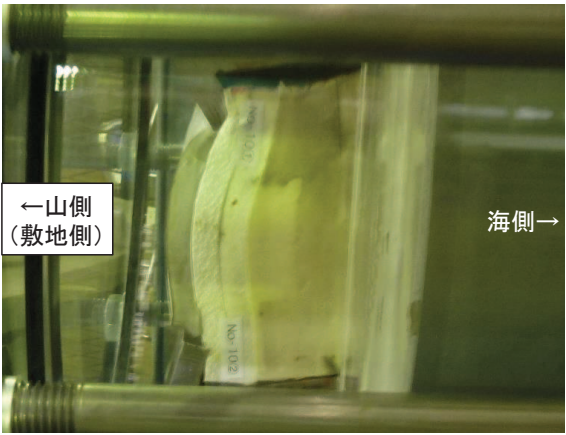
	<p>30 分間保持後（海側）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側））</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(14) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 10）

（30 分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

(c) 試験結果

試験体 No. 9 及び No. 10 について、所定の変位（伸び 6mm，せん断 30mm）を与えた上で、津波による波圧を上回る水圧 0.30MPa を 10 分以上（加圧時間：30 分間）加圧した結果、損傷及び漏えいが無いことを確認した。

試験結果を表 6.1.5-13 に示す。

また、これらの試験結果に対する考察を表 6.15-14 のとおり整理した。この考察から、ウレタンシリコーン目地に生じる変位量及び水圧は、変形試験及び耐圧試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）及び水圧（0.30MPa）以下とする必要がある。

表 6.1.5-13 ウレタンシリコーン目地の試験結果

試験 No.	試験種別	変位量	水圧	耐圧 保持時間	損傷*， 漏えい	判定
No. 9	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm	/	/	無し	OK
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.30MPa	10 分以上	無し	OK
No. 10	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm	/	/	無し	OK
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.30MPa	10 分以上	無し	OK

注記\*：表 6.1.5-11 に基づき、シリコーンが切れていないか、シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないか、ウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れていないか、ウレタンが割れていないかを確認する。

表 6.1.5-14 ウレタンシリコーン目地の試験結果に対する考察 (No.9 及び No.10)

要求機能	試験での確認結果	考察
変形追従性	変形試験から、シリコーンは切れていないことを確認した。	変形試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）が，シリコーンの変形追従性の許容範囲内であったことから，シリコーンは切れなかったと判断される。
止水性	<p>耐圧試験から，シリコーンは切れていないことを確認した。</p> <p>変形試験及び耐圧試験から，ウレタンが割れていないことを確認した。</p>	<p>耐圧試験で設定した水圧（0.3MPa）が，シリコーンの変形追従性の許容範囲以内であったことから，シリコーンは切れなかったと判断される。</p> <p>また，変形試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）及び耐圧試験で設定した水圧（0.3MPa）で生じる力が，ウレタンの圧縮抵抗力以下であったことからウレタンは割れなかったと判断される。</p>
	変形試験及び耐圧試験から，シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないことを確認した。	変形試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）及び耐圧試験で設定した水圧（0.3MPa）で生じる力が，シリコーンと鋼製遮水壁の付着力以下であったことから，シリコーンは鋼製遮水壁から剥がれなかったと判断される。
	変形試験及び耐圧試験から，鋼製遮水壁の張出し部からウレタン（縁切材）が外れていないことを確認した。	<p>変形試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）は，ウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れる変位量以下であったことから，ウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れなかったと判断される。</p> <p>また，耐圧試験で設定した水圧（0.3MPa）はウレタンの圧縮抵抗力以下であったことからウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れなかったと判断される。</p>



(3) 許容限界の設定

止水ジョイント部材の変位量の許容限界は、「(2) 性能確認試験」を踏まえ、ゴムジョイントとウレタンシリコーン目地でそれぞれ定める。

表 6.1.5-15 に止水ジョイント部材の変位量の許容限界を示す。

表 6.1.5-15 止水ジョイント部材の許容限界（変位量）

評価項目	許容限界	備考
ゴムジョイント	伸び：150 mm せん断：350 mm	試験水圧：0.40MPa
ウレタンシリコーン目地	伸び：6 mm せん断：30 mm	試験水圧：0.30MPa

(4) 耐久性

止水ジョイント部材の耐久性能について評価する。

a. 評価項目

ゴムジョイントについては、ゴムの耐久性能に関する評価項目として、耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性を評価項目とする。

一方、ウレタンシリコーン目地のうち外部環境と接しているシリコーンについては、一般的に塩害を含む耐久性に優れた材料であり、劣化の恐れがある物質としては、濃硫酸（ $\text{H}_2\text{SO}_4$ ）やフッ化水素酸（HF）が挙げられるが、これらは自然界にはない。ただし、上記ゴムジョイントと同様にウレタンを含め、耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性を評価項目とする。

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

熱によって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

(b) 耐寒性

低温環境下にさらされ、硬化することによって弾性が失われることに抵抗する性質。なお、耐寒性については、温度が上がれば機能が回復するという点で、耐熱性（耐熱老化性）とは性質が異なる。

(c) 耐候性

屋外曝露状態で受ける、日光（紫外線）や雨雪等の作用に抵抗する性質。

b. ゴムジョイントの評価結果

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

ゴムジョイントの伸縮部材に用いている原材料のクロロプレンゴムについて、メーカーにて熱老化試験が実施されている。熱老化試験では、70℃、100℃、120℃の3種類の異なる加熱温度下において、加熱前に切断時伸び 480%のゴムが、ゴム伸び残存率 50%に相当する切断時伸び 240%に至るまで、気中において加熱を与え続けた試験を実施している。ここで、ゴム伸び残存率は、経年劣化後の切断時伸びを初期の切断時伸びで除した値と定義される劣化指標で、ゴム伸び残存率 50%となる時間をもとに予測寿命が算定される。図 6.1.5-25 に熱老化試験結果を示す。

熱老化試験結果をもとに、ゴム伸び残存率が 50%、60%、70%、80%及び 90%となる時間と温度の関係をグラフ化したものを図 6.1.5-26 に示す。図 6.1.5-26 により温度 20℃、30℃及び 40℃におけるゴム伸び残存率と時間の値を読み取り、作成した時間－ゴム伸び残存率の推定線を図 6.1.5-27 に示す。

なお、図 6.1.5-27 にはメーカーにて調査された実際に長時間使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率をプロットしているが、ほぼ推定線上に散布しており調和的である。気中下にて約 46 年間屋外で使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率は 50%以上であることが確認されている。

女川地点における月平均気温は、図 6.1.5-28 に示すように通年で約 2～23℃の範囲で変化し、年平均気温は約 13℃である。ゴムジョイント使用環境の気温を 20℃とすると、図 6.1.5-27 よりゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、女川地点における月平均気温が最高気温に達するのは、年間を通して主に 8 月であり、保守的にゴムジョイント使用環境の気温を 30℃として評価しても、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。

長期にわたり供用されたクロロプレンゴムの耐久性について調査された事例は少ないが、宇佐美ら（1981<sup>\*1</sup>、1982<sup>\*2</sup>）は約 17 年間使用された鉄道橋梁の支承に用いられたクロロプレンゴムは、列車通過に起因する大きな荷重を受けている点で、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に用いられるクロロプレンゴムよりも厳しい条件下で使用されたにもかかわらず、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 85 年以上と推定されており、クロロプレンゴムは十分な耐久性能を有していることを示している。

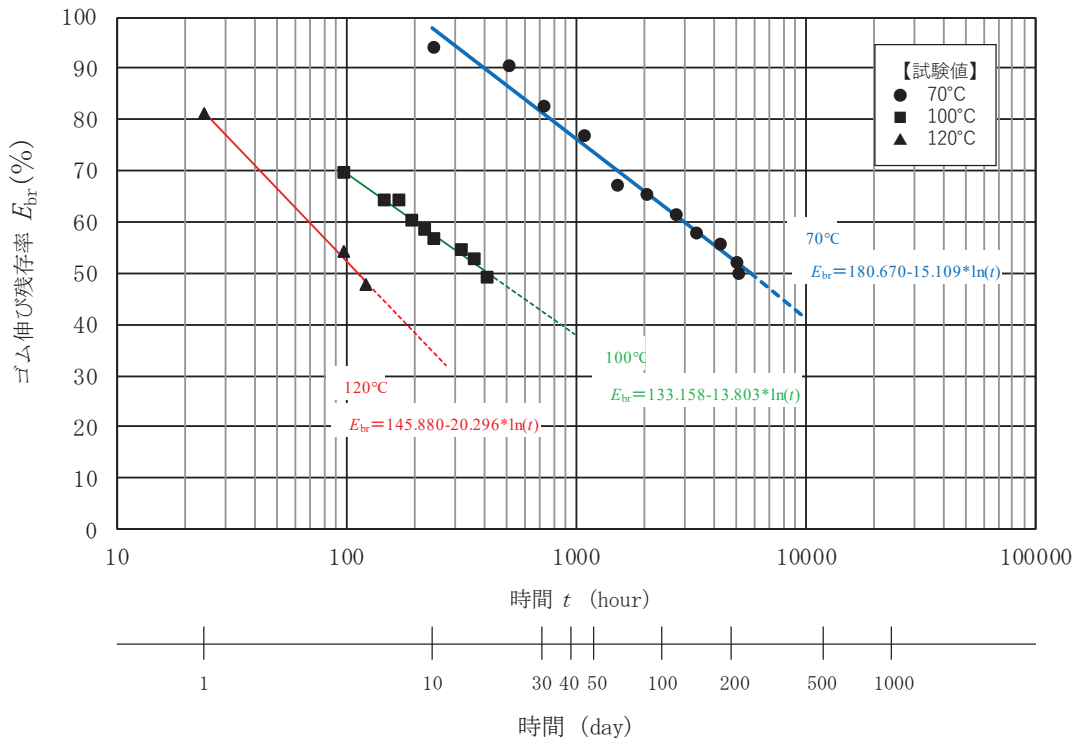


図 6.1.5-25 ゴム材料の熱老化試験結果

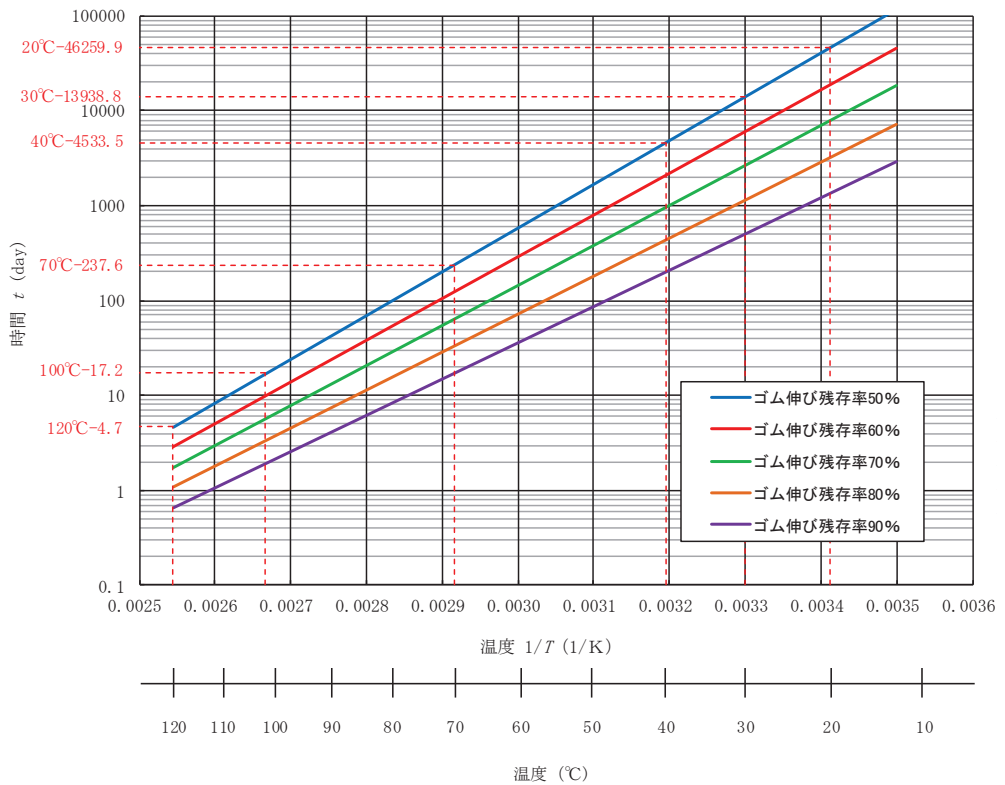


図 6.1.5-26 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

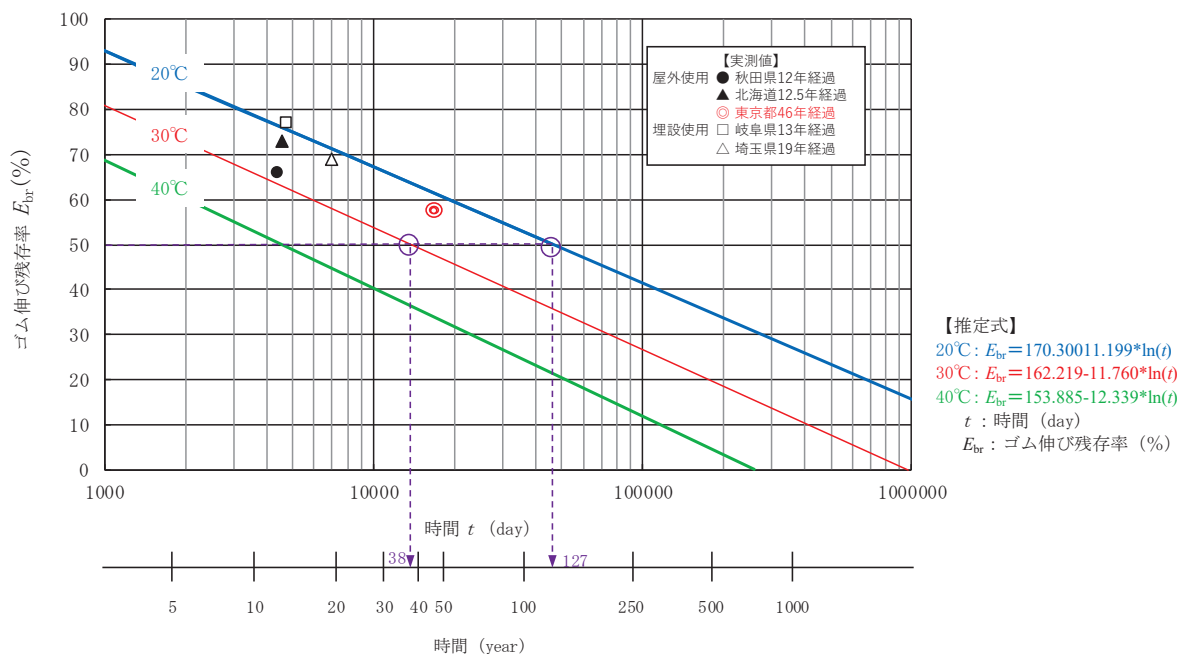


図 6.1.5-27 ゴムジョイントの耐候年数推定結果

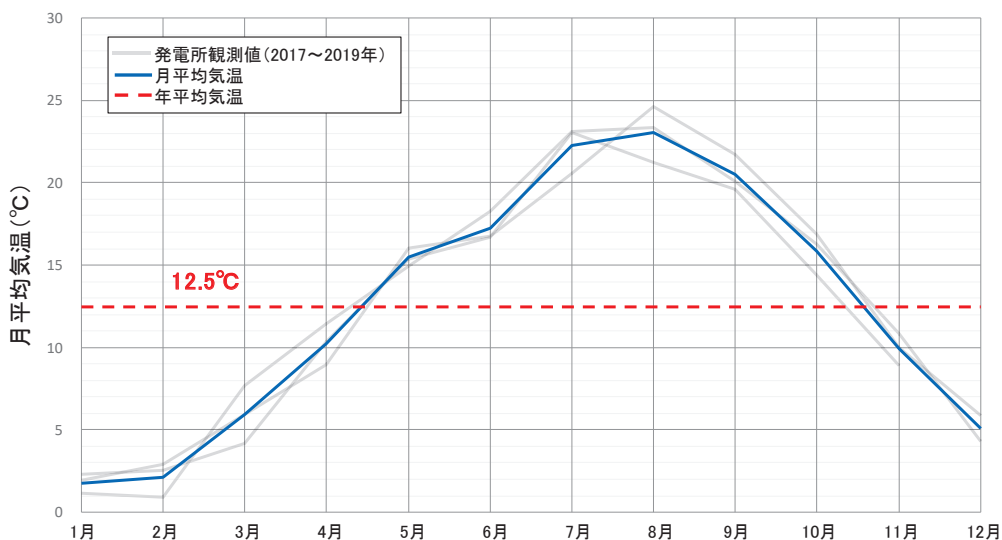


図 6.1.5-28 女川地点における月平均気温

(b) 耐寒性

図 6.1.5-29 に各種加硫ゴムの低温特性値を示す。一般的に、クロロプレンゴムのガラス転移温度（ゴムが温度の低下とともに硬くなり、最後には弾性を失ってもろくなるガラス転移現象が生じる温度で、ガラス転移温度以下ではゴムとしての特性を喪失する）は-40℃程度とされている。

クロロプレンゴムを対象にメーカーにて実施された低温下における引張試

験について、**図 6.1.5-30** に各試験温度におけるクロロプレンゴムの切断時伸びの結果を示す。比較のため、同図には常温における結果も併記した。温度の低下に伴ってクロロプレンゴムの切断時伸びも低下するが、その変化量はわずかである。また、低温下においても切断時伸びは製品規格値を上回っており、十分な耐寒性を有している。

女川地点における月平均気温は、年平均値は約 13℃で、最低でも約 2℃であることを踏まえると、女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるクロロプレンゴムを原材料とするゴムジョイントの使用に関して影響はほとんどないと考えられる。

各種加硫ゴムの低温特性値

ゴムの種類	カーボンブラック量 phr	低温特性値 (単位℃)				
		$T_g$	$T_b$	$T_{10}$	$T_{50}$	$T_{70}$
BR	SRF 50	-70以下	-70以下	—	—	—
NR	〃	-62	-59	-59	-53	-48
SBR	〃	-51	-58	-47	-41	-38
IIR	〃	-61	-46	-56	-46	-42
CR (W)	〃	-41	—	-38	-25	-6
CR (WRT)	〃	-40	-37	-37	-28	-19
NBR (ハイカー-1041)	〃	-15	-20	-14	-10	-7
NBR (ハイカー-1042)	〃	-27	-36	—	—	—
CIIR (Esso Butyl HT-1066)	FEF 30	-56	-45	-45	-32	-23
CO (ハイドリン100)	FEF 30	-25	-19	-18	-12	-9
ECO (ハイドリン200)	FEF 30	-46	-40	-36	-30	-29
CSM (ハイパロン40)	FEF 40	-27	-43	-6	+6	+7
ACM (チアクリル76)	FEF 45	—	-18	-18	-8	-2
FKM (G-501)	FT 25	—	-36	-14	+9	+15
T (チオコールFA)	FEF 30	-49	—	-42	-30	-18
U (エラストサン455)	FEF 25	-32	-36	-22	-13	-7

$T_g$  : ゲーマンねじり試験より

$T_b$  : ぜい化試験より

$T_{10}$ ,  $T_{50}$ ,  $T_{70}$  : T-R試験より

出典 丹野博実: 日ゴム協誌, 46, 644 (1973)

**図 6.1.5-29** ゴムの低温特性

(非金属材料データブック (日本規格協会) \*3, 一部加筆)

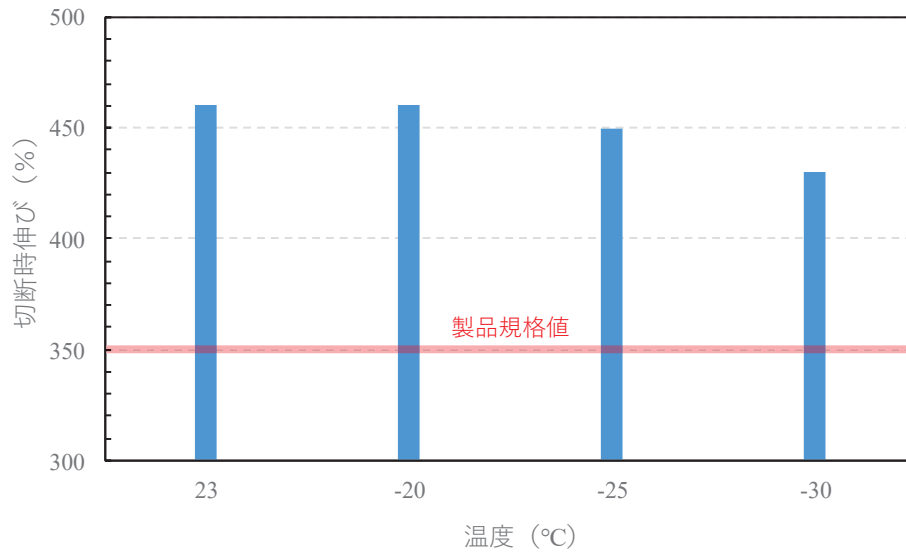


図 6.1.5-30 低温下におけるクロロプレンゴムの切断時伸び

(c) 耐候性

クロロプレンゴムを対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）がメーカーにて実施されている。耐候性試験は、屋外に長期曝露された状況を想定し、主に日光（紫外線）や雨雪に対する耐性を評価するための試験である。試験体に対し、太陽光に近い人工光源の照射や断続した水の噴霧を与え、自然環境に起因する劣化促進を図っている。耐候性試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間－ゴム伸び残存率の推定線を図 6.1.5-31 に示す。比較のため、図 6.1.5-31 には、熱老化試験より得られた推定線も併記した。熱老化による影響と比較するとゴム伸び残存率の低下は緩やかであり、熱老化よりも影響は少なく十分な耐候性を有している。

なお、ゴムジョイントは防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置され、その海側には漂流物防護工が設置されるから、日光（紫外線）や雨雪等の影響を受けにくいと考えられ、劣化速度は耐候性試験結果よりもさらに緩やかになると考えられる。

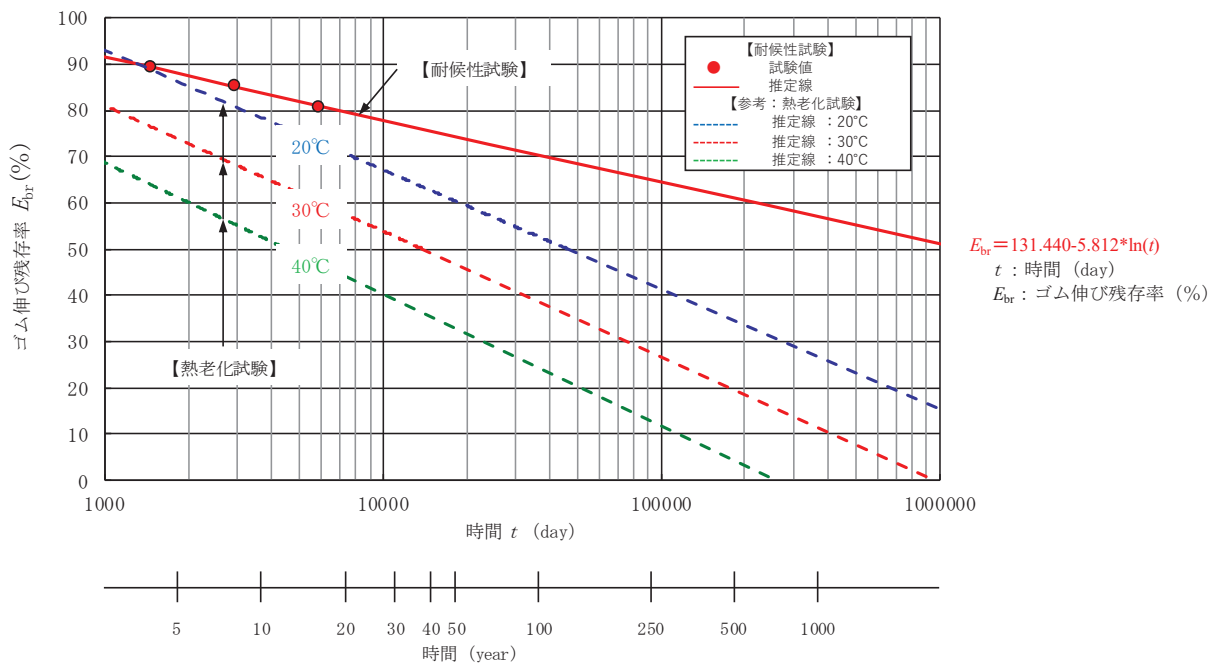


図 6.1.5-31 耐候性試験より推定される時間－ゴム伸び残存率の関係

(d) まとめ

ゴムジョイントの伸縮部材に用いている原材料のクロロプレンゴムに対する耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性について検討した。その結果、クロロプレンゴムの耐久性に最も大きな影響を与える項目は耐熱性（耐熱老化性）であると考えられる。耐熱性（耐熱老化性）について、女川地点における平均気温が約 13℃であることを踏まえると、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、女川地点における平均気温が最高気温に達するのは、年間を通して主に 8 月であり、保守的に評価してもゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。また、気中下において約 46 年間屋外で使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率は 50%以上であることが確認されている。

以上により、女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるクロロプレンゴムを原材料とするゴムジョイントは、耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性に関する耐久性能を有していることを確認した。

注記 \*1: 宇佐美民雄, 渡邊正夫, 橘田敏之, 米浜光郎, 林邦明, 長野悦子 (1981): ゴム支承の経年変化と静的特性, 日本ゴム協会誌, 55 巻, 3 号, pp.174-184

\*2: 宇佐美民雄, 渡邊正夫, 橘田敏之, 米浜光郎, 林邦明, 長野悦子



(1982) : ゴム支承の経年変化と活荷重の影響, 日本ゴム協会誌,  
55 卷, 12 号, pp. 777-783

\*3 : 日本規格協会 1983 非金属材料データブック pp. 192-193

c. ウレタンシリコーン目地の評価結果

長期的な使用のための耐久性に関しては、ウレタンシリコーン目地を構成するシリコーン及びウレタンについてメーカーによる耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

イ. シリコーン材（トスシール 361）

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材（トスシール 361）について、メーカーにて熱老化試験が実施されている。

表 6.1.5-16 に示す養生及び加熱劣化条件で熱劣化試験を行った後、引張接着性試験（H型）（引張速度 50mm/min：50%引張応力（M50）、最大引張応力（Tmax）及び伸び（Emax）を測定）を実施している。試験結果を表 6.1.5-17 に示す。

表 6.1.5-17 の試験結果から、いずれの条件下においてもシリコーン材（トスシール 361）に異常は確認されなかった。また、100℃で 365 日加熱促進劣化しても異常がなかったことを踏まえ、女川地点における年平均気温が約 13℃であることを踏まえると、250 年以上物性の変化がなく使用できることになる。

なお、女川地点における月平均気温の最高は 8 月の約 23℃であることを踏まえ、保守的に 30℃としたとしても、120 年以上物性の変化がなく使用できることになり、十分な耐熱性を有している。

$$365 \text{ 日} \times 2^8 = 93440 \text{ 日} = 256 \text{ 年}$$

$$\left( \begin{array}{l} \text{アレニウスの式に従い, } (100-20)/10=8 \\ 10^\circ\text{C 上昇することで 2 倍則となるため } 2^8 \end{array} \right)$$

表 6.1.5-16 養生及び加熱劣化条件

	養生	加熱劣化条件
① 標準養生（2成分形）	23℃50%RH×7日間	50℃7日間
② 加熱劣化	標準養生	100℃加熱 365日間
③ 加熱劣化	標準養生	120℃加熱 365日間
④ 加熱劣化	標準養生	150℃加熱 365日間
⑤ 加熱劣化	標準養生	175℃加熱 28日間
⑥ 加熱劣化	標準養生	200℃加熱 10日間

表 6.1.5-17 標準養生後と加熱促進劣化後の引張接着試験結果（H型）

条件	M50	Tmax	Emax	破壊状況		
				CF	TCF	AF
	MPa	MPa	%	%	%	%
標準	0.14	0.58	1480	100	0	0
100°CX365日	0.14	0.56	1400	100	0	0
120°CX365日	0.13	0.62	1380	100	0	0
150°CX365日	0.09	0.53	1180	100	0	0
175°CX28日	0.07	0.54	1010	100	0	0
200°CX10日	0.06	0.50	910	100	0	0

表中の破壊状況:CF は凝集破壊、TCF は薄層破壊、AF 界面剥離を示す。

ロ. ウレタン材（エアライトフォーム GK-K700）

ウレタンシリコン目地に用いている原材料のうちウレタン材（エアライトフォーム GK-K700）について、メーカーにて熱老化試験が実施されている。

試験条件を 70°C，95%RH，600 日とし湿熱老化試験（試験片寸法：50×50×50mm）を実施し，経過日数に応じて体積変化率，重量変化率及び圧縮強度を確認した。試験結果を表 6.1.5-18 に示す。

表 6.1.5-18 の試験結果から，600 日経過した時点においても体積変化率，重量変化率及び圧縮強度に変化は生じていないことを確認した。また，70°C で 600 日経過しても異常がなかったことを踏まえ，女川地点における年平均気温が約 13°C であることを踏まえると，50 年以上物性変化なく使用できることになる。

なお，女川地点における月平均気温の最高は 8 月の約 23°C であることを踏まえ，保守的に 30°C としたとしても，26 年以上物性の変化がなく使用できることになり，十分な耐熱性を有している。

$$600 \text{ 日} \times 2^5 = 19200 \text{ 日} \approx 52 \text{ 年}$$

$$\left( \begin{array}{l} \text{アレニウスの式に従い，} (70-20)/10=5 \\ 10^\circ\text{C 上昇することで 2 倍則となるため } 2^5 \end{array} \right)$$

表 6.1.5-18 湿熱老化試験結果（体積変化率、重量変化率及び圧縮強度）

湿熱劣化日数（日）	体積変化率（%）	重量変化率（%）	圧縮強度（kgf/cm <sup>2</sup> ）
0	0	0	2.86
40	+2.5	+1.2	3.13
80	+2.7	+2.3	3.13
160	+1.2	+1.8	3.01
240	+2.3	+2.6	3.30
360	+1.3	+1.1	3.18
480	-0.4	+1.9	3.20
600	+0.4	+1.0	3.26

(b) 耐寒性

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材（トスシール 361）について、メーカーにて温度変化を踏まえた引張試験が実施されている。試験方法は以下の手順で行っている。

- ① シリコーン材（トスシール 361）を厚さ 2mm のシート状に伸ばし、23℃ 50%RH 雰囲気下で 7 日、その後 50℃ 恒温槽で 7 日養生する。
- ② 硬化後専用打ち抜き型を使用して、JIS K 6251 の 2 号ダンベルに打ち抜く。
- ③ 規定の温度（200℃、175℃、150℃、125℃、100℃、20℃、-20℃、-40℃、-60℃、-80℃）に 7 日間放置したあと、直ちに以下の試験を行う。
- ④ 2 号ダンベルに打ち抜いたシリコーン材（トスシール 361）を 3 枚重ねて、Asker 硬度計 A 型で測定する。
- ⑤ その後、ショッパー引張り試験器を使用して引張特性を評価する。

試験結果を表 6.1.5-19 に示す。その結果、シリコーン材（トスシール 361）は -60℃～150℃ の範囲で硬さ・引張強さ・伸びのいずれの特性もほとんど変化していないことが確認された。女川地点において、月平均気温が最低となるのは 1 月であり、約 2℃ であるため、シリコーン材（トスシール 361）は十分な耐寒性を有している。

表 6.1.5-19 シリコーン材（トスシール 361）の温度による特性

表 トスシール 361 の温度による特性

条件	硬さ	引張強さ	伸び
		MPa	%
200℃	15	1.51	980
175℃	14	1.35	1080
150℃	13	1.18	1480
125℃	12	1.14	1550
100℃	12	1.12	1540
20℃	12	1.10	1580
-20℃	12	1.07	1530
-40℃	13	1.08	1500
-60℃	13	1.06	1460
-80℃	17	1.67	780

(c) 耐候性

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材を対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）がメーカーにて実施されている。

表 6.1.5-20 に示す養生及び促進曝露劣化条件でウェザーメーター試験（サンシャインカーボンアーク式）を行った後、引張接着性試験（H型）（引張速度 50mm/min：50%引張応力（M50），最大引張応力（Tmax）及び伸び（Emax）を測定）を行った。試験結果を表 6.1.5-21 に示す。

一般に、サンシャインカーボンアーク式ウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、10000 時間照射は 33 年に相当する。この条件下においても引張強さや伸び等の物性に变化がまったく認められず、凝集破壊の状態にも異常はなかったことから、シリコーン材は十分な耐候性を有している。

表 6.1.5-20 養生及び促進劣化条件

試験名	養生	促進曝露劣化条件
① 標準養生 (2成分形)	23℃50%RH×7日間	50℃7日間
②促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 1000時間
③促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 1500時間
④促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 3000時間
⑤促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 5000時間
⑥促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 8000時間
⑦促進曝露劣化	標準養生	サンシャインウェザーメーター 10000時間

表 6.1.5-21 標準養生後と促進曝露劣化後の引張接着試験結果 (H型)

条件	M50	Tmax	E <sub>max</sub>	破壊状況		
	MPa	MPa	%	CF	TCF	AF
				%	%	%
標準	0.15	0.56	1440	100	0	0
サンシャインウェザーメーター1000時間	0.15	0.58	1480	100	0	0
サンシャインウェザーメーター1500時間	0.15	0.55	1460	100	0	0
サンシャインウェザーメーター3000時間	0.15	0.58	1520	100	0	0
サンシャインウェザーメーター5000時間	0.15	0.56	1490	100	0	0
サンシャインウェザーメーター8000時間	0.15	0.54	1510	100	0	0
サンシャインウェザーメーター10000時間	0.15	0.56	1470	100	0	0

表中の破壊状況:CFは凝集破壊、TCFは薄層破壊、AF界面剥離を示す。

また、シリコーン材(トスシール 361)の屋外暴露30年経過品の特性について、以下のとおりメーカーによる試験が行われており、その結果、30年経過した製品と新品では、硬さ、引張強さ及び伸び率に変化がなく、30年経過した製品の外観に顕著な異常はないことを確認している。

試験の実施状況写真を図 6.1.5-32 に、試験結果を表 6.1.5-22 に示す。

### 【試験方法】

- ① 屋外暴露試験場に仕掛けてあるシリコーン材（トスシール 361）をカッターナイフで慎重に切り取り，外観を目視で確認し，指触でべたつきや硬化に異常がないかを確認する。
- ② 切り取ったシリコーン材（トスシール 361）を 2mm の厚さにスライスしやすくするために，Asker 硬度計 A 型での硬度約 50 の 2 成分アルコール型シーラントを，攪拌混合後トスシール 361 の周りにセットし，23℃50%RH 雰囲気下で 3 日養生する。
- ③ 2 成分アルコール型シーラントが硬化後，カッターナイフを使い，厚さ 2mm になるように，トスシール 361 とアルコール型シーラントをスライスする。
- ④ 専用打ち抜き型を使用して，JIS K 6251 の 2 号ダンベルに打ち抜く。
- ⑤ 2 号ダンベルに打ち抜いたトスシール 361 を 3 枚重ねて，Asker 硬度計 A 型で測定する。
- ⑥ その後，ショッパー引張試験器を使用して引張特性を評価する。

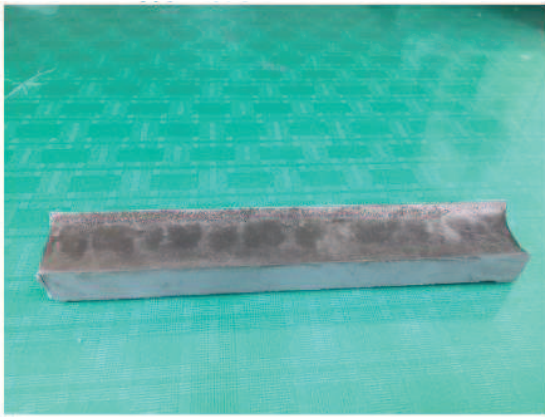


曝露状況

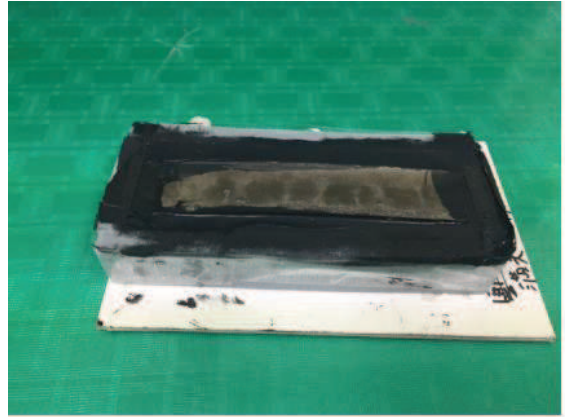


シリコーン材の切り取り状況

図 6.1.5-32 (1) シリコーン材の耐候性試験



切り取ったシリコーン材

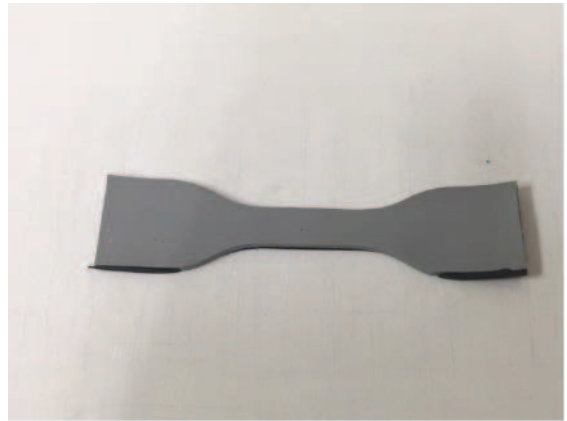


シリコーン材を2成分アルコール型シーラントでサポート

図 6.1.5-32(2) シリコーン材の耐候性試験



シリコーン材を2mmの厚さにスライス



シリコーン材をを2号ダンベルに打ち抜く

図 6.1.5-32(3) シリコーン材の耐候性試験



図 6.1.5-32(4) シリコーン材の耐候性試験 (引張試験)



表 6.1.5-22 30年経過のシリコーン材（トスシール 361）の特性と初期値（新品）平均の比較

	30年経過トスシール361	トスシール361(2015年平均)
外観	顕著な異常無し	異常無し
硬さ	12	12.4
引張り強さTs(N/mm <sup>2</sup> )	1.14	1.01
伸び(%)	1600	1470

「清水ら 2018\*<sup>1</sup>」及び「鳥居ら 2018\*<sup>2</sup>」によれば、旭川、銚子及び宮古島において屋外曝露試験を行い、15年経過した製品に劣化は確認されないことが報告されている。

なお、ウレタン材については、シリコーン材で覆われているため、屋外曝露状態で受ける、日光（紫外線）や雨雪等の作用は及ばない箇所に位置している。

注記 \*1：清水祐介・松村宇・鳥居智之・竹本喜昭・伊藤彰彦：防水材料の耐候性試験 その11 静的屋外暴露 15年後の表面劣化状態と物性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2018年9月。

\*2：鳥居智之・清水祐介・伊藤彰彦・竹本喜昭：防水材料の耐候性試験 その12 建築用シーリング材の表面のひび割れの程度を尺度とした動的屋外暴露と動的人工光暴露の相関性検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2018年9月。

(d) まとめ

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のシリコーン材及びウレタン材に対する耐熱性（耐熱老化性），耐寒性及び耐候性について検討した。その結果，両者の耐久性に最も大きな影響を与える項目は耐熱性（耐熱老化性）であると考えられる。耐熱性（耐熱老化性）について，女川地点における平均気温が20℃であることを踏まえると，シリコーン材は250年以上物性に変化はなく，ウレタン材は50年以上物性に変化はないと推定される。

以上により，女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるシリコーン材及びウレタン材を原材料とするウレタンシリコーン目地は，耐熱性（耐熱老化性），耐寒性及び耐候性に関する耐久性能を有していることを確認した。

(5) 維持管理方針の検討

止水ジョイント部材（ゴムジョイント：クロロプレン，ウレタンシリコーン目地：シリコーン材及びウレタン材）の維持管理は，部材の劣化，変状の発生・進行を把握し，許容限界を満足することを確認することを目的に，定期的な目視点検及び暴露試験を行う。

点検時期や点検方法について表 6.1.5-23 に示す。なお，詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書に示す。

表 6.1.5-23 点検時期および点検方法

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	巡視点検	1回／月	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1回／年	足場等を用いた目視点検
	暴露試験		1回／年 (竣工後 15 年以降)	暴露試験体を用いた引張試験

(点検)

- ・ 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。

(暴露試験)

- ・ 暴露試験体の伸び量等を測定し，設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。
- ・ 試験頻度は，設計値，劣化予測結果及び供用期間並びに暴露環境等を考慮して設定する。

(補修，取替え)

- ・ 点検により損傷等が確認された場合は，速やかに補修・取替えを行う。

(6) ウレタンシリコーン目地の施工方法について

ウレタンシリコーン目地の施工フローを図 6.1.5-33 に、施工状況を図 6.1.5-34 に示す。(2)で行った性能確認試験では図 6.1.5-33 の施工フローに従って試験体を製作していることから、試験で確認された性能は、実機でも発揮できるものとする。

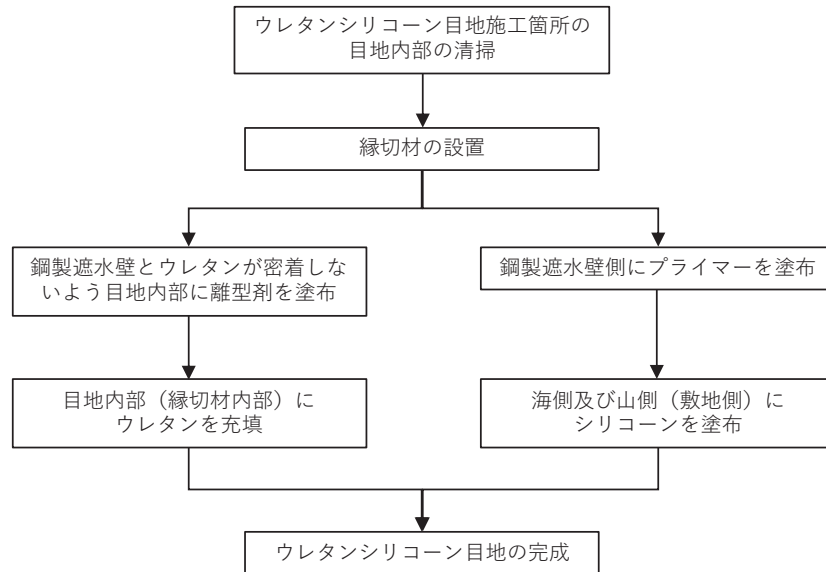


図 6.1.5-33 ウレタンシリコーン目地の施工フロー

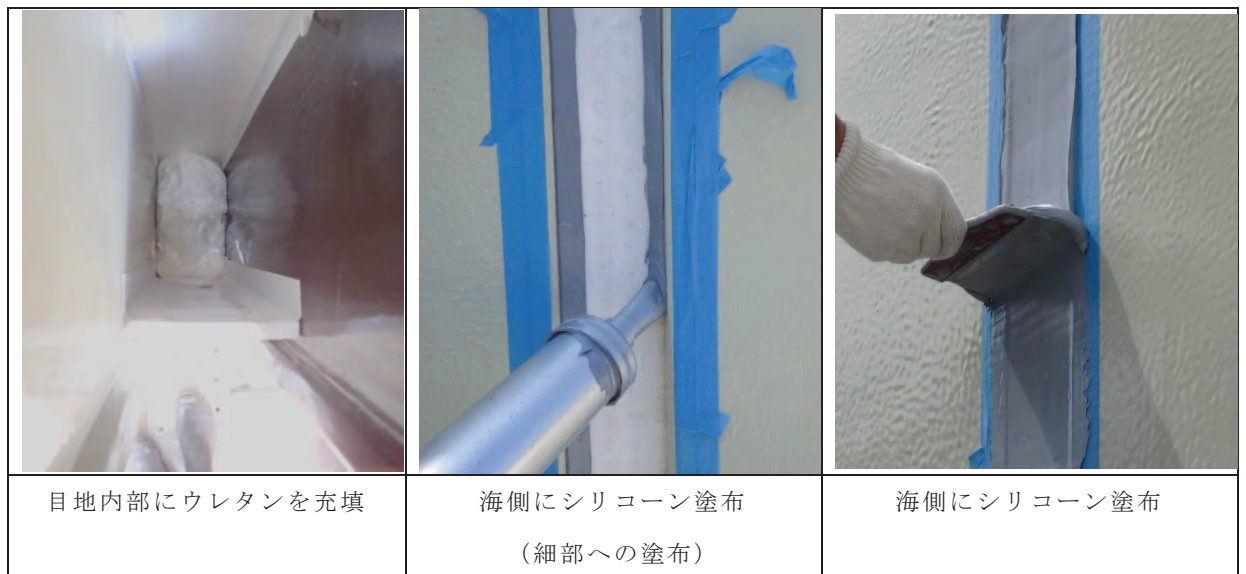


図 6.1.5-34 ウレタンシリコーン目地の施工状況

(参考資料 1) 設計水圧 (0.3MPa) を超える水圧に対するウレタンシリコーン目地の性能確認試験 (試験水圧 : 0.34MPa) について

ウレタンシリコーン目地の変形試験及び耐圧試験は、先述で示した No.9 及び No.10 の他に No.11 の試験体でも行っていることから、その試験結果について示すものである。

1. 試験条件 (試験変位量, 水圧)

試験条件として表 1 に示す変位量, 水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし、本試験ではさらに保守的に 30 分間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後、表 6.1.5-11 に示す試験での確認事項を確認する。

ウレタンシリコーン目地に作用する水圧は、「(1)b.(b) 試験水圧」で示したとおり、最大で  $280.6\text{kN/m}^2$  (0.2805MPa) であるが、海水に浮遊砂が混入した状況を念のため想定し、海水密度を  $1.1\text{g/cm}^3$  と仮定した場合、 $299.67\text{kN/m}^2$  であり、ウレタンシリコーン目地の試験水圧  $300\text{kN/m}^2$  に対して余裕が少ないことから、1 割以上の余裕を確保するため 0.34MPa ( $340\text{kN/m}^2$ ) とした。

また、上記水圧は背面補強工の天端 (ウレタンシリコーン目地の設置範囲の下端部) で生じるが、この位置での変位はほとんど生じないため、伸び方向の変位については「6.1.6 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」で評価した伸び方向の最大変位 (重畳時の H 区間 : 3.2mm) を踏まえて 4mm とした。ただし、せん断方向の変位量は No.9 及び No.10 と同様に 30mm とした。

ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フローを図 1 に、変形・耐圧試験の状況を図 2~8 に示す。

表 1 ウレタンシリコーン目地の試験条件

試験 No.	試験種別	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
No. 11	変形試験	伸び 4mm せん断 30mm	/	/
	耐圧試験	伸び 4mm せん断 30mm	0.34MPa	10 分以上*

注記 \* : 加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 30 分間とした。

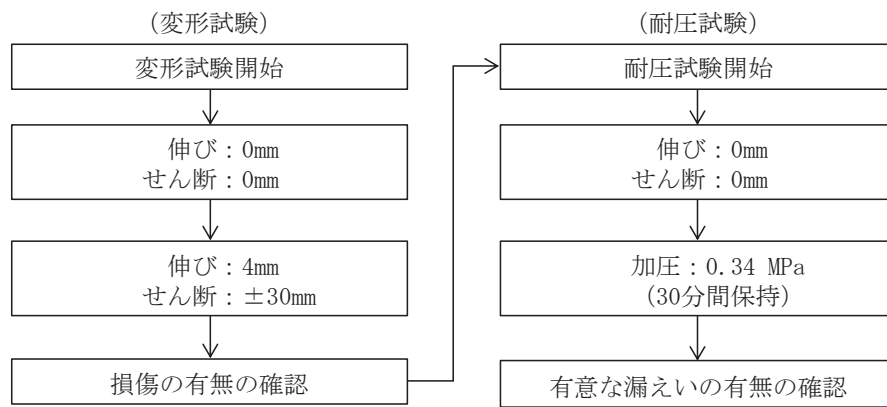


図1 ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フロー

## 2. 試験状況写真

### (1) 変形試験状況確認 (伸び 4mm, せん断 30mm)

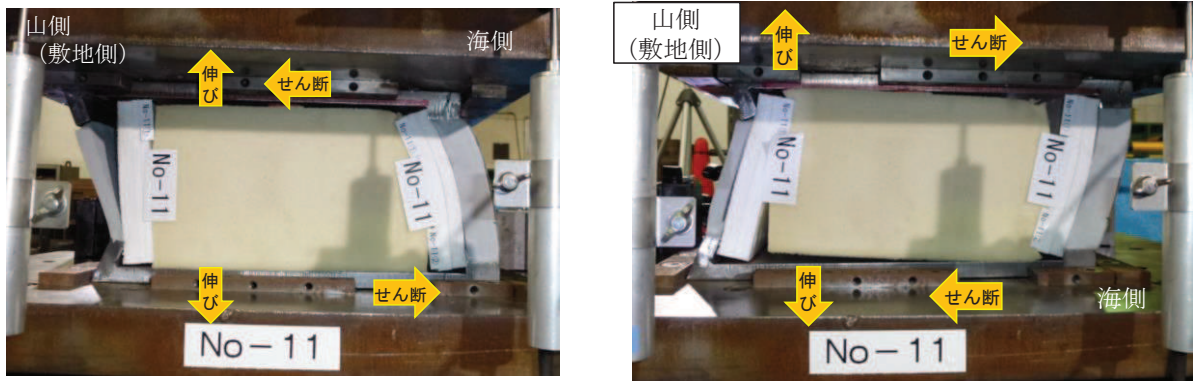
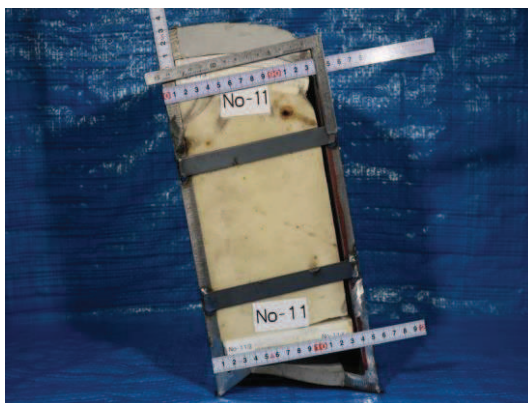
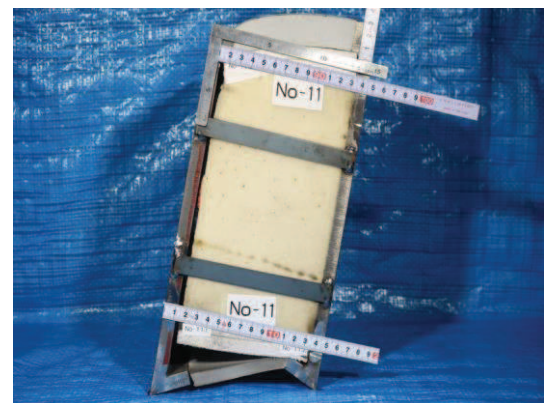


図2 ウレタンシリコーン目地変形試験状況  
(試験体 No. 11, 伸び 4mm, せん断 30mm)



(写真上方が津波作用側)



(写真上方が津波作用側)

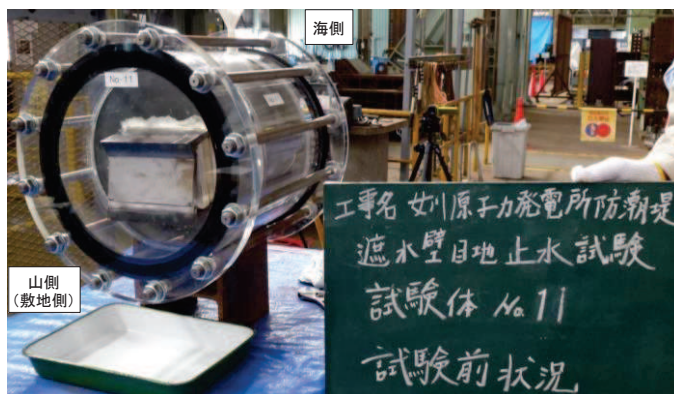
図3 ウレタンシリコーン目地変形試験状況  
(試験体 No. 11, 伸び 4mm, せん断 30mm)  
(耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)

(2) 耐圧試験状況確認 (伸び 4mm, せん断 30mm, 水圧 0.34MPa)

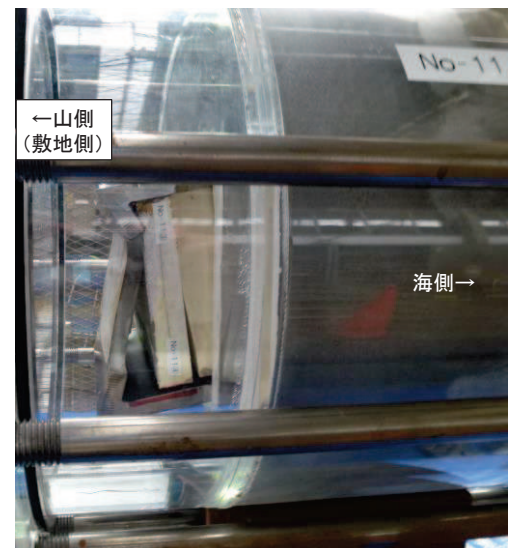


加圧前状況 (海側)

図4 ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況 (試験体 No. 11)  
(伸び: 4mm, せん断: 30mm, 加圧前状況)



加圧前状況 (敷地側)



加圧前状況 (敷地側断面)

図5 ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況 (試験体 No. 11)  
(伸び: 4mm, せん断: 30mm, 加圧前状況)


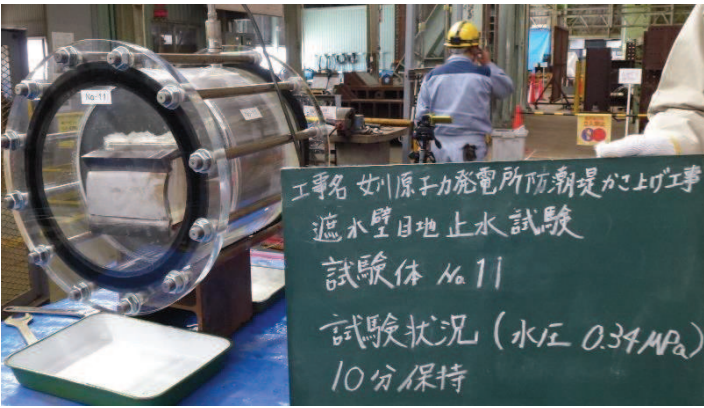

	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 10分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>

図6 ウレタンシリコン目地耐圧試験状況（試験体 No. 11）  
（10分経過，伸び：4mm，せん断：30mm，水圧 0.34MPa）



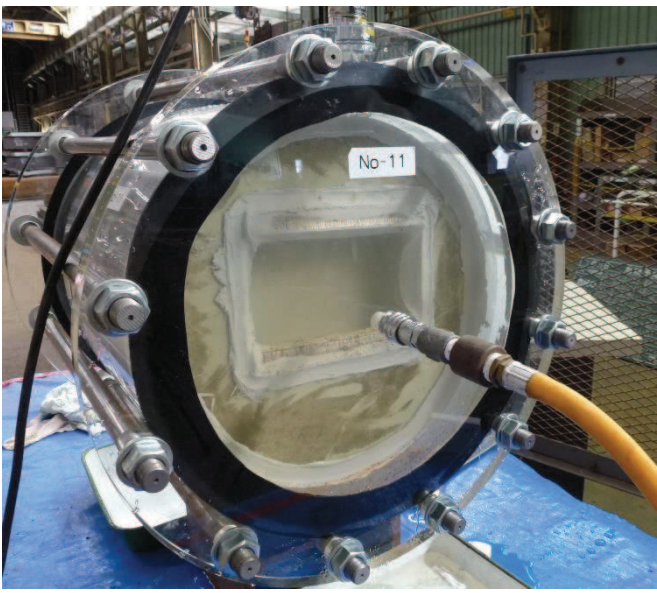
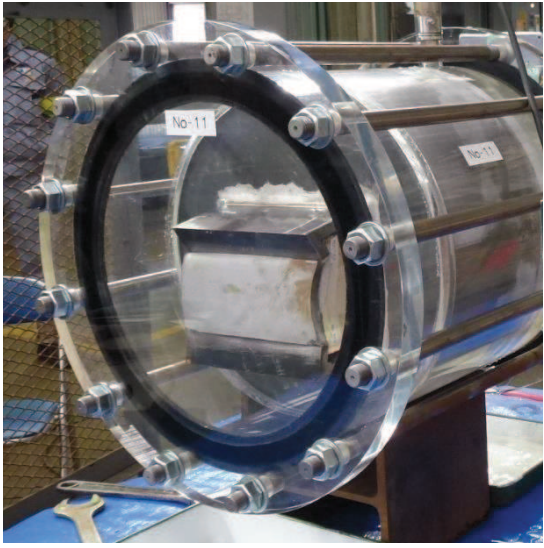
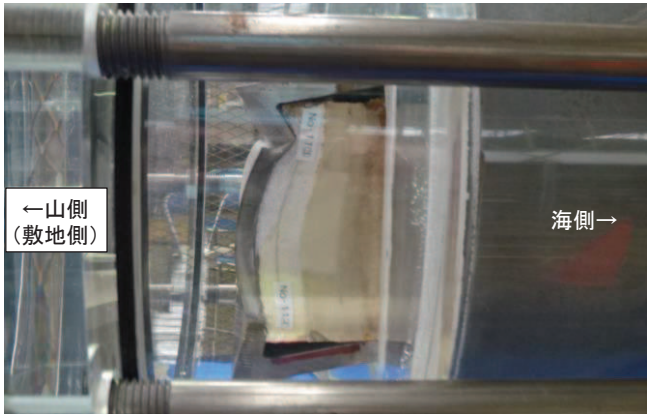
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 20分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>

図7 ウレタンシリコン目地耐圧試験状況（試験体 No. 11）  
（20分経過，伸び：4mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

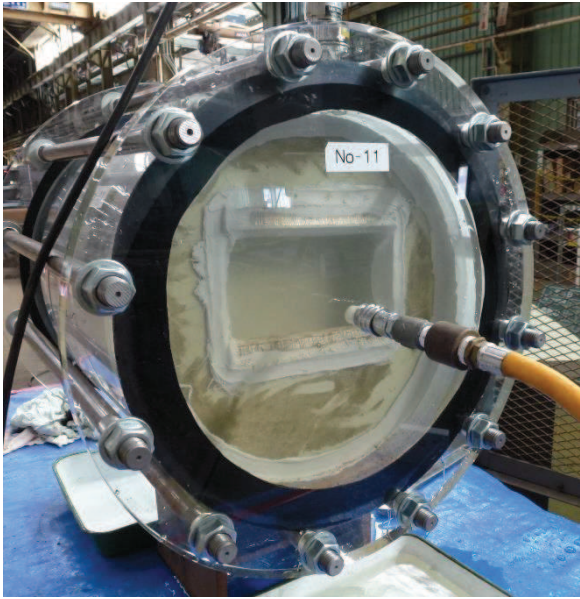

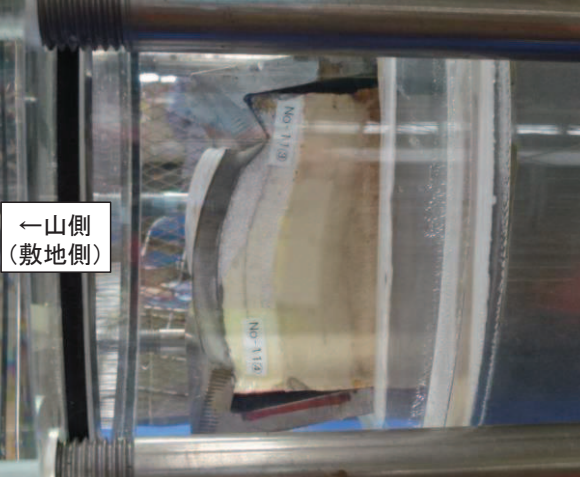
	<p>30 分間保持後（海側）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側））</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>

図 8 ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 11）  
 （30 分経過，伸び：4mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

### 3. 試験結果

所定の変位（伸び 4mm，せん断 30mm）を与えた上で，津波による波圧を上回る水圧 0.34MPa を 10 分以上（加圧時間：30 分間）加圧した結果，表 2 に示すとおり損傷及び漏えいが無いことを確認した。

表 2 ウレタンシリコーン目地の試験結果

試験 No.	試験種別	変位量	水圧	耐圧 保持時間	損傷*， 漏えい	判定
No. 11	変形試験	伸び 4mm せん断 30mm	/	/	無し	OK
	耐圧試験	伸び 4mm せん断 30mm	0.34MPa	10 分以上	無し	OK

注記\*：表 6.1.5-11 に基づき，シリコーンが切れていないか，シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないか，ウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れていないか，ウレタンが割れて隙間が生じていないかを確認する。

6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.1 防潮堤の設計に関する補足説明

6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明

目 次

(1) 概要	1
(2) 基本方針	2
a. 設置位置及び構造概要	2
b. 評価方針	6
c. 適用基準	7
d. 相対変位算出における評価対象断面	8
e. 相対変位の算出方法	13
(3) 解析方法	21
a. 横断方向	21
b. 縦断方向	38
(4) 許容限界	81
(5) 評価方法	82
a. 地震時相対変位	82
b. 津波時相対変位	82
c. 重畳時相対変位	82
(6) 評価結果	83
a. 地震時相対変位	83
b. 津波時相対変位	117
c. 重畳時相対変位	136

(参考資料 1) 漂流物が防護工端部に衝突した場合の影響について

(1) 概要

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

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

(2) 基本方針

a. 設置位置及び構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材は、ゴムジョイント及びウレタンシリコン目地の2種類を用い、それぞれ防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置する。

防潮堤の平面位置図を図 6.1.6-1 に、ゴムジョイント及びウレタンシリコン目地の設置位置を図 6.1.6-2 に、設置イメージ図を図 6.1.6-3 に、それぞれの詳細図を図 6.1.6-4 に示す。

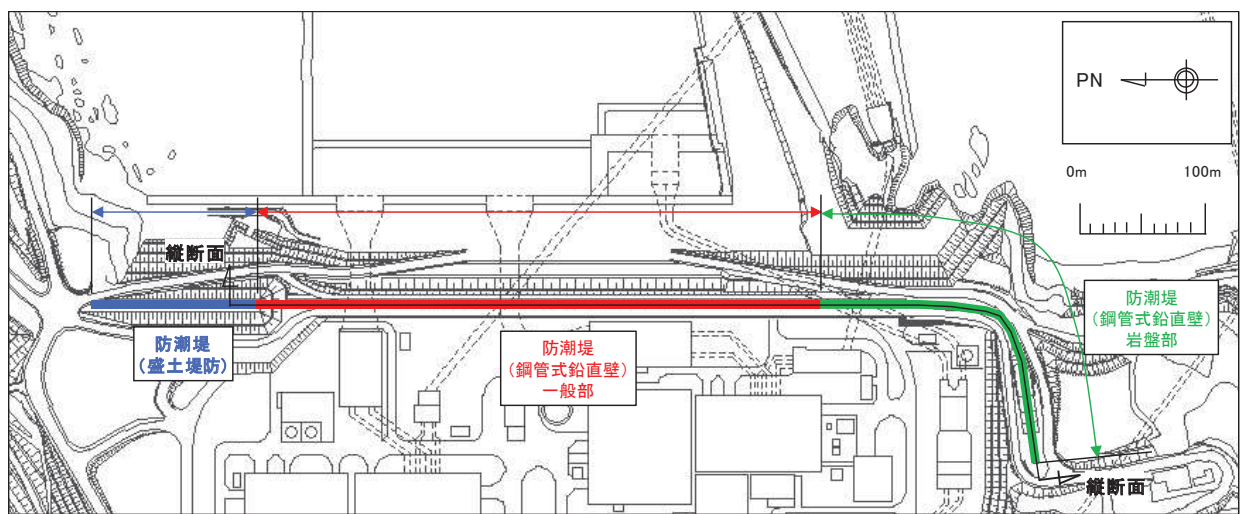
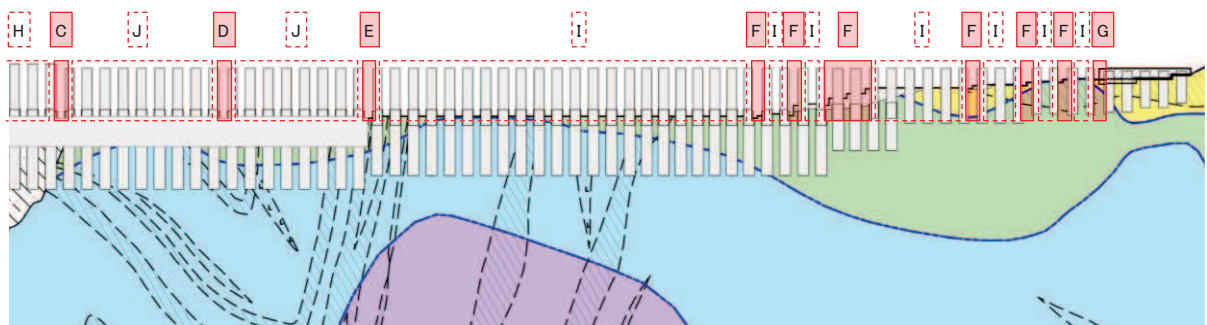
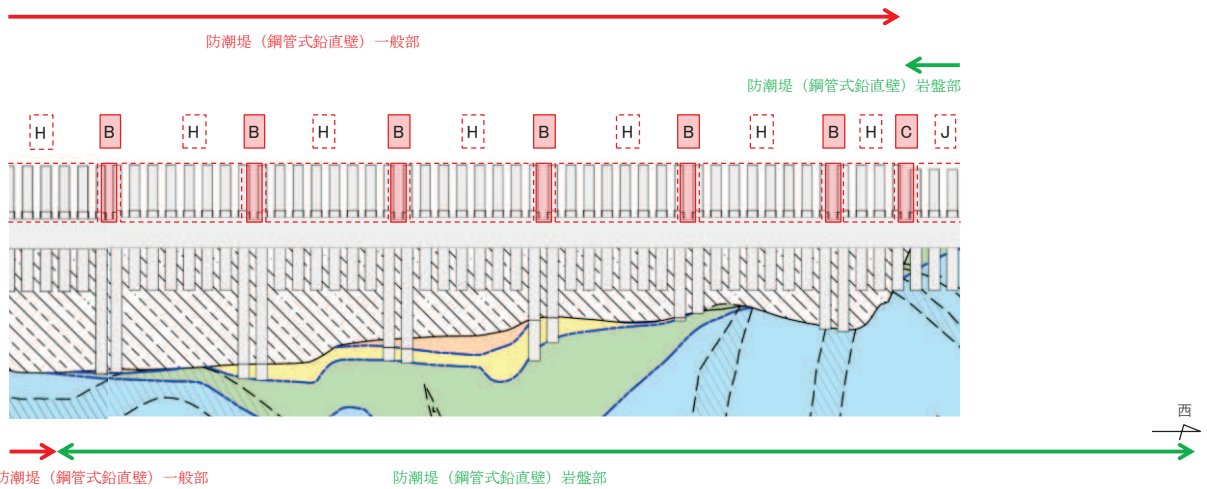
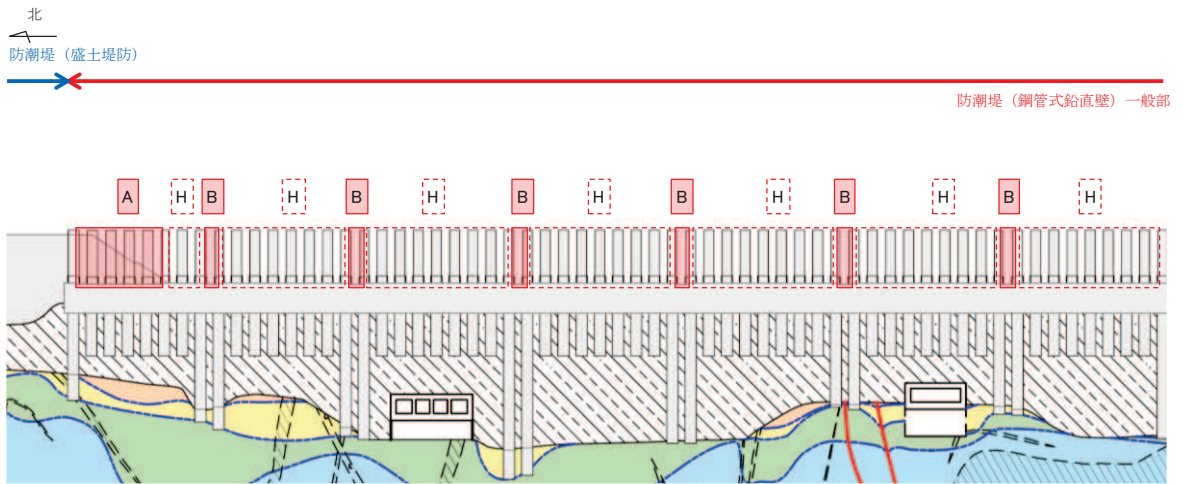
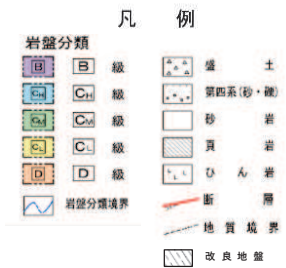


図 6.1.6-1 防潮堤平面位置図

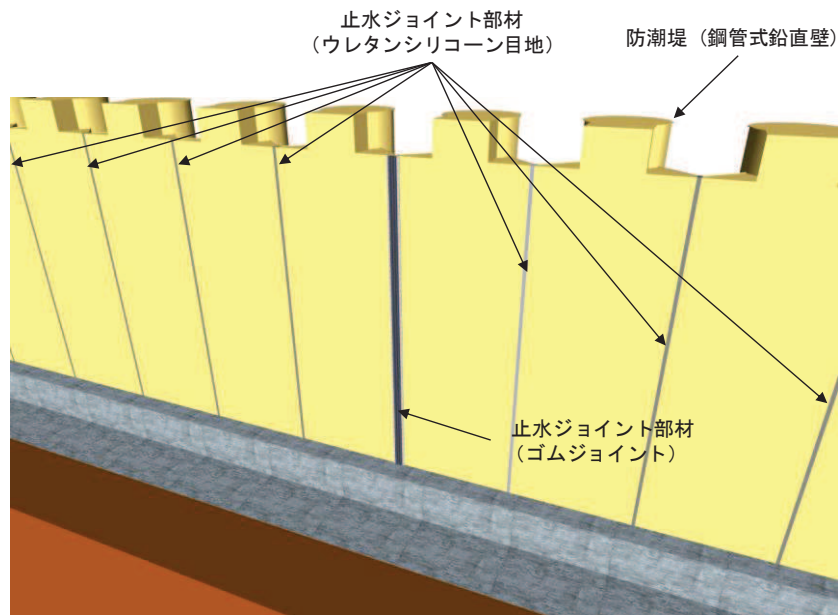


記号（区間）		止水ジョイント部材
構造境界部	A（一般部のうち突出長変化部）	ゴムジョイント
	B（一般部のうち背面補強工間）	ゴムジョイント
	C（一般部と岩盤部の境界）	ゴムジョイント
	D（岩盤部のうち背面補強工間）	ゴムジョイント
	E（岩盤部のうち背面補強工端部）	ゴムジョイント
	F（岩盤部のうち突出長変化部）	ゴムジョイント
	G（岩盤部のうちRC壁との境界）	ゴムジョイント
構造同一部	H（一般部のうち背面補強工内）	ウレタンシリコーン目地
	I（岩盤部のうち突出長同一部）	ウレタンシリコーン目地
	J（岩盤部のうち背面補強工内）	ウレタンシリコーン目地

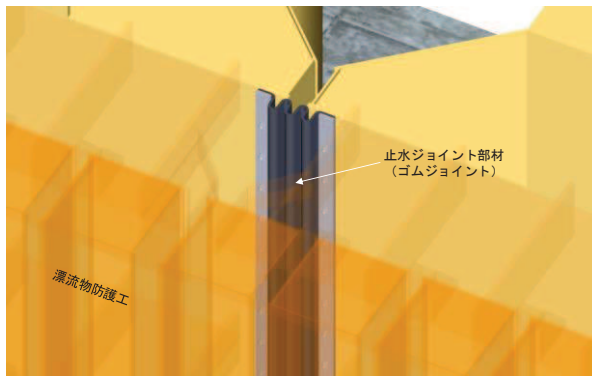


\* : 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換。

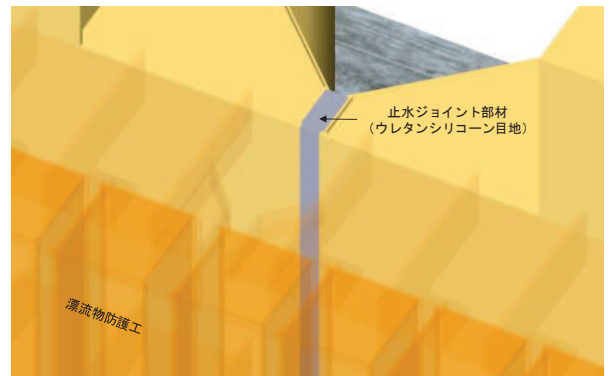
図 6.1.6-2 止水ジョイント部材 設置位置図



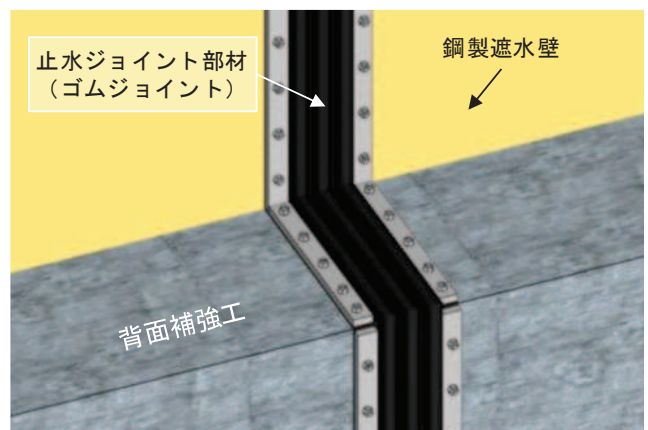
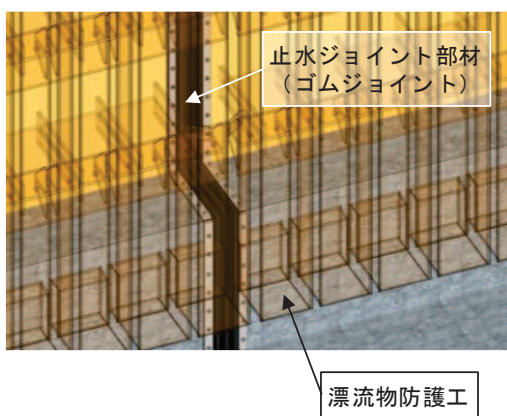
(全体)



(ゴムジョイント部材の設置イメージ)



(ウレタンシリコン目地の設置イメージ)

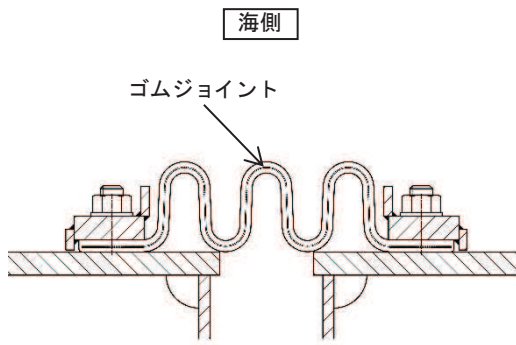


漂流物防護工よりも内側から見た図

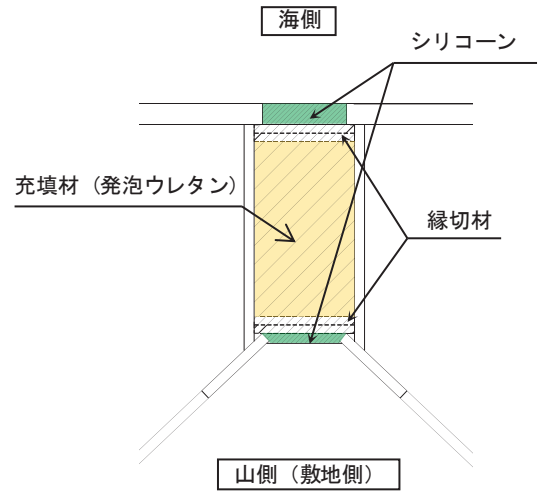
(ゴムジョイント部材の下部詳細)

図 6.1.6-3 止水ジョイント部材設置イメージ図





山側 (敷地側)  
(ゴムジョイント部材)



山側 (敷地側)  
(ウレタンシリコーン目地)

図 6.1.6-4 止水ジョイント部材詳細図

b. 評価方針

地震時に発生する構造物間の最大相対変位が、止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また、地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し、地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が、止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図 6.1.6-5 に示す。

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

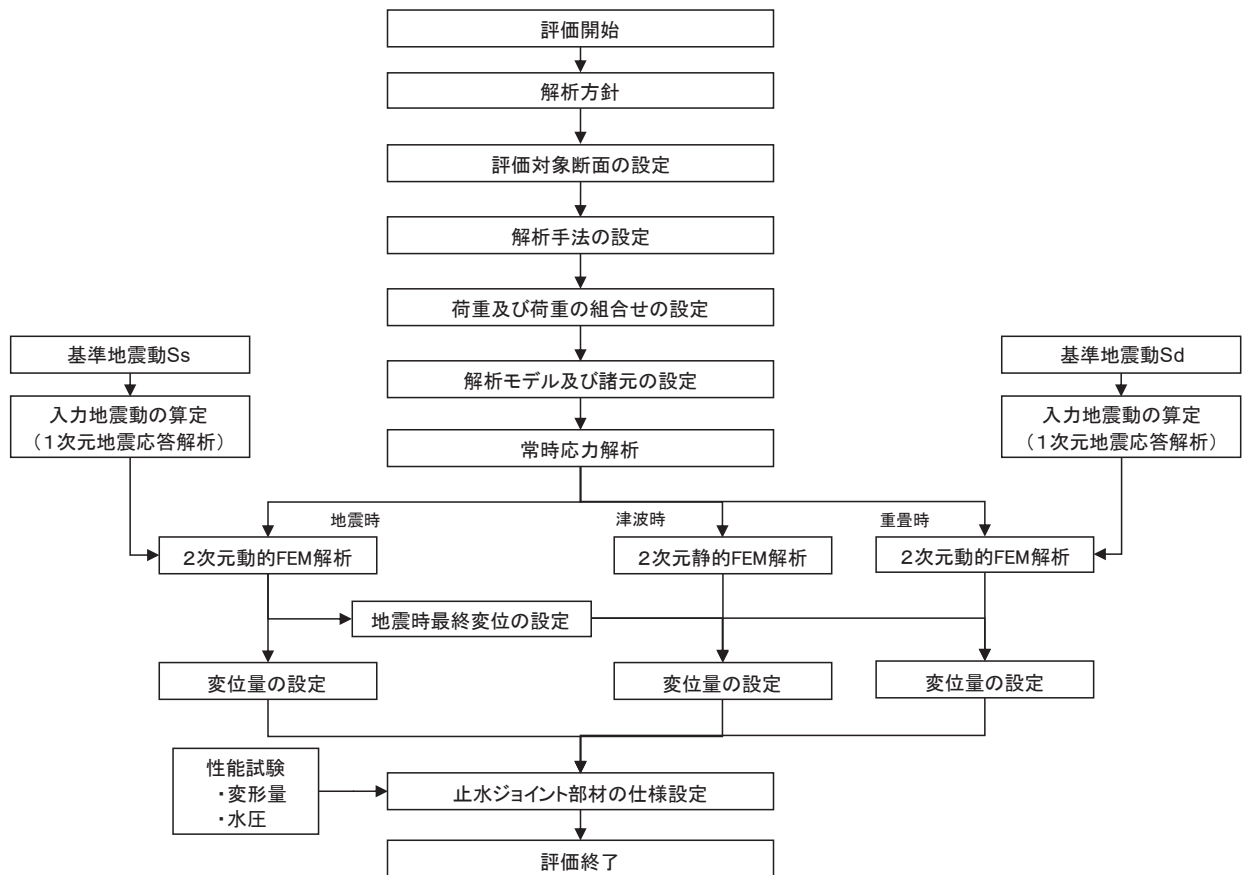


図 6.1.6-5 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー

c. 適用基準

表 6.1.6-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.1.6-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>• コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）</li> <li>• コンクリート標準示方書 〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定）</li> <li>• 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）</li> </ul>	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> <li>• コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討</li> </ul>
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2015</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析</li> </ul>

d. 相対変位算出における評価対象断面

止水ジョイント部材の防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）2方向の相対変位量を算出するため、軸直交方向及び軸方向のそれぞれの評価対象断面を選定した。

軸直交方向及び軸方向は図 6.1.6-6 に示すとおり定義する。

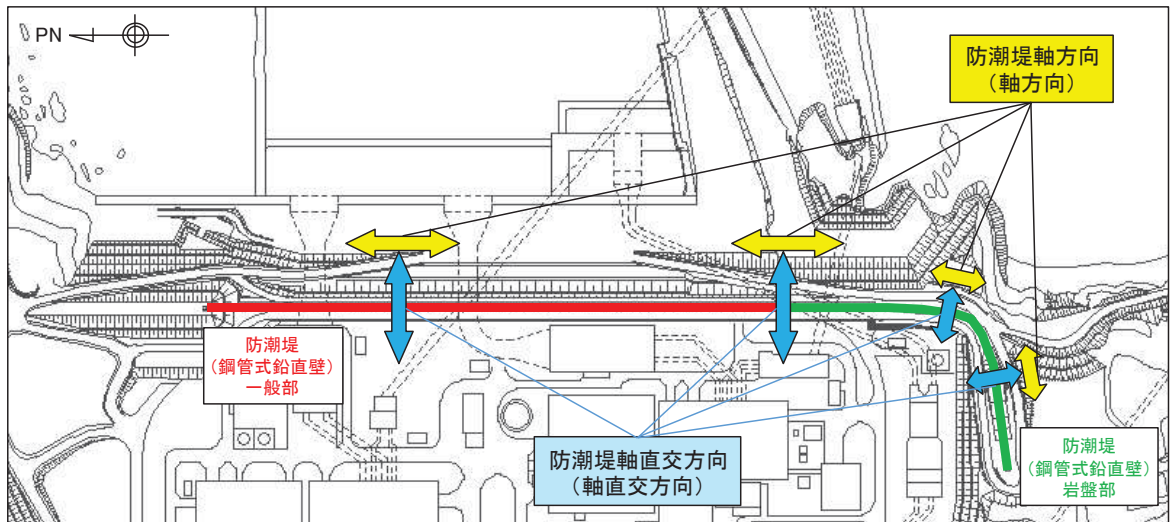


図 6.1.6-6 防潮堤軸直交方向及び防潮堤軸方向の定義

(a) 横断方向の相対変位算出における評価対象断面

横断方向の相対変位算出における評価対象断面は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を考慮し、表 6.1.6-2 に示す A～J 区間に区分した上で、それぞれの区間に対して断面①～断面⑦から選定する。これらの評価対象断面に対して、位相反転（20波）等を考慮した2次元動的有限要素法解析又は2次元静的有限要素法解析を実施し、最大となる相対変位を設定する。なお、評価対象断面が複数ある場合には、その中から最大となる相対変位を設定する。

評価対象断面の位置図を図 6.1.6-7 に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断図を図 6.1.6-8 に示す。

表 6.1.6-2 構造的特徴を考慮した評価対象断面

	構造的特徴（区間）	評価対象断面
一般部	構造境界部（A：突出長変化部）	断面①，断面②，断面③
	構造同一部（H：背面補強工内）	断面①，断面②，断面③
	構造境界部（B：背面補強工間）	断面①，断面②，断面③
岩盤部	構造境界部（C：一般部と岩盤部の境界）	断面①，断面②，断面③，断面⑤
	構造同一部（J：（背面補強工内）	断面⑤
	構造境界部（D：背面補強工間）	断面⑤
	構造境界部（E：背面補強工端部）	断面⑤，断面⑥
	構造同一部（I：突出長同一部）	断面⑥
	構造境界部（F：突出長変化部）	断面⑥
	構造境界部（G：RC壁との境界）	断面⑥，断面⑦

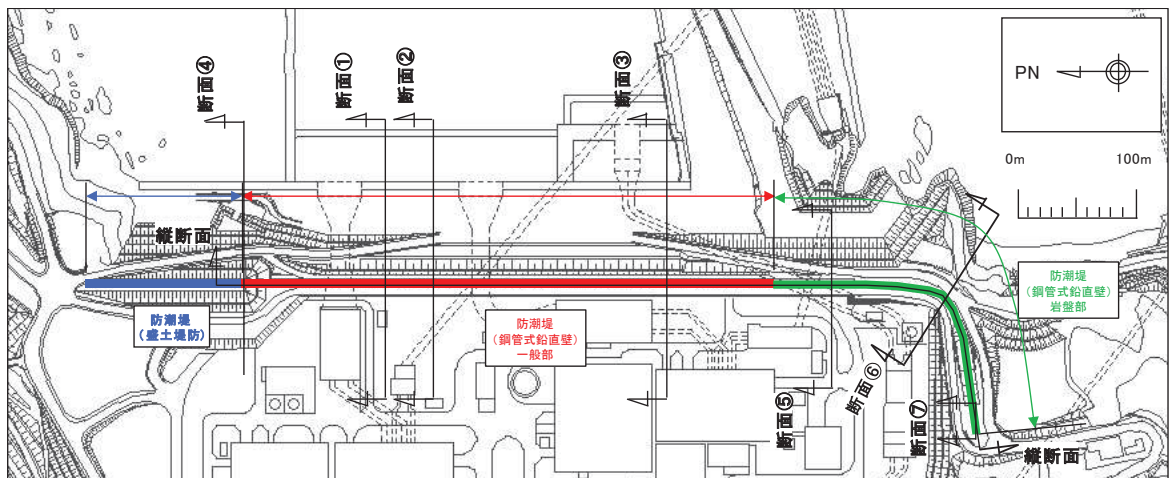
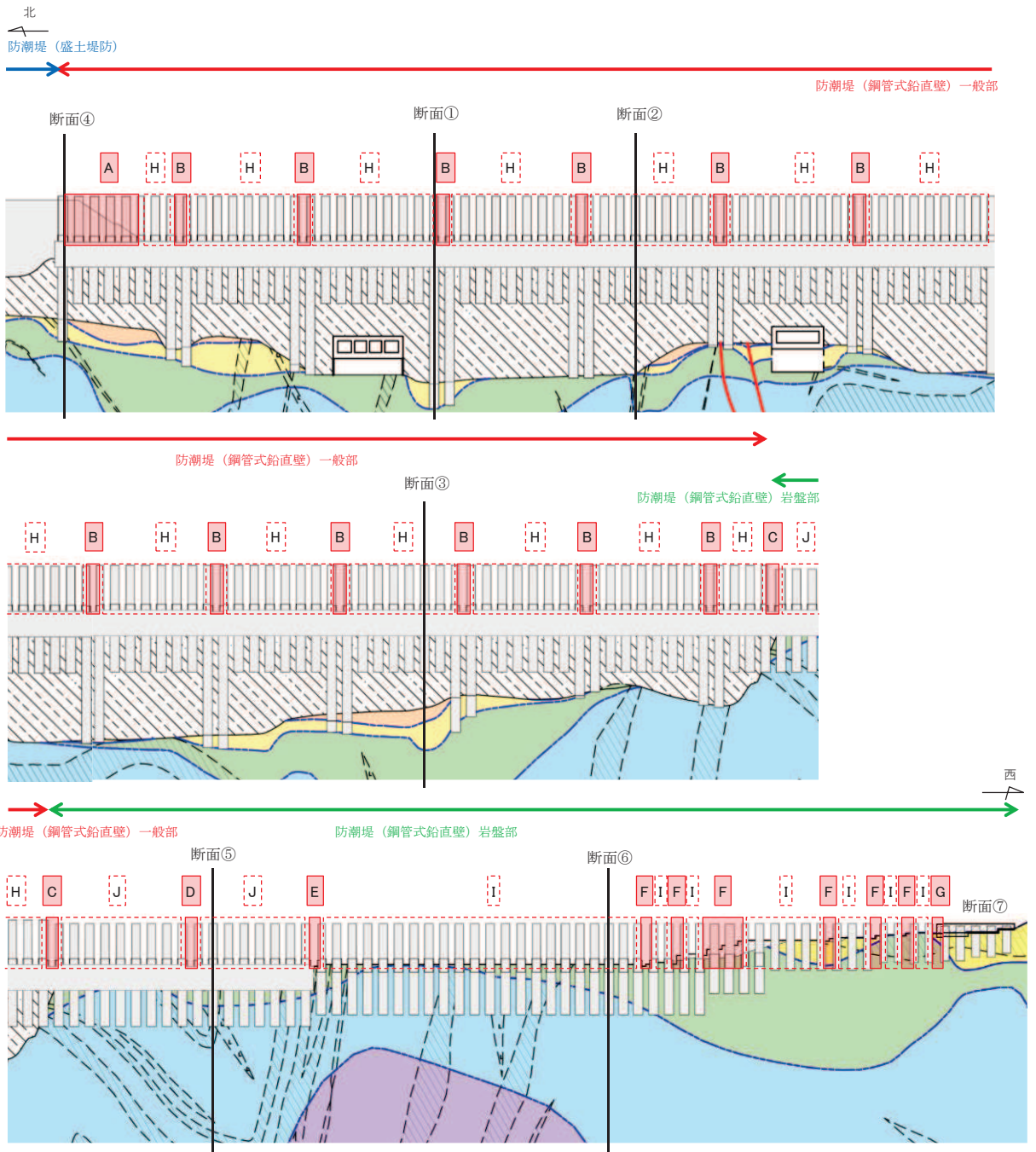
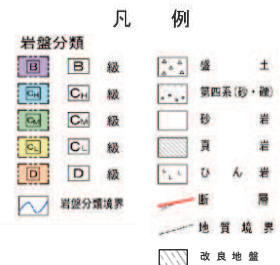


図 6.1.6-7 防潮堤（鋼管式鉛直壁） 評価対象断面位置図



記号（区間）		止水ジョイント部材
構造境界部	A（一般部のうち突出長変化部）	ゴムジョイント
	B（一般部のうち背面補強工間）	ゴムジョイント
	C（一般部と岩盤部の境界）	ゴムジョイント
	D（岩盤部のうち背面補強工間）	ゴムジョイント
	E（岩盤部のうち背面補強工端部）	ゴムジョイント
	F（岩盤部のうち突出長変化部）	ゴムジョイント
	G（岩盤部のうちRC壁との境界）	ゴムジョイント
構造同一部	H（一般部のうち背面補強工内）	ウレタンシリコーン目地
	I（岩盤部のうち突出長同一部）	ウレタンシリコーン目地
	J（岩盤部のうち背面補強工内）	ウレタンシリコーン目地



\* : 鋼管杭下方の[C<sub>1</sub>]級岩盤部はMMRにより置換。

図 6. 1. 6-8 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断図

(b) 縦断方向の相対変位算出における評価対象断面

縦断方向の相対変位算出における評価対象断面は、横断方向と同様に A～J 区間に対して断面⑧～断面⑨から選定する。これらの評価対象断面に対して、位相反転（20波）等を考慮した2次元動的有限要素法解析を実施し、最大となる相対変位を設定する。なお、評価対象断面が複数ある場合には、その中から最大となる相対変位を設定する。

A～J 区間と評価対象断面の組合せを表 6.1.6-3 に、評価対象断面の位置図を図 6.1.6-9 に示す。

表 6.1.6-3 縦断方向における各区間と評価対象断面の組合せ

構造的特徴		評価対象断面
一般部	構造境界部（A：突出長変化部）	断面⑧
	構造同一部（H：背面補強工内）	断面⑧，断面⑨
	構造境界部（B：背面補強工間）	断面⑧，断面⑨
岩盤部	構造境界部（C：一般部と岩盤部の境界）	断面⑨
	構造同一部（J：(背面補強工内)	断面⑨
	構造境界部（D：背面補強工間）	断面⑨
	構造境界部（E：背面補強工端部）	断面⑨
	構造同一部（I：突出長同一部）	断面⑨
	構造境界部（F：突出長変化部）	—*
	構造境界部（G：RC壁との境界）	—*

注記 \*：構造境界部のF区間とG区間は、評価対象断面がないため、保守的に横断方向で評価する相対変位を縦断方向に適用して評価を行う。





e. 相対変位の算出方法

(a) 横断方向の相対変位の算出方法

イ. 地震時の相対変位の算出方法

地震時の構造物間の相対変位は、2次元動的有限要素法解析及び質点系モデルによる時刻歴応答解析により算出する。防潮堤（鋼管式鉛直壁）は地盤の物性が一律で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、表 6.1.6-2 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、保守的に以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。地震時の横断方向の相対変位算出フローを図 6.1.6-10 に示す。

構造同一部については、各評価断面に対して基準地震動  $S_s$ （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。相対変位が最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ 、平均値-1 $\sigma$ ）を実施し、基本ケースとの時刻歴相対変位から最大相対変位を求め、設計用の相対変位として使用する。構造同一部の相対変位の概念図を図 6.1.6-11 に示す。

構造境界部については、各評価断面に対して基準地震動  $S_s$ （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。相対変位が最大となる地震動を用いて、地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ 、平均値-1 $\sigma$ ）を実施し、基本ケースを含めた最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に位相が逆になったことを考慮して、その最大相対変位を2倍したものを使用する。構造境界部の相対変位の概念図を図 6.1.6-12 に示す。

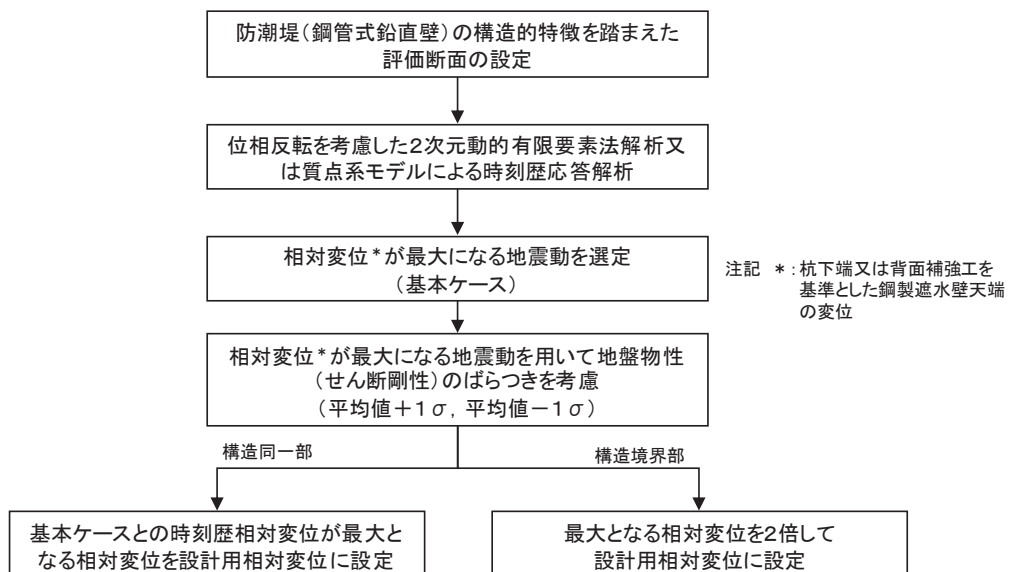


図 6.1.6-10 地震時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2)\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_x'(T_2)$  : 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

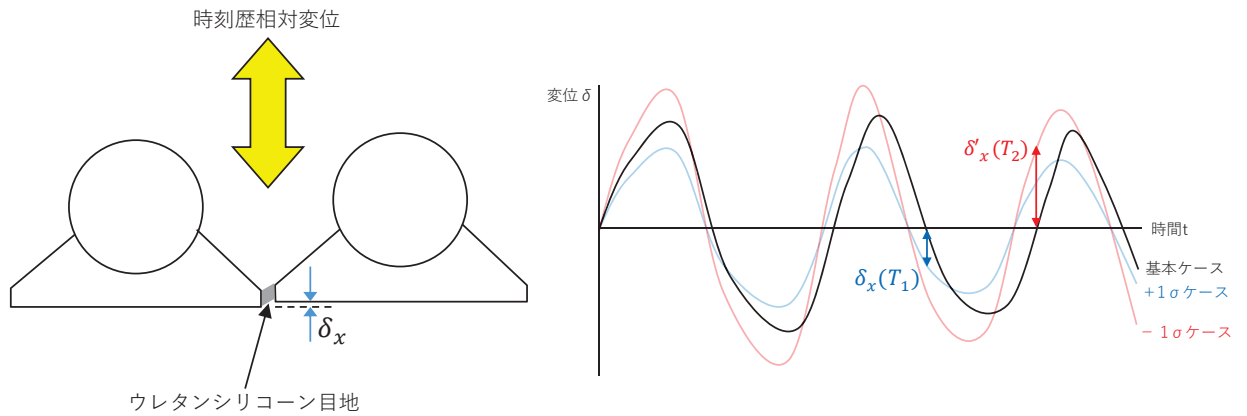


図 6.1.6-11 地震時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = 2 \times \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースの最大相対変位

$\delta_x'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

$\delta_x''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

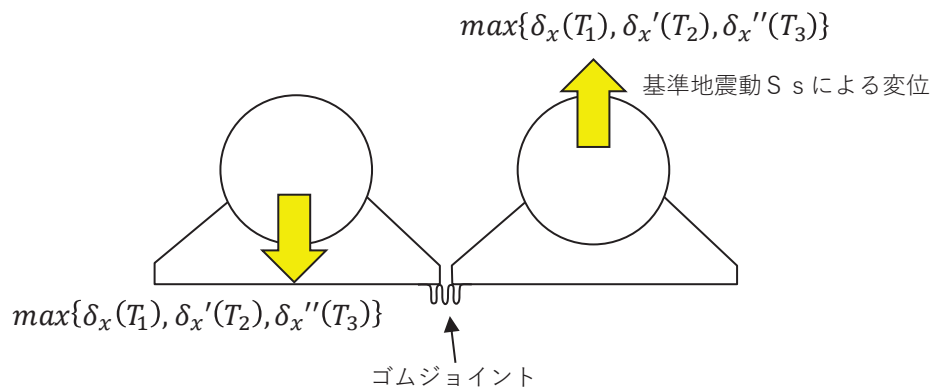


図 6.1.6-12 地震時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

ロ. 津波時の相対変位の算出方法

津波時の構造物間の相対変位は、2次元静的有限要素法解析により算出する。防潮堤に作用する遡上津波荷重は一方向に一様に作用することから、地盤の物性が一樣で同じ土層構成が続いている場合、津波時の構造物の変形量は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。ただし、津波時には衝突荷重も考慮する必要がある、衝突荷重は漂流物防護工及び鋼製遮水壁の水平リブを介して1本の杭に作用するため、衝突荷重が作用しない隣の杭の鋼製遮水壁との間に衝突荷重による変形量分の相対変位が生じることとなる。そこで、表 6.1.6-2 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。津波時の横断方向の相対変位算出フローを図 6.1.6-13 に示す。

上記に基づき、構造同一部については、衝突荷重により生じる杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位に、地震時における最終変位（以下「残留変位」という。）を加えた変位を設計用の相対変位として使用する。構造同一部の相対変位の概念図を図 6.1.6-14 に示す。

構造境界部についても衝突荷重により生じる相対変位を考慮することとするが、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に遡上津波荷重と衝突荷重により生じる杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位を考慮し、残留変位を2倍したものを加えた変位を設計用の相対変位として使用する。構造境界部の相対変位の概念図を図 6.1.6-15 に示す。

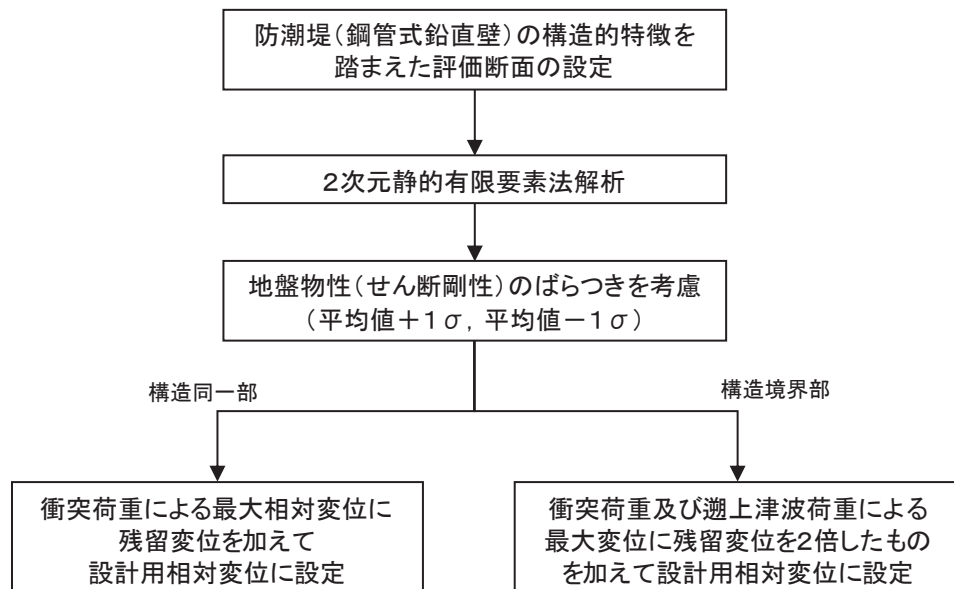


図 6.1.6-13 津波時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

$\delta_x'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

$\delta_x''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

$\delta_{finx}$  : 残留変位

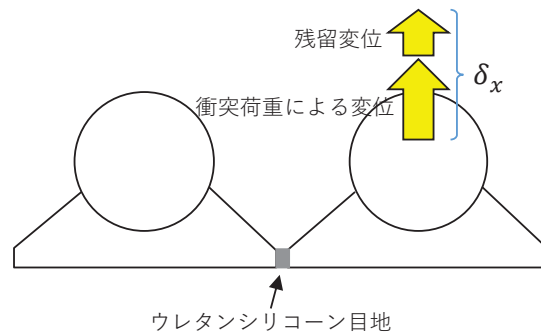


図 6.1.6-14 津波時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + 2 \times \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

$\delta_x'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

$\delta_x''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

$\delta_{finx}$  : 残留変位

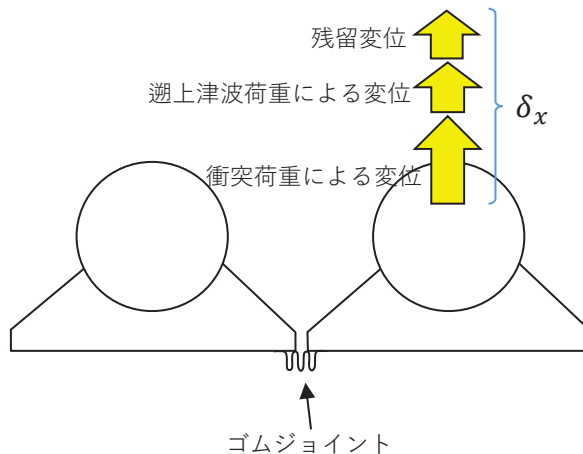


図 6.1.6-15 津波時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

## ハ. 重畳時の相対変位の算出方法

重畳時の構造物間の相対変位は、2次元動的有限要素法解析により算出する。重畳時に作用する荷重のうち遡上津波荷重は一方向に一様に作用することから、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、重畳時の構造物の変形量は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、表 6.1.6-2 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、保守的に以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。重畳時の横断方向の相対変位算出フローを図 6.1.6-16 に示す。

構造同一部については、各評価断面に対して弾性設計用地震動 S d - D 2（1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1σ, 平均値 - 1σ）を実施し、基本ケースとの時刻歴相対変位から最大相対変位を求め、残留変位を加えた変位を設計用の相対変位として使用する。重畳時の横断方向の相対変位の概念図を図 6.1.6-17 に示す。

構造境界部については、各評価断面に対して弾性設計用地震動 S d - D 2（1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。最大となる地震動を用いて、地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1σ, 平均値 - 1σ）を実施し、基本ケースも含めた最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に遡上津波荷重による変位も考慮した相対変位に残留変位を加えた変位を設計用相対変位として設定する。重畳時の横断方向の相対変位の概念図を図 6.1.6-18 に示す。

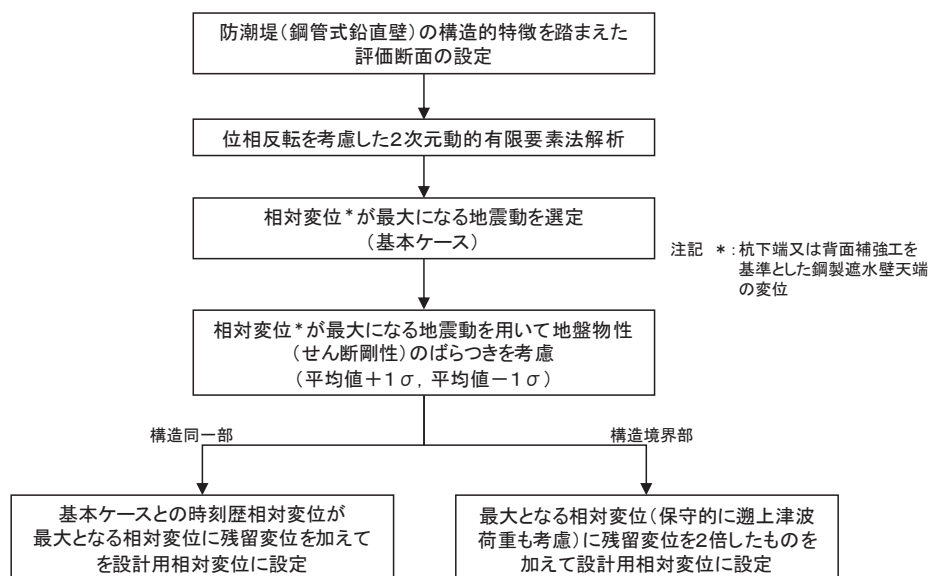


図 6.1.6-16 重畳時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2)\} + \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_x'(T_2)$  : 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{finx}$  : 残留変位

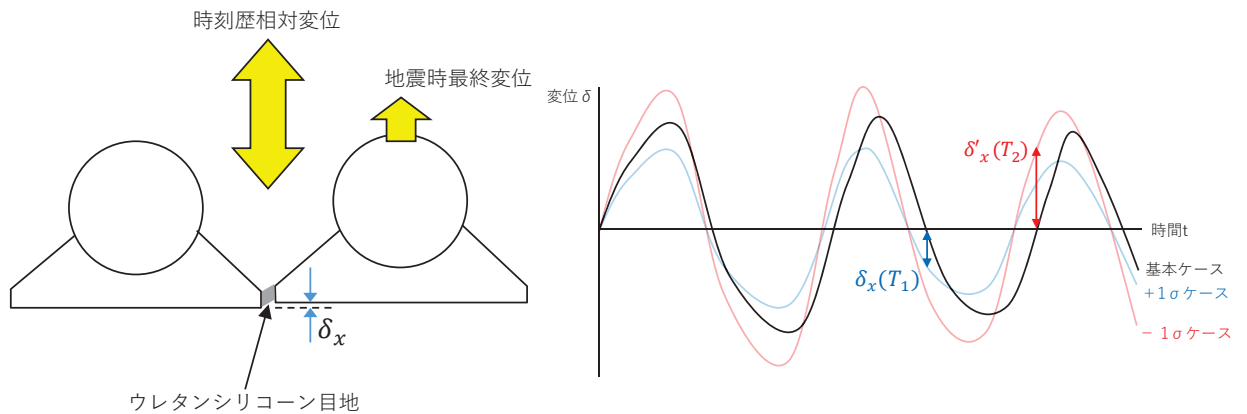


図 6.1.6-17 重畳時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + 2 \times \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースの最大相対変位

$\delta_x'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

$\delta_x''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

$\delta_{finx}$  : 残留変位

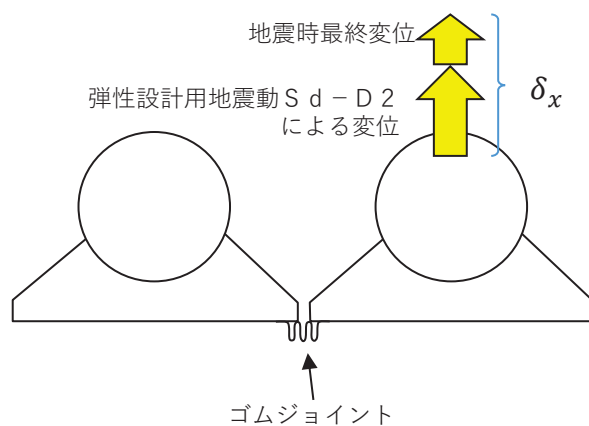


図 6.1.6-18 重畳時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

(b) 縦断方向の相対変位の算出方法

地震時、津波時及び重畳時に作用する主たる荷重は、地震荷重（余震荷重を含む）、遡上津波荷重及び衝突荷重であり、このうち遡上津波荷重及び衝突荷重については横断方向に作用する荷重であるため、縦断方向の相対変位は地震荷重のみにより生じる。また、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、地震荷重が作用する地震時のみを評価し、保守的に地震時で算出される相対変位を津波時及び重畳時に考慮する。

縦断方向の地震時の相対変位については、表 6.1.6-3 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を考慮し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部と防潮堤（盛土堤防）の境界部周辺及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部と岩盤部の境界部周辺の2つの縦断面を対象に2次元動的有限要素法解析により算出する。

この2つの縦断面に対して、基準地震動  $S_s$ （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最大になる地震動を選定する。時刻歴相対変位が最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ 、平均値-1 $\sigma$ ）を実施し、基本ケースを含めて最大となる時刻歴相対変位を設計用の相対変位として使用する。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部のRC壁の境界及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の突出長変化部については、解析範囲外であることから、保守的に横断方向で設定する相対変位を使用する。

地震時の縦断方向の相対変位算出フローを図 6.1.6-19 に、相対変位の概念図を図 6.1.6-20 に示す。

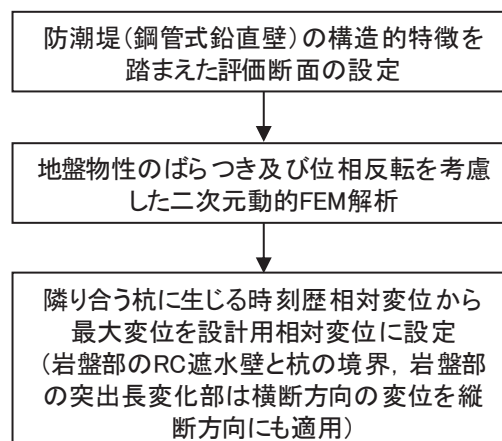


図 6.1.6-19 地震時の縦断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の縦断方向の設計用の相対変位 $\delta_{uy}$  :

$$\delta_{uy} = \max\{\delta_{uy}(T_1), \delta_{uy}'(T_2), \delta_{uy}''(T_3)\}$$

$\delta_{uy}(T_1)$  : 基本ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{uy}'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{uy}''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

構造境界部の縦断方向の設計用の相対変位 $\delta_{gy}$  :

$$\delta_{gy} = \max\{\delta_{gy}(T_1), \delta_{gy}'(T_2), \delta_{gy}''(T_3)\}$$

$\delta_{gy}(T_1)$  : 基本ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{gy}'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{gy}''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

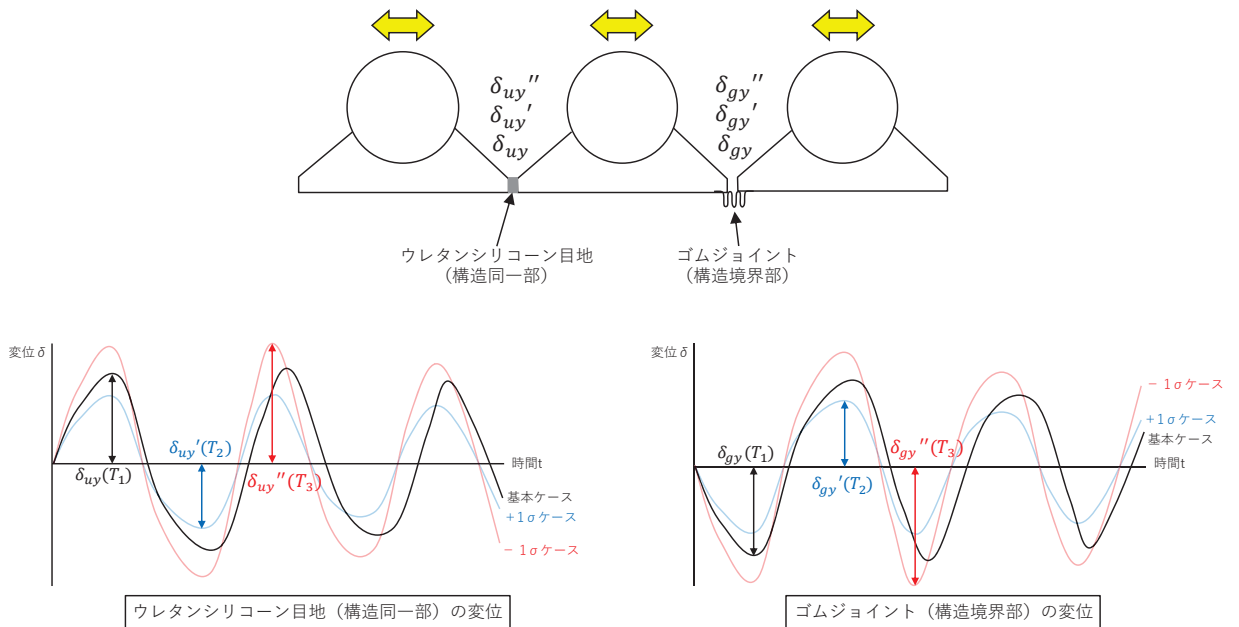


図 6. 1. 6-20 地震時の縦断方向の相対変位の概念図



(3) 解析方法

a. 横断方向

(a) 評価対象断面

図6.1.6-7に評価対象断面の位置図，図6.1.6-21に評価対象断面の断面図を示す。  
 なお，各断面に記載している地下水位は地震時の設計用地下水位である。

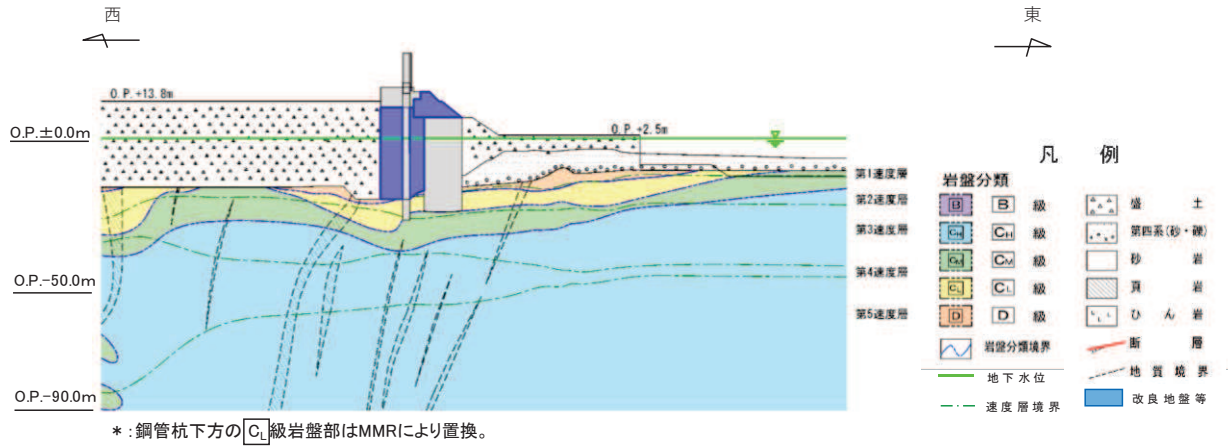


図 6.1.6-21(1) 評価対象断面 (断面①)

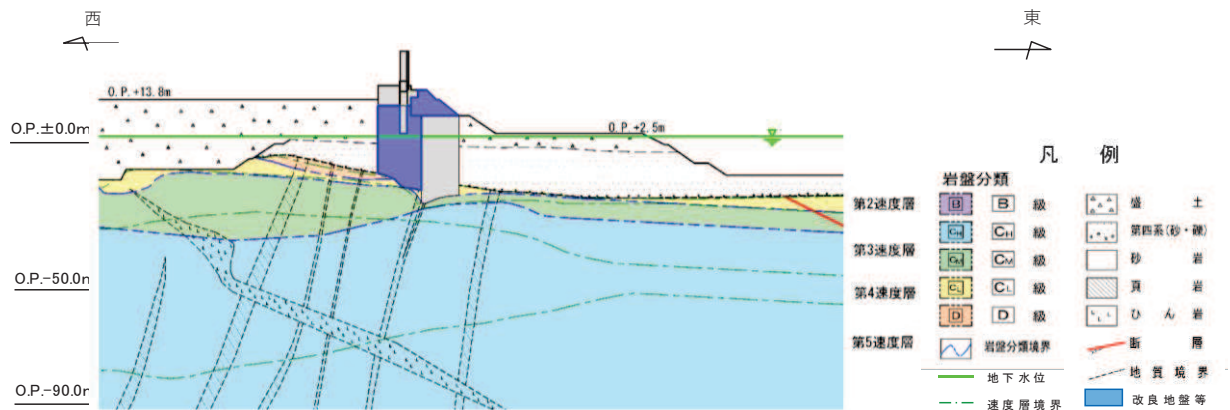


図 6.1.6-21(2) 評価対象断面 (断面②)

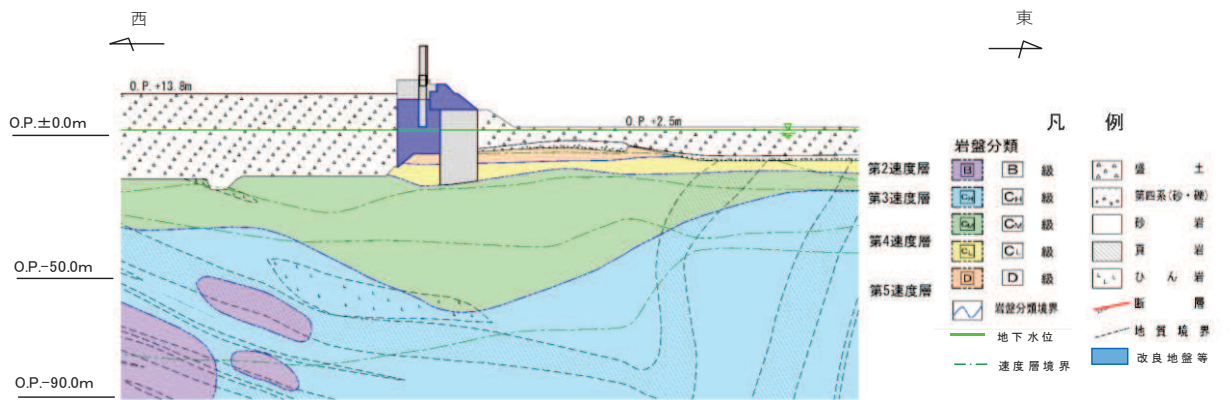


図 6.1.6-21(3) 評価対象断面 (断面③)

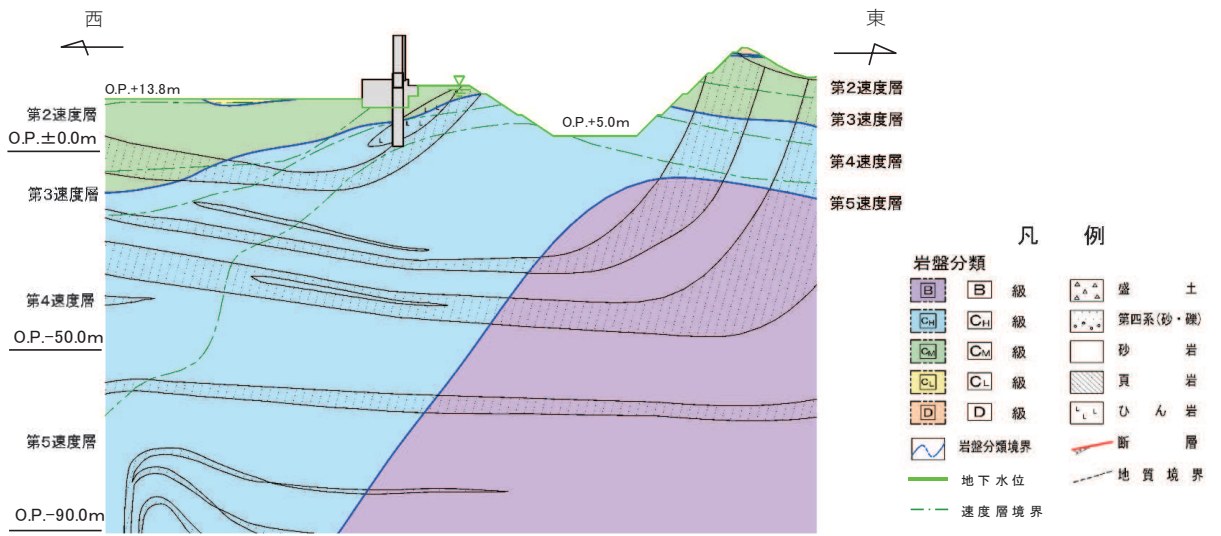


図 6.1.6-21(4) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

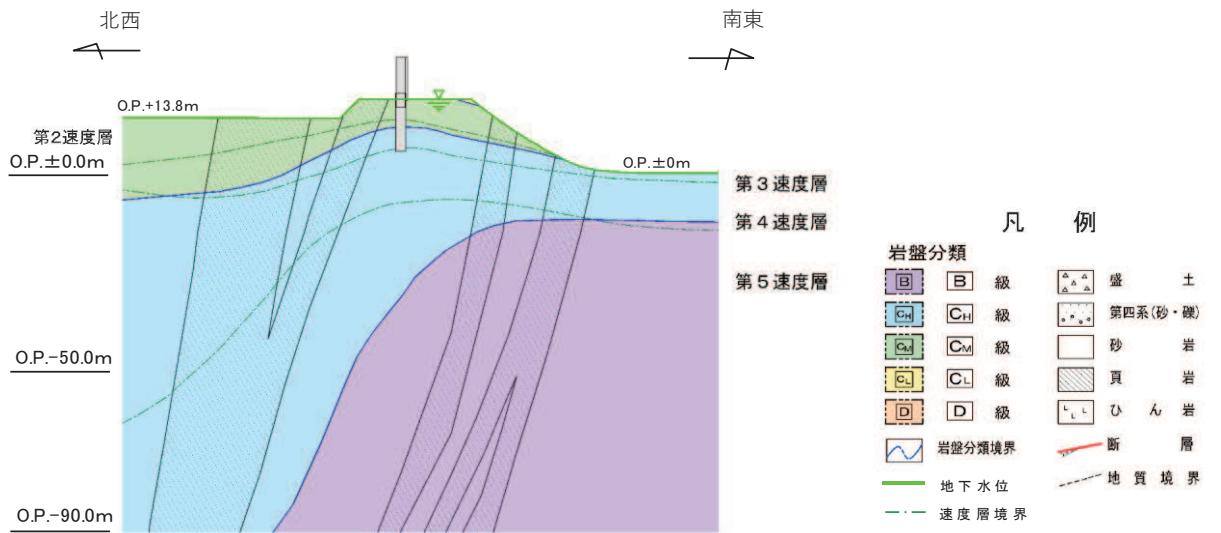


図 6.1.6-21(5) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)

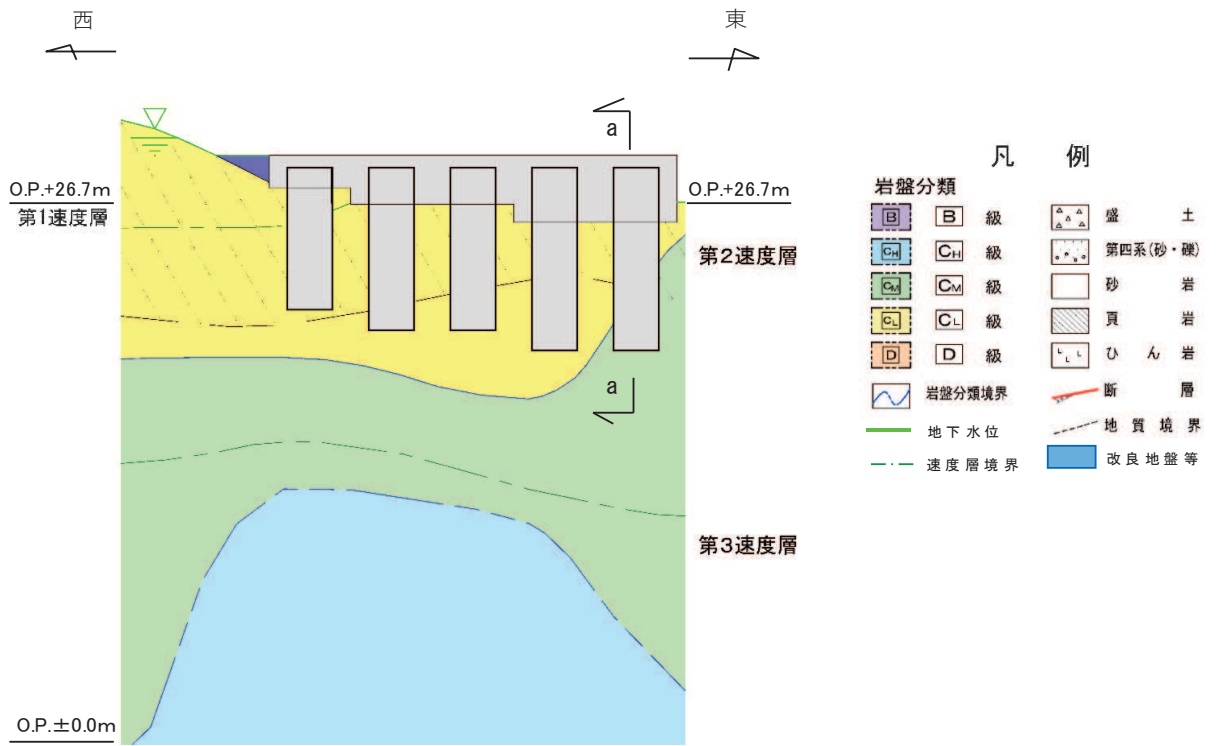


図 6.1.6-21(6) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦)

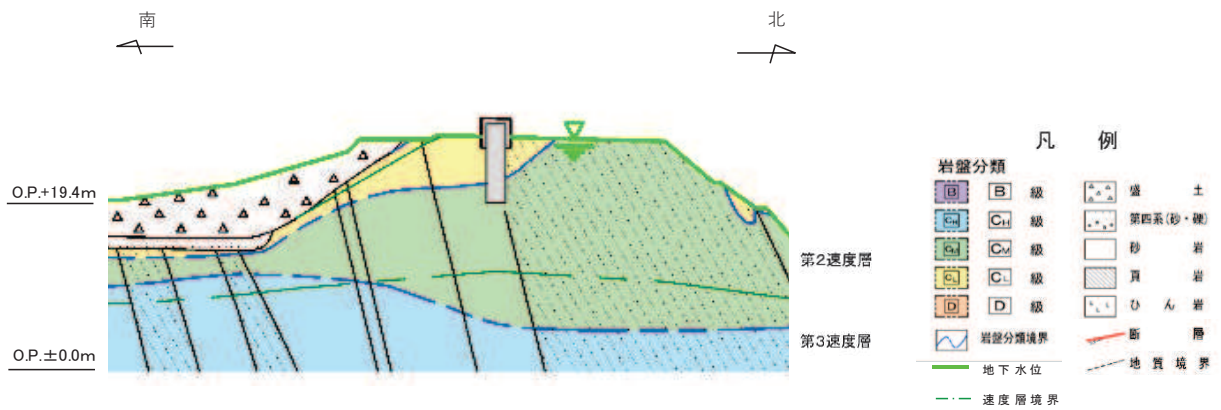


図 6.1.6-21(7) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦, a-a 断面)

(b) 解析方法

地震時の解析方法は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施し、津波時及び重畳時の解析方法は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度耐震計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施する。

(c) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重及び荷重の組合せは、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとし、津波時及び重畳時の荷重及び荷重の組合せは、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとする。

なお、「(2)e.(a)横断方向の相対変位の算出方法」で示したとおり、防潮堤に作用する遡上津波荷重は一方向に一樣に作用することから、津波時及び重畳時の構造物の変形量は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。この状況は海水密度の変化に寄らないため、海水に浮遊砂が混入した場合の変位への影響はない。

(d) 入力地震動

地震時の入力地震動は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とし、津波時及び重畳時の入力地震動は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とする。

(e) 解析モデル及び諸元

地震時の解析モデル及び諸元は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とし、津波時及び重畳時の解析モデル及び諸元は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とする。

地震時、津波時及び重畳時の解析モデルを図 6.1.6-22～図 6.1.6-27 に示す。また、図 6.1.6-28～図 6.1.6-31 にジョイント要素配置図を示す。

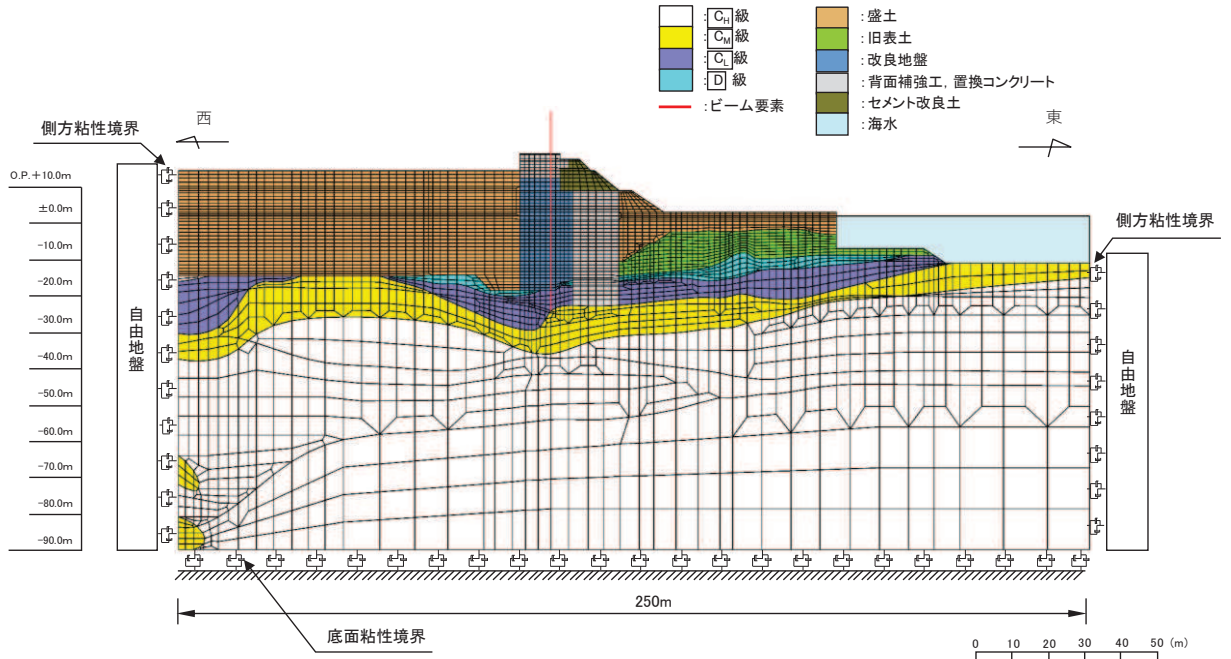


図 6.1.6-22(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，地震時）

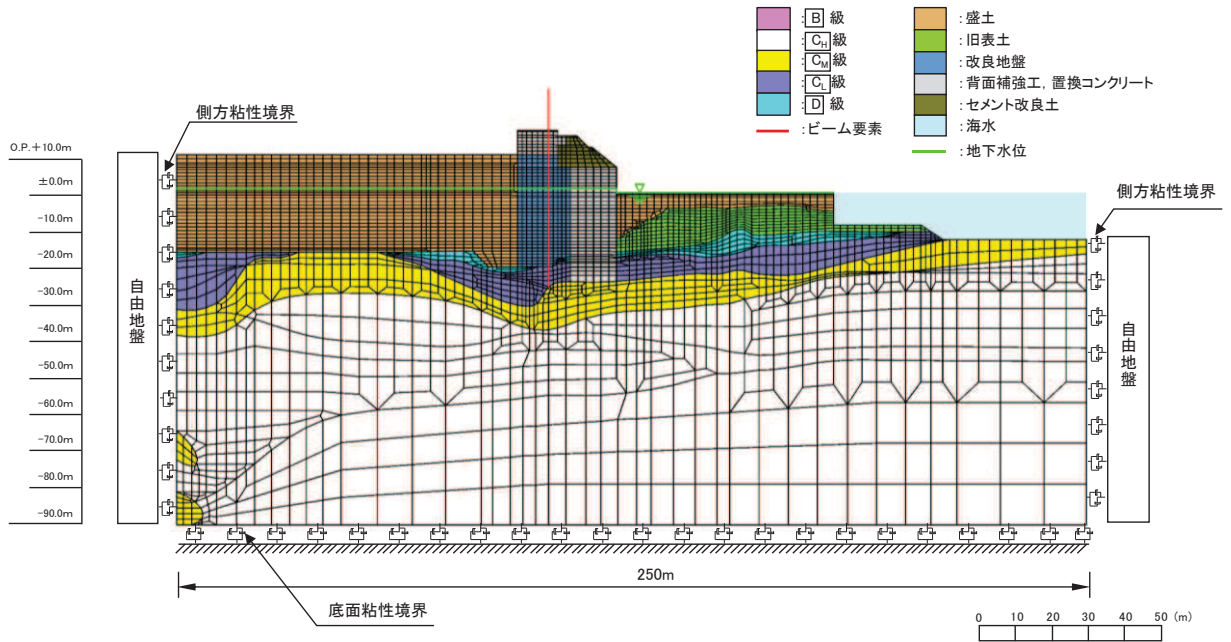


図 6.1.6-22(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，津波時）

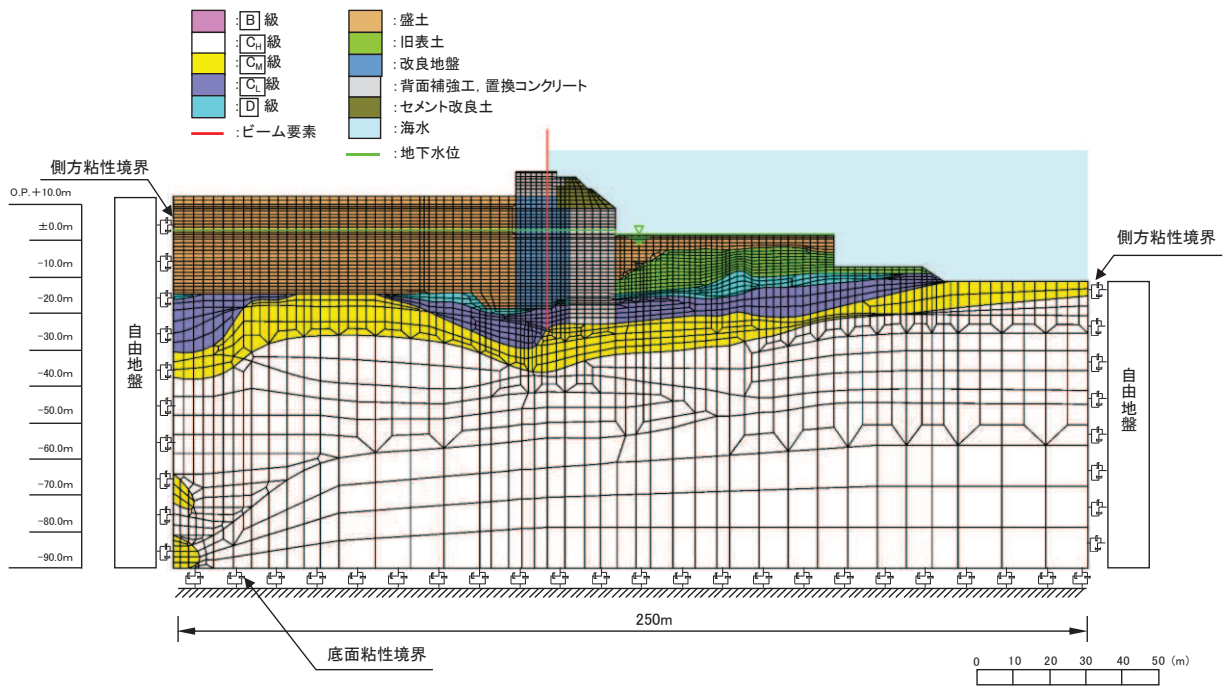


図 6.1.6-22(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，重畳時）

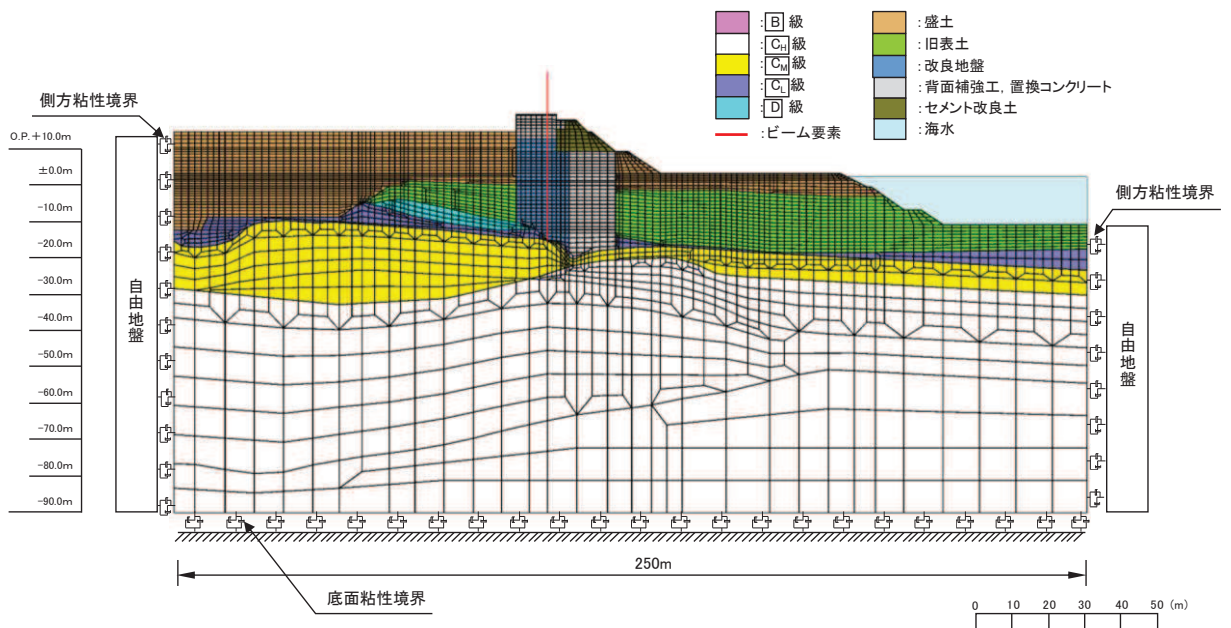


図 6.1.6-23(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，地震時）

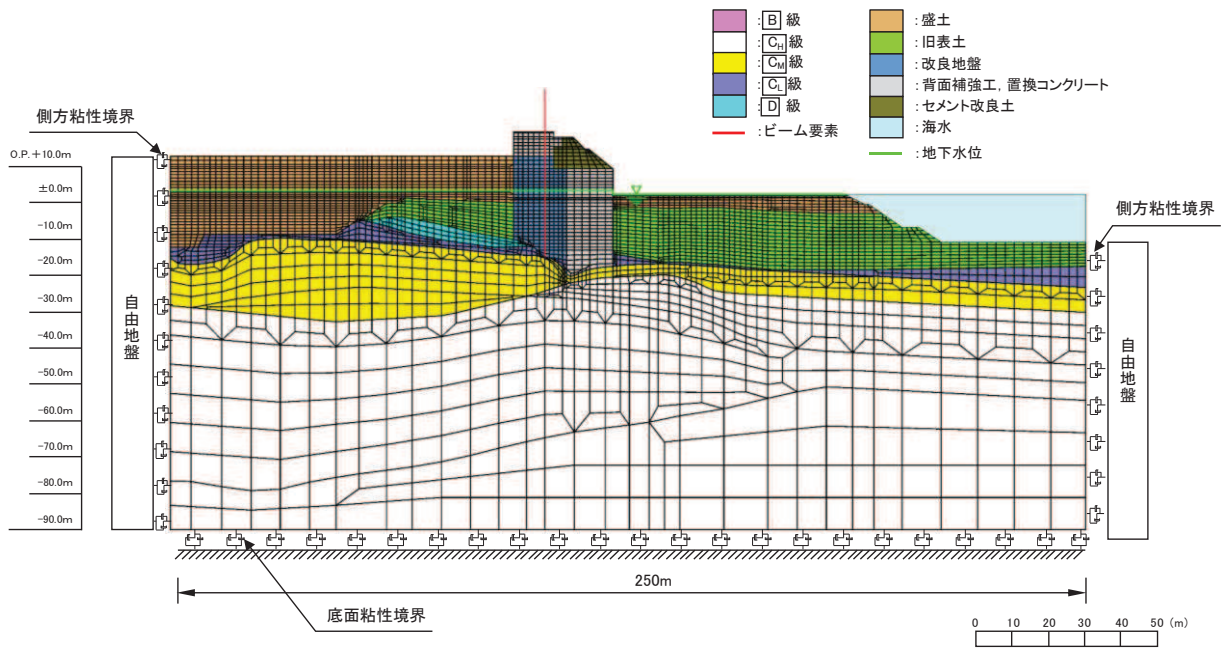


図 6.1.6-23(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，津波時）

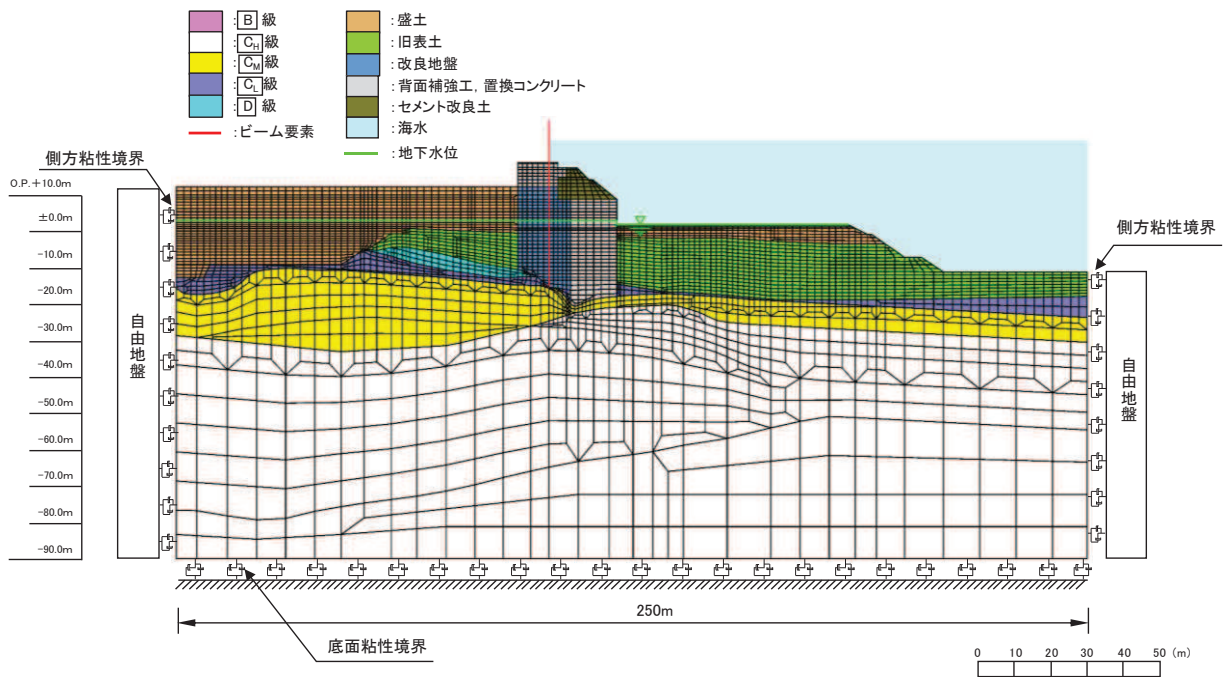


図 6.1.6-23(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，重畳時）

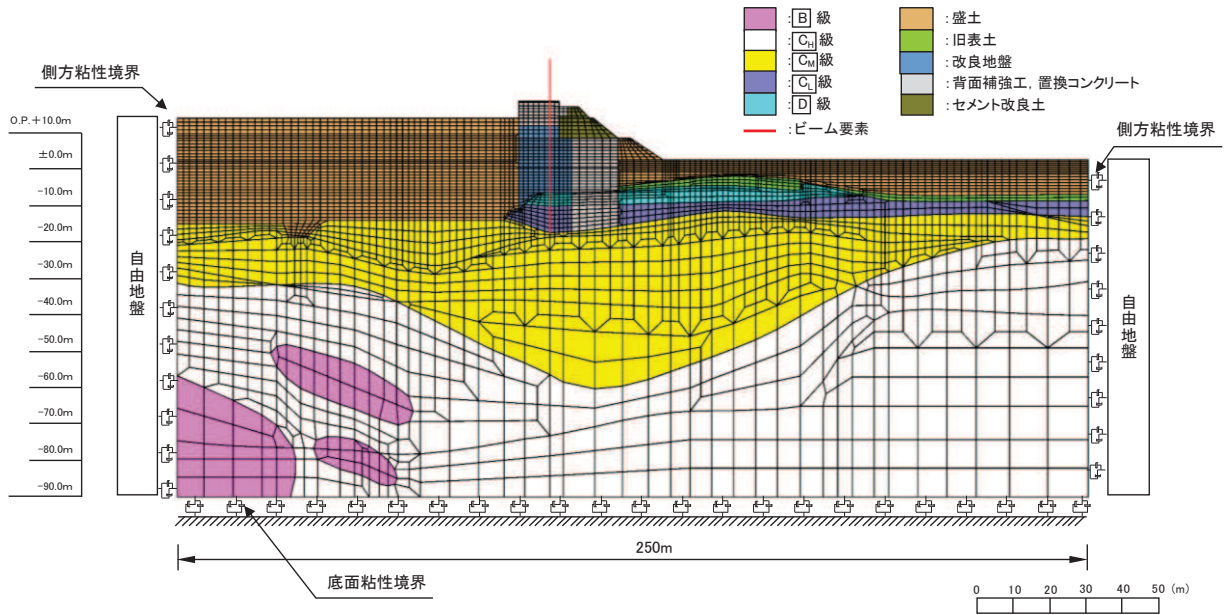


図 6.1.6-24(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，地震時）

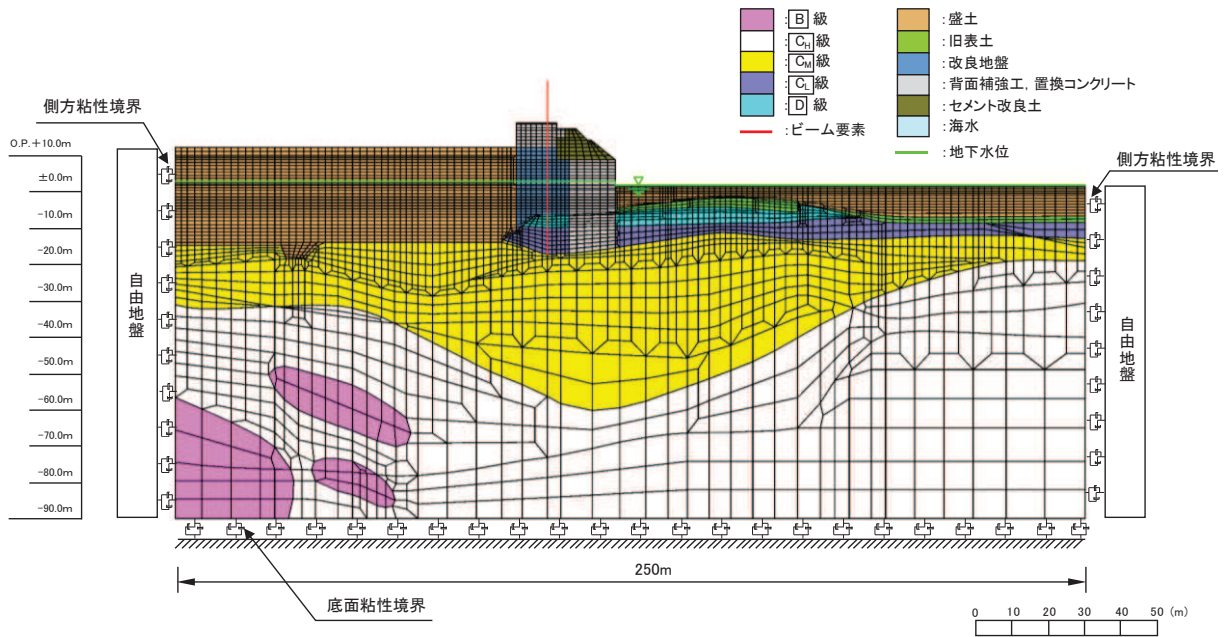


図 6.1.6-24(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，津波時）



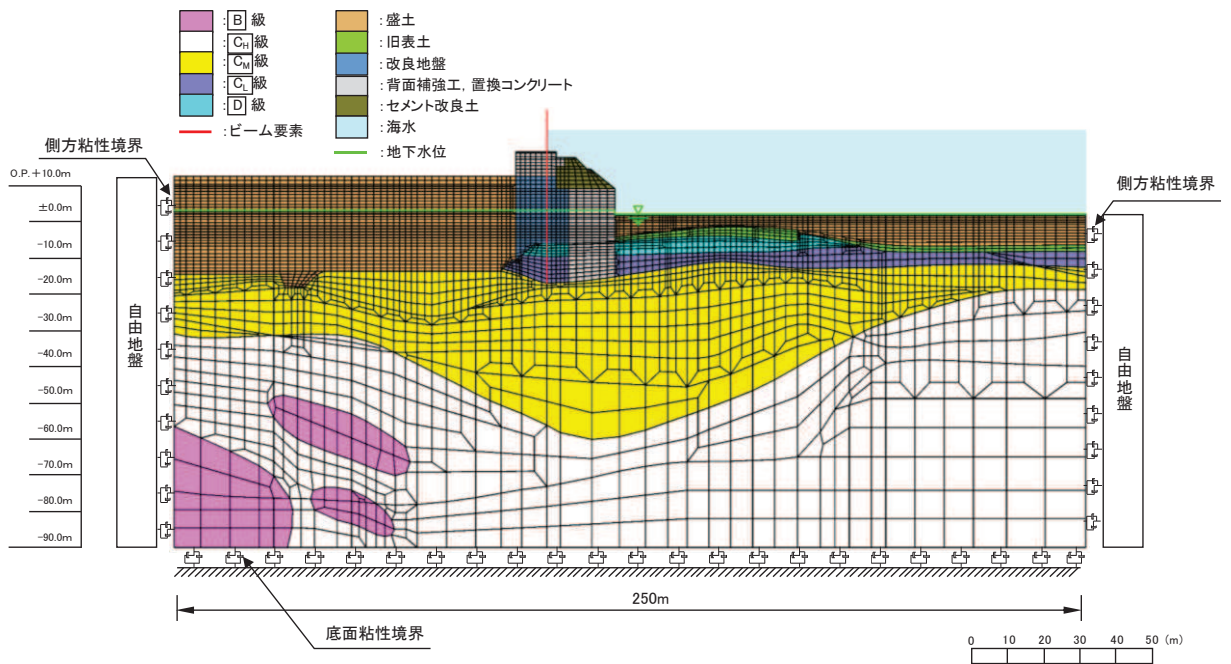


図 6.1.6-24(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，重畳時）

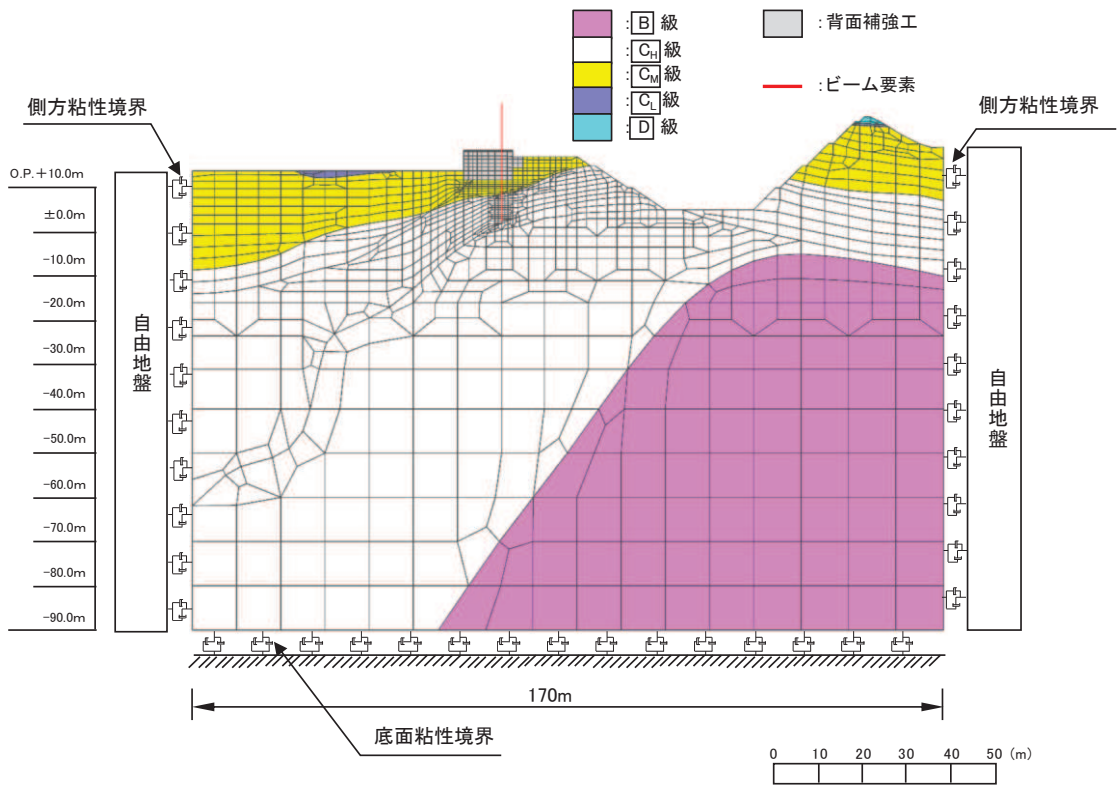


図 6.1.6-25(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，地震時）

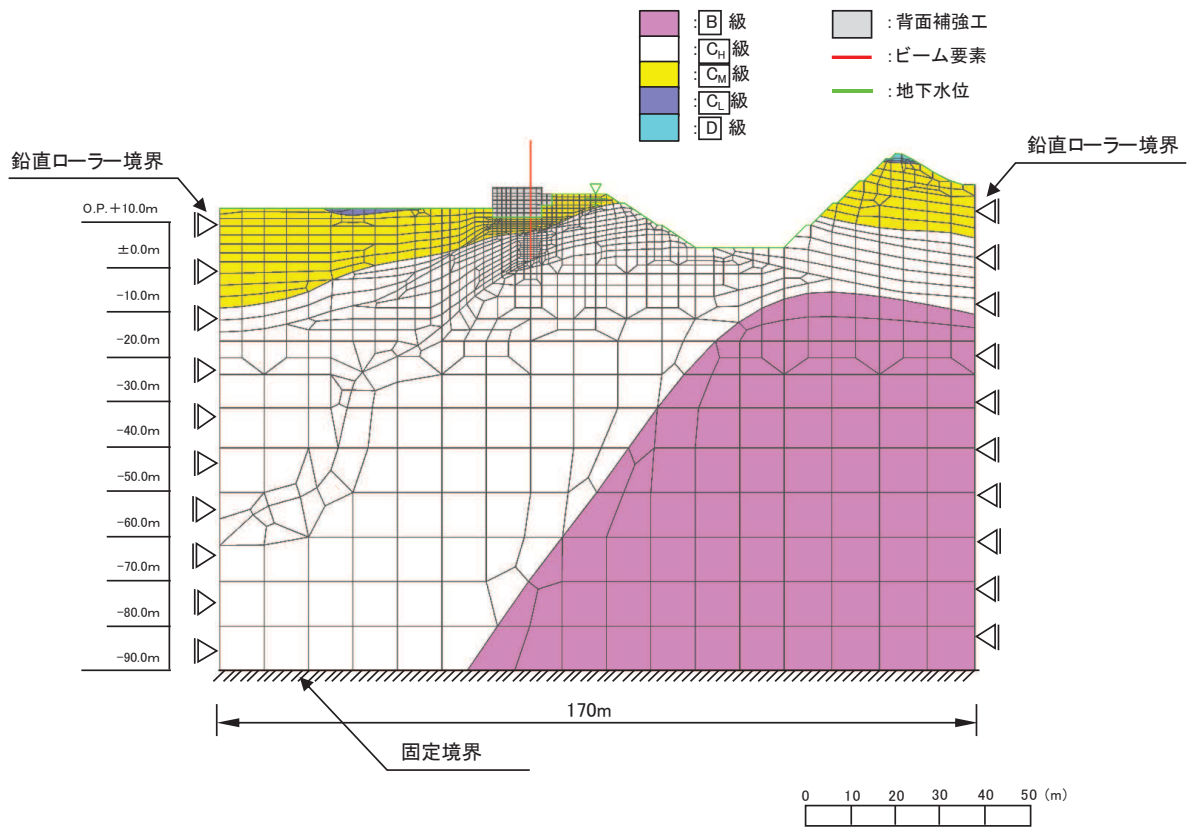


図 6.1.6-25(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，津波時）

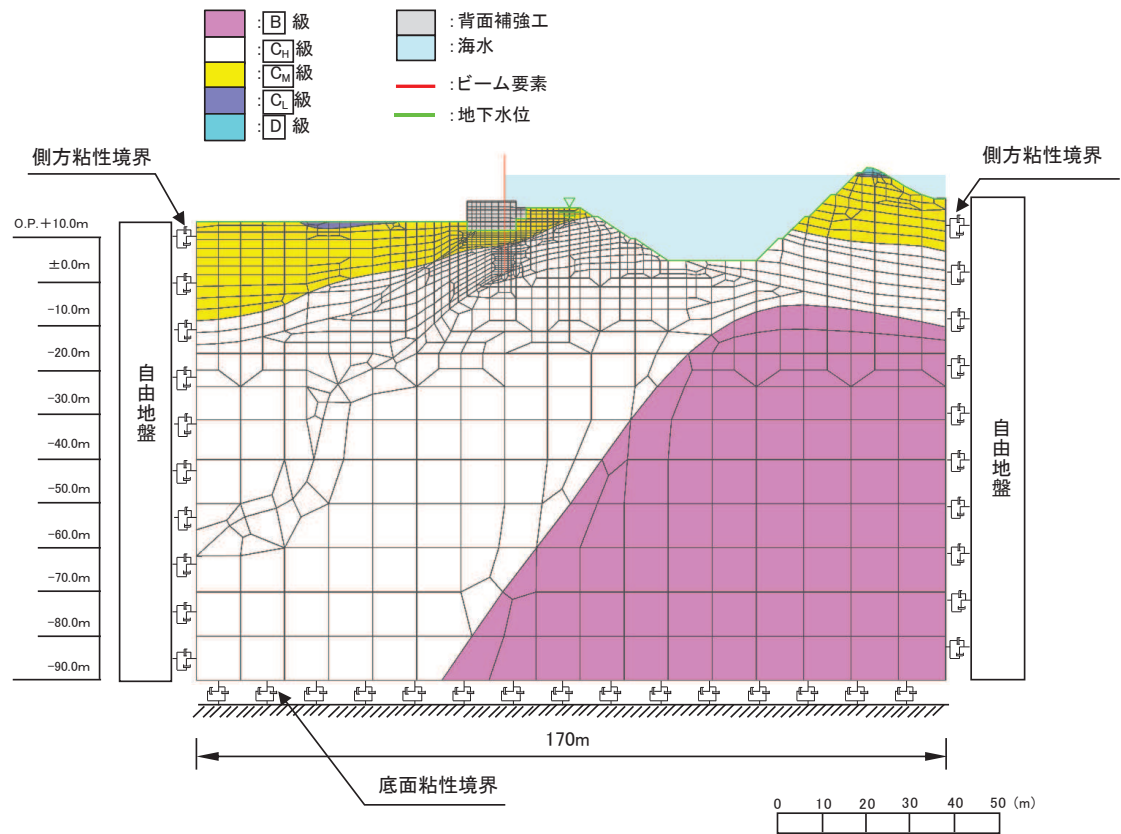


図 6.1.6-25(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，重畳時）

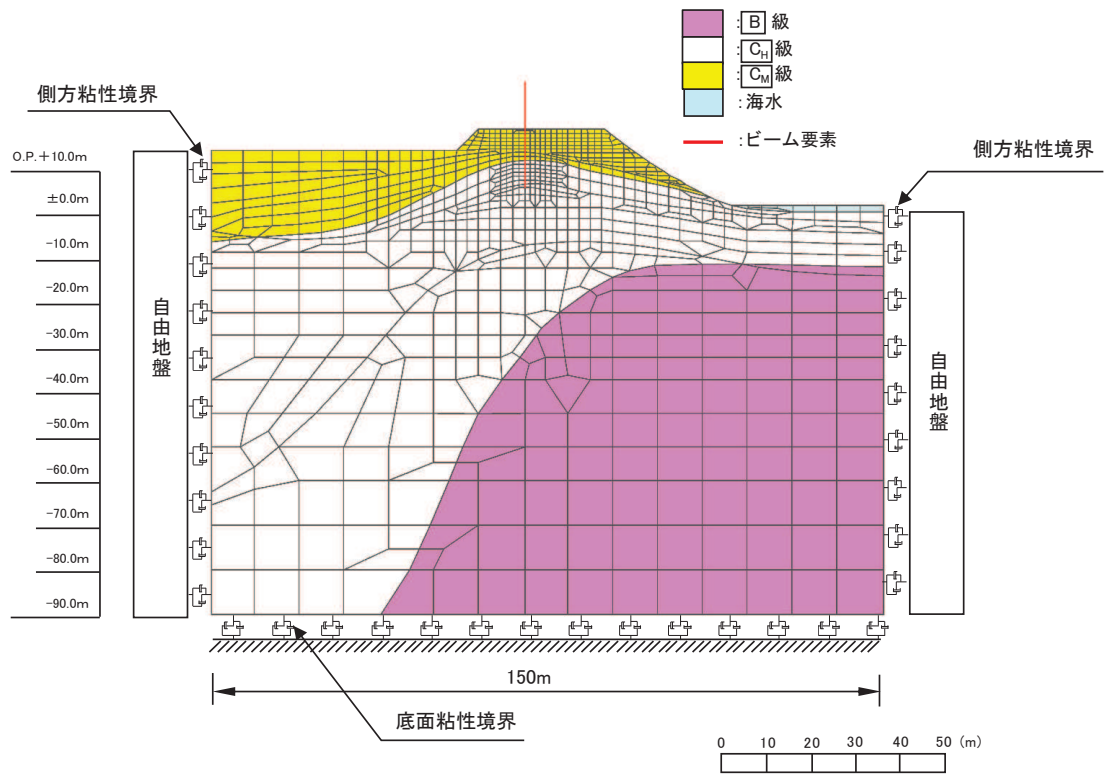


図 6. 1. 6-26(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，地震時）

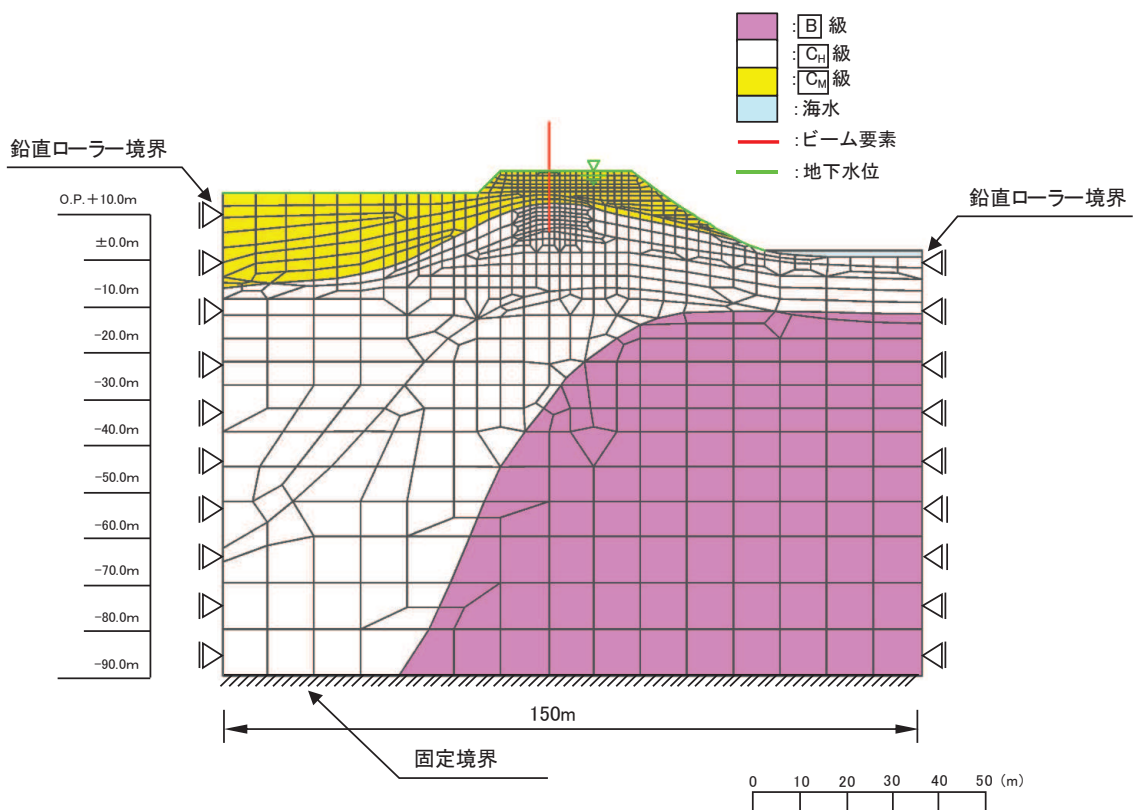


図 6. 1. 6-26(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，津波時）

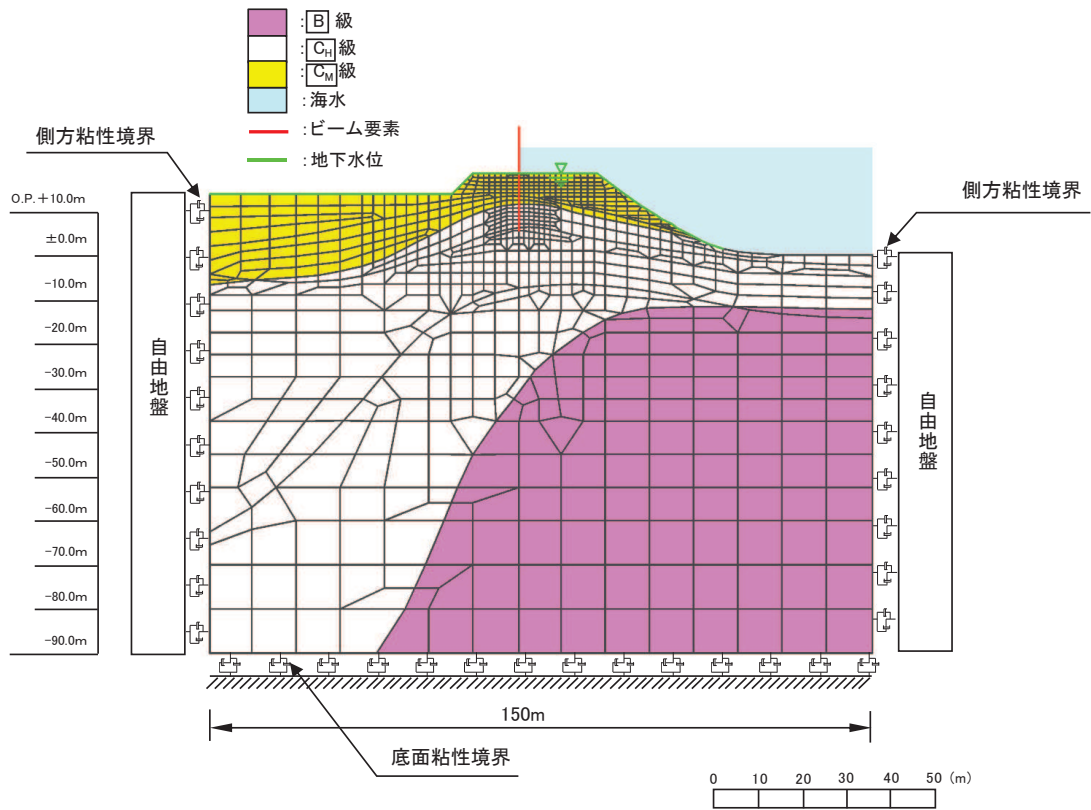


図 6.1.6-26(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，重畳時）

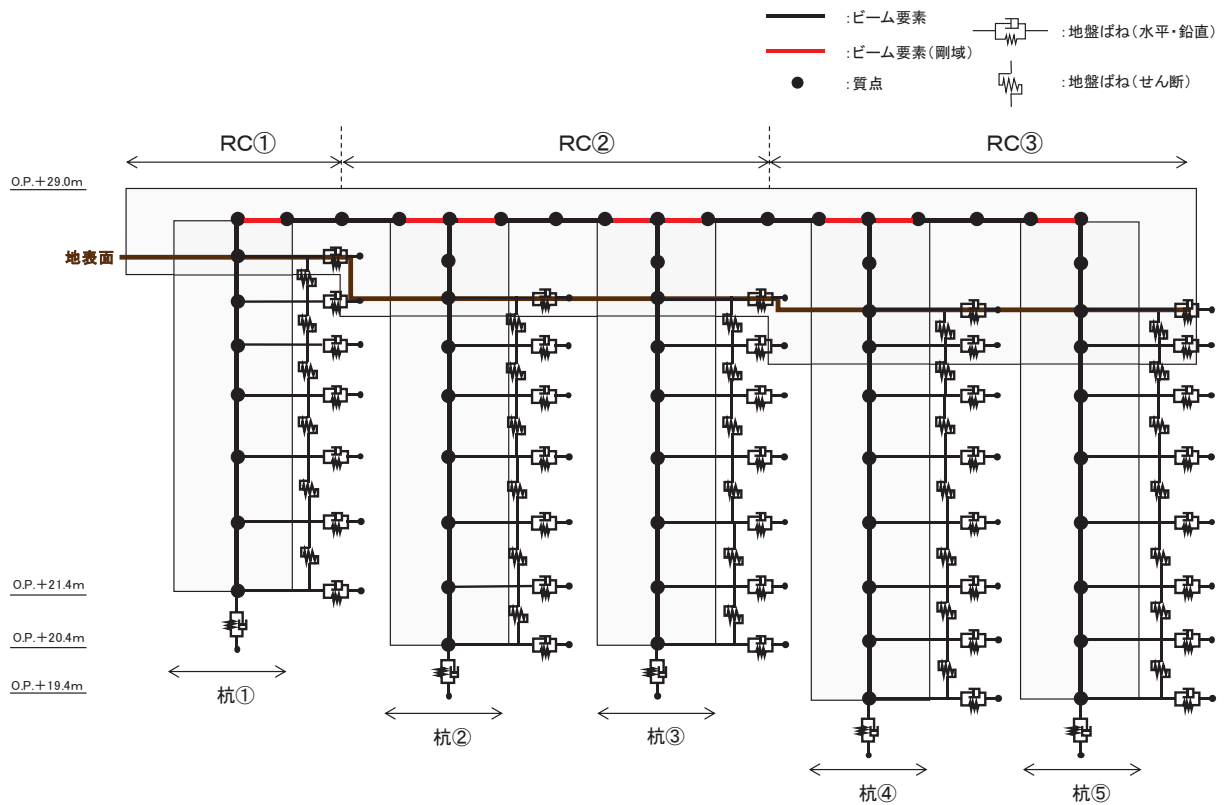


図 6.1.6-27(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑦，地震時）

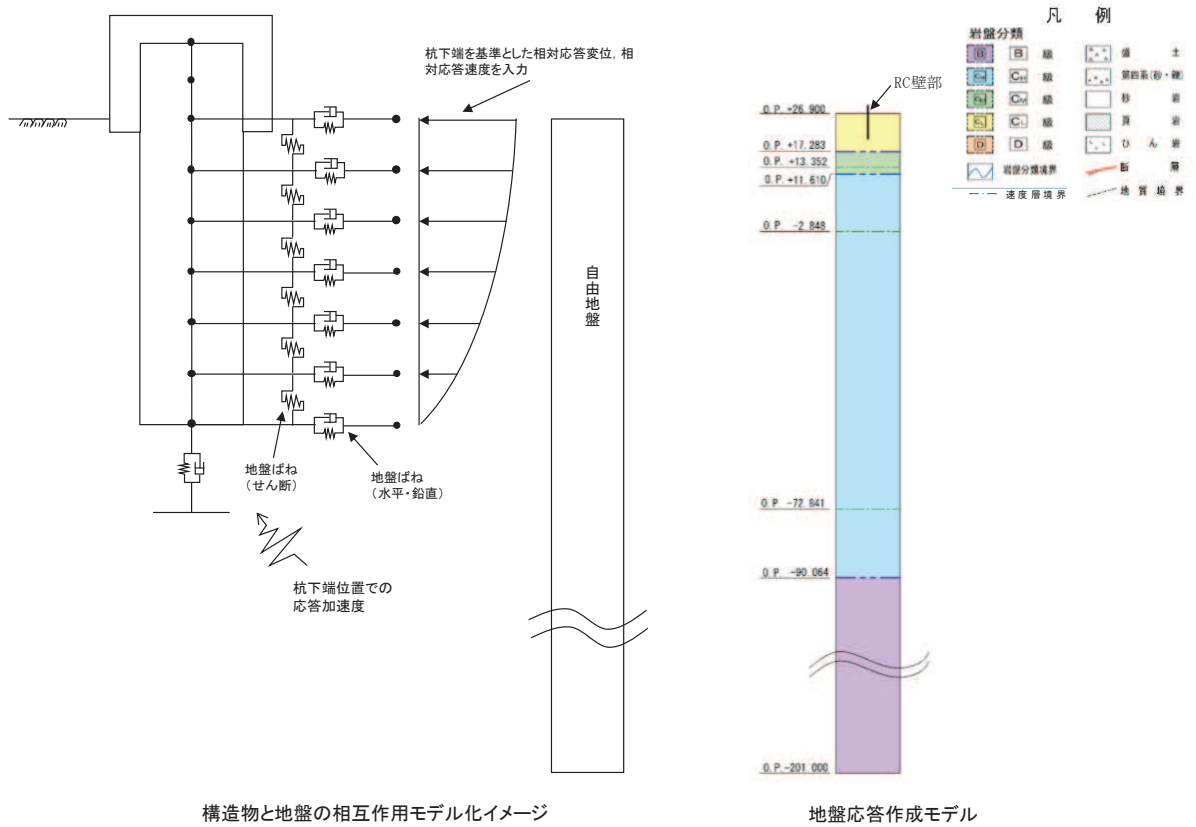


図 6. 1. 6-27(2) 岩盤部のうち RC 壁部の地盤ばねのモデル化イメージ及び地盤応答作成モデル  
(断面⑦, 地震時)

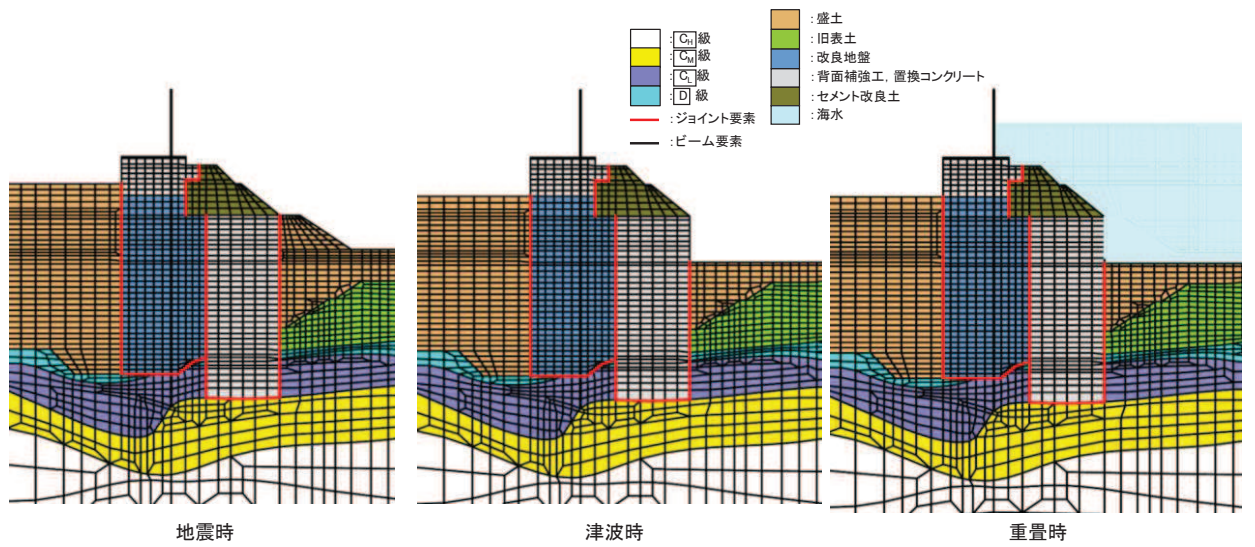


図 6.1.6-28 断面①におけるジョイント要素の配置図

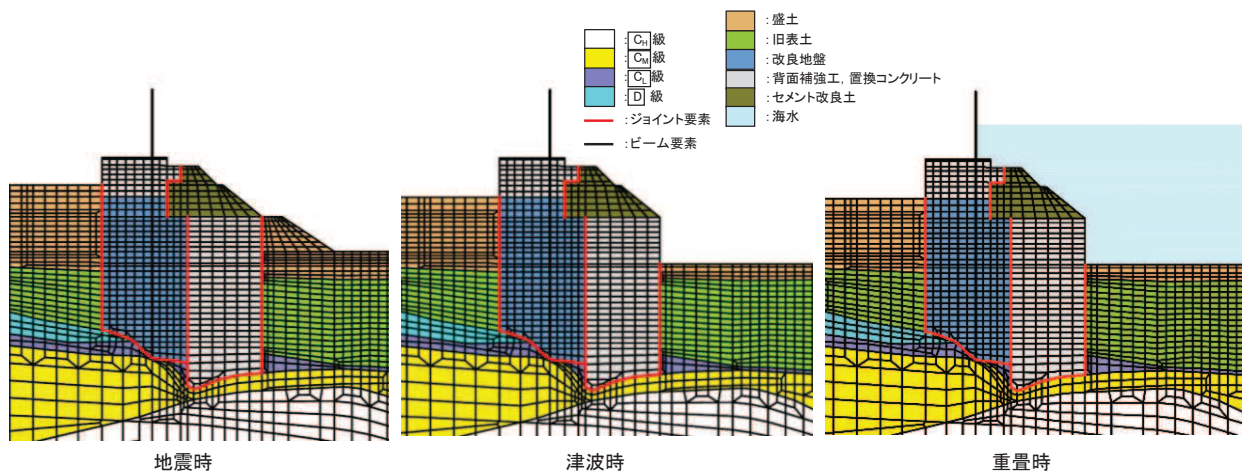


図 6.1.6-29 断面②におけるジョイント要素の配置図

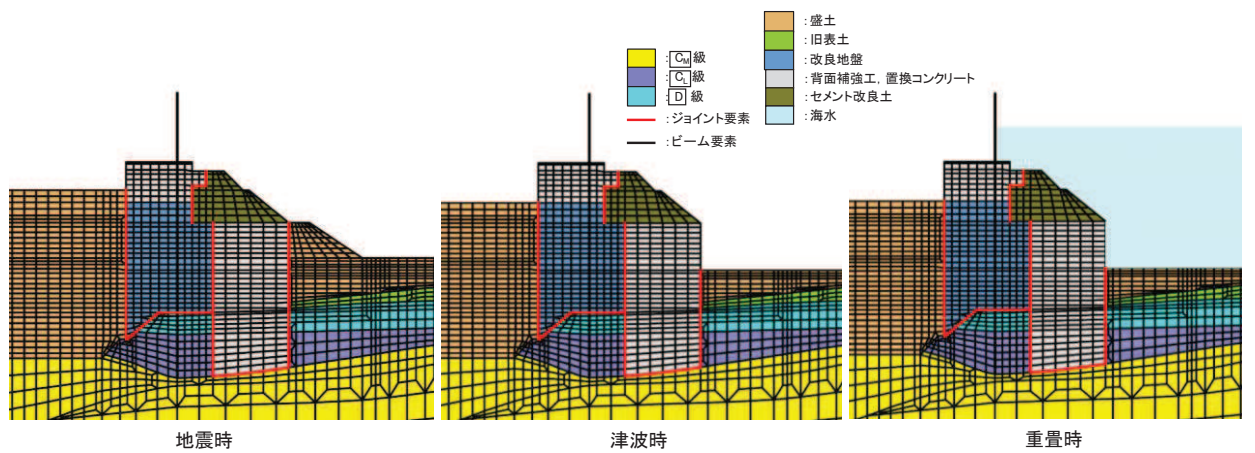


図 6.1.6-30 断面③におけるジョイント要素の配置図

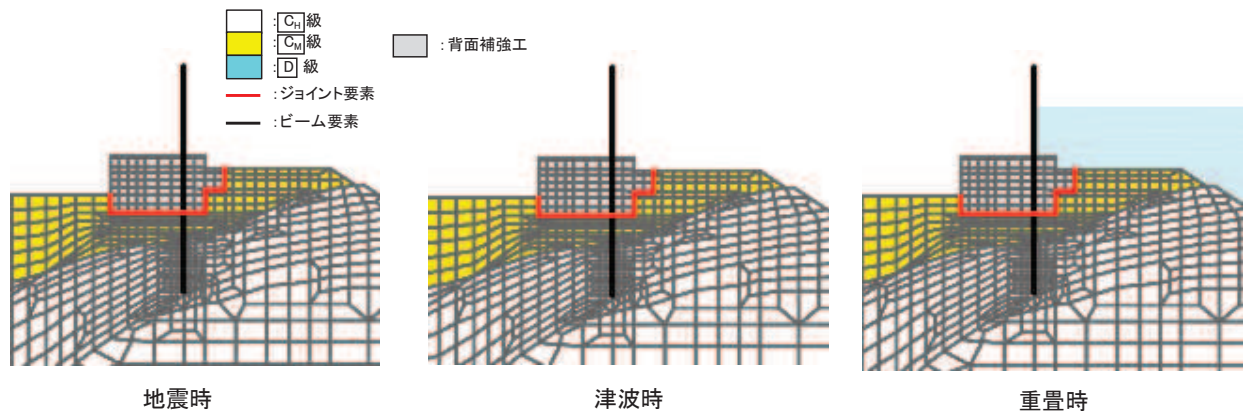


図 6.1.6-31 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(f) 解析ケース

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断方向の相対変位算出における解析ケースを表 6.1.6-4 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断方向の相対変位算出においては、全ての基準地震動  $S_s$  又は弾性設計用地震動  $S_d-D2$  に対して、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、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位、縦断方向では隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 6.1.6-4(1) 地震時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 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動 (位相)	$S_s-D1$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる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 \* : 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。



表 6.1.6-4(2) 重畳時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から, 各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ - *	○		
		--*	○		

注記 \* : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

b. 縦断方向

(a) 評価対象断面

図6.1.6-9に評価対象断面の位置図，図6.1.6-32に評価対象断面の断面図を示す。

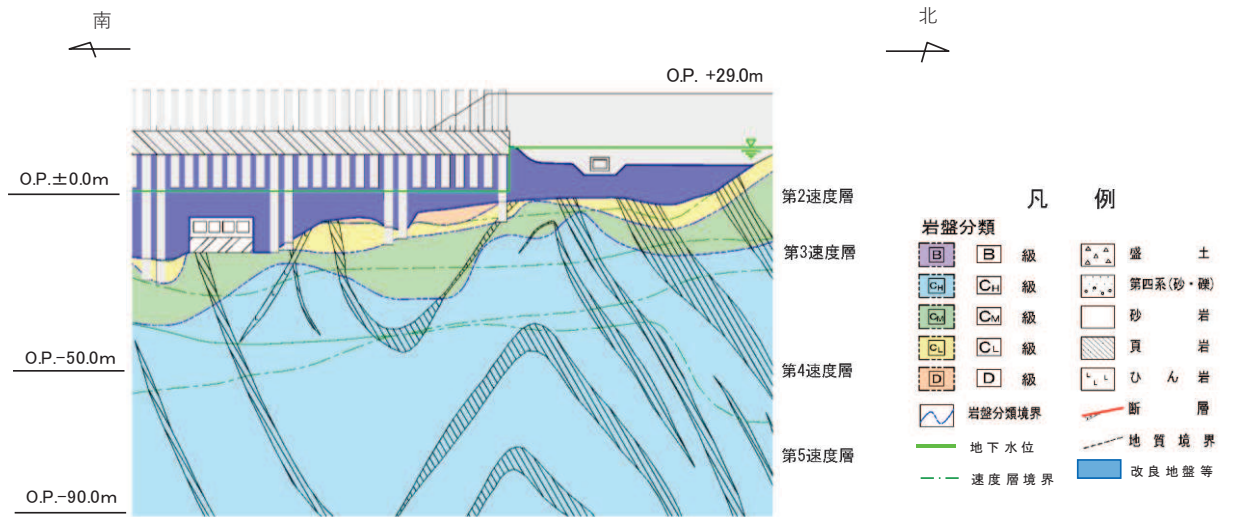


図 6. 1. 6-32(1) 評価対象断面 (断面⑧)

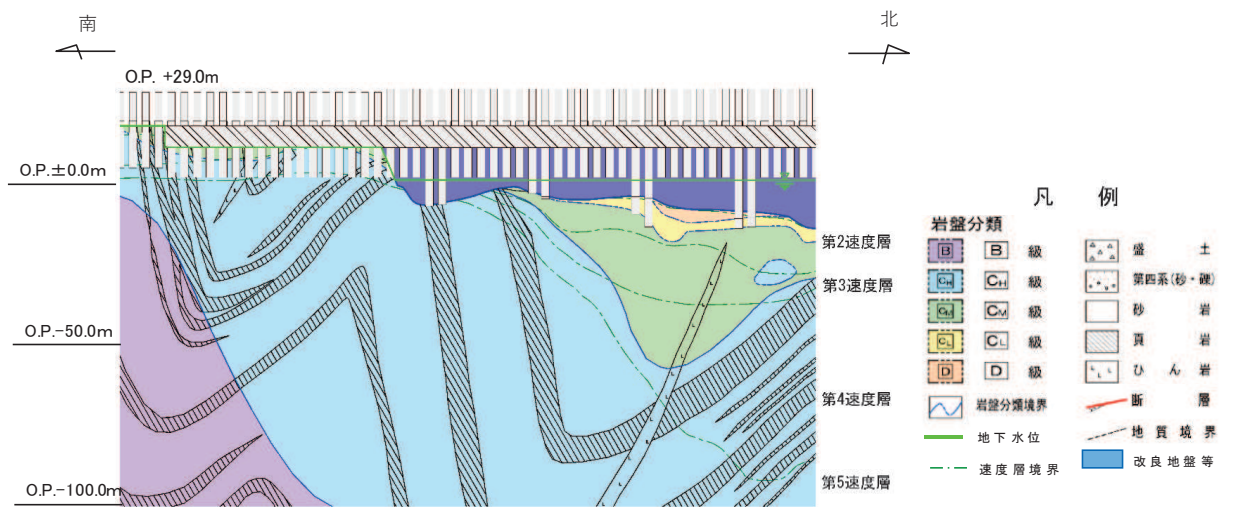


図 6. 1. 6-32(2) 評価対象断面 (断面⑨)

(b) 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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、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を行う。

地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

イ. 地震応答解析手法

縦断方向の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、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て行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 6.1.6-33 に示す。

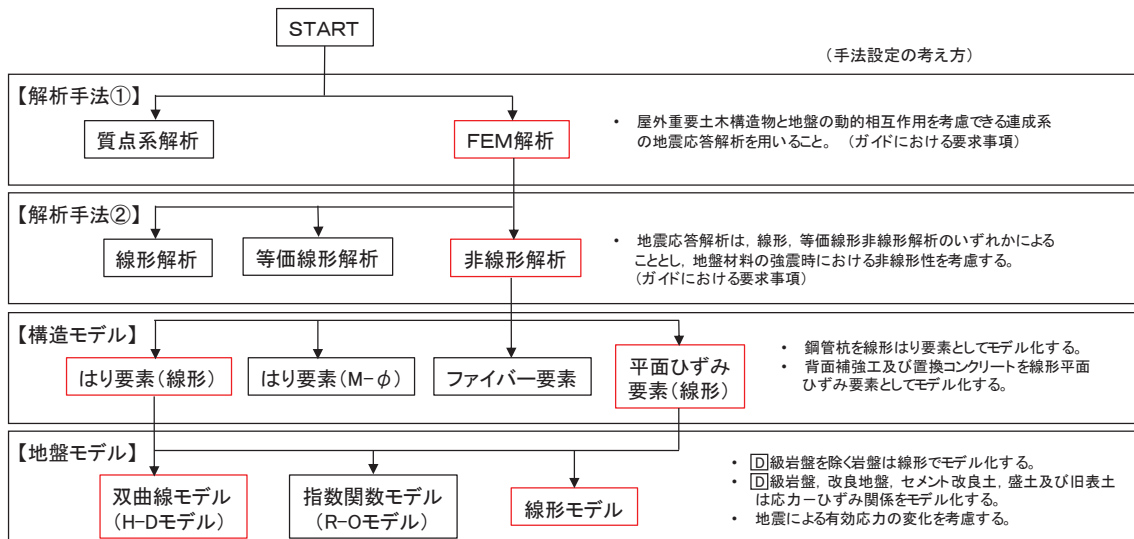


図 6.1.6-33 地震応答解析手法の選定フロー

ロ. 構造部材

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

ハ. 材料物性及び地盤物性のばらつき

縦断方向の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。地盤物性のばらつきについては、表 6.1.6-5 に示す解析ケースにて行う。

表 6.1.6-5 解析ケース（縦断方向）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

二. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし, 剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) とする。

(c) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

イ. 荷重

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

(3) 積雪荷重( $P_s$ )

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

(4) 風荷重( $P_k$ )

風荷重については、考慮しない。

(5) 地震荷重( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

ロ. 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 6.1.6-6 及び表 6.1.6-7 に示す。

表 6.1.6-6 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$S_s$  : 地震荷重

表 6.1.6-7 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m <sup>2</sup> を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重を考慮する。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

(d) 入力地震動

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

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

入力地震動算定の概念図を図 6.1.6-34 に示す。図 6.1.6-35～図 6.1.6-36 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

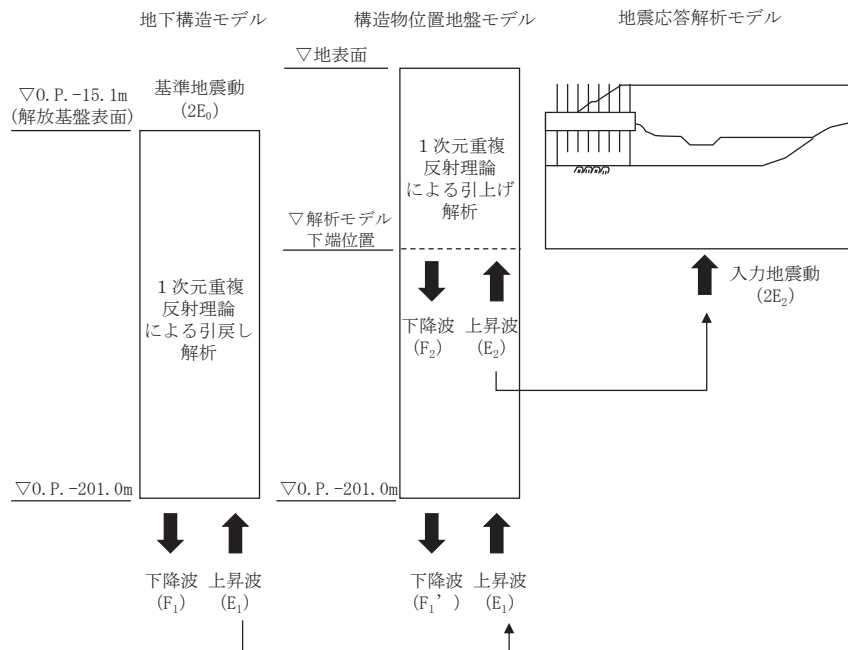
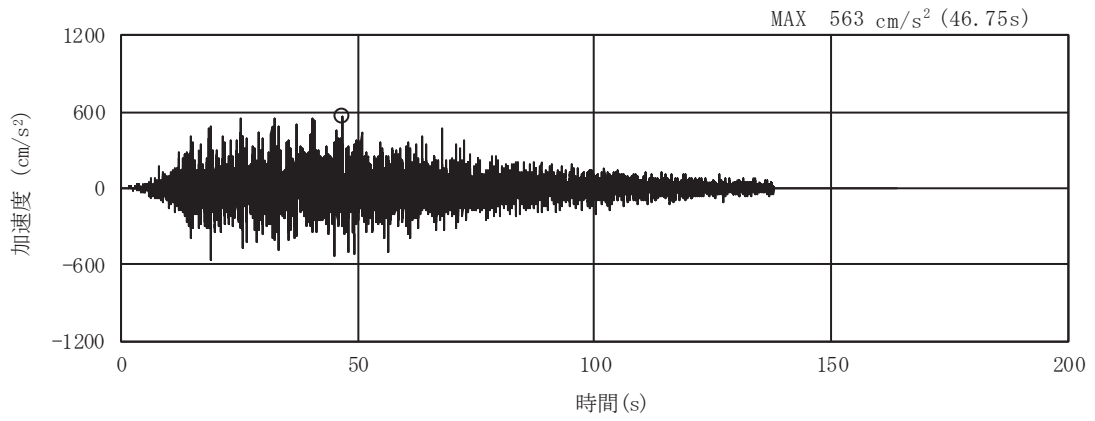
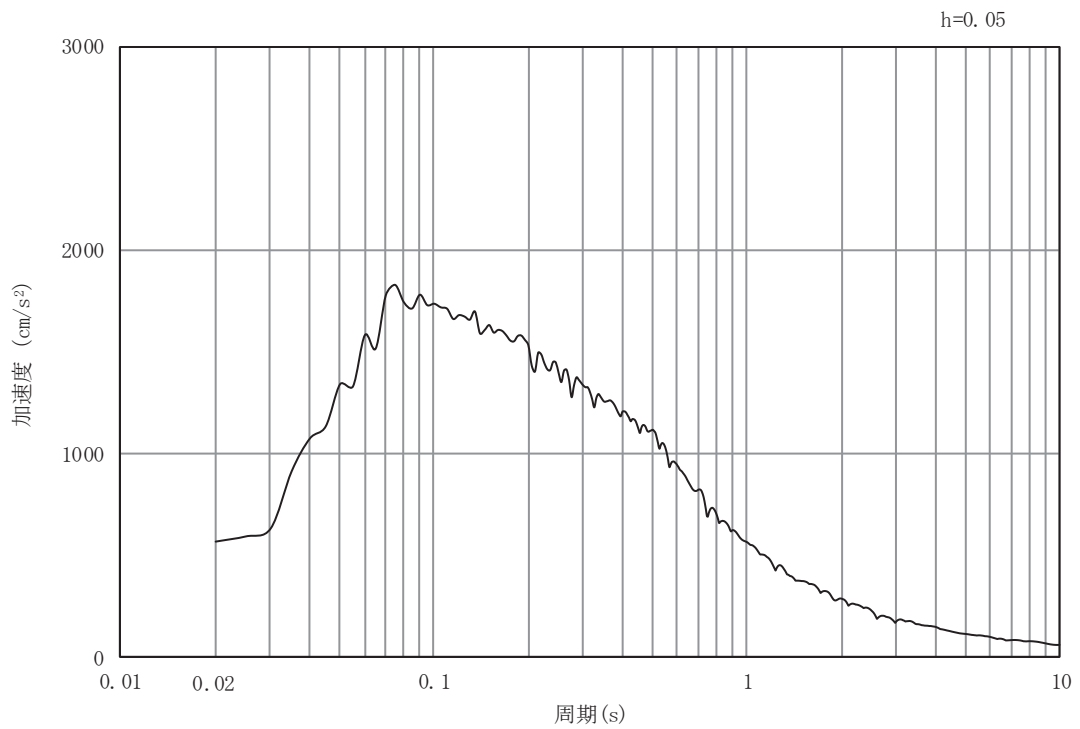


図 6.1.6-34 入力地震動算定の概念図

イ. 断面⑧



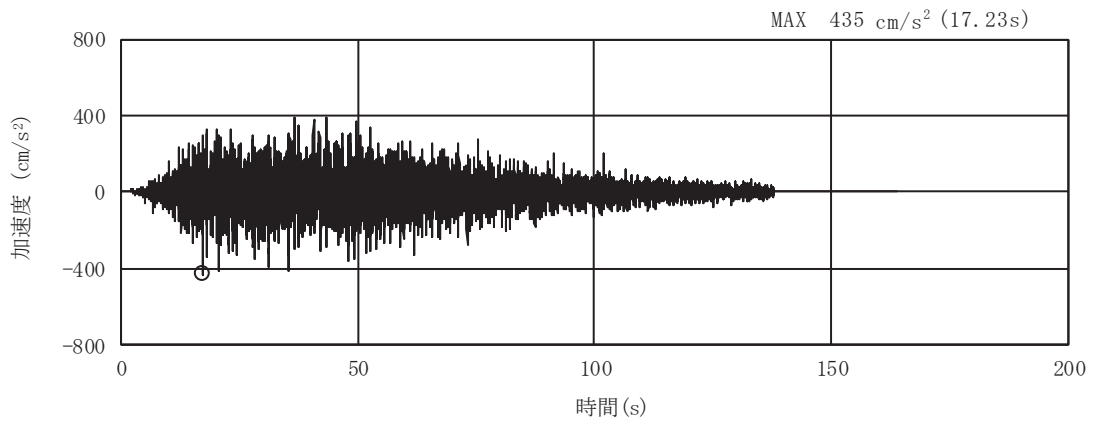
(a) 加速度時刻歴波形



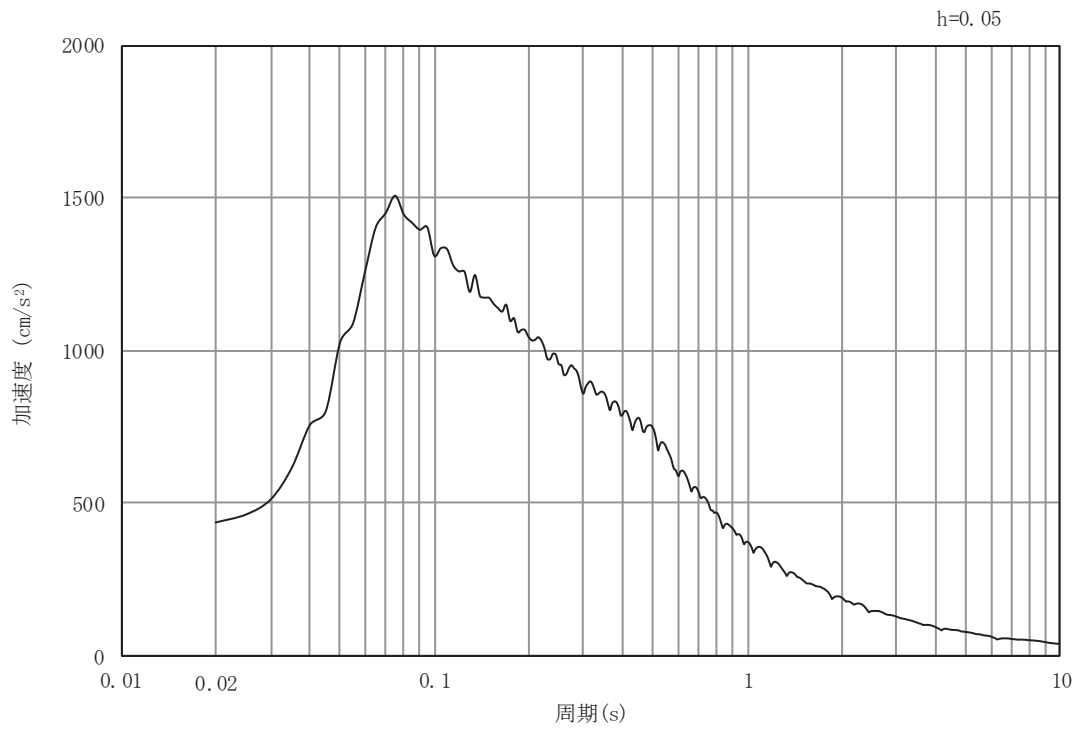
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1)



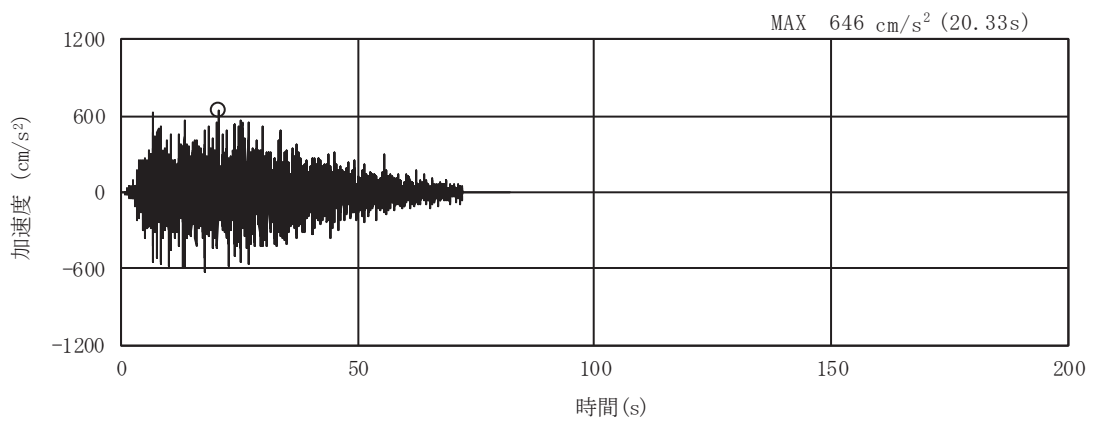


(a) 加速度時刻歴波形

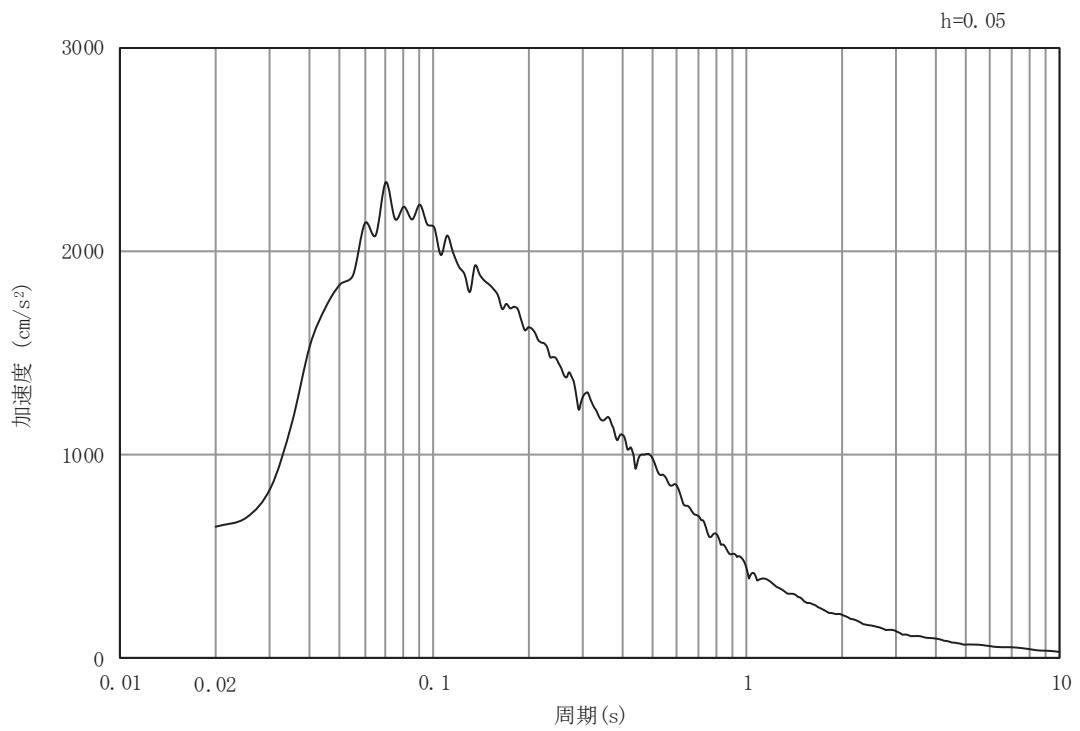


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1)

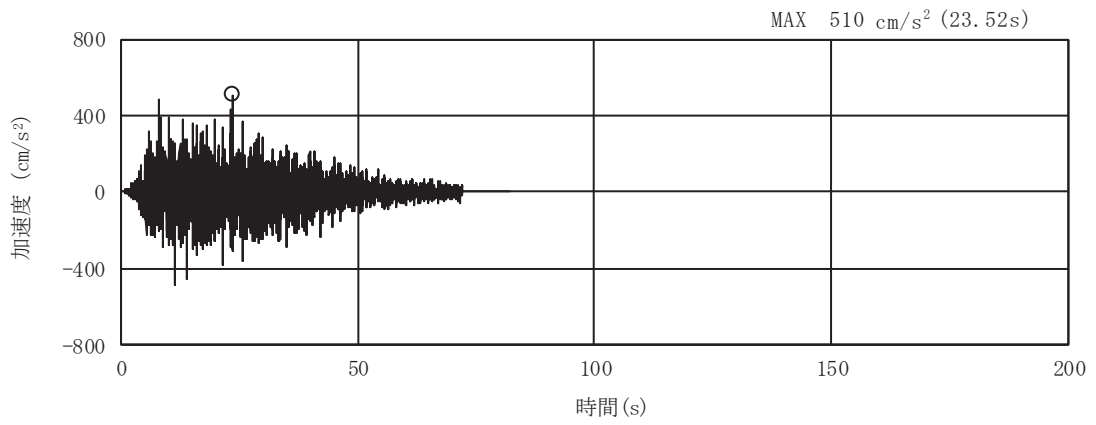


(a) 加速度時刻歴波形

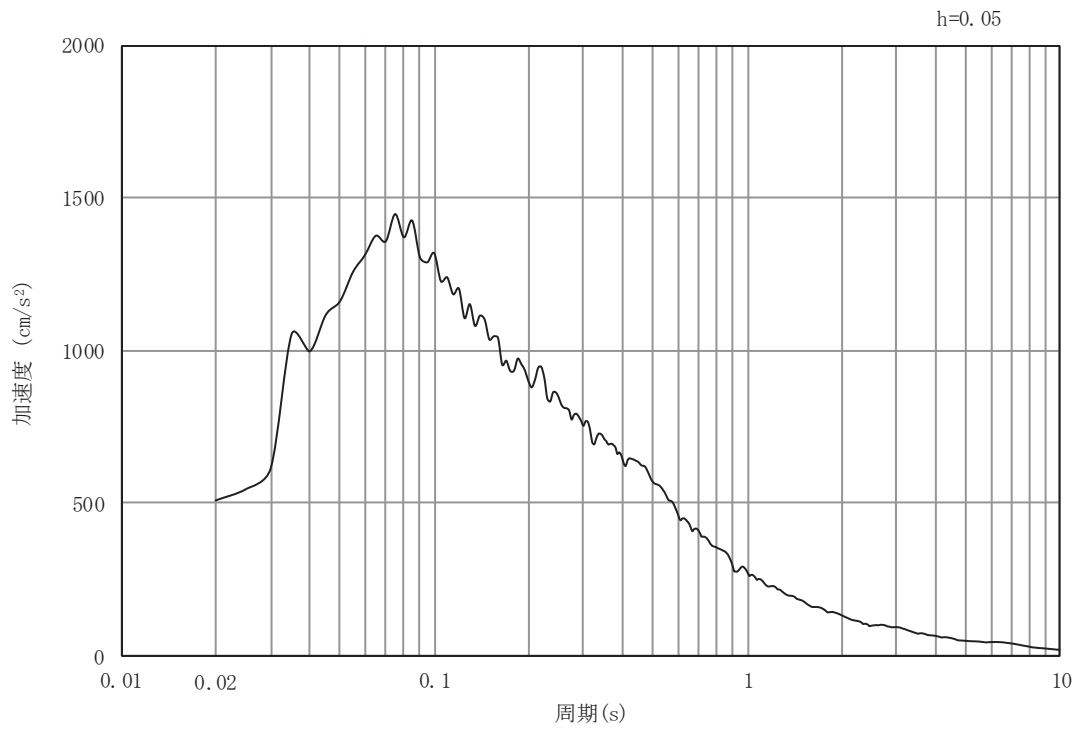


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 2)

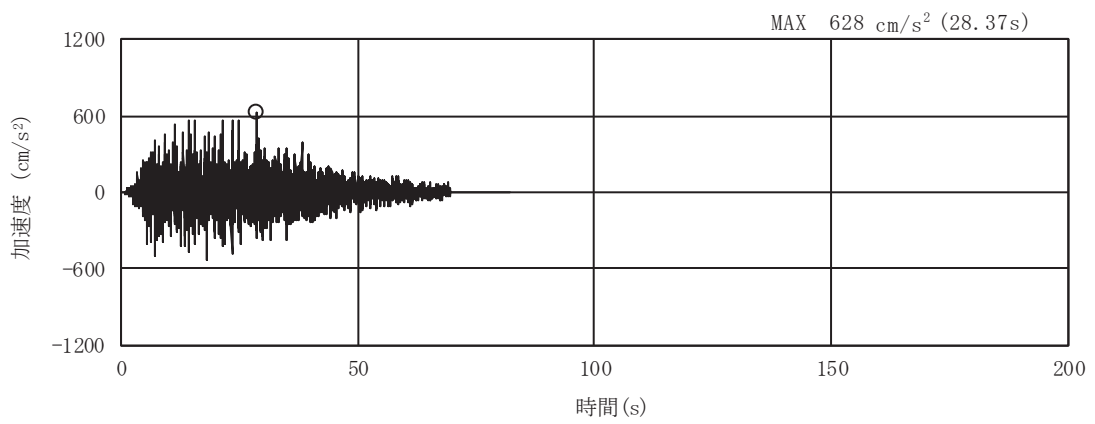


(a) 加速度時刻歴波形

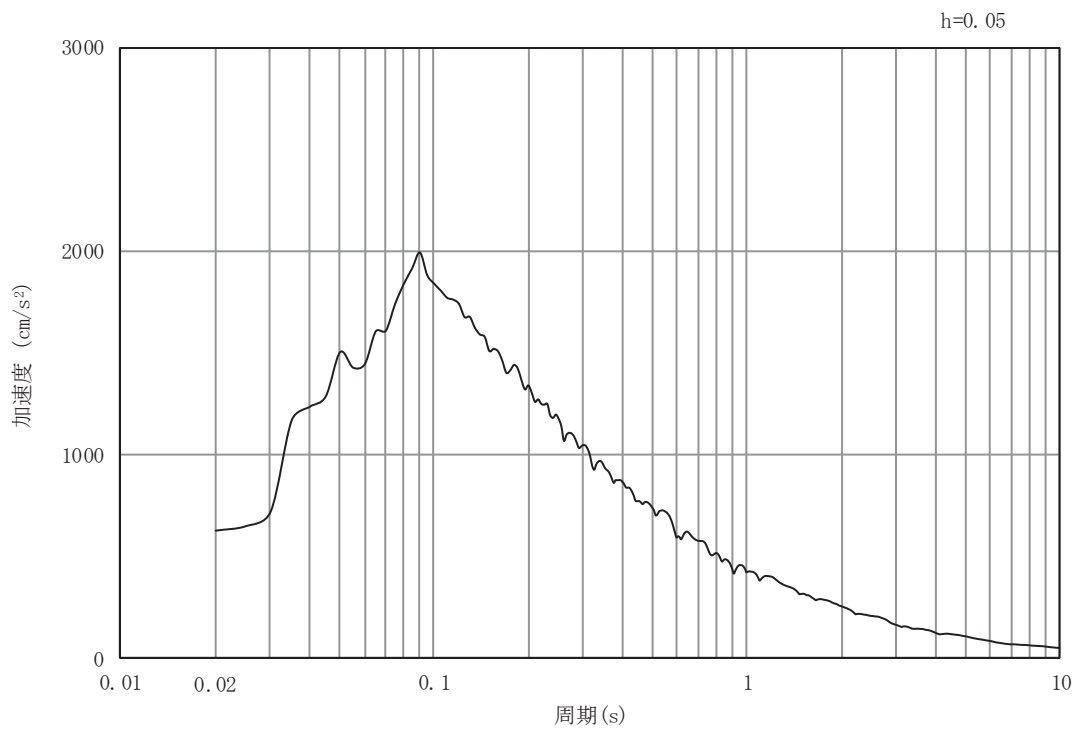


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 2)

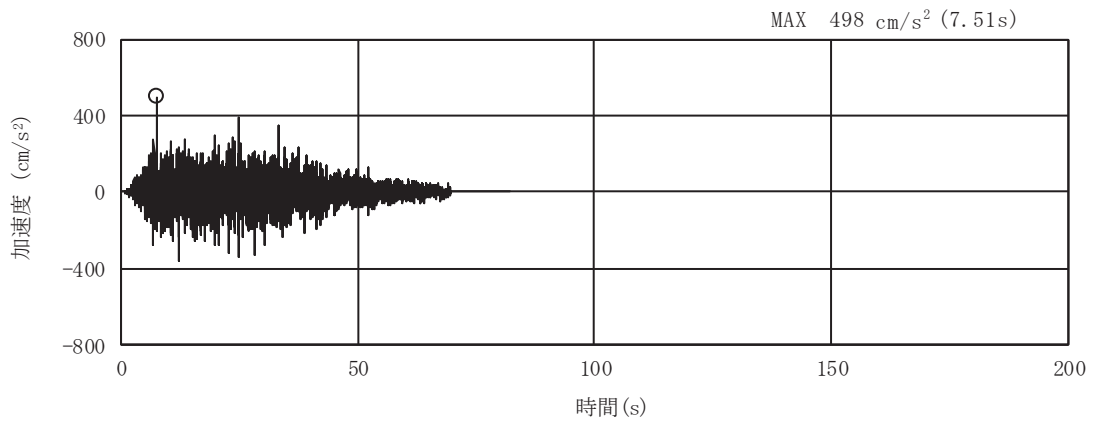


(a) 加速度時刻歴波形

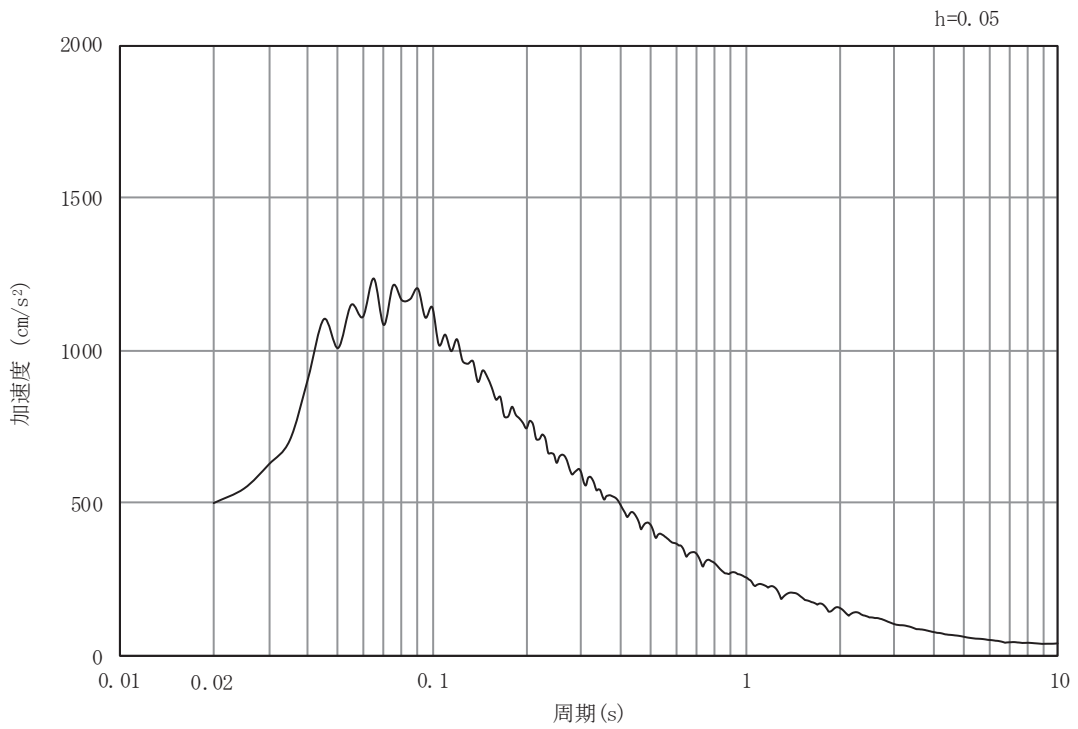


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 3)



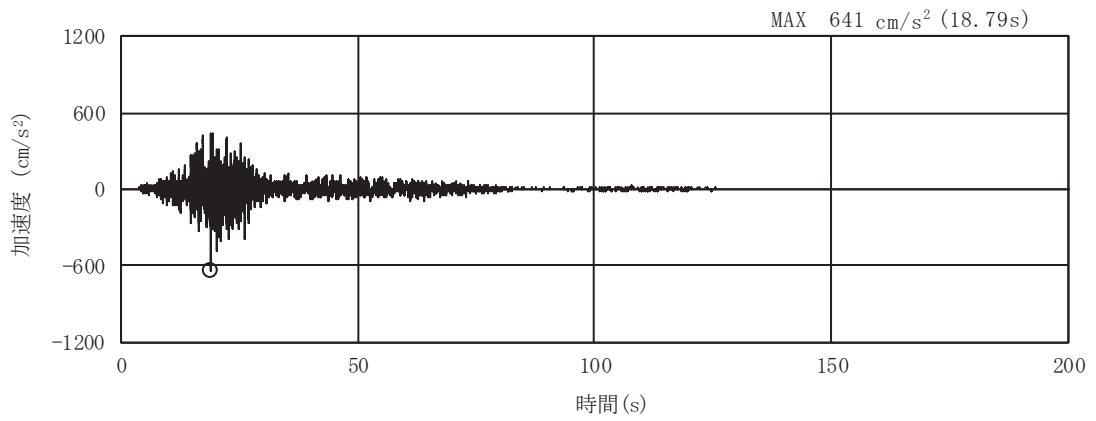
(a) 加速度時刻歴波形



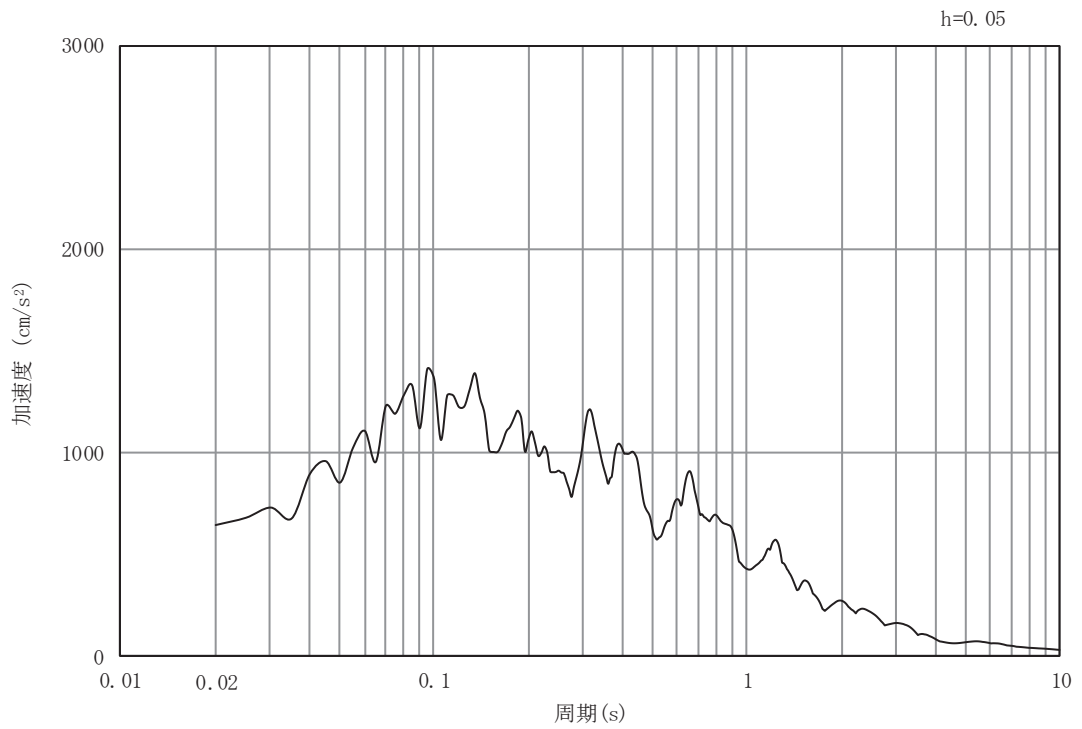
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3)

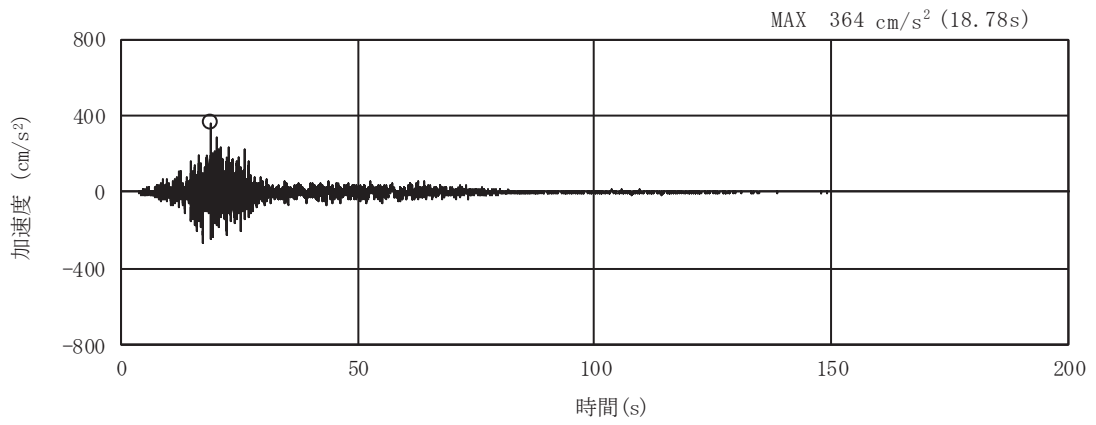


(a) 加速度時刻歴波形

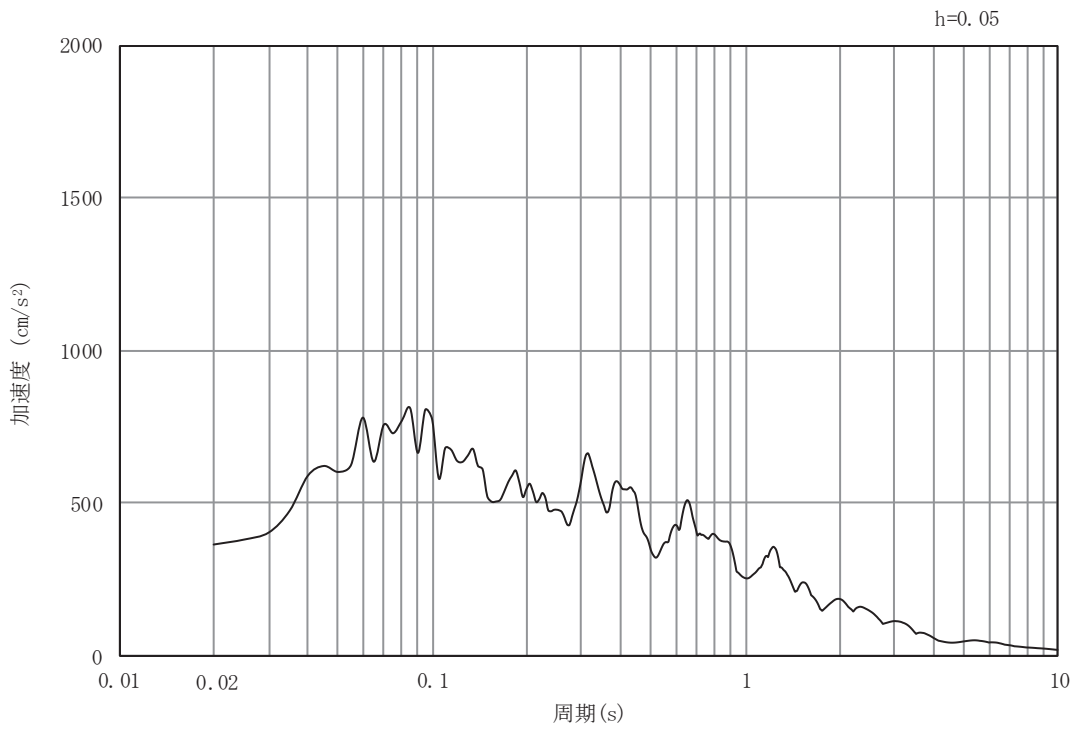


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S s - F 1)

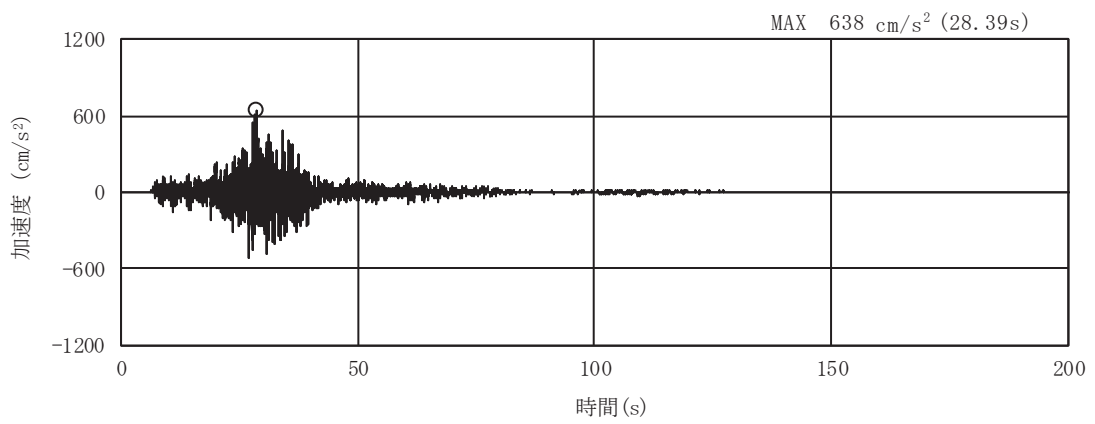


(a) 加速度時刻歴波形

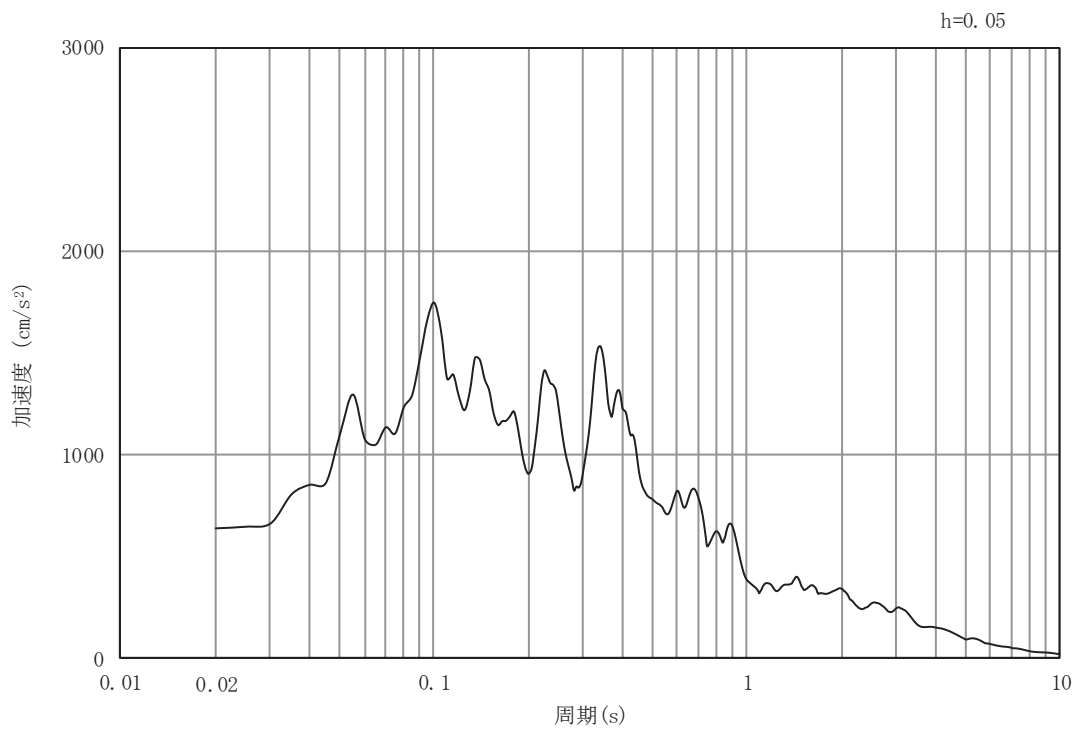


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 1)



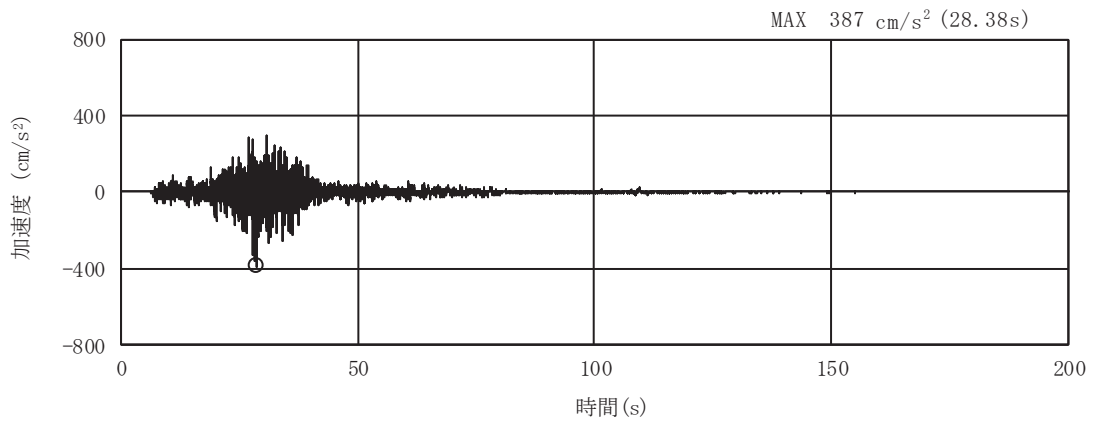
(a) 加速度時刻歴波形



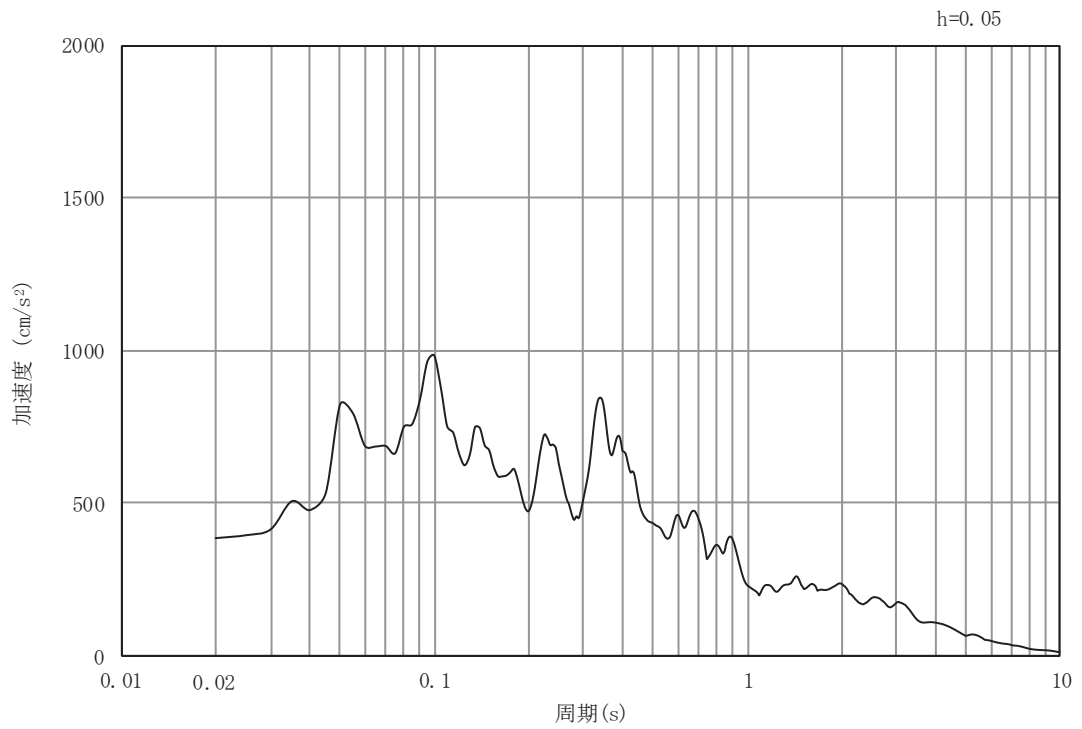
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 2)



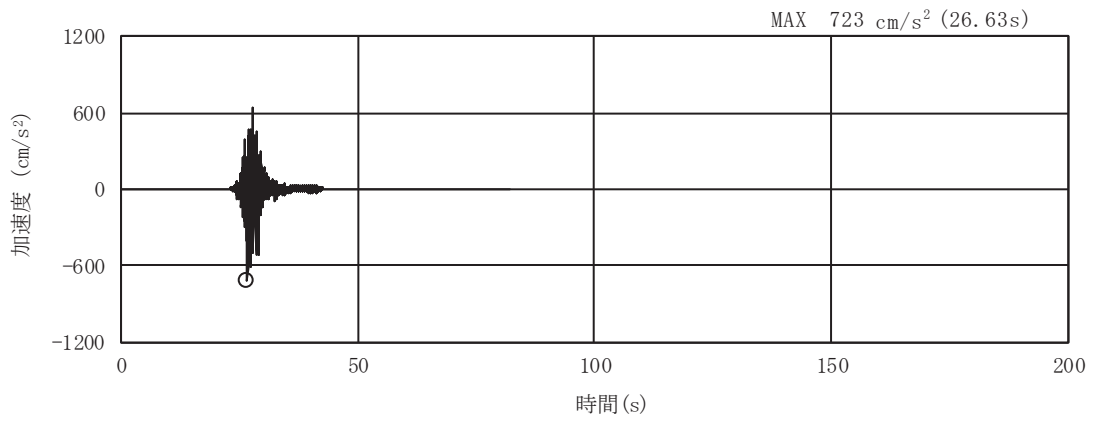


(a) 加速度時刻歴波形

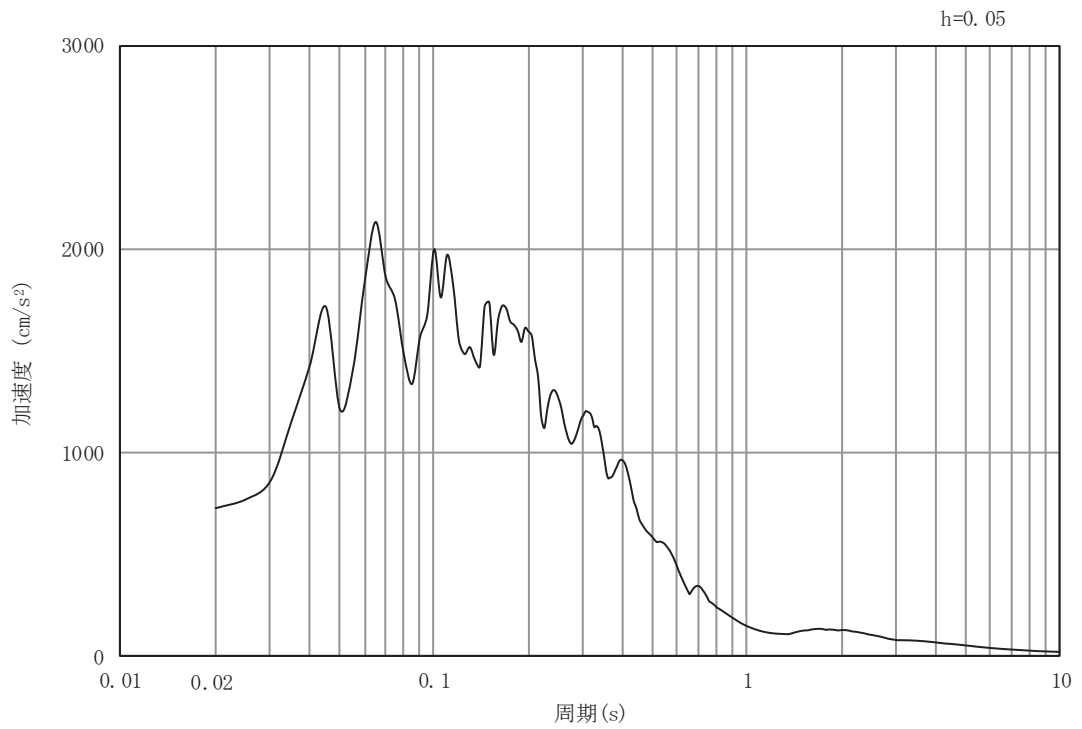


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2)

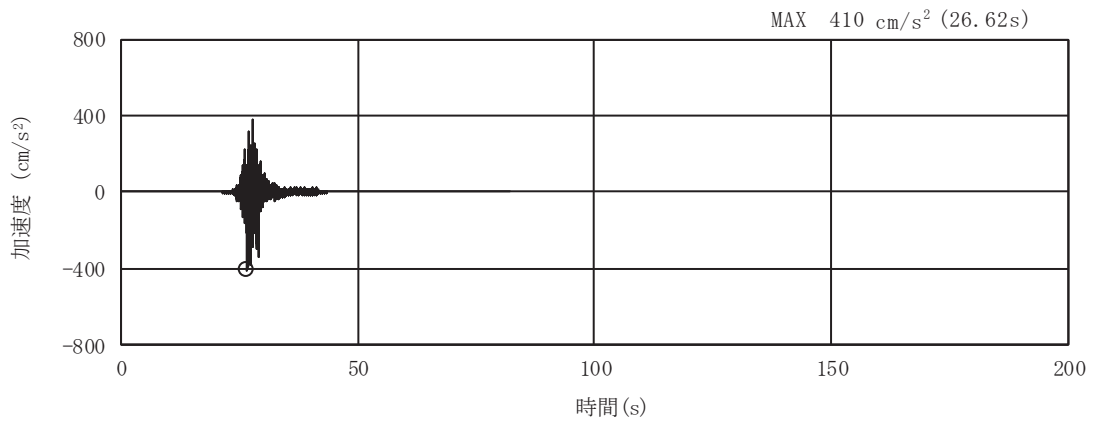


(a) 加速度時刻歴波形

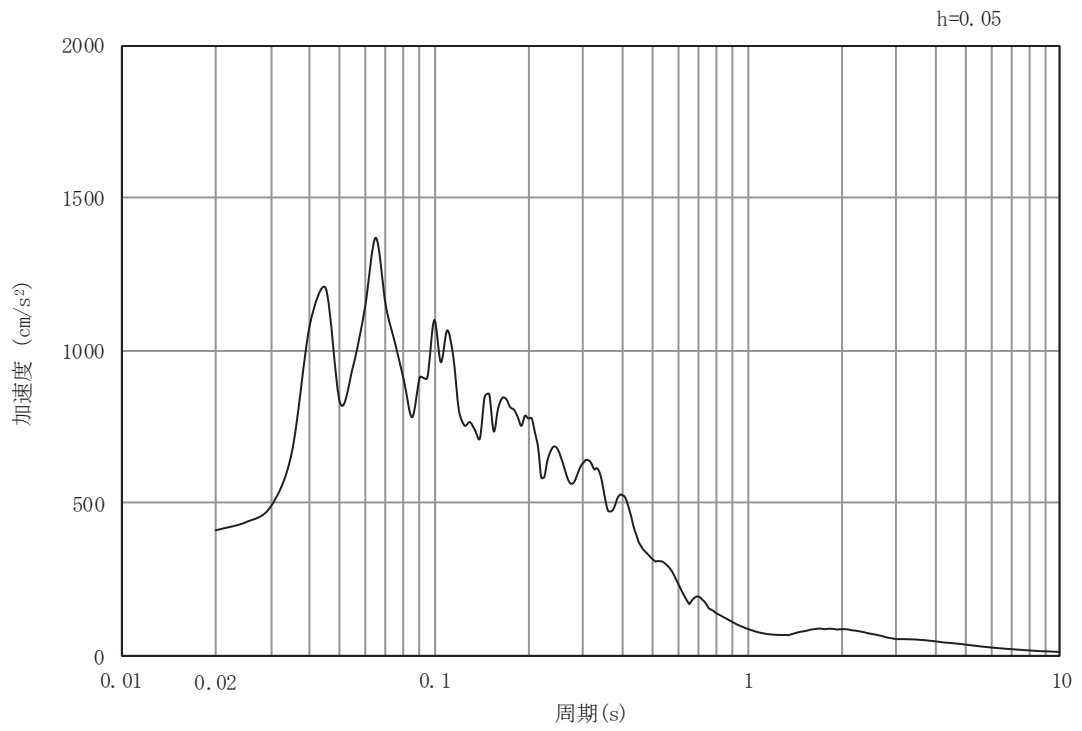


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S s - F 3)

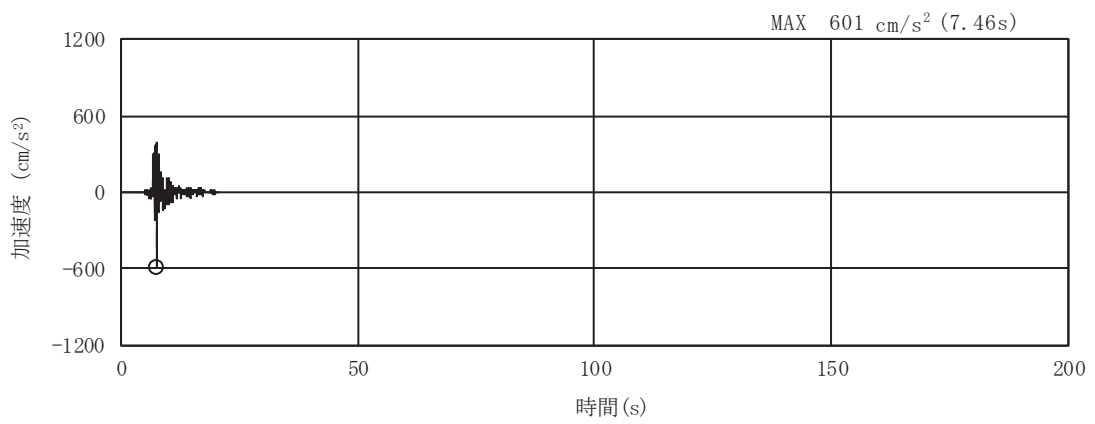


(a) 加速度時刻歴波形

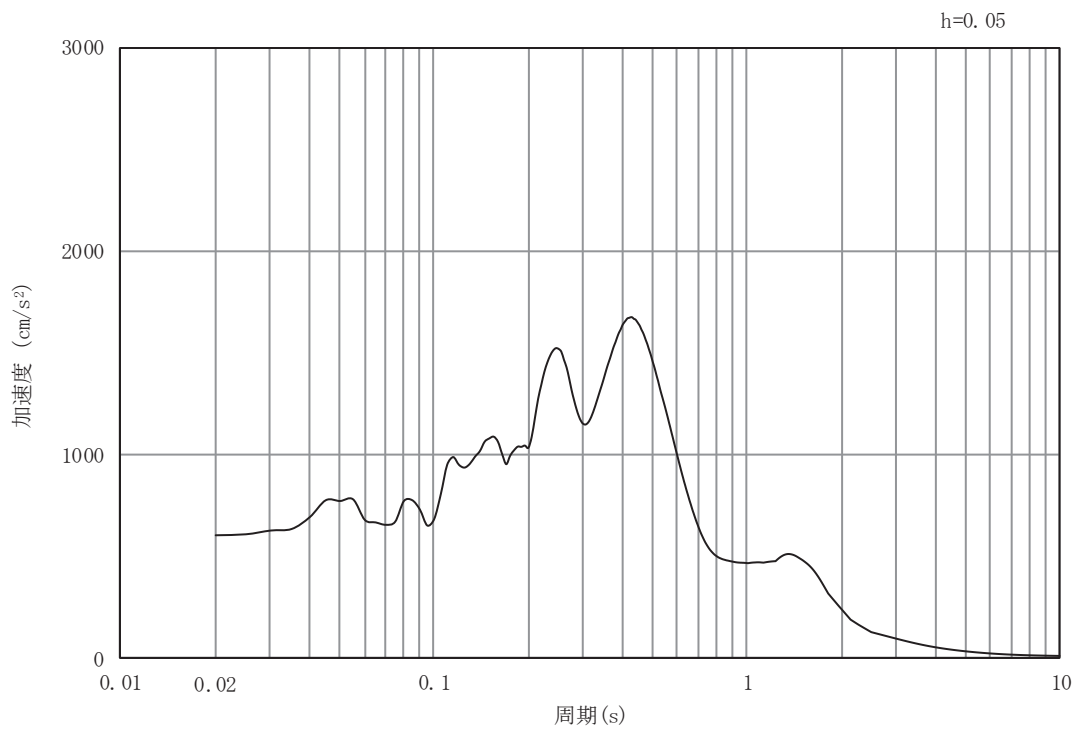


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3)

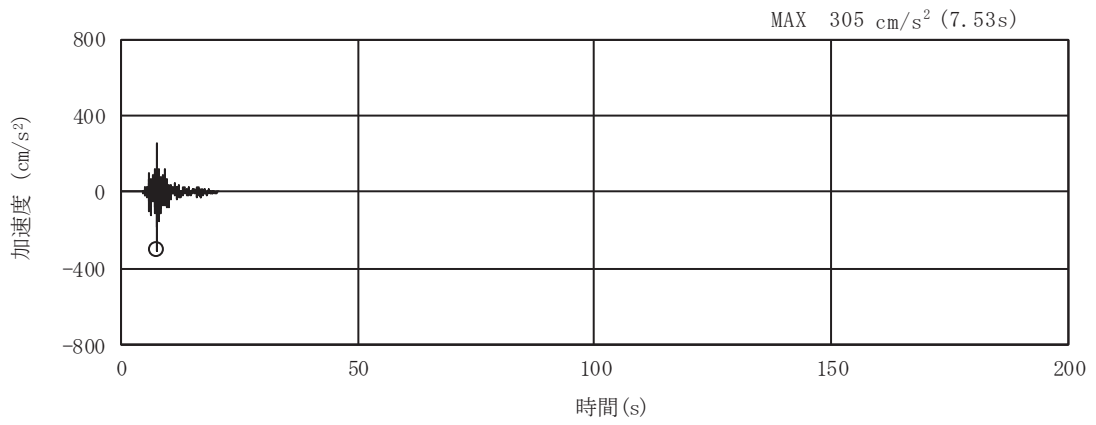


(a) 加速度時刻歴波形

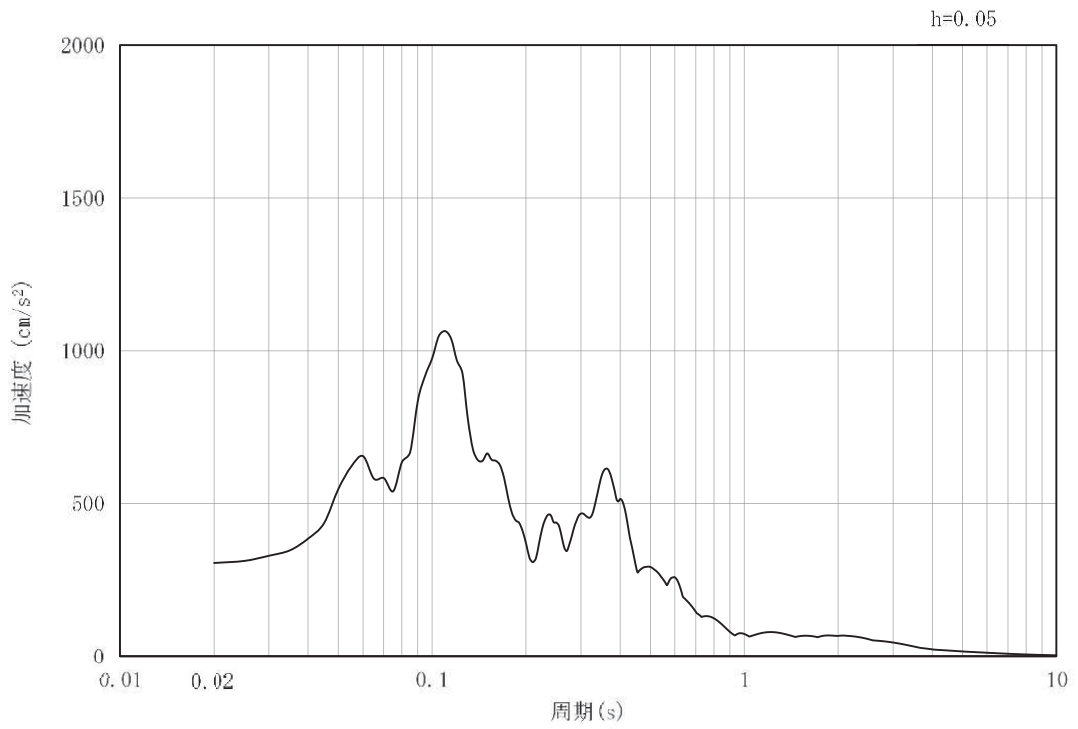


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - N 1)



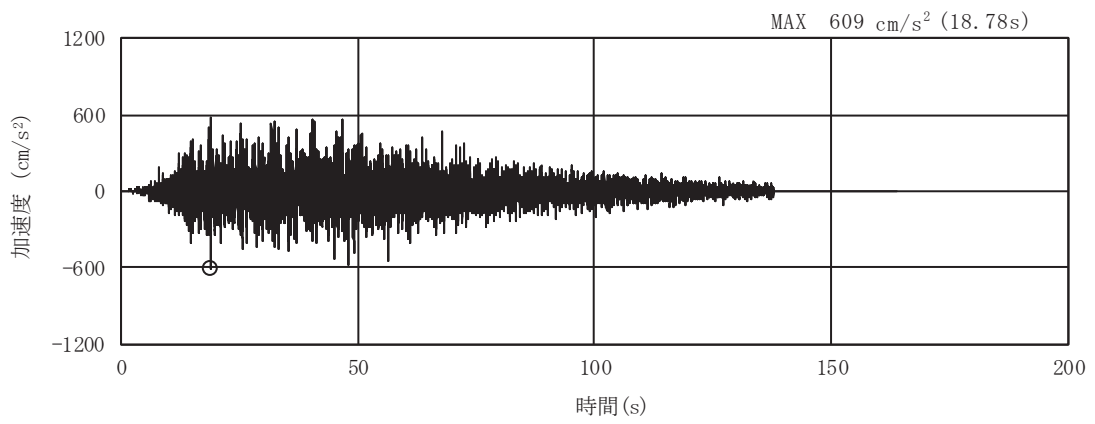
(a) 加速度時刻歴波形



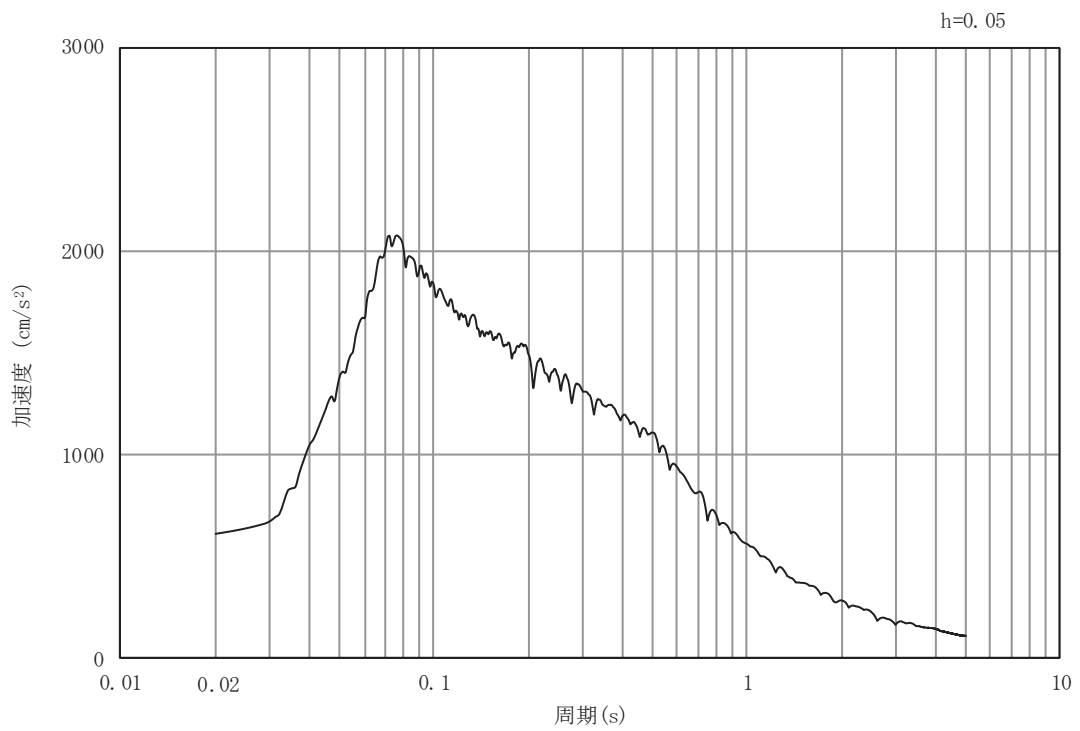
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1)

ロ. 断面⑨

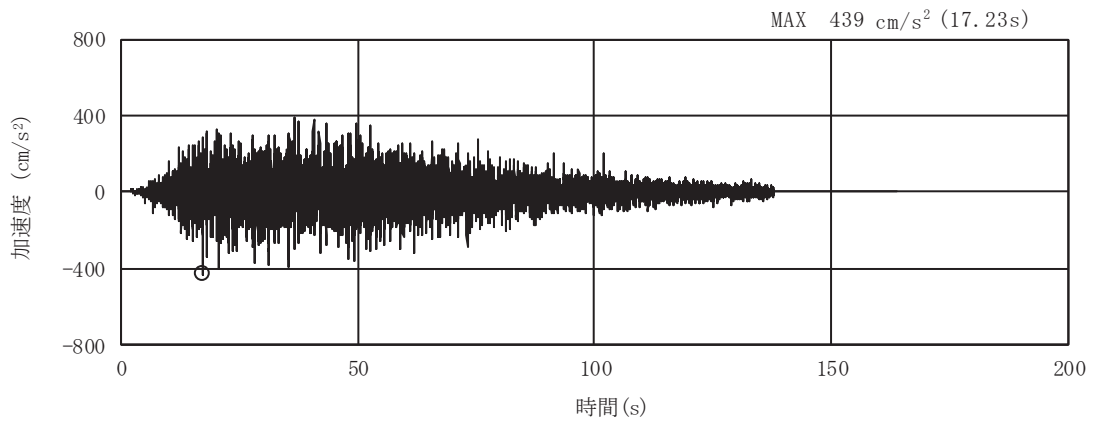


(a) 加速度時刻歴波形

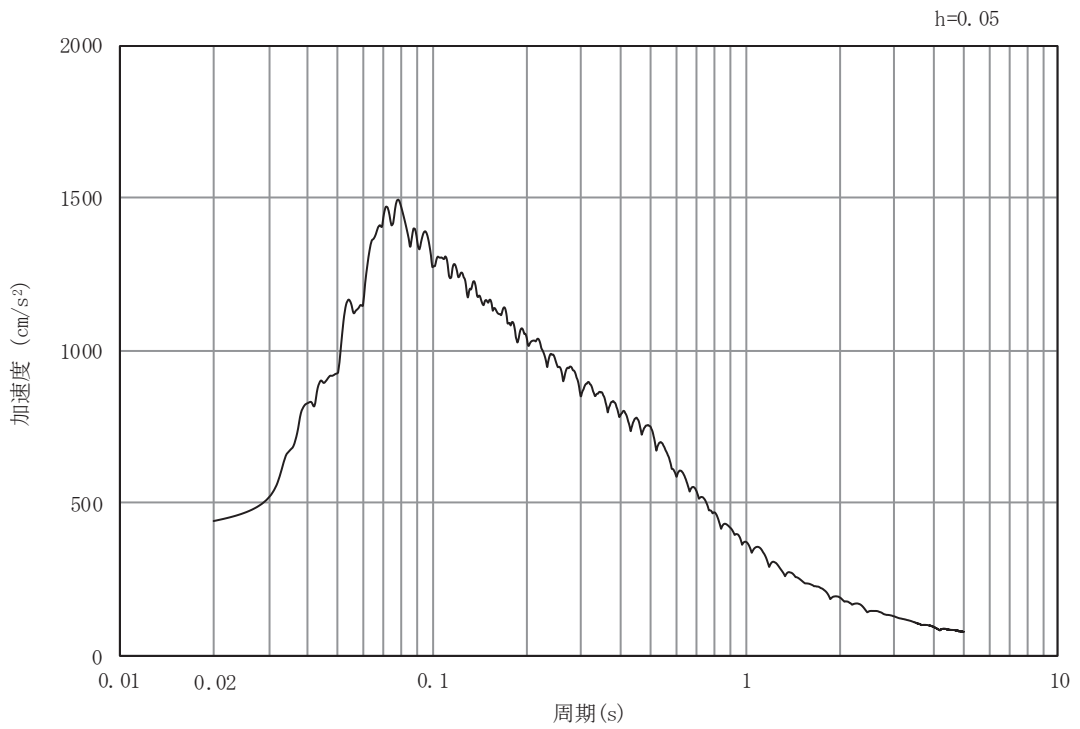


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1)

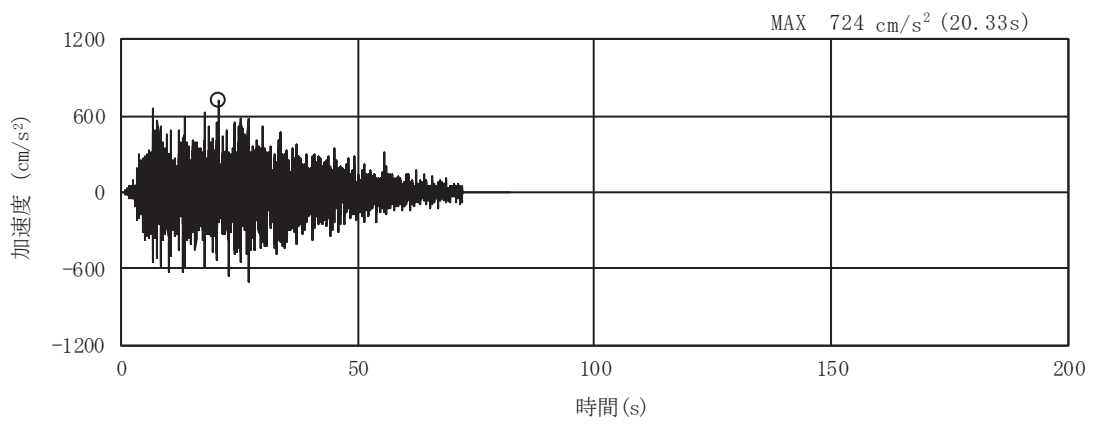


(a) 加速度時刻歴波形

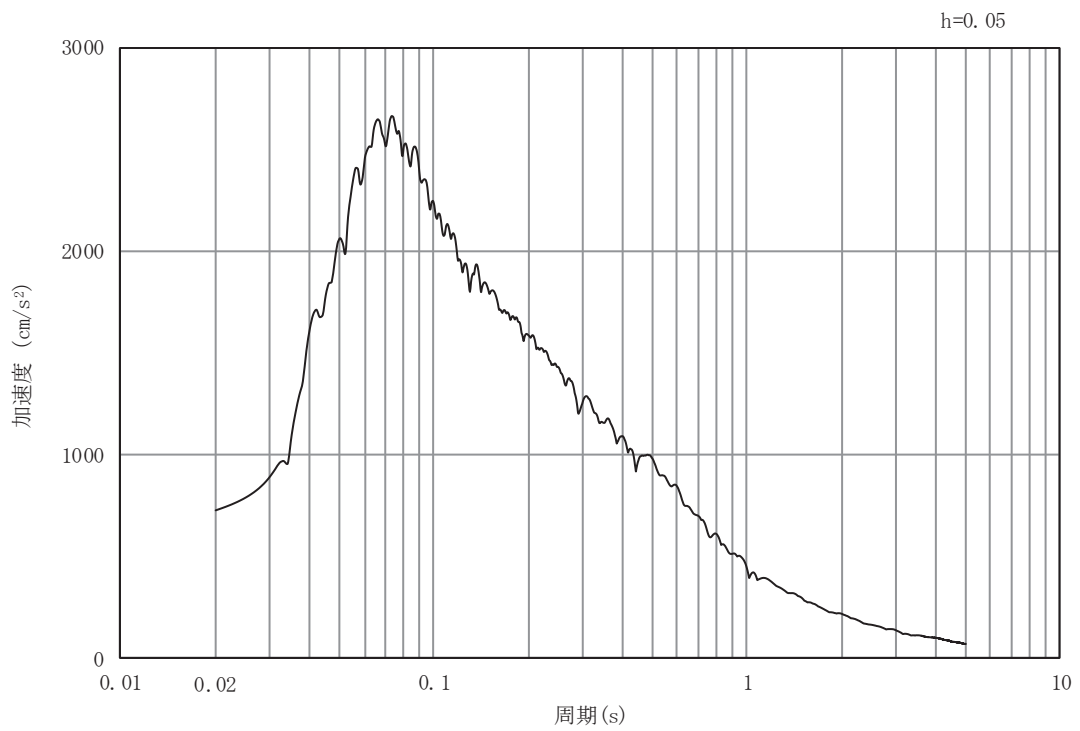


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1)



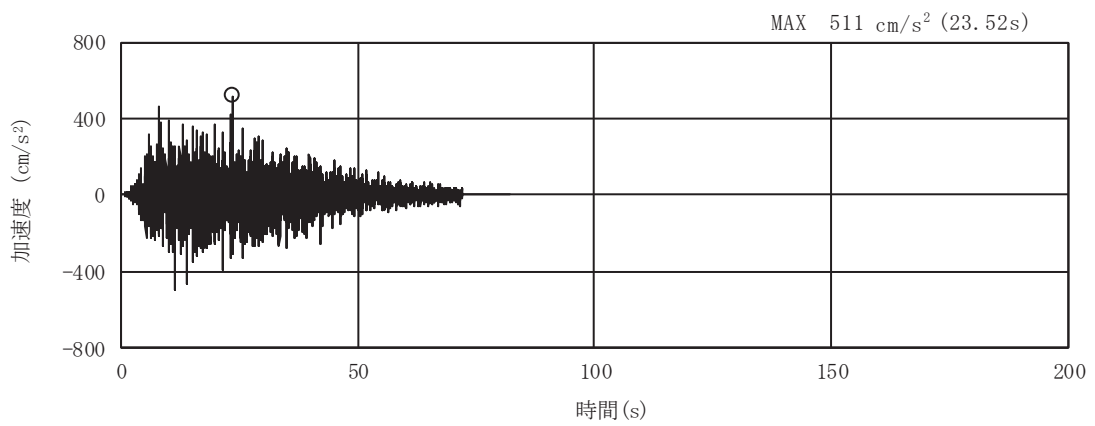
(a) 加速度時刻歴波形



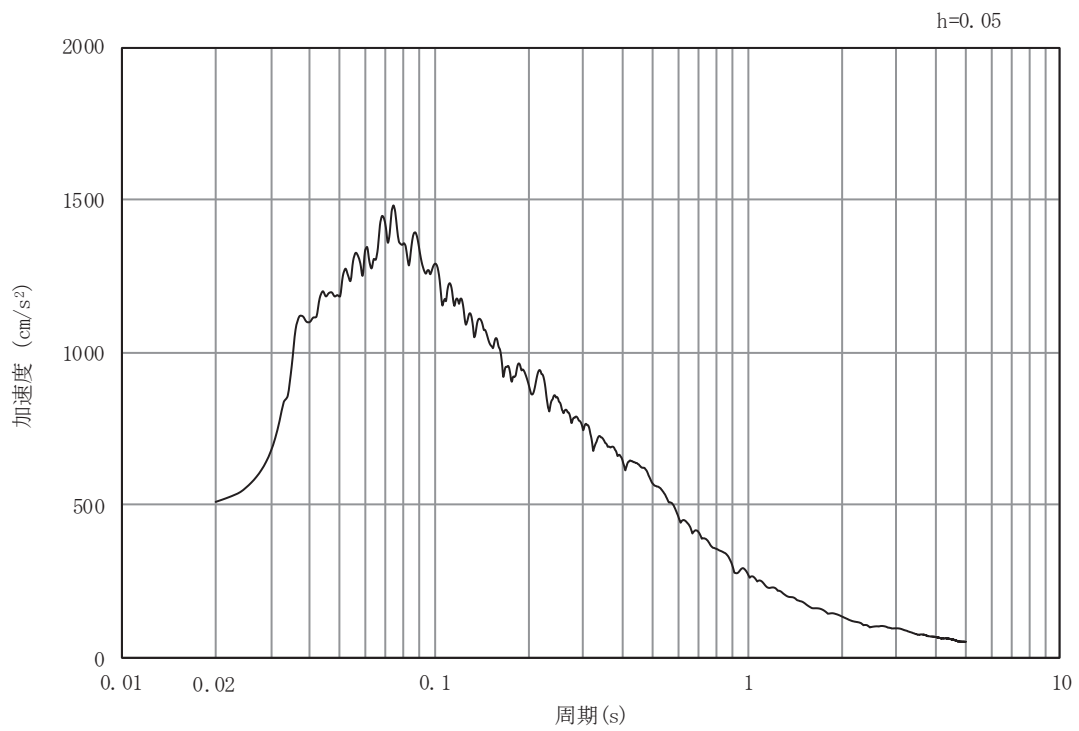
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 2)





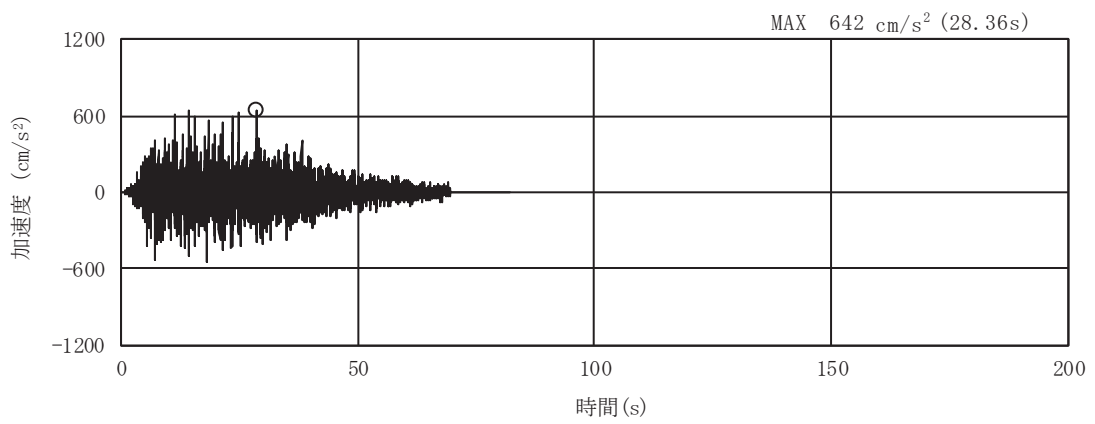
(a) 加速度時刻歴波形



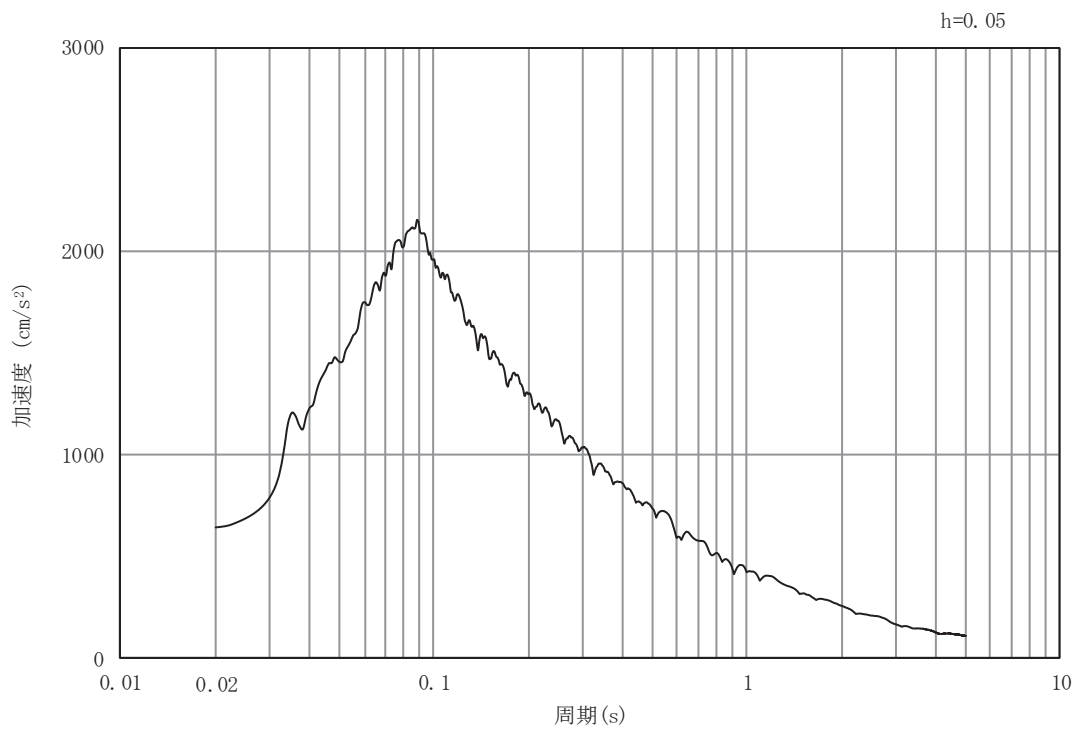
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 2)

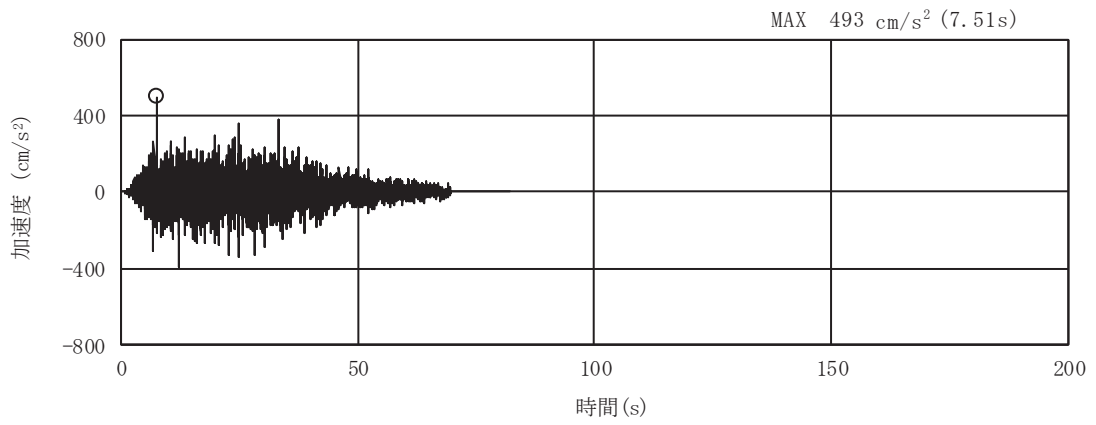


(a) 加速度時刻歴波形

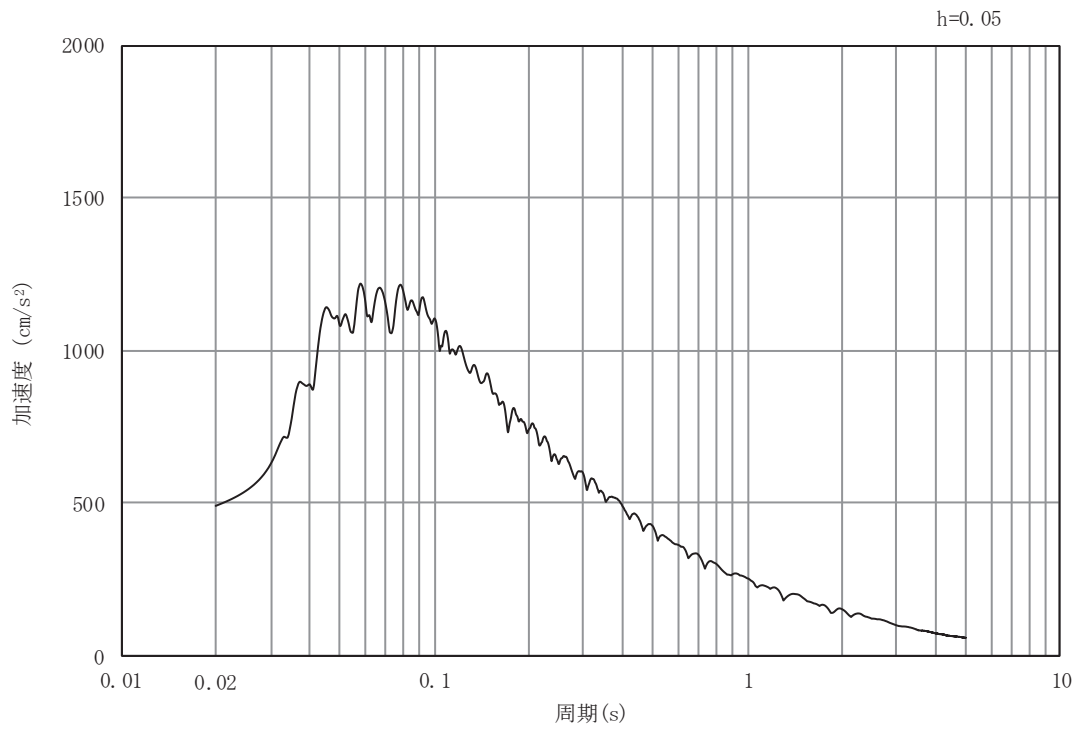


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 3)

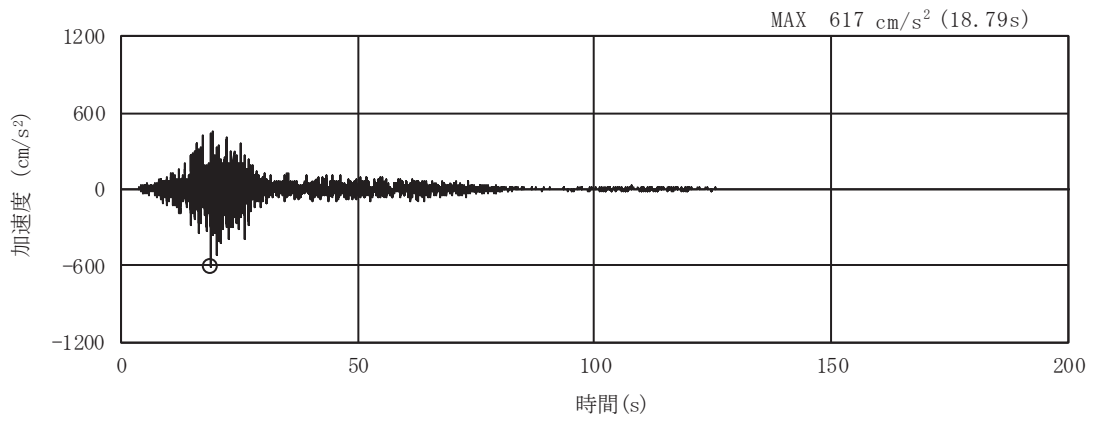


(a) 加速度時刻歴波形

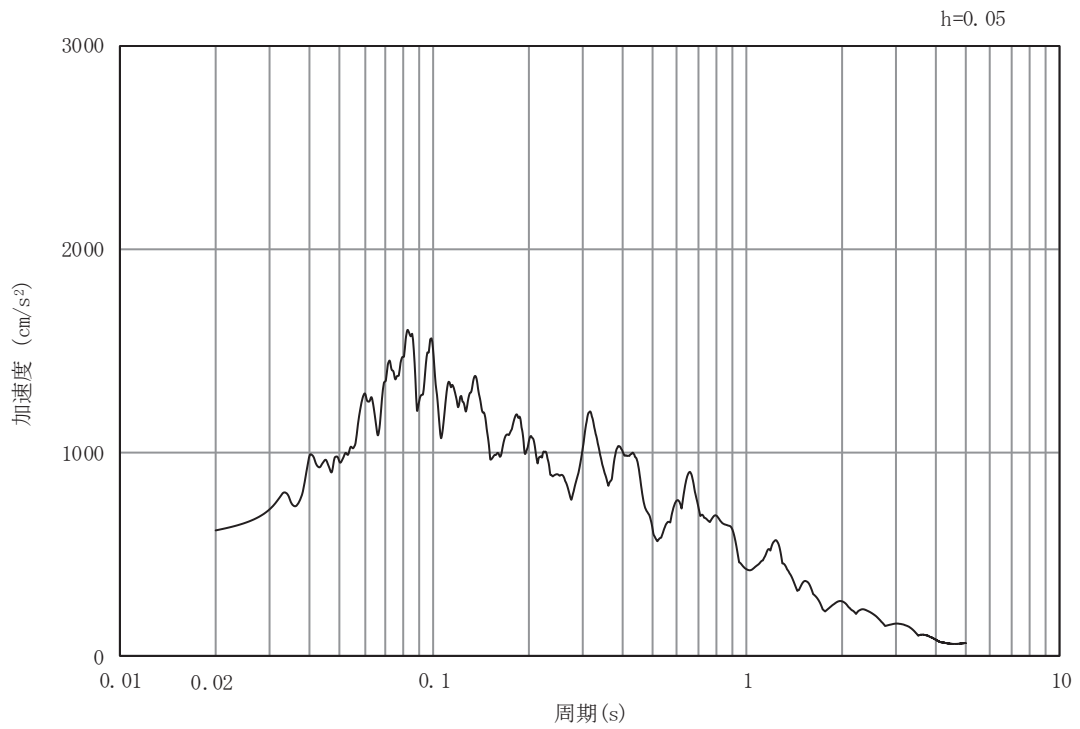


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3)

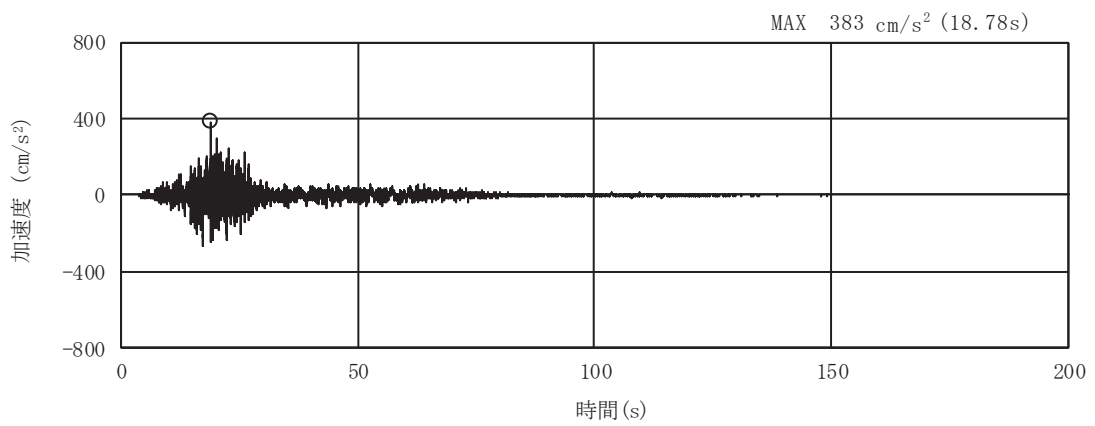


(a) 加速度時刻歴波形

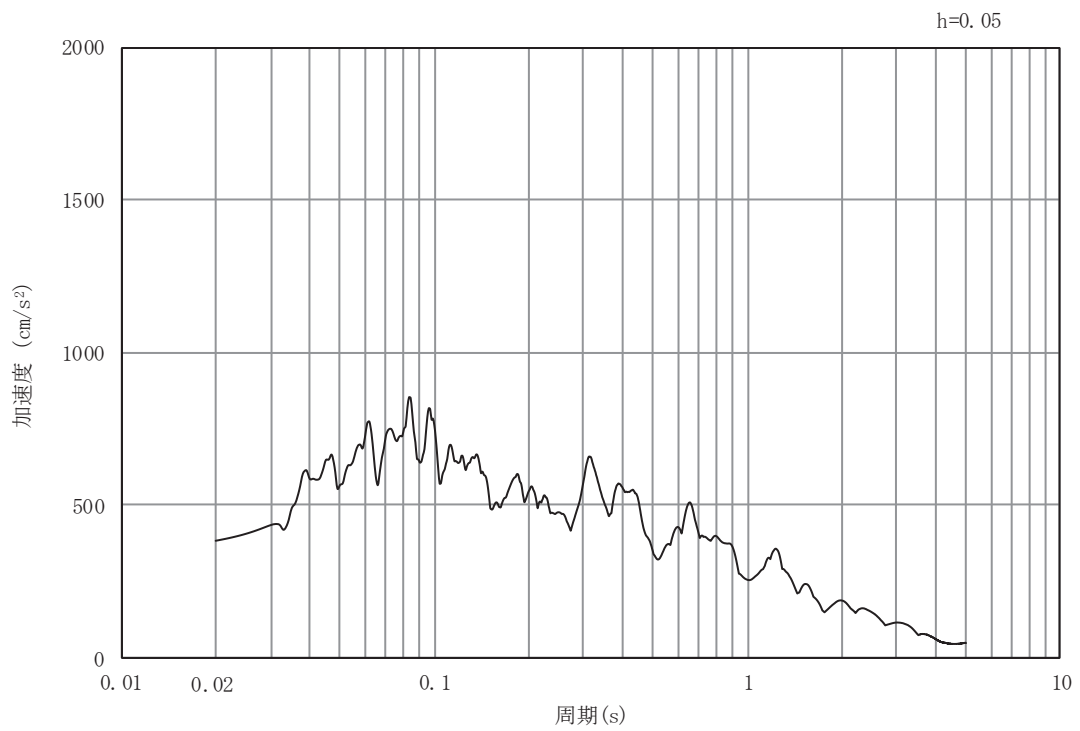


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 1)

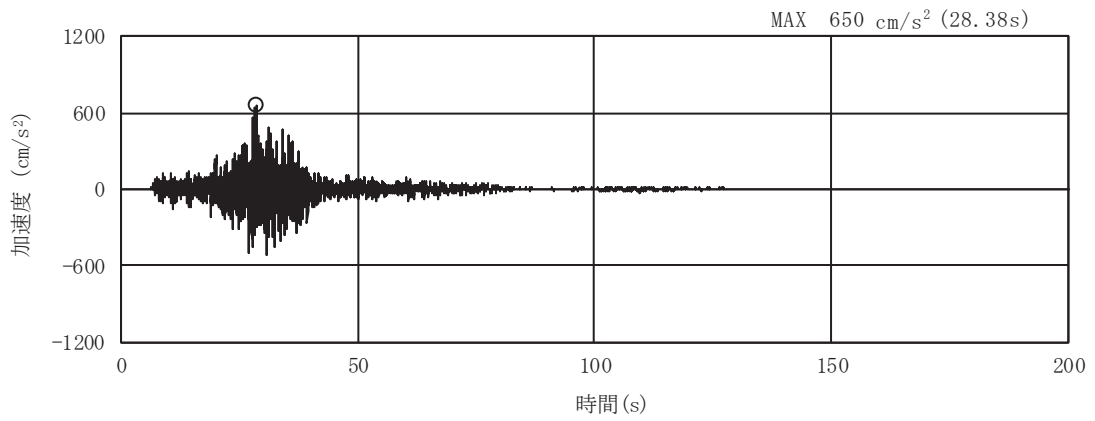


(a) 加速度時刻歴波形

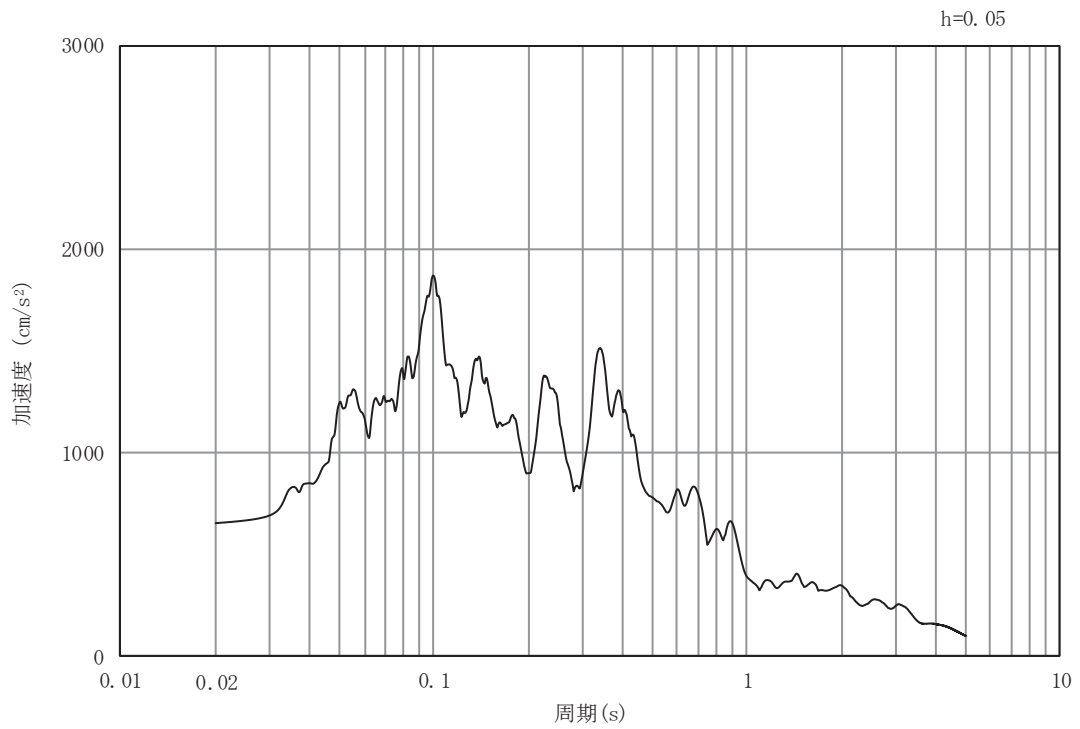


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 1)

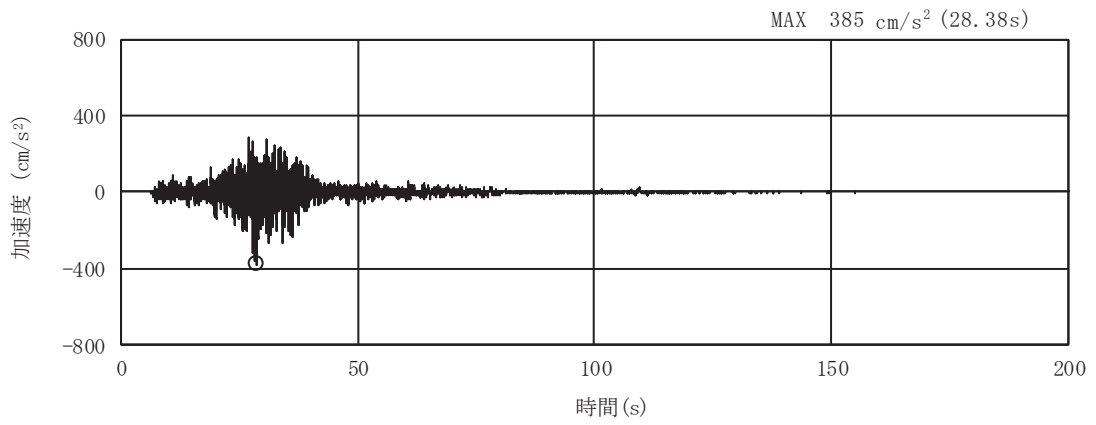


(a) 加速度時刻歴波形

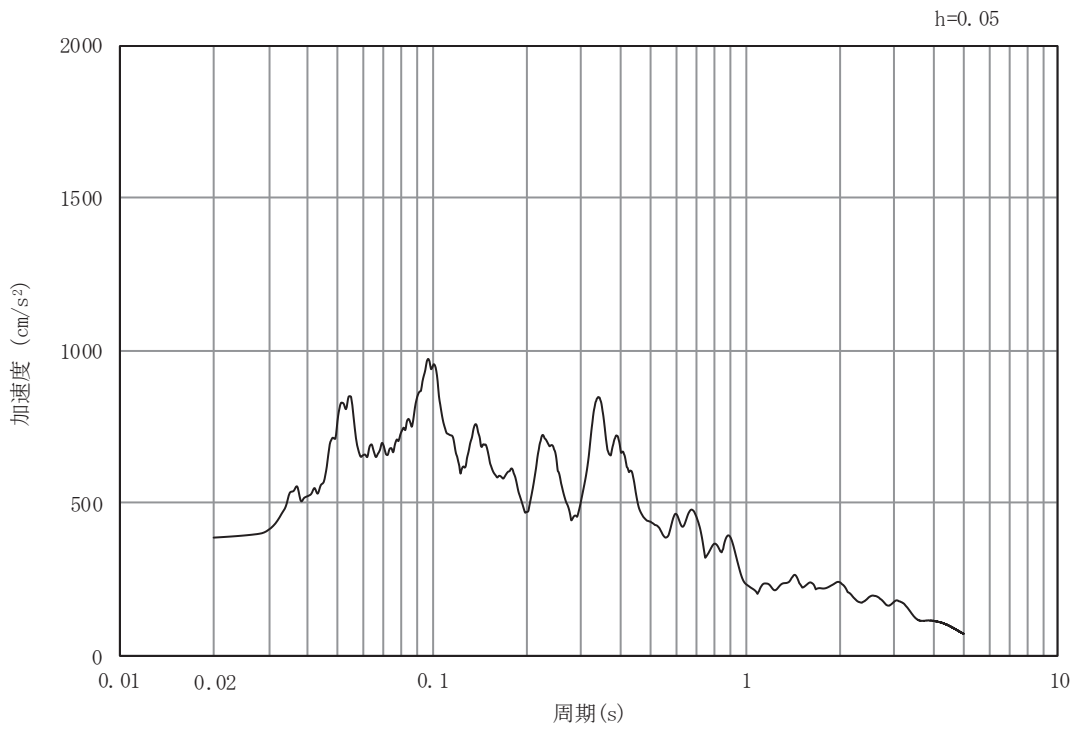


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 2)

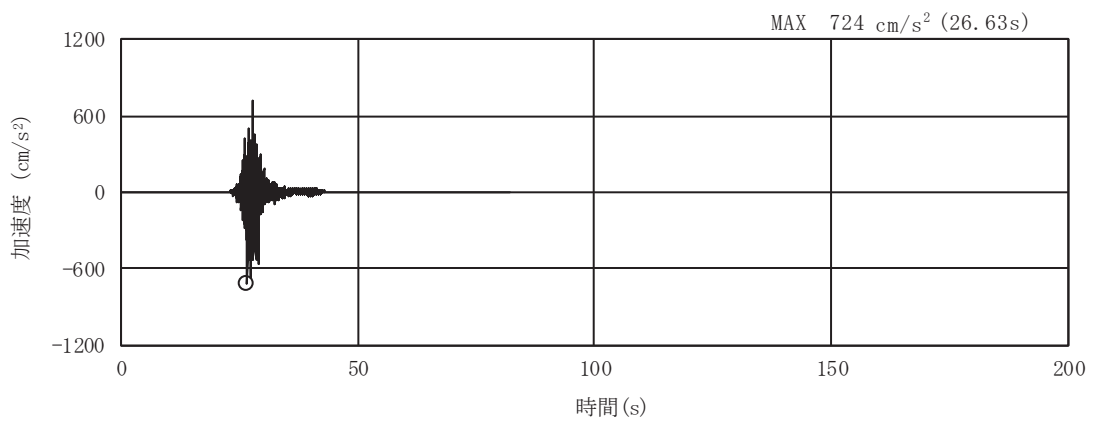


(a) 加速度時刻歴波形

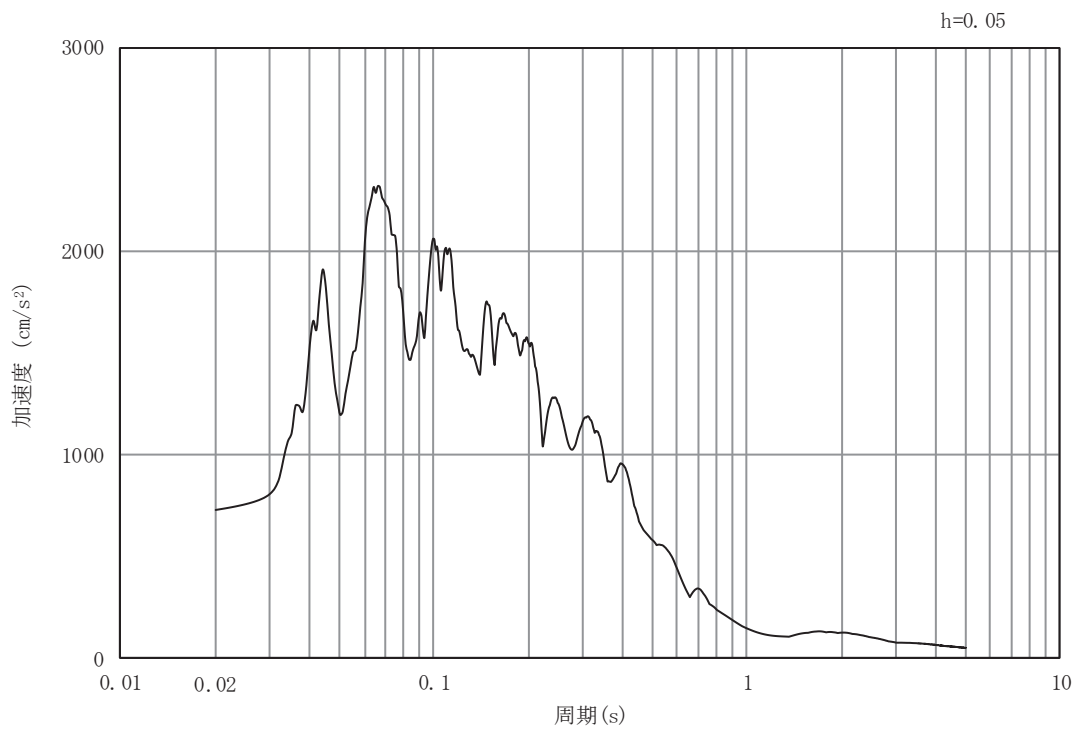


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2)



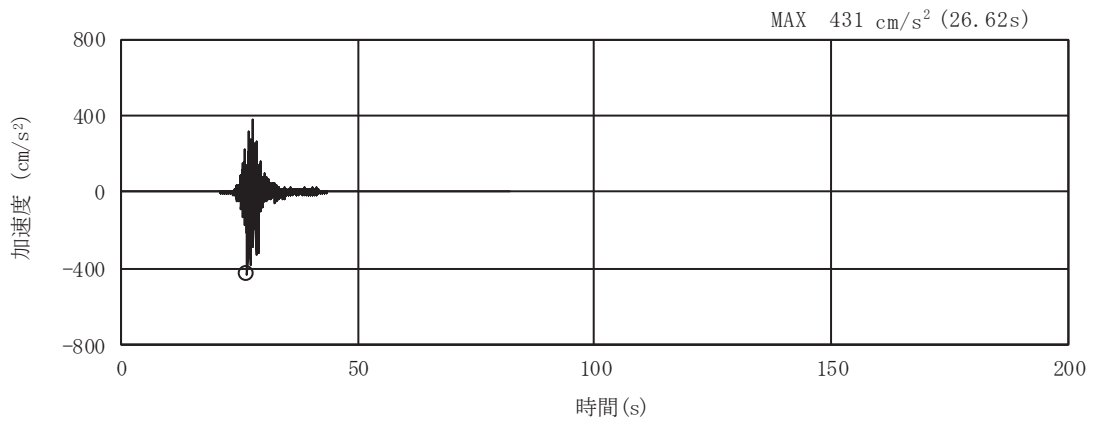
(a) 加速度時刻歴波形



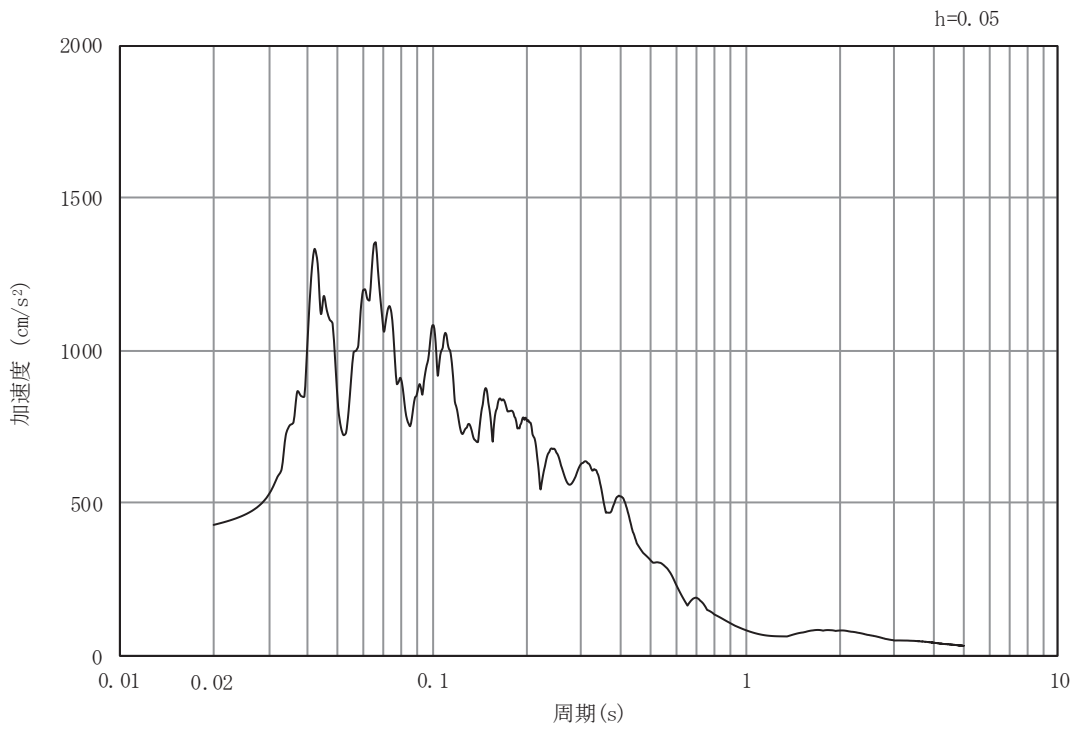
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 3)



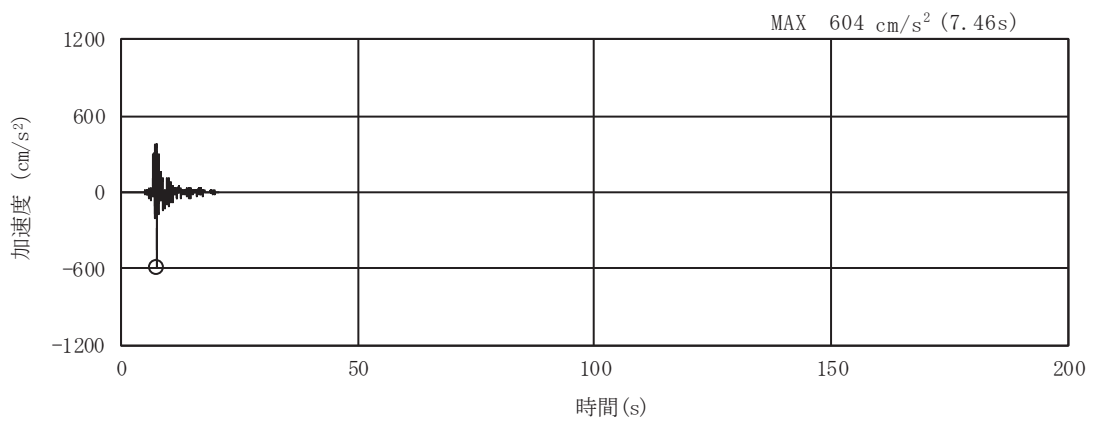


(a) 加速度時刻歴波形

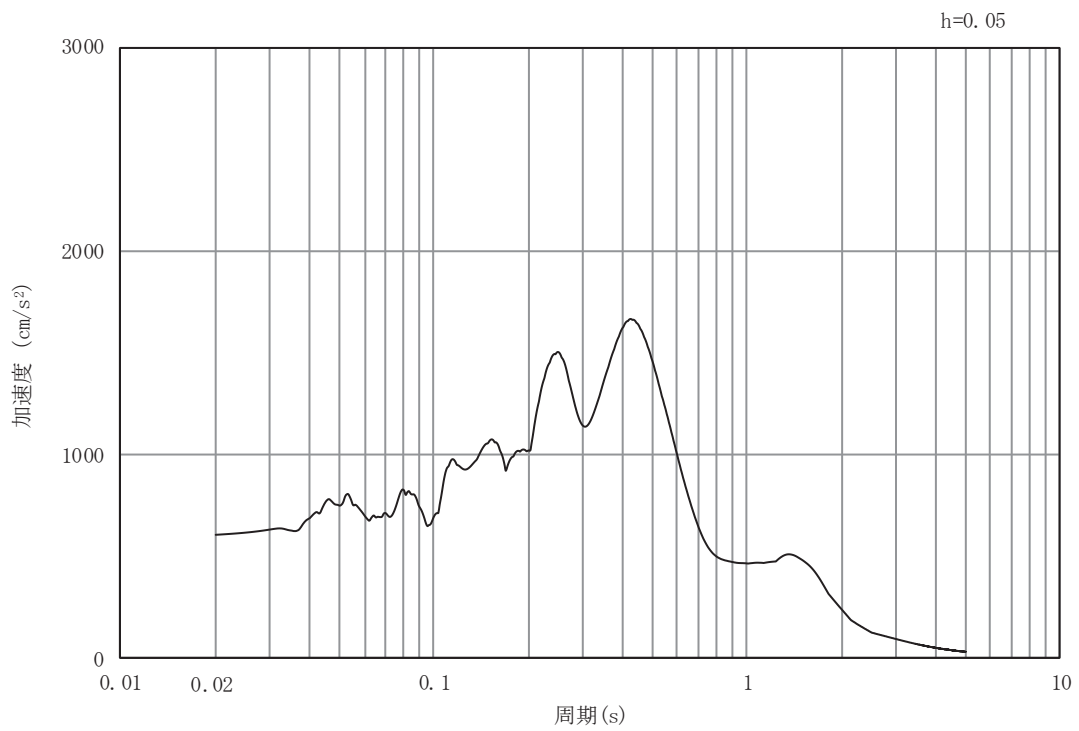


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3)



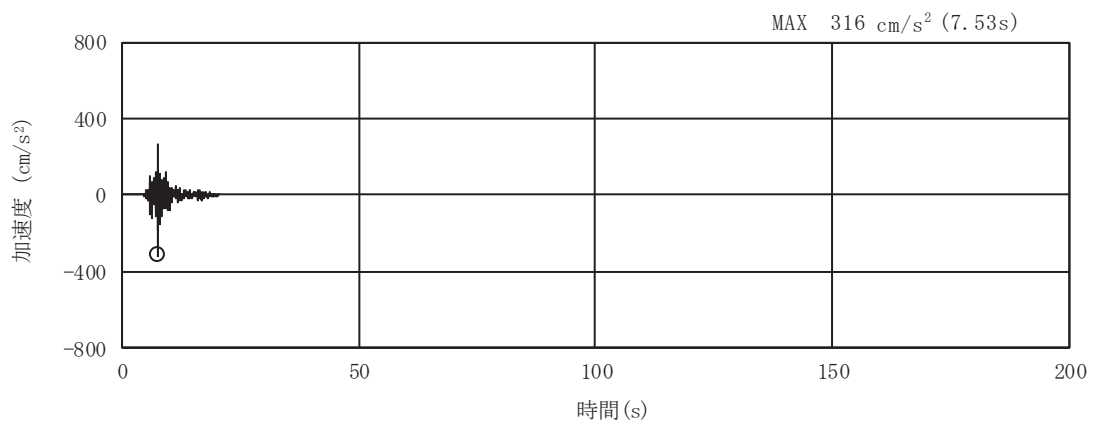
(a) 加速度時刻歴波形



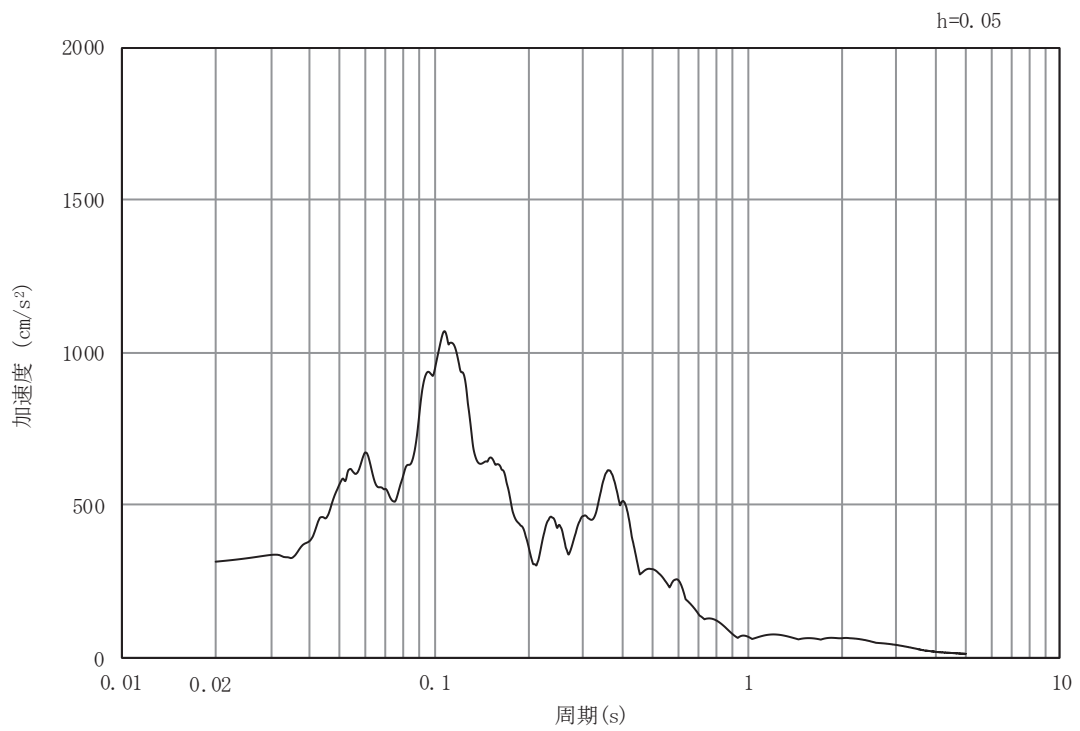
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1)

(e) 解析モデル及び諸元

イ. 解析モデル

縦断方向の地震応答解析モデルを図 6.1.6-40 に示す。

(イ) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び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。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 6.1.6-37 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅 (背面補強工の最大幅 36m) の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

以上を踏まえ、解析モデルの幅について、断面⑧は 180m、断面⑨は 216m とする。また、解析モデルの下端については、断面⑧は O.P. -90.0m までモデル化し、断面⑨は O.P. -100.0m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する 1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 6.1.6-38 に示す。

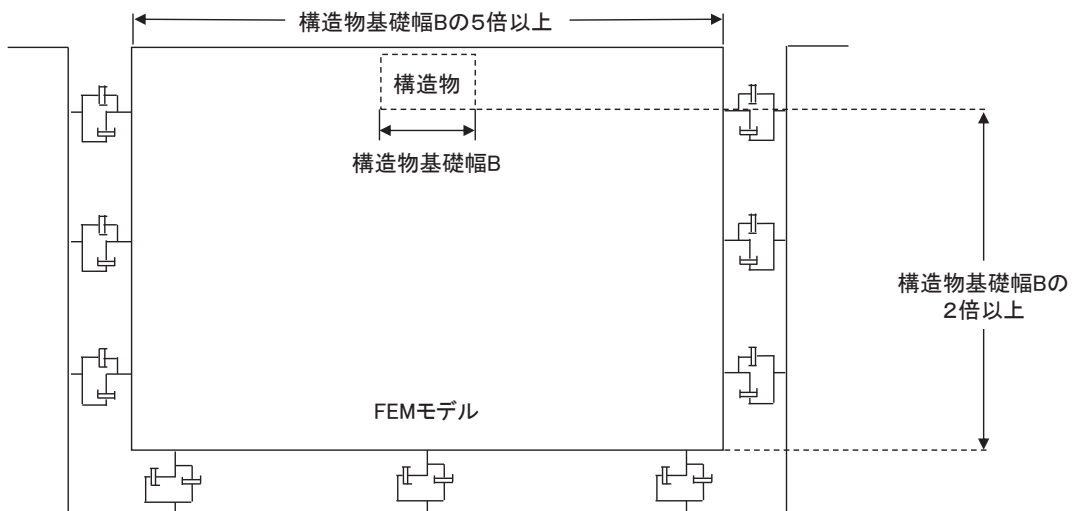


図 6.1.6-37 モデル化範囲の考え方

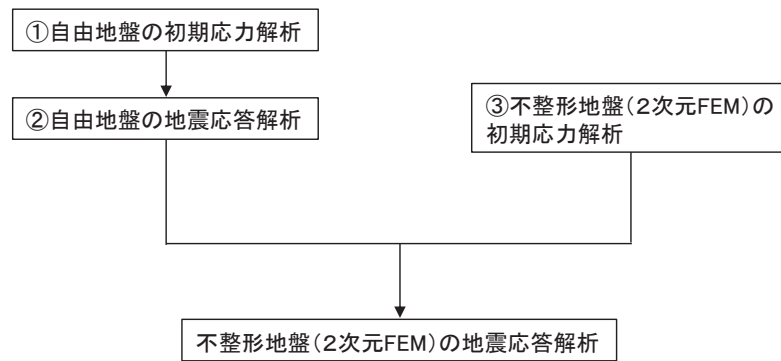


図 6. 1. 6-38 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(ロ) 境界条件

【初期応力解析時】

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 6. 1. 6-39 に示す。

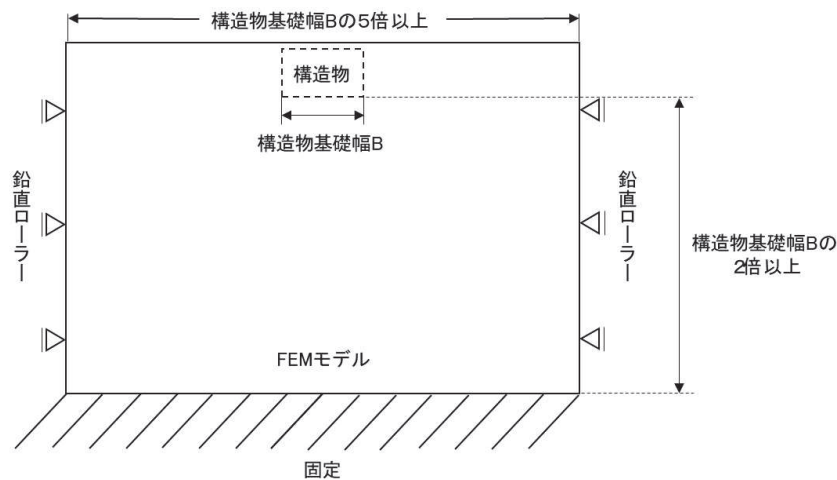


図 6. 1. 6-39 初期応力解析における境界条件の概念図

【地震応答解析時】

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(ハ) 構造物のモデル化

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(ニ) 地盤のモデル化

2次元有限要素法解析においてはD級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、D級岩盤、改良地盤及びセメント改良土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

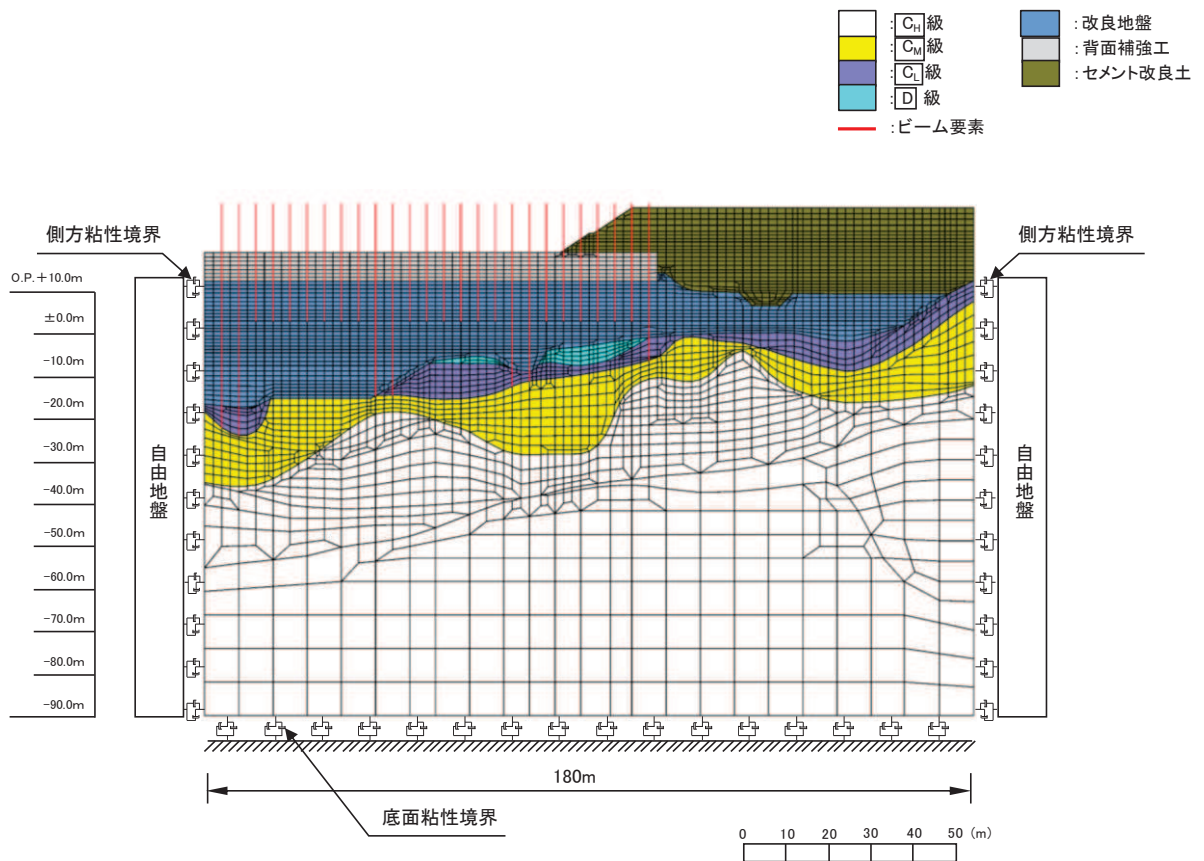


図 6. 1. 6-40(1) 縦断方向の解析モデル（断面⑧，地震時）

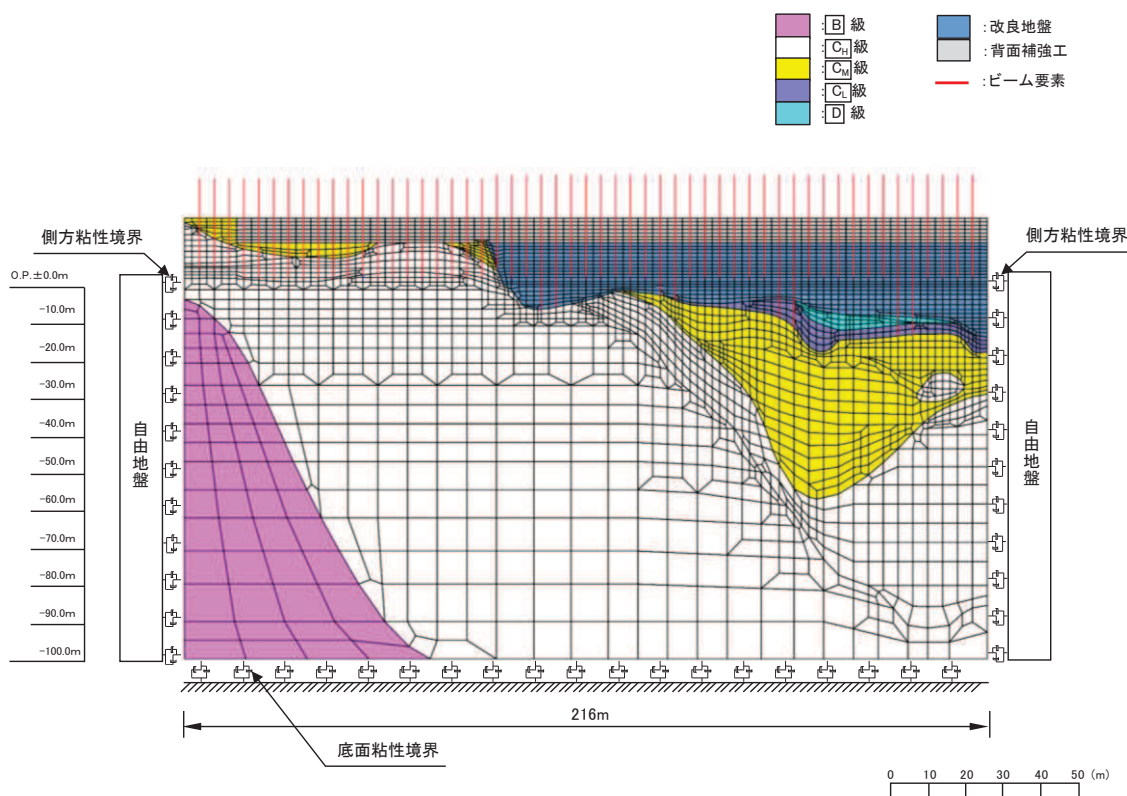


図 6. 1. 6-40 (2) 縦断方向の解析モデル (断面⑨, 地震時)

#### (ホ) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

なお、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 6. 1. 6-41 にジョイント要素の力学特性、図 6. 1. 6-42～図 6. 1. 6-43 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 6. 1. 6-8 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、表 6. 1. 6-9 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 6.1.6-8 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級	1.72	43.0

表 6.1.6-8 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級	0.78	50.0
C <sub>H</sub> 級	1.29	54.0

表 6.1.6-8 (3) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (敷地共通)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C <sub>L</sub> 級	0.46	44.0

注記 \* 1 : 地下水位以浅

\* 2 : 地下水位以深

表 6.1.6-9 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)
背面補強工-背面補強工	0	0
背面補強工-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
改良地盤-岩盤 (C <sub>M</sub> 級以下)	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
改良地盤-岩盤 (C <sub>H</sub> 级以上)	改良地盤の $c$	改良地盤の $\phi$
セメント改良土-改良地盤	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
セメント改良土-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$



ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 6.1.6-10 のとおり設定する。

表 6.1.6-10 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

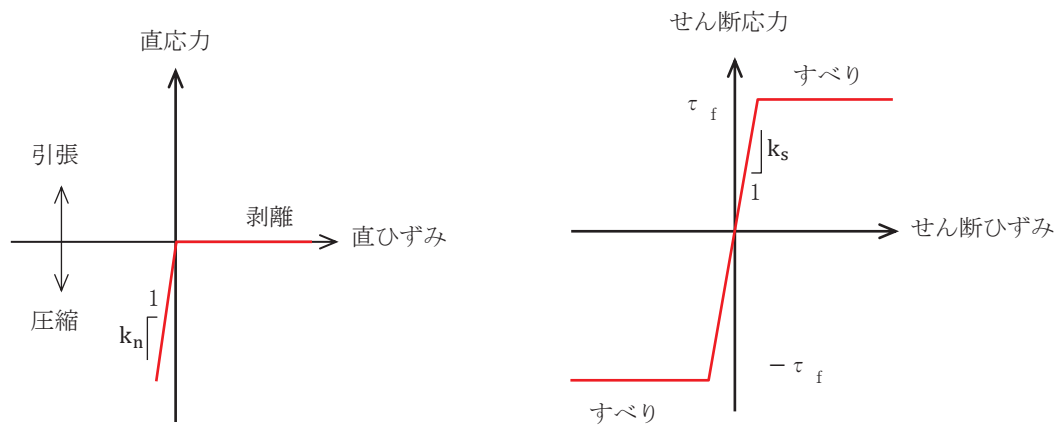


図 6.1.6-41 ジョイント要素の力学特性

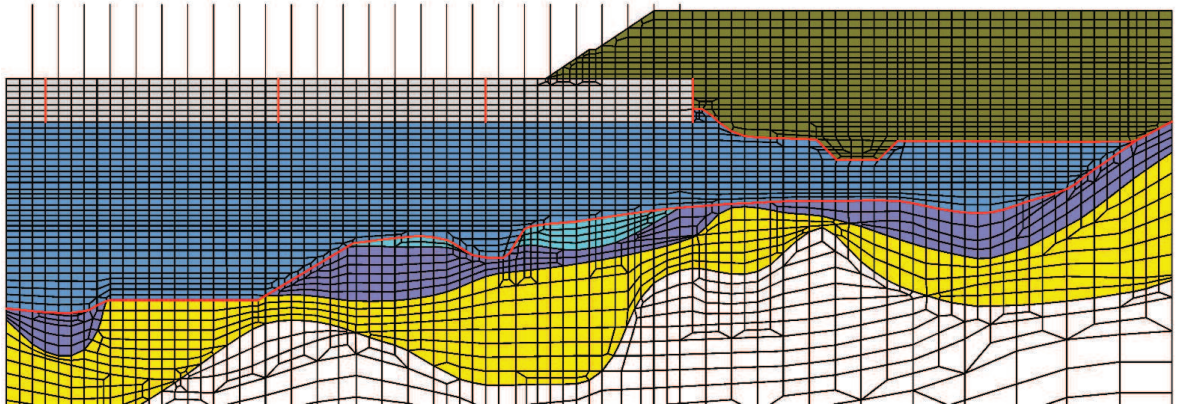
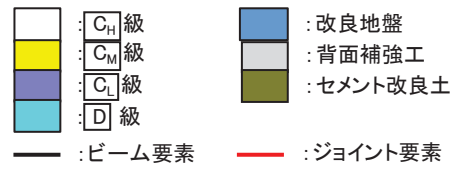


図 6.1.6-42 断面⑧におけるジョイント要素の配置図

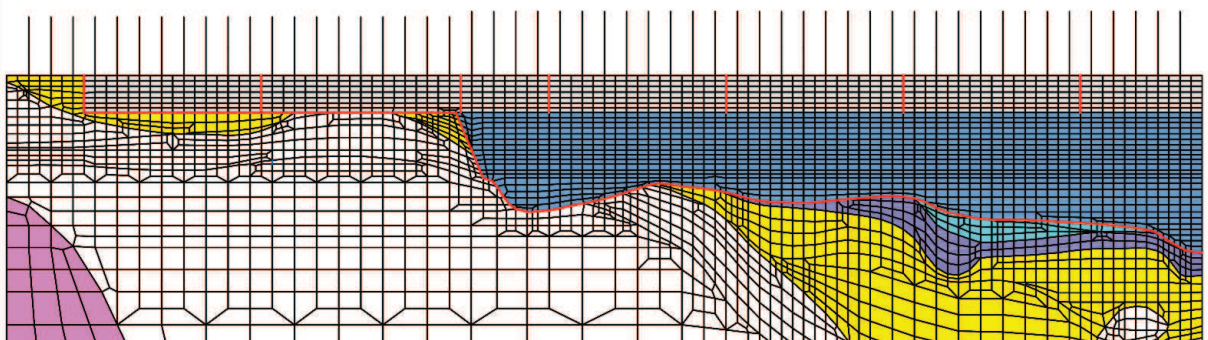
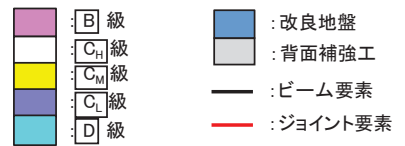


図 6.1.6-43 断面⑨におけるジョイント要素の配置図

ロ. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 6.1.6-11 に、材料の物性値を表 6.1.6-12 に示す。

表 6.1.6-11 使用材料

材料		諸元
コンクリート	背面補強工	設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>
鋼材	鋼管杭	φ 2200mm t=25mm (SKK490), t=40mm (SM570)
		φ 2500mm t=25mm (SKK490), t=35mm (SM570)
	鉄筋	SD345

表 6.1.6-12 (1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
コンクリート	背面補強工	24.0* <sup>1</sup>	2.8×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	-
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* <sup>2</sup>	2.0×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup>	0.3* <sup>2</sup>	-

注記 \*1 : コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

\*2 : 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)

表 6.1.6-12 (2) 材料の物性値 (コンクリートの強度特性)

材料		せん断 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	残留 強度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	背面補強工	6.00* <sup>1</sup>	-* <sup>2</sup>	2.22* <sup>3</sup>	-* <sup>2</sup>

注記 \*1 : コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

\*2 : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

\*3 : コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

#### ハ. 地盤の物性値

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

#### ニ. 地下水位

地下水位については、図 6.1.4-30 のとおり設定した。  
設計用地下水位の一覧を表 6.1.6-13 に示す。

表 6.1.6-13 縦断方向の設計用地下水位の一覧

評価対象断面	設計用地下水位
断面⑧	防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の範囲は O.P. +1.43m (朔望平均満潮位) に設定する。また、防潮堤 (盛土堤防) の範囲は O.P. +13.8m に設定する。
断面⑨	防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の範囲は O.P. +1.43m (朔望平均満潮位) に設定する。また、防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部の範囲は岩盤表面に設定する。

(f) 解析ケース

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断方向の相対変位算出における解析ケースを表 6.1.6-14 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断方向の相対変位算出においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対して、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、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位、縦断方向では隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 6.1.6-14 地震時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 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる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 \* : 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。

(4) 許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 6.1.6-15 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 6.1.6-15 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界(mm)		
変形量	ゴムジョイント	防潮堤軸直交方向	350
		防潮堤軸方向	150
	ウレタンシリコーン目地	防潮堤軸直交方向	30
		防潮堤軸方向	6

(5) 評価方法

a. 地震時相対変位

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

b. 津波時相対変位

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

c. 重畳時相対変位

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

(6) 評価結果

a. 地震時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

地震時の A 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。断面①、断面②及び断面③の相対変位量を表 6.1.6-16 に示す。

地震時の A 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧から最大となるものを選定する。断面⑧の相対変位量を表 6.1.6-17 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 95.5mm、軸方向が 12.3mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-16(1) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面①, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	72.5	350
		(-+)	①	64.9	350
		(+-)	①	61.8	350
		(--)	①	85.2	350
	S s - D 2	(++)	①	82.9	350
		(-+)	①	84.9	350
		(+-)	①	76.9	350
		(--)	①	80.1	350
	S s - D 3	(++)	①	57.7	350
		(-+)	①	57.1	350
		(+-)	①	56.4	350
		(--)	①	54.7	350
	S s - F 1	(++)	①	77.2	350
		(-+)	①	36.5	350
	S s - F 2	(++)	①	72.5	350
		(-+)	①	50.9	350
	S s - F 3	(++)	①	49.9	350
		(-+)	①	81.4	350
	S s - N 1	(++)	①	47.9	350
		(-+)	①	70.7	350
S s - D 1	(--)	②	82.4	350	
	(--)	③	82.0	350	



表 6.1.6-16(2) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	74.4	350
		(-+)	①	64.4	350
		(+-)	①	63.4	350
		(--)	①	81.2	350
	S s - D 2	(++)	①	93.1	350
		(-+)	①	69.4	350
		(+-)	①	69.0	350
		(--)	①	93.1	350
	S s - D 3	(++)	①	57.8	350
		(-+)	①	60.8	350
		(+-)	①	61.8	350
		(--)	①	59.0	350
	S s - F 1	(++)	①	65.1	350
		(-+)	①	37.4	350
	S s - F 2	(++)	①	58.3	350
		(-+)	①	51.4	350
	S s - F 3	(++)	①	68.6	350
		(-+)	①	74.6	350
	S s - N 1	(++)	①	46.8	350
		(-+)	①	74.7	350
S s - D 2	(--)	②	95.5	350	
	(--)	③	90.2	350	

表 6.1.6-16(3) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	79.5	350
		(-+)	①	62.2	350
		(+-)	①	62.7	350
		(--)	①	83.0	350
	S s - D 2	(++)	①	84.1	350
		(-+)	①	66.5	350
		(+-)	①	69.0	350
		(--)	①	83.8	350
	S s - D 3	(++)	①	57.3	350
		(-+)	①	59.9	350
		(+-)	①	58.6	350
		(--)	①	56.9	350
	S s - F 1	(++)	①	53.7	350
		(-+)	①	36.0	350
	S s - F 2	(++)	①	56.8	350
		(-+)	①	47.8	350
	S s - F 3	(++)	①	55.5	350
		(-+)	①	76.3	350
	S s - N 1	(++)	①	56.5	350
		(-+)	①	55.1	350
	S s - D 2	(++)	②	86.1	350
		(++)	③	80.3	350

表 6.1.6-17 地震時の A 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	9.0	150
		(-+)	①	9.5	150
		(+-)	①	8.4	150
		(--)	①	10.6	150
	S s - D 2	(++)	①	11.3	150
		(-+)	①	8.5	150
		(+-)	①	10.6	150
		(--)	①	9.2	150
	S s - D 3	(++)	①	8.9	150
		(-+)	①	9.4	150
		(+-)	①	8.3	150
		(--)	①	9.0	150
	S s - F 1	(++)	①	6.9	150
		(-+)	①	9.3	150
	S s - F 2	(++)	①	6.6	150
		(-+)	①	11.6	150
	S s - F 3	(++)	①	12.0	150
		(-+)	①	8.1	150
	S s - N 1	(++)	①	4.5	150
		(-+)	①	5.6	150
S s - F 3	(++)	②	12.3	150	
	(++)	③	11.4	150	

(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

地震時の B 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。断面①、断面②及び断面③の相対変位量を表 6.1.6-18 に示す。

地震時の B 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧及び断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑧及び断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-19 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 209.5mm、軸方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-18(1) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	146.6	350
		(-+)	①	117.4	350
		(+-)	①	158.1	350
		(--)	①	133.9	350
	S s - D 2	(++)	①	152.3	350
		(-+)	①	127.6	350
		(+-)	①	140.1	350
		(--)	①	128.7	350
	S s - D 3	(++)	①	106.3	350
		(-+)	①	95.4	350
		(+-)	①	105.8	350
		(--)	①	90.7	350
	S s - F 1	(++)	①	155.3	350
		(-+)	①	83.7	350
	S s - F 2	(++)	①	197.0	350
		(-+)	①	105.0	350
	S s - F 3	(++)	①	104.7	350
		(-+)	①	127.0	350
	S s - N 1	(++)	①	126.3	350
		(-+)	①	195.2	350
S s - F 2	(++)	②	179.5	350	
	(++)	③	209.5	350	

表 6.1.6-18(2) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	117.8	350
		(-+)	①	103.4	350
		(+-)	①	112.0	350
		(--)	①	107.1	350
	S s - D 2	(++)	①	105.1	350
		(-+)	①	86.0	350
		(+-)	①	96.6	350
		(--)	①	104.5	350
	S s - D 3	(++)	①	91.8	350
		(-+)	①	80.5	350
		(+-)	①	81.5	350
		(--)	①	84.7	350
	S s - F 1	(++)	①	85.4	350
		(-+)	①	67.2	350
	S s - F 2	(++)	①	111.6	350
		(-+)	①	86.1	350
	S s - F 3	(++)	①	86.9	350
		(-+)	①	111.3	350
	S s - N 1	(++)	①	105.0	350
		(-+)	①	148.7	350
	S s - N 1	(-+)	②	135.6	350
		(-+)	③	164.6	350

表 6.1.6-18(3) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	116.1	350
		(-+)	①	86.6	350
		(+-)	①	104.5	350
		(--)	①	101.3	350
	S s - D 2	(++)	①	98.6	350
		(-+)	①	84.0	350
		(+-)	①	100.5	350
		(--)	①	96.2	350
	S s - D 3	(++)	①	92.9	350
		(-+)	①	79.9	350
		(+-)	①	82.8	350
		(--)	①	81.3	350
	S s - F 1	(++)	①	81.0	350
		(-+)	①	61.4	350
	S s - F 2	(++)	①	106.4	350
		(-+)	①	65.6	350
	S s - F 3	(++)	①	81.8	350
		(-+)	①	110.6	350
	S s - N 1	(++)	①	92.7	350
		(-+)	①	134.8	350
S s - N 1	(-+)	②	123.9	350	
	(-+)	③	153.9	350	

表 6.1.6-19(1) 地震時の B 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	9.8	150
		(-+)	①	12.7	150
		(+-)	①	9.9	150
		(--)	①	12.6	150
	S s - D 2	(++)	①	11.2	150
		(-+)	①	10.4	150
		(+-)	①	12.8	150
		(--)	①	8.9	150
	S s - D 3	(++)	①	7.9	150
		(-+)	①	10.9	150
		(+-)	①	7.4	150
		(--)	①	8.6	150
	S s - F 1	(++)	①	7.4	150
		(-+)	①	8.3	150
	S s - F 2	(++)	①	10.7	150
		(-+)	①	10.7	150
	S s - F 3	(++)	①	10.6	150
		(-+)	①	10.7	150
	S s - N 1	(++)	①	14.3	150
		(-+)	①	9.2	150
	S s - N 1	(++)	②	13.4	150
		(++)	③	14.4	150

表 6.1.6-19(2) 地震時の B 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	13.7	150
		(-+)	①	14.2	150
		(+-)	①	14.1	150
		(--)	①	13.6	150
	S s - D 2	(++)	①	12.7	150
		(-+)	①	13.0	150
		(+-)	①	13.2	150
		(--)	①	13.8	150
	S s - D 3	(++)	①	9.9	150
		(-+)	①	9.9	150
		(+-)	①	10.0	150
		(--)	①	10.5	150
	S s - F 1	(++)	①	10.5	150
		(-+)	①	10.1	150
	S s - F 2	(++)	①	11.6	150
		(-+)	①	12.0	150
	S s - F 3	(++)	①	11.5	150
		(-+)	①	12.3	150
	S s - N 1	(++)	①	11.6	150
		(-+)	①	17.4	150
S s - N 1	(-+)	②	14.4	150	
	(-+)	③	22.2	150	



(c) C 区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

地震時の C 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②、断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。断面①、断面②、断面③及び断面⑤の相対変位量を表 6.1.6-20 に示す。

地震時の C 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-21 に示す。

その結果、C 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 209.5mm、軸方向が 14.1mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-20(1) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	146.6	350
		(-+)	①	117.4	350
		(+-)	①	158.1	350
		(--)	①	133.9	350
	S s - D 2	(++)	①	152.3	350
		(-+)	①	127.6	350
		(+-)	①	140.1	350
		(--)	①	128.7	350
	S s - D 3	(++)	①	106.3	350
		(-+)	①	95.4	350
		(+-)	①	105.8	350
		(--)	①	90.7	350
	S s - F 1	(++)	①	155.3	350
		(-+)	①	83.7	350
	S s - F 2	(++)	①	197.0	350
		(-+)	①	105.0	350
	S s - F 3	(++)	①	104.7	350
		(-+)	①	127.0	350
	S s - N 1	(++)	①	126.3	350
		(-+)	①	195.2	350
S s - F 2	(++)	②	179.5	350	
	(++)	③	209.5	350	

表 6.1.6-20(2) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	117.8	350
		(-+)	①	103.4	350
		(+-)	①	112.0	350
		(--)	①	107.1	350
	S s - D 2	(++)	①	105.1	350
		(-+)	①	86.0	350
		(+-)	①	96.6	350
		(--)	①	104.5	350
	S s - D 3	(++)	①	91.8	350
		(-+)	①	80.5	350
		(+-)	①	81.5	350
		(--)	①	84.7	350
	S s - F 1	(++)	①	85.4	350
		(-+)	①	67.2	350
	S s - F 2	(++)	①	111.6	350
		(-+)	①	86.1	350
	S s - F 3	(++)	①	86.9	350
		(-+)	①	111.3	350
	S s - N 1	(++)	①	105.0	350
		(-+)	①	148.7	350
S s - N 1	(-+)	②	135.6	350	
	(-+)	③	164.6	350	

表 6.1.6-20(3) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	116.1	350
		(-+)	①	86.6	350
		(+-)	①	104.5	350
		(--)	①	101.3	350
	S s - D 2	(++)	①	98.6	350
		(-+)	①	84.0	350
		(+-)	①	100.5	350
		(--)	①	96.2	350
	S s - D 3	(++)	①	92.9	350
		(-+)	①	79.9	350
		(+-)	①	82.8	350
		(--)	①	81.3	350
	S s - F 1	(++)	①	81.0	350
		(-+)	①	61.4	350
	S s - F 2	(++)	①	106.4	350
		(-+)	①	65.6	350
	S s - F 3	(++)	①	81.8	350
		(-+)	①	110.6	350
	S s - N 1	(++)	①	92.7	350
		(-+)	①	134.8	350
S s - N 1	(-+)	②	123.9	350	
	(-+)	③	153.9	350	

表 6.1.6-20(4) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
	S s - D 2	(++)	②	34.6	350
		(++)	③	35.5	350

表 6.1.6-21 地震時の C 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	7.9	150
		(-+)	①	9.1	150
		(+-)	①	8.8	150
		(--)	①	9.5	150
	S s - D 2	(++)	①	9.8	150
		(-+)	①	10.0	150
		(+-)	①	9.8	150
		(--)	①	9.7	150
	S s - D 3	(++)	①	7.8	150
		(-+)	①	10.2	150
		(+-)	①	8.4	150
		(--)	①	11.2	150
	S s - F 1	(++)	①	7.8	150
		(-+)	①	8.8	150
	S s - F 2	(++)	①	9.9	150
		(-+)	①	12.5	150
	S s - F 3	(++)	①	10.2	150
		(-+)	①	10.3	150
	S s - N 1	(++)	①	10.6	150
		(-+)	①	4.4	150
S s - F 2	(-+)	②	11.4	150	
	(-+)	③	14.1	150	

(d) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

地震時の D 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の相対変位量を表 6.1.6-22 に示す。

地震時の D 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-23 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 35.5mm、軸方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-22 地震時の D 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
	S s - D 2	(++)	②	34.6	350
		(++)	③	35.5	350

表 6.1.6-23 地震時の D 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.6	150
		(+-)	①	1.5	150
		(--)	①	1.7	150
	S s - D 2	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.5	150
		(+-)	①	1.7	150
		(--)	①	1.4	150
	S s - D 3	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.5	150
		(+-)	①	1.3	150
		(--)	①	1.6	150
	S s - F 1	(++)	①	1.3	150
		(-+)	①	1.4	150
	S s - F 2	(++)	①	1.7	150
		(-+)	①	1.3	150
	S s - F 3	(++)	①	1.6	150
		(-+)	①	1.9	150
	S s - N 1	(++)	①	2.0	150
		(-+)	①	1.2	150
S s - N 1	(++)	②	2.0	150	
	(++)	③	1.9	150	

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

地震時の E 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑤及び断面⑥の相対変位量を表 6.1.6-24 に示す。

地震時の E 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-25 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 52.6mm、軸方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-24(1) 地震時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
S s - D 2	(++)	②	34.6	350	
	(++)	③	35.5	350	



表 6.1.6-24(2) 地震時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
S s - F 3	(++)	②	49.7	350	
	(++)	③	52.6	350	

表 6.1.6-25 地震時の E 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	5.5	150
		(-+)	①	5.2	150
		(+-)	①	4.7	150
		(--)	①	4.6	150
	S s - D 2	(++)	①	4.4	150
		(-+)	①	4.4	150
		(+-)	①	4.5	150
		(--)	①	4.1	150
	S s - D 3	(++)	①	3.6	150
		(-+)	①	4.7	150
		(+-)	①	3.6	150
		(--)	①	4.6	150
	S s - F 1	(++)	①	3.5	150
		(-+)	①	4.0	150
	S s - F 2	(++)	①	5.9	150
		(-+)	①	6.0	150
	S s - F 3	(++)	①	5.2	150
		(-+)	①	6.2	150
	S s - N 1	(++)	①	6.2	150
		(-+)	①	3.3	150
S s - F 3	(-+)	②	6.7	150	
	(-+)	③	5.6	150	

(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の相対変位量を表 6.1.6-26 に示す。

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に軸直交方向と同様の変位とする。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 52.6mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-26 地震時の F 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
S s - F 3	(++)	②	49.7	350	
	(++)	③	52.6*	350	

注記 \*：軸方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

(g) G 区間（岩盤部のうち RC 壁との境界：構造境界部）

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥及び断面⑦から最大となるものを選定する。断面⑥及び断面⑦の相対変位量を表 6.1.6-27 に示す。

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に軸直交方向と同様の変位とする。

その結果、G 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 52.6mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-27(1) 地震時の G 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
S s - F 3	(++)	②	49.7	350	
	(++)	③	52.6*	350	

注記 \*：軸方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

表 6.1.6-27(2) 地震時の G 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑦, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
		(+-)	①	1.7	350
		(--)	①	1.7	350
	S s - D 2	(++)	①	2.1	350
		(-+)	①	2.0	350
		(+-)	①	2.1	350
		(--)	①	2.0	350
	S s - D 3	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
		(+-)	①	1.7	350
		(--)	①	1.7	350
	S s - F 1	(++)	①	1.3	350
		(-+)	①	1.3	350
	S s - F 2	(++)	①	1.5	350
		(-+)	①	1.5	350
	S s - F 3	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
	S s - N 1	(++)	①	1.0	350
		(-+)	①	1.0	350
S s - D 2	(++)	②	1.4	350	
	(++)	③	1.8	350	

(h) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

地震時の H 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表 6.1.6-28 に全基準地震動  $S_s$  による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-29 に示す。

地震時の H 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧及び断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑧及び断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-30 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 18.8mm、軸方向が 1.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-28(1) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	36.3
		(-+)	①	32.5
		(+-)	①	30.9
		(--)	①	42.6
	$S_s - D 2$	(++)	①	41.5
		(-+)	①	42.5
		(+-)	①	38.5
		(--)	①	40.1
	$S_s - D 3$	(++)	①	28.9
		(-+)	①	28.6
		(+-)	①	28.2
		(--)	①	27.4
	$S_s - F 1$	(++)	①	38.6
		(-+)	①	18.3
	$S_s - F 2$	(++)	①	36.3
		(-+)	①	25.5
	$S_s - F 3$	(++)	①	25.0
		(-+)	①	40.7
	$S_s - N 1$	(++)	①	24.0
		(-+)	①	35.4

表 6.1.6-28(2) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
 (断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	37.2
		(-+)	①	32.2
		(+-)	①	31.7
		(--)	①	40.6
	S s - D 2	(++)	①	46.524
		(-+)	①	34.7
		(+-)	①	34.5
		(--)	①	46.528
	S s - D 3	(++)	①	28.9
		(-+)	①	30.4
		(+-)	①	30.9
		(--)	①	29.5
	S s - F 1	(++)	①	32.6
		(-+)	①	18.7
	S s - F 2	(++)	①	29.2
		(-+)	①	25.7
	S s - F 3	(++)	①	34.3
		(-+)	①	37.3
	S s - N 1	(++)	①	23.4
		(-+)	①	37.4

表 6. 1. 6-28(3) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	①	39. 8
		(-+)	①	31. 1
		(+-)	①	31. 4
		(--)	①	41. 5
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①	42. 1
		(-+)	①	33. 3
		(+-)	①	34. 5
		(--)	①	41. 9
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	①	28. 7
		(-+)	①	30. 0
		(+-)	①	29. 3
		(--)	①	28. 5
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	①	26. 9
		(-+)	①	18. 0
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	①	28. 4
		(-+)	①	23. 9
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	①	27. 8
		(-+)	①	38. 2
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	①	28. 3
		(-+)	①	27. 6

表 6. 1. 6-29 地震時の H 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S <sub>s</sub> -D 1	(--)	①×②*	14. 9	30
			(--)	①×③*	18. 8	30
	断面②	S <sub>s</sub> -D 2	(--)	①×②*	11. 4	30
			(--)	①×③*	14. 9	30
	断面③	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	①×②*	9. 1	30
			(++)	①×③*	12. 1	30

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。



表 6.1.6-30(1) 地震時の H 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	1.0	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	0.9	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - F 1	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	1.2	6
	S s - F 3	(++)	①	1.1	6
		(-+)	①	1.3	6
	S s - N 1	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.8	6
S s - F 3	(-+)	②	1.3	6	
	(-+)	③	1.4	6	

表 6.1.6-30(2) 地震時の H 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.1	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 2	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.2	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 3	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.2	6
		(--)	①	1.2	6
	S s - F 1	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 2	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.5	6
	S s - F 3	(++)	①	1.4	6
		(-+)	①	1.1	6
	S s - N 1	(++)	①	0.9	6
		(-+)	①	0.8	6
S s - F 2	(-+)	②	1.4	6	
	(-+)	③	1.6	6	

(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

地震時の I 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥から最大となるものを選定する。表 6.1.6-31 に全基準地震動  $S_s$  による断面⑥の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-32 に示す。

地震時の I 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-33 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 7.7mm、軸方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-31 地震時の I 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	20.3
		(-+)	①	20.5
		(+-)	①	20.5
		(--)	①	20.3
	$S_s - D 2$	(++)	①	22.9
		(-+)	①	23.0
		(+-)	①	23.0
		(--)	①	22.9
	$S_s - D 3$	(++)	①	20.0
		(-+)	①	19.9
		(+-)	①	19.9
		(--)	①	20.0
	$S_s - F 1$	(++)	①	14.5
		(-+)	①	14.7
	$S_s - F 2$	(++)	①	18.6
		(-+)	①	18.8
	$S_s - F 3$	(++)	①	25.4
		(-+)	①	25.3
	$S_s - N 1$	(++)	①	11.9
		(-+)	①	11.9

表 6.1.6-32 地震時の I 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3	(++)	①×②*	6.4	30
			(++)	①×③*	7.7	30

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-33 地震時の I 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	0.7	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 2	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	1.0	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 3	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	1.0	6
		(+-)	①	0.7	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - F 1	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	0.7	6
	S s - F 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.7	6
	S s - F 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	1.2	6
	S s - N 1	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - F 3	(-+)	②	1.1	6
		(-+)	③	1.2	6

(j) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

地震時の J 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤から最大となるものを選定する。表 6.1.6-34 に全基準地震動  $S_s$  による断面⑤の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-35 に示す。

地震時の J 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-36 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 2.7mm、軸方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-34 地震時の J 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面⑤，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	16.4
		(-+)	①	16.6
		(+-)	①	16.7
		(--)	①	16.2
	$S_s - D 2$	(++)	①	17.31
		(-+)	①	17.3
		(+-)	①	17.1
		(--)	①	17.35
	$S_s - D 3$	(++)	①	16.5
		(-+)	①	16.5
		(+-)	①	16.6
		(--)	①	16.5
	$S_s - F 1$	(++)	①	12.4
		(-+)	①	12.6
	$S_s - F 2$	(++)	①	15.1
		(-+)	①	15.4
	$S_s - F 3$	(++)	①	15.1
		(-+)	①	15.0
	$S_s - N 1$	(++)	①	8.6
		(-+)	①	8.6

表 6.1.6-35 地震時の J 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2	(--)	①×②*	2.4	30
			(--)	①×③*	2.7	30

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-36 地震時の J 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	0.6	6
		(+-)	①	0.8	6
		(--)	①	0.6	6
	S s - D 2	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.8	6
		(+-)	①	0.6	6
		(--)	①	0.8	6
	S s - D 3	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.6	6
		(+-)	①	0.6	6
		(--)	①	0.5	6
	S s - F 1	(++)	①	0.5	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - F 2	(++)	①	0.5	6
		(-+)	①	0.9	6
	S s - F 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - N 1	(++)	①	0.3	6
		(-+)	①	0.3	6
S s - F 2	(-+)	②	0.9	6	
	(-+)	③	1.0	6	



b. 津波時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

津波時の A 区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-37 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-38 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-39 に示す。

津波時の A 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に A 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-17）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-40 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 77.1mm、軸方向が 12.3mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-37 A 区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1 (--)	①	1.5
			②	1.5
			③	0.3
	断面②	S s - D 2 (--)	①	1.2
			②	0.8
			③	3.5
	断面③	S s - D 2 (++)	①	4.3
			②	2.4
			③	5.7

表 6.1.6-38 津波時の A 区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	68.9
		②	67.3
		③	71.7
	断面②	①	68.0
		②	66.6
		③	70.8
	断面③	①	68.4
		②	66.9
		③	71.4

表 6.1.6-39 津波時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	1.5	68.9	70.4	350
		②	1.5	67.3	68.8	350
		③	0.3	71.7	72.0	350
	断面②	①	1.2	68.0	69.2	350
		②	0.8	66.6	67.4	350
		③	3.5	70.8	74.3	350
	断面③	①	4.3	68.4	72.7	350
		②	2.4	66.9	69.3	350
		③	5.7	71.4	77.1	350

表 6.1.6-40 津波時の A 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	12.3*	0	12.3	150

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-41 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-42 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-43 に示す。

津波時の B 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に B 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-19）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-44 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 125.0mm、軸方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-41 B 区間における軸直交方向の残留変位  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - F 2 (++)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S s - N 1 (-+)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S s - N 1 (-+)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7

表 6.1.6-42 津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	85.8
		②	81.3
		③	93.5
	断面②	①	80.7
		②	76.7
		③	87.7
	断面③	①	83.1
		②	79.0
		③	90.9

表 6.1.6-43 津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	24.4	85.8	110.2	350
		②	20.9	81.3	102.2	350
		③	31.5	93.5	125.0	350
	断面②	①	16.2	80.7	96.9	350
		②	14.5	76.7	91.2	350
		③	18.2	87.7	105.9	350
	断面③	①	25.3	83.1	108.4	350
		②	22.9	79.0	101.9	350
		③	27.7	90.9	118.6	350

表 6.1.6-44 津波時の B 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	22.2*	0	22.2	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(c) C区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

津波時のC区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②、断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-45 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-46 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-47 に示す。

津波時のC区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的にC区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-21）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-48 に示す。

その結果、C区間での最大相対変位量は軸直交方向が 125.0mm、軸方向が 14.1mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-45 C区間における軸直交方向の残留変位  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - F 2 (++)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S s - N 1 (-+)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S s - N 1 (-+)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7
	断面⑤	S s - D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-46 津波時の C 区間における軸直交方向の変位増分  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	85.8
		②	81.3
		③	93.5
	断面②	①	80.7
		②	76.7
		③	87.7
	断面③	①	83.1
		②	79.0
		③	90.9
	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5

表 6.1.6-47 津波時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	24.4	85.8	110.2	350
		②	20.9	81.3	102.2	350
		③	31.5	93.5	125.0	350
	断面②	①	16.2	80.7	96.9	350
		②	14.5	76.7	91.2	350
		③	18.2	87.7	105.9	350
	断面③	①	25.3	83.1	108.4	350
		②	22.9	79.0	101.9	350
		③	27.7	90.9	118.6	350
	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350

表 6.1.6-48 津波時の C 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	14.1*	0	14.1	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(d) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

津波時の D 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-49 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-50 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-51 に示す。

津波時の D 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に D 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-23）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-52 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 59.8mm、軸方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-49 D 区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-50 津波時の D 区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5

表 6.1.6-51 津波時の D 区間における軸直交方向の相対変位量

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350



表 6.1.6-52 津波時の D 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	2.0*	0	2.0	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

津波時の E 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-53 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-54 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-55 に示す。

津波時の E 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に E 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-25）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-56 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.7mm、軸方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-53 E 区間における軸直交方向の残留変位  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3
	断面⑥	S s - F 3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-54 津波時の E 区間における軸直交方向の変位増分  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5
	断面⑥	①	65.6
		②	64.8
		③	66.6

表 6.1.6-55 津波時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350
	断面⑥	①	0.1	65.6	65.7	350
		②	0.1	64.8	64.9	350
		③	0.1	66.6	66.7	350

表 6.1.6-56 津波時の E 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	6.7*	0	6.7	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

津波時の F 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-57 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-58 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-59 に示す。

津波時の F 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に F 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-26）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-60 に示す。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.7mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-57 F 区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-58 津波時の F 区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	65.6
		②	64.8
		③	66.6

表 6.1.6-59 津波時の F 区間における軸直交方向の相対変位量

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	0.1	65.6	65.7	350
		②	0.1	64.8	64.9	350
		③	0.1	66.6	66.7	350

表 6.1.6-60 津波時の F 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	52.6*	0	52.6	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(h) H区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

津波時のH区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-61 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-62 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-63 に示す。

津波時のH区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的にH区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-30）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-64 に示す。

その結果、H区間での最大相対変位量は軸直交方向が 22.6mm、軸方向が 1.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-61 H区間における軸直交方向の残留変位  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1 (--)	①×②	0.1
			①×③	0.7
	断面②	S s - D 2 (--)	①×②	0.3
			①×③	1.2
	断面③	S s - D 2 (++)	①×②	1.0
			①×③	0.8

表 6.1.6-62 津波時のH区間における軸直交方向の変位増分  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	20.8
		②	20.4
		③	21.5
	断面②	①	20.7
		②	20.4
		③	21.4
	断面③	①	20.7
		②	20.3
		③	21.4

表 6.1.6-63 津波時の H 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	0.7*	20.8	21.5	30
		②	0.1	20.4	20.5	30
		③	0.7	21.5	22.2	30
	断面②	①	1.2*	20.7	21.9	30
		②	0.3	20.4	20.7	30
		③	1.2	21.4	22.6	30
	断面③	①	1.0*	20.7	21.7	30
		②	1.0	20.3	21.3	30
		③	0.8	21.4	22.2	30

注記 \* : 解析ケース①の残留変位は, 解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-64 津波時の H 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.6*	0	1.6	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

津波時の I 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-65 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-66 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-67 に示す。

津波時の I 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に I 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-33）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-68 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 21.8mm、軸方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-65 I 区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-66 津波時の I 区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	21.4
		②	21.1
		③	21.7

表 6.1.6-67 津波時の I 区間における軸直交方向の相対変位量

（鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	0.1*	21.4	21.5	30
		②	0.1	21.1	21.2	30
		③	0.1	21.7	21.8	30

注記 \*：解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。



表 6.1.6-68 津波時の I 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.2*	0	1.2	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(j) J区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

津波時のJ区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-69 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-70 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-71 に示す。

津波時のJ区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的にJ区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-36）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-72 に示す。

その結果、J区間での最大相対変位量は軸直交方向が 19.5mm、軸方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-69 J区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2 (--)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-70 津波時のJ区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	19.35
		②	19.34
		③	19.36

表 6.1.6-71 津波時のJ区間における軸直交方向の相対変位量

（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	0.1*	19.35	19.45	30
		②	0.1	19.34	19.44	30
		③	0.1	19.36	19.46	30

注記 \*：解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-72 津波時の J 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.0*	0	1.0	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

c. 重畳時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

重畳時の A 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-73 のとおりである。重畳時の A 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③のから最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-73 に示す。

重畳時の A 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位（表 6.1.6-17）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-74 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 88.7mm、軸方向が 24.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-73 重畳時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	1.5	71.9	73.4	350
			(-+)	①	1.5	79.6	81.1	350
			(+-)	①	1.5	76.4	77.9	350
			(--)	①	1.5	72.7	74.2	350
			(-+)	②	1.5	78.5	80.0	350
			(-+)	③	0.3	76.2	76.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	1.2	77.0	78.2	350
			(-+)	①	1.2	78.7	79.9	350
			(+-)	①	1.2	77.5	78.7	350
			(--)	①	1.2	77.9	79.1	350
			(-+)	②	0.8	77.3	78.1	350
			(-+)	③	3.5	78.8	82.3	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	4.3	77.2	81.5	350
			(-+)	①	4.3	82.3	86.6	350
			(+-)	①	4.3	79.5	83.8	350
			(--)	①	4.3	81.7	86.0	350
			(-+)	②	2.4	80.7	83.1	350
			(-+)	③	5.7	83.0	88.7	350

表 6.1.6-74 重畳時の A 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	12.3*	12.3	24.6	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

重畳時の B 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-75 のとおりである。重畳時の B 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-75 に示す。

重畳時の B 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-19）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-76 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 168.5mm、軸方向が 44.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-75 重畳時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
軸 直交 方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	24.4	126.0	150.4	350
			(-+)	①	24.4	112.3	136.7	350
			(+-)	①	24.4	126.8	151.2	350
			(--)	①	24.4	115.0	139.4	350
			(+-)	②	20.9	116.0	136.9	350
			(+-)	③	31.5	137.0	168.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	16.2	104.9	121.1	350
			(-+)	①	16.2	107.2	123.4	350
			(+-)	①	16.2	106.4	122.6	350
			(--)	①	16.2	107.3	123.5	350
			(--)	②	14.5	103.1	117.6	350
			(--)	③	18.2	116.8	135.0	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	25.3	111.9	137.2	350
			(-+)	①	25.3	117.5	142.8	350
			(+-)	①	25.3	115.5	140.8	350
			(--)	①	25.3	115.9	141.2	350
			(-+)	②	22.9	115.7	138.6	350
			(-+)	③	27.7	118.9	146.6	350

表 6.1.6-76 重畳時の B 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	22.2*	22.2	44.4	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(c) C区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

重畳時のC区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表6.1.6-77のとおりである。重畳時のC区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②、断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表6.1.6-77に示す。

重畳時のC区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表6.1.6-21）を考慮する。軸方向の相対変位量を表6.1.6-78に示す。

その結果、C区間での最大相対変位量は軸直交方向が168.5mm、軸方向が28.2mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。



表 6.1.6-77 重畳時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	24.4	126.0	150.4	350
			(-+)	①	24.4	112.3	136.7	350
			(+-)	①	24.4	126.8	151.2	350
			(--)	①	24.4	115.0	139.4	350
			(+-)	②	20.9	116.0	136.9	350
			(+-)	③	31.5	137.0	168.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	16.2	104.9	121.1	350
			(-+)	①	16.2	107.2	123.4	350
			(+-)	①	16.2	106.4	122.6	350
			(--)	①	16.2	107.3	123.5	350
			(--)	②	14.5	103.1	117.6	350
			(--)	③	18.2	116.8	135.0	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	25.3	111.9	137.2	350
			(-+)	①	25.3	117.5	142.8	350
			(+-)	①	25.3	115.5	140.8	350
			(--)	①	25.3	115.9	141.2	350
			(-+)	②	22.9	115.7	138.6	350
			(-+)	③	27.7	118.9	146.6	350
	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350

表 6.1.6-78 重畳時の C 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	14.1*	14.1	28.2	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(d) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

重畳時の D 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-79 のとおりである。重畳時の D 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-79 に示す。

重畳時の D 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-23）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-80 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 55.6mm、軸方向が 4.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-79 重畳時の D 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350

表 6.1.6-80 重畳時の D 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	2.0*	2.0	4.0	150

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

重畳時の E 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-81 のとおりである。重畳時の E 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-81 に示す。

重畳時の E 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-25）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-82 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.1mm、軸方向が 13.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-81 重畳時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350
	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	0.1	64.1	64.2	350
			(-+)	①	0.1	60.1	60.2	350
			(+-)	①	0.1	62.0	62.1	350
			(--)	①	0.1	60.4	60.5	350
			(++)	②	0.1	63.1	63.2	350
			(++)	③	0.1	66.0	66.1	350

表 6.1.6-82 重畳時の E 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	6.7*	6.7	13.4	150

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

重畳時の F 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-83 のとおりである。重畳時の F 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-83 に示す。

重畳時の F 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-26）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-84 に示す。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.1mm、軸方向が 105.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-83 重畳時の F 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	0.1	64.1	64.2	350
			(-+)	①	0.1	60.1	60.2	350
			(+-)	①	0.1	62.0	62.1	350
			(--)	①	0.1	60.4	60.5	350
			(++)	②	0.1	63.1	63.2	350
			(++)	③	0.1	66.0	66.1	350

表 6.1.6-84 重畳時の F 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	52.6*	52.6	105.2	150

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(h) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

重畳時の H 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-61 のとおりである。重畳時の H 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表 6.1.6-85 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-86 に示す。

重畳時の H 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-30）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-87 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 18.9mm、軸方向が 3.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-85 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交 方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	71.9
			(-+)	①	79.6
			(+-)	①	76.4
			(--)	①	72.7
	断面②	S d - D 2	(++)	①	77.0
			(-+)	①	78.7
			(+-)	①	77.5
			(--)	①	77.9
	断面③	S d - D 2	(++)	①	77.2
			(-+)	①	82.3
			(+-)	①	79.5
			(--)	①	81.7

表 6.1.6-86 重疊時の H 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重疊時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
軸 直交 方向	断面①	S d - D 2	(-+)	①×②*	0.1	10.4	10.5	30
			(-+)	①×③*	0.7	14.5	15.2	30
	断面②	S d - D 2	(-+)	①×②*	0.3	9.1	9.4	30
			(-+)	①×③*	1.2	17.7	18.9	30
	断面③	S d - D 2	(--)	①×②*	1.0	13.6	14.6	30
			(--)	①×③*	0.8	14.4	15.2	30

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-87 重畳時のH区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.6*	1.6	3.2	6

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。



(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

重畳時の I 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-65 のとおりである。重畳時の I 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。表 6.1.6-88 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面⑥の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、断面⑥において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-89 に示す。

重畳時の I 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-33）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-90 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 5.3mm、軸方向が 2.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-88 重畳時の I 区間における軸直交方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	64.1
			(-+)	①	60.1
			(+-)	①	62.0
			(--)	①	60.4

表 6.1.6-89 重畳時の I 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①×②*	0.1	4.1	4.2	30
			(++)	①×③*	0.1	5.2	5.3	30

注記 \*：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-90 重畳時の I 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.2*	1.2	2.4	6

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(j) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

重畳時の J 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-69 のとおりである。重畳時の J 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。表 6.1.6-91 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面⑤の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、断面⑤において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-92 に示す。

重畳時の J 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-36）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-93 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 2.4mm、軸方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-91 重畳時の J 区間における軸直交方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交 方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	54.6
			(-+)	①	51.6
			(+-)	①	53.2
			(--)	①	51.0

表 6.1.6-92 重畳時の J 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価 対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位 増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
軸 直交 方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①×②*	0.1	2.0	2.1	30
			(++)	①×③*	0.1	2.3	2.4	30

注記 \*：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-93 重畳時の J 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.0*	1.0	2.0	6

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(参考資料 1) 漂流物が防護工端部に衝突した場合の影響について

1. 概要

止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重については、せん断方向の変位が最大となるよう、鋼管杭の中心位置に防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突させることを基本としている（図 1）。

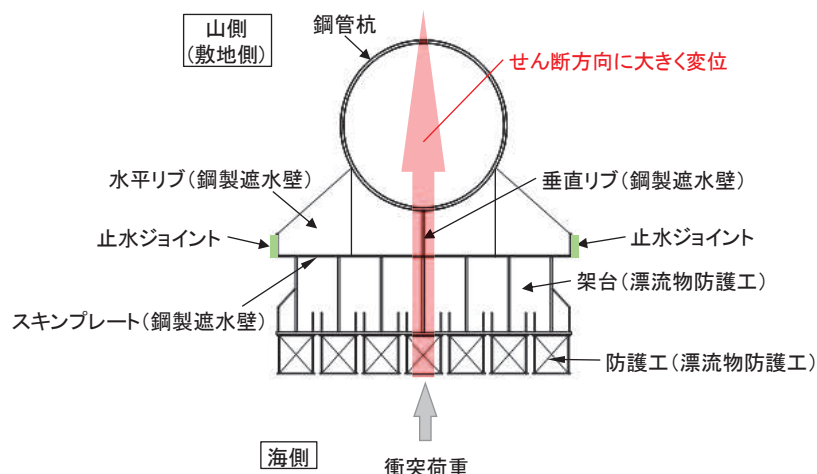
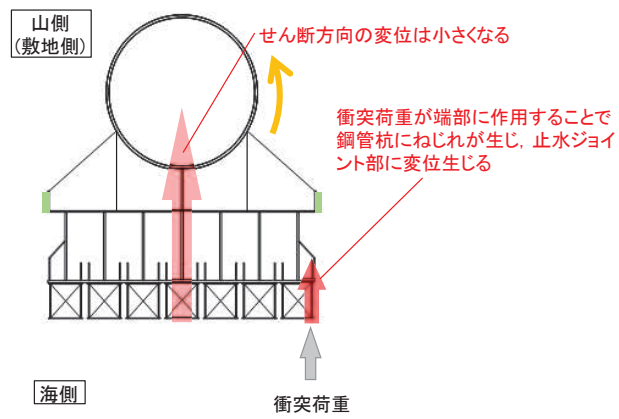


図 1 止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重（基本ケース）

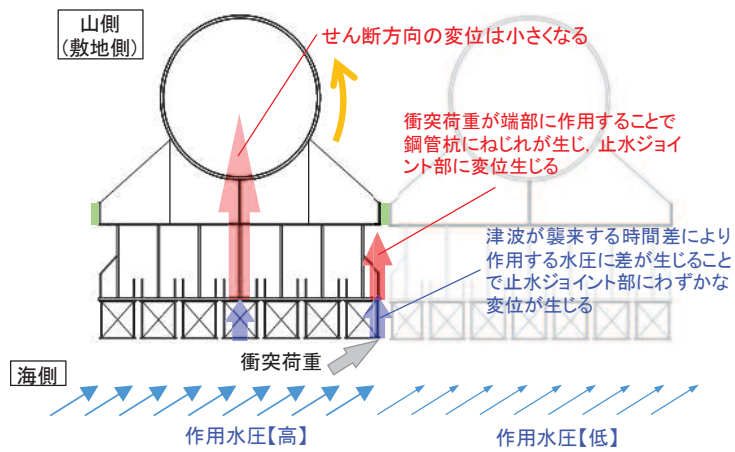
ただし、漂流物が防護工の端部に衝突する場合には、鋼管杭のせん断方向の変位は小さくなるものの、鋼管杭がねじれることにより止水ジョイント部には局所的な変位が生じると考えられる。また、「4.3 漂流物による衝突荷重について」で示すとおり、漂流物の衝突形態は様々であり、漂流物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突するパターンに加え、衝突荷重のエネルギー密度は低くなるものの、斜め方向から衝突することも考えられる。さらに、漂流物が斜めから衝突するような状況においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して津波も斜め方向から襲来しているため、作用している水圧が隣の鋼管杭と異なっていることも想定される。

そのため、漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合と漂流物が防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合の検討を行い、止水ジョイントの相対変位に与える影響を確認する（図 2）。漂流物が防護工の端部に斜めに衝突する場合、衝突荷重のエネルギー密度は低くなるが保守的に 2000kN を用いることとする。

なお、漂流物が防護工の端部に衝突した場合に、鋼管杭に生じるねじれの影響については「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。



【影響検討 1】 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合



【影響検討 2】 防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合

図 2 止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重 (影響検討ケース)

## 2. 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合の影響

### (1) 検討方法

衝突荷重が防護工端部に直角方向に作用した場合に生じる止水ジョイント変位  $\delta$  について、鋼管杭がねじれることで生じるが、本検討においては、図3のようなモデル化を行い、以下の計算式により算出する。計算に必要な諸元を表1に示す。

$$\delta = \frac{P_c L^3}{3EI}$$

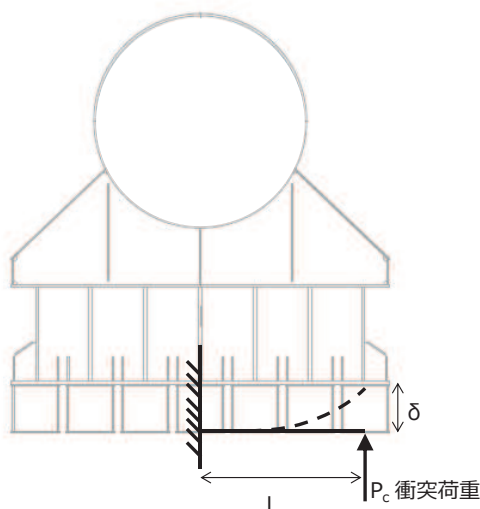


図3 漂流物が防護工端部に衝突した場合の変位算出のモデル化

表1 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
$P_c$	漂流物衝突荷重	2000	kN
$L$	アーム長	1750	mm
$E$	ヤング率	200000	N/mm <sup>2</sup>
$I$	断面二次モーメント	16199329418	mm <sup>4</sup>

(2) 検討結果

鋼管杭中心に衝突させた場合のウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時変位増分は 21.4mm，ゴムジョイント設置箇所の津波時変位増分は 93.5mm である。衝突荷重が防護工の端部に作用した場合は，これらの変位増分よりも小さくなるが，本検討では保守的に，衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位 1.1mm も考慮することとした。

表 2 及び表 3 に示すように，衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位 1.1mm を考慮したとしても，止水ジョイントの成立性に影響がない確認した。

表 2 ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量  
(H 区間：鋼製遮水壁天端部：0. P. +29. 0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向*	断面②	③	1. 2	21. 4	22. 6	30
軸直交方向 (端部直角衝突考慮)	断面②	③	1. 2	22. 5 (=21. 4+1. 1)	23. 7	30

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3 ゴムジョイント設置箇所の津波時相対変位量  
(B 区間 (C 区間)：鋼製遮水壁天端部：0. P. +29. 0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向*	断面①	③	31. 5	93. 5	125. 0	350
軸直交方向 (端部直角衝突考慮)	断面①	③	31. 5	94. 6 (=93. 5+1. 1)	126. 1	350

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



3. 漂流物が防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合の影響

(1) 検討方法

衝突荷重が防護工端部に直角方向に作用した場合に生じる止水ジョイント変位  $\delta$  について、図4のようなモデル化を行い、以下の計算式により算出する。計算に必要な諸元を表4に示す。

$$\delta = \frac{P_c' L^3}{3EI}$$

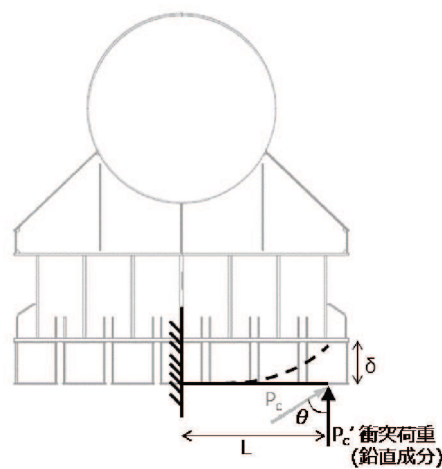


図4 漂流物が防護工端部に衝突した場合の変位算出のモデル化

表4 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
$P_c$	衝突荷重	2000	kN
$P_c'$	衝突荷重（鉛直成分）	1060*	kN
$\theta$	衝突荷重の作用角度	58	°
$L$	アーム長	1750	mm
$E$	ヤング率	200000	N/mm <sup>2</sup>
$I$	断面二次モーメント	16199329418	mm <sup>4</sup>

注記 \* :  $P_c' = P_c \times \cos \theta$

また、漂流物が斜めから衝突するような状況においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して津波も斜め方向から襲来していると考えられるため、作用する水圧も隣の鋼管杭と異なっていると想定される。そのため、以下に示す①～③の流れで検討を行った。

その結果、図5に示すように、隣接している計算格子の水位時刻歴はほぼ同じであり、最大水位となる付近でわずかに水位差が生じているのみで、水位差が継続している状況ではないため、この水位差による設計への影響はないと考えられるが、念のため、最大水位付近で瞬間的に発生している水位差 0.2m の影響を確認する。

- ① 津波の遡上解析結果から評価対象とする計算格子を抽出する（止水ジョイント部は防潮堤（鋼管式鉛直壁）の区間にのみ設定されるものの、盛土堤防部の方が水位の上昇量が高いことを踏まえ、図5の(B)を評価対象の格子とする）。
- ② 評価対象とする格子及び隣の格子（防潮堤の設置方向）の合計3つの格子の水位時刻歴波形を確認し、評価対象とする格子との水位差時刻歴を確認する。
- ③ 水位差時刻歴を包絡する水位差を設定し、影響検討に用いる水位差とする。

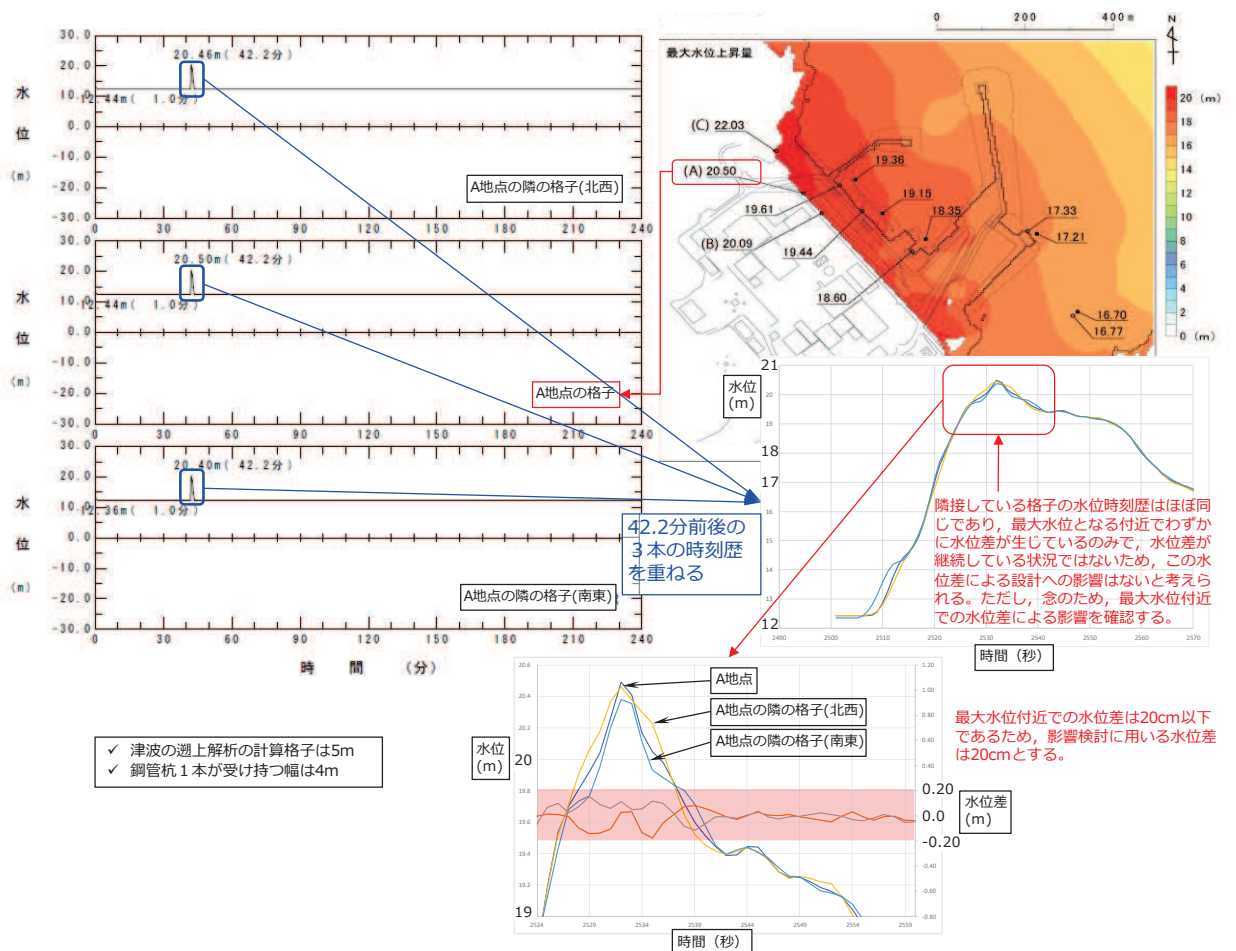
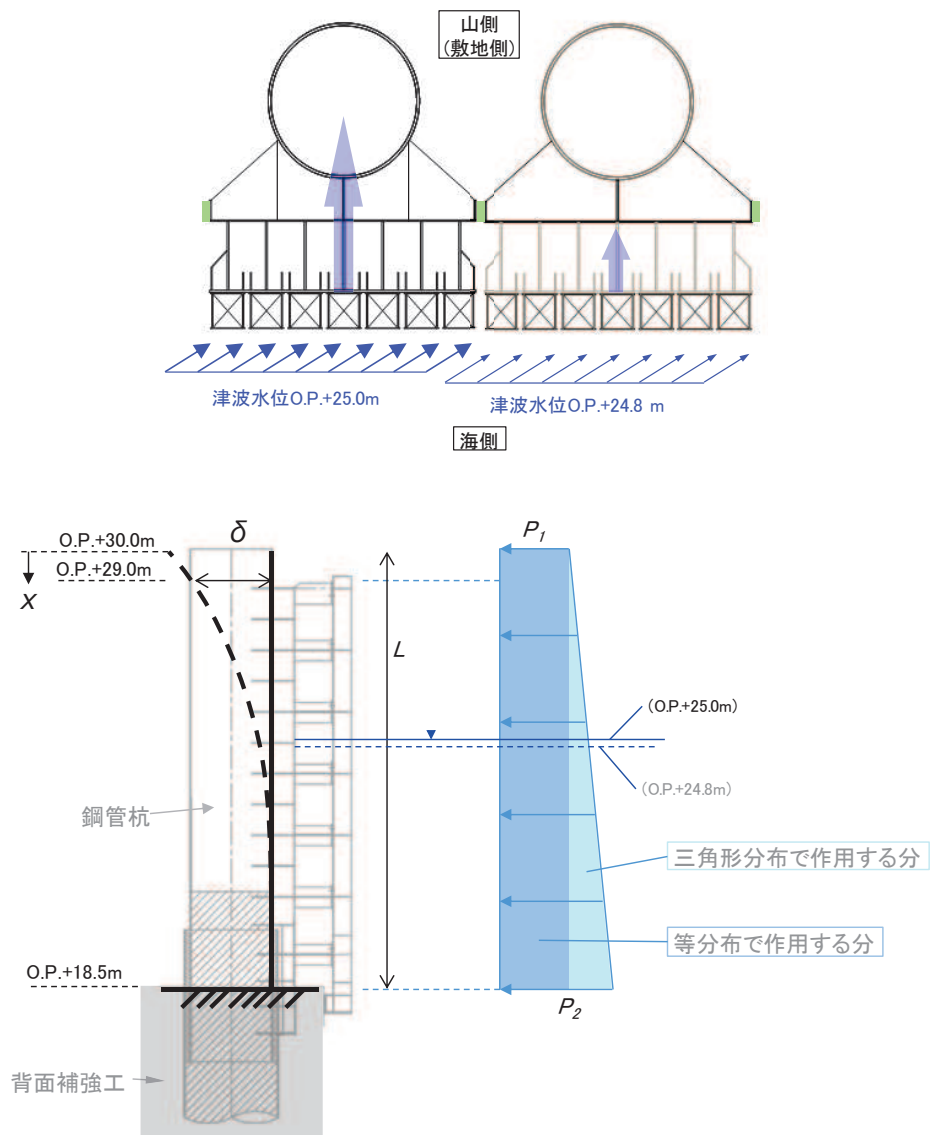


図5 影響検討に用いる水位差の検討

次に、水位差 0.2m で生じる隣同士の鋼管杭の相対変位について算出する。設計用の津波水位は O.P.+25.0m であることから、隣の鋼管杭に作用する津波水位は 24.8m とし、各鋼管杭に生じる変位は、図 6 のようなモデル化することで算出し、得られた変位の差分が鋼管杭間に生じる相対変位となる。

表 5 に水位差が生じた場合の変位算出に必要な諸元及び結果を示す。



【等分布荷重で生じる変位】

$$\delta_{\text{①}} = \frac{P_1 BL^4}{24EI} \left( 3 - 4 \frac{x}{L} + \left( \frac{x}{L} \right)^4 \right)$$

【三角形分布荷重で生じる変位】

$$\delta_{\text{②}} = \frac{(P_2 - P_1) BL^4}{120EI} \left( 4 - 5 \frac{x}{L} + \left( \frac{x}{L} \right)^5 \right)$$

図 6 水位差が生じた場合の変位の算出方法

表 5 水位差が生じた場合の変位の算出に必要な諸元及び結果

記号	定義	数値		単位
		津波水位 O. P. +24.8m	津波水位 O. P. +25.0m	
-	鋼管杭の天端高さ (O. P.)	30.0		m
P <sub>1</sub>	鋼管杭の天端波圧	70.195	73.225	kN/m <sup>2</sup>
-	背面補強工天端高さ (O. P.)	18.5		m
P <sub>2</sub>	背面補強工天端波圧	186.345	189.375	kN/m <sup>2</sup>
D	鋼管杭の外径	2.2		m
d	鋼管杭の内径	2.15		m
E	鋼管杭のヤング率	200000000		kN/m <sup>2</sup>
I	鋼管杭の断面二次モーメント	0.101026441		m <sup>4</sup>
L	背面補強工天端から鋼管杭天端までの長さ	11.5		m
B	鋼製遮水壁の幅	4.0		m
x	変位算出位置 (鋼管杭の丹波高さからの距離)	1.0		m
δ <sub>①</sub>	等分布荷重による変位①	26.86	28.02	mm
δ <sub>②</sub>	三角形分布荷重による変位②	11.95	11.95	mm
δ	津波荷重による変位 (①+②)	38.81	39.97	mm
δ <sub>相対変位</sub>	0.2m の津波水位差による変位	1.2		mm

(2) 検討結果

「(2) 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合の影響」と同様、本検討では保守的に、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる変位 0.6mm 及び津波水位差による変位は 1.2mm を考慮することとした。

表 6 及び表 7 に示すように、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる変位及び津波水位差による変位の合計 1.8mm を考慮したとしても、止水ジョイントの成立性に影響がない確認した。

表 6 ウレタンシリコン目地設置箇所の津波時相対変位量

(H 区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），断面②，鋼製遮水壁天端部：

O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向*	断面②	③	1.2	21.4	22.6	30
軸直交方向 (端部斜め衝突考慮)	断面②	③	1.2	23.2 (=21.4+1.8)	24.4	30

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 7 ゴムジョイント設置箇所の津波時相対変位量

(B 区間 (C 区間)：鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向*	断面①	③	31.5	93.5	125.0	350
軸直交方向 (端部斜め衝突考慮)	断面①	③	31.5	95.3 (=93.5+1.8)	126.8	350

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤に関する補足説明
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明

目 次

- 4. 止水性に係る検討結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1

#### 4. 止水性に係る検討結果

防潮堤の止水性については、鋼製遮水壁，止水目地，背面補強工で遮水性を担保し，改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土で地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性の保持）する。そのうち，地盤中からの回り込みによる浸水防止（難透水性の保持）について，構造境界部の剥離状況，各部位（改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土）の内的安定及び二次元浸透流解析により確認する。

##### 4.1 構造境界部の剥離状況の確認結果

防潮堤は複数の部材で構成されており，防潮堤の二次元 FEM 解析モデルでは，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤セメント改良土及び地盤の異種材料間については，ジョイント要素を設定している。

このジョイント要素について，地震後の残留変形状態，津波荷重載荷時及び重畳時（津波＋余震時）において，防潮堤を貫通した剥離が生じていないことを確認し，津波が浸水するような水みちが形成されないことを確認する。

##### 4.1.1 検討条件

###### (1) 検討方法

ジョイント要素の剥離判定方法を図 4.1-1 に示す。

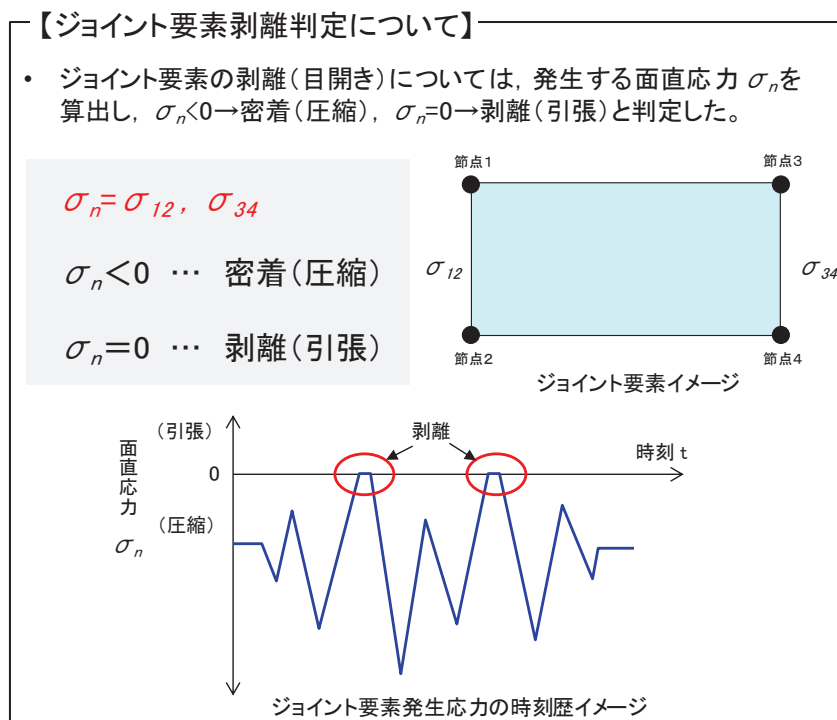


図 4.1-1 ジョイント要素剥離判定方法

(2) 検討断面

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち断面①，断面②，断面③，断面⑤とする。また，検討対象範囲は，ジョイント要素の剥離により，水みちとなり得る防潮堤側面及び底面の範囲とした。

なお，断面④及び防潮堤（盛土堤防）断面①については，水みちとなり得る底面のジョイント要素（構造境界部）の幅が大きいことから，防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①～断面③に代表させる。各断面のジョイント要素の配置図（地震時）を図 4.1-2～図 4.1-7 に示す。

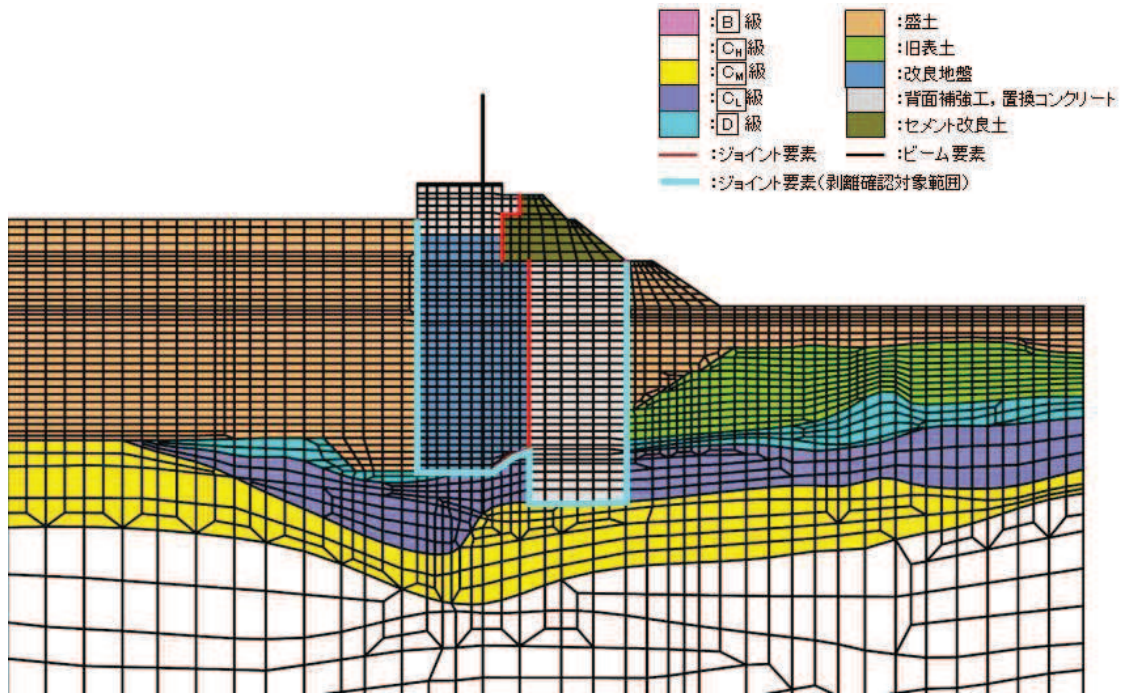


図 4.1-2 断面①におけるジョイント要素の配置図



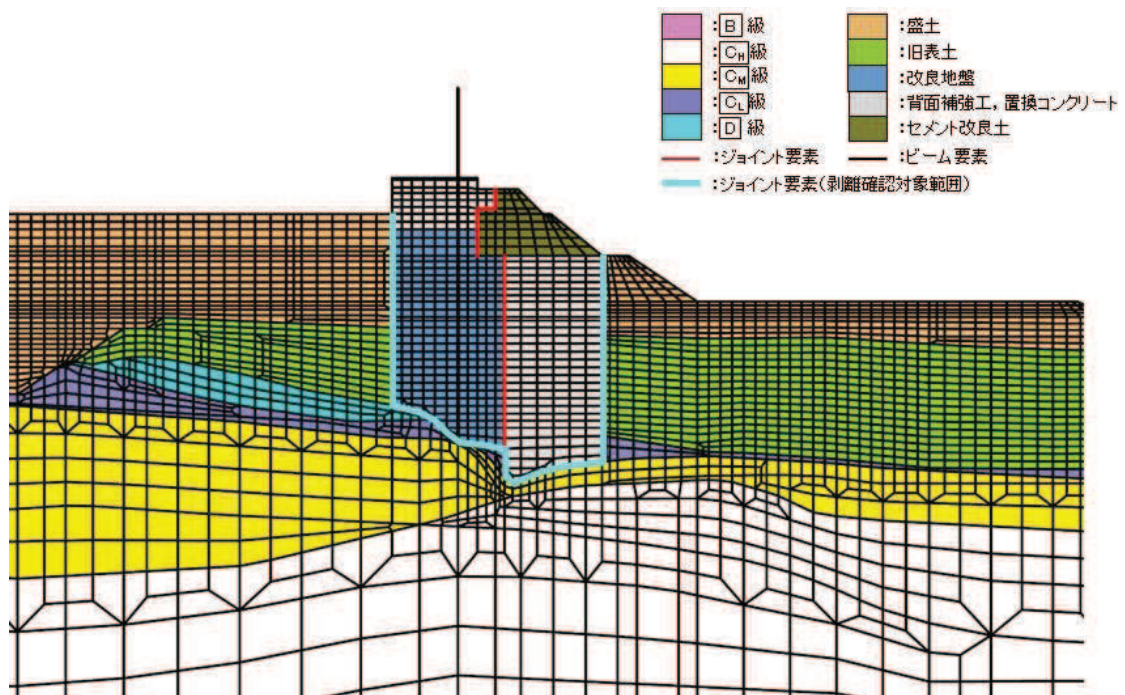


図 4.1-3 断面②におけるジョイント要素の配置図

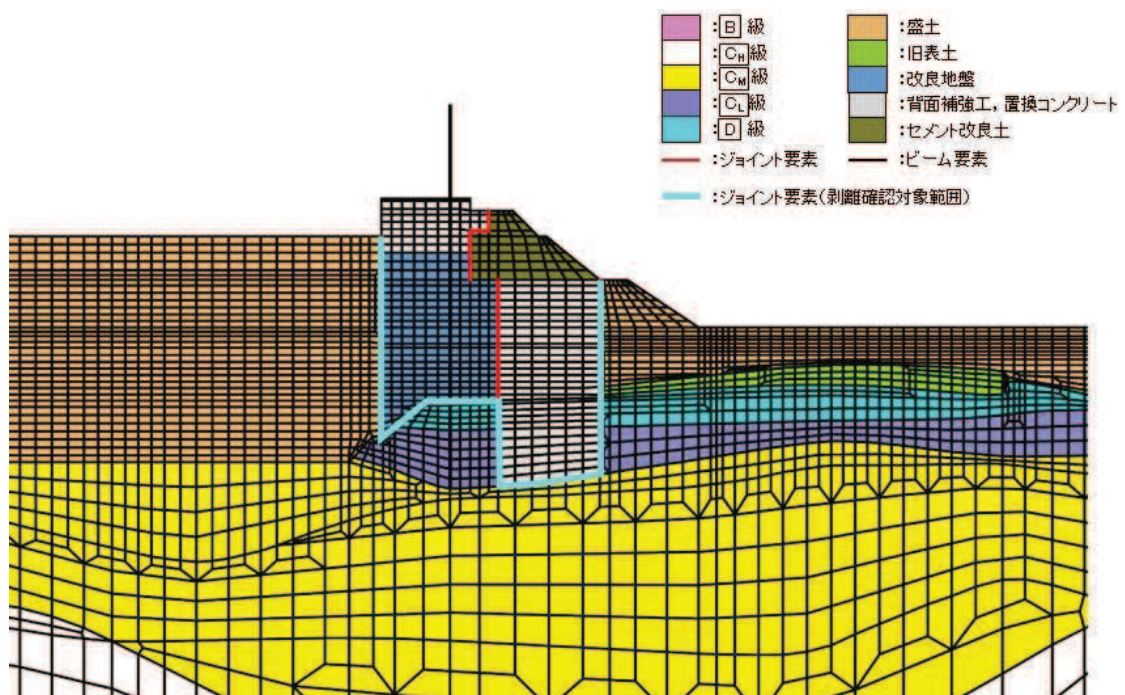


図 4.1-4 断面③におけるジョイント要素の配置図

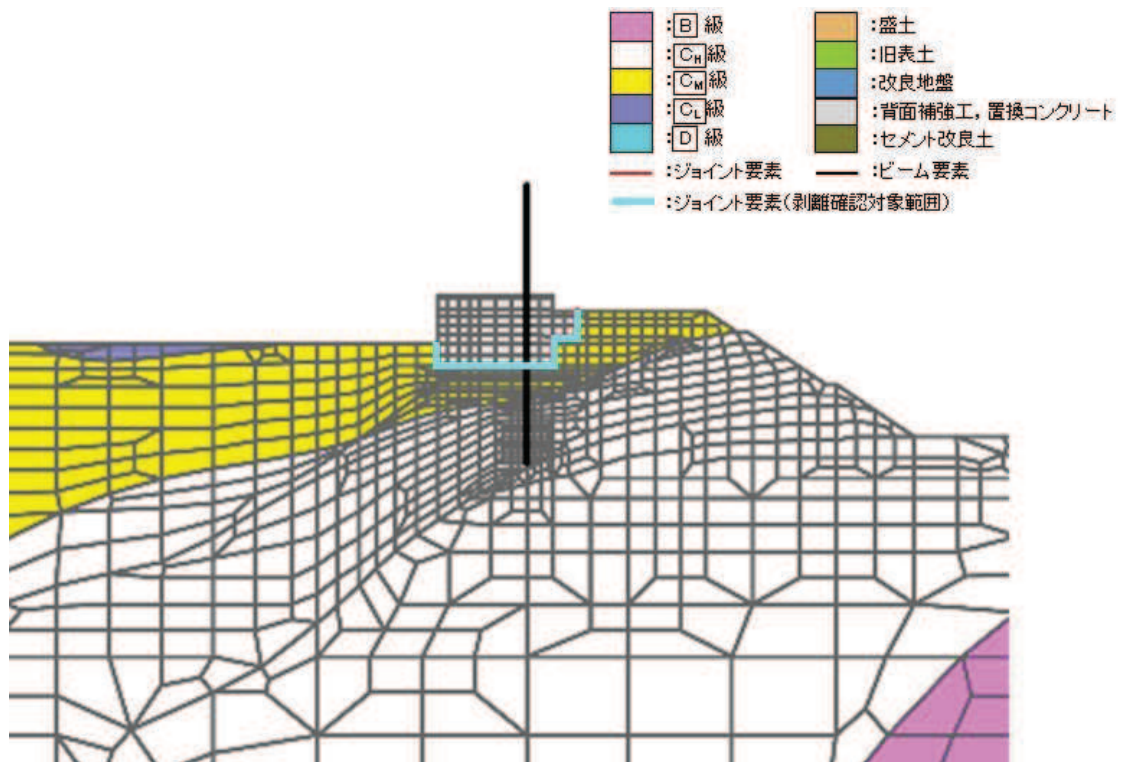


図 4.1-5 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

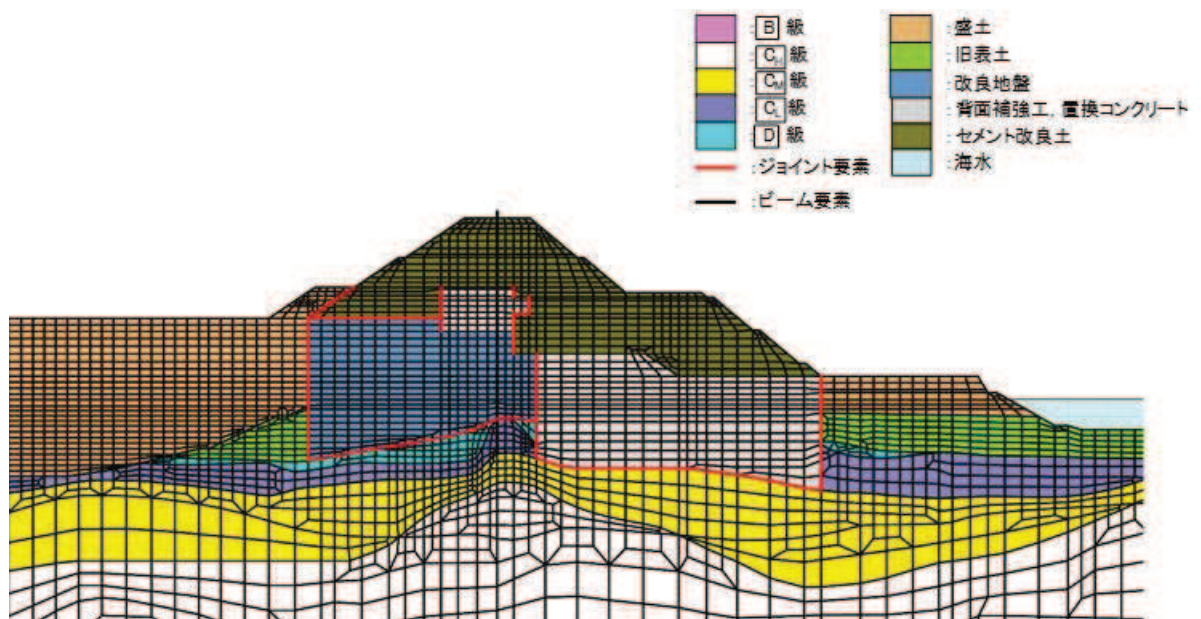


図 4.1-6 【参考】断面④におけるジョイント要素の配置図

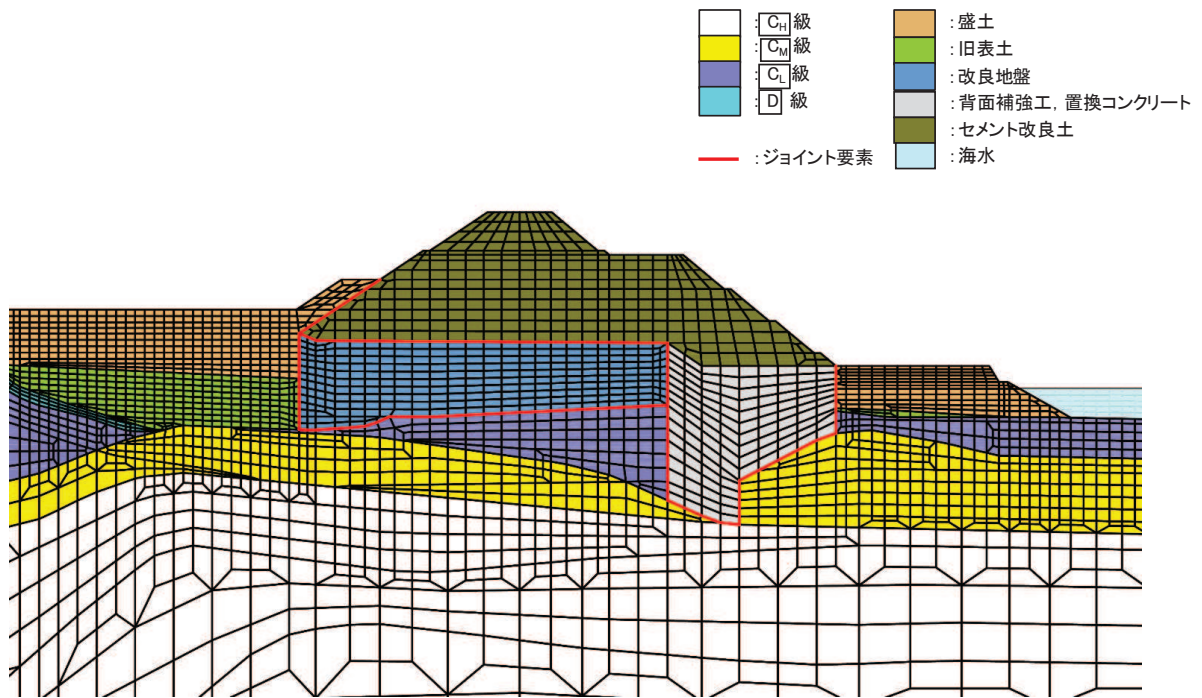


図 4.1-7 【参考】盛土堤防断面①におけるジョイント要素の配置図

(3) 検討事象

a. 地震時

基準地震動  $S_s$  後の津波来襲前における剥離状況を確認するため、地震時の最終時刻（残留変形状態）とし、防潮堤の残留変形が大きくなる状態を想定するため、断面①～③，断面⑤の各断面において鋼管杭の残留変位が最も大きくなるケースを選定した。検討ケースを表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 検討ケース

断面	地震動（位相）	時刻
断面①	$S_s - N1 (-+)$	地震時最終時刻 (残留変形状態)
断面②	$S_s - N1 (-+)$	
断面③	$S_s - N1 (-+)$	
断面⑤	$S_s - D1 (++)$	

b. 津波時

断面①～③，断面⑤における津波荷重載荷時の剥離状況を確認する。

c. 重畳時

重畳時（津波＋余震時）における剥離状況を確認するため，断面①～③，断面⑤の各断面において，弾性設計用地震動  $S_d - D_2$ （位相反転含む）の全時刻に対して検討する。

4.1.2 検討結果

ジョイント要素の剥離状況を表 4.1-2 に，各断面の変形図を図 4.1-8 に示す。重畳時の変形図においては，各断面において，ジョイント要素の剥離距離が最大となる地震動及び時刻での変形図を示している。

断面①～③，断面⑤のうち対象のジョイント要素が防潮堤を貫通するように剥離する時刻は無く，津波が浸水するような水みちは形成されないことを確認した。

表 4.1-2 ジョイント要素の剥離状況

断面	検討ケース		最大剥離距離		剥離貫通の有無
	事象	地震動 (位相)	時刻 (s)	剥離距離* (cm)	
断面①	地震時	S s - N 1 (- +)	20.48	0.955	無
	津波時	-	-	0.011	無
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.59	1.647	無
		S d - D 2 (- +)	25.38	1.376	無
		S d - D 2 (+ -)	25.59	1.511	無
S d - D 2 (--)		25.37	1.244	無	
断面②	地震時	S s - N 1 (- +)	20.48	0.482	無
	津波時	-	-	0.016	無
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.55	1.240	無
		S d - D 2 (- +)	25.35	1.168	無
		S d - D 2 (+ -)	25.54	1.285	無
S d - D 2 (--)		25.35	1.216	無	
断面③	地震時	S s - N 1 (- +)	20.48	0.615	無
	津波時	-	-	0.137	無
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.54	1.038	無
		S d - D 2 (- +)	25.35	1.042	無
		S d - D 2 (+ -)	25.53	1.085	無
S d - D 2 (--)		25.35	1.076	無	
断面⑤	地震時	S s - D 1 (++)	137.90	0.000	無
	津波時	-	-	0.058	無
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.07	0.056	無
		S d - D 2 (- +)	19.48	0.047	無
		S d - D 2 (+ -)	25.07	0.051	無
S d - D 2 (--)		19.48	0.049	無	

注記\* : 赤字が各断面での剥離距離最大、 が全断面での剥離距離最大を示す。

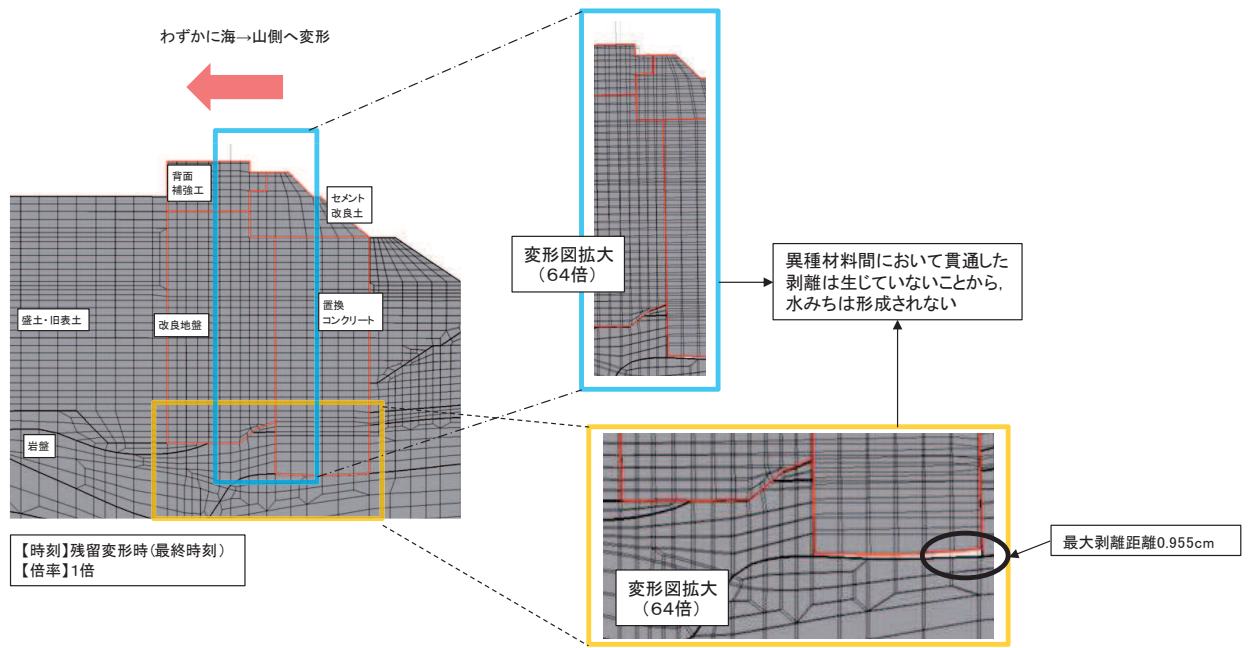


図 4.1-8(1) 変形図 (断面①, 地震時,  $S_s - N1 (-+)$ )

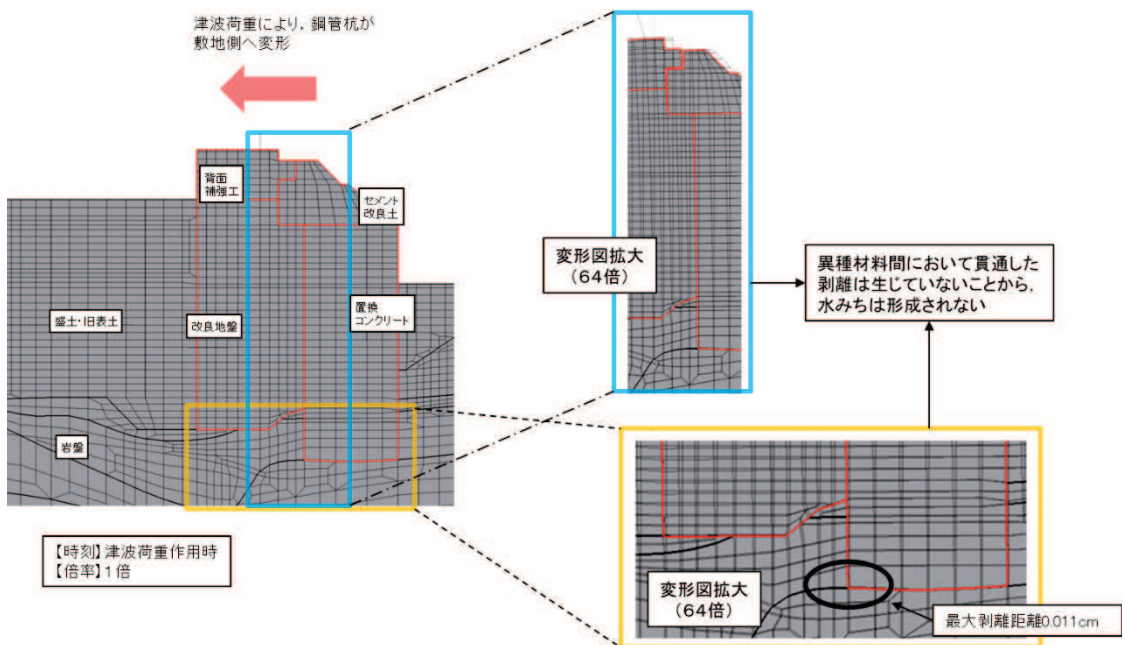


図 4.1-8(2) 変形図 (断面①, 津波時)

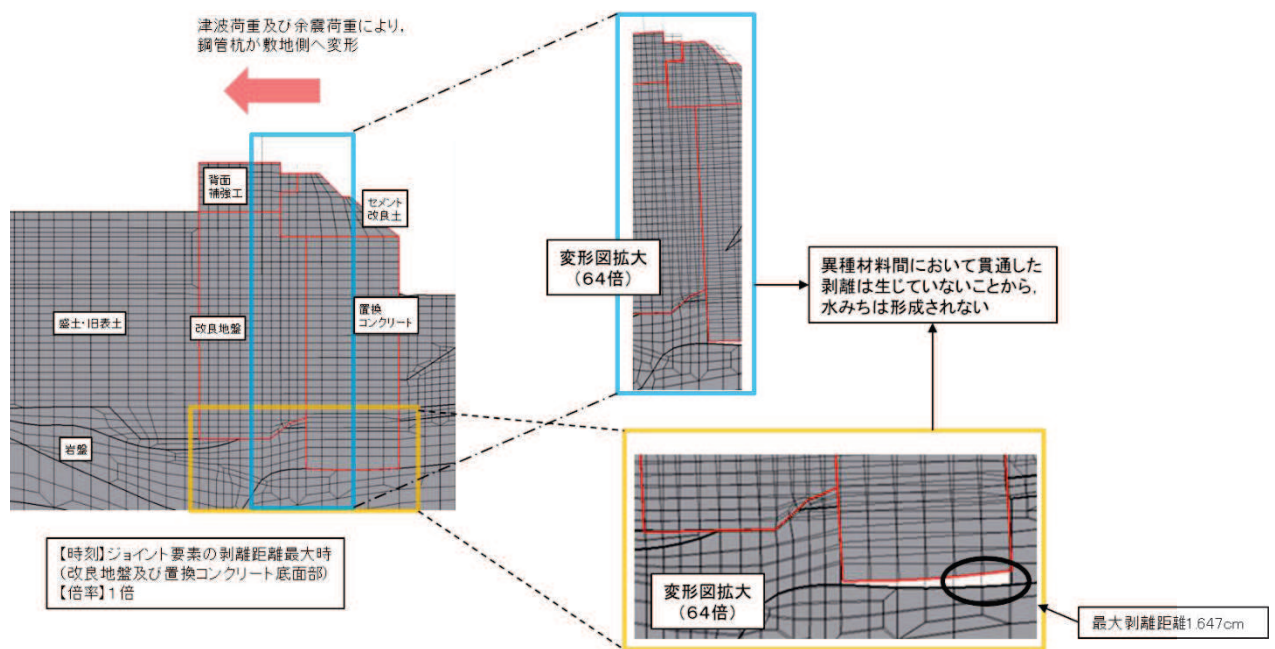


図 4.1-8(3) 変形図 (断面①, 重畳時, S d - D 2 ( + + ) , t=25.59)

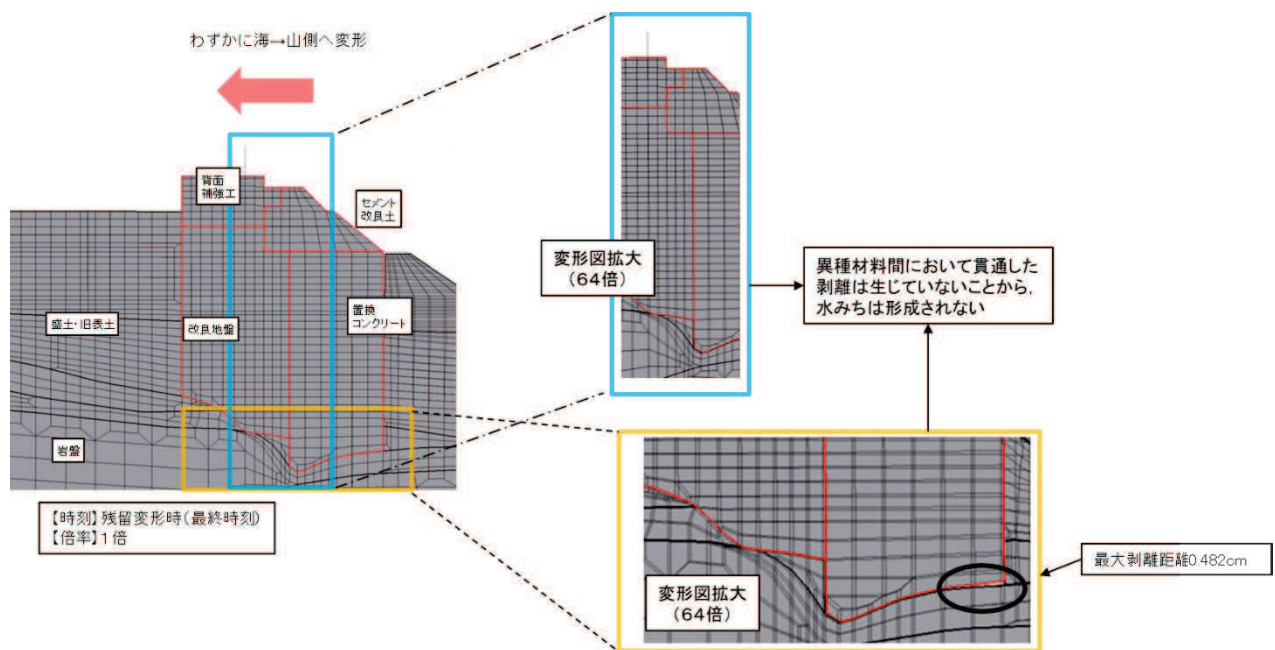


図 4.1-8(4) 変形図 (断面②, 地震時, S s - N 1 ( - + ) )

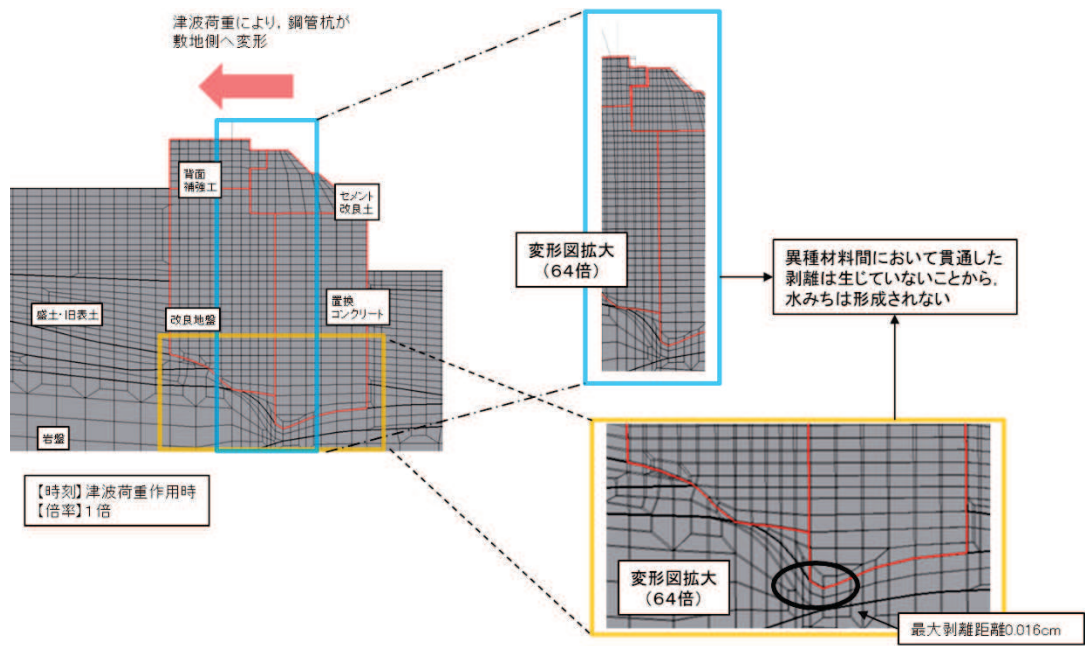


図 4.1-8(5) 変形図 (断面②, 津波時)

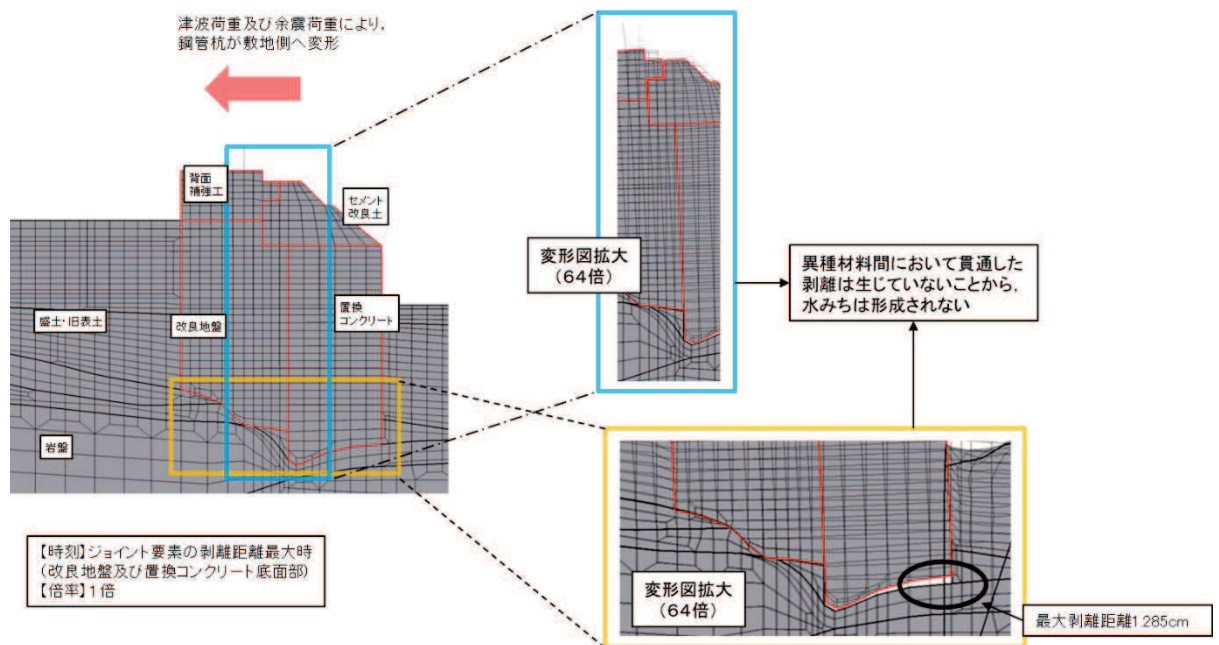


図 4.1-8(6) 変形図 (断面②, 重畳時,  $S_d - D_2 (+)$ ,  $t=25.54$ )



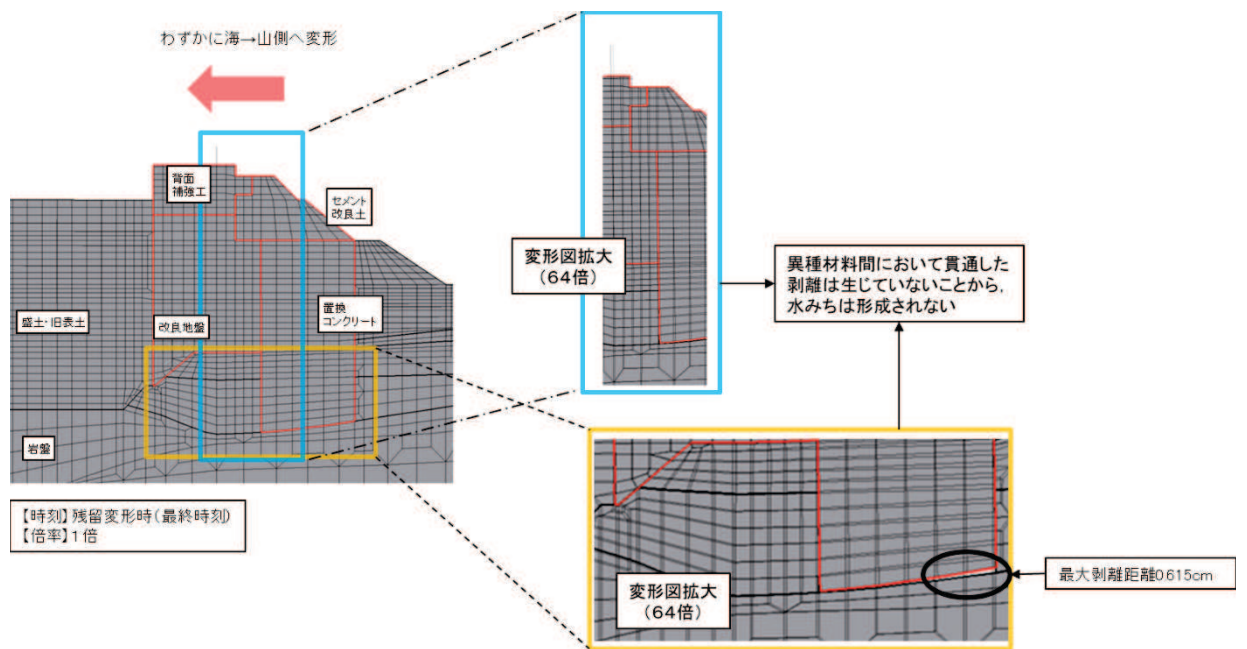


図 4.1-8(7) 変形図 (断面③, 地震時,  $S_s - N1 (-+)$ )

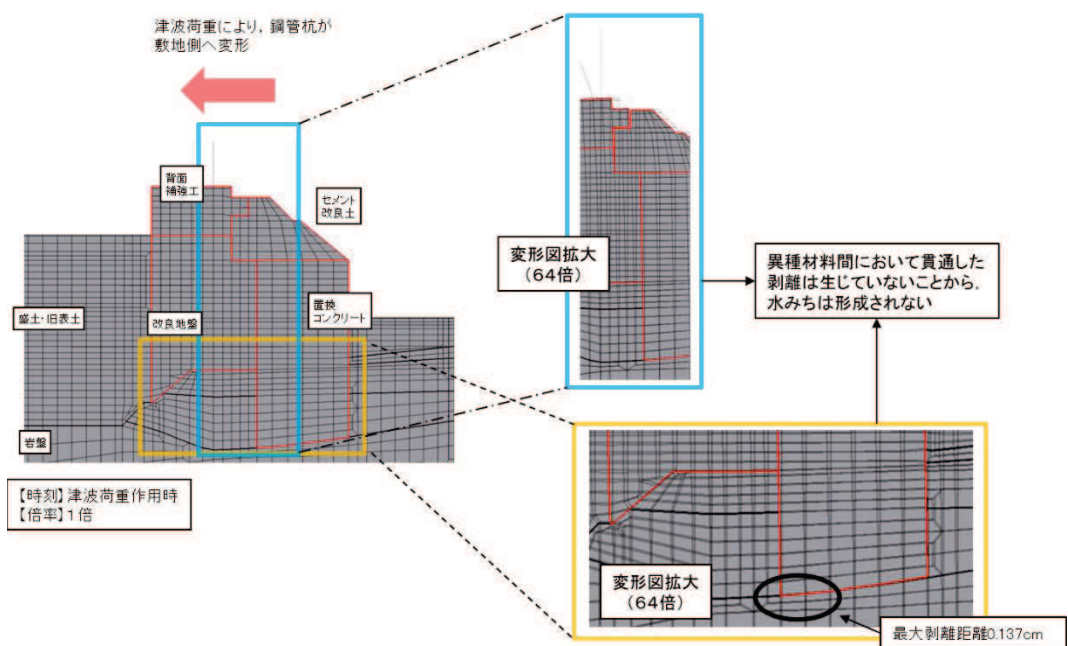


図 4.1-8(8) 変形図 (断面③, 津波時)

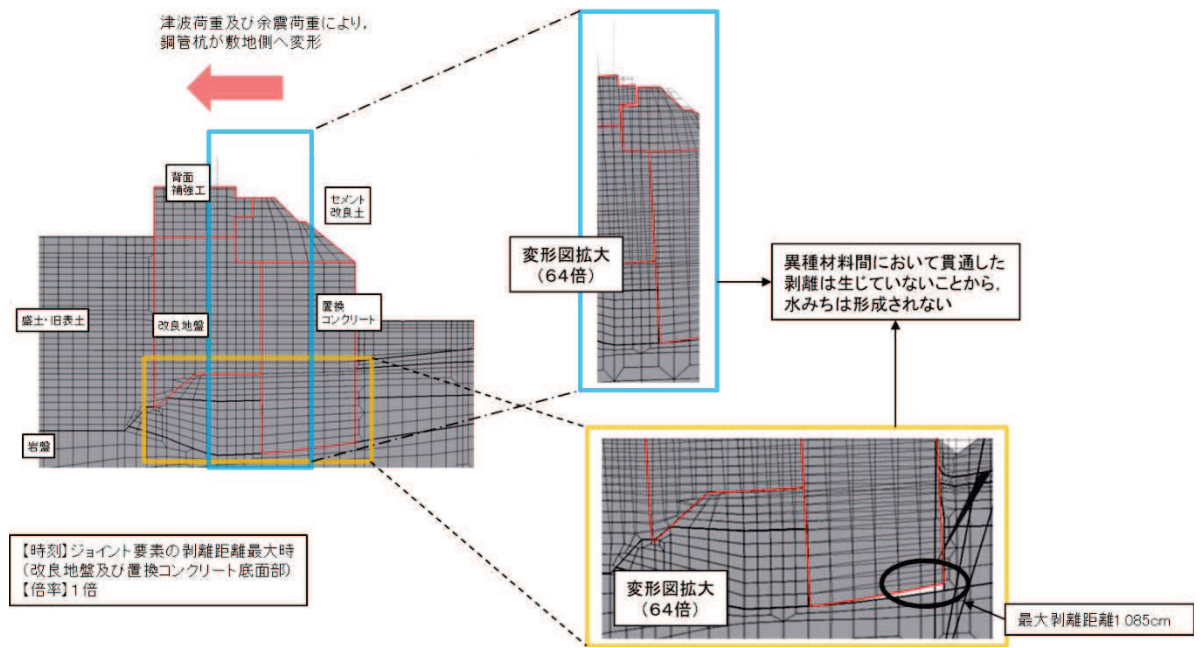


図 4.1-8(9) 変形図 (断面③, 重畳時, S d - D 2 ( + -, t=25.53 ) )

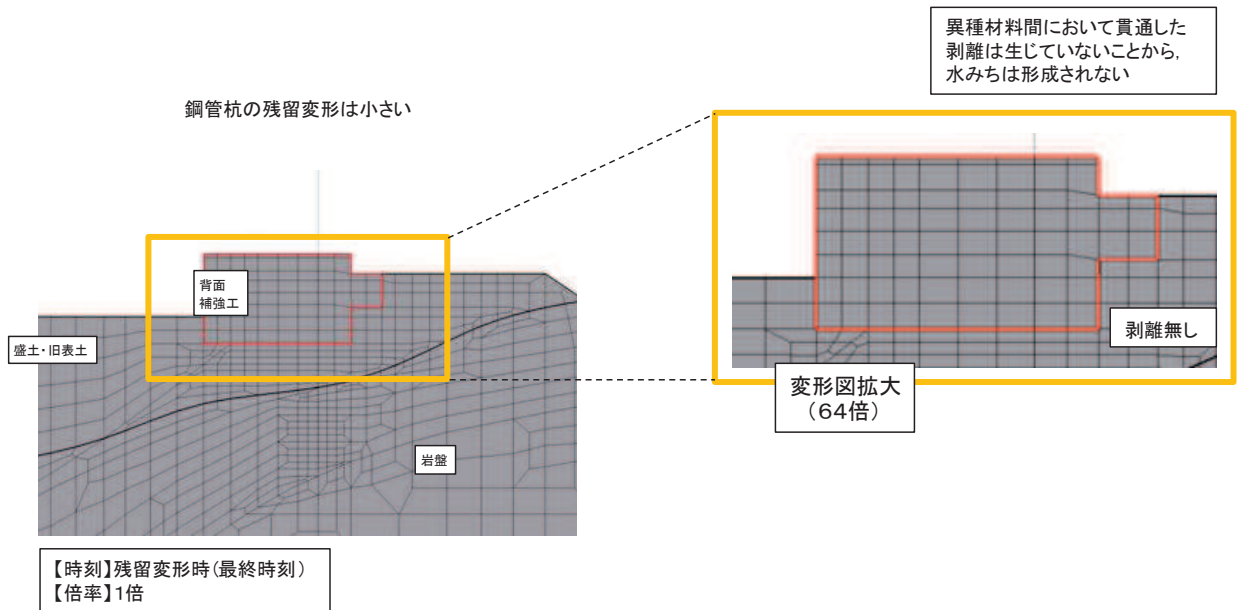


図 4.1-8(10) 変形図 (断面⑤, 地震時, S s - N 1 ( - + ) )

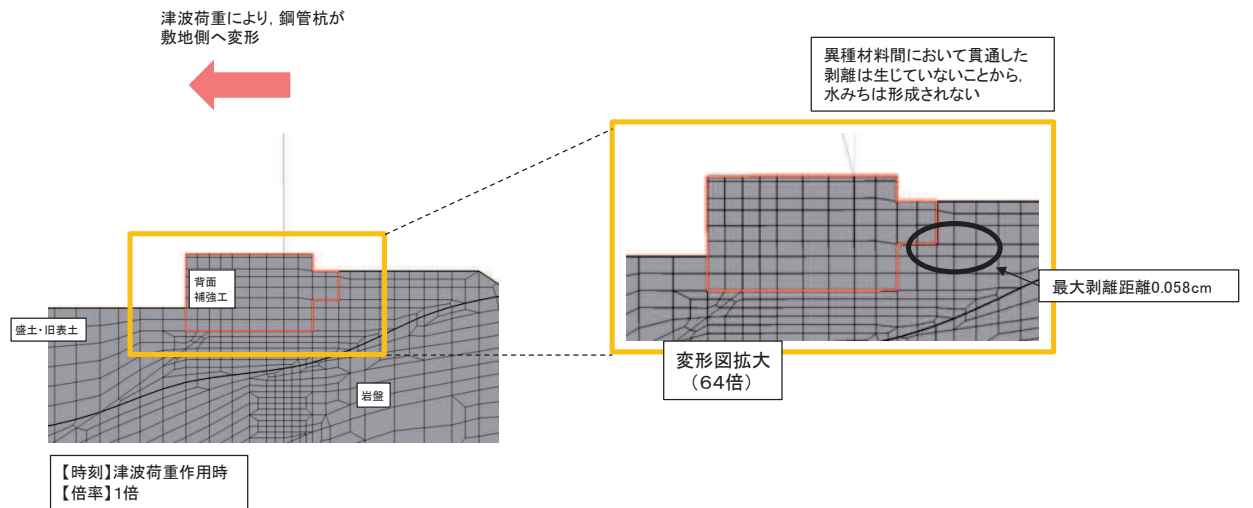


図 4.1-8(11) 変形図 (断面⑤, 津波時)

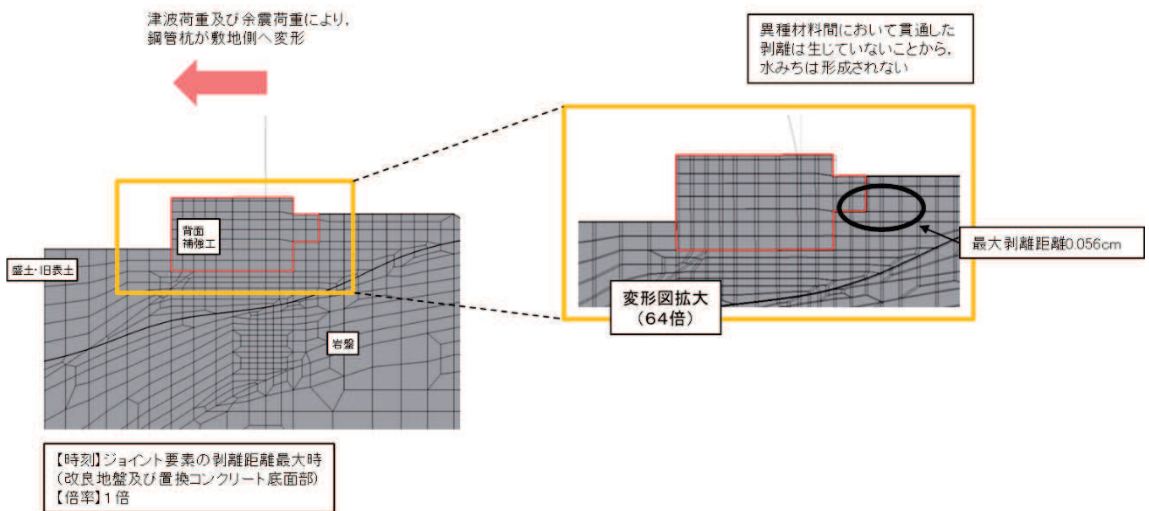


図 4.1-8(12) 変形図 (断面⑤, 重畳時, S d - D 2 ( + + , t=25.07 ) )

#### 4.2 各部位（改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土）の内的安定確認結果

改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の内的安定については，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」，「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」，「6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明」において各部位がすべり破壊しないことにより内的安定を確保していること及び局所的な破壊が津波防護機能へ影響が無いことを確認している。

なお，岩盤の局所安全係数分布の状況について，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて整理し，津波防護機能へ影響が無いことを示している。

#### 4.3 二次元浸透流解析による確認結果

解析条件，検討ケース及び透水係数を表 4.3-1，図 4.3-1 及び表 4.3-2 に示す。

検討ケースは，対策工を忠実にモデル化した場合（ケース1），保守的に改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を全て盛土・旧表土相当と仮定した場合（ケース2），より保守的な検討として，背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し，セメント改良土及び置換コンクリートの透水係数を非常に大きくし，背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 O.P.+29.0m の海水が滞水すると仮定した場合（ケース3）とした。

表 4.3-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における解析条件概要（断面②）

検討ケース		津波水位	初期水位	遮水壁	継続時間
ケース1	対策工を忠実にモデル化	防潮堤高さ (O.P.+29.0m)	HWL一定 (O.P.+1.43m)	考慮 しない	30分*
ケース2	改良地盤・置換コンクリート，セメント改良土の透水係数＝盛土・旧表土相当と仮定				
ケース3	背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し，背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 O.P.+29.0m の海水が滞水と仮定				

注記\*：基準津波の半周期が約 10 分であることを踏まえ，10 分以上を基本とし，保守的に 30 分とした。

ケース1	ケース2	ケース3
現実的評価		保守的評価
<p>(解析上の前提条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>背面補強工－改良地盤間は、改良地盤上面を清掃の上で背面補強工を施工しており、浸水経路化しない。</li> <li>改良地盤(既設)－改良地盤(新設)間は、空隙が残らないよう施工することから、浸水経路化しない。</li> <li>前章までの二次元有効応力解析で改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済</li> </ul>	<p>(保守的となる条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。(前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済)</li> </ul>	<p>(保守的となる条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>改良地盤の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。(前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済)</li> <li>背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちが出来ることを想定し、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に海水が滞水すると仮定。(地震時の残留変形図にて、背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちとなるような空隙が発生していないことを確認しているが、念のための検証)</li> </ul>

図 4.3-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における検討ケース

表 4.3-2 各ケースにおける透水係数（単位：m/s）

		盛土 ・旧表土	岩盤		背面補強工	置換 コンクリート	改良 地盤	セメント 改良土
			I 層	II 層				
透水係数	ケース 1	$3.0 \times 10^{-5}$	$2.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-11}$	$1.0 \times 10^{-11}$	$2.0 \times 10^{-7}$	$2.0 \times 10^{-7}$
	ケース 2					$3.0 \times 10^{-5}$	$3.0 \times 10^{-5}$	$3.0 \times 10^{-5}$
	ケース 3					非常に大きな値 (数値的無限大)	$3.0 \times 10^{-5}$	非常に大きな値 (数値的無限大)

各検討ケースにおける二次元浸透流解析結果（初期状態及び津波 30 分継続後）を図 4.3-2 に示す。津波来襲より 30 分後の浸透（飽和）範囲は限定的であり，防潮堤敷地側については，初期状態からの水位上昇は見られない。以上のことから，施設及び地盤を含む範囲の二次元浸透流解析により，地盤中からの回り込みによる浸水が防止される（難透水性の保持）ことを確認した。

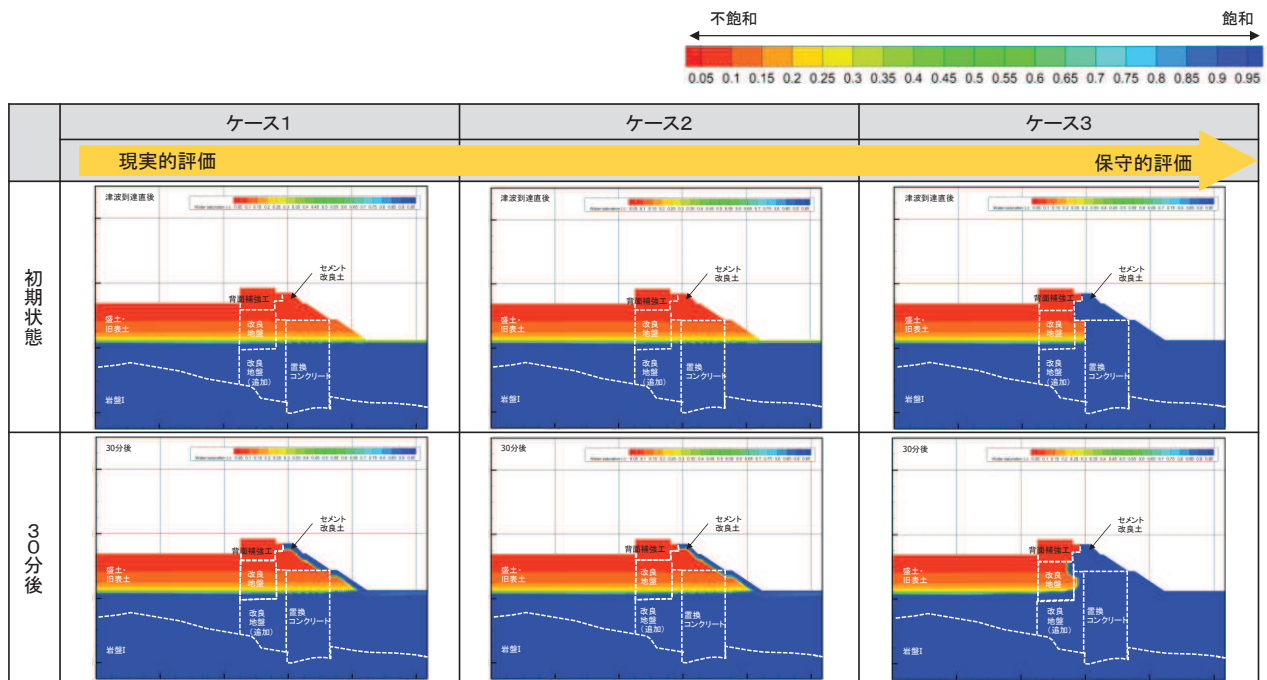


図 4.3-2 二次元浸透流解析結果（飽和度）