

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, 非剛結, S s - D 2 ( - - ) , t=6.92s)

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 $\tau_s / \tau_{sa}$
剛結	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
非剛結	①	C	7901	61	217	0.29

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

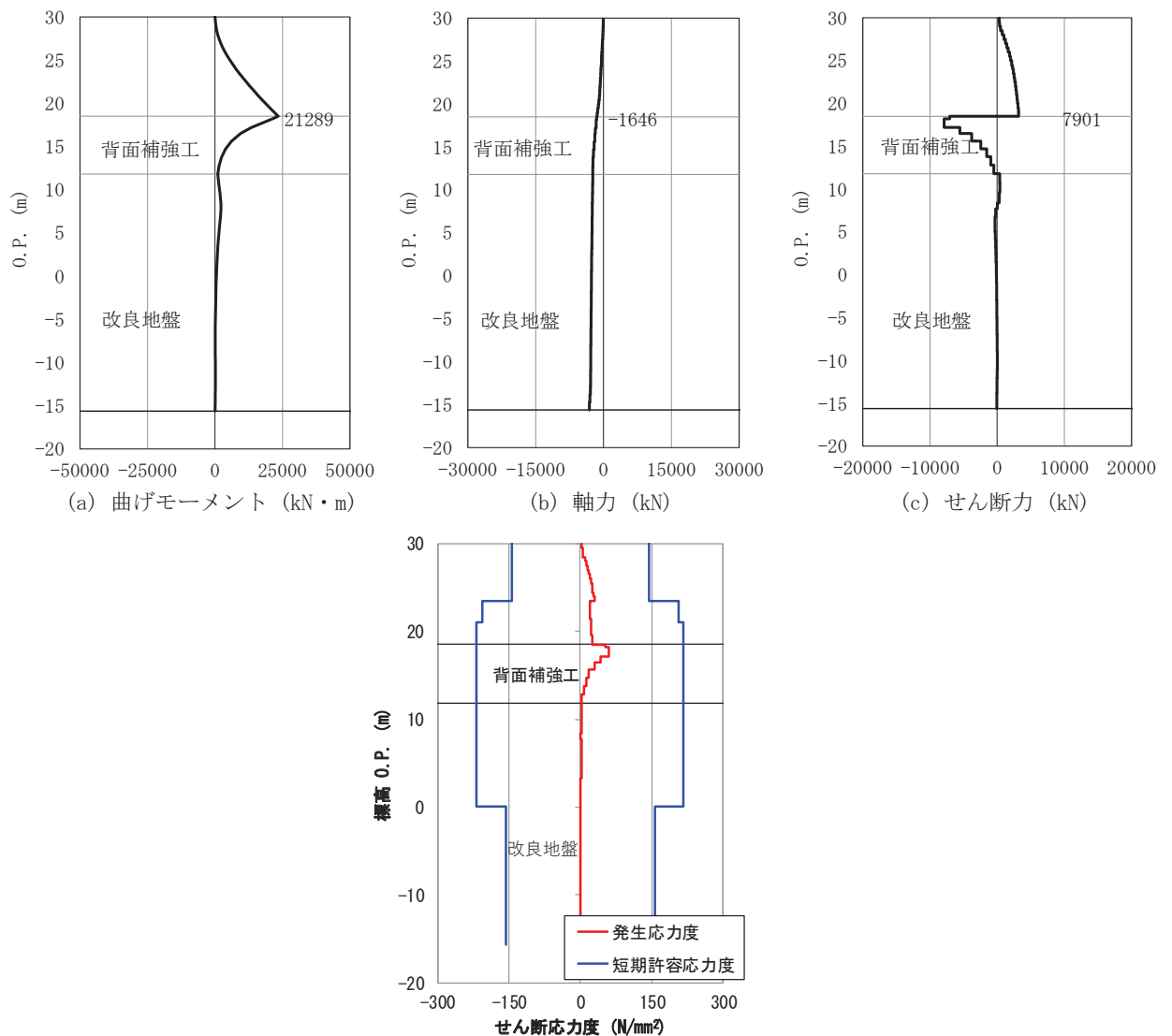


図 3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面②, 非剛結,  $S_s - D 2$  (---),  $t = 6.84s$ )

表 3-3 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
剛結	①*	6.92
	②*	6.91
	③*	6.92
非剛結	①	6.92

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

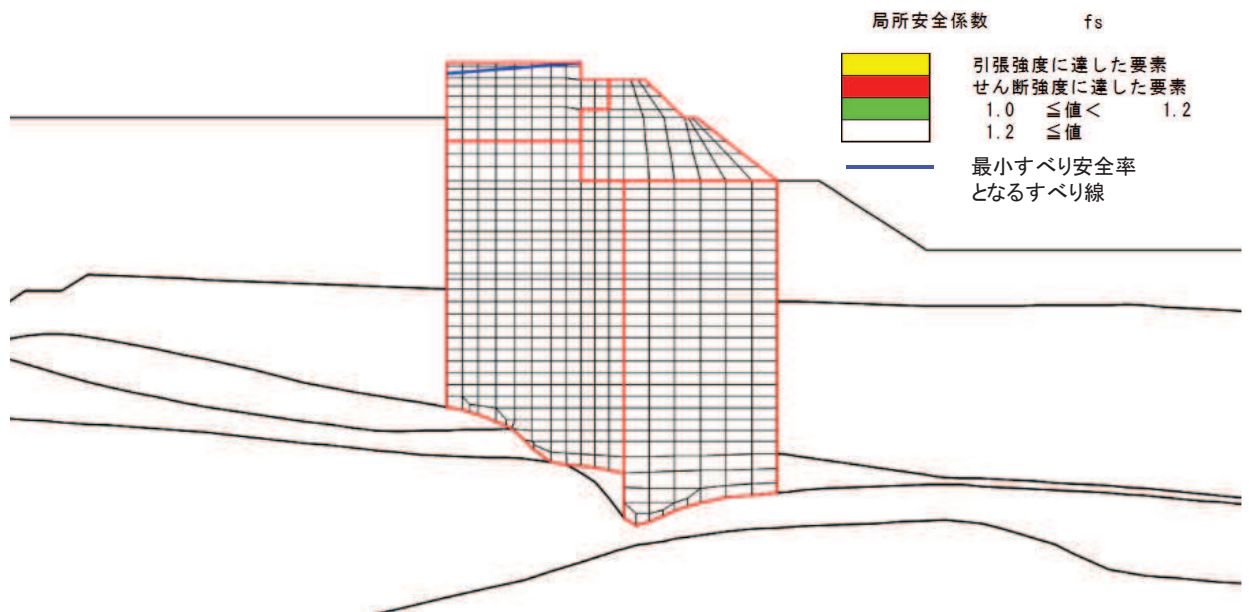


図 3-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 非剛結, S s - D 2 ( - - ) , t=6.92s)

表 3-4 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
剛結	①*	25.49	5.3
	②*	25.48	5.2
	③*	25.49	5.6
非剛結	①	25.49	5.4

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

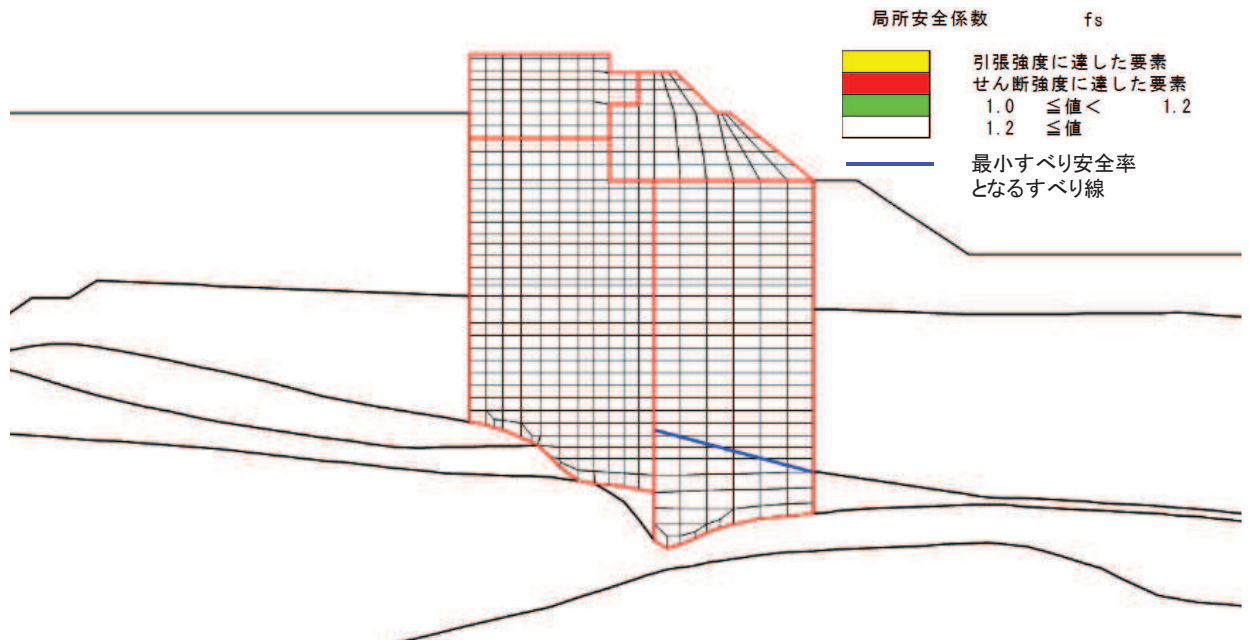


図 3-4 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 非剛結,  $S_s - D2$  (---),  $t=25.49s$ )

表 3-5 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
剛結	①*	25.30	3.7
	②*	25.29	3.6
	③*	25.30	3.8
非剛結	①	25.30	3.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

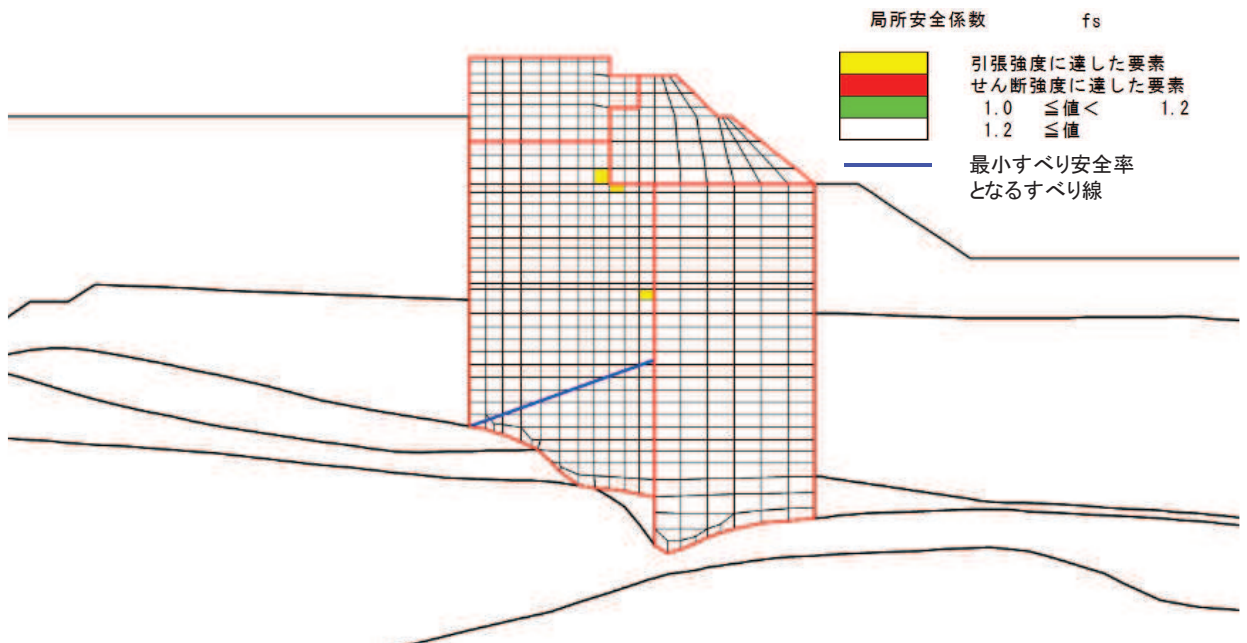


図 3-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 非剛結, S s - D 2 ( - - ) , t=25.30s)

表 3-6 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
剛結	①*	6.75
	②*	25.11
	③*	6.76
非剛結	①	6.75

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

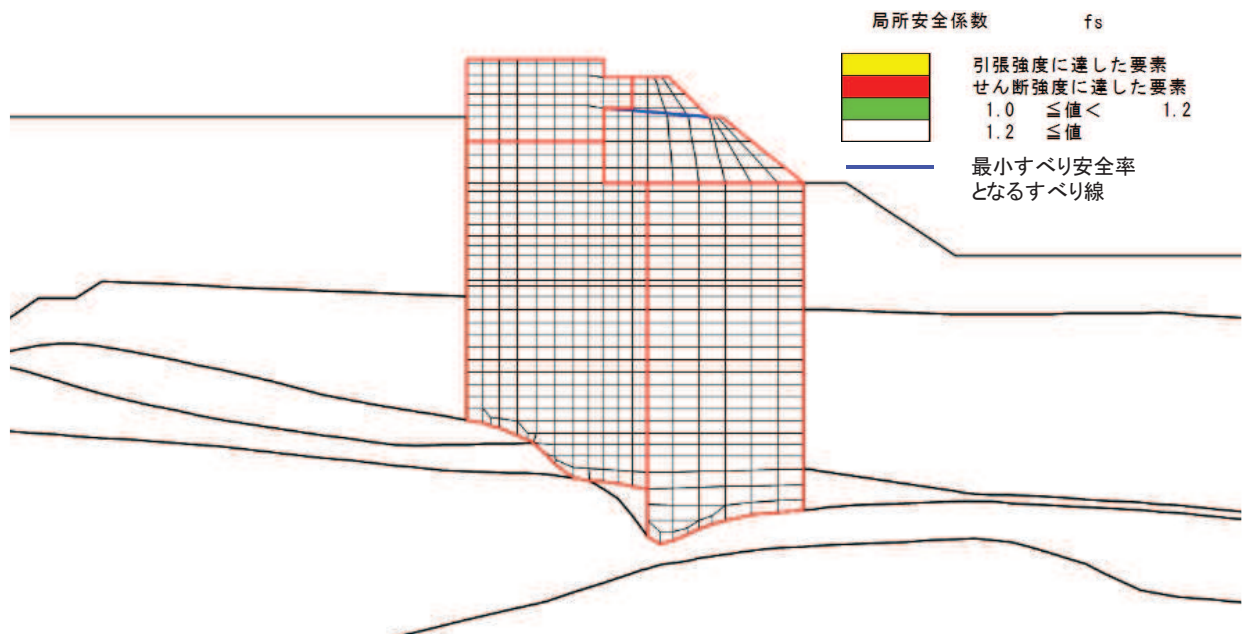


図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 非剛結, S s - D 2 (---),  $t=6.75s$ )

表 3-7(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

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 $R_a/R_{ua}$
剛結	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
非剛結	①	0.9	11.4	0.08

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

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 $R_a/R_{ua}$
剛結	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
非剛結	①	0.9	4.4	0.21

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(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）

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 $R_a/R_{ua}$
剛結	①*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
非剛結	①	3.5	11.4	0.31

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

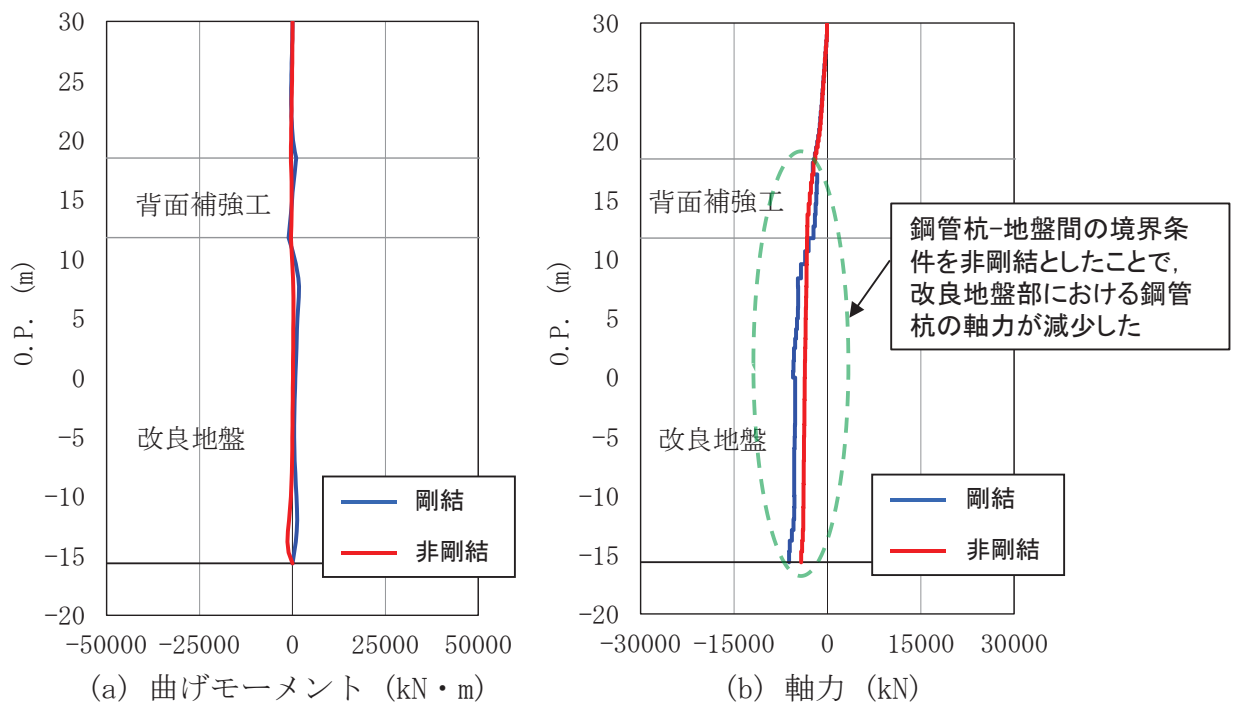


図 3-7 基礎地盤の支持性能（鋼管杭）の最大照査値時刻における断面力比較  
 （剛結  $t=13.59s$ , 非剛結  $t=12.85s$ ）  
 （断面②,  $S_s - D2$  (---)）

### 3.2 断面④

断面④における，鋼管杭と背面補強工及び地盤の鉛直方向の境界条件を非剛結とした場合の影響評価結果を表 3-8～表 3-14 及び図 3-8～図 3-13 に示す。

本検討の結果，鋼管杭の曲げ軸力照査及び接地圧照査について，裕度が大幅に向上する結果となった。また，他の照査項目はおおむね同等である。裕度が大幅に向上した要因としては，図 3-14 に示すとおり，鋼管杭の鉛直方向の境界条件を非剛結とすることで，鋼管杭の軸力に影響を与える荷重が減少したことで，改良地盤部での軸力が減少していることが考えられる。

表 3-8 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 ( $kN \cdot m$ )	軸力 ( $kN$ )	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値	
						$\sigma_s / \sigma_{sa}$	
剛結	①*	D	1412	20647	124	277	0.45
	②*	D	620	18828	107	277	0.39
	③*	D	1334	23425	138	277	0.50
非剛結	①	D	1620	3004	31	277	0.12

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



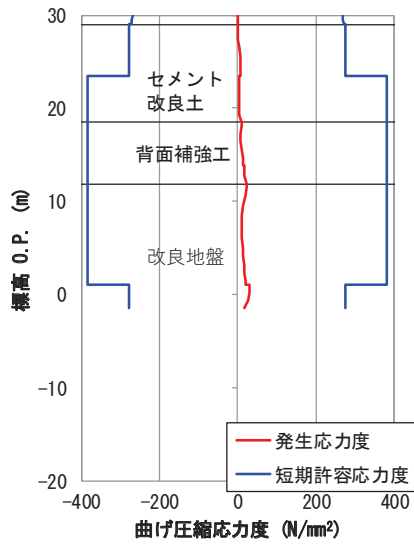
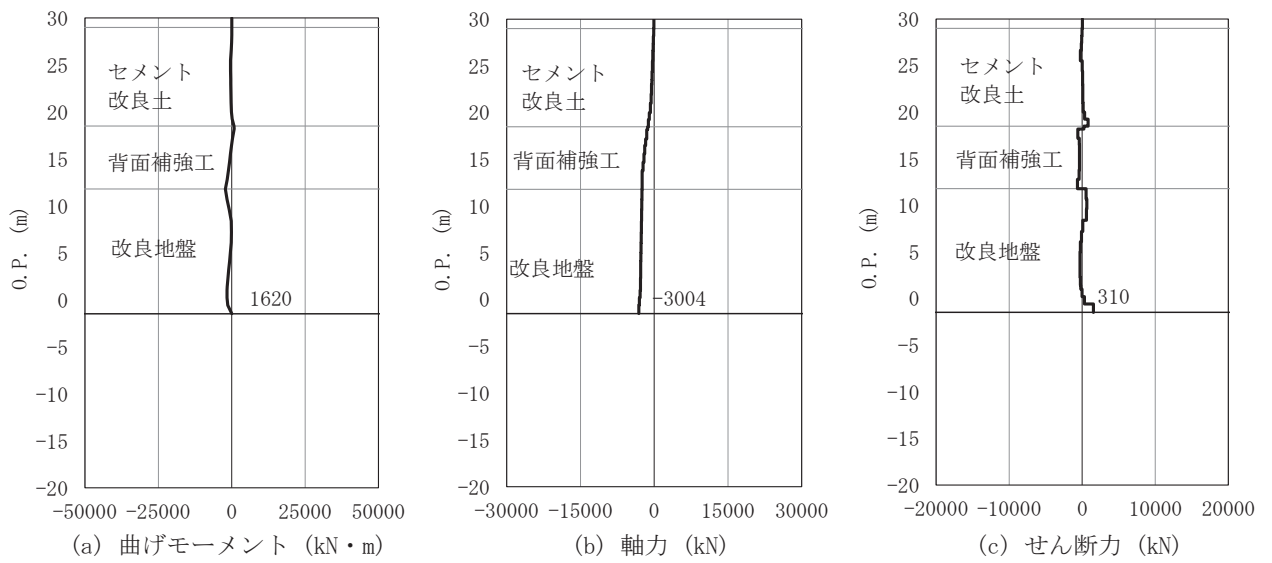


図 3-8 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面④, 非剛結,  $S_s - D 2$  (—),  $t=13.56$ )

表 3-9 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> )		
剛結	①*	D	1569	17	157	0.11
	②*	D	1242	14	157	0.09
	③*	D	1543	17	157	0.11
非剛結	①	D	1746	19	157	0.13

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

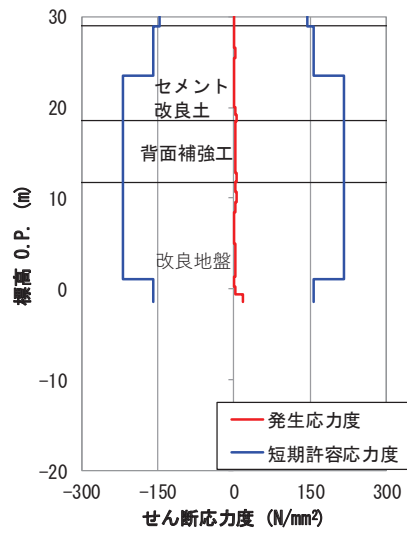
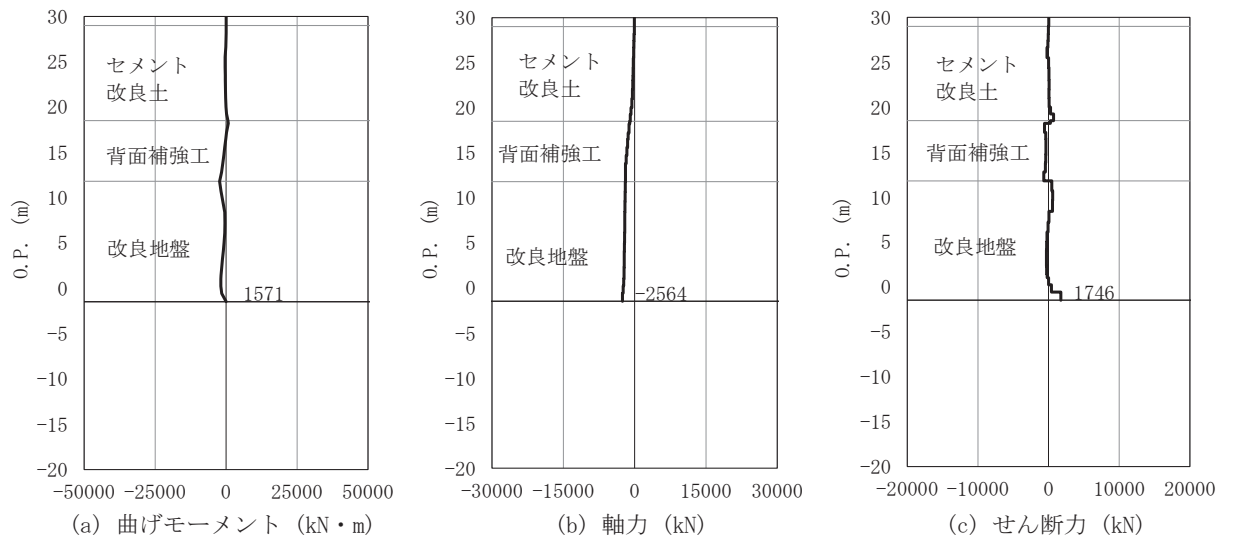


図 3-9 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面④, 非剛結, S s - D 2 ( - - ), t=6.84s)

表 3-10 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
剛結	①*	13.58	13.5
	②*	13.58	13.4
	③*	13.58	12.9
非剛結	①	13.58	13.4

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

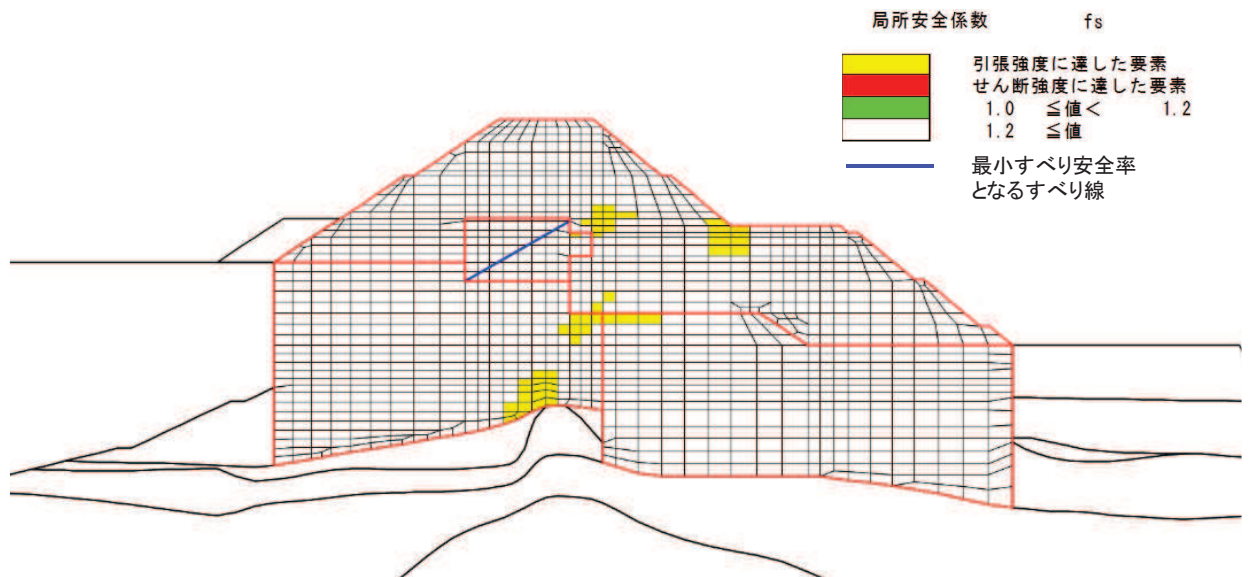


図 3-10 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 非剛結,  $S_s - D_2$  (—),  $t=13.58s$ )

表 3-11 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
剛結	①*	25.48	8.3
	②*	25.48	8.5
	③*	25.48	8.7
非剛結	①	25.48	8.4

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

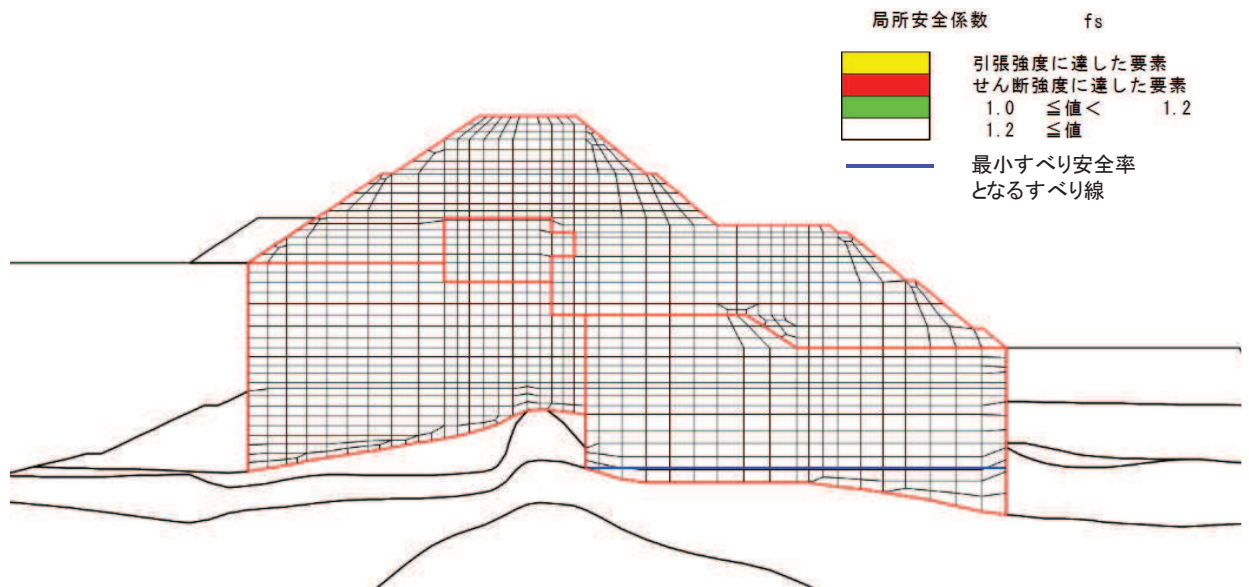


図 3-11 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 非剛結, S s - D 2 ( - - ) , t=25.48s)

表 3-12 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
剛結	①*	13.58	3.5
	②*	13.58	3.6
	③*	13.58	3.3
非剛結	①	13.58	3.5

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

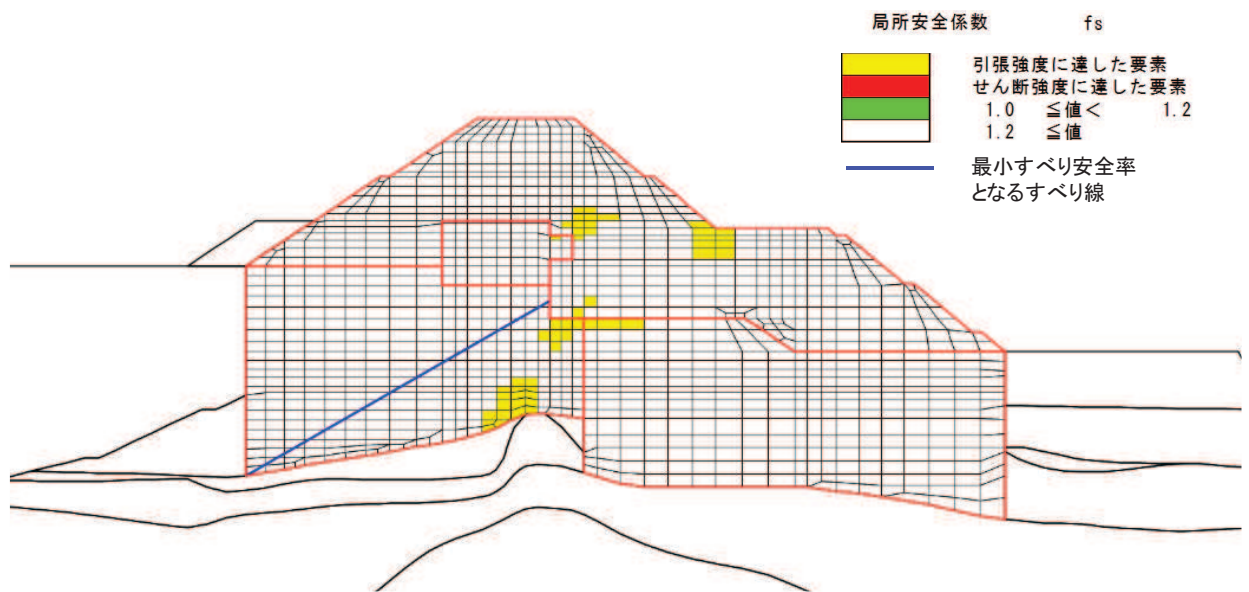


図 3-12 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 非剛結,  $S_s - D_2$  (—),  $t=13.58s$ )

表 3-13 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
剛結	①*	8.34	3.7
	②*	8.33	3.8
	③*	8.34	3.9
非剛結	①	25.49	3.7

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

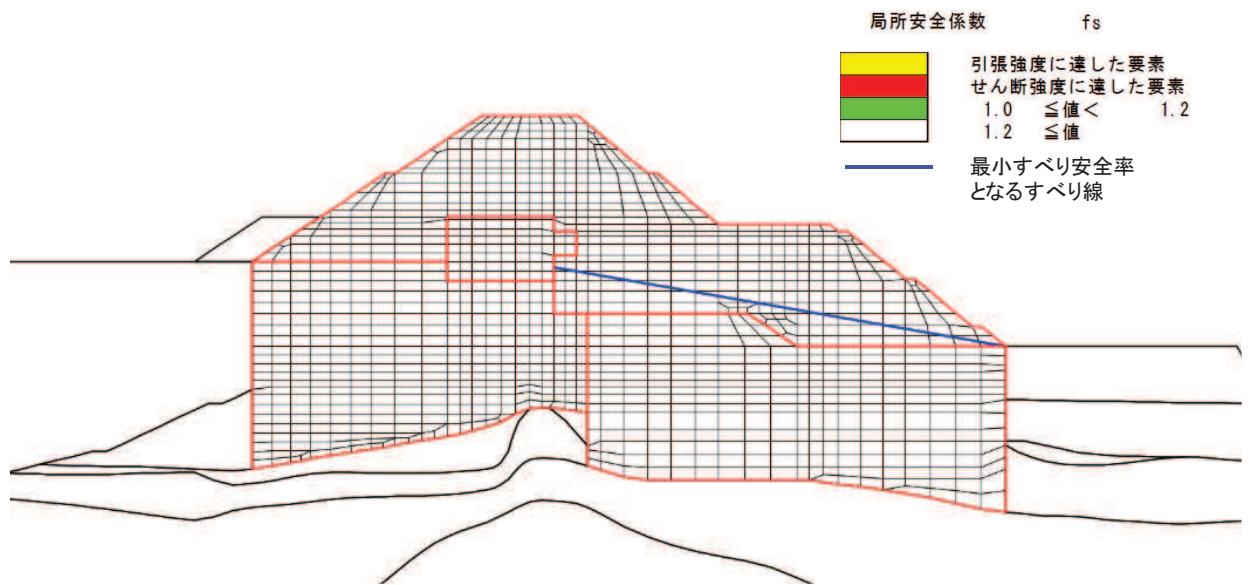


図 3-13 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 非剛結,  $S_s - D_2$  (—),  $t=25.49s$ )

表 3-14(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

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 $R_a/R_{ua}$
剛結	①*	4.3	11.4	0.38
	②*	3.9	11.4	0.35
	③*	4.8	11.4	0.43
非剛結	①	0.7	11.4	0.07

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-14(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

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 $R_a/R_{ua}$
剛結	①*	1.5	4.4	0.35
	②*	1.5	4.4	0.35
	③*	1.3	4.4	0.30
非剛結	①	1.6	4.4	0.37

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-14(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）

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 $R_a/R_{ua}$
剛結	①*	2.5	11.4	0.22
	②*	2.7	11.4	0.24
	③*	2.4	11.4	0.22
非剛結	①	2.5	11.4	0.22

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

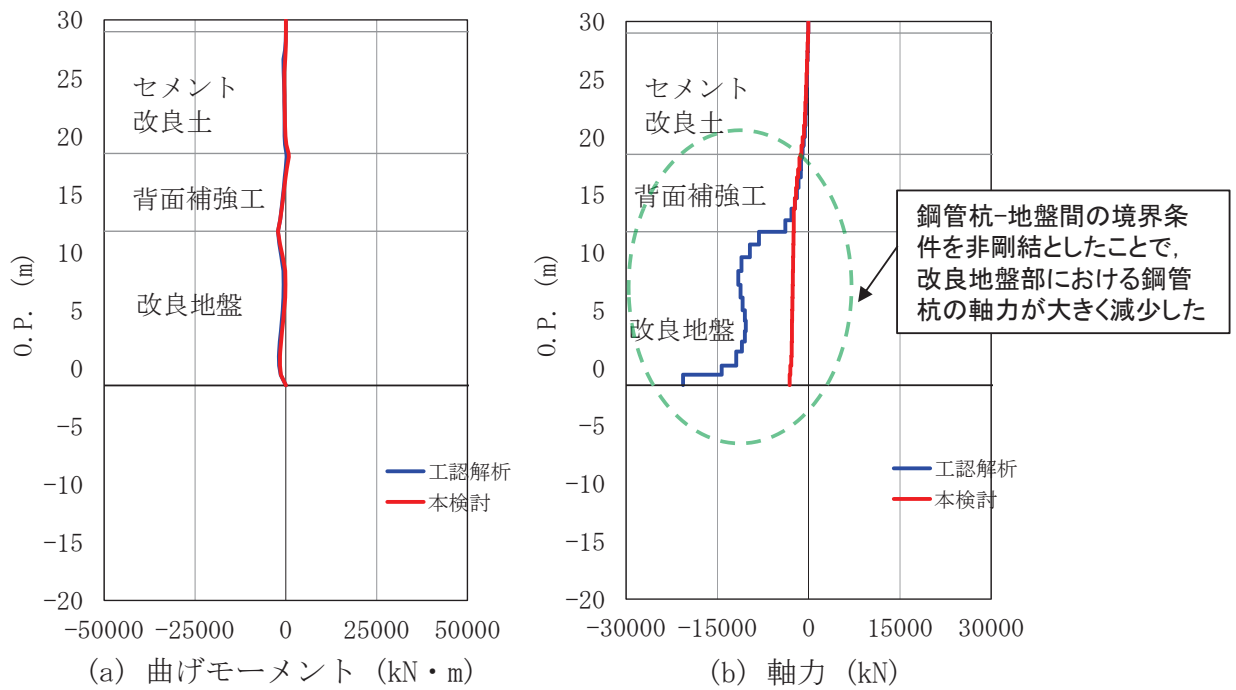


図 3-14 基礎地盤の支持性能（鋼管杭）の最大照査値時刻における断面力比較

（剛結  $t=13.59s$ ，非剛結  $t=13.56s$ ）

（断面④， $S_s - D 2$ （--））

#### 4. まとめ

3. 評価結果より，鋼管杭と背面補強工及び地盤の境界条件を剛結とする現在の設定が，鋼管杭の軸力にとって保守的な評価となることを確認した。



(参考資料4) 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、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ていない。

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、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。

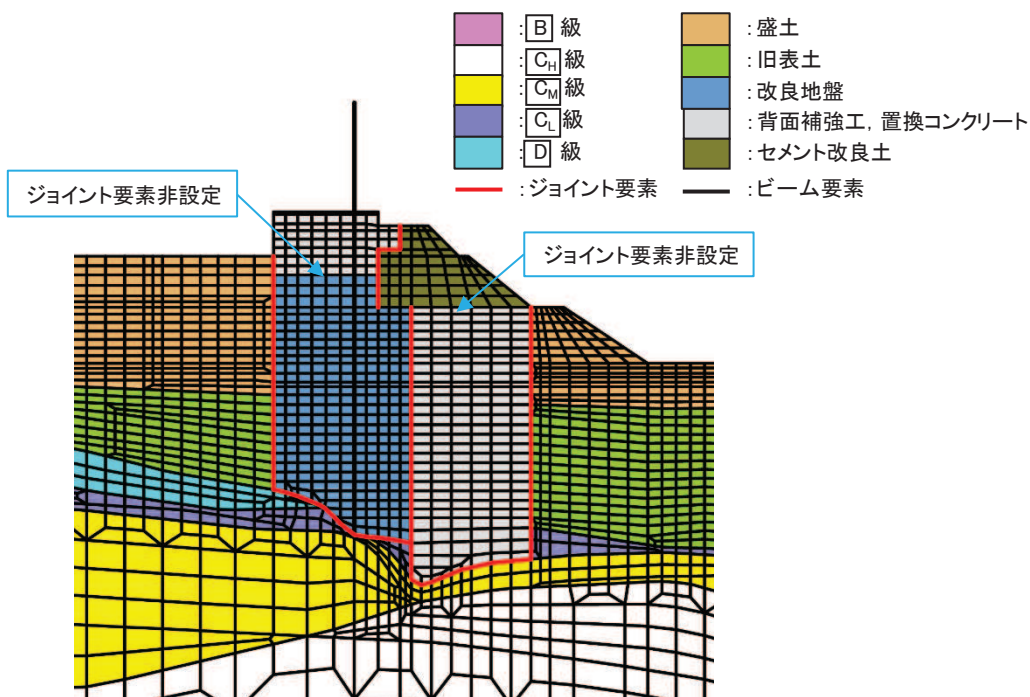


図 1-1 ジョイント要素の配置図（断面②の例）

## 2. 評価方針

評価対象断面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②，Ss-D2（-）」とする。

断面②の地震応答解析モデルを図 2-1 に、本検討における追加ジョイント要素の配置例を図 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。

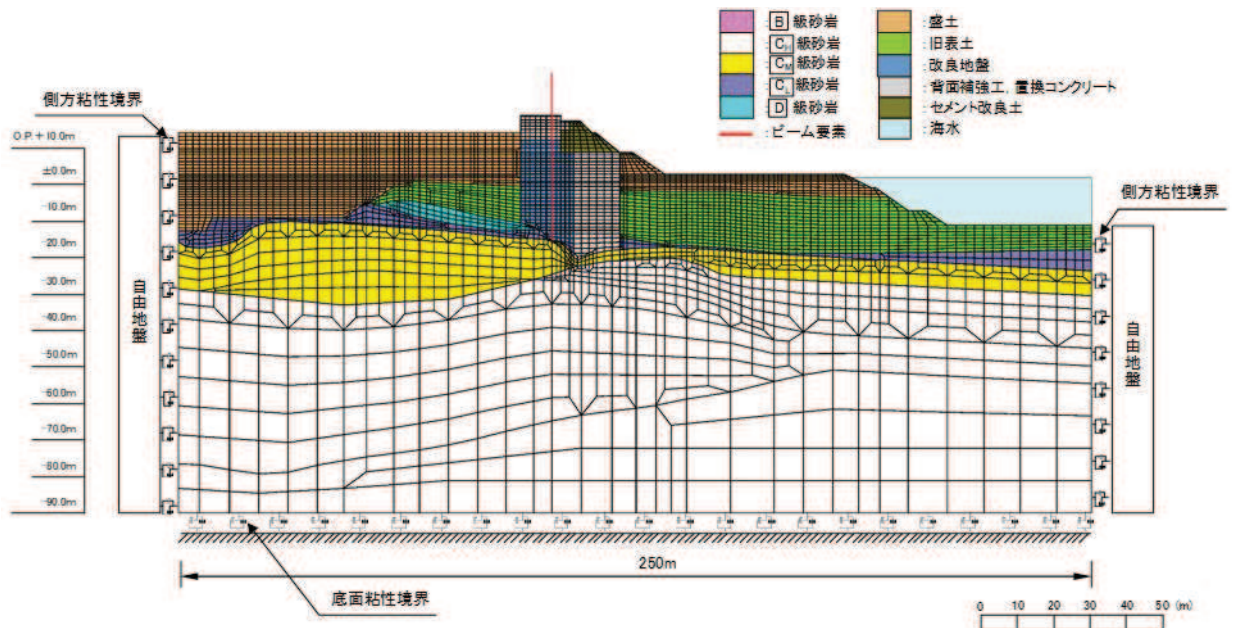


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②）

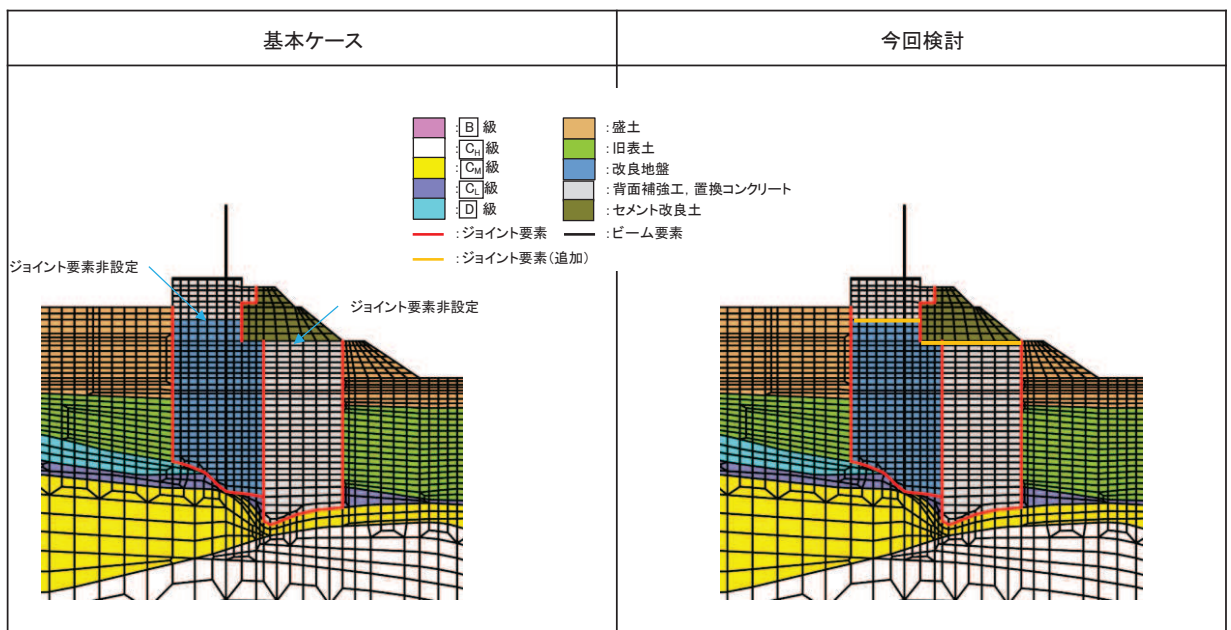


図 2-2 本検討における追加ジョイント要素の配置（断面②）

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

### 3. 評価結果

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 3-7 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ジョイント要素非設定の解析ケース①（基本ケース）と比較して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*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
追加 設定	①	A	10456	579	123	247	0.50

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

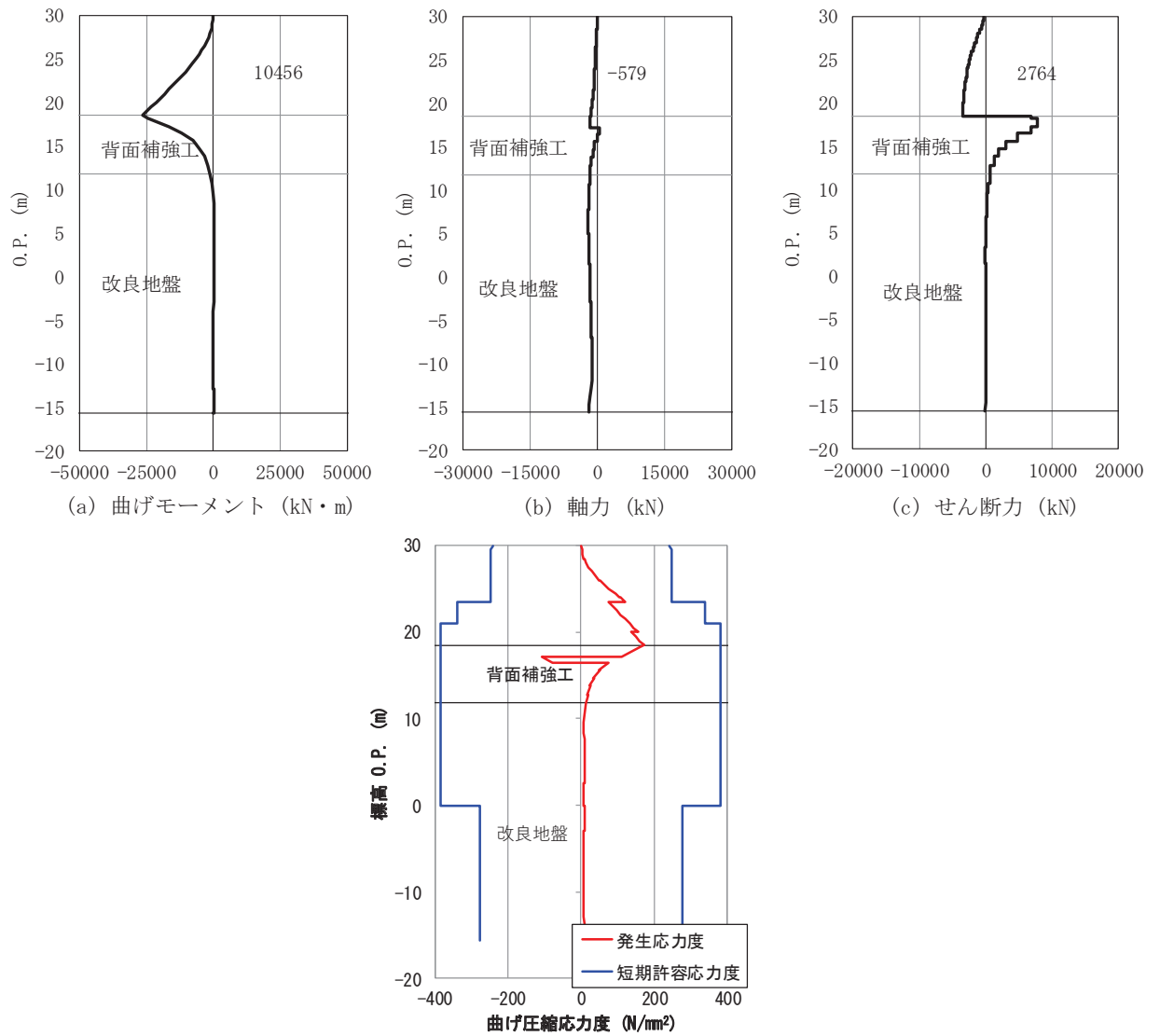


図 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値の評価時刻での断面力  
 (断面②, 追加設定, S s - D 2 (---), t=6.92s)

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 $\tau_s / \tau_{sa}$
非設定	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
追加設定	①	C	7851	60	217	0.28

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

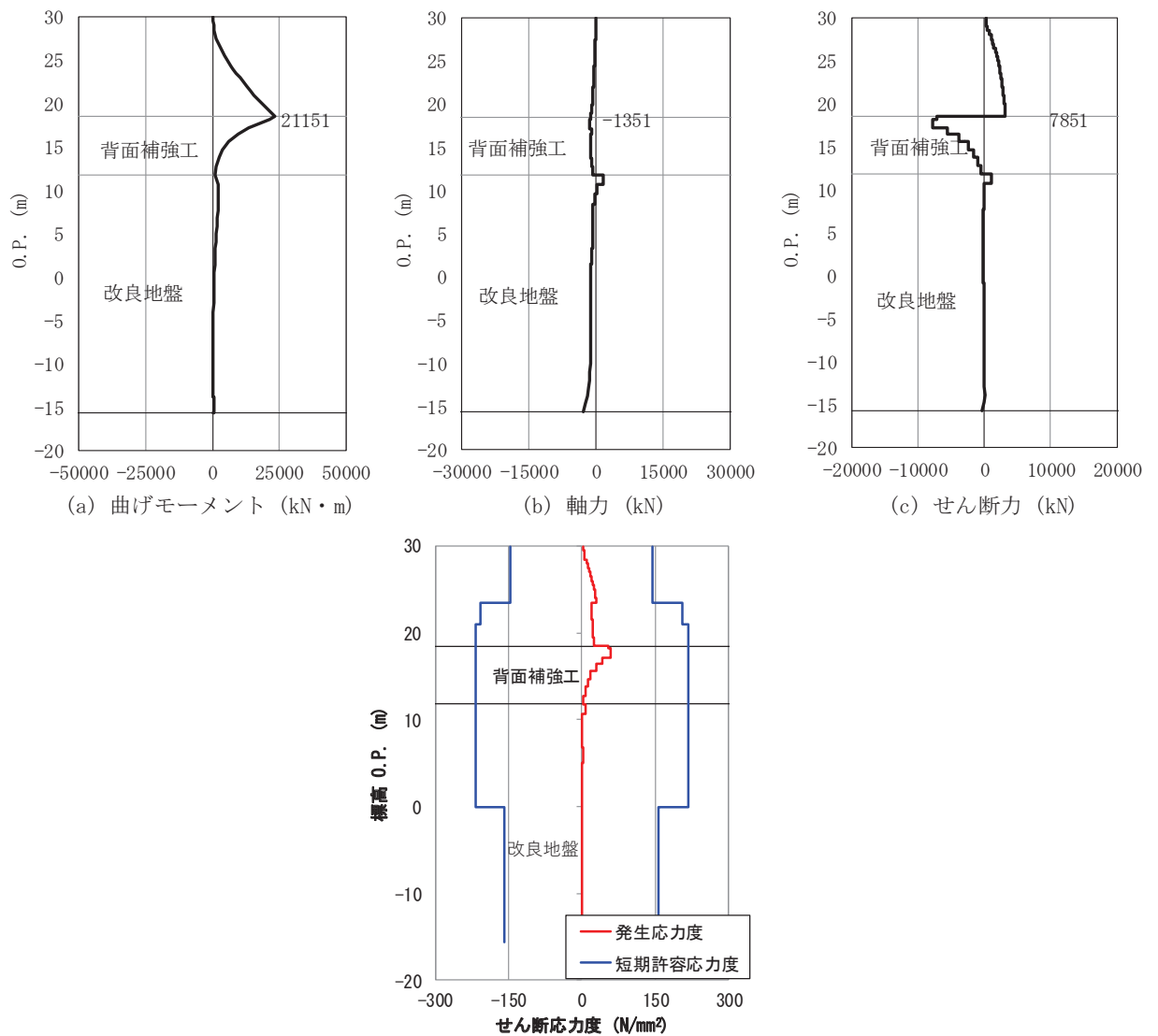


図 3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値の評価時刻での断面力 (断面②, 追加設定, S<sub>s</sub>-D 2 (---), t=6.84s)

表 3-3 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*	6.92
	②*	6.91
	③*	6.92
追加 設定	①	6.92

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

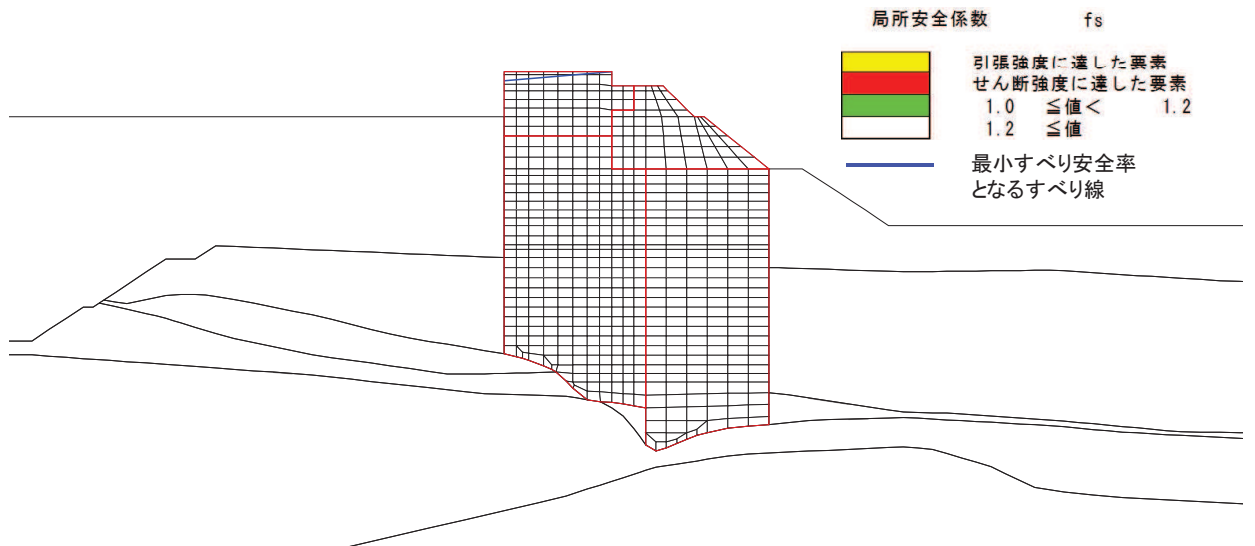


図 3-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 追加設定, S s - D 2 ( - - ) , t=6.92)

表 3-4 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*	25.49
	②*	25.48
	③*	25.49
追加 設定	①	25.49

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

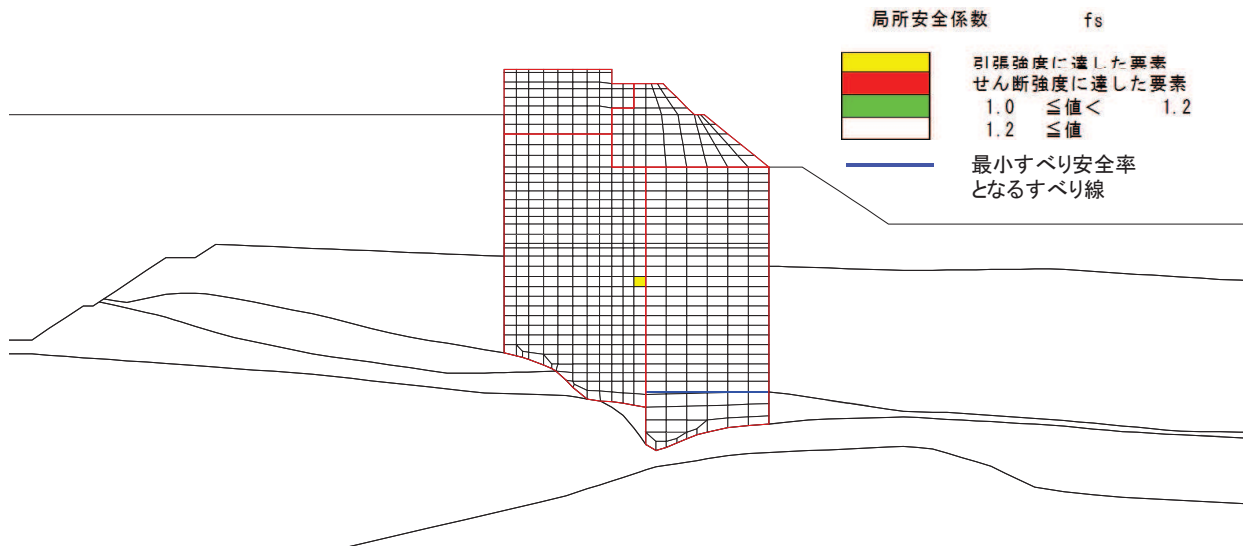


図 3-4 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 追加設定, S s - D 2 ( - - ) , t=25.49)



表 3-5 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*	25.30
	②*	25.29
	③*	25.30
追加 設定	①	25.30

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

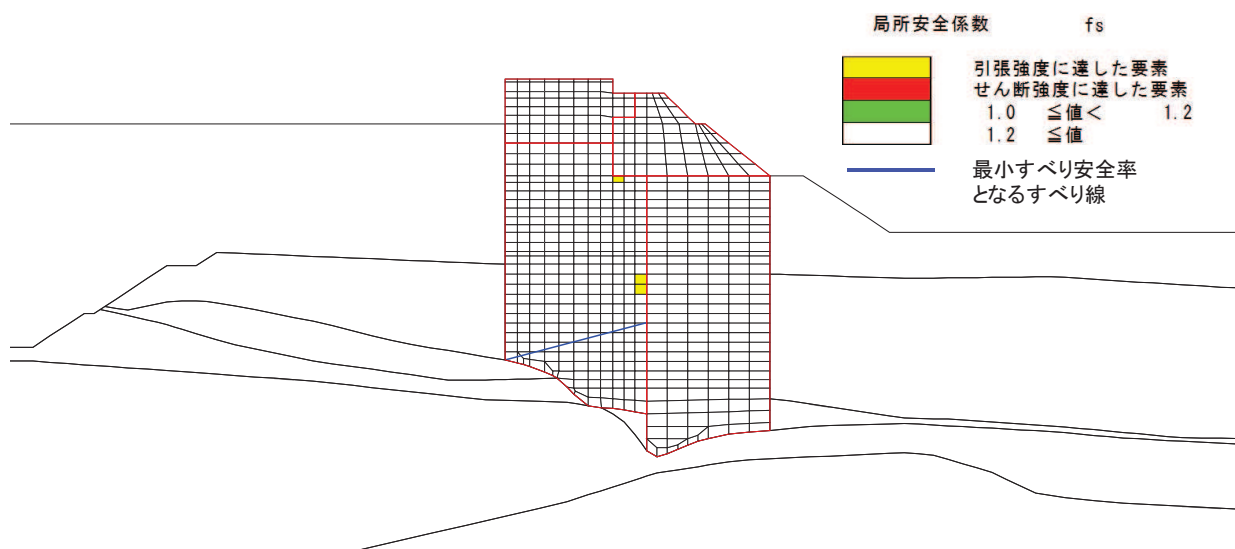


図 3-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 追加設定, S s - D 2 ( - - ) , t=25.30)

表 3-6 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*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
追加 設定	①	6.75	3.5

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

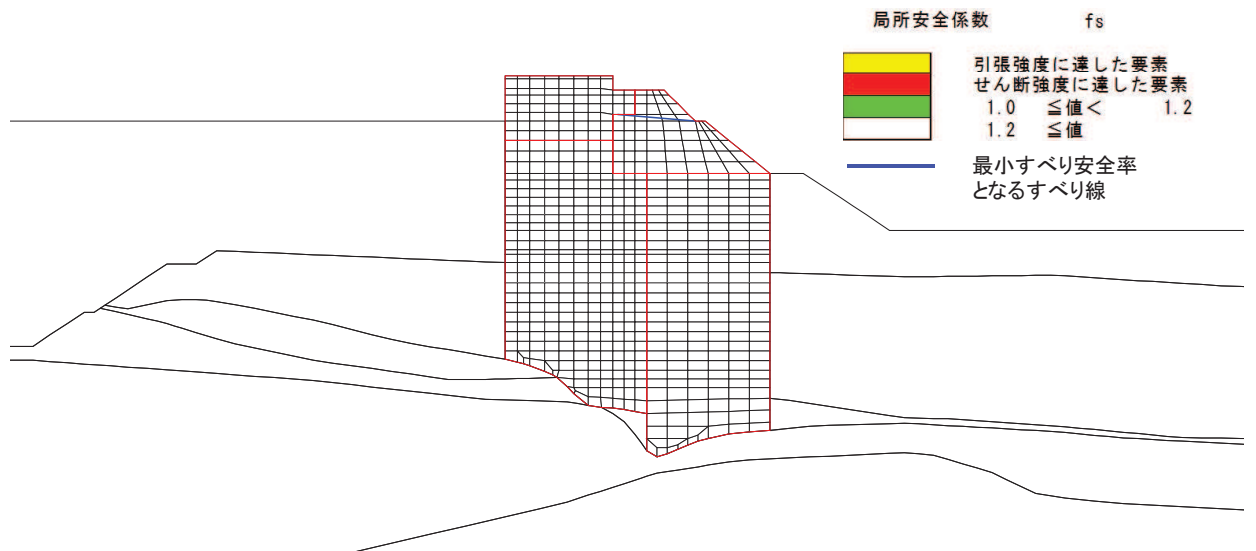


図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 追加設定, S s - D 2 ( - - ) , t=6.75)

表 3-7(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

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*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
追加 設定	①	1.3	11.4	0.12

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

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*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
追加 設定	①	0.8	4.4	0.19

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-7(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）

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*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
追加 設定	①	3.5	11.4	0.31

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

(参考資料 5) 漂流物防護工が地震応答に及ぼす影響について

## 1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）に設置される漂流物防護工は、図 1-1 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっている。漂流物防護工が設置されることで、鋼管杭の地震応答へ与える影響を確認するとともに、鋼管杭への偏心荷重への影響について確認する。

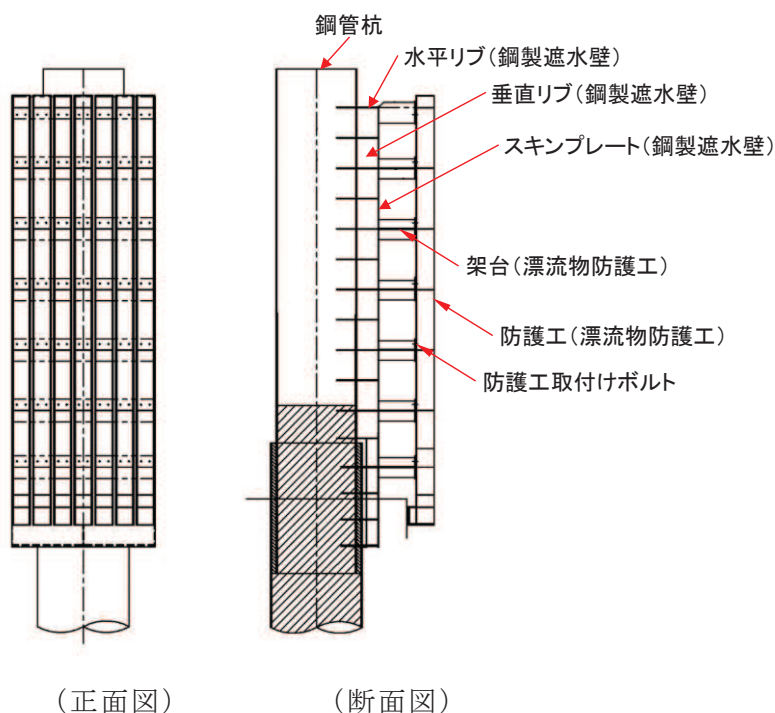


図 1-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

## 2. 鋼管杭の地震応答へ与える影響について

### a. 評価方針

漂流物防護工が鋼管杭の地震応答へ与える影響について、漂流物防護工の固有周期により確認する。

### b. 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988 年）」より、片持ち梁の一次固有振動数  $f$  及び固有周期  $T$  は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot I \cdot 10^3}{m \cdot L^3}}$$

c. 固有周期の計算条件

漂流物防護工の固有周期は、漂流物防護工について鋼製遮水壁を固定端とした片持ち梁としてモデル化し算出する。モデル図を図 2-1 に、必要な諸元を表 2-1 に示す。

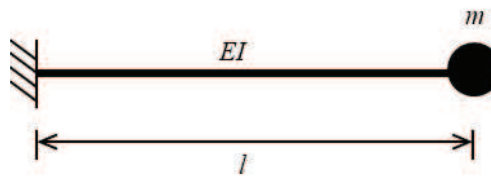


図 2-1 固有周期算定モデル

表 2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	弾性係数	200,000	N/mm <sup>2</sup>
I	断面二次モーメント	530,177,267	mm <sup>4</sup>
m	漂流物防護工の 1 段分の質量	4,651	kg
l	重心までの長さ	955	mm

d. 固有周期の計算結果

漂流物防護工の固有周期の計算結果を表 2-2 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

よって、漂流物防護工の振動により鋼管杭の地震応答へ与える影響は小さい。

表 2-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
44.57	0.022

(参考資料6) RC 壁部の地盤ばね評価について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち、RC 壁部については Francis・Randolf のばねを用いて水平・鉛直地盤ばねを評価している。一方で、RC 壁部の側方には傾斜地盤が存在することから、地盤ばねを評価するうえでの影響を検討した。

2. 傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗の考え方

建築基礎構造設計指針によると、「傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗力は、斜面の影響によって、水平地盤に設置された杭と比較して低下する。斜面の影響は、杭から法肩までの距離が増加するに伴って小さくなり、この距離がある程度以上になると消失する。」との記載があり、この斜面の影響が設計上ほぼ無視できる限界水平距離  $L_c$  は、下式で与えられる。また、傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗力のイメージ図を図 2-1 に示す。

$$L_c = 2.5 / \beta$$

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{h0} B}{4 E I}}$$

$L_c$  : 限界水平距離 (m)

$k_{h0}$  : 水平地盤における基準水平地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$B$  : 杭径 (m)

$E I$  : 杭体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$$k_{h0} = \alpha \cdot \zeta \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$$

ここで、

$k_{h0}$  : 基準水平地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  : 評価法によって決まる定数 (m<sup>-1</sup>)

$\zeta$  : 群杭の影響を考慮した係数で (6.6.8) 式による。短杭の場合は、 $\zeta = 1.0$  とする。

$E_0$  : 変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値 ; 例えば、杭径 50 cm は 50 とする。)

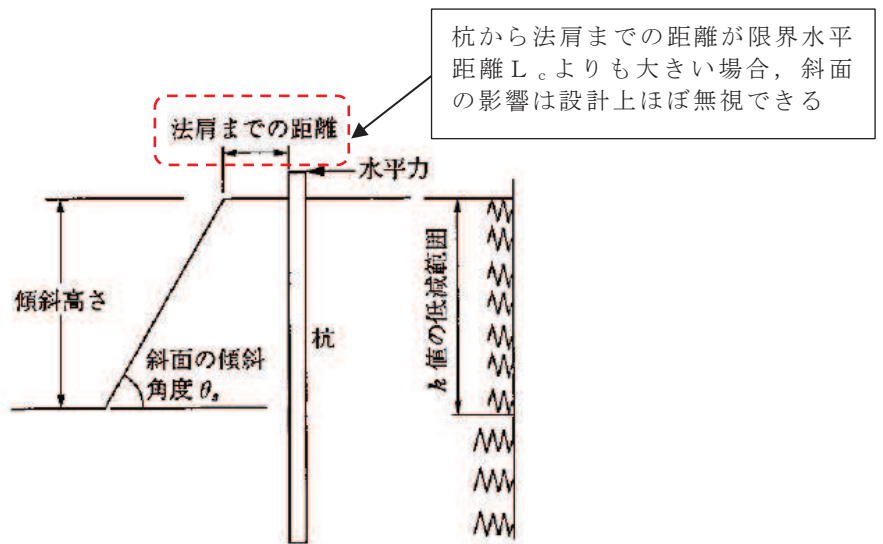


図 2-1 傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗力のイメージ図  
(建築基礎構造設計指針に一部加筆)

3. RC 壁部における限界水平距離  $L_c$ 。

建築基礎構造設計指針に基づく限界水平距離  $L_c$  を算出するためのパラメータ及び限界水平距離  $L_c$  を表 3-1 に示す。また、RC 壁部における鋼管杭から法肩までの距離を図 3-1 に示す。

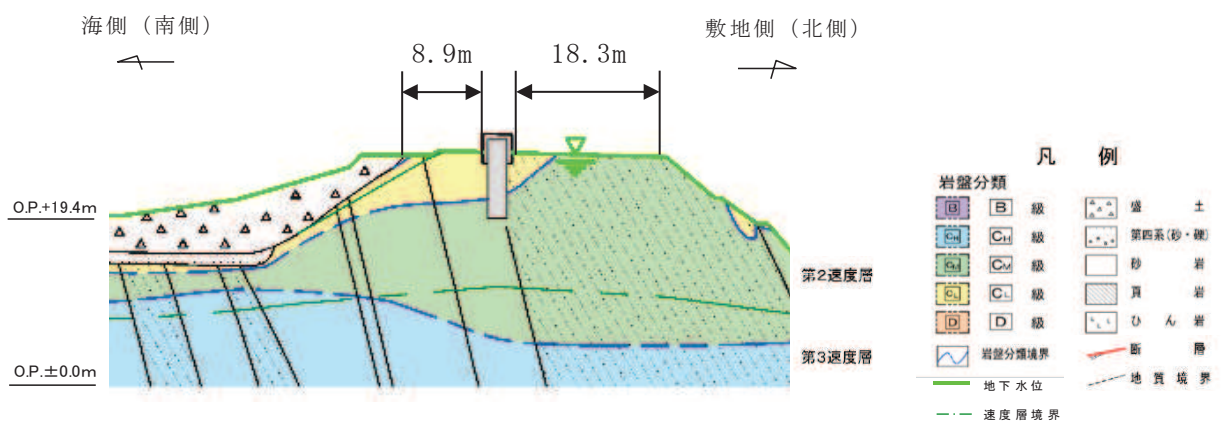
これにより、RC 壁部における鋼管杭から法肩までの距離は、限界水平距離  $L_c$  よりも大きいことから、地盤ばねを評価するうえで傾斜地盤の影響は無視できる。

表 3-1 限界水平距離  $L_c$  算出のためのパラメータ

記号		数値	単位	備考
$\alpha$	$E_0$ の評価法によって決まる定数	80		ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数*
$\xi$	群杭の影響を考慮した係数	1.0		単杭は 1.0
$E_0$	変形係数	$4.0 \times 10^5$	kN/m <sup>2</sup>	C <sub>L</sub> 級岩盤 (第 1 速度層)
B 1	無次元化杭径	220		杭径を cm で表した無次元数値
$k_{h0}$	基準水平地盤反力係数	560187	kN/m <sup>3</sup>	
B 2	鋼管杭外径	2.5	m	
t	鋼管杭厚	0.025	m	
d	鋼管杭内径	2.45	m	
I	断面二次モーメント	$1.489 \times 10^{-1}$	m <sup>4</sup>	
E	鋼管杭の弾性係数	$2.0 \times 10^8$	kN/m <sup>2</sup>	
$\beta$		0.329		
$L_c$	限界水平距離	7.59	m	

注記\* :  $C_L$ 級岩盤の動的変形特性はPS検層により設定していることから、i) を採用する

- |   |                                      |
|---|--------------------------------------|
| i) ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数                                | : 粘性土 $\alpha=80$<br>砂質土 $\alpha=80$ |
| ii) 一軸または三軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数                           | : 粘性土 $\alpha=80$                    |
| iii) 対象土層の平均 $N$ 値より $E_0 = 700 \cdot N$ で推定した地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha=60$<br>砂質土 $\alpha=80$ |



	距離 (m)
鋼管杭～海側 (南側) 法肩	8.9
鋼管杭～敷地側 (北側) 法肩	18.3

図 3-1 RC 壁部における鋼管杭から法肩までの距離



- 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
- 6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）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	9
2.4 適用基準	21
3. 強度評価方法	23
3.1 記号の定義	23
3.2 評価対象断面及び部位	26
3.3 荷重及び荷重の組合せ	34
3.4 許容限界	40
3.5 評価方法	54
3.6 評価条件	155
4. 評価結果	175
4.1 津波時	175
4.2 重畳時	227
5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価に関する影響検討	329
5.1 基準地震動 $S_s$ 後の剛性低下の影響について	329
5.2 0. P. +33. 9m 津波による影響について	335
5.3 漂流物衝突による鋼管杭のねじりについて	338

（参考資料1）短杭の影響検討について

（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

（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

（参考資料4）風荷重の影響について

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

（参考資料6）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について

## 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（鋼管式鉛直壁）が地震後の繰返しの来襲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主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まる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（鋼管式鉛直壁）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 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（鋼管式鉛直壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は一般部と岩盤部に分類される。

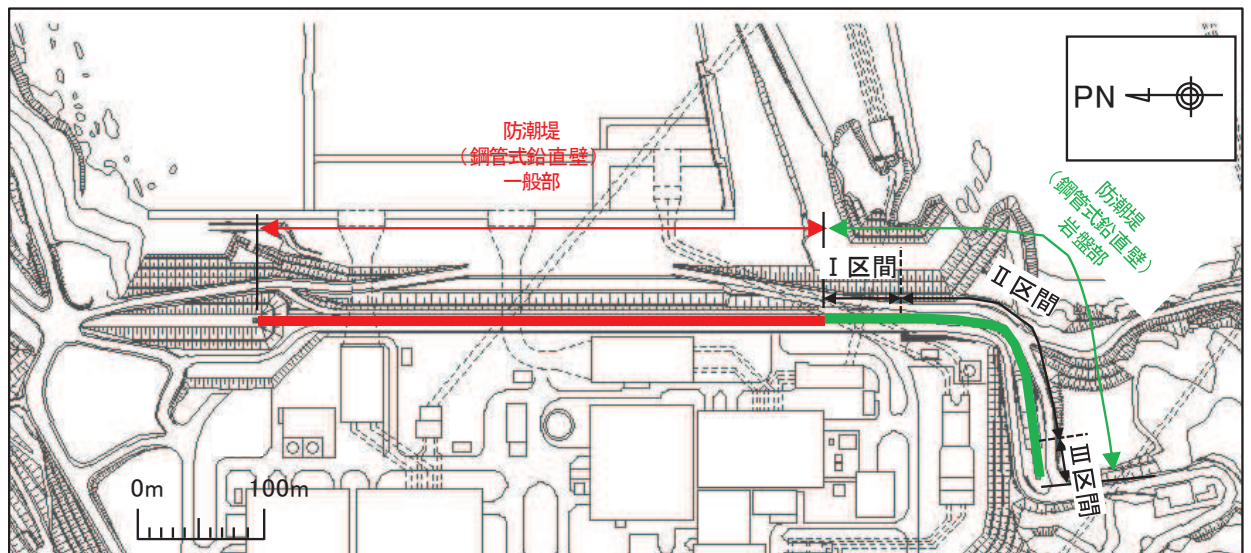


図 2.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲

## 2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、一般部と岩盤部（RC壁部を含む）に分類される。

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（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭及び置換コンクリートによる下部構造から構成され、背面補強工の下方に改良地盤を、置換コンクリートの上方にセメント改良土をそれぞれ設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、RC遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭による下部構造から構成される。

鋼管杭は、施工性を考慮し、上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭に分けて施工しており、接続部周辺をコンクリートで充填している。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する構造とした。

上部工の境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置する。また、漂流物防護工の下部の止水ジョイント前面には、鋼製の保護部材を設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図及び構造図を図2.2-1及び図2.2-2に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図を図2.2-3に、止水ジョイント部材の概念図を図2.2-4に示す。

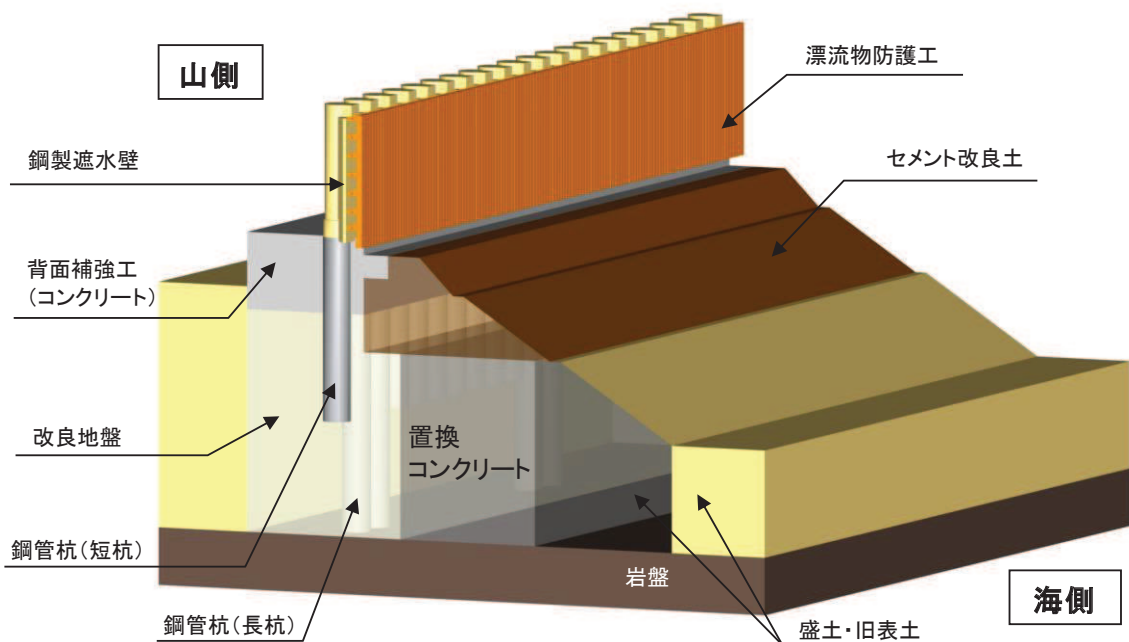


図 2.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図

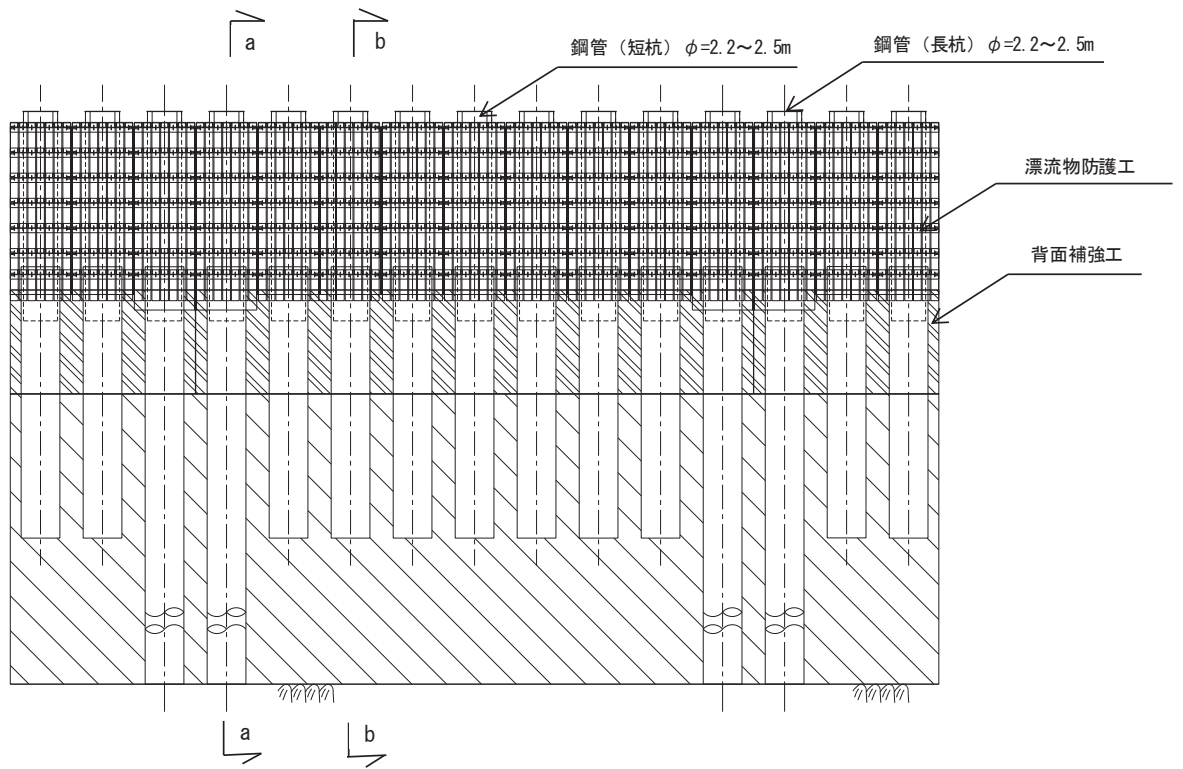


図 2.2-2(1) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の構造図 (正面図, 漂流物防護工)

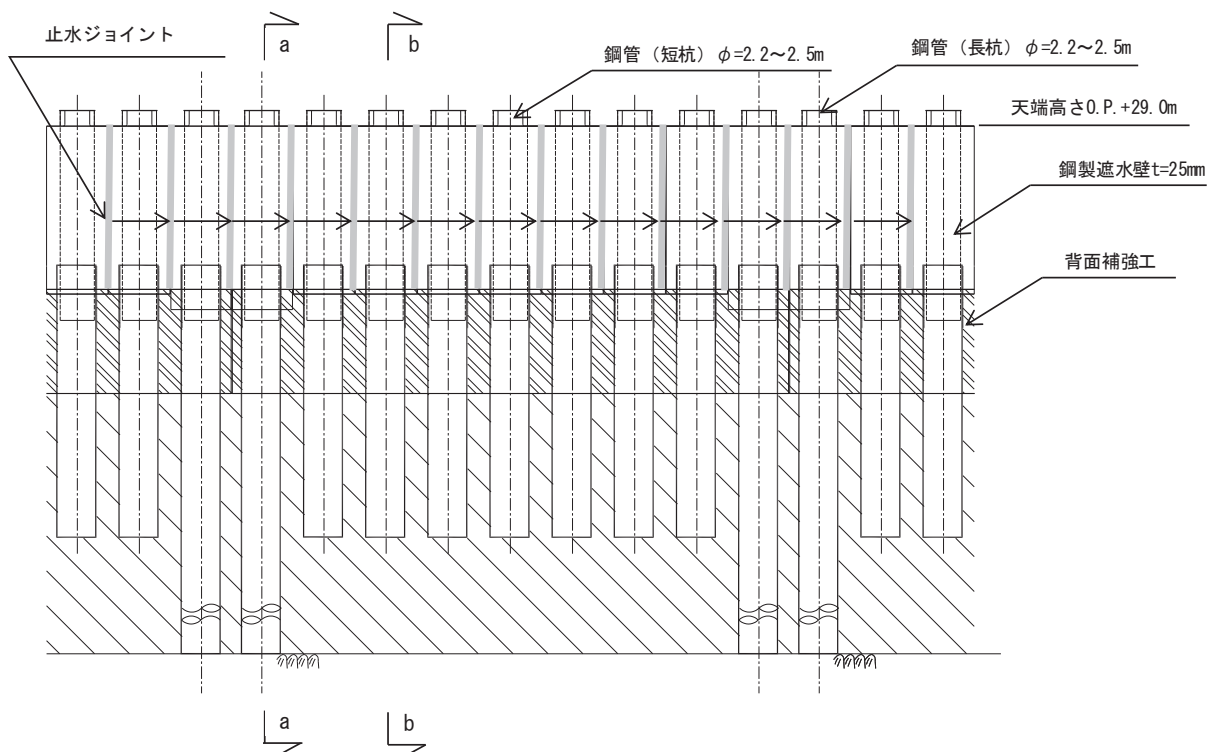


図 2.2-2(2) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の構造図 (正面図, 鋼製遮水壁)

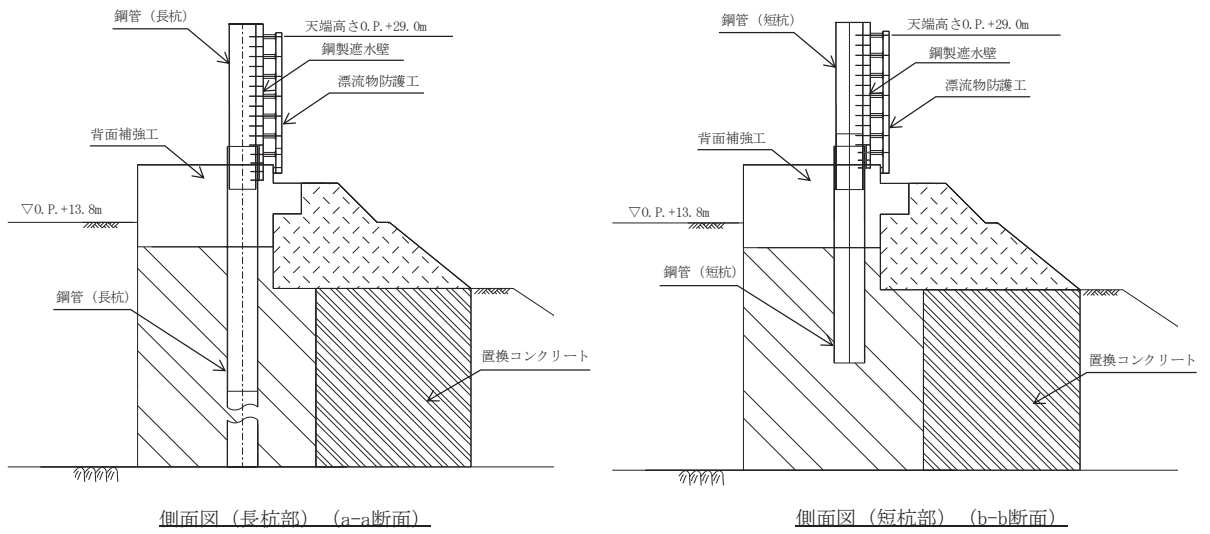


図 2.2-2(3) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の構造図 (断面図)

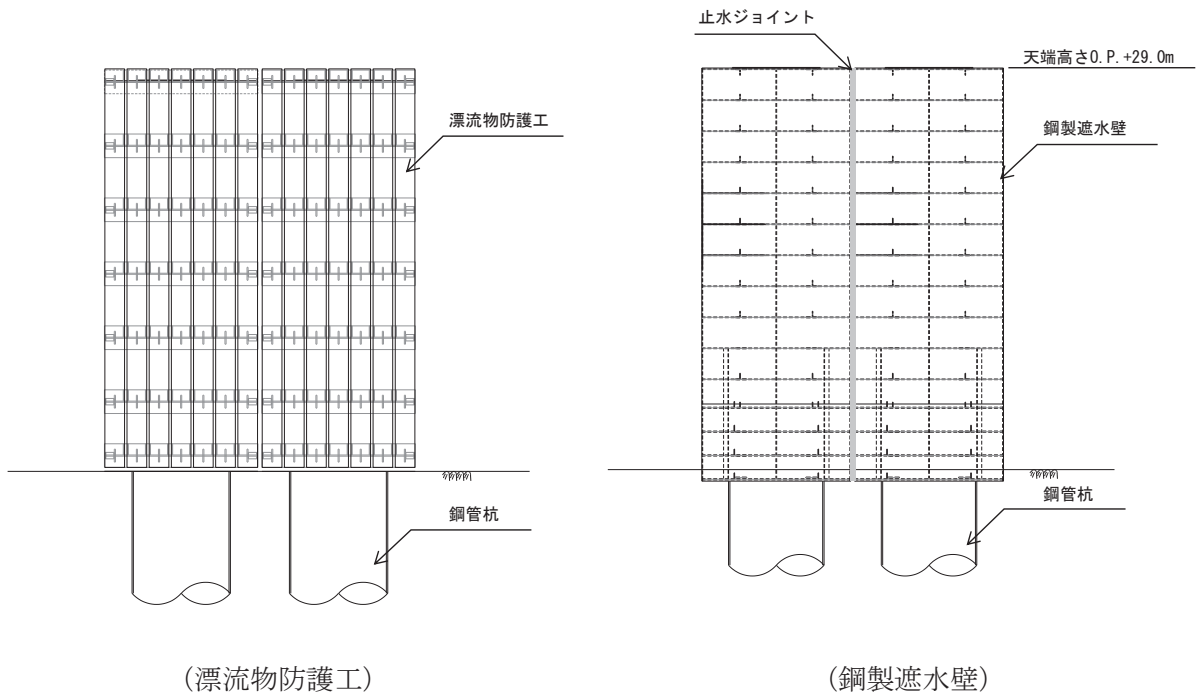


図 2. 2-3(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（正面図，Ⅰ・Ⅱ区間）

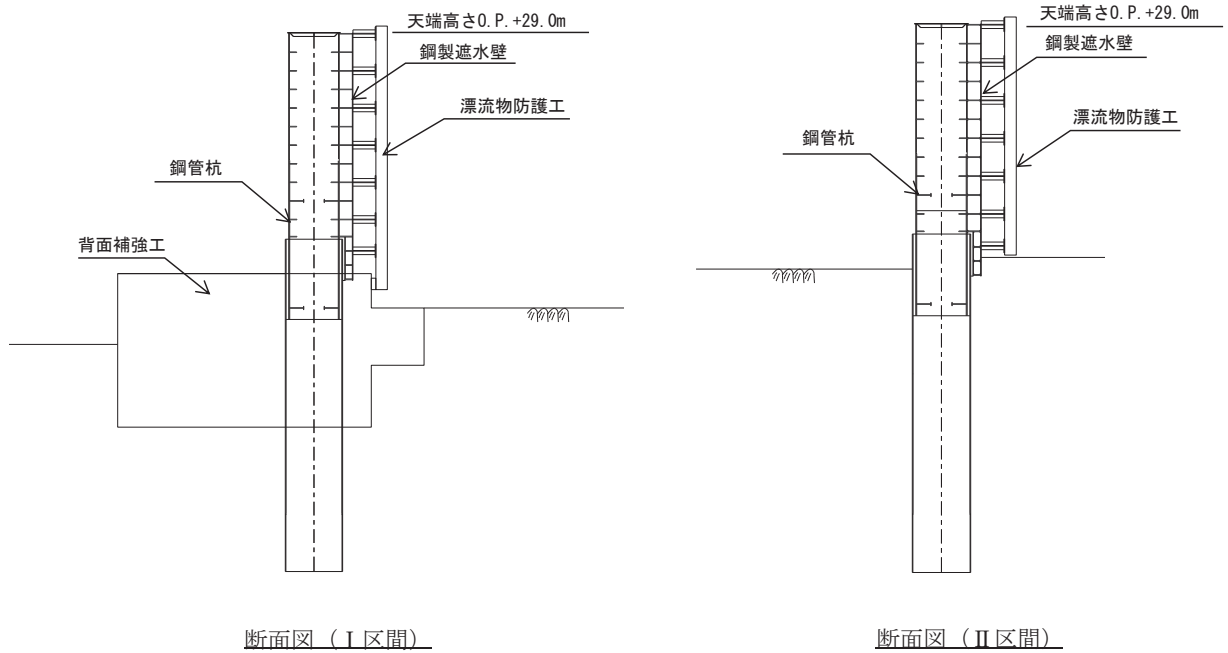


図 2. 2-3(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（断面図，Ⅰ・Ⅱ区間）

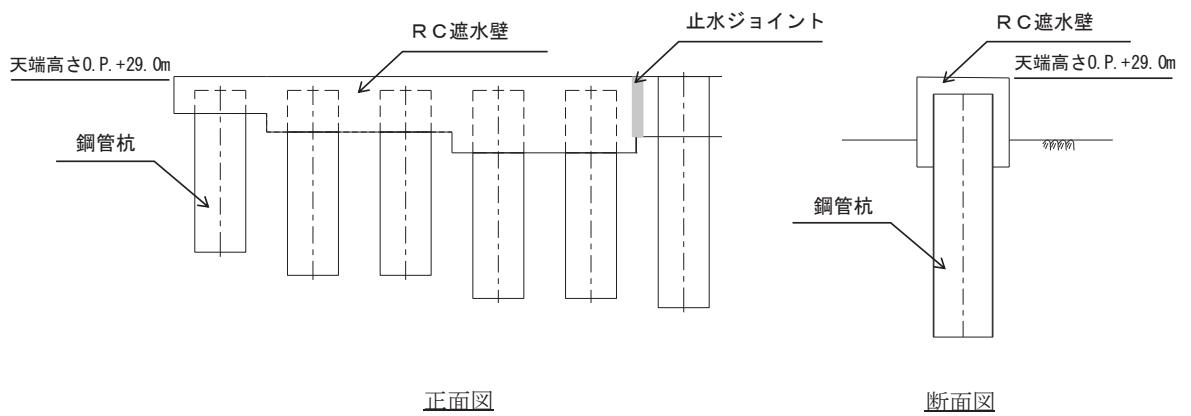
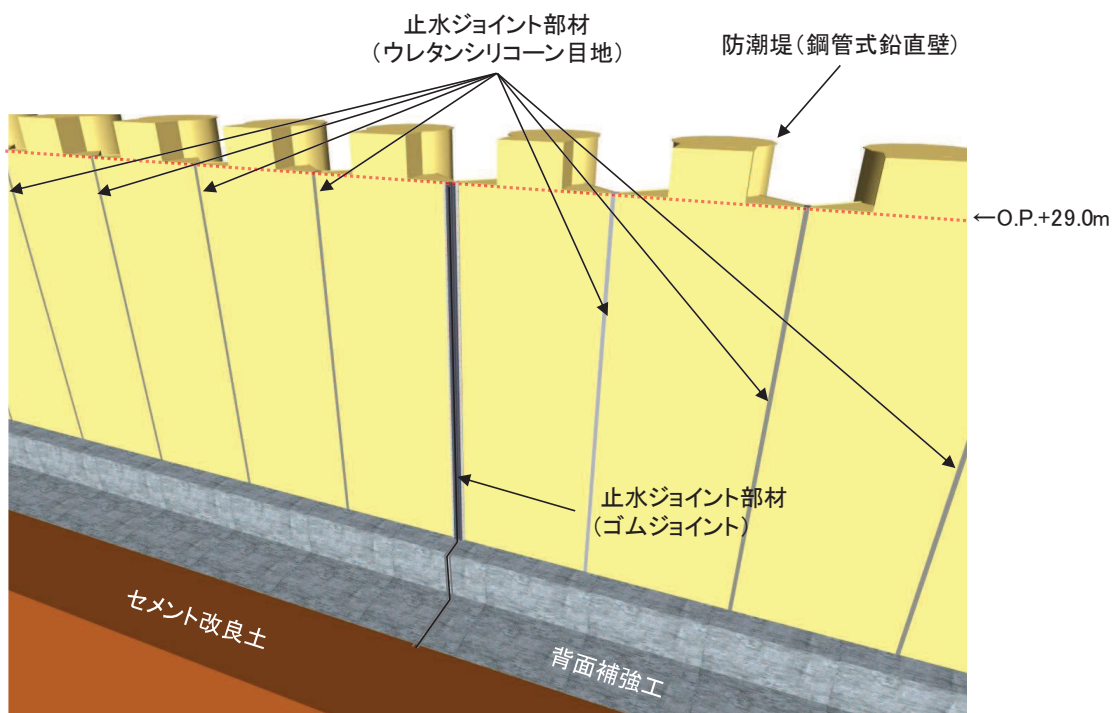
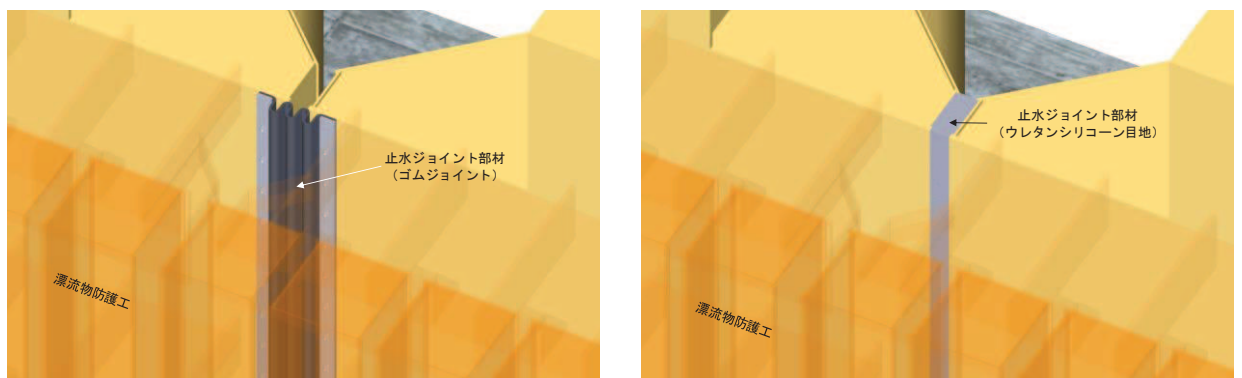


図 2.2-3 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（Ⅲ区間）



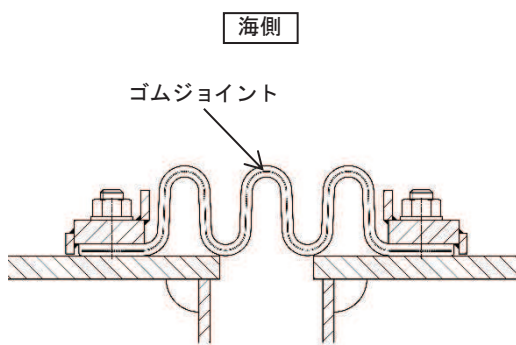
(全体)



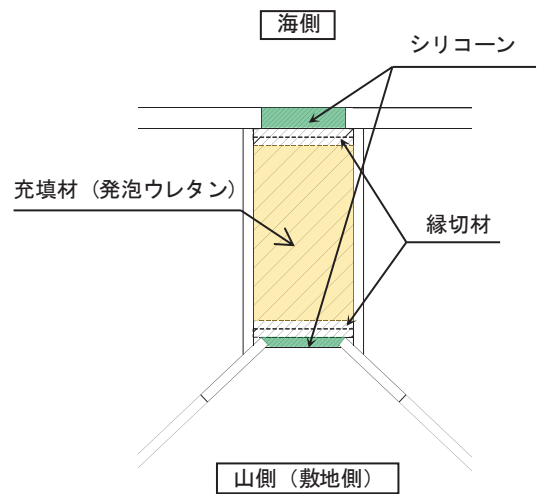
(ゴムジョイント部材の設置イメージ) (ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)

図 2.2-4 (1) 止水ジョイント部材設置イメージ図



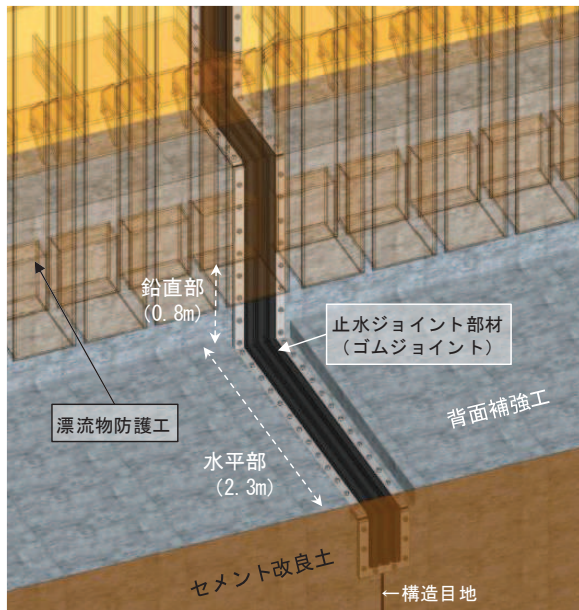


山側 (敷地側)  
(ゴムジョイント)

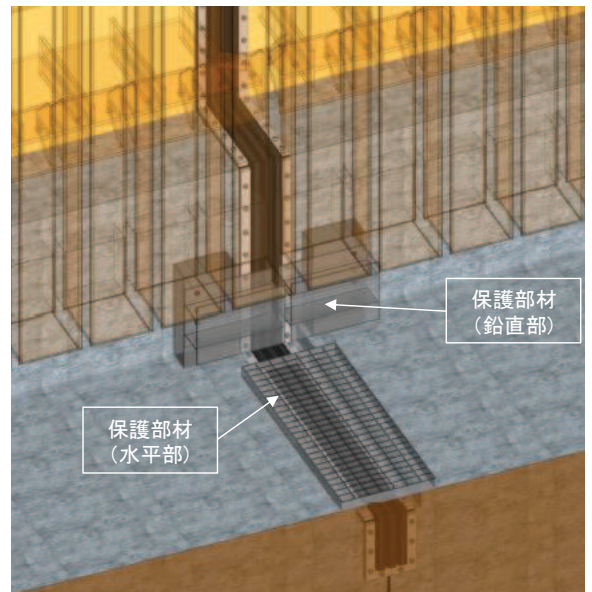


(ウレタンシリコーン目地)

図 2.2-4 (2) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の止水ジョイント概念図



(保護部材設置前の状態)



(保護部材の設置イメージ)

図 2.2-4 (3) ゴムジョイントの下端部部の概念図

## 2.3 評価方針

### 2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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、鋼管式鉛直壁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。鋼管式鉛直壁は一般部と岩盤部があるが、各部位の性能目標と許容限界については、一般部の整理結果を岩盤部にも展開するため、以下では一般部を対象に整理する。

表 2.3-1 鋼管式鉛直壁における検討要旨

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（鋼管杭、鋼製遮水壁、漂流物防護工、背面補強工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>

鋼管式鉛直壁（一般部）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。なお、以下では、津波を遮断する役割を『遮水性』、材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし、これらを総称して『止水性』と整理する。

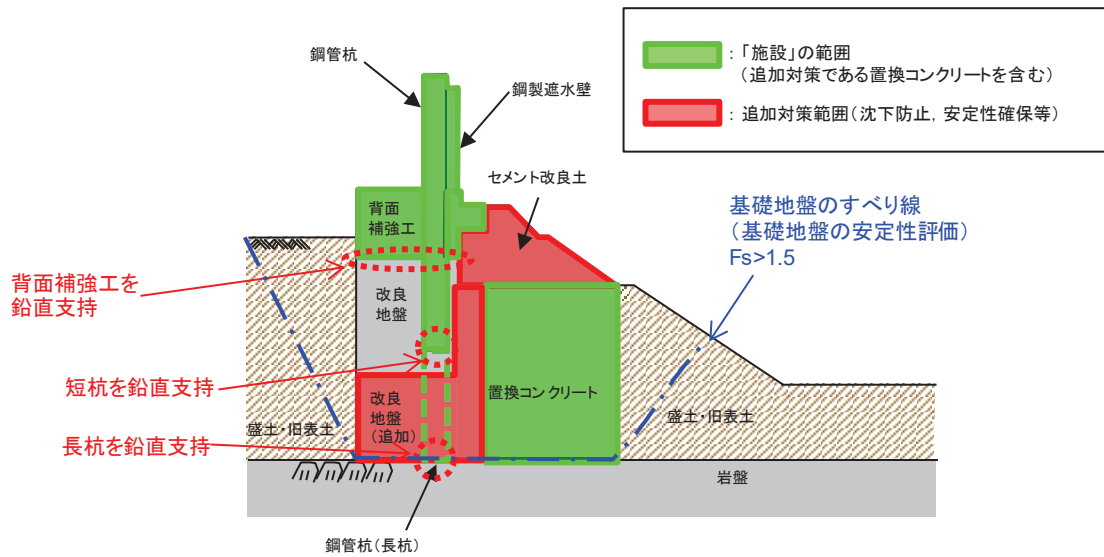


図 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の「施設」の範囲

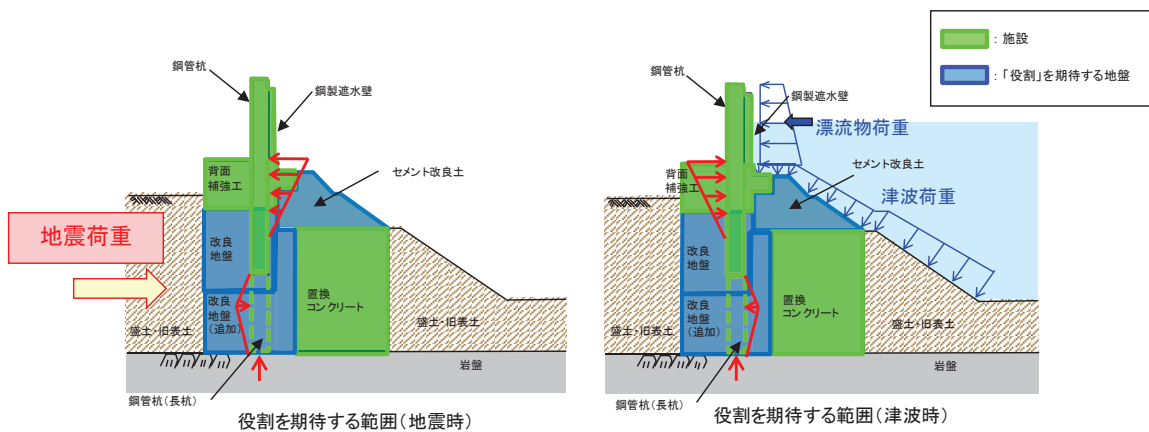


図 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の役割を期待する範囲

表 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割* <sup>1</sup>	津波時の役割* <sup>1</sup>
施設	鋼管杭（長杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼管杭（短杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持する。	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	・ 鋼製遮水壁及び止水ジョイントに漂流物を直接衝突させない。 ・ 漂流物衝突荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水目地	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従する。	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	背面補強工	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 遮水性を保持する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	・ 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。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 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）。
地盤	セメント改良土	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 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）。 ・ 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 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）。
	岩盤	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 \*1：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、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土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「◎」と記載）を持つ部位として、背面補強工は津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに止水性（第5条）としての遮水性を保持すること、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、支持地盤や側方地盤としての役割（表 2.3-3 中「○」と記載）を有する改良地盤及びセメント改良土は『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、鋼管杭（短杭）及び背面補強工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。

- ・ 改良地盤及びセメント改良土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。
- ・ 背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の役割である健全性については、鋼管杭の変形を抑制するために剛性（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、改良地盤及びセメント改良土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。

以上を踏まえ、鋼管式鉛直壁（一般部）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 2.3-3 鋼管式鉛直壁（一般部）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 （鋼管杭の変形抑制） *1健全性		止水性 （遮水性・難透水性） *2		
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を有するコンクリートを鋼製遮水壁や止水目地と連続配置することで、津波時の水みちを形成しない。</li> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>	-	-	○	◎	津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに遮水性の役割を果たすことから、『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> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の海側への変形に抵抗する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部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。
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の海側への変形を抑制する。</li> <li>遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工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	すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方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。
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭（短杭）及び背面補強工の下方の盛土・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>鋼管杭（短杭）及び背面補強工の下方の盛土・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>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部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鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方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。

注記 \*1:鉛直支持については岩盤が、健全性（鋼管杭の変形抑制）については鋼管杭が、それぞれ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。

表 2.3-4 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割に対する性能目標

	部位	鉛直支持	すべり安定性	健全性	止水性
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態にとどまること。	有意な漏えいを生じないために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物防護工			構造部材の健全性を保持するために、漂流物防護工がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、漂流物防護工がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水ジョイント			有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの性能を保持すること。	有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの性能を保持すること。
	背面補強工			鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと(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。	鋼管杭の変形を抑制するため、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	セメント改良土	-	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。	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土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、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	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	鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを縁国支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	-

### 2.3.2 評価方針

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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、「5. 評価結果」より，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象部位の発生応力，すべり安全率及び発生変形量が許容限界以下であることを確認する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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（鋼管式鉛直壁）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（鋼管式鉛直壁）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（鋼管式鉛直壁）の評価項目に示すとおり，施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。なお，「3.2.1 評価対象断面」に示すとおり，岩盤部（RC壁部）は入力津波高さに余裕を考慮した O.P. +25.0m よりも高い O.P. +26.7m 以上の標高に設置されていることから，評価対象断面から除外している。

施設・地盤の健全性評価及び施設の変形性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，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性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。



表 2.3-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）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-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針					
	施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計			機能損傷モード		設計に用いる許容限界
				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	限界状態	
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	<p>【1.4.1設計方針】津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの変来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求されないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【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漏水を防止する設計とする。</p> <p>【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。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【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。また、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。</p>	<p>津波防護施設は、繰返しの襲来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、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p>	防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、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、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、①入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：0.P+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ0.P+29.0mとし、防潮堤（盛土堤防）と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼管杭、鋼製遮水壁、鉄筋コンクリート（RC）遮水壁及び漂流物防護工で構成し、鋼管杭の周囲にコンクリート製の背面補強工を設置する。下部工は岩盤又は改良地盤に支持される鋼管杭及びすべり安定性を確保するために海洋地盤の海側に置換コンクリートを設置し、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。上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭は一体の構造であるため、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、上部工の境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性のある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼管式鉛直壁を支持する岩盤及び改良地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	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。】	
			鋼管杭（長杭、短杭）	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I共通編・II鋼橋編）・同解説（平成14年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】					
			鋼製遮水壁（下記RC遮水壁以外の区間）	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I共通編・II鋼橋編）・同解説（平成14年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】					
			RC遮水壁（南端より1本目～5本目の鋼管杭の区間）	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書「構造性能照査編」（2002年制定）」及び「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）」同解説（平成24年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】					
			漂流物防護工	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I共通編・II鋼橋編）・同解説（平成14年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】					
			止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】					
			背面補強工	すべり安全率	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。】					
			置換コンクリート	すべり安全率	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。】					
改良地盤、セメント改良土	すべり安全率	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(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（一般部）

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	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	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
	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	
	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	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	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
	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	
		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
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認。	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量
保護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認			短期許容応力度	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3-6(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（岩盤部）

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	施設の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	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	施設の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	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*
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認。	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量
	保護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認		短期許容応力度	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

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（発生応力、すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。なお、津波時及び重畳時の検討では、表 2.3-7 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

表 2.3-7 津波時及び重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

解析ケース	地盤物性
①	平均値
②	平均値 + 1 $\sigma$
③	平均値 - 1 $\sigma$

施設の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材における相対変位量の算出方法は、「6.1.4 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。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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 を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

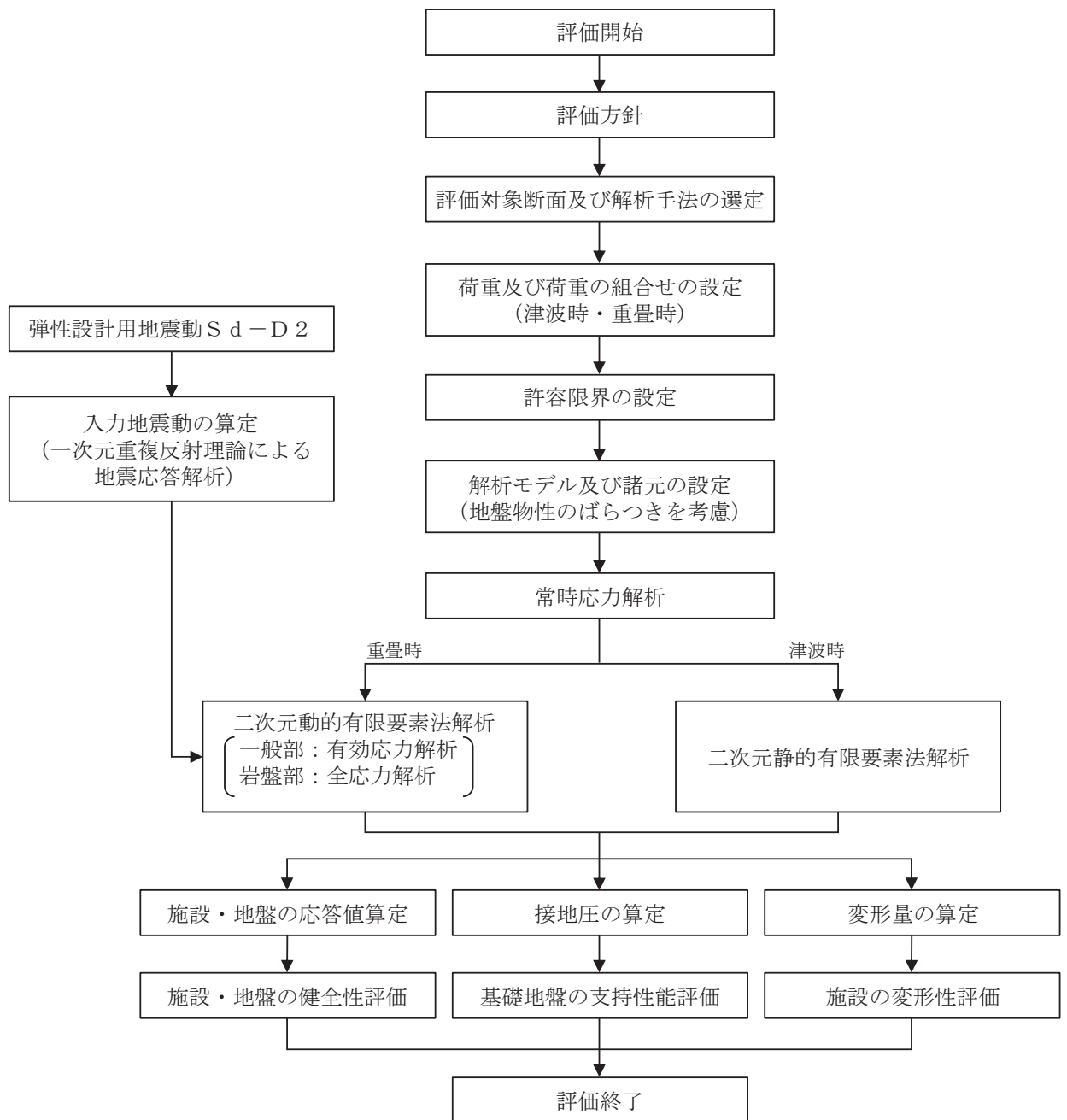


図 2.3-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- 土木学会 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- 土木学会 2005年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P646, 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		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	—	
荷重及び荷重の組合せ		土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討	
許容限界	鋼管杭	日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認	
	鋼製遮水壁	鋼材		日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
	漂流物防護工	鋼材		日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
	背面補強工	土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 土木学会 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 耐津波設計に係る工認審査ガイド		すべり安全率が1.2以上であることを確認。
	置換コンクリート	土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 土木学会 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編 耐津波設計に係る工認審査ガイド		
	改良地盤及びセメント改良土	耐津波設計に係る工認審査ガイド		
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 ((社)日本電気協会)	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		

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 強度評価に用いる記号 (1/3)

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
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
τ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鋼材の短期許容せん断応力度
σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鋼材の短期許容圧縮応力度
σ <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度
M <sub>1</sub>	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
Z <sub>1</sub>	mm <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数
N <sub>1</sub>	kN	鋼管杭の軸力
τ <sub>1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度
S <sub>1</sub>	kN	鋼管杭に発生するせん断力
A <sub>1</sub>	mm <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
κ <sub>1</sub>	—	せん断応力の分布係数 (2.0)
σ <sub>2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	曲げモーメントによるスキンプレートの発生応力度
M <sub>2</sub>	kN・m	スキンプレートに発生する曲げモーメント
Z <sub>2</sub>	mm <sup>3</sup>	スキンプレートの断面係数
P <sub>2</sub>	kN/m	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧
P <sub>2</sub> '	kN/m	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力
P <sub>2</sub> ''	kN/m	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧
L	mm	水平リブ間隔



表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号 (2/3)

記号	単位	定義
$\sigma_3$	N/mm <sup>2</sup>	垂直リブに発生する圧縮応力度
$P_3$	kN/m <sup>2</sup>	垂直リブに作用する津波波圧
$P_3'$	kN/m <sup>2</sup>	垂直リブに作用する地震慣性力
$P_3''$	kN/m <sup>2</sup>	垂直リブに作用する動水圧
$P$	kN	受圧面積に発生する水平荷重
$t$	mm	垂直リブの板厚
$B$	m	鋼製遮水壁の総幅
$\sigma_4$	N/mm <sup>2</sup>	曲げモーメントによる水平リブの発生応力度
$\sigma_5$	N/mm <sup>2</sup>	曲げモーメントによる架台の発生応力度
$M_4$	kN・m	水平リブに発生する曲げモーメント
$M_5$	kN・m	架台に発生する曲げモーメント
$Z_4$	mm <sup>3</sup>	水平リブの断面係数
$Z_5$	mm <sup>3</sup>	架台の断面係数
$P_4$	kN/m <sup>2</sup>	水平リブ及び架台に作用する津波波圧
$P_4'$	kN/m <sup>2</sup>	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力
$P_4''$	kN/m <sup>2</sup>	水平リブ及び架台に作用する動水圧
$\ell$	mm	架台間隔
$b$	m	モーメントアーム長
$b'$	m	衝突荷重のモーメントアーム長
$\tau_4$	N/mm <sup>2</sup>	せん断力による水平リブの発生応力度
$\tau_5$	N/mm <sup>2</sup>	せん断力による架台の発生応力度
$S_4$	kN	水平リブに発生するせん断力
$S_5$	kN	架台に発生するせん断力
$A_w$	mm <sup>2</sup>	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積
$\sigma_6$	N/mm <sup>2</sup>	曲げモーメントによる防護工の発生応力度
$M_6$	kN・m	防護工に発生する曲げモーメント
$Z_6$	mm <sup>3</sup>	防護工の断面係数
$P_6$	kN/m <sup>2</sup>	防護工に作用する津波波圧
$P_6'$	kN/m <sup>2</sup>	防護工に作用する地震慣性力
$P_6''$	kN/m <sup>2</sup>	防護工に作用する動水圧
$b''$	m	防護工の幅
$\tau_6$	N/mm <sup>2</sup>	せん断力による防護工の発生応力度
$S_6$	kN	防護工に発生するせん断力
$A_{wc}$	mm <sup>2</sup>	防護工のせん断抵抗断面積

表 3.1-1(3) 強度評価に用いる記号 (3/3)

記号	単位	定義
$A_7$	mm <sup>2</sup>	防護工取付けボルト断面積 (M24)
$n_7$	本	防護工 1 本当たりのボルトの本数
$L_8$	mm	梁部材の張出長
$p_8$	kN/m	梁部材の用する津波波圧
$Z_8$	mm <sup>3</sup>	梁部材工の断面係数
$P_c'$	kN	寸法の小さな漂流物の衝突荷重
$A_8$	mm <sup>2</sup>	梁部材のせん断抵抗断面積
$e_8$	mm	偏心量
$D_8$	mm	台座の長さ (曲げ方向)
$x_8$	mm	接地幅
$d_8$	mm	台座端部～アンカーの距離
$n_8$	本	アンカーボルトの本数

### 3.2 評価対象断面及び部位

#### 3.2.1 評価対象断面

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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。

#### (1) 一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の評価対象断面は、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対象とする。

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部を構造的特徴及び周辺状況により2区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を整理し、耐津波評価上厳しくなる断面を選定する。

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」の「5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.2-1 評価対象断面選定結果（一般部）

評価対象断面		①岩盤上面 深さ	②[D]級+ $C_1$ 級岩盤厚さ	③鋼管杭 突出長	④ $C_2$ 級岩盤上 面深さ	⑤盛土+旧表土 厚さ	⑥旧表土 厚さ
I 区 間	断面①*1	○：岩盤上面が 最も深い	—	— (鋼管突出長は 全断面で同じ)	○： $C_2$ 級岩盤 上面が最も 深い	○：盛土+旧表 土が最も厚 い	—
	断面②*2	—	○： $D$ 級、 $C_1$ 級岩盤が分 布しない		—	—	○：旧表土が最 も厚い
	断面③	—	○： $D$ 級+ $C_1$ 級岩盤が最 も厚い		—	—	—
II 区 間	断面④	<ul style="list-style-type: none"> <li>II区間は区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないと考えられるため、II区間の評価候補断面選定については、II区間の構造的特徴から選定する。</li> <li>評価候補断面としては、II区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価に影響を及ぼすと考えられるII-①断面を選定する。</li> </ul>					

注記 \*1：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面  
\*2：設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

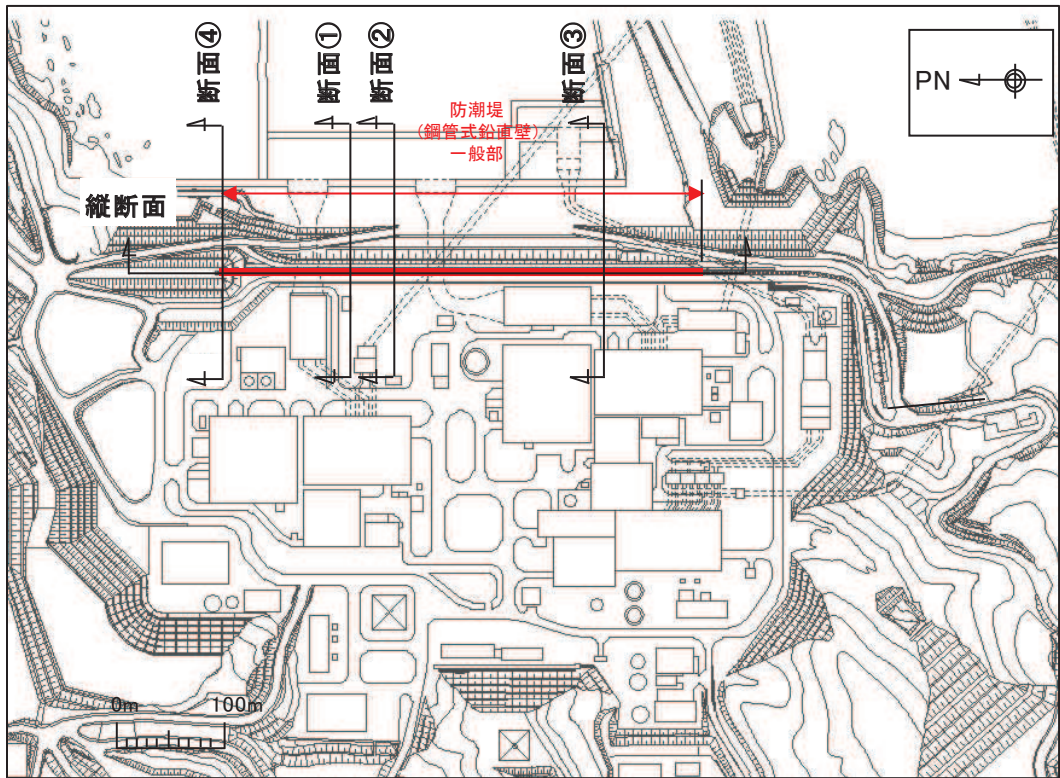


図 3.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の評価対象断面位置図

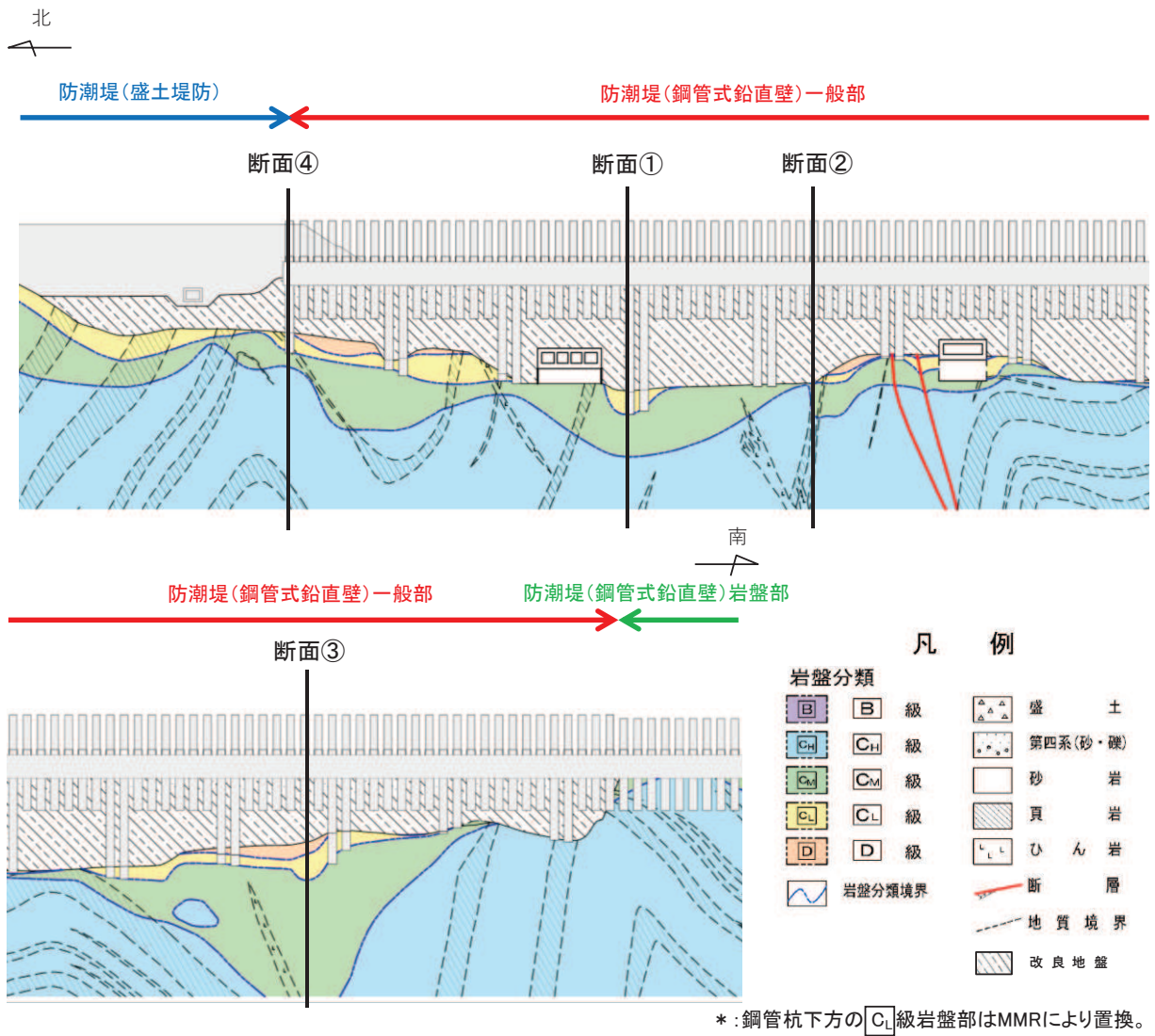


図 3.2-2 防潮堤(鋼管式鉛直壁)のうち一般部 評価対象断面縦断図

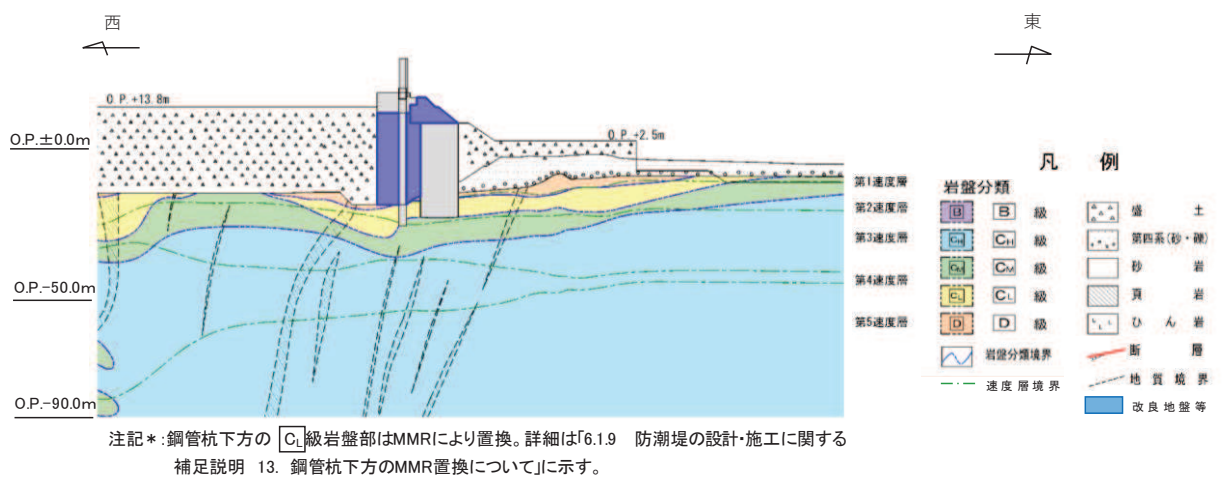


図 3.2-3(1) 評価対象断面(断面①)

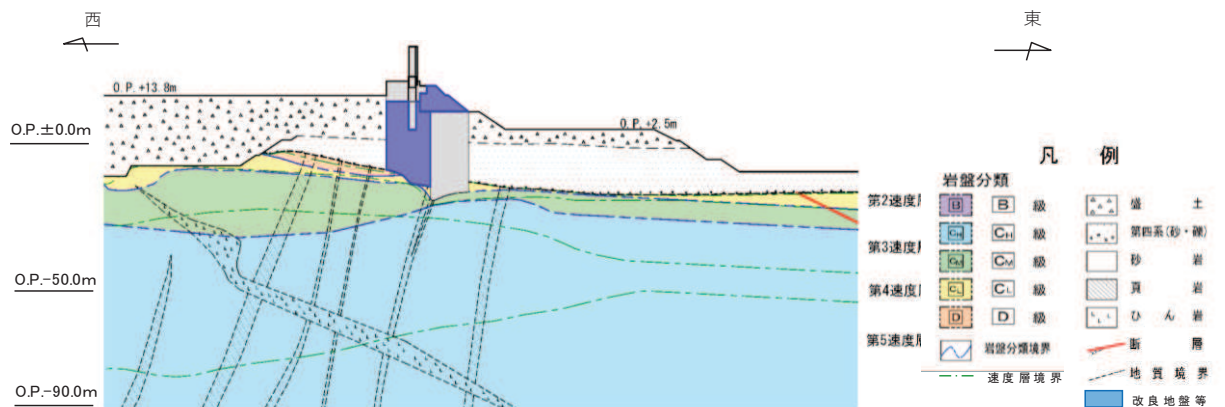


図 3.2-3(2) 評価対象断面 (断面②)

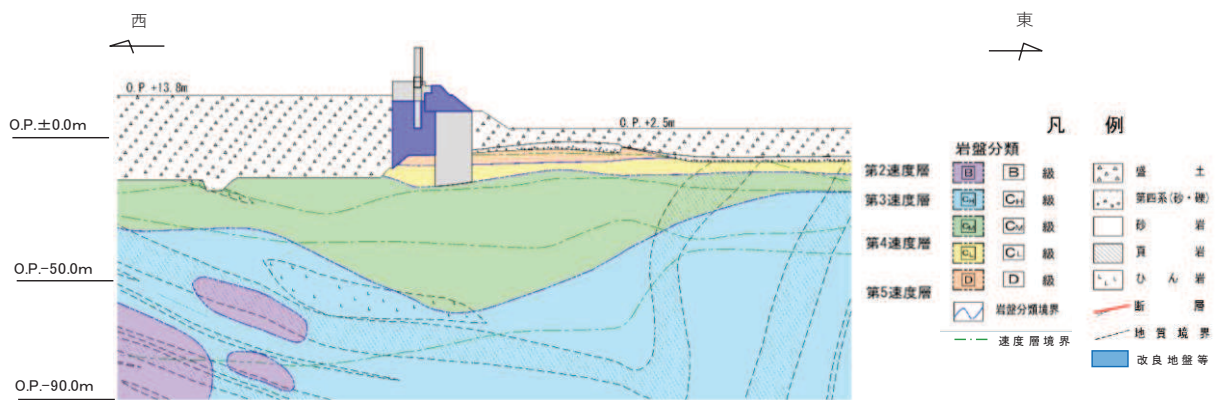
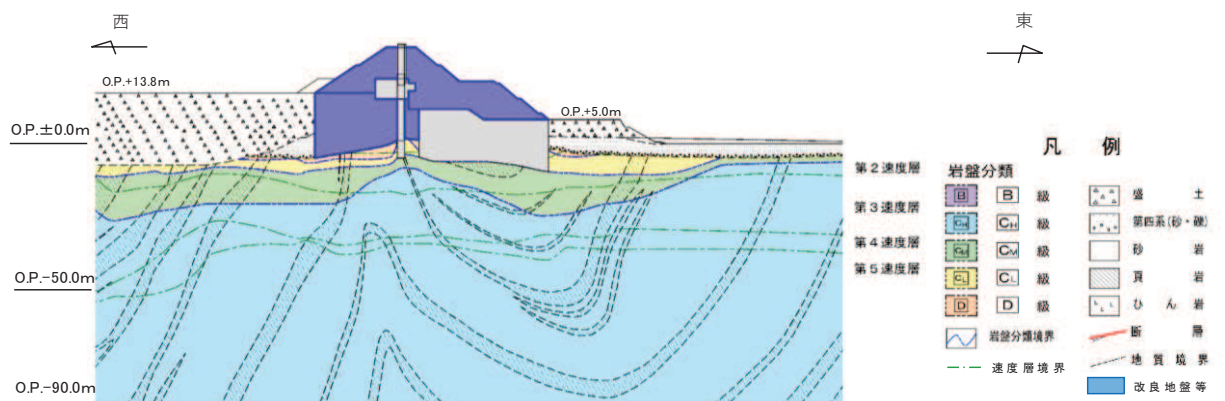


図 3.2-3(3) 評価対象断面 (断面③)



注記\* : 鋼管杭下方の C<sub>l</sub> 級岩盤部はMMRにより置換。詳細は「6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明 13. 鋼管杭下方のMMR置換について」に示す。

図 3.2-3(4) 評価対象断面 (断面④)

(2) 岩盤部

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部を構造的特徴及び周辺状況により3区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を選定し、耐津波評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2-2 に、評価対象断面位置を図 3.2-4 に、評価対象断面を図 3.2-5～図 3.2-6 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「5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.2-2 評価対象断面選定結果（岩盤部）

評価対象断面		①鋼管杭の突出長	②[D]級+[C <sub>L</sub> ]級岩盤 厚さ	備考
I 区 間	断面⑤	<ul style="list-style-type: none"> <li>• I 区間において区間内の突出長は同一であることから、I 区間の評価対象断面選定については鋼管杭の突出長を観点としない。</li> <li>• [D]級, [C<sub>L</sub>]級岩盤は分布せず、周辺地質はおおむね同一であり、断面位置によって構造物の評価に有意な差は無い。</li> <li>• 断面としては、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される⑤断面を選定した。</li> </ul>		
II 区 間	断面⑥	○：鋼管杭の突出長が最も長い	○：[D]級, [C <sub>L</sub> ]級岩盤が分布しない	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 海側斜面の傾きが最も急勾配である。</li> </ul>

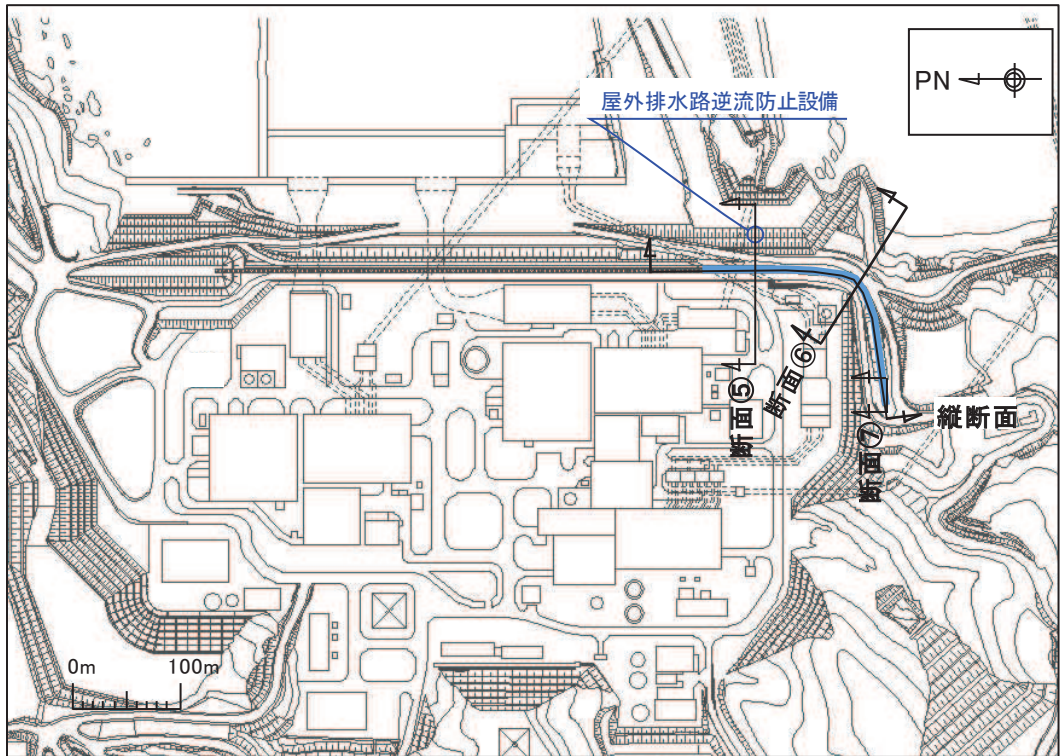


図 3.2-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の評価対象断面位置図

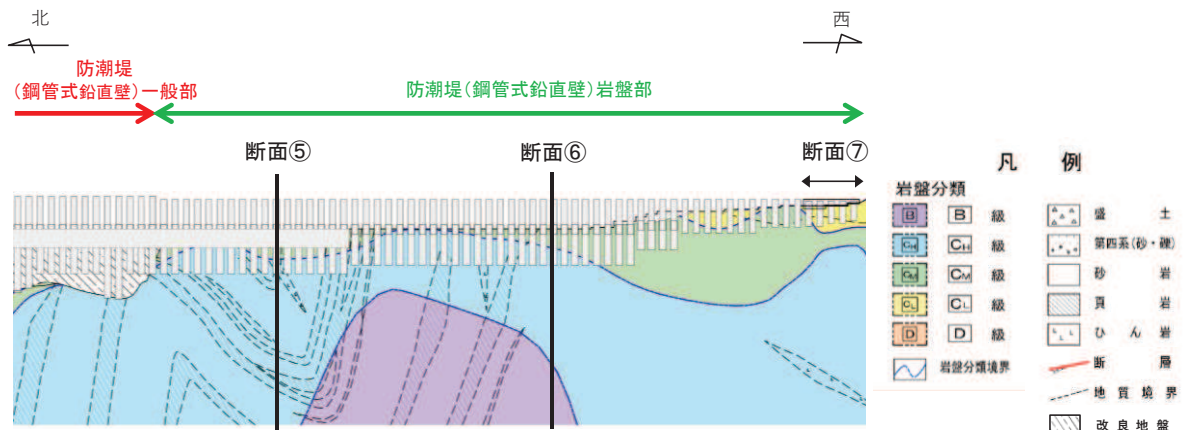


図 3.2-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の縦断面図



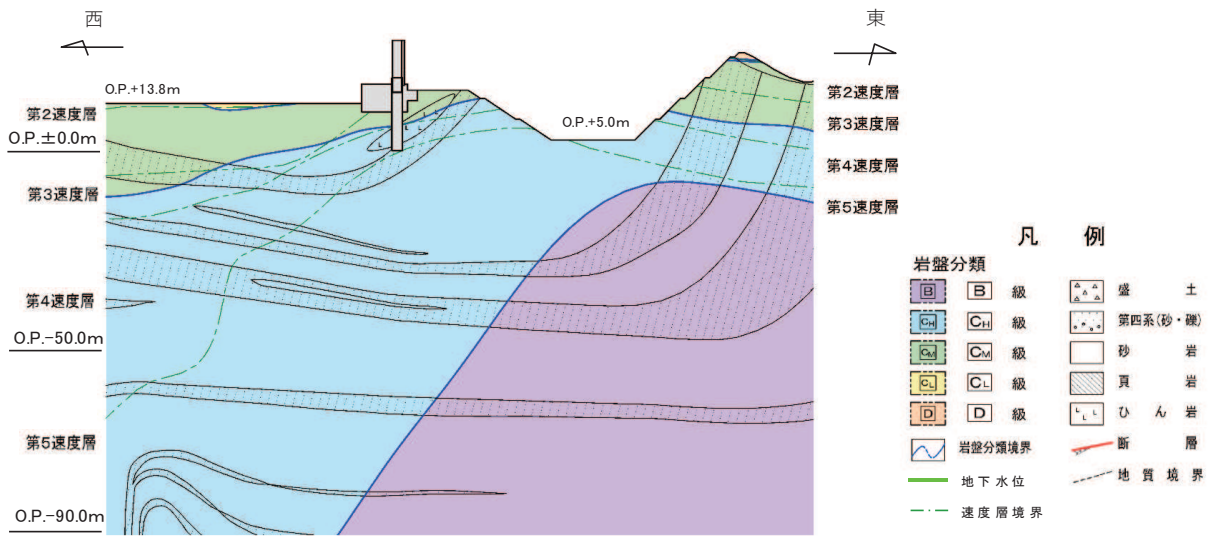


図 3.2-6(1) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

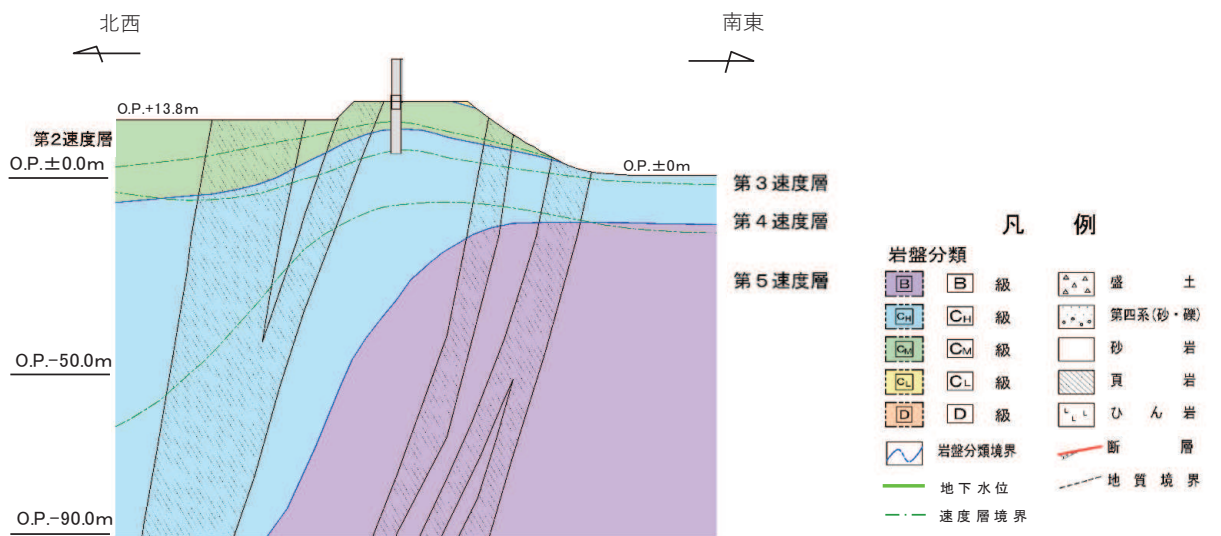


図 3.2-6(2) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）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

##### a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土とする。

##### b. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は，鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び背面補強工とする。

#### (2) 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は，構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイント及びウレタンシリコーン目地とする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

##### a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は，鋼管杭，背面補強工及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

##### b. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は，鋼管杭及び背面補強工を支持する基礎地盤とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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（核物質防護設備の荷重を含む）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、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 ( $P_t$ )

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  $0. P. +24.4\text{m}$  に余裕を考慮した津波水位  $0. P. +25.0\text{m}$  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 遡上津波荷重

	防潮堤 天端高 (O. P. (m))	津波水位 (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 ( $\text{kN/m}^2$ )	防潮堤前面の 地盤高での波圧 ( $\text{kN/m}^2$ )
断面①～⑤	29.0	25.0	0.5	12.25	83.4	371.2
断面⑥	29.0	25.0	0.0	12.5	85.9	378.75

(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。

なお、止水ジョイントの保護部材に対しては、水平部は、FRP 製船舶の自重 (15t) を考慮することとし、鉛直部は、寸法の小さい漂流物 (木材 (直径 5cm, 長さ 2m) を対象) による漂流物荷重に余裕を考慮した 200kN を考慮する。

注記 \*1 : 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 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、荷重の組合せを表 3.3-4~表 3.3-5 に示す。荷重の作用図を図 3.3-1~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 (核物質防護設備の荷重を含む)
- 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。 加えて、核物質防護設備の荷重（40.75kN/m）を考慮する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管は設置し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（0.301kN/m <sup>2</sup> ）を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		—	風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発的な（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	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。

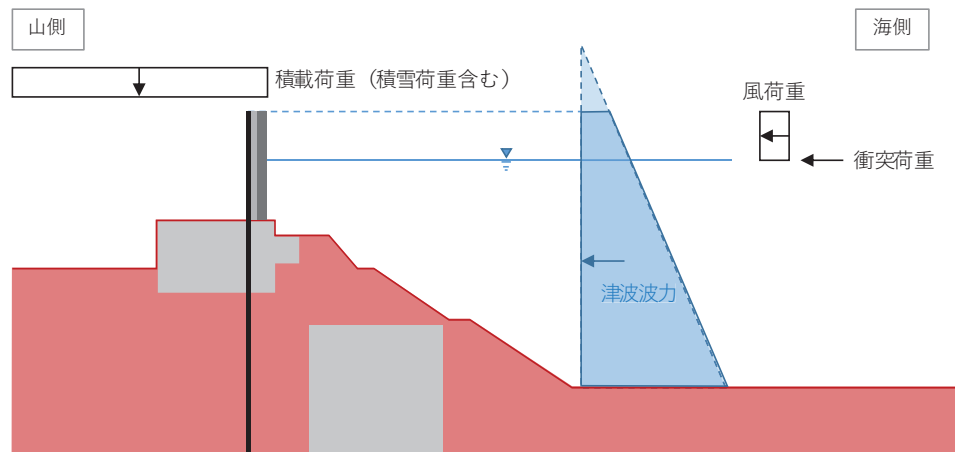


図 3.3-1(1) 荷重作用図（一般部，津波時）

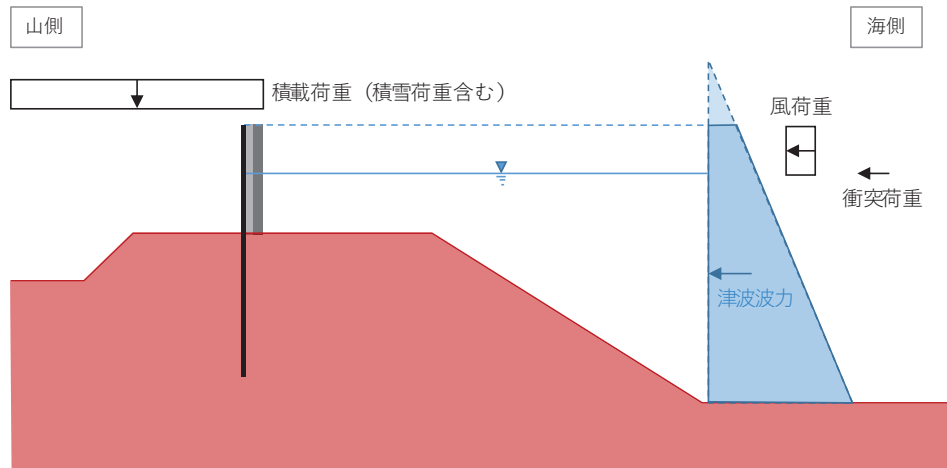


図 3.3-1(2) 荷重作用図 (岩盤部, 津波時)

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。 加えて、核物質防護設備の荷重（40.75kN/m）を考慮する。
		機器・配管荷重	－	機器・配管は設置し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（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 <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> 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。

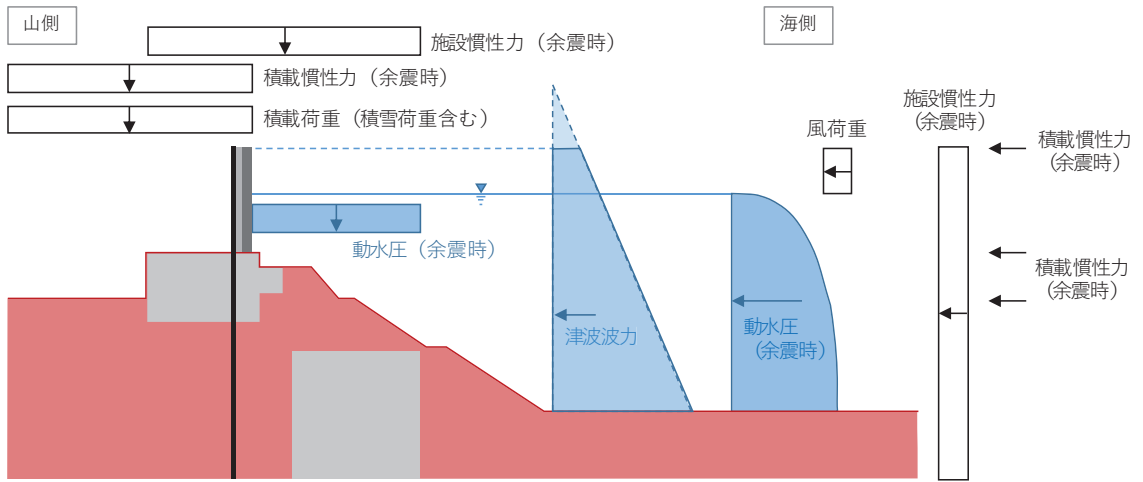


図 3.3-2(1) 荷重作用図 (一般部, 重疊時)

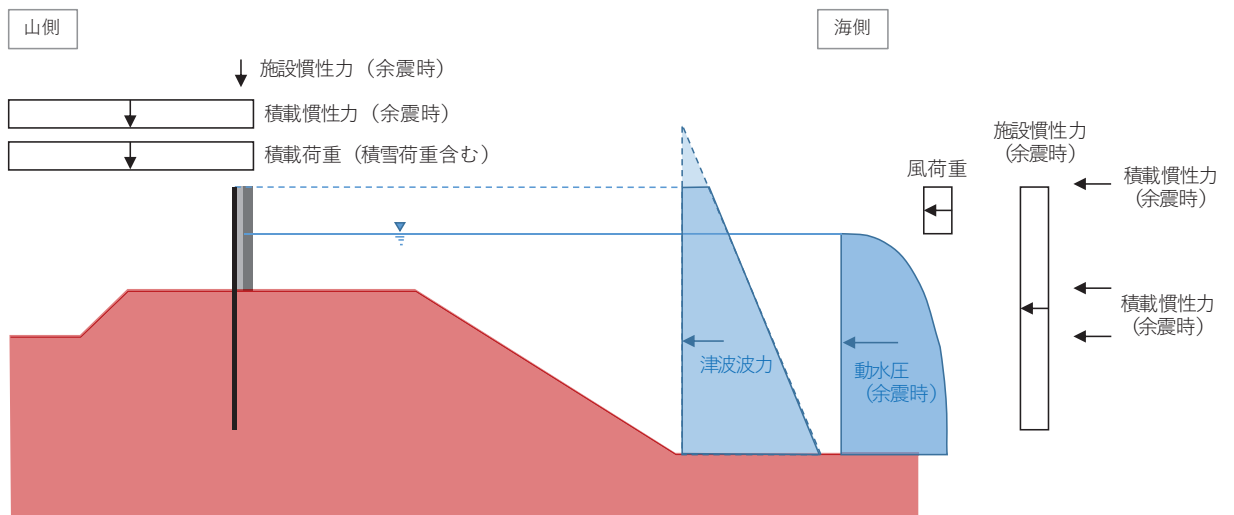


図 3.3-2(2) 荷重作用図 (岩盤部, 重疊時)



### 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書の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，短期許容応力度とする。

鋼管杭の許容応力度の考え方を図3.4-1に示す。

地中部(O.P.+18.5m以深)の下杭は，下部構造として取り扱うこととし，道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に準拠した許容応力度を用いる。道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）によると，「全長が地中に埋込まれた杭では，一般に座屈の影響を考慮しなくてよい。これは杭側面の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束するからである。」との記載がある。防潮堤（鋼管式鉛直壁）においては，杭は背面補強工（コンクリート），改良地盤及びセメント改良土（断面④のみ）に埋め込まれており，かつすべりに対する安定性（内的安定）を確保することで，座屈に対する拘束効果を見込めることから，座屈非考慮とする。

地上部(O.P.+18.5m以浅)の上杭は，上部構造として取り扱うこととし，道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し，局部座屈を考慮した許容応力度を用いる。ただし，鋼管内部にコンクリート充填されているO.P.+18.5m～21.0mの範囲はコンクリートと一体化されていること，上杭と下杭の接合部であるO.P.+16.5m～20.0mの範囲で，モルタル充填により一体化\*されていることから，道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し，座屈非考慮とする（図3.4-2）。座屈を考慮する場合の許容応力度の考え方を図3.4-3～図3.4-5に示す。

上記に基づいた鋼管杭の許容限界を表3.4-1に示す。

注記\*：上杭と下杭の接合部は，複合構造標準示方書（土木学会）に準拠したソケット方式の接合とし，十分な裕度を確保する。

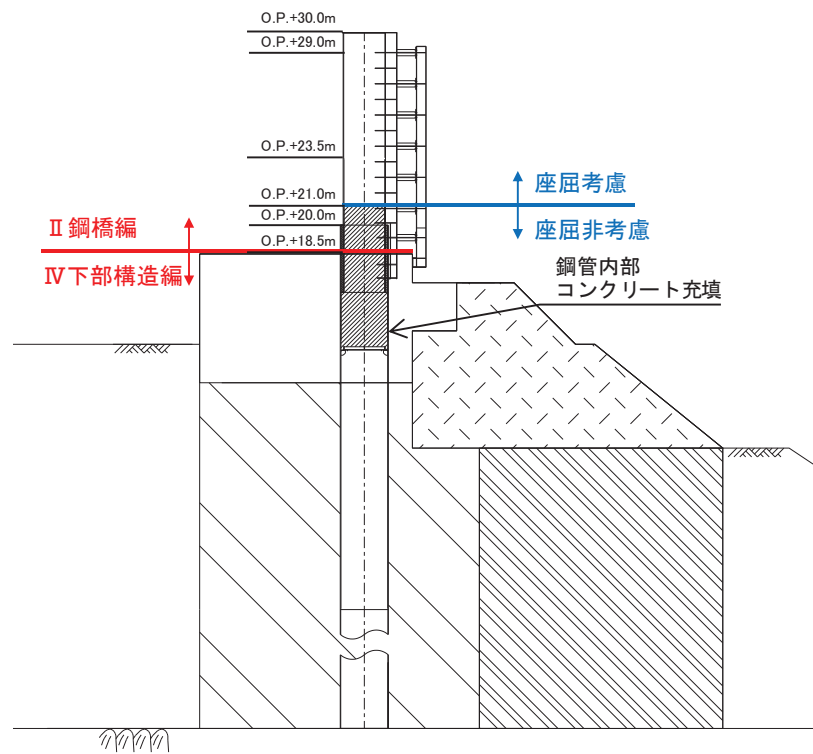


図 3. 4-1 (1) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部)

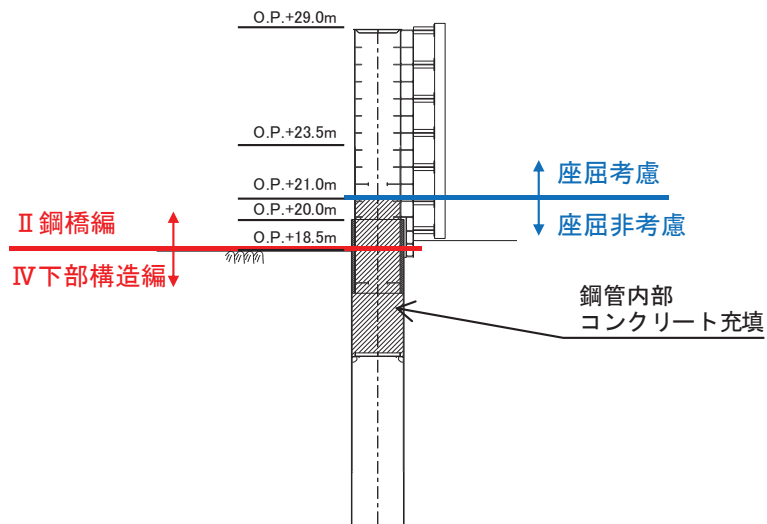


図 3. 4-1 (2) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部)

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SKK490）\*1】

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 185 - 1.2 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$\sigma_{cal} = 185 - 0.57 \left( \frac{R}{at} - 35 \right) : 35 \leq \frac{R}{at} \leq 200$$

$$a = 1 + \frac{\phi^{*2}}{10}$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

ここで、

- $\sigma_{ca}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cag}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cal}$  : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ca0}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 185 (N/mm<sup>2</sup>)
- $l$  : 有効座屈長 (mm)
- $L$  : 部材長 (mm)
- $r$  : 断面二次半径 (mm)
- $R$  : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- $t$  : 鋼管の板厚 (mm)
- $\sigma_1$  : 曲げにより鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_2$  : 曲げにより鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1 : 路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

\*2 : 鋼管の応力状態によって変化する。

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SM570）\*1】

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 255 - 2.1 \left( \frac{l}{r} - 18 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$\sigma_{cal} = 255 : \frac{R}{a \cdot t} \leq 25$$

$$a = 1 + \frac{\phi^{*2}}{10}$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

ここで、

- $\sigma_{ca}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cag}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cal}$  : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ca0}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 185 (N/mm<sup>2</sup>)
- $l$  : 有効座屈長 (mm)
- $L$  : 部材長 (mm)
- $r$  : 断面二次半径 (mm)
- $R$  : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- $t$  : 鋼管の板厚 (mm)
- $\sigma_1$  : 曲げにより鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_2$  : 曲げにより鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1 : 路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

\*2 : 鋼管の応力状態によって変化する。

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left( \frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left( \frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left( \frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $67 < \frac{l}{r}$
40を超え 75以下	$125: \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68 \left( \frac{l}{r} - 19 \right)$ $19 < \frac{l}{r} \leq 96$ $\frac{1,200,000}{7,300 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $96 < \frac{l}{r}$	$175: \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $\frac{1,200,000}{5,300 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $82 < \frac{l}{r}$	$195: \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3 \left( \frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{4,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $77 < \frac{l}{r}$	$245: \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0 \left( \frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,600 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
75を超え 100以下	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left( \frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left( \frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
備考	$l$ : 部材の有効座屈長 (mm) $r$ : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

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

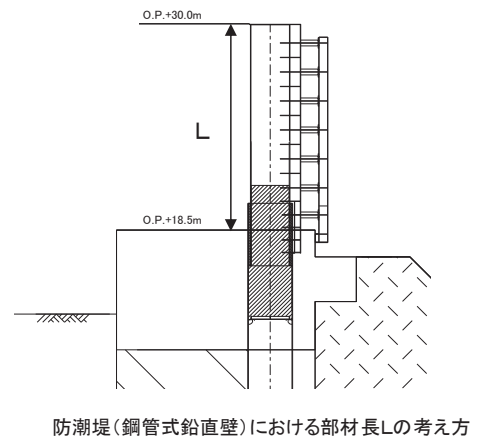
図 3.4-2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

表-解 3.2.2 柱の有効座屈長  $L$ : 部材長(mm)

	1	2	3	4	5	6
座屈形が点線のような場合						
$\beta$ の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
$\beta$ の推奨値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

材端条件	回転に対して	水平変位に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由



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

図 3.4-3 有効座屈長

鋼種	鋼管の板厚(mm)	局部座屈に対する許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )
SM490 STK490	40 以下	185 : $\frac{R}{at} \leq 35$ 185 - 0.57 $\left(\frac{R}{at} - 35\right)$ : 35 < $\frac{R}{at} \leq 200$
	40 を超え 100 以下	175 : $\frac{R}{at} \leq 40$ 175 - 0.56 $\left(\frac{R}{at} - 40\right)$ : 40 < $\frac{R}{at} \leq 200$
SM570 SMA570W	40 以下	255 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 255 - 0.82 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$ : 25 < $\frac{R}{at} \leq 200$
	40 を超え 75 以下	245 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 245 - 0.78 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$ : 25 < $\frac{R}{at} \leq 200$
	75 を超え 100 以下	240 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 240 - 0.77 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$ : 25 < $\frac{R}{at} \leq 200$

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

図-3.4-4 局部座屈に対する許容応力度

【座屈を考慮する場合の許容せん断応力度 (SKK490)】

$$\tau_a = 105 - 0.0039 \left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 95$$

ここで、

$\tau_a$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

【座屈を考慮する場合の許容せん断応力度 (SM570)】

$$\tau_a = 145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 70$$

ここで、

$\tau_a$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

R : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

表-15.3.2 許容せん断応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
SM490 STK490	40 以下	$105 - 0.0039 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	60
	40 を超え 100 以下	$100 - 0.0034 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 100$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $100 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM570 SMA570W	40 以下	$145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 70$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 を超え 75 以下	$140 - 0.0087 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 を超え 100 以下	$135 - 0.0078 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

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

図 3.4-5 局部座屈に対する許容せん断応力度

表 3.4-1 (1) 鋼管杭の許容限界 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部, 断面①~③)

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30.0m~ O. P. +23.5m		座屈 考慮	161* 1	96* 1	241* 1	145* 1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m~ O. P. +21.0m			224* 1	137* 1	336* 1	206* 1
		O. P. +21.0m~ O. P. +20.0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20.0m~ O. P. ±0.0m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20.0m~ O. P. +5.0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. ±0.0m~ 杭下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5.0m~ O. P. +2.5m					

注記 \* 1 : 座屈を考慮する場合, 鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが, ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

\* 2 : 短期許容応力度は, 道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。



表 3.4-1 (2) 鋼管杭の許容限界 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部, 断面④)

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) * <sup>2</sup>	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30.0m~ O. P. +29.0m		座屈 考 慮	178* <sup>1</sup>	96* <sup>1</sup>	268* <sup>1</sup>	145* <sup>1</sup>
		O. P. +29.0m~ O. P. +23.5m			185	105	277	157
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m~ O. P. +20.0m			255	145	382	217
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20.0m~ O. P. +1.024m	座屈 非 考 慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20.0m~ O. P. +5.0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. +1.024m~杭 下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5.0m~ O. P. +2.5m					

注記 \* 1 : 座屈を考慮する場合, 鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが, ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

\* 2 : 短期許容応力度は, 道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.4-1 (3) 鋼管杭の許容限界 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部, 断面⑤~⑥)

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 断応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 断応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +29.0m~ O. P. +23.5m		座屈 考慮	164*1	96*1	246*1	145*1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m~ O. P. +21.0m			229*1	137*1	344*1	206*1
		O. P. +21.0m~ O. P. +20.0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	⑤断面	O. P. +20.0m ~O. P. +5.0m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		⑥断面	O. P. +20.0m ~O. P. +8.0m					
	SKK490 (t=25mm)	⑤断面	O. P. +5.0m~ O. P. +2.5m		185	105	277	157
		⑥断面	O. P. +8.0m~ O. P. +5.5m					

注記 \*1 : 座屈を考慮する場合, 鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが, ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

\*2 : 短期許容応力度は, 道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.4.2 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の許容限界は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表3.4-2及び表3.4-3に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

部材		材質	座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
鋼製 遮水壁	スキン プレート	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
	垂直リブ	SM490Y	考慮	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$ * <sup>1</sup>	127	190
	水平リブ	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
非考慮			許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180	
漂流物 防護工	架台	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
	防護工	SM570	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記 \*1: 「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、 $\sigma_{ca} = \sigma_{sa} \cdot (t \cdot f / L)^2$ より算出する。tは鋼製遮水壁の垂直リブの板厚(mm)、fは応力勾配による係数、Lは鋼製遮水壁の水平リブ間隔(mm)を示す。なお、t=20(mm)、L=811(mm)であり、fは保守的に最小値となるf=1とし、以下のとおり算出される。

$$\sigma_{ca} = 210 \cdot (20 \cdot 1 / 811)^2 = 127.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

\*2: 短期許容応力度は、道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.4-3 漂流物防護工（防護工取付けボルト）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
強度区分 8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360	540
	許容応力度 $\tau_{sa}$	200	300

注記 \* : 短期許容応力度は、道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.4.3 背面補強工

背面補強工の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-4 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-4 背面補強工の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.4.4 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 3.4-5 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-5 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

### 3.4.5 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 3.4-6 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-6 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

### 3.4.6 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」を準用し、表 3.4-7 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-7 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

### 3.4.7 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。漂流物防護工の下部にある止水ジョイント前面の保護部材の許容限界は、日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編及び日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説に基づき短期許容応力度とする。表 3.4-8 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-8(1) 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)		
	変形量	ゴムジョイント	防潮堤軸直交方向
防潮堤軸方向			150
ウレタンシリコン目地		防潮堤軸直交方向	30
		防潮堤軸方向	6

表 3.4-8(2) 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	梁部材 SS400	許容曲げ圧縮応力度	140
許容せん断応力度		80	120
グレーチ ング固定 ボルト	許容引張応力度	140	210
	許容せん断応力度	90	135
アンカー ボルト	許容引張応力度	—	96.3
	許容せん断応力度	—	80.3

注記 \*：短期許容応力度は、道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。アンカーボルトの短期許容応力度は、各種合成構造設計指針・同解説により導出する。

### 3.4.8 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 3.4-9 に示す。

表 3.4-9 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	狐崎部層*	13.7
	牧の浜部層*	11.4
	改良地盤	4.4

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.5 評価方法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

2次元静的有限要素法解析に用いる解析コードは、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部には「FLIP Ver7.3.0\_2」を使用し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部には「TDAP III Ver3.08」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. 応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。

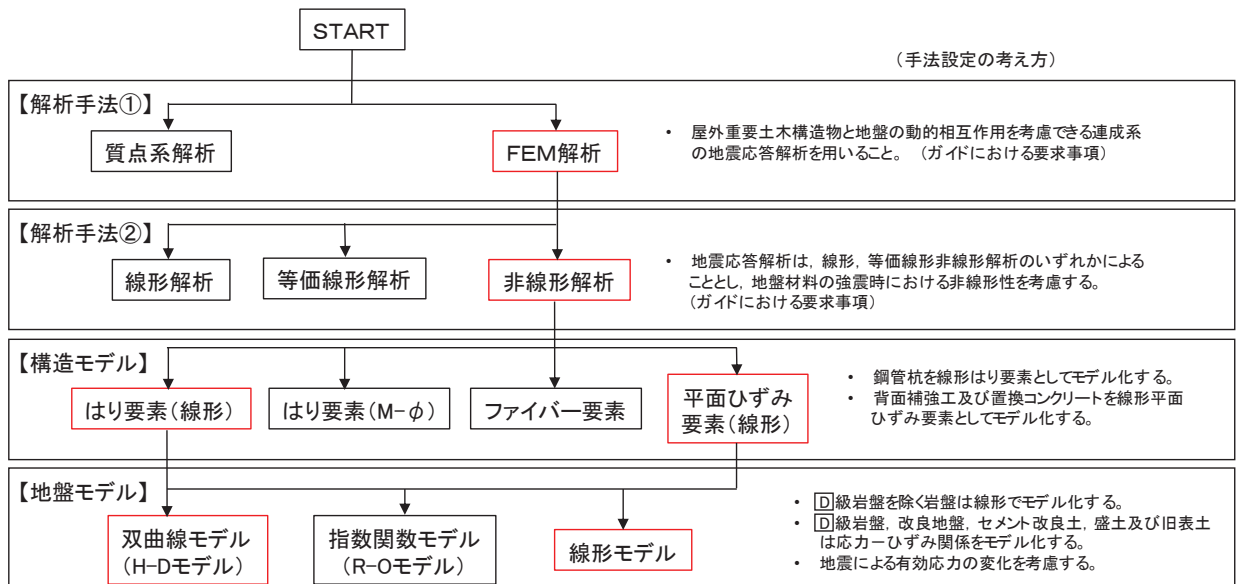


図 3.5-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）





d. 解析ケースの選定

津波時においては、表 3.5-1 及び表 3.5-2 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（鋼管式鉛直壁）一般部）

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

表 3.5-2 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部）

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	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデルを図 3.5-6 に示す。

(a) 解析領域

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 3.5-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 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。

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。

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m までモデル化する。

2次元解析モデルは、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応答解析までのフローを図 3.5-3 に示す。

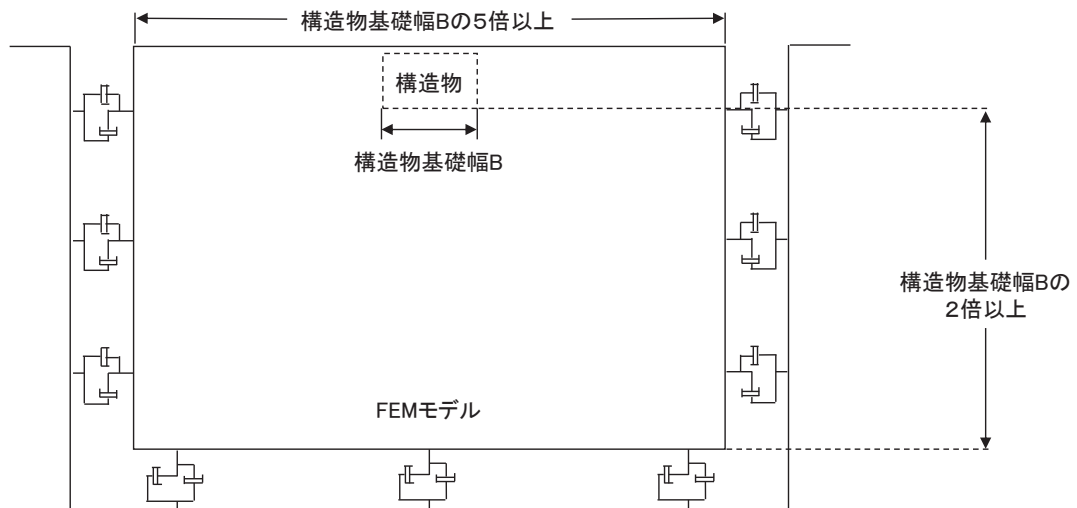


図 3.5-2 モデル化範囲の考え方

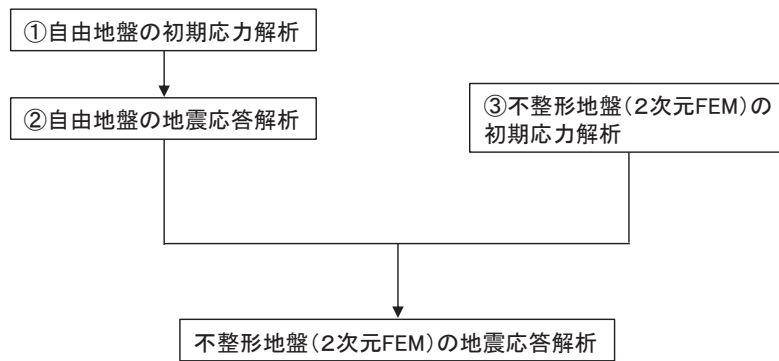


図 3. 5-3 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

イ. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3. 5-4 に示す。

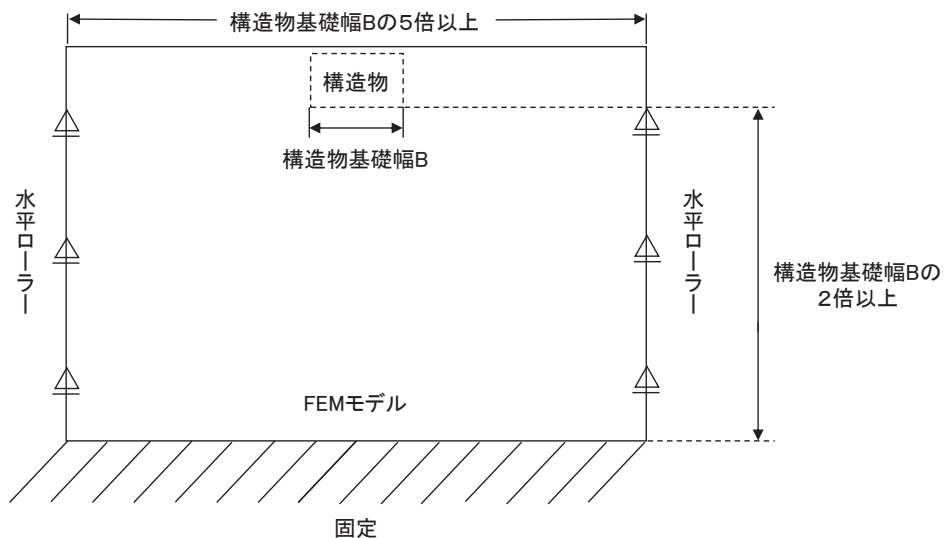


図 3. 5-4 固有値解析における境界条件の概念図

ロ. 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. 5-5 に示す。

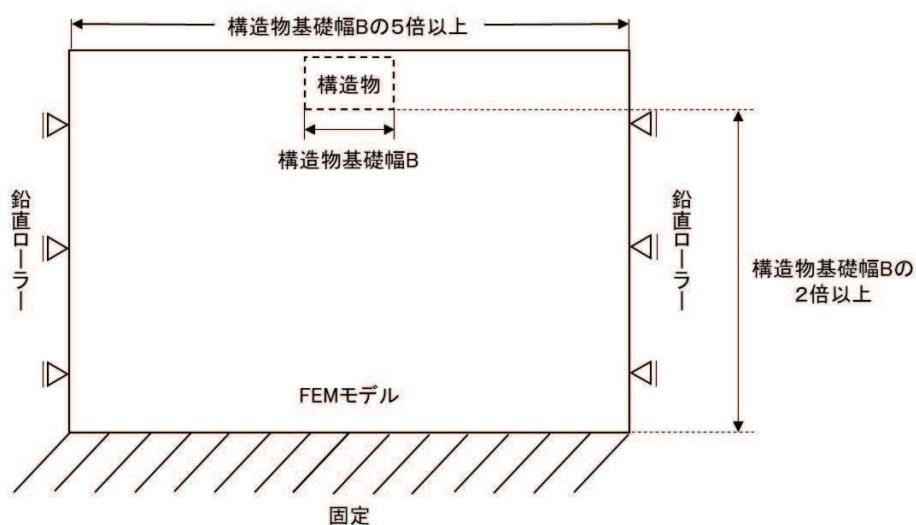


図 3.5-5 初期応力解析における境界条件の概念図

#### ハ. 津波解析時

津波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。

#### (c) 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。背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）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

Ⅱ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、一般部に分布するⅡ級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表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、鋼管杭下方のMMRは線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。詳細は「6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明 13. 鋼管杭下方のMMR置換について」に示す。

また、断面①～断面④については、基準地震動 $S_s$ による防潮堤前背面の盛土（断面①～断面③は前面の盛土斜面、断面④は背面の盛土斜面を含む）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。

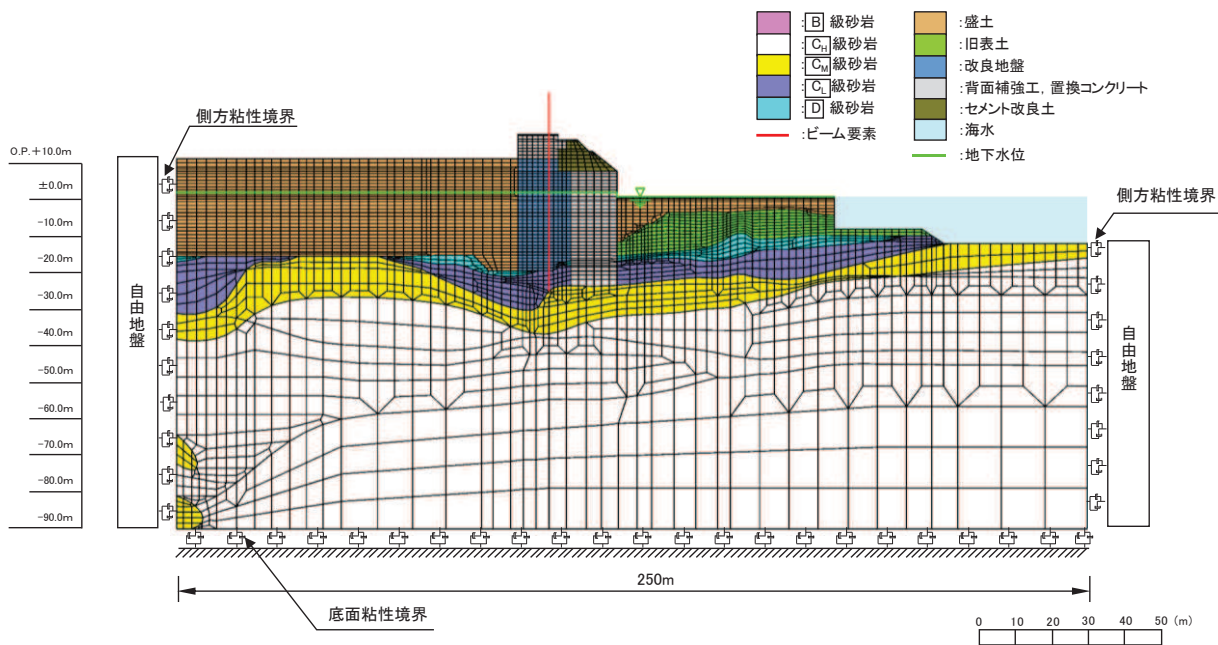


図 3.5-6 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面①）

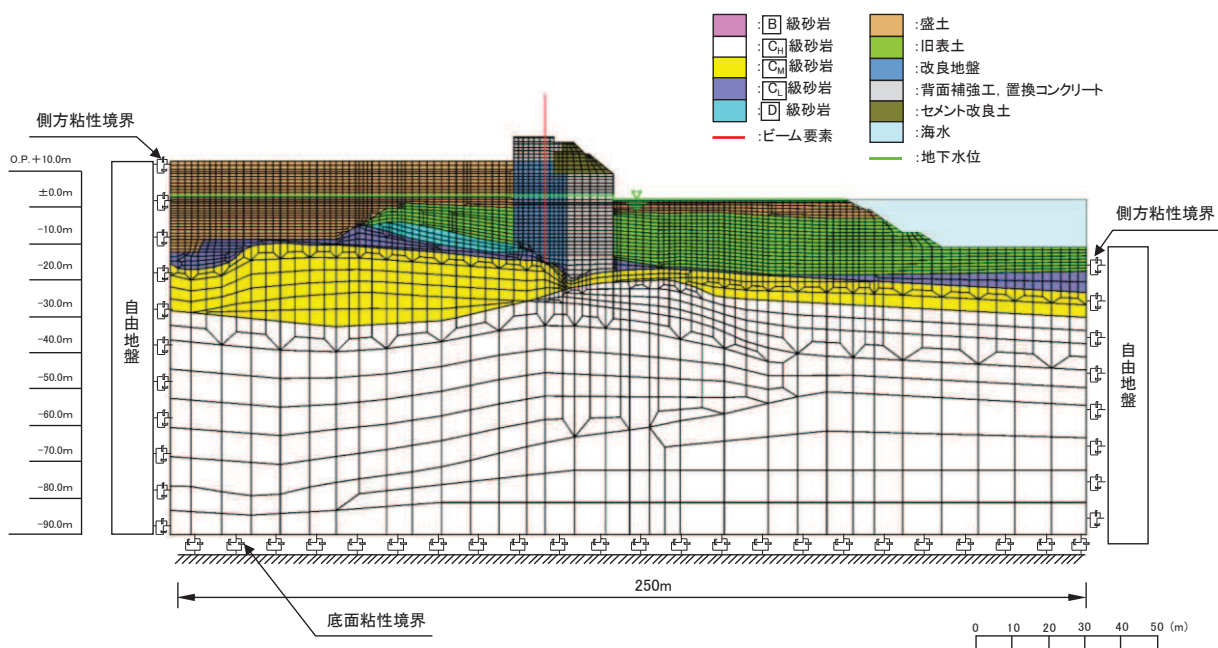


図 3.5-6 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面②）

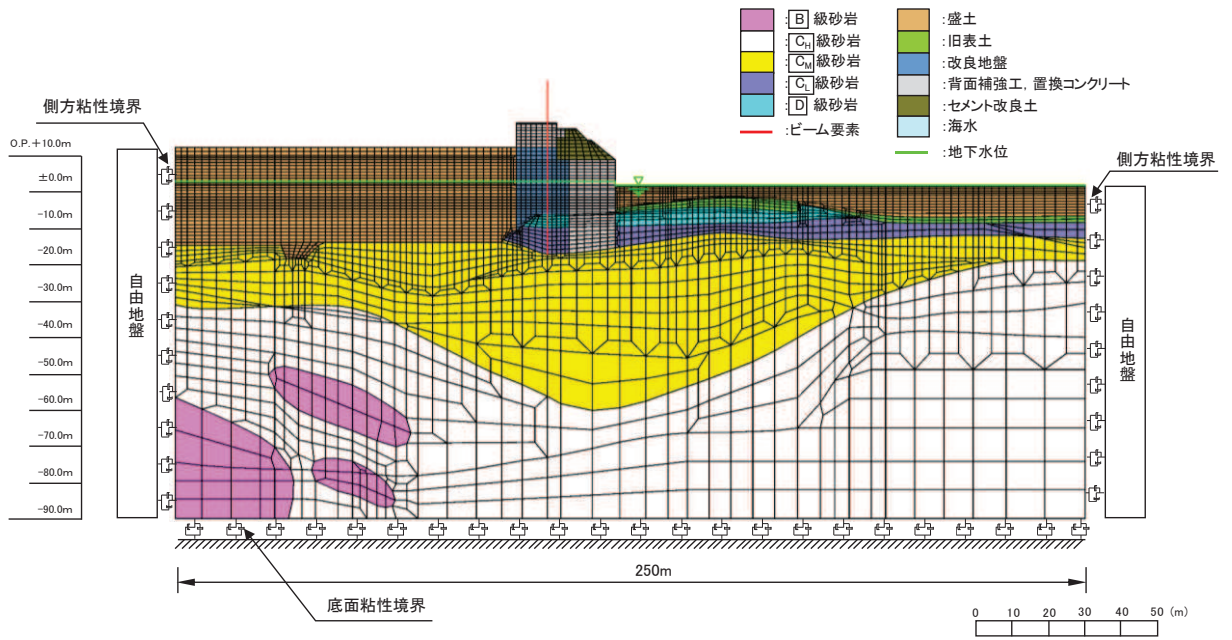


図 3.5-6 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面③）

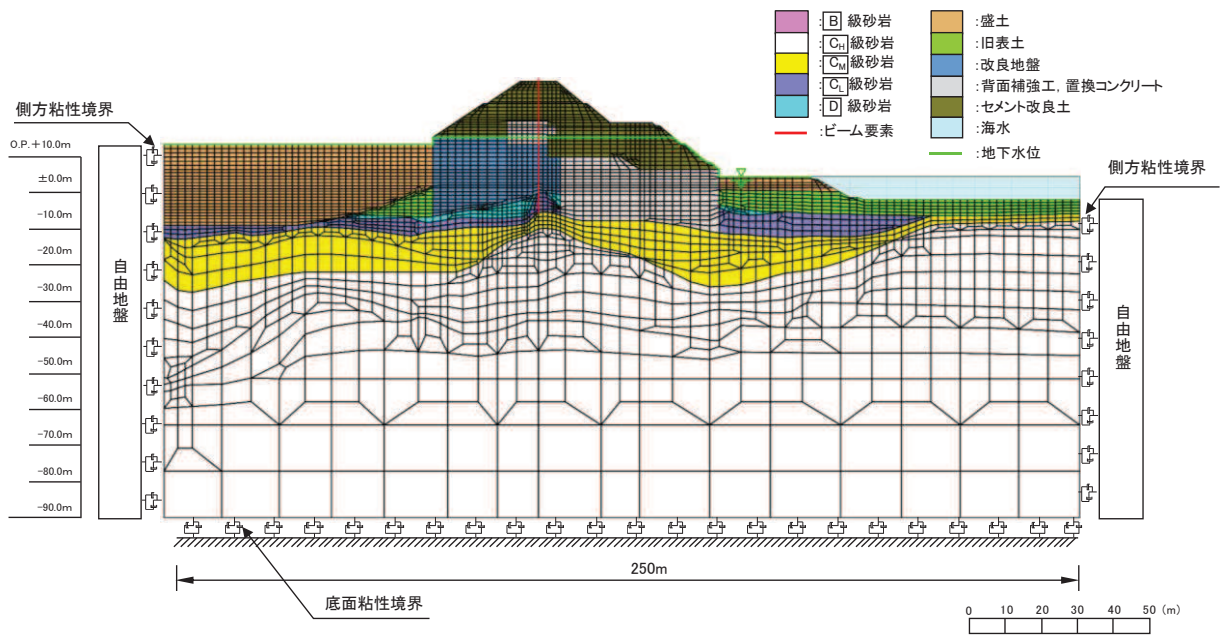


図 3.5-6 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面④）

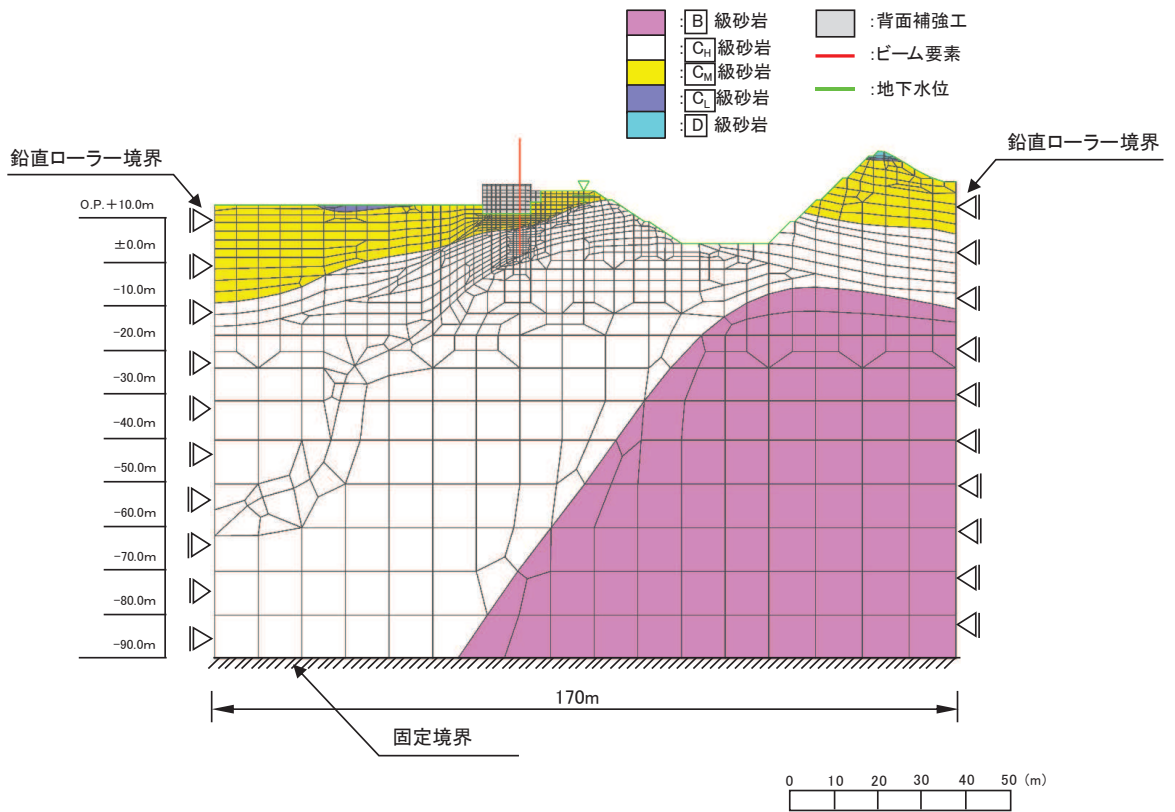


図 3.5-6 (5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑤）

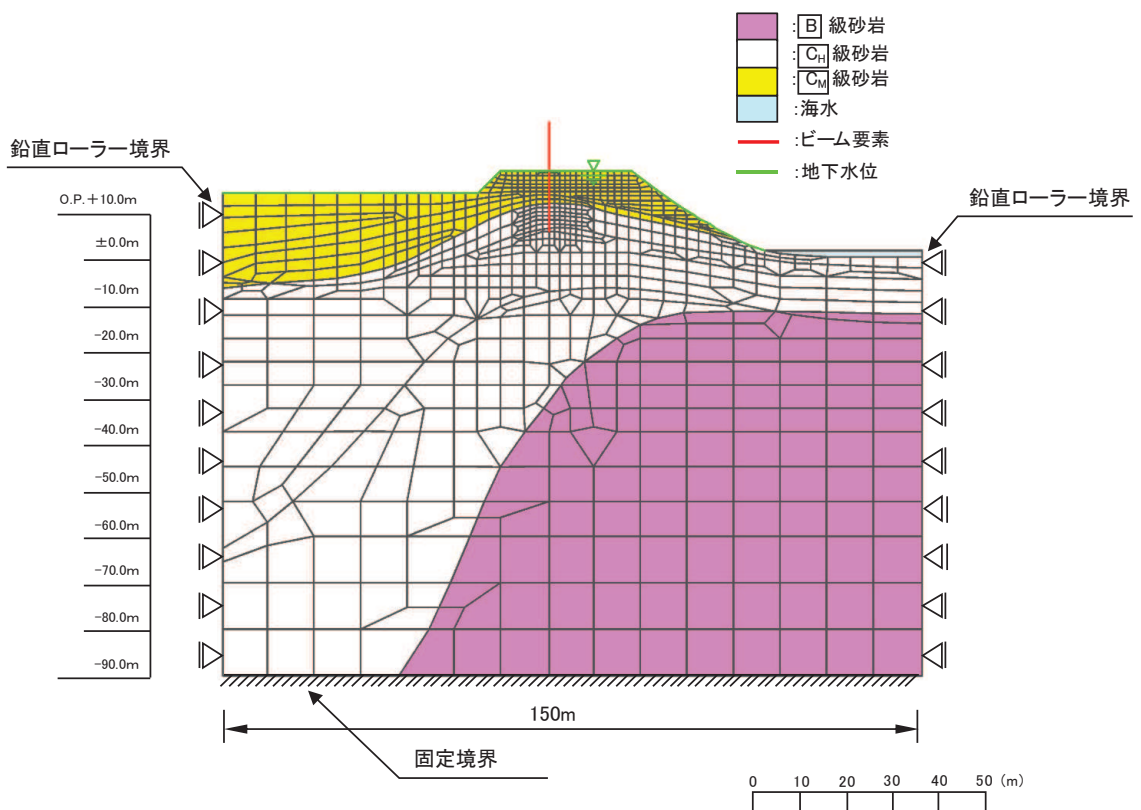


図 3.5-6 (6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑥）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-3 に、材料の物性値を表 3.5-4 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 3.5-3 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>	
	置換コンクリート	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)
	鋼製遮水壁*		SM570, SM490Y
	漂流物防護工*		SM570, SM490Y

注記 \* : 気中部分に露出する部分は、塗装による防食処理を行うことから、鋼管杭の腐食代を考慮する必要は無いものの、設計の保守性の観点から断面照査時に念のため腐食代を考慮することとし、日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体、鋼製遮水壁（スキンプレート）及び漂流物防護工の断面照査において、腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5-4 (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
コンクリート	背面補強工	24.0* <sup>1</sup>	2.80×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>
	置換コンクリート	22.5* <sup>1</sup>	2.80×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* <sup>2</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup>	0.3* <sup>2</sup>
鋼材	SM570, SM490Y	77.0* <sup>2</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup>	0.3* <sup>2</sup>

注記 \*<sup>1</sup> : 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

\*<sup>2</sup> : 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編

表 3.5-4 (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	-*	2.22	-*
	置換コンクリート				

注記 \* : 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

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 3.5-5～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 3.5-5(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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		
			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	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 3.5-5(2) 参照	0.03	
C <sub>H</sub> 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C <sub>M</sub> 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C <sub>L</sub> 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		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 3.5-5(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
C <sub>M</sub> 級		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44	
	第3速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40	
D級	第1速度層	表 3.5-5(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

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		
			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	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-6(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
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-6(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> )	静的・動的特性				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 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	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 $h$
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	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	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	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	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	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	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	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

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

\*2：断層及びシームの狭在物は、「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 $h_{ma}$ x	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。

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 3.5-6 に示す。また，設計用地下水位の一覧を表 3.5-10 に示す。

表 3.5-10 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	断面①	防潮堤より山側で O.P. +1.43m（朔望平均満潮位），海側で地表面*
	断面②	
	断面③	
	断面④	防潮堤より山側及び海側で地表面（盛土堤防との境界部であることも踏まえ，盛土堤防と同様の設定）
	断面⑤	岩盤表面
	断面⑥	

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

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_1$  : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_1$  : 鋼管杭の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$N_1$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

注記 \* : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(b) せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

$\tau_1$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_1$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

$\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 \* : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(c) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3.5-7 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）前面に張り出した構造となるため、設置による偏心の影響が考えられる。漂流物防護工及び鋼製遮水壁が取り付けられる鋼管杭が、直接偏心によるモーメントやねじり応力を受けることから、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について、表 3.5-11 に示す。

津波時においては、鋼管杭へ作用するねじりについて評価を実施する。評価を実施する断面及びケースは、せん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

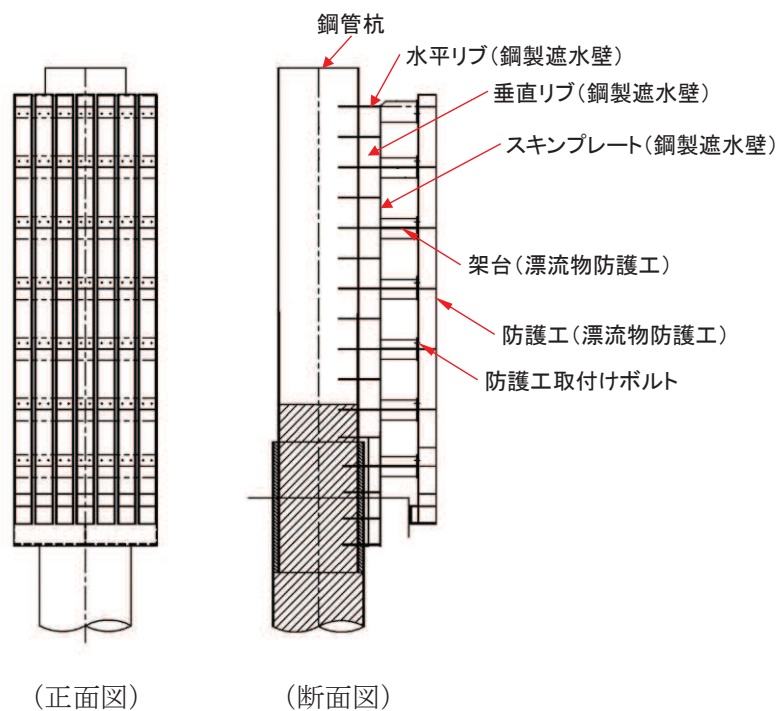
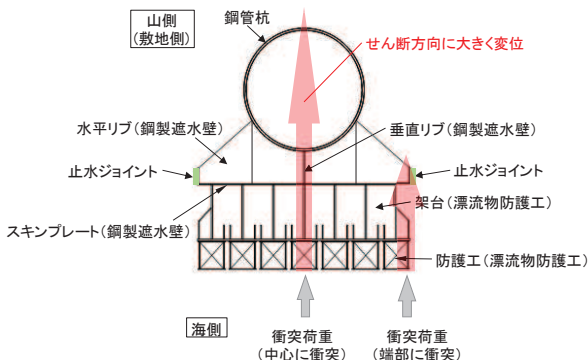


図 3.5-7 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

表 3.5-11(1) 漂流物防護工による偏心荷重 (津波時)

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
<p>漂流物防護工の自重による偏心モーメント (津波荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメントを打ち消す)</p> <p>津波荷重により生じる鋼管杭の曲げモーメント</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる常時の偏心モーメント (緑矢印) は、津波作用荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメント (赤矢印) を打ち消す方向となる。</li> <li>そのため、津波時に生じる常時の偏心モーメントは保守的に考慮しない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物が漂流物防護工端部に衝突することにより、鋼管杭にねじり応力が発生する (橙矢印)。</li> <li>二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭のせん断応力に、漂流物衝突によるねじり応力を加算して評価する。</li> <li>なお、漂流物が斜めに衝突する場合の影響検討については、「5.3 漂流物衝突による鋼管杭のねじりについて」に示す。</li> </ul>

表 3.5-11(2) 漂流物防護工による偏心荷重（津波時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
 <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物が漂流物防護工中心に衝突する方が、鋼管杭（止水ジョイント部材）に生じるせん断方向の変位は大きいことから、漂流物防護工中心に衝突する場合を考慮する。</li> <li>なお、漂流物防護工端部及び斜めに衝突する場合の影響検討については、「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」に示す。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物が漂流物防護工に衝突した場合において、鋼管杭（止水ジョイント部材）にねじり応力が生じ、汀線直交方向に変位が生じるものの、汀線方向の相対変位は生じにくいことから、汀線方向の相対変位の評価は省略する。</li> </ul>

イ. ねじり応力

漂流物衝突荷重が図 3.5-8 のように、漂流物防護工端部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 3.5-8 に、計算に必要な諸元を表 3.5-12 に示す。

なお、漂流物が斜めから衝突した場合の影響は 5.3 に示す。

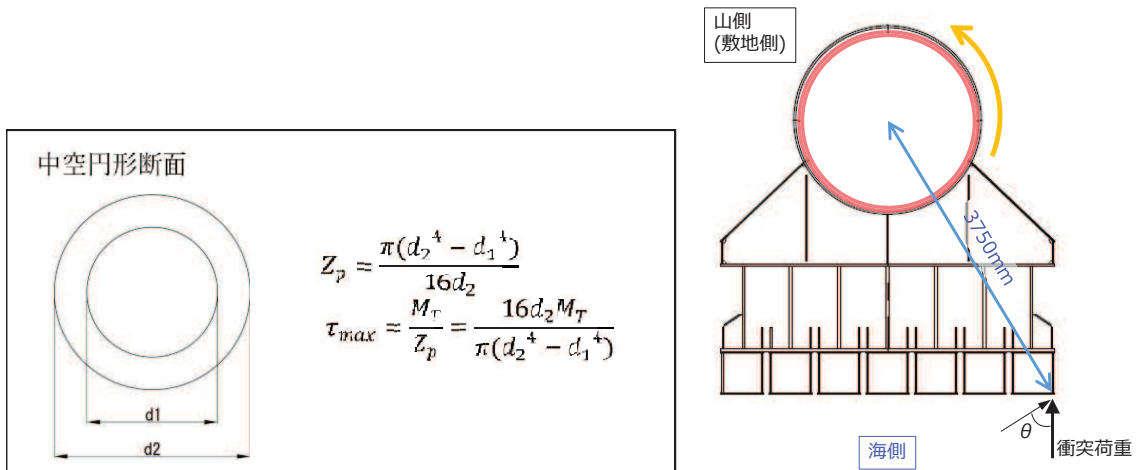


図 3.5-8 ねじり応力算定概念図

表 3.5-12 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
θ	傾き	58	°
d <sub>1</sub>	内径	2430	mm
d <sub>2</sub>	外径 <sup>1*</sup>	2498	mm
t	板厚 <sup>1*</sup>	34	mm
M <sub>T</sub>	ねじりモーメント	3974394482	N・mm
Z <sub>p</sub>	ねじりの断面係数 <sup>2*</sup>	3.199×10 <sup>8</sup>	mm <sup>3</sup>

注記\*1：腐食代 1mm を考慮する。

\*2：保守的に鋼管杭の剛性のみを考慮する。

b. 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁は、スキンプレート、垂直リブ及び水平リブで構成され、漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており、架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに設置されている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図 3.5-9 に示す。

これらの各部材について、単純ばり又は片持ちばりでモデル化し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

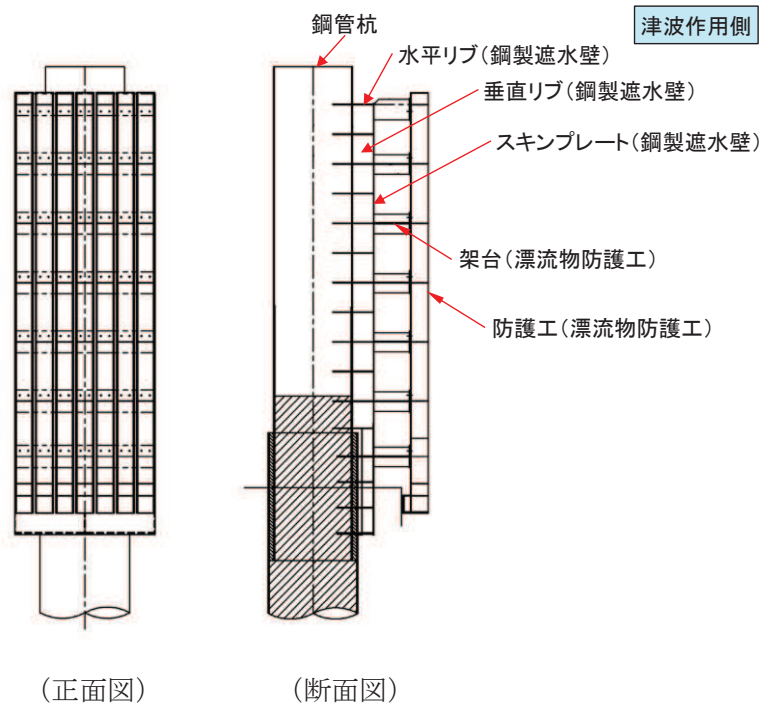


図 3.5-9 (1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

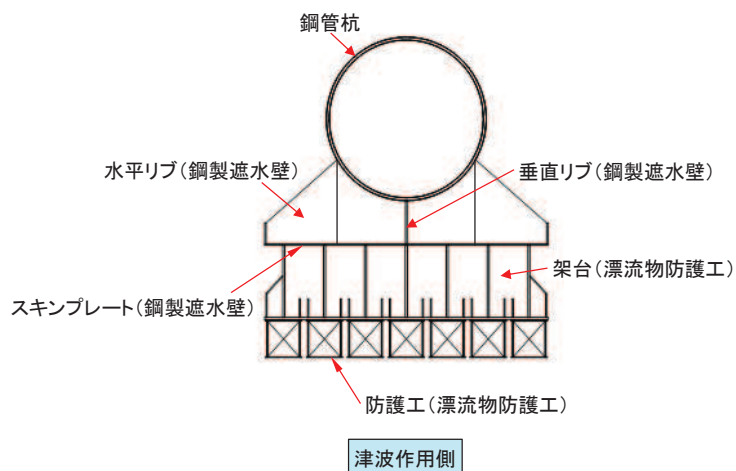


図 3.5-9 (2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

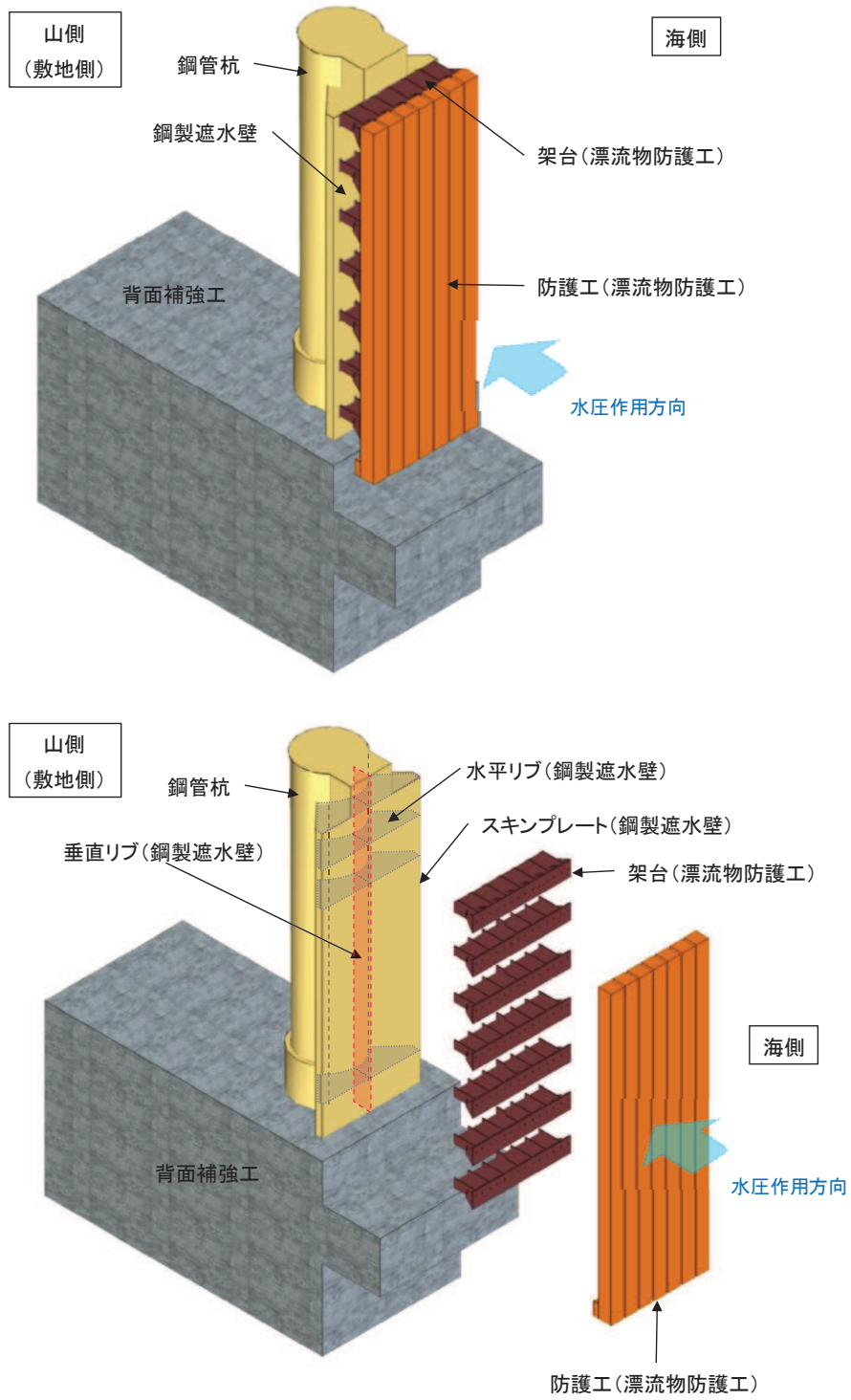


図 3.5-9 (3) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造概要図

(a) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.5-10 に示す。水平リブを支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメントを用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、照査箇所については、スキンプレートの材質及び水平リブ間隔  $L$  を考慮し、図 3.5-10 に示す箇所とした。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$M_2 = P_2 \frac{L^2}{8} \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 曲げモーメントによるスキンプレートの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_2$  : スキンプレートに発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_2$  : スキンプレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$P_2$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 (kN/m)

$L$  : 水平リブ間隔 (mm)

注記 \* : スキンプレートの外側 1mm を腐食代として考慮する。



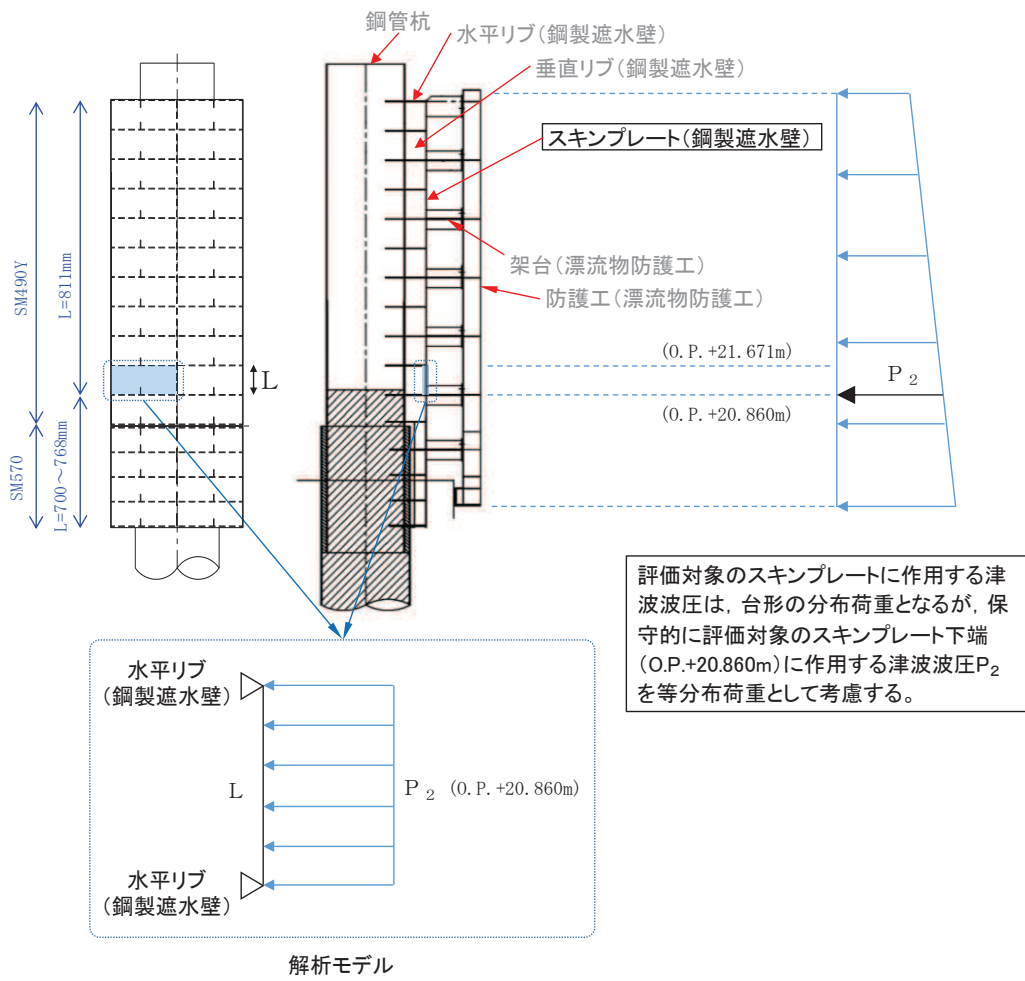


図 3.5-10 スキンプレートの照査概念図 (津波時)

(b) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.5-11 に示す。垂直リブに作用する軸力から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、照査箇所については、水平リブ間隔  $L$  を考慮し、図 3.5-11 に示す箇所とした。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

$$P = P_3 \cdot L \cdot B \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

- $\sigma_3$  : 垂直リブに発生する圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $P$  : 受圧面積に発生する水平荷重 (kN)
- $t$  : 垂直リブの板厚 (mm)
- $L$  : 水平リブ間隔 (mm)
- $P_3$  : 垂直リブに作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B$  : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

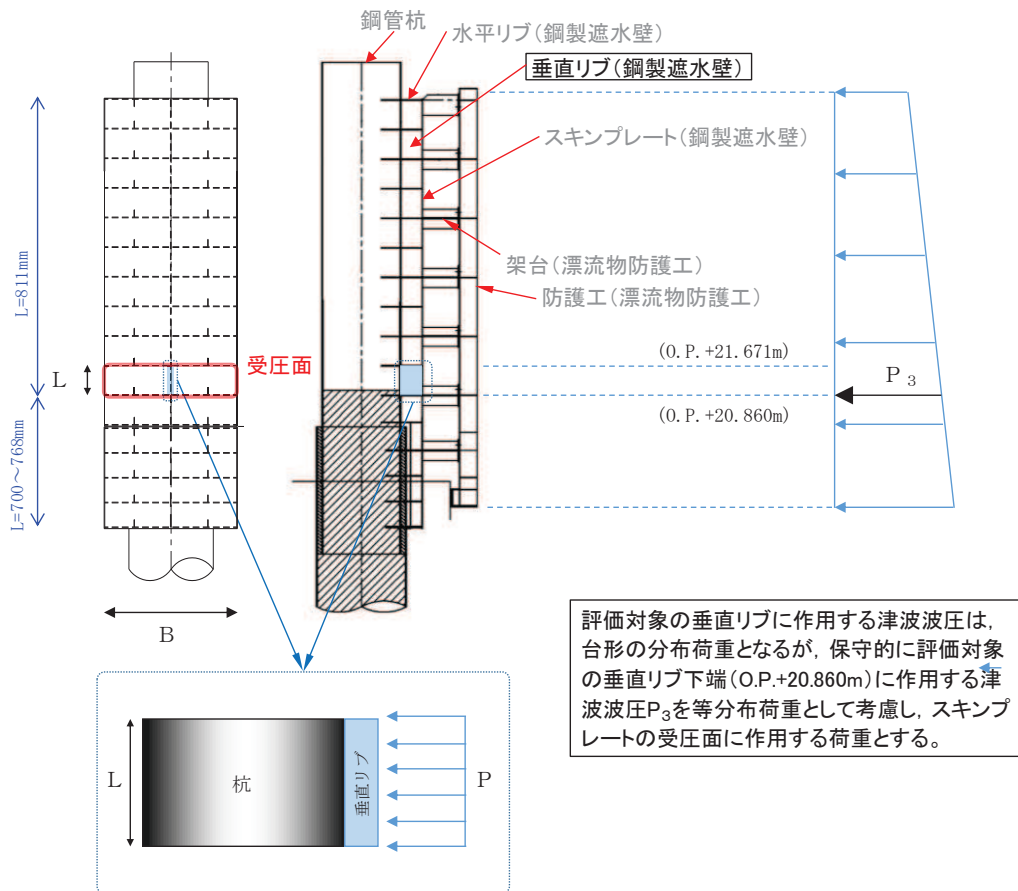


図 3.5-11 垂直リブの照査概念図 (津波時)

(c) 水平リブ及び架台

水平リブ，スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして，鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し，曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお，衝突荷重の作用位置については，O.P.+25.0mを基本とするが，水平リブ及び架台で負担する割合が最大となるよう水平リブ及び架台の高さであるO.P.+24.104mに作用させる。

水平リブ及び架台の照査方法を図3.5-12に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.7)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \dots \dots \dots (3.8)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.9)$$

$$S_4 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \dots \dots \dots (3.10)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left( \frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.11)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.12)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \dots \dots \dots (3.13)$$

せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.14)$$

$$S_5 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \dots \dots \dots (3.15)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.16)$$

ここで,

- $\sigma_4$  : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_4$  : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_4$  : 水平リブの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*1
- $P_4$  : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_4$  : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_4$  : 水平リブに発生するせん断力 (kN)
- $\sigma_5$  : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_5$  : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_5$  : 架台の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*1\*2
- $\tau_5$  : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_5$  : 架台に発生するせん断力 (kN)
- $\ell$  : 架台間隔 (mm)
- $P_c$  : 衝突荷重 (kN)
- $b$  : モーメントアーム長 (m)
- $b'$  : 衝突荷重のモーメントアーム長 (m)
- $A_w$  : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*2
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1: 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3.5-11 に示す。

\*2: 架台は腐食代 2mm を考慮する。

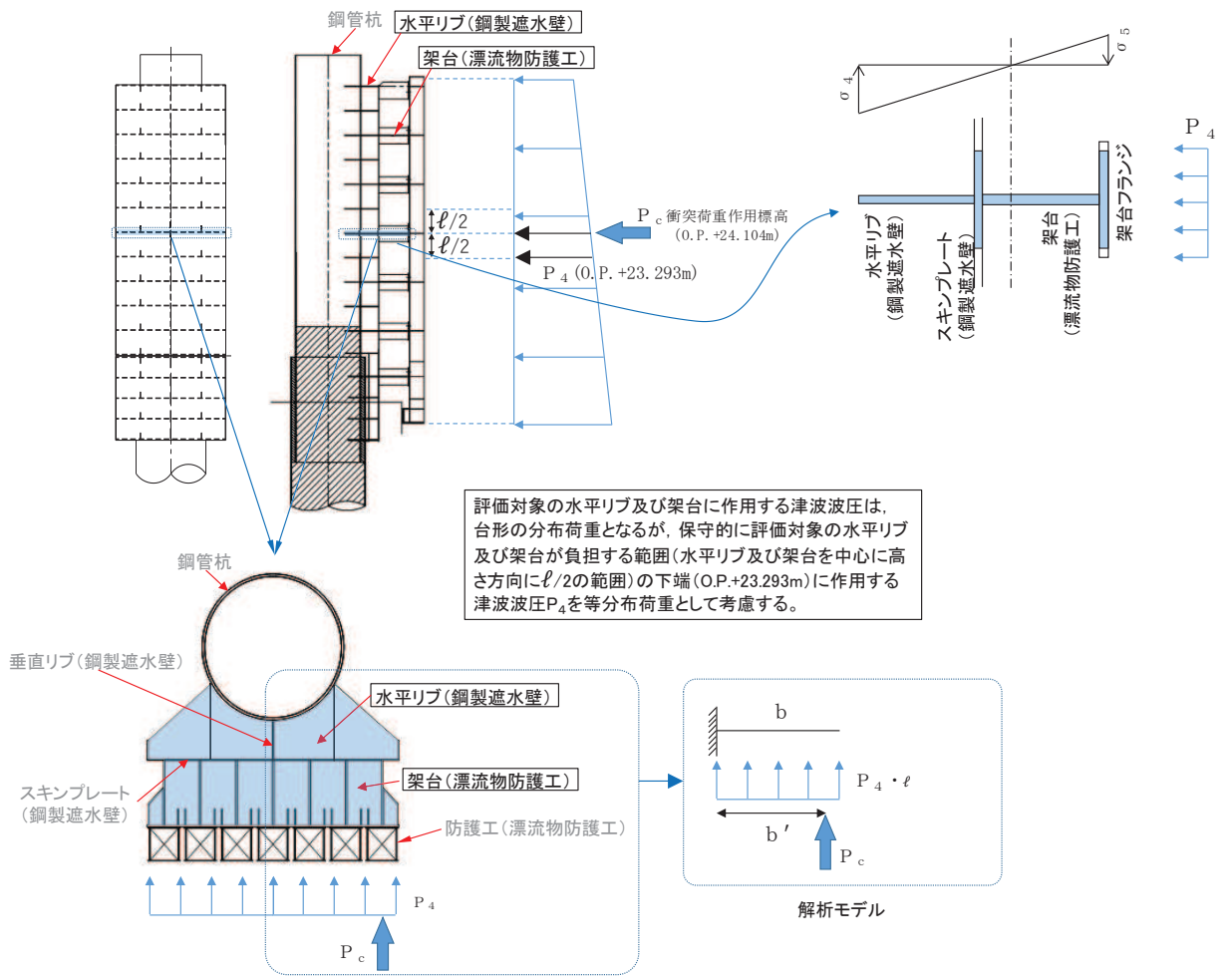
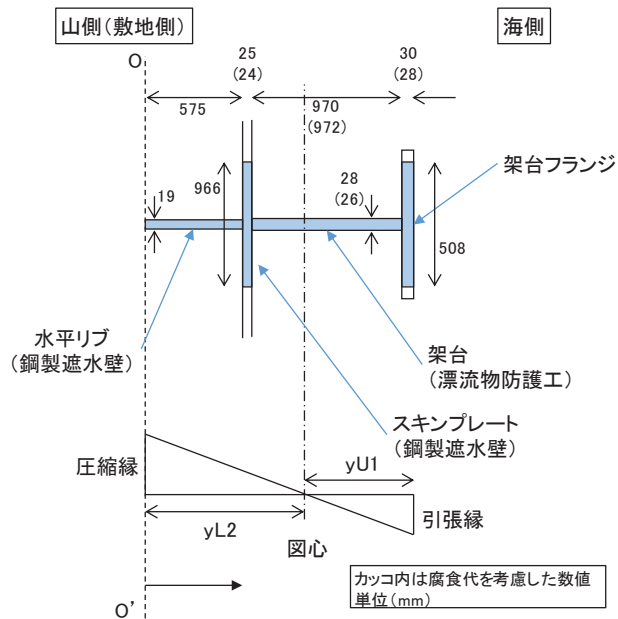


図 3.5-12(1) 水平リブ及び架台の照査概念図 (津波時)



**架台フランジの幅(有効幅)の算出**

$bg/La = 300/4000 = 0.075$        $bg$ : 架台フランジ片側張出長(幅600÷2)  
 $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 <  $bg/La$  < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 $\lambda$ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda g = (1.06 - 3.2 \times (bg/La) + 4.5 \times (bg/La)^2) \times bg$   
 $= 254$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

**スキンプレートの幅(有効幅)の算出**

$bs/La = 811/4000 = 0.203$        $bs$ : スキンプレート片側張出長(811)  
 $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 <  $bs/La$  < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 $\lambda$ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda s = (1.06 - 3.2 \times (bs/La) + 4.5 \times (bs/La)^2) \times bs$   
 $= 483$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

	幅 (有効幅) a(mm)	高さ b (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	O-O' 軸から 要素図心までの 距離y(mm)	断面一次 モーメント Ay(mm <sup>2</sup> )	Ay <sup>2</sup> (mm <sup>3</sup> )	要素図心回りの要素単体の 断面二次モーメント I' (mm <sup>4</sup> ) (ab <sup>3</sup> /12)	O-O' 軸回りの要素単体の 断面二次モーメント Ay <sup>2</sup> +I' (mm <sup>4</sup> )
架台フランジ	508	28	14224	1585	2.255 × 10 <sup>7</sup>	3.573 × 10 <sup>10</sup>	9.293 × 10 <sup>5</sup>	3.573 × 10 <sup>10</sup>
架台	26	972	25272	1085	2.742 × 10 <sup>7</sup>	2.975 × 10 <sup>10</sup>	1.990 × 10 <sup>9</sup>	3.174 × 10 <sup>10</sup>
スキンプレート	966	24	23184	587	1.361 × 10 <sup>7</sup>	7.988 × 10 <sup>9</sup>	1.113 × 10 <sup>6</sup>	7.990 × 10 <sup>9</sup>
水平リブ	19	575	10925	287.5	0.314 × 10 <sup>7</sup>	9.030 × 10 <sup>8</sup>	3.010 × 10 <sup>8</sup>	1.204 × 10 <sup>9</sup>
合計	-	-	① 73605	-	② 6.672 × 10 <sup>7</sup>	-	-	③ 7.667 × 10 <sup>10</sup>

**O-O' 軸から図心までの長さ**

$e = (②断面一次モーメントの合計) / (①面積の合計)$   
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

**図心回りの断面二次モーメント**

$I = (③O-O' 軸回りの要素単体の断面二次モーメントの合計) - (e^2 \times (①面積の合計))$   
 $= 1.620 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$

**水平リブ(下縁)の断面係数**

$yL2$  (圧縮縁から図心までの長さ) =  $e$   
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

$Z_4$  (断面係数) =  $I / yL2$   
 $= 1.787 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

**架台(上縁)の断面係数**

$yU1$  (引張縁から図心までの長さ) =  $1599 - 906.4$   
 $= 692.6 \text{ (mm)}$

$Z_5$  (断面係数) =  $I / yU1$   
 $= 2.339 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

図 3.5-12(2) 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法

(d) 防護工

防護工の照査方法を図 3.5-13 に示す。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算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査（衝突荷重が防護工中心に作用する場合）

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \quad \dots \dots \dots (3.17)$$

$$M_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} + P_c \cdot \frac{\ell}{4} \quad \dots \dots \dots (3.18)$$

せん断力照査（衝突荷重が防護工端部に作用する場合）

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \quad \dots \dots \dots (3.19)$$

$$S_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} + P_c \quad \dots \dots \dots (3.20)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (3.21)$$

ここで、

- $\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*
- $P_6$  : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)
- $P_c$  : 衝突荷重 (kN)
- $A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

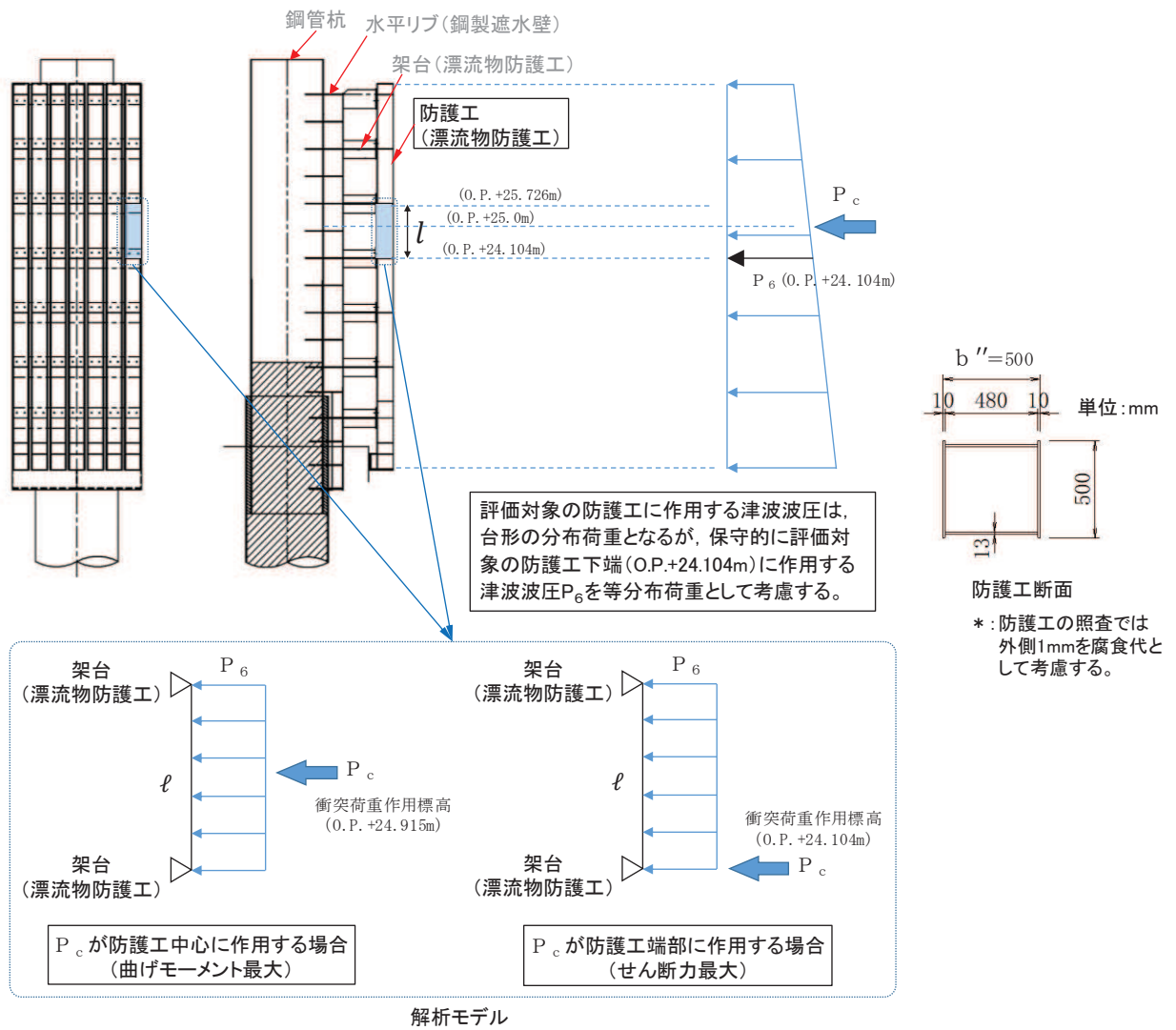


図 3.5-13 防護工の照査概念図 (津波時)

(e) 防護工取付けボルト

防護工取付けボルトの照査概念図を図 3.5-14 に示す。防護工取付けボルトは、せん断力より算定される応力が許容応力限界以下であることを確認する。



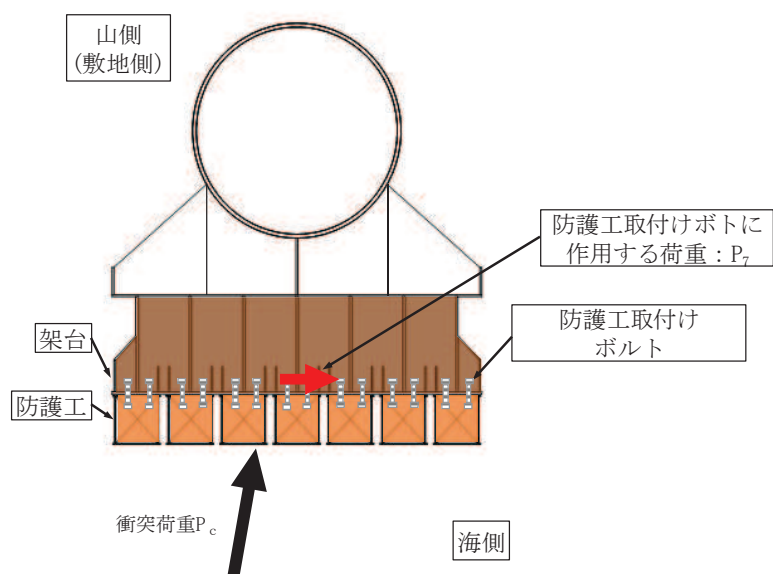


図 3.5-14 防護工取付けボルトの照査概念図

せん断力照査

$$\tau_7 = P_7 / A_7 / n \quad \dots \dots \dots (3.22)$$

ここで、

- $\tau_7$  : せん断力による防護工取付けボルト 1 本当たりの発生応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)
- $P_7$  : 防護工取付けボルトに作用する荷重 (kN)
- $A_7$  : 防護工取付けボルト断面積 (M24) (mm<sup>2</sup>)
- $n_7$  : 防護工 1 本当たりのボルトの本数 (本)

防護工取付けボルトは、津波時において津波による波圧により防護工が敷地側に押されるため防護工取付けボルトに引張力は生じない。

c. 背面補強工

背面補強工の評価は、背面補強工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3.5-14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時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、背面補強工の端部を基点として±5° 間隔で設定する。背面補強工の想定すべり線を図3.5-15に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

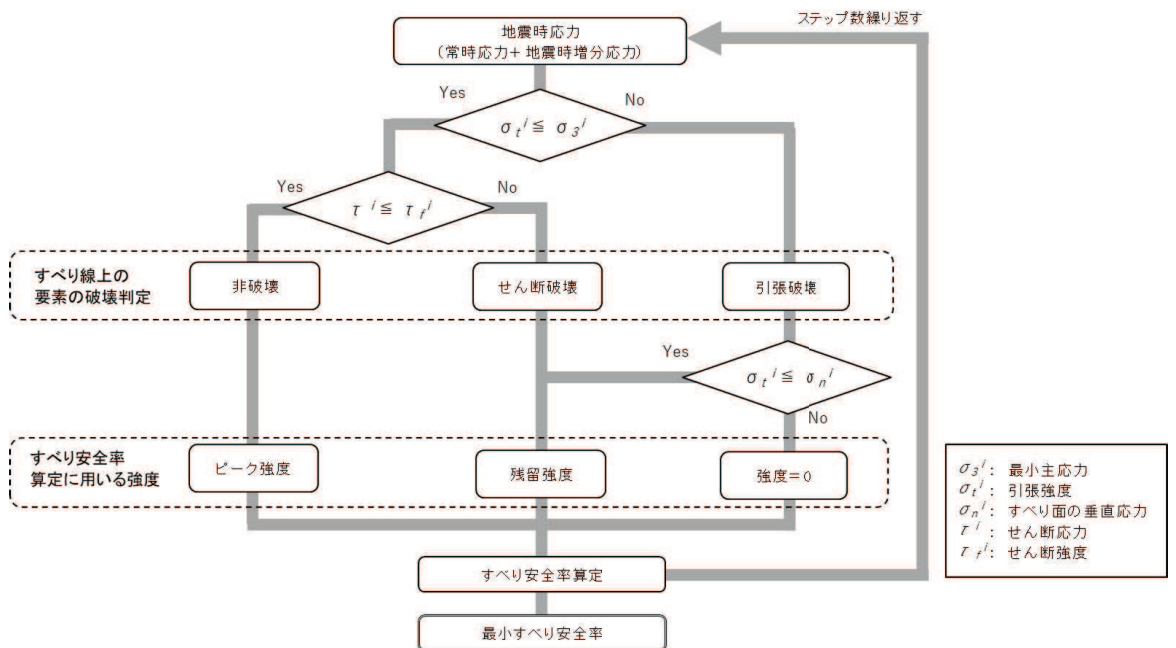


図 3.5-14 すべり安全率算定のフロー

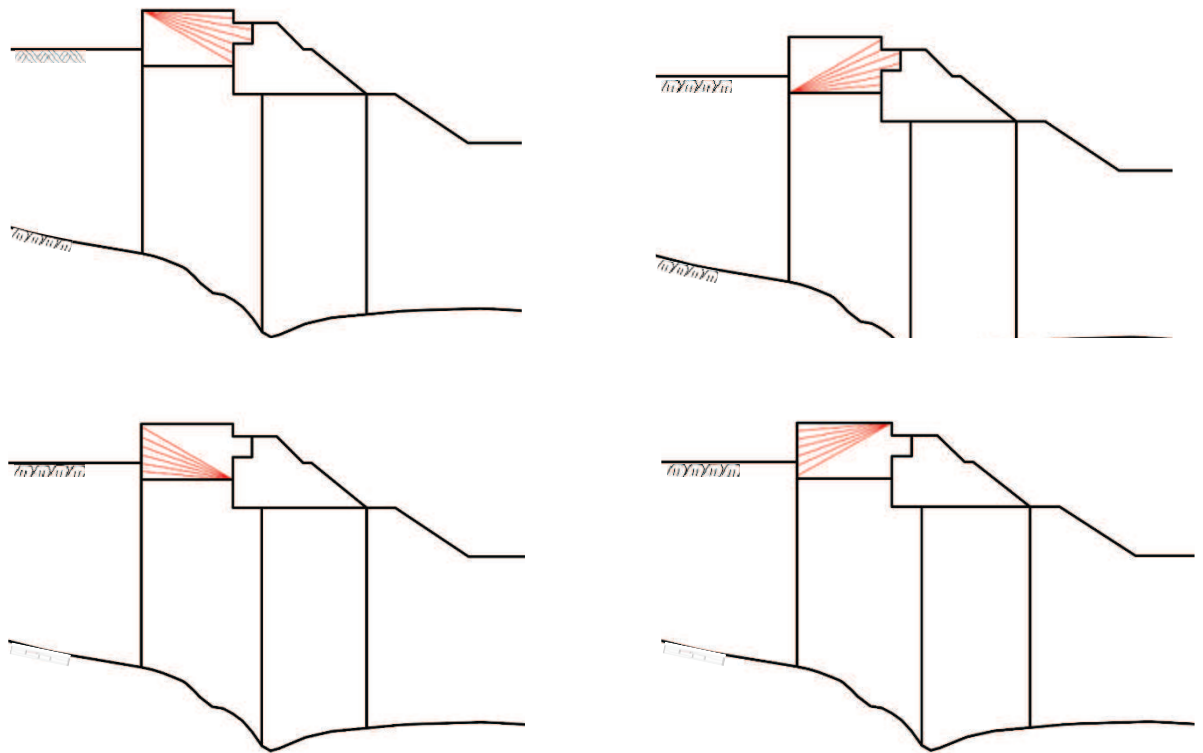


図 3.5-15 背面補強工の想定すべり線（断面①～⑤共通）

d. 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。なお、地盤と施設を連成した 2 次元動的有限要素法解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-14 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時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として  $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.5-16 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

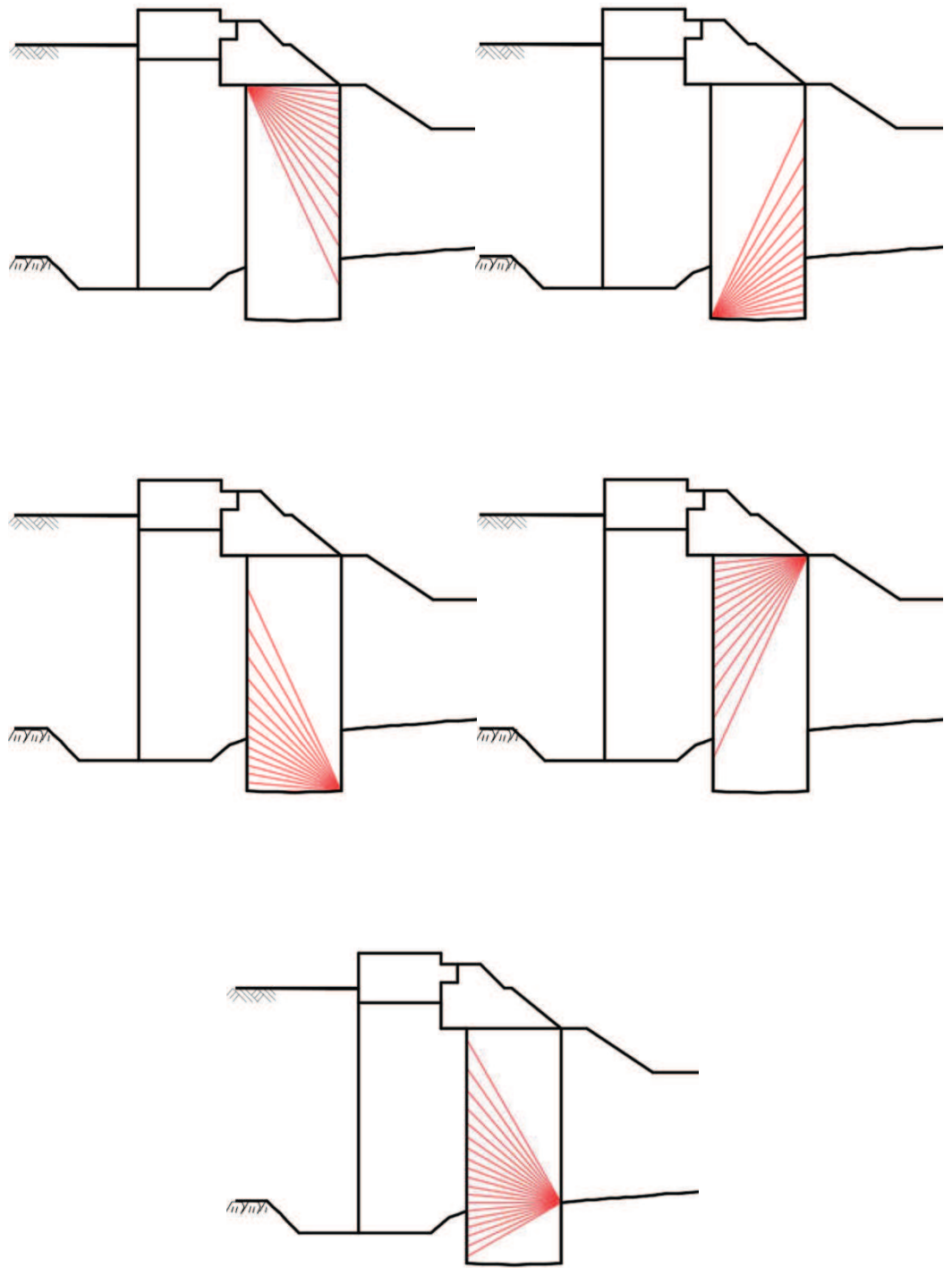


図 3.5-16 (1) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面①)

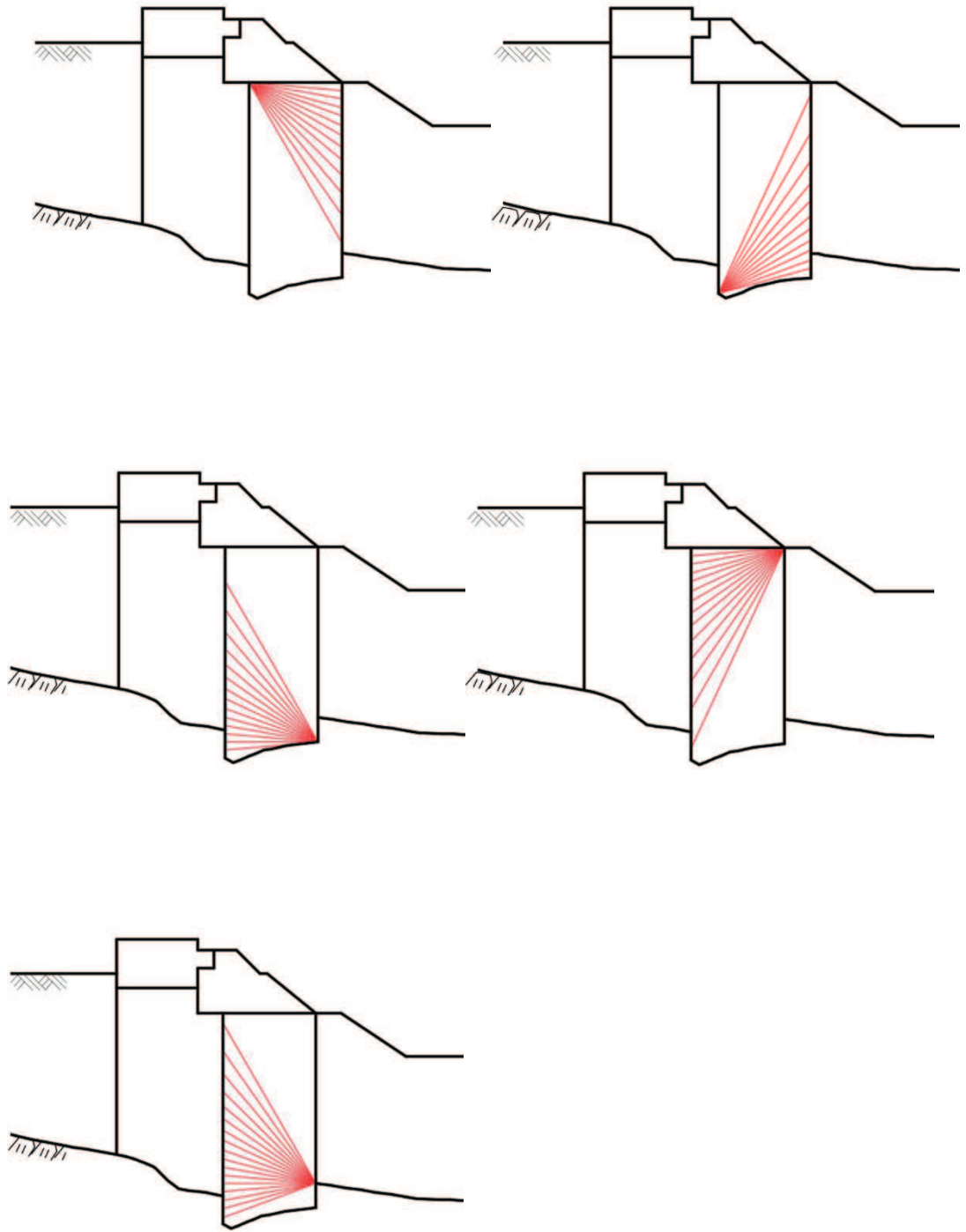


図 3.5-16 (2) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面②)

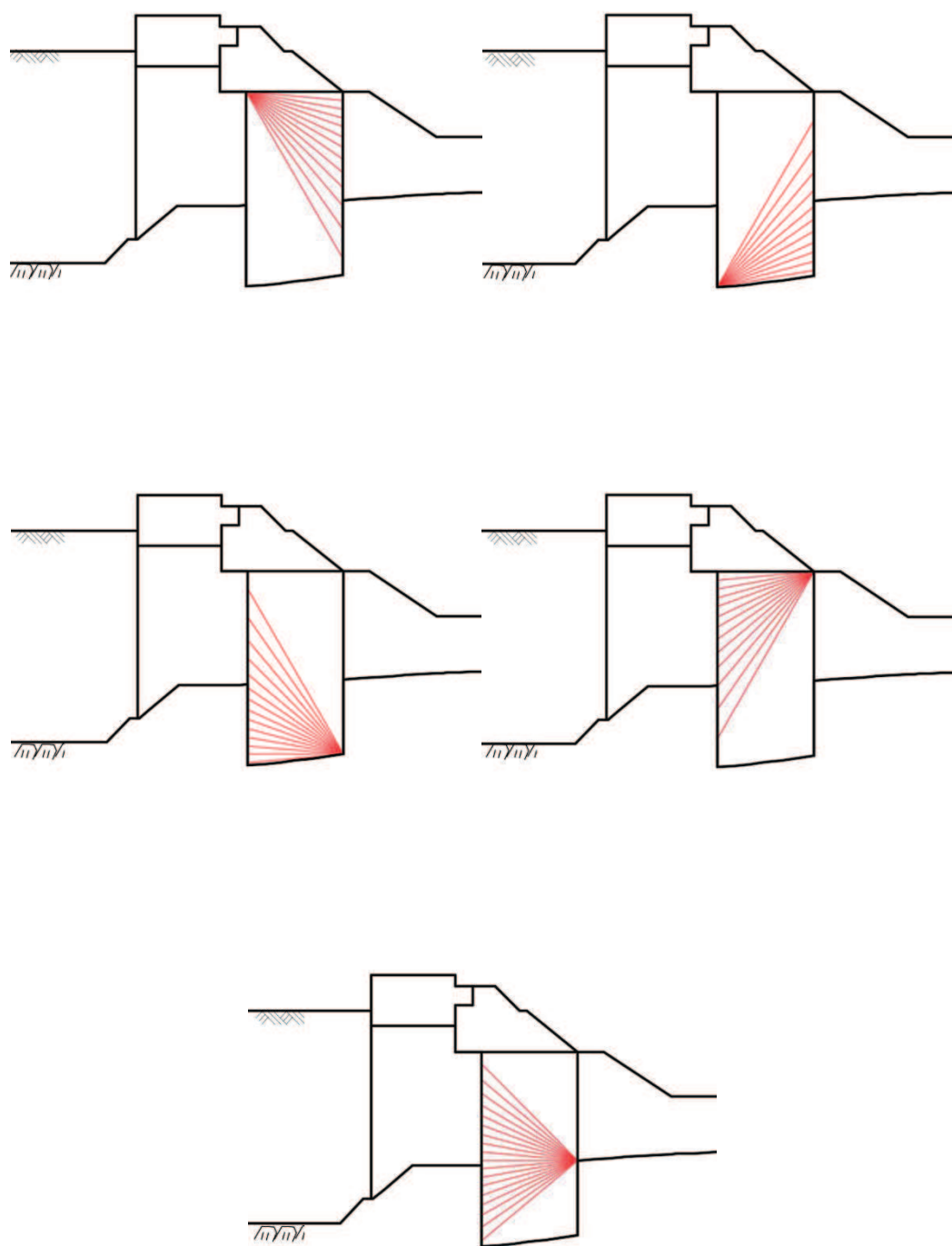


図 3.5-16 (3) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面③)

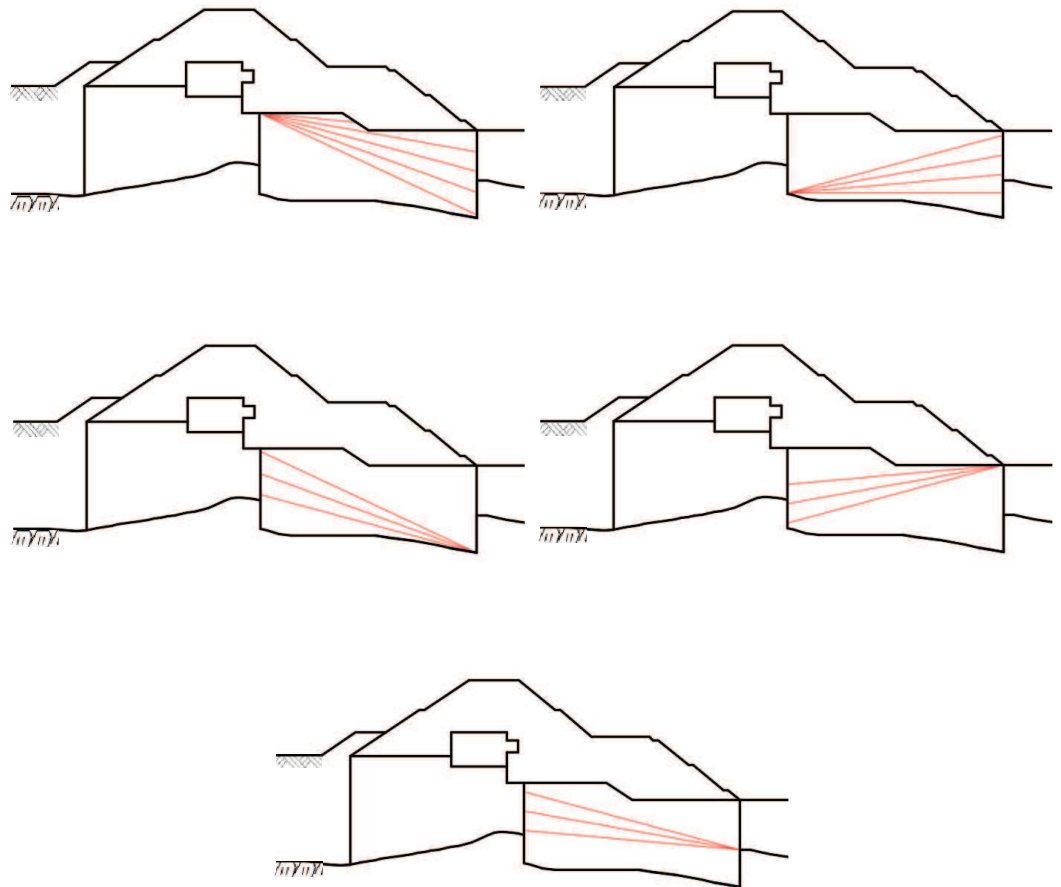


図 3.5-16 (4) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面④)

e. 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、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。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-14 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時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として  $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。改良地盤の想定すべり線を図 3.5-17 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

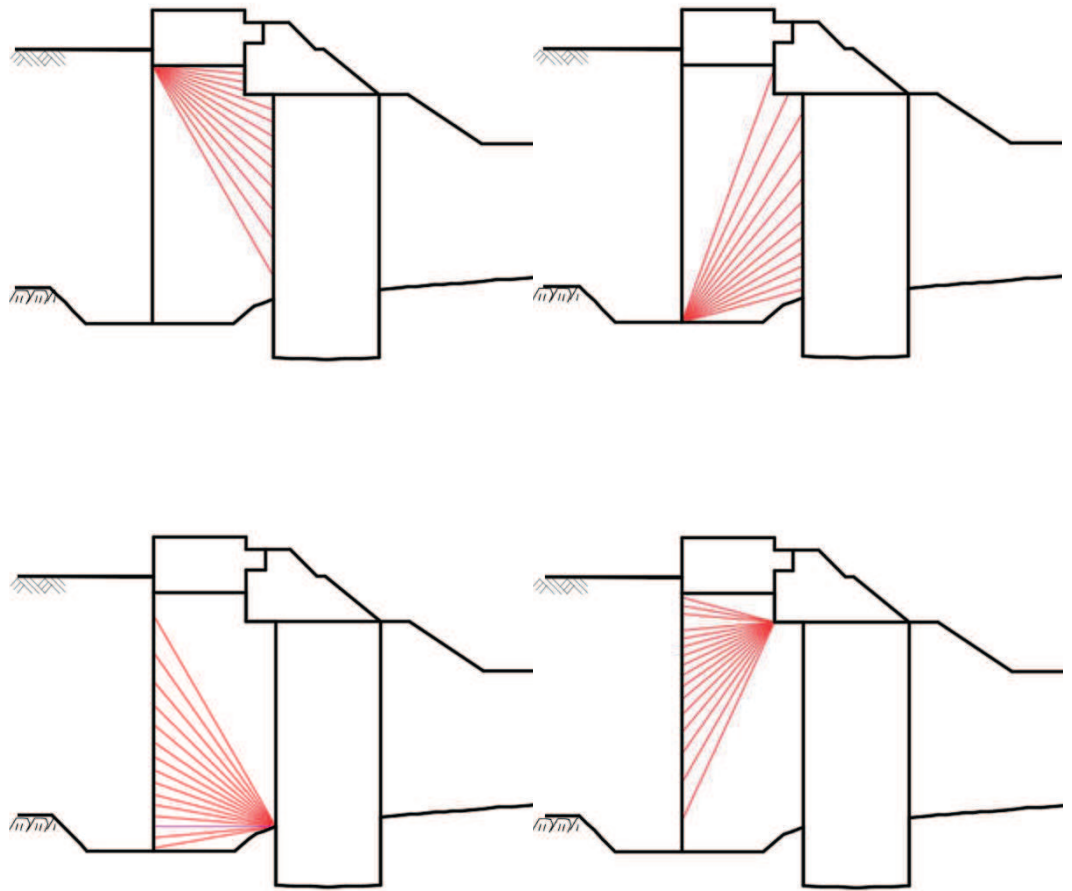


図 3.5-17 (1) 改良地盤の想定すべり線 (断面①)



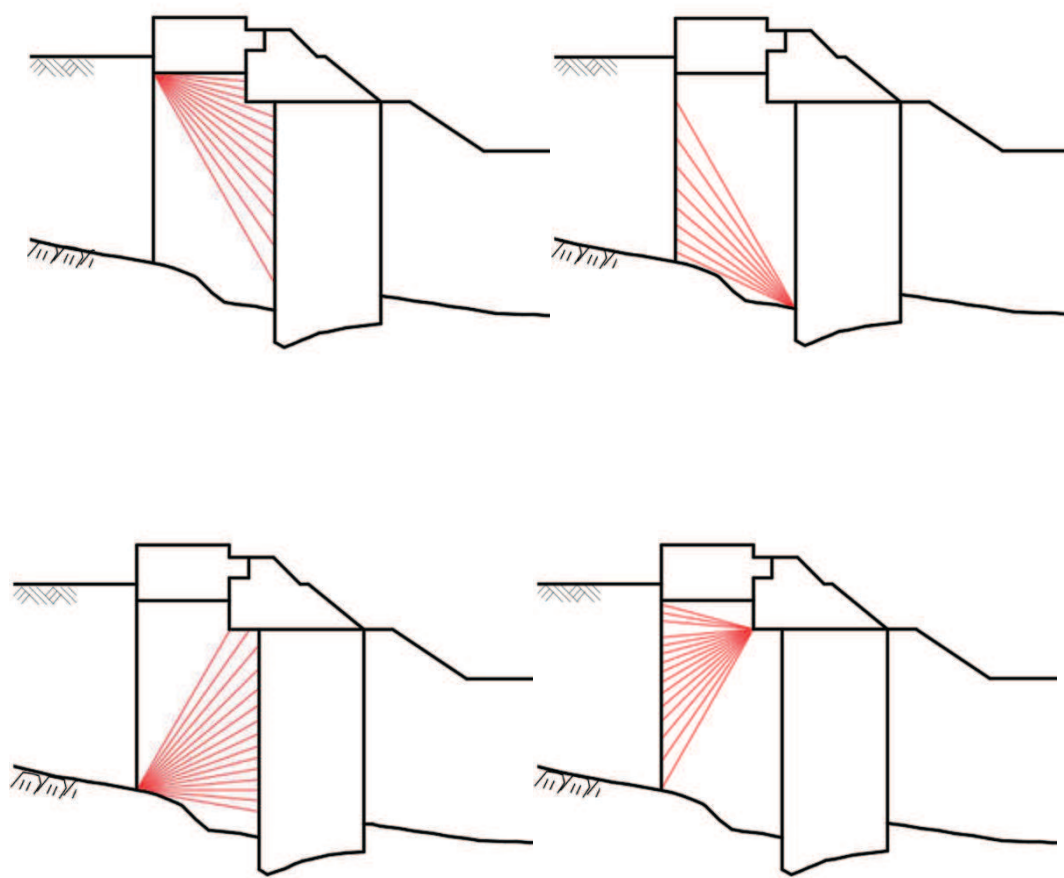


図 3.5-17 (2) 改良地盤の想定すべり線 (断面②)

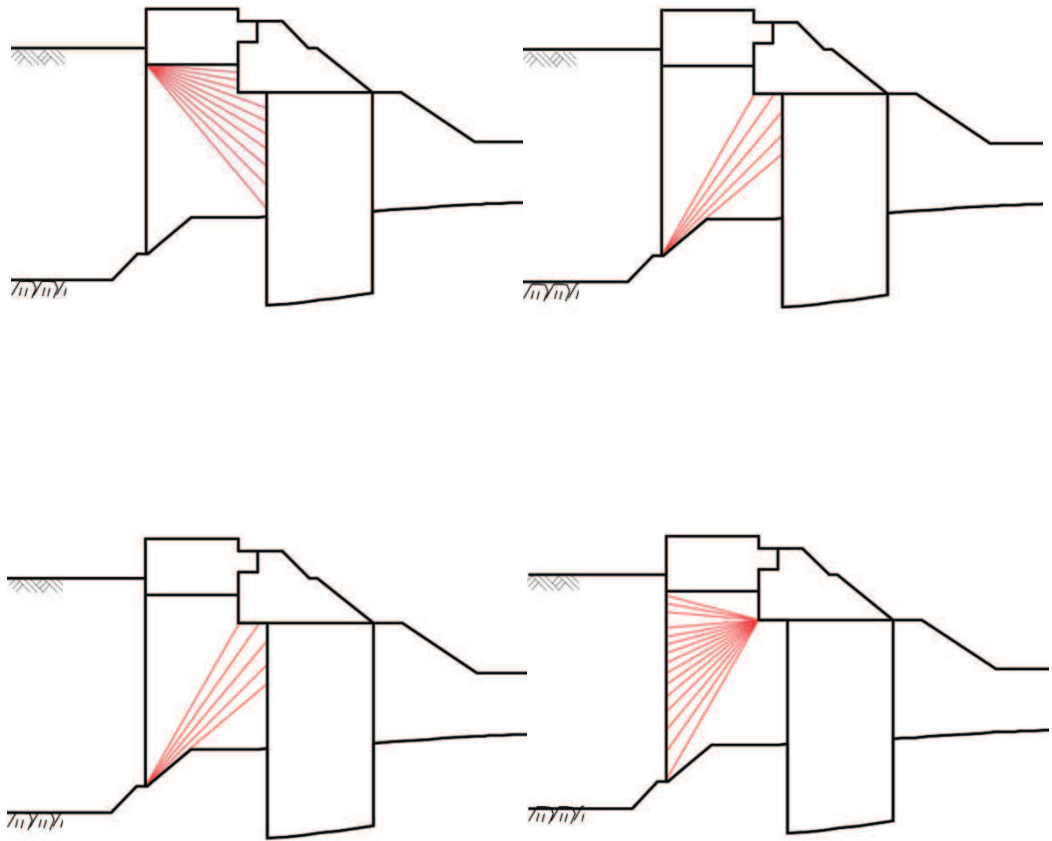


図 3.5-17 (3) 改良地盤の想定すべり線 (断面③)

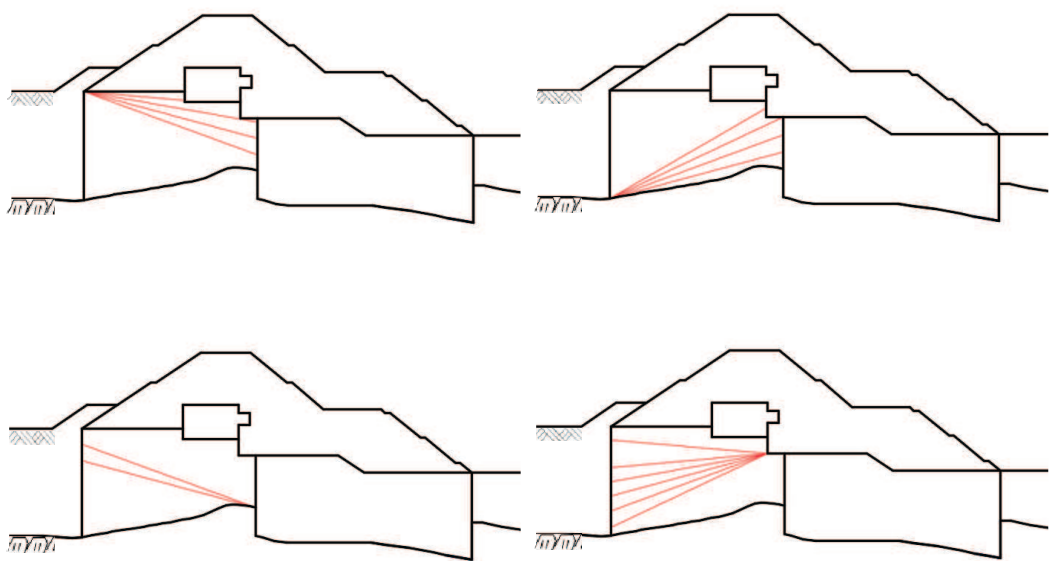


図 3.5-17 (4) 改良地盤の想定すべり線 (断面④)

f. 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、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 $-1\sigma$ 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。

すべり安全率の算定フローを図3.5-14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時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。セメント改良土の想定すべり線を図3.5-18に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

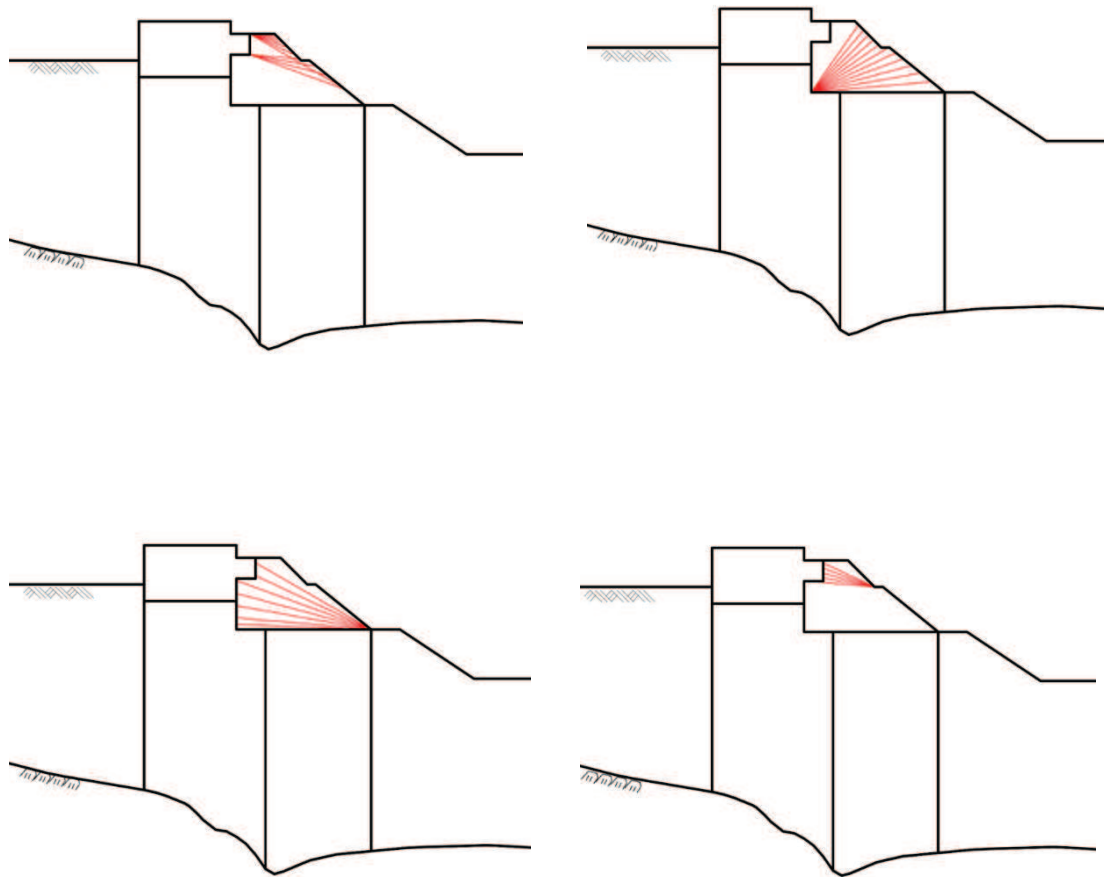


図 3.5-18(1) セメント改良土の想定すべり線（断面①～③）

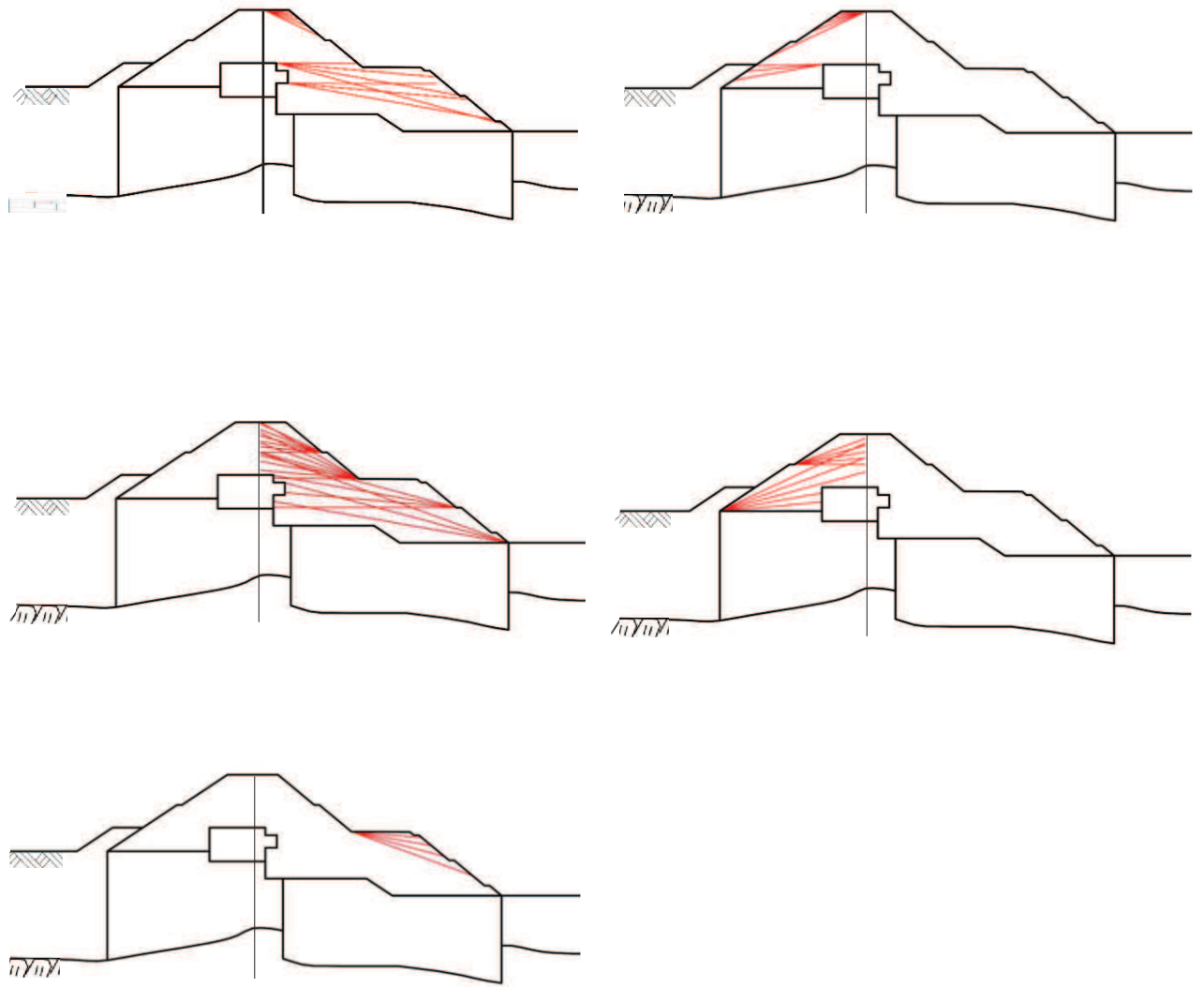


図 3.5-18(2) セメント改良土の想定すべり線 (断面④)

g. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の津波時の評価について、防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）は、津波時に生じる相対変位に、残留変位を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

なお、防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）については、主たる荷重が軸直交方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、軸方向の相対変位は生じないため、残留変位が許容限界以下であることを確認する。

また、漂流物防護工の偏心荷重を考慮した止水ジョイント部材の相対変位量の算定方法は、「a. 鋼管杭」を参照する。

止水ジョイント部材の相対変位量の評価に関する詳細は、「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。

また、漂流物防護工の下部にある止水ジョイント前面の保護部材の津波時の評価について、発生応力が許容限界以下であることを確認する。保護部材の評価に関する詳細は「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」に示す。

h. 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。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部については、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。防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部については岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析とする。

2次元動的有限要素法解析に用いる解析コードは、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部には「FLIP Ver7.3.0\_2」を使用し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部には「TDAPⅢ Ver3.08」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（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3.5-19に示す。

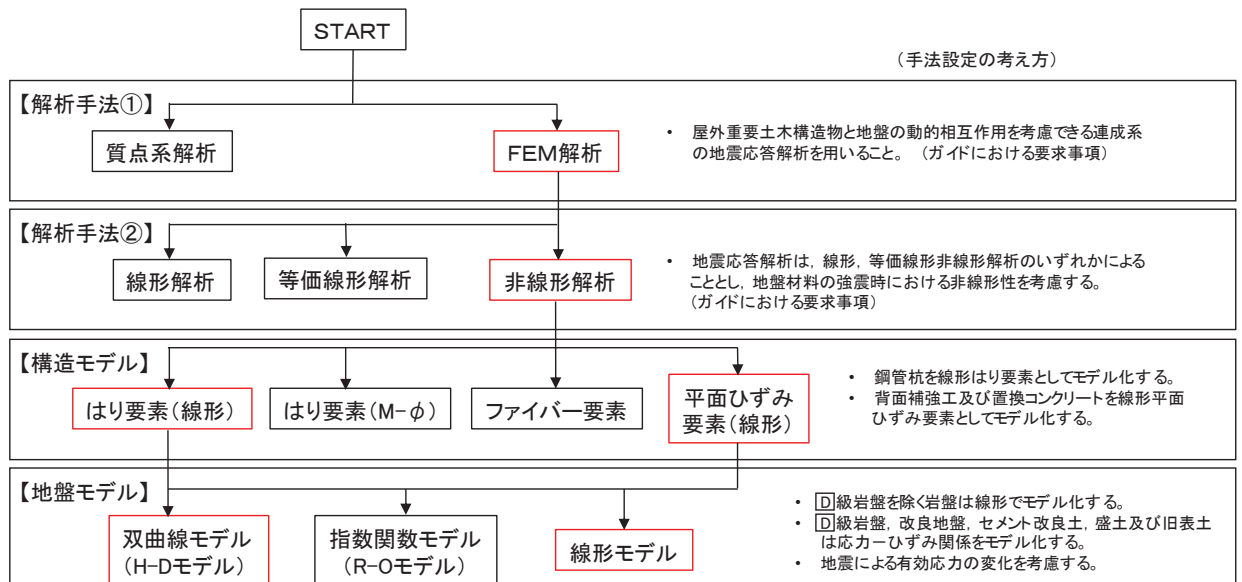


図3.5-19(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）

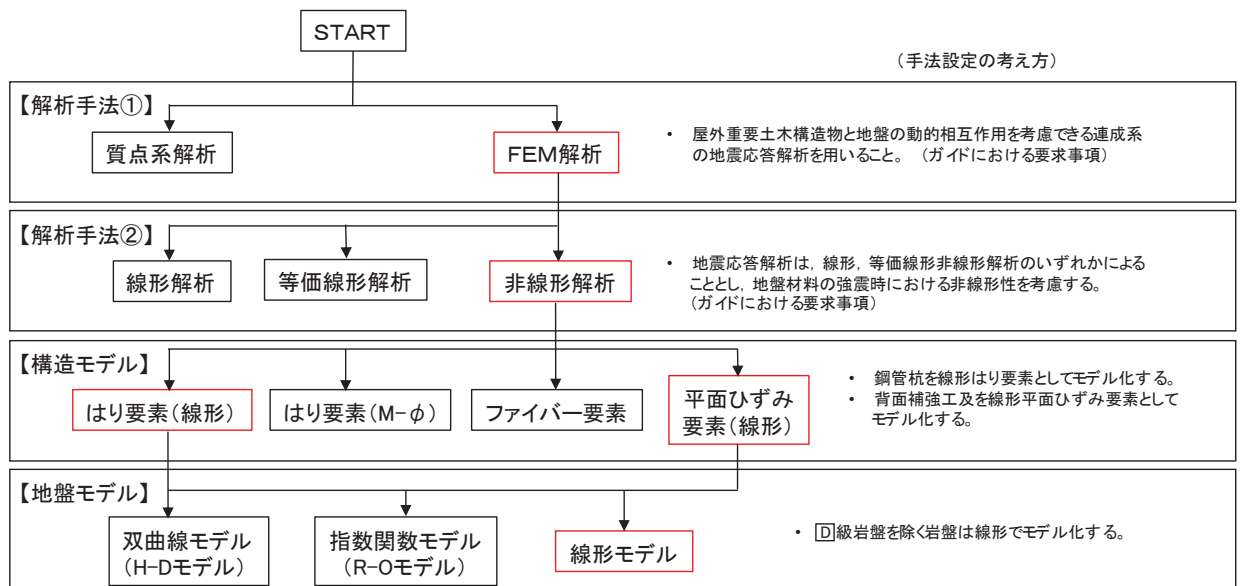


図 3.5-19(2) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤部)

b. 施設

鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の重畳時の応答は、周辺地盤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、防潮堤（鋼管式鉛直壁）周辺の地盤状況に応じて一般部と岩盤部の2種類に分類し、表 3.5-13 及び表 3.5-14 に示す解析ケースにて行う。

(a) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

図 3.2-2～図 3.2-3 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部の周辺には、主として旧表土、盛土、 $\square$ 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地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく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。

(b) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部

図 3.2-5～図 3.2-6 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部の周辺には、主として、 $\square_L$ 級岩盤、 $\square_M$ 級岩盤、 $\square_H$ 級岩盤及び  $\square$ 級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく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。

表 3.5-13 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部）

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

表 3.5-14 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部）

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	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$

d. 減衰定数

時刻歴応答解析（全応力解析及び有効応力解析）における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は、応力-ひずみ関係の非線形性に起因する減衰であり、履歴曲線が面積を持つとき、その分だけ力学的なエネルギーが失われ、振動が小さくなる現象として現れる。構造物の履歴減衰は構造部材の非線形性（曲げモーメント-曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係）の程度に応じた値、地盤の履歴減衰は地盤の非線形性（せん断剛性-せん断ひずみ関係）の程度に応じた値となる。

粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で下式のとおり表される。

防潮堤の耐震・耐津波計算では、Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えている。

なお、構造物及び地盤のモデル化方法（線形又は非線形）によらず、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定方法は同一としており、構造物及び地盤を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。



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

[C] : 減衰係数マトリックス, [M] : 質量マトリックス,

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

Rayleigh 減衰は、有効応力解析（一般部）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0, \beta=0.002$ ）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。

全応力解析（岩盤部）では質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。岩盤部（全応力解析）における Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-20 に示す。

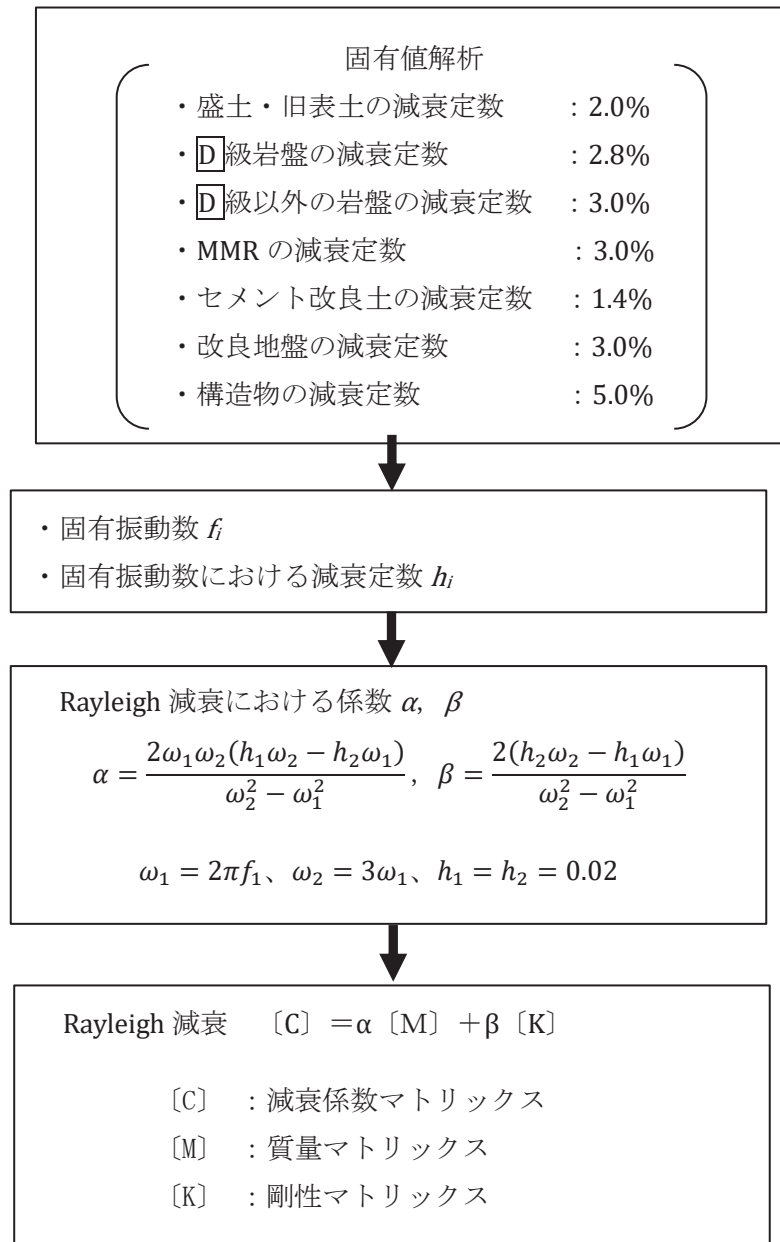


図 3.5-20 岩盤部（全応力解析）における Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定にあたっては、低次のモードが支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 ( $f_1$ ) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 ( $f_2$ ) は、図 3.5-21 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数の 3 倍とする。

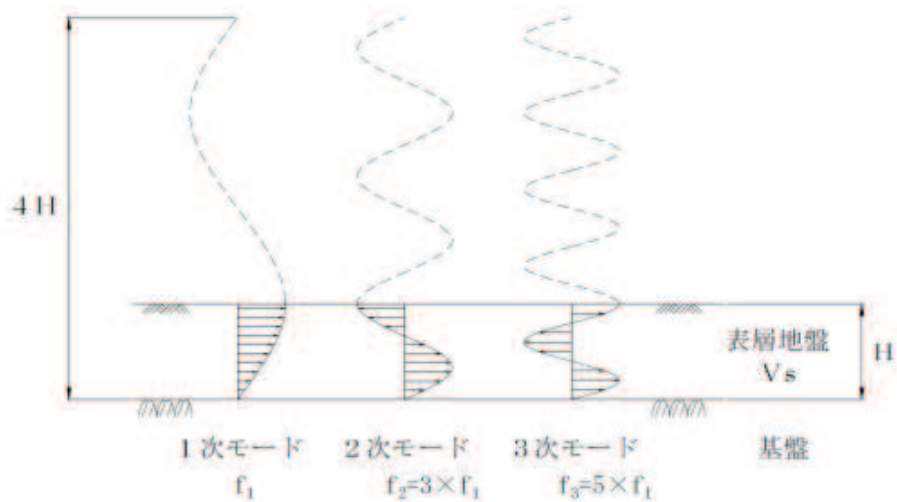


図 3.5-21 せん断振動の固有振動モード  
(実務に役立つ耐震設計入門 (土木学会, 2011))

固有値解析結果の一覧を表 3.5-15 に、固有値解析におけるモード図を図 3.5-22 に、固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3.5-16 に Rayleigh 減衰を図 3.5-23 に示す。

表 3.5-15(1) 固有値解析結果 (断面⑤)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	5.848	84	0	192.80	2.27	1次として採用
2	7.585	84	0	9.83	0.26	—
3	11.054	85	3	19.24	35.67	—
4	11.366	85	57	6.86	-148.70	—
5	13.324	85	57	13.34	-8.74	—
6	14.847	89	58	-40.71	26.87	—
7	17.616	92	60	-34.11	-21.59	—
8	18.405	92	60	-2.30	0.59	—
9	19.625	92	76	-16.12	-83.23	—
10	20.668	94	78	26.98	-23.90	—

表 3.5-15(2) 固有値解析結果 (断面⑥)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	6.035	84	0	177.60	-0.28	1次として採用
2	7.228	84	0	17.68	-0.08	—
3	11.528	84	58	-0.91	-142.40	—
4	14.022	87	59	31.85	18.22	—
5	14.656	88	59	-20.18	-2.82	—
6	17.711	92	63	-39.83	35.48	—
7	19.593	93	71	8.10	51.52	—
8	21.271	93	73	-13.56	29.54	—
9	23.186	96	74	30.90	19.11	—
10	24.495	96	78	-8.54	-36.04	—

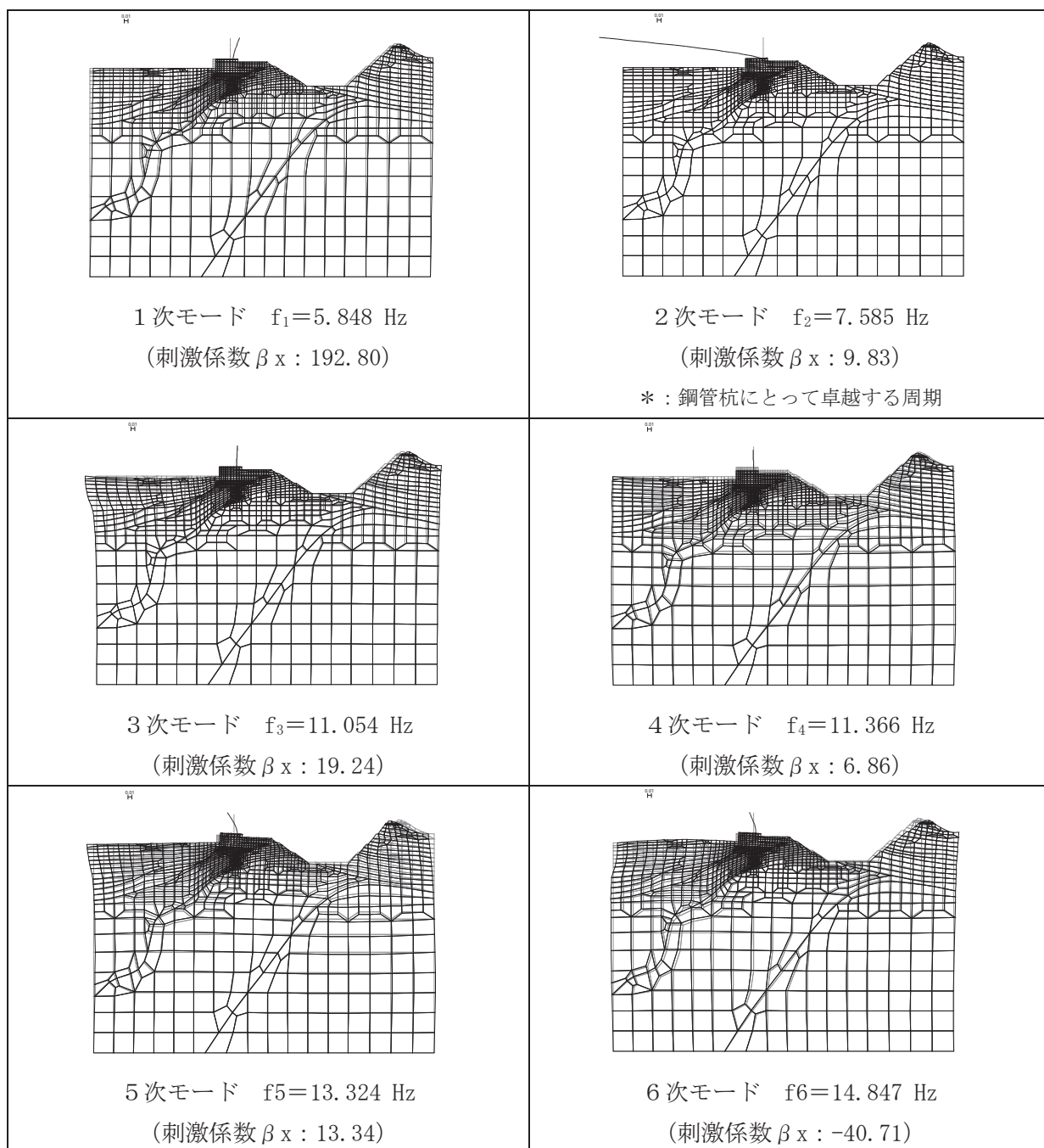


図 3.5-22(1) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

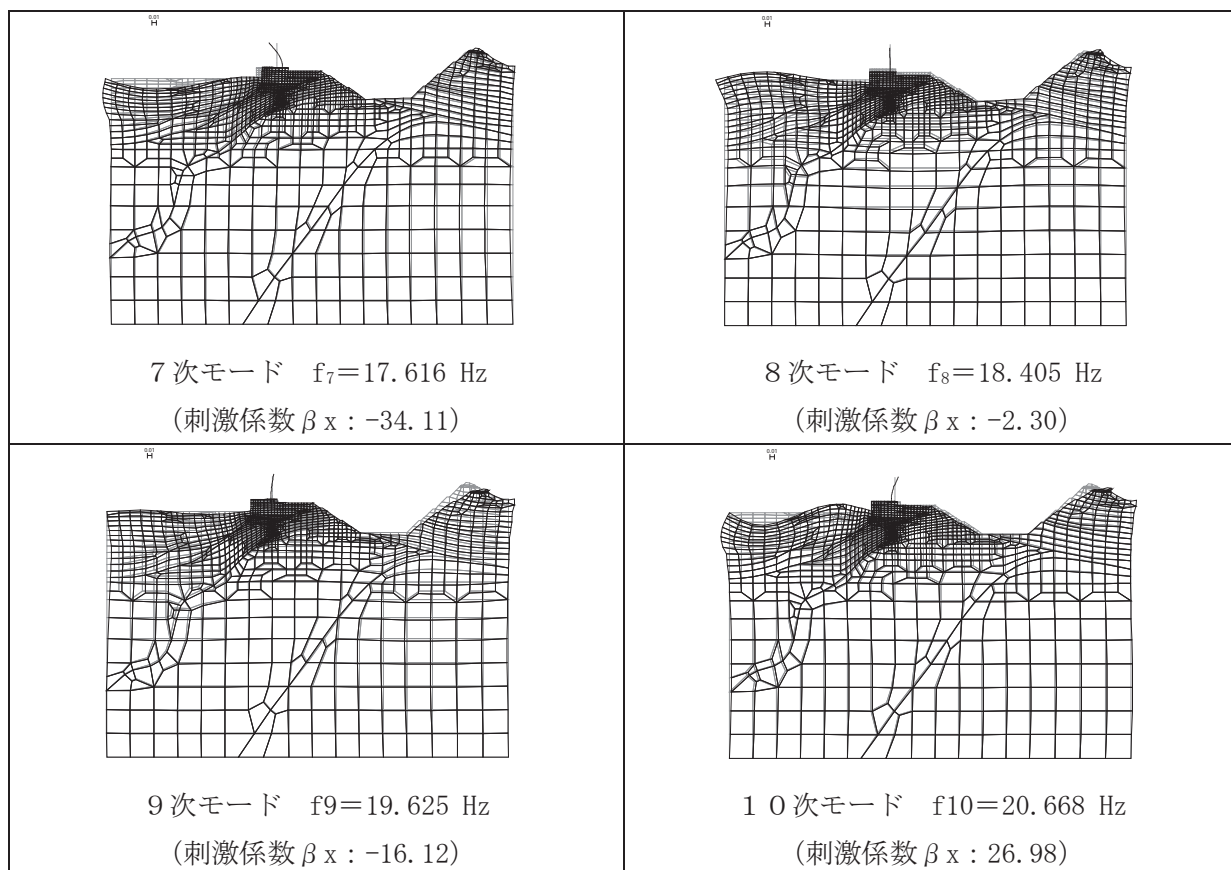


図 3.5-22(2) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

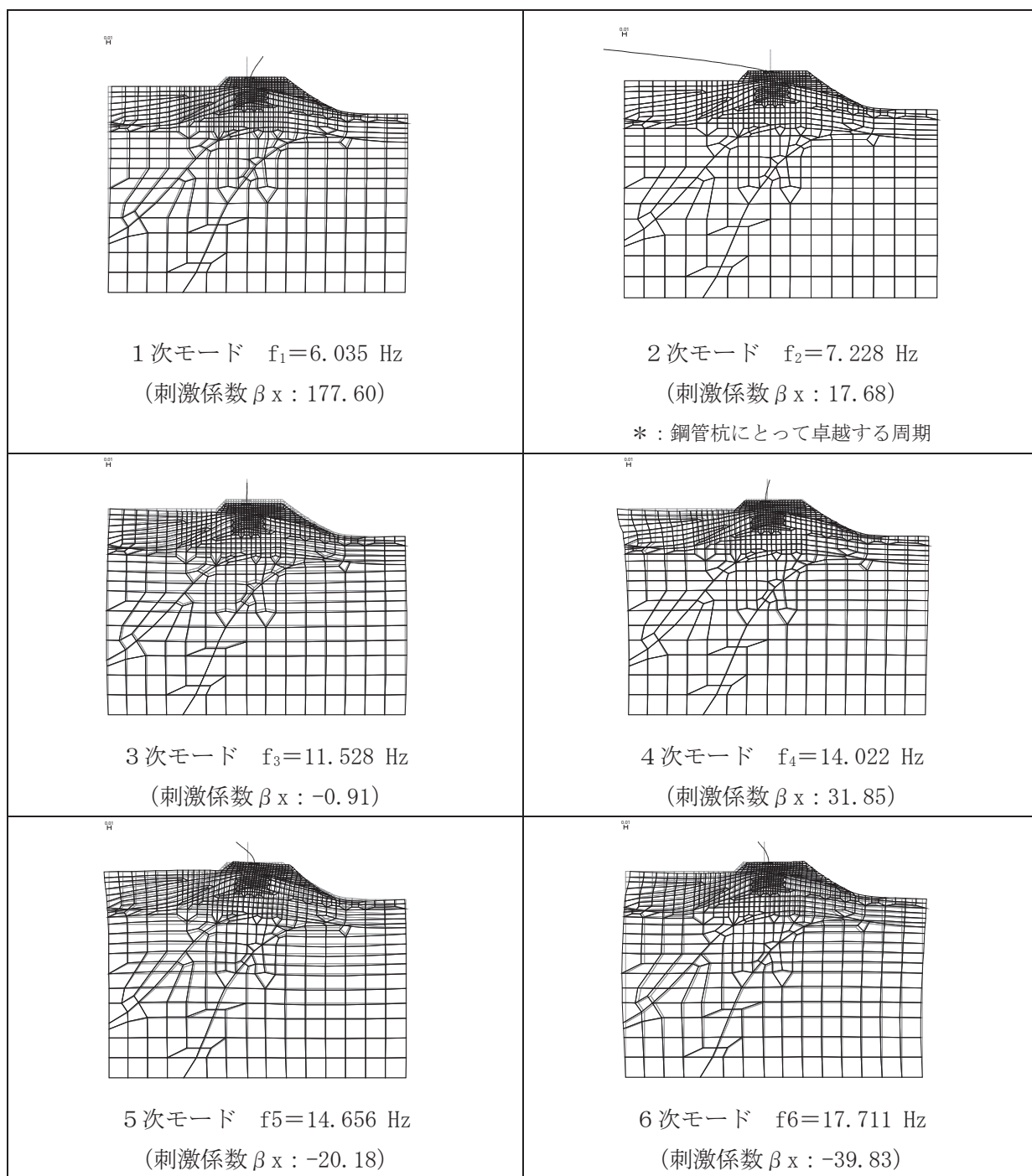


図 3.5-22(3) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

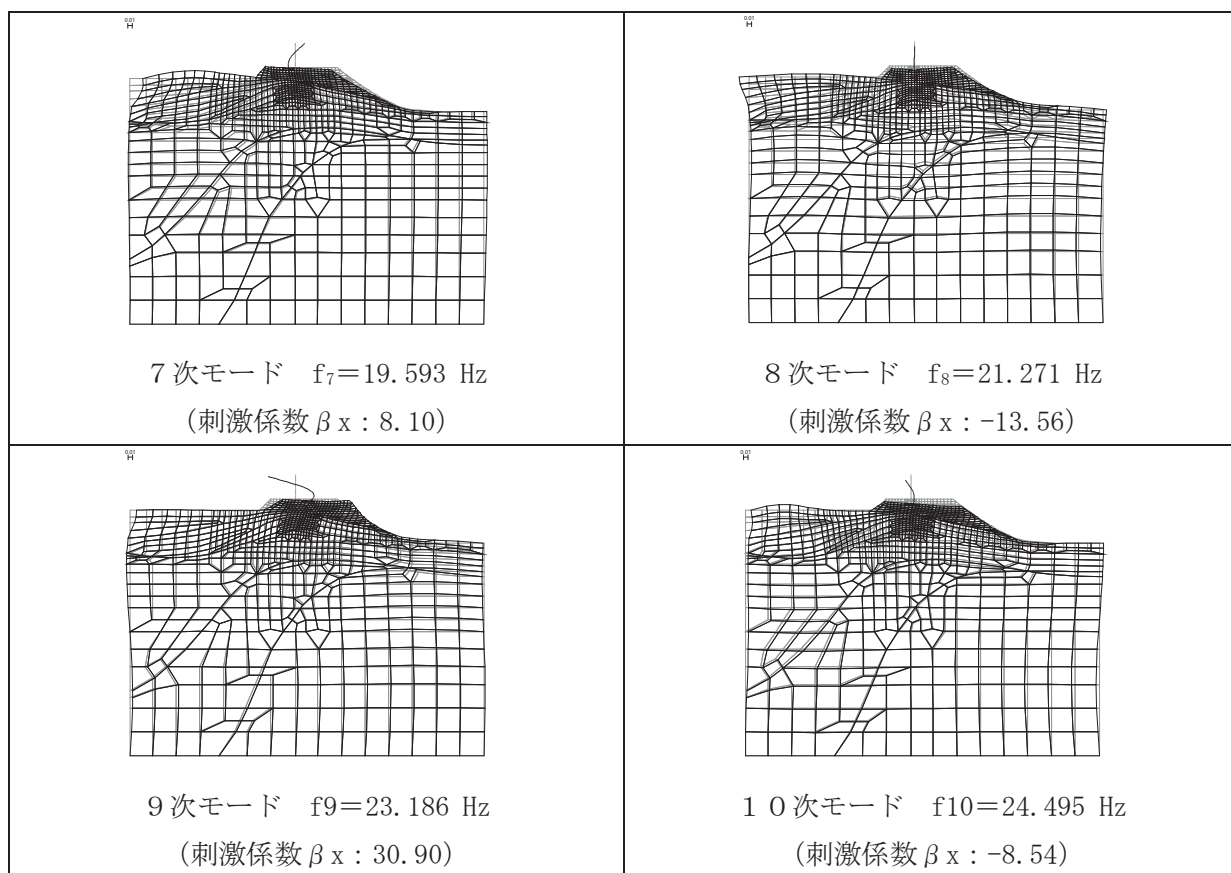


図 3.5-22(4) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

表 3.5-16 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
断面⑤	1.653	$4.803 \times 10^{-4}$
断面⑥	1.706	$3.956 \times 10^{-4}$

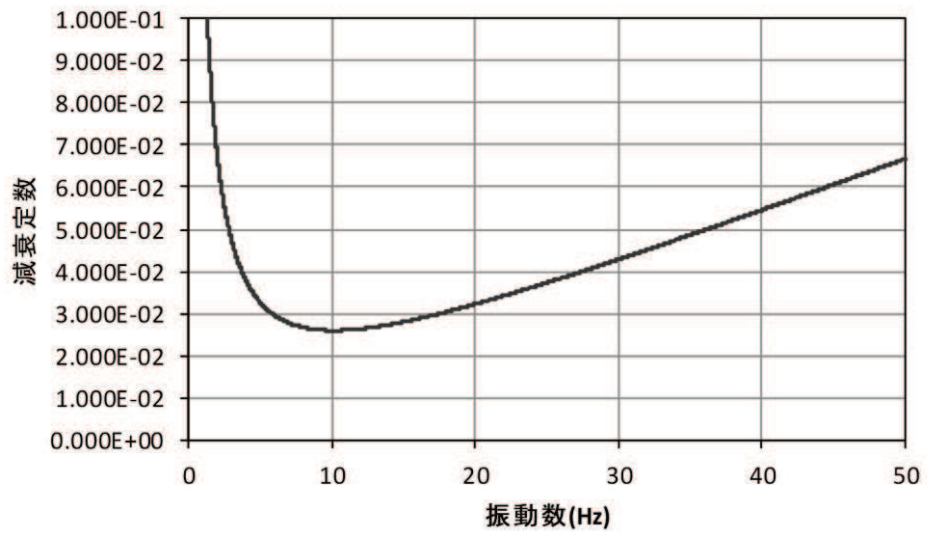


図 3.5-23(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤)

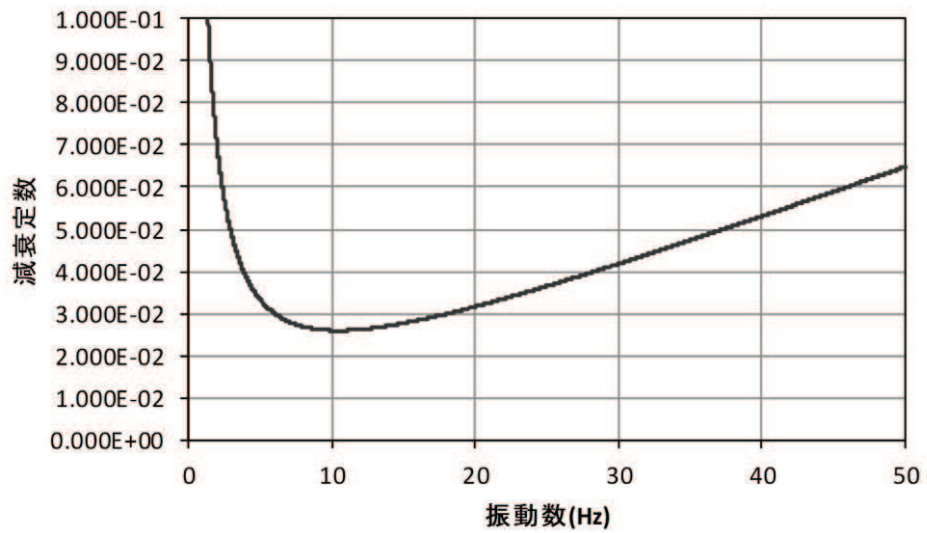


図 3.5-23(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥)

e. 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 3.5-13 及び表 3.5-14 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 3.5-17 に示す。



表 3.5-17 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、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となる又はすべり安全率が2.4以下* <sup>2</sup> 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 3.5-24 に入力地震動算定の概念図を、図 3.5-25～図 3.5-31 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。

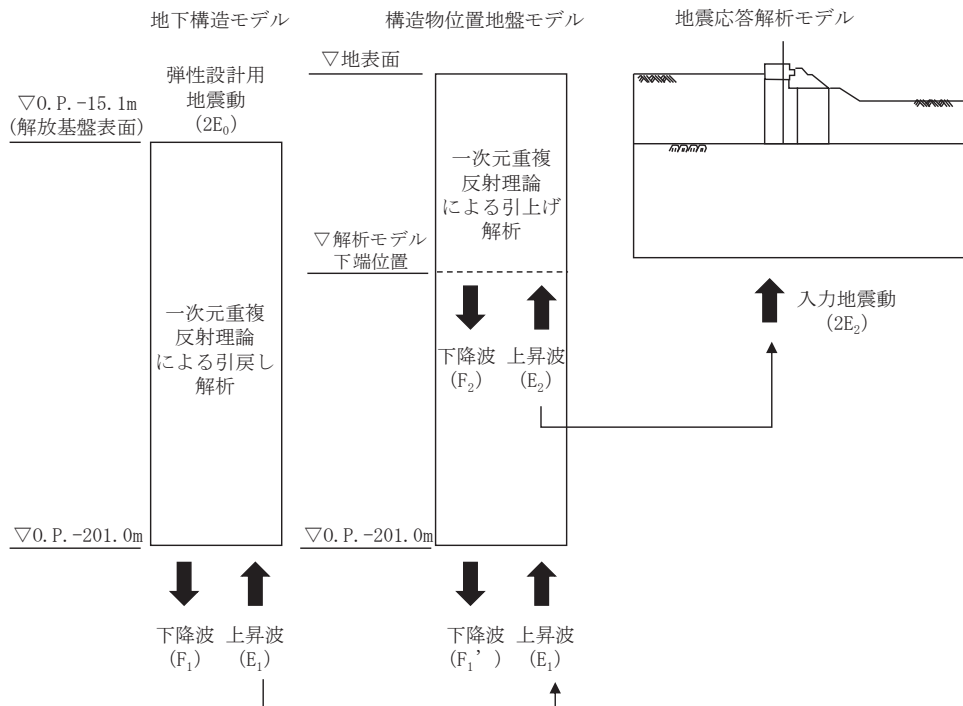


図 3.5-24 入力地震動算定の概念図



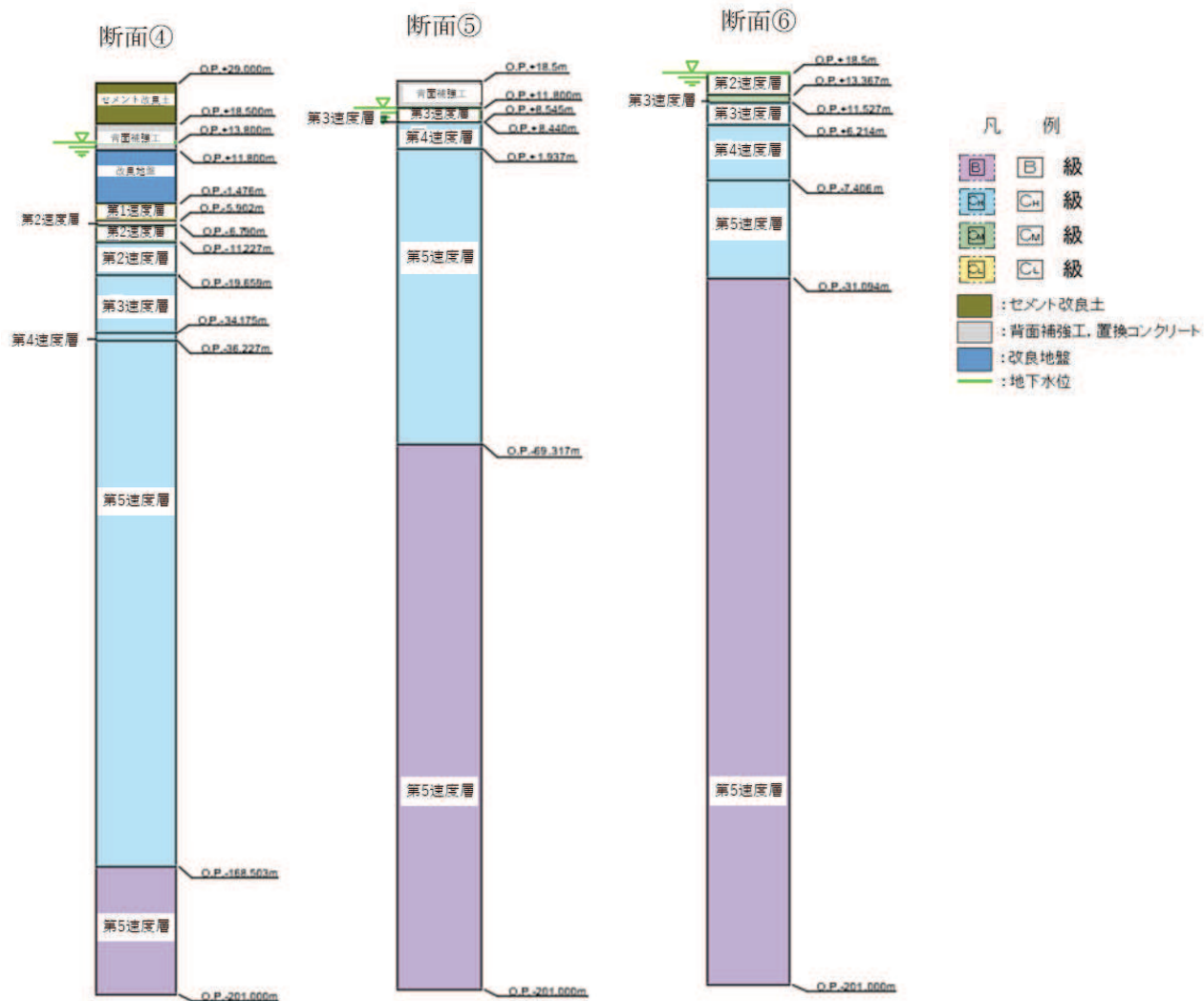


図 3.5-25 (2) 1次元解析モデル図 (断面④~⑥)

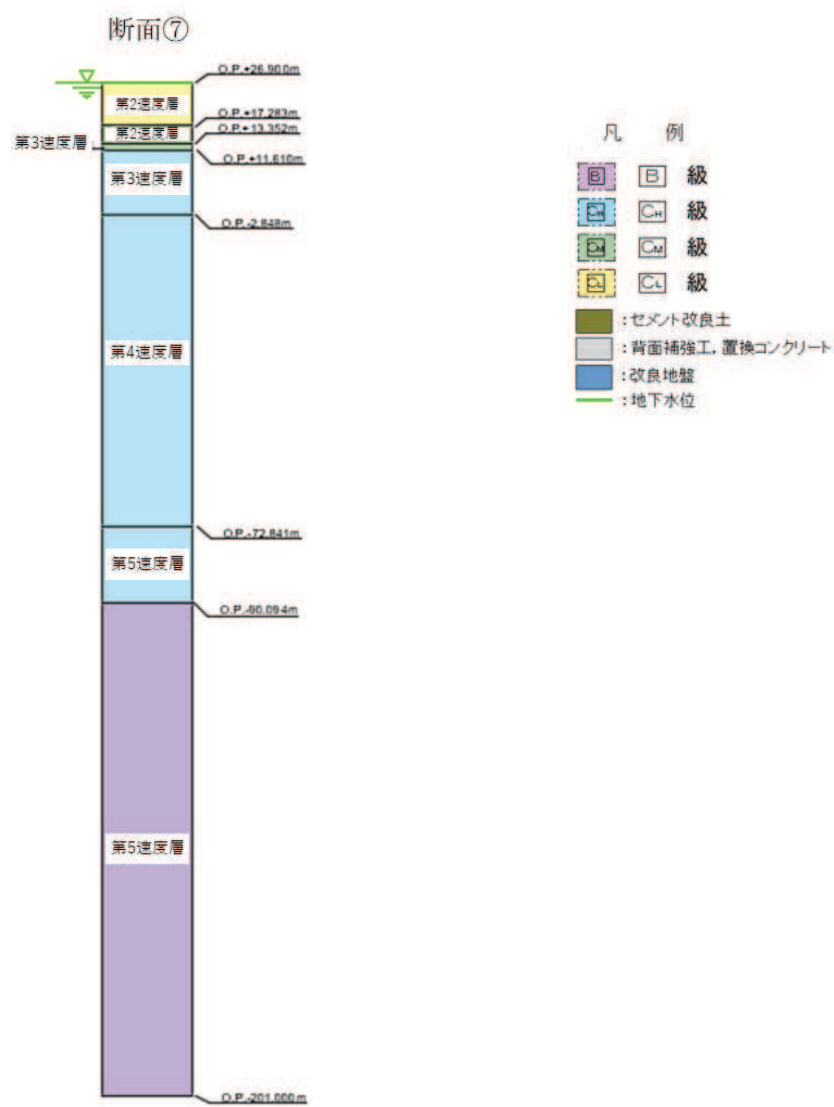
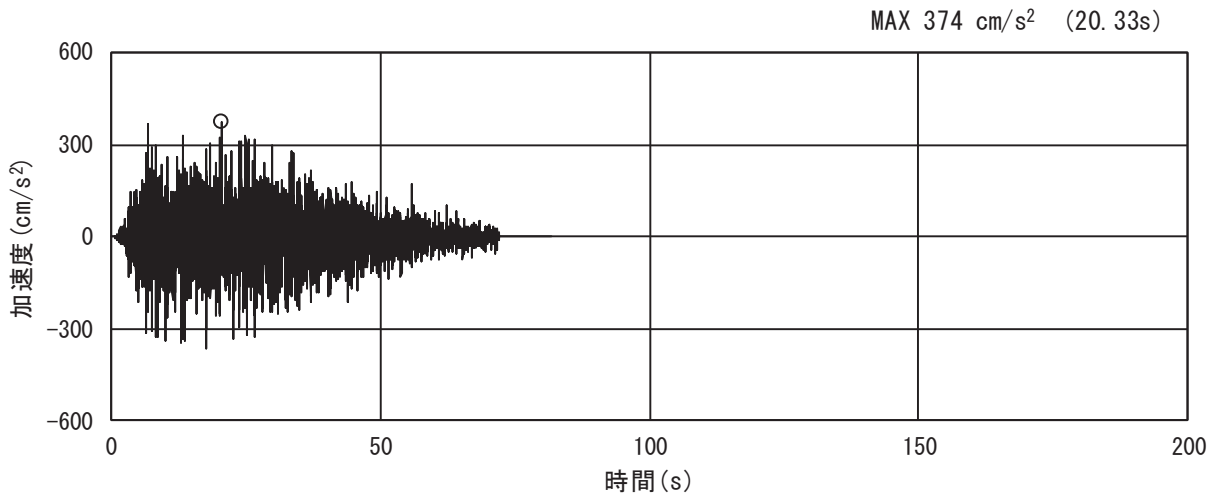
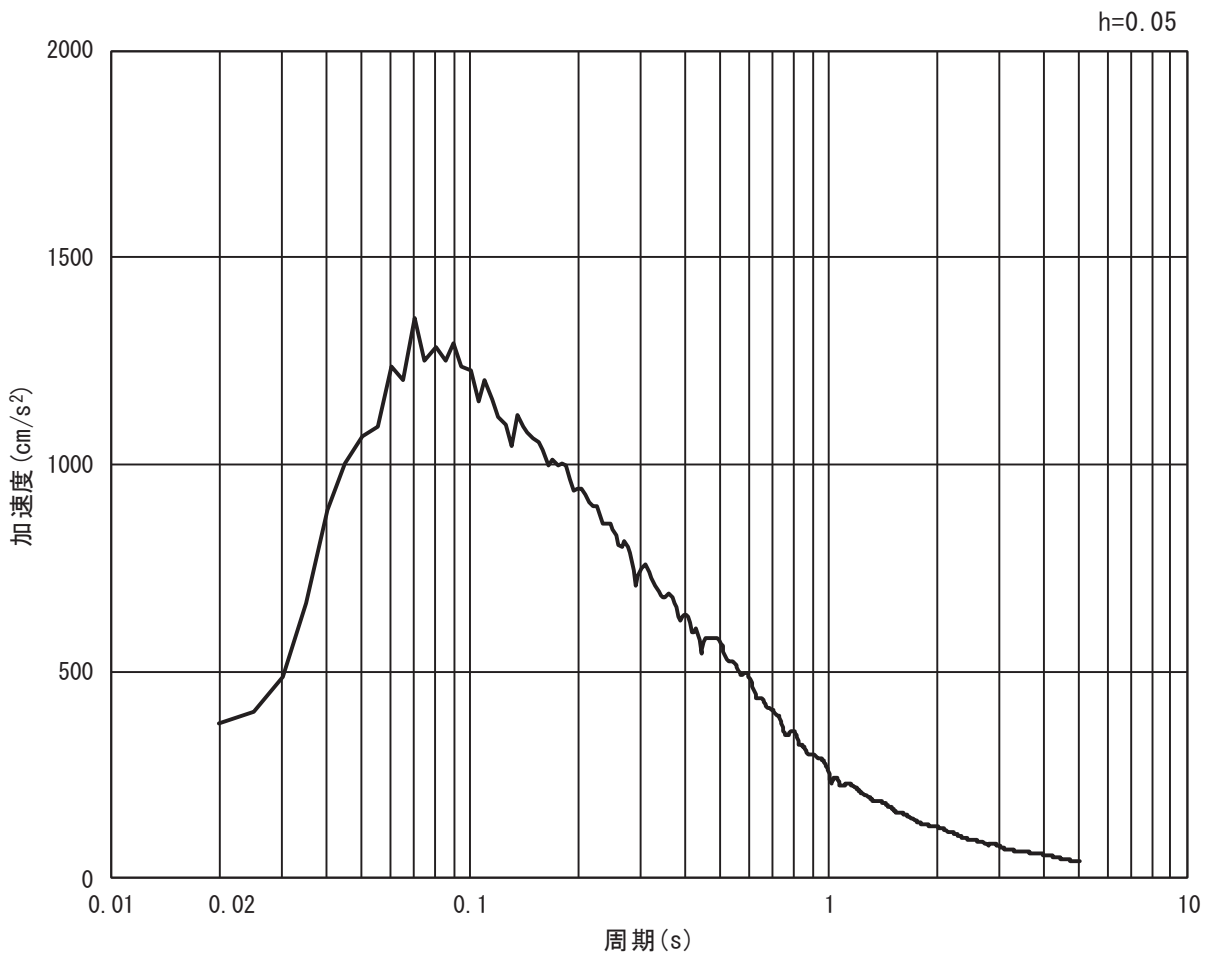


図 3.5-25 (3) 1次元解析モデル図 (断面⑦)

a. 一般部  
イ. 断面①

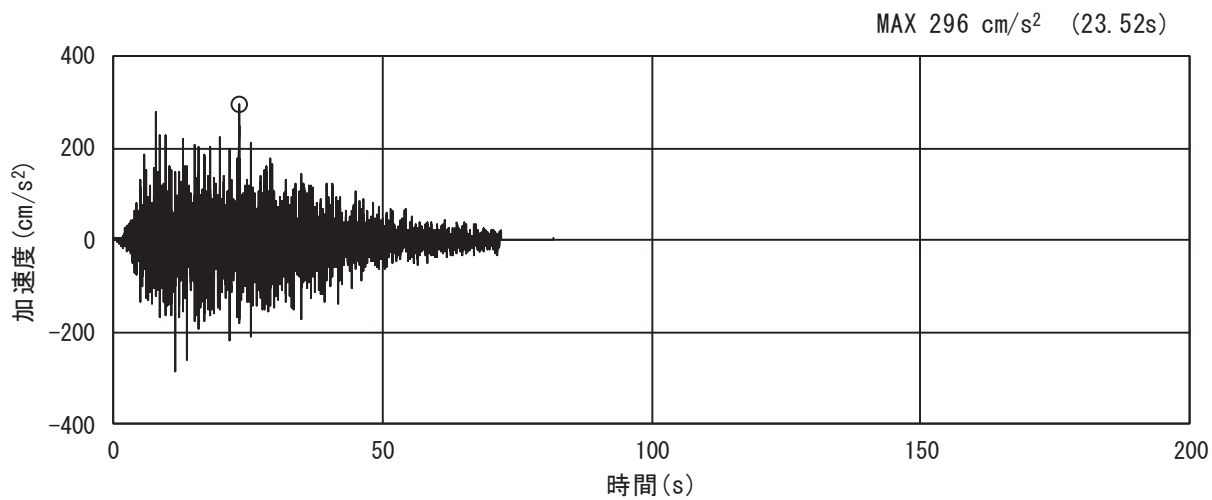


(a) 加速度時刻歴波形

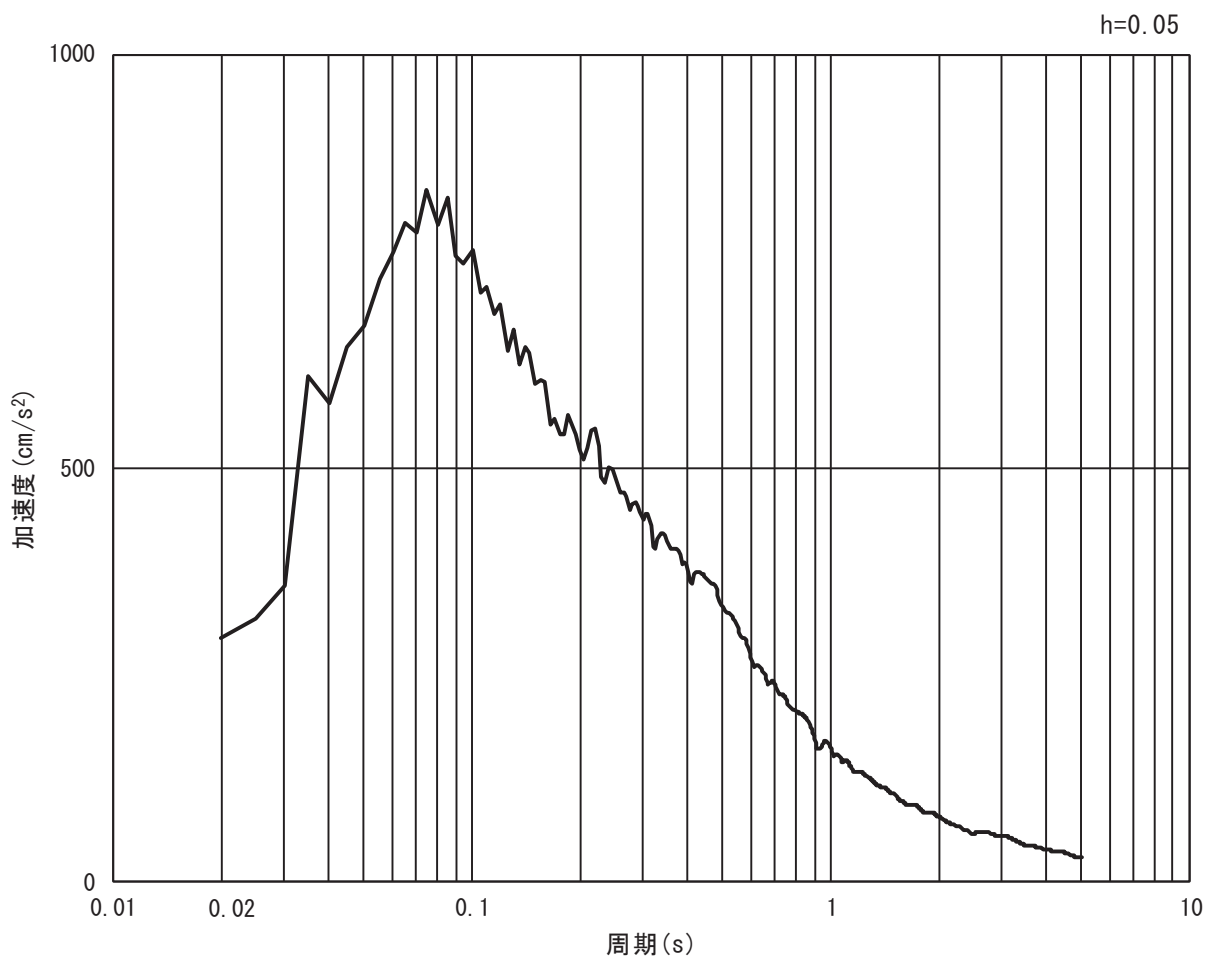


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-26 (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)



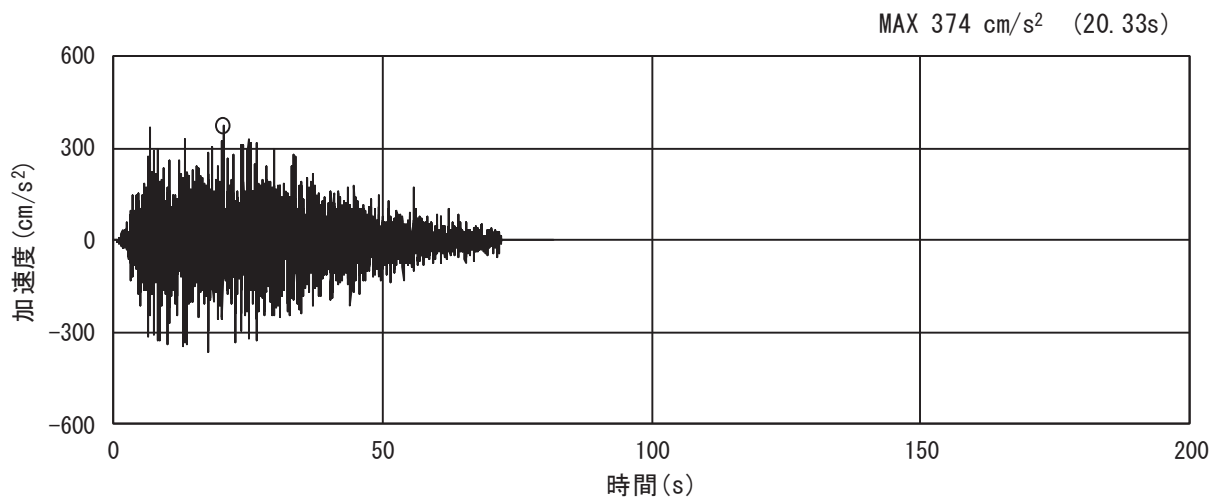
(a) 加速度時刻歴波形



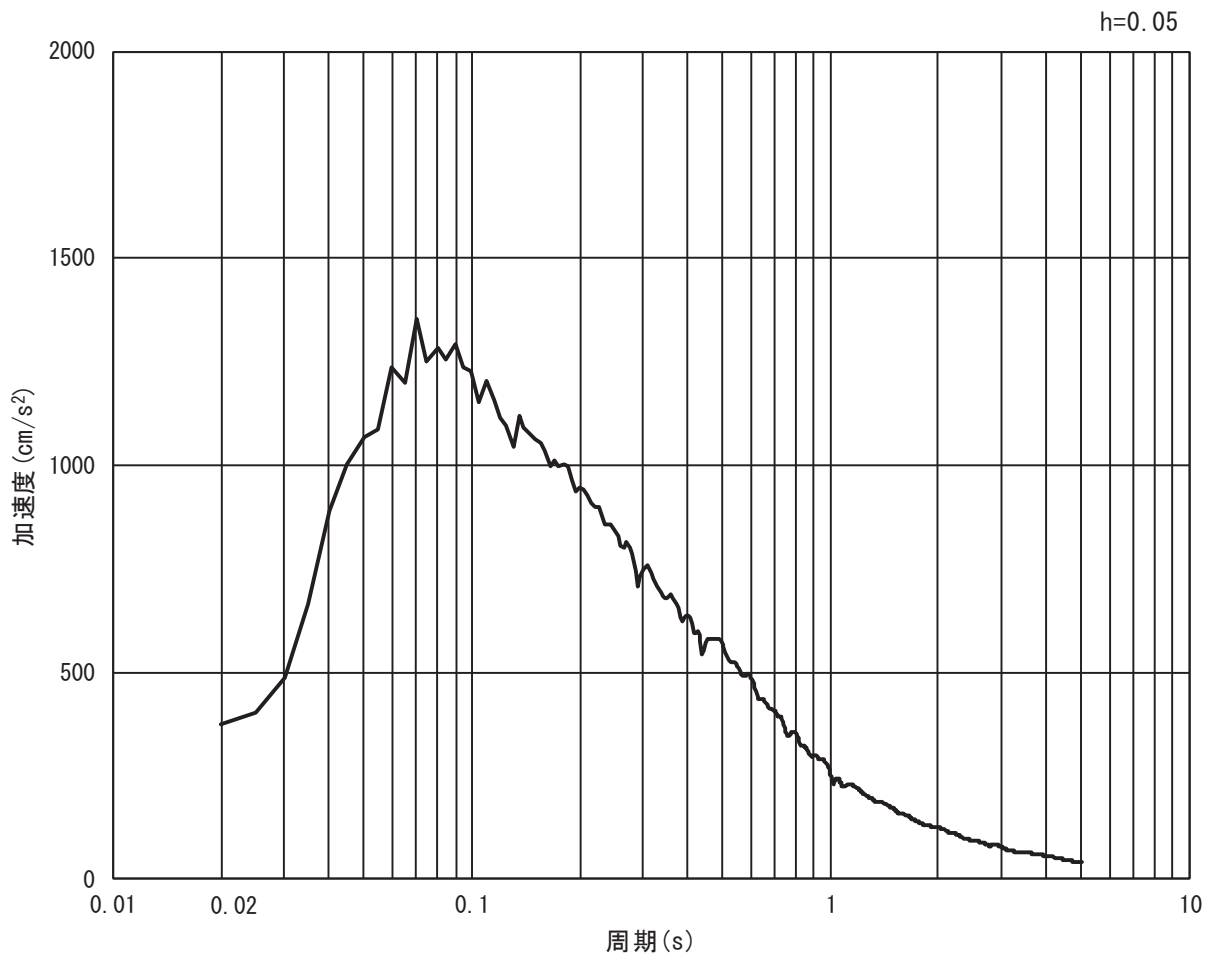
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-26 (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)

ロ. 断面②



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-27 (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)



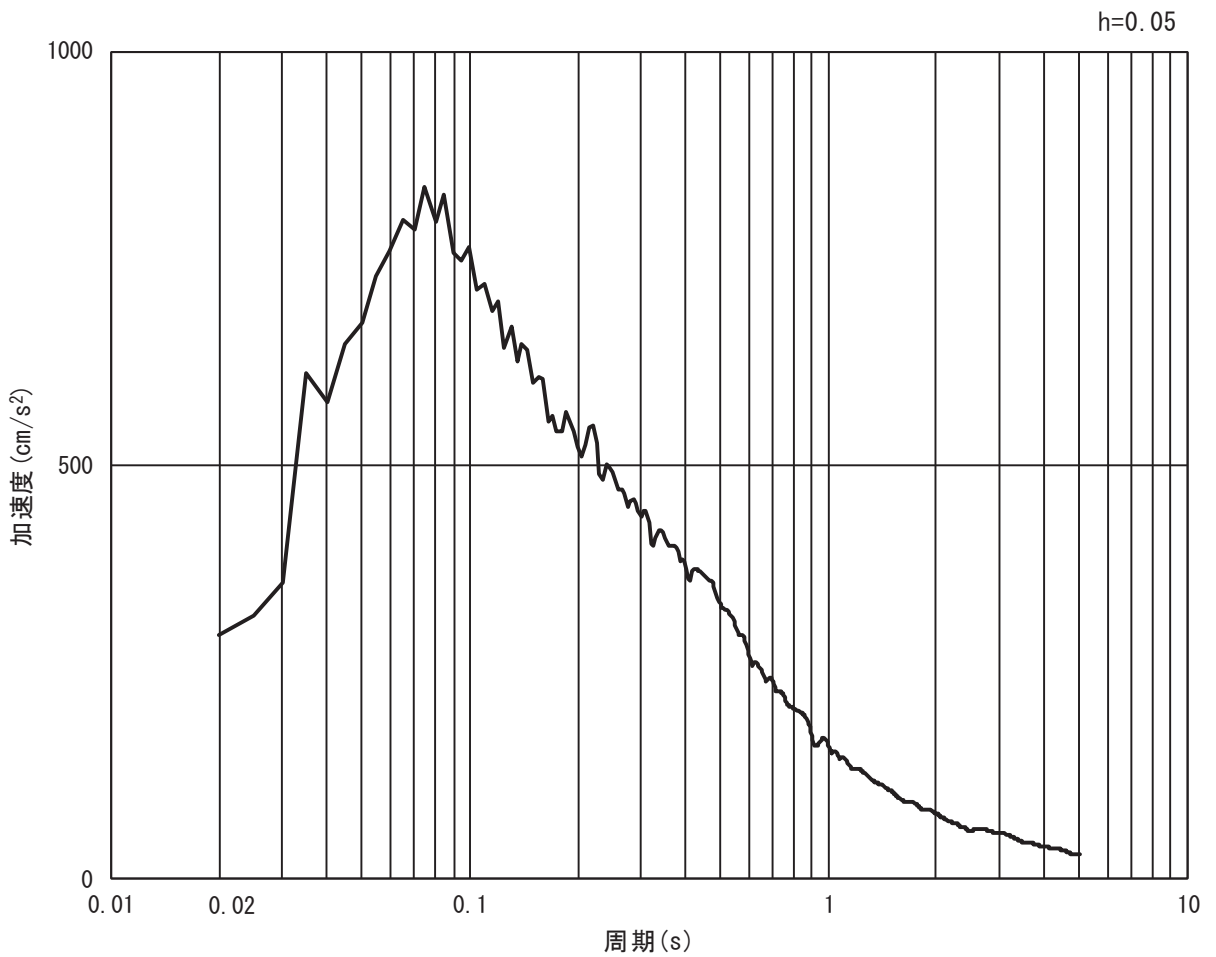
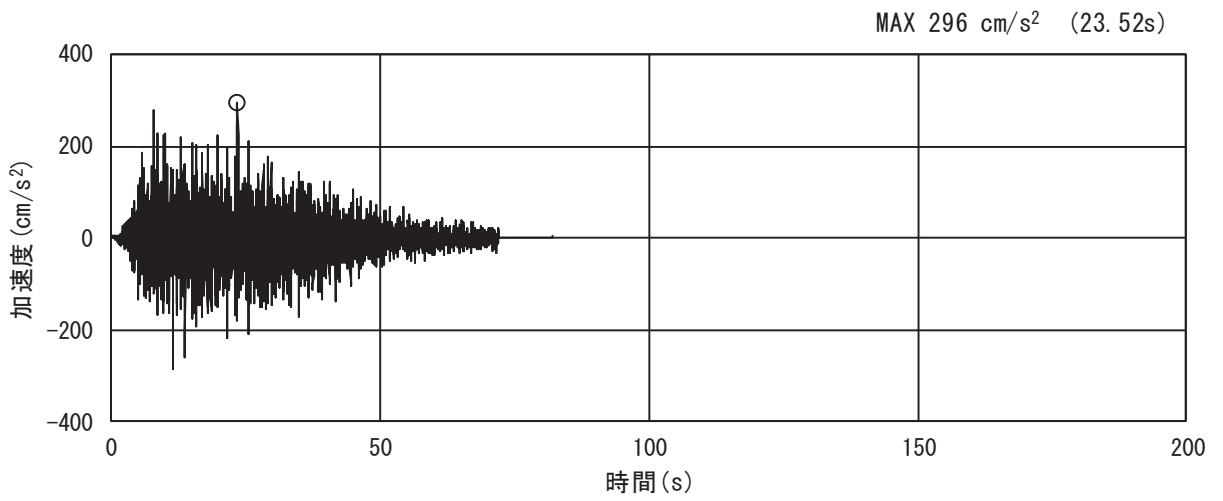
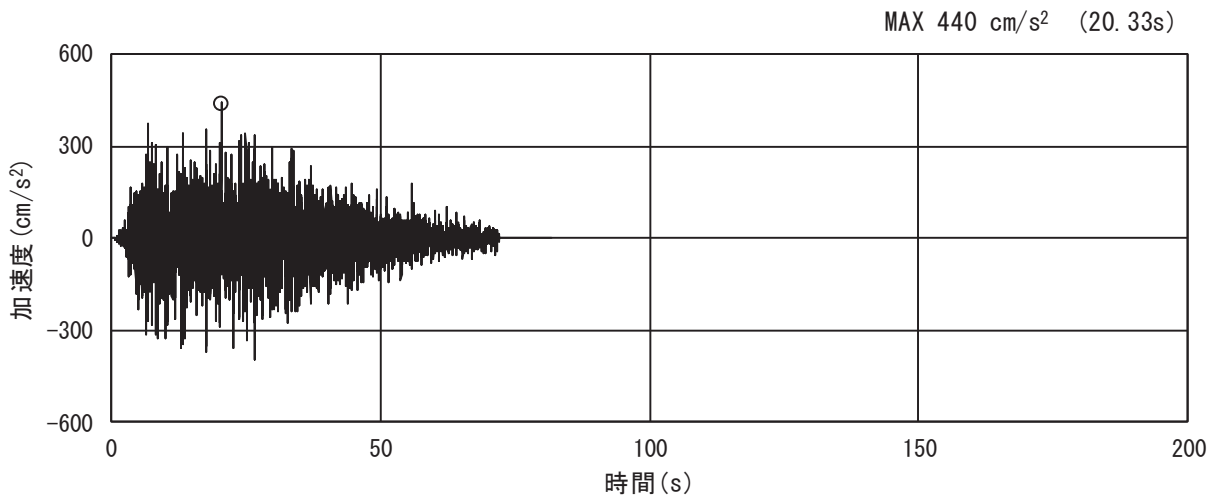
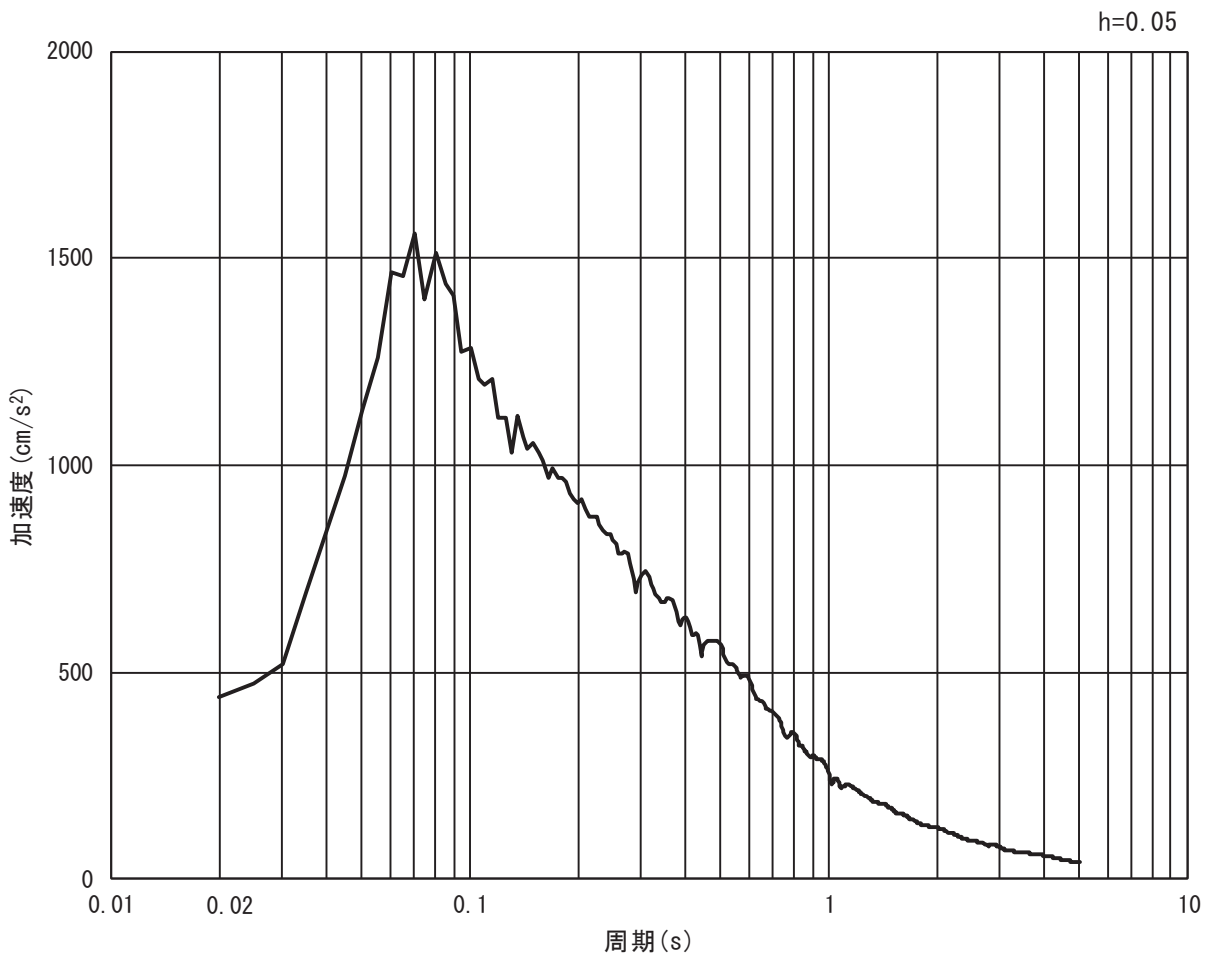


図 3.5-27 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2)

ハ. 断面③

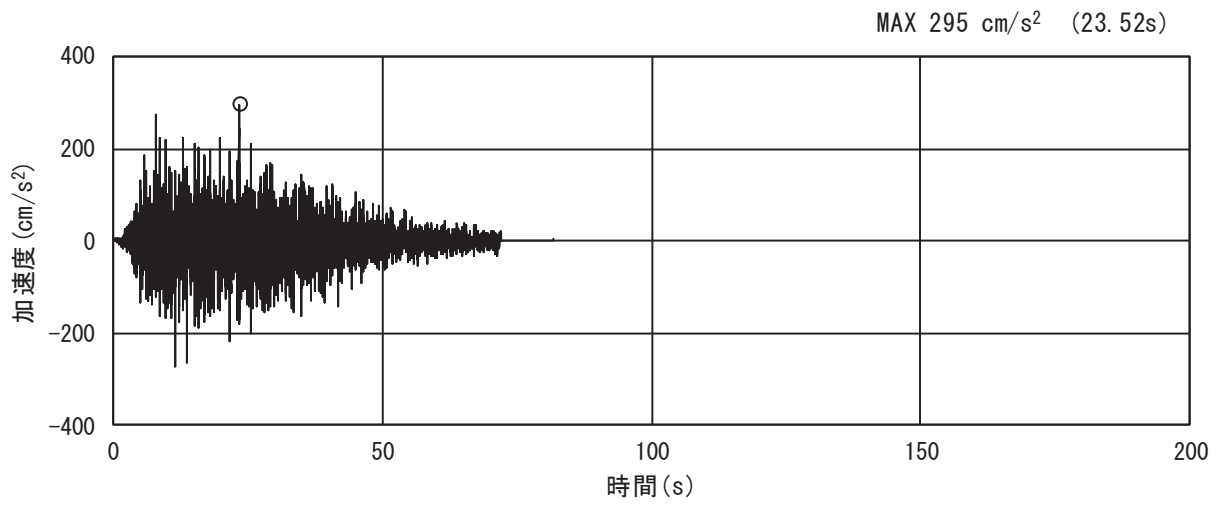


(a) 加速度時刻歴波形

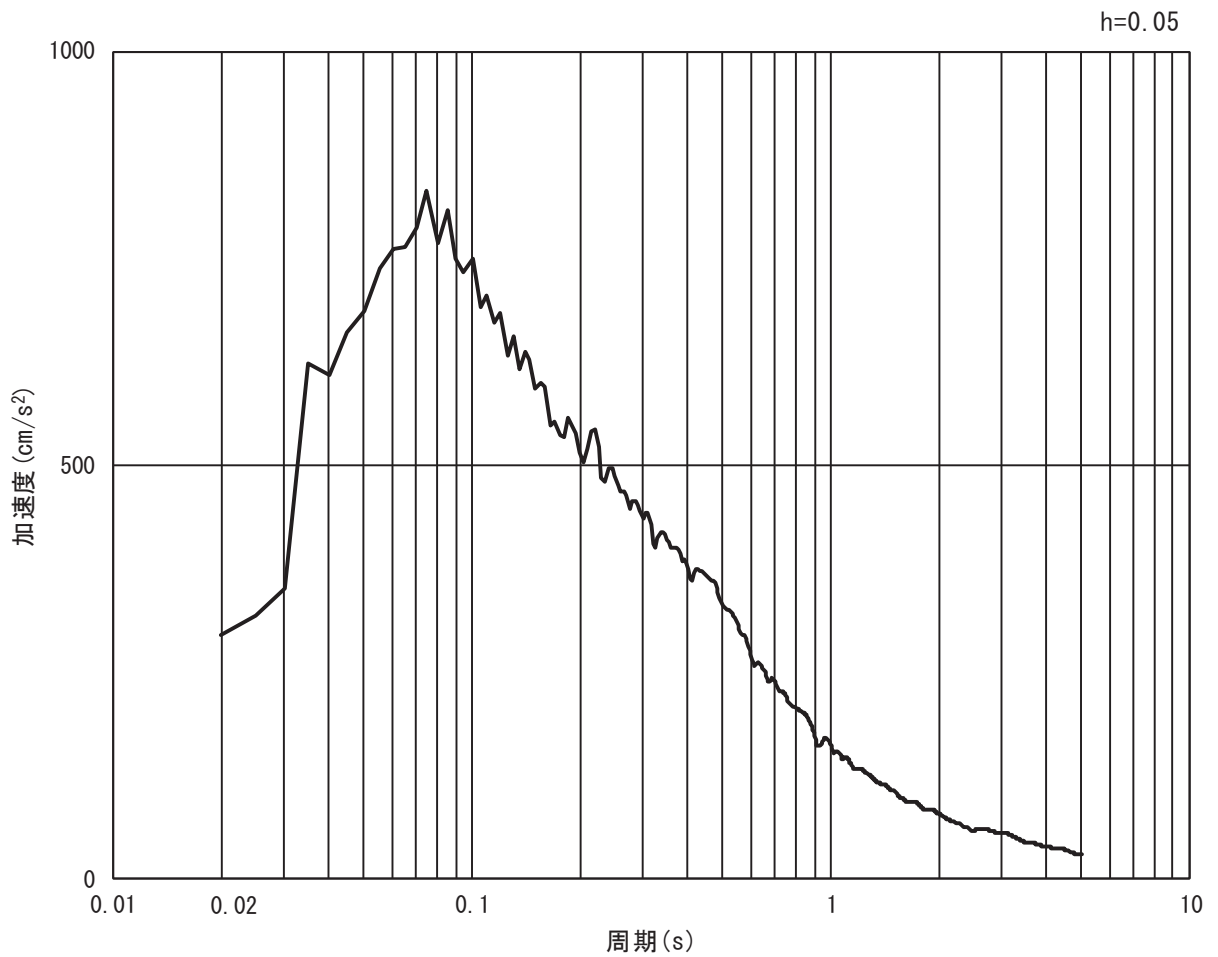


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-28 (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)



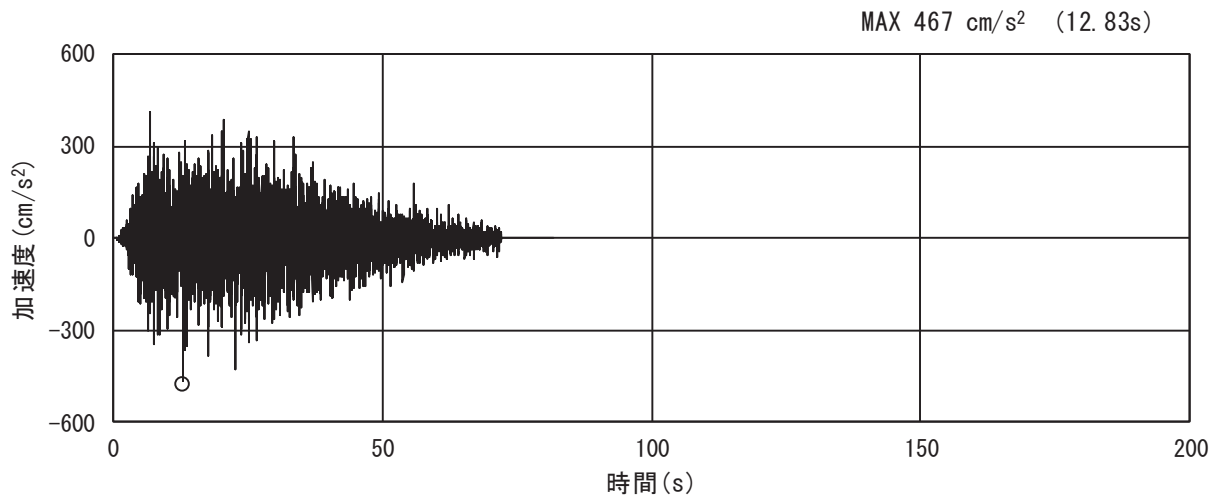
(a) 加速度時刻歴波形



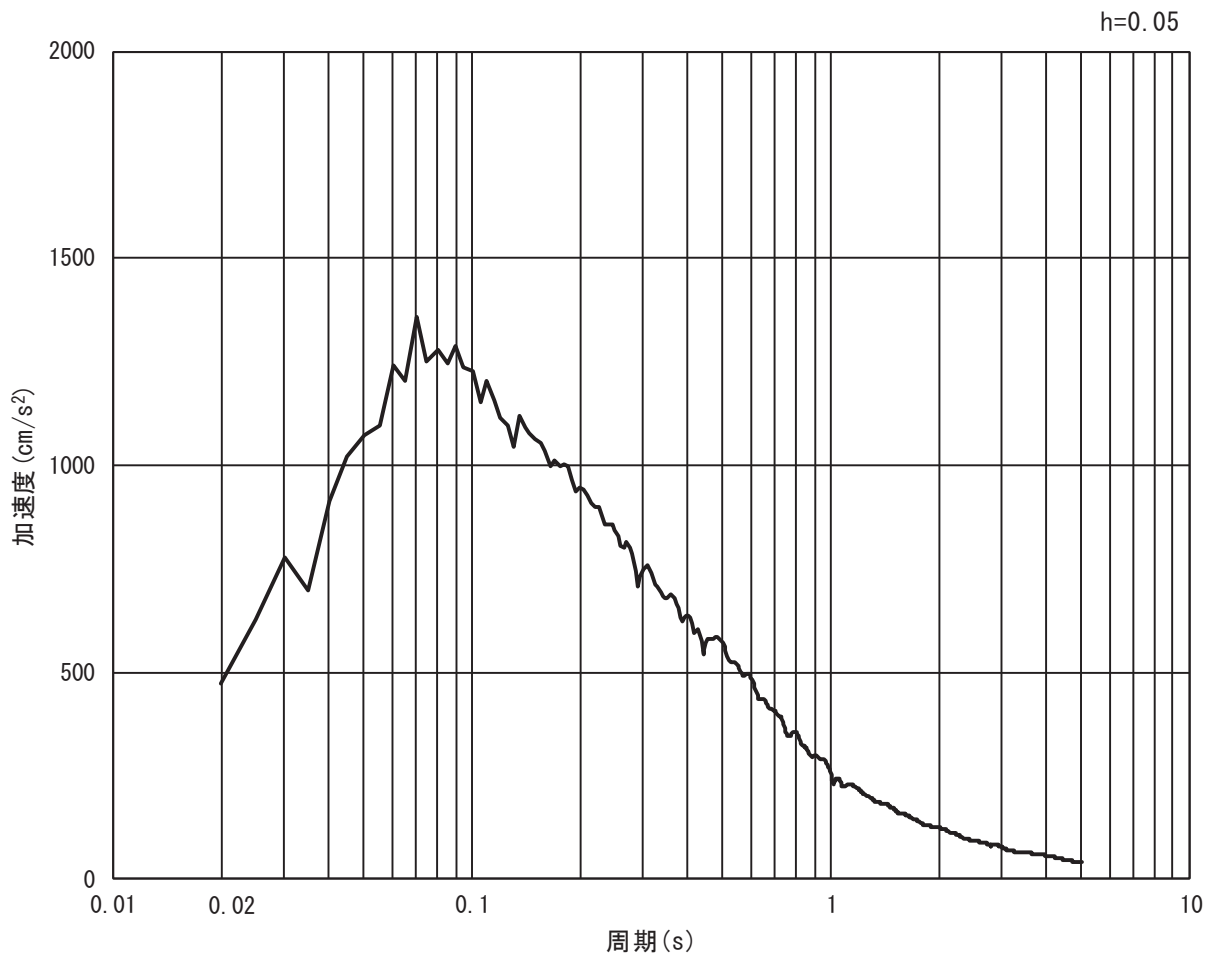
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-28 (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)

二. 断面④

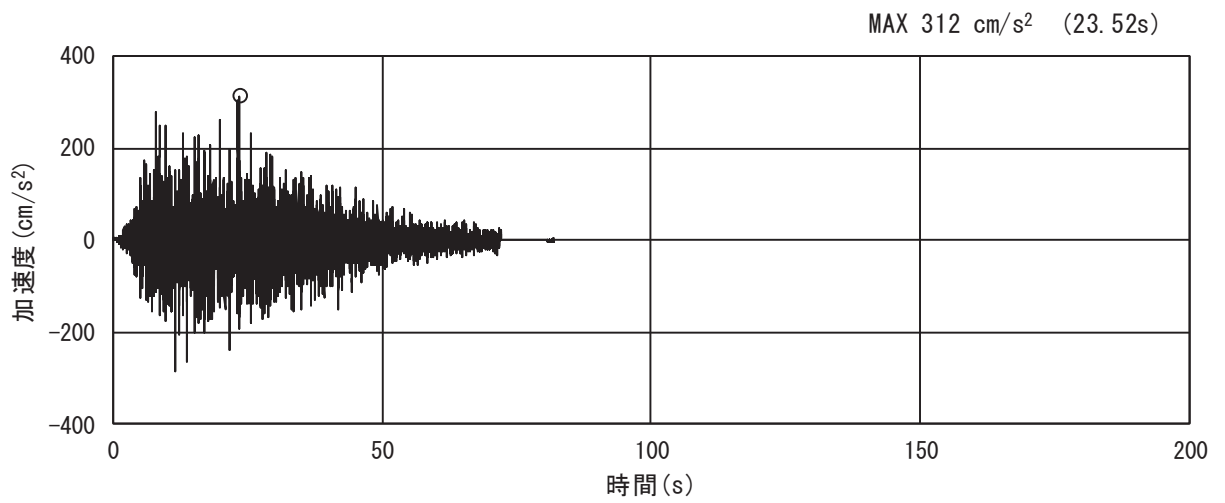


(a) 加速度時刻歴波形

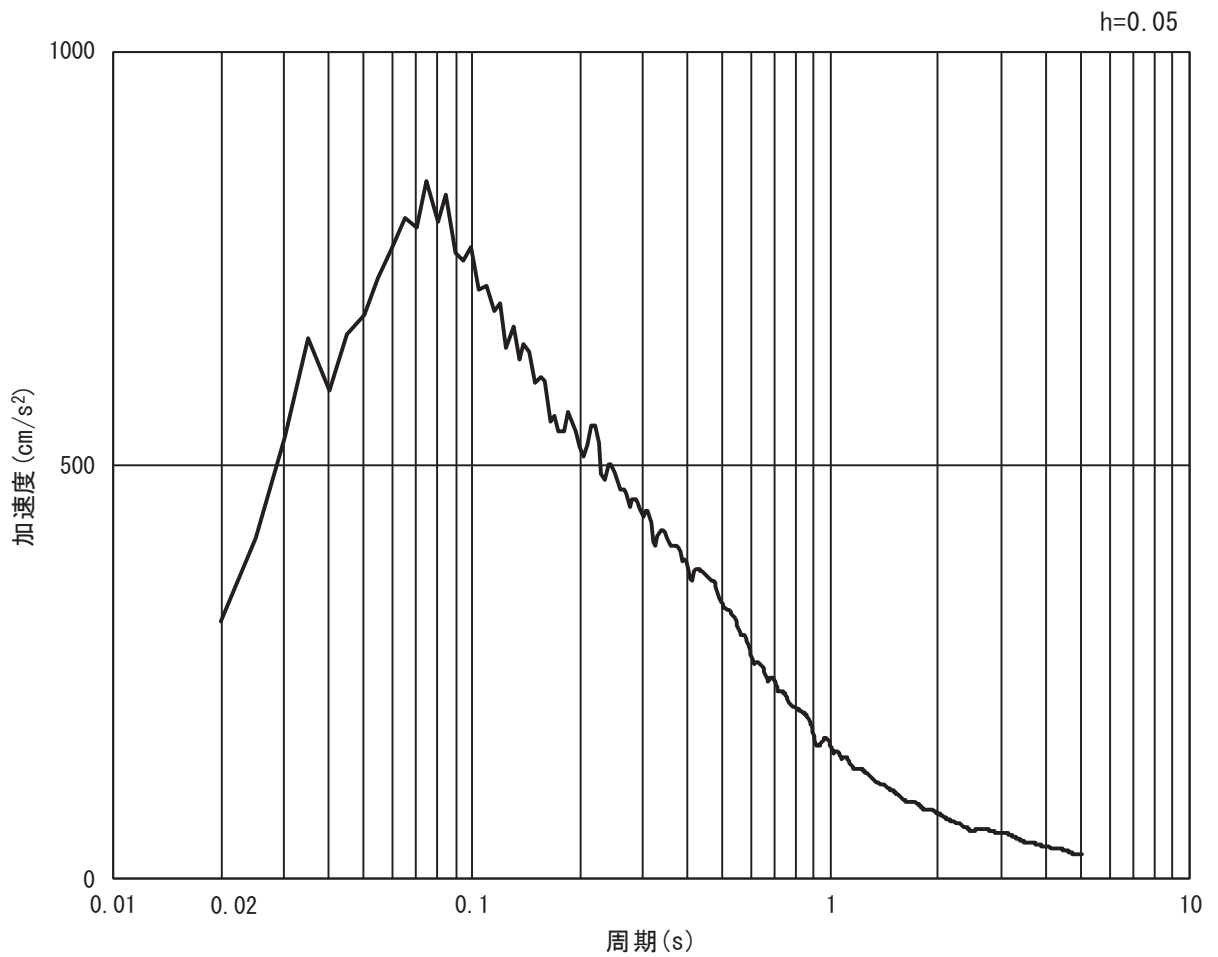


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-29 (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)



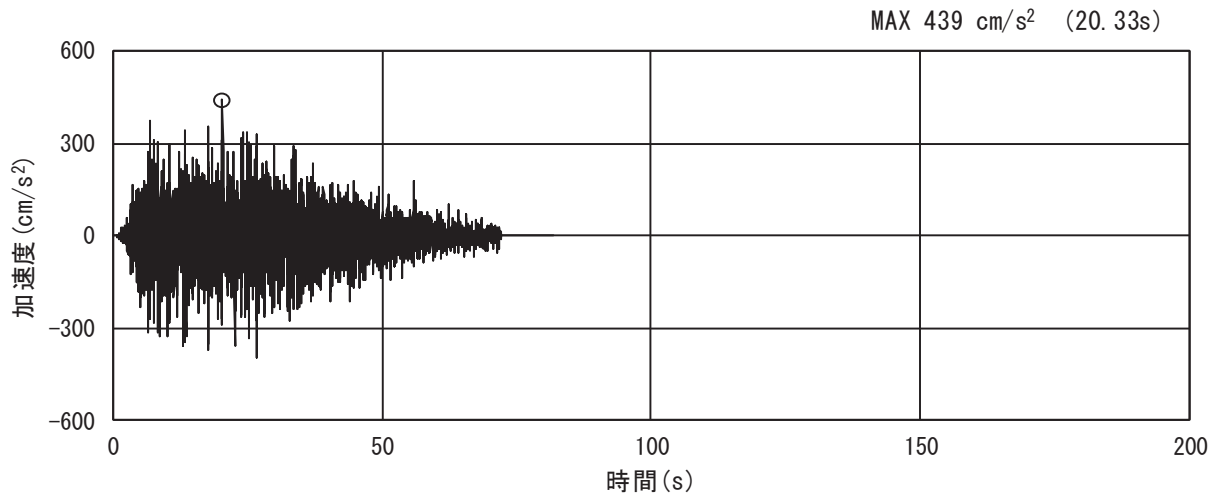
(a) 加速度時刻歴波形



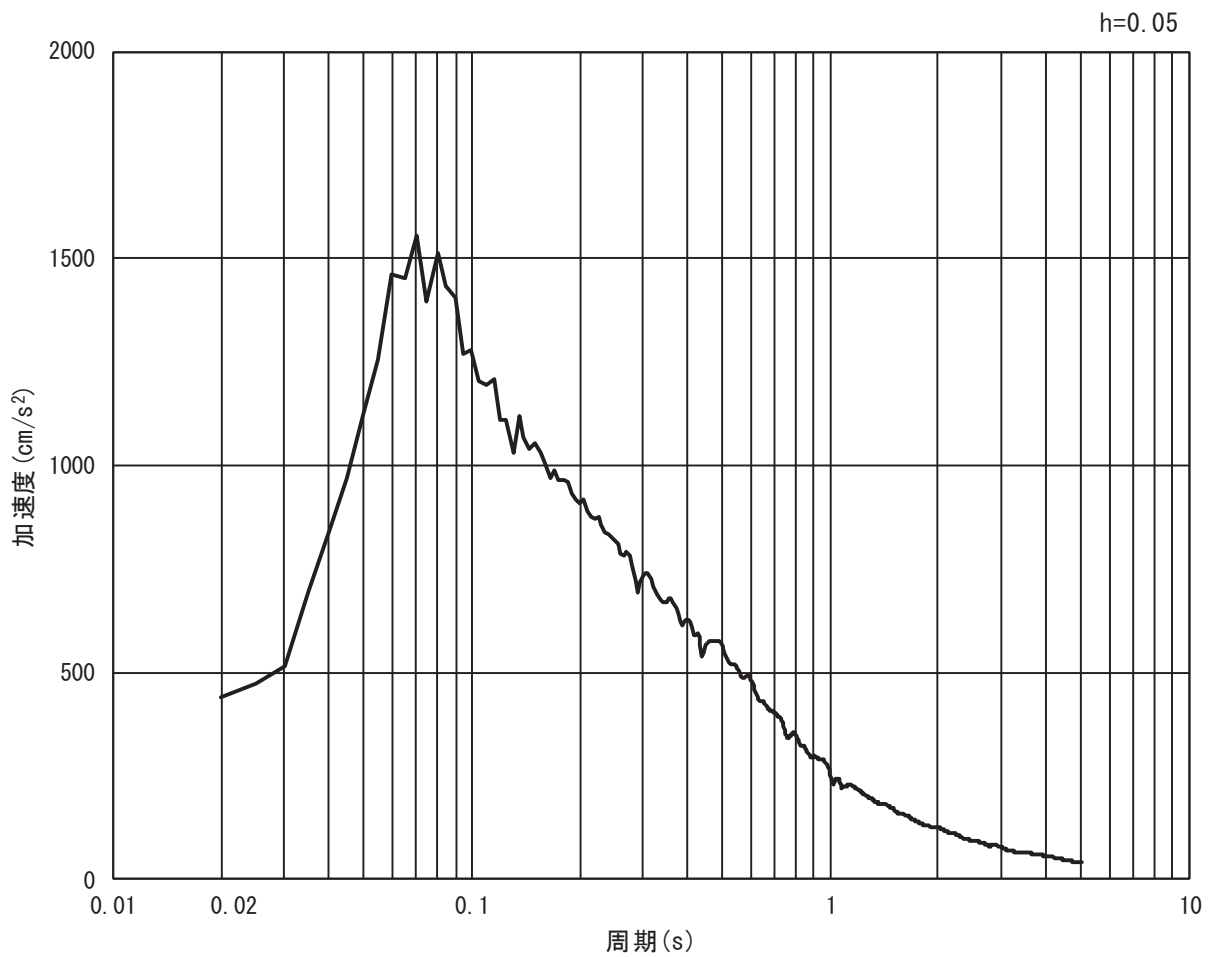
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-29 (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)

b. 岩盤部  
イ. 断面⑤



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-30 (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)

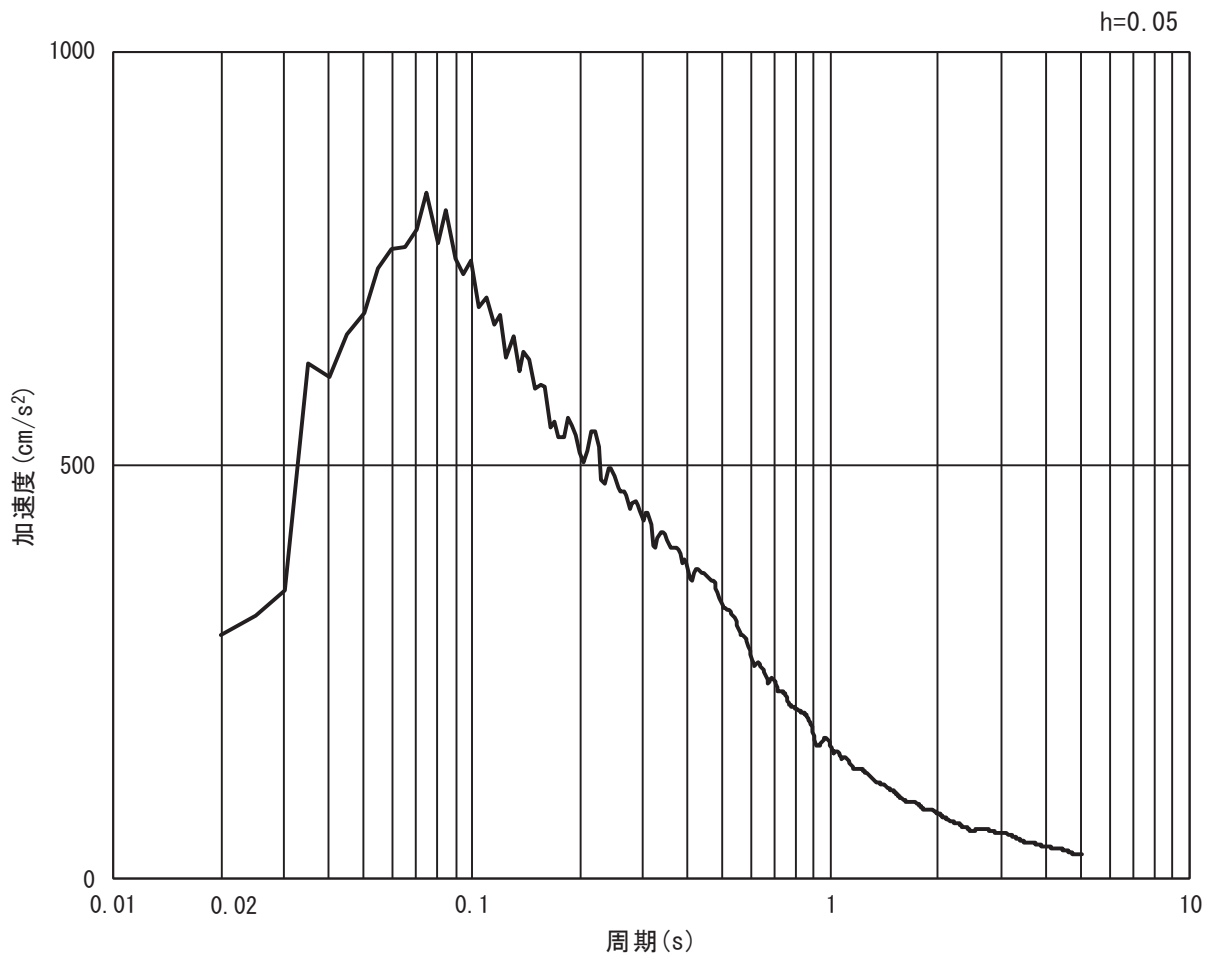
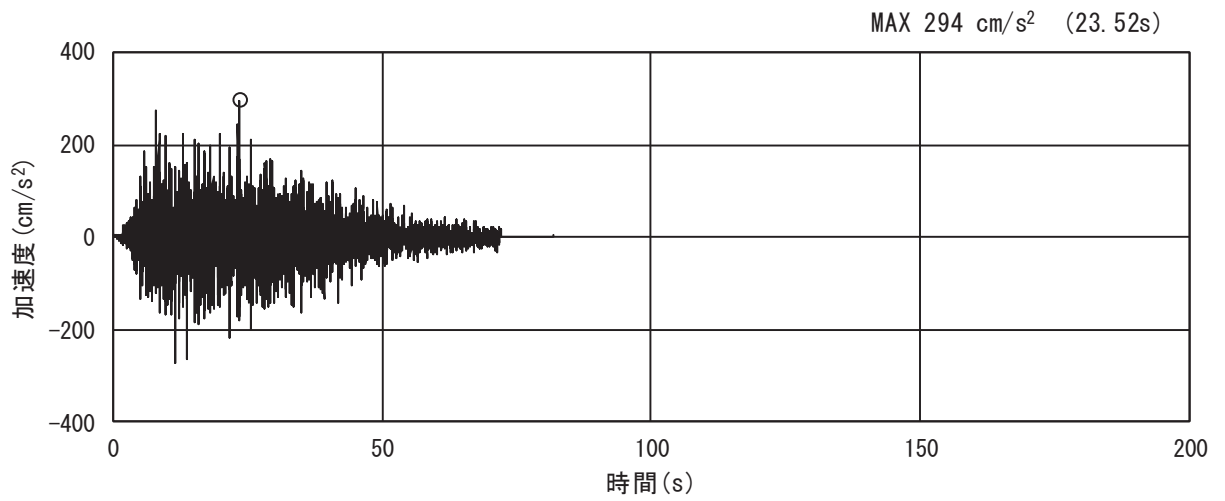
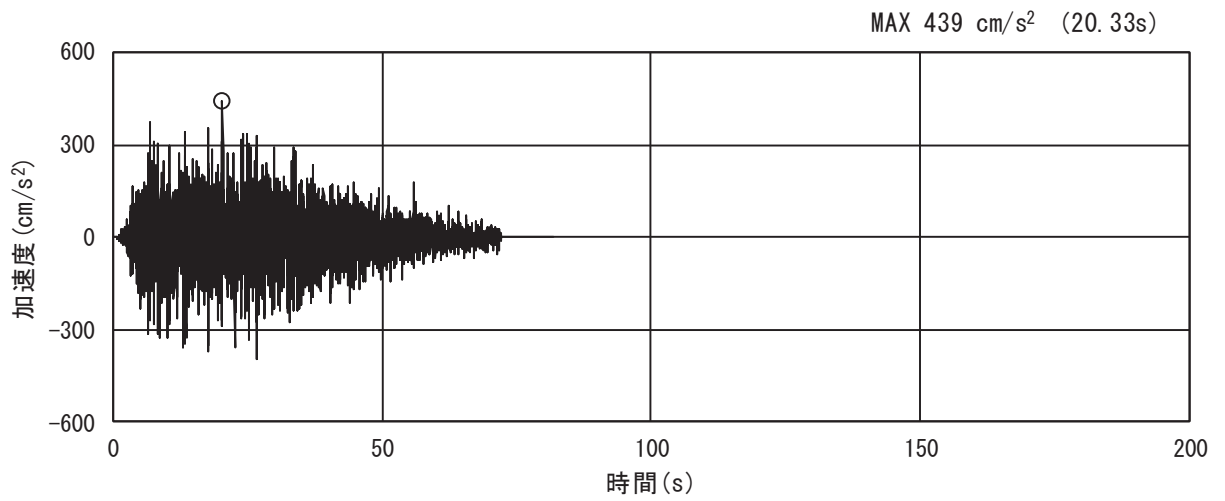
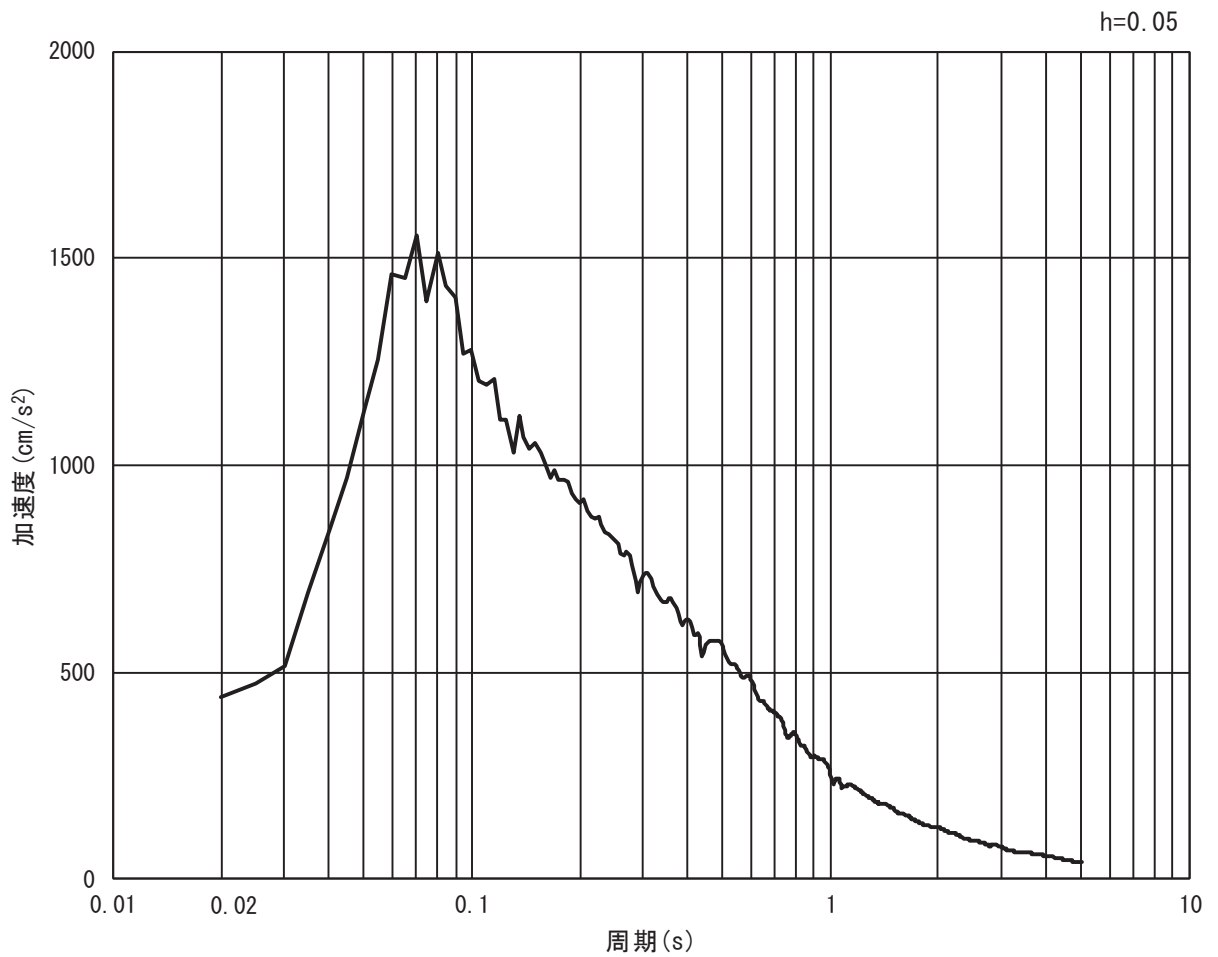


図 3.5-30 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S d - D 2)

ロ. 断面⑥



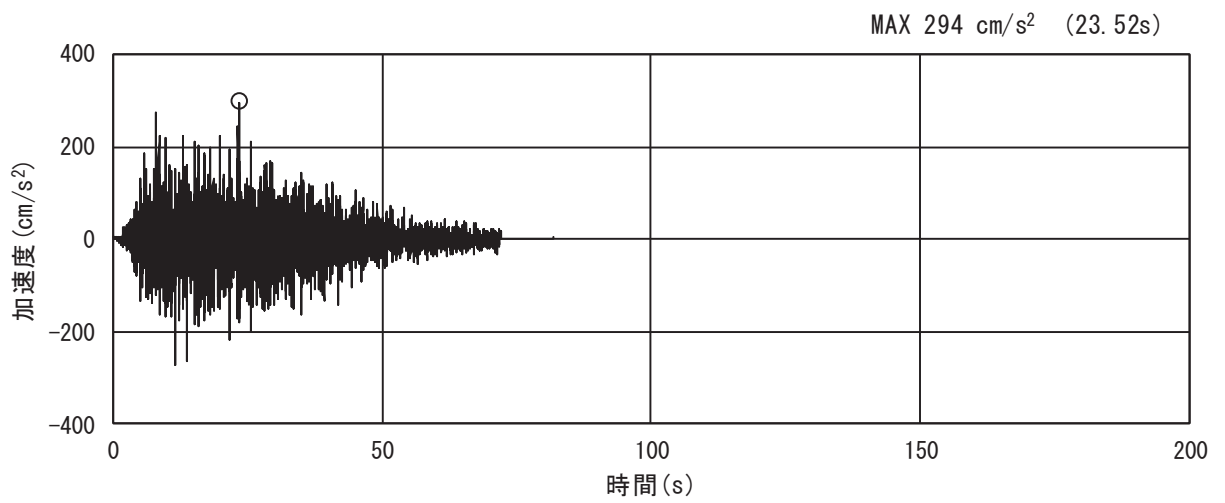
(a) 加速度時刻歴波形



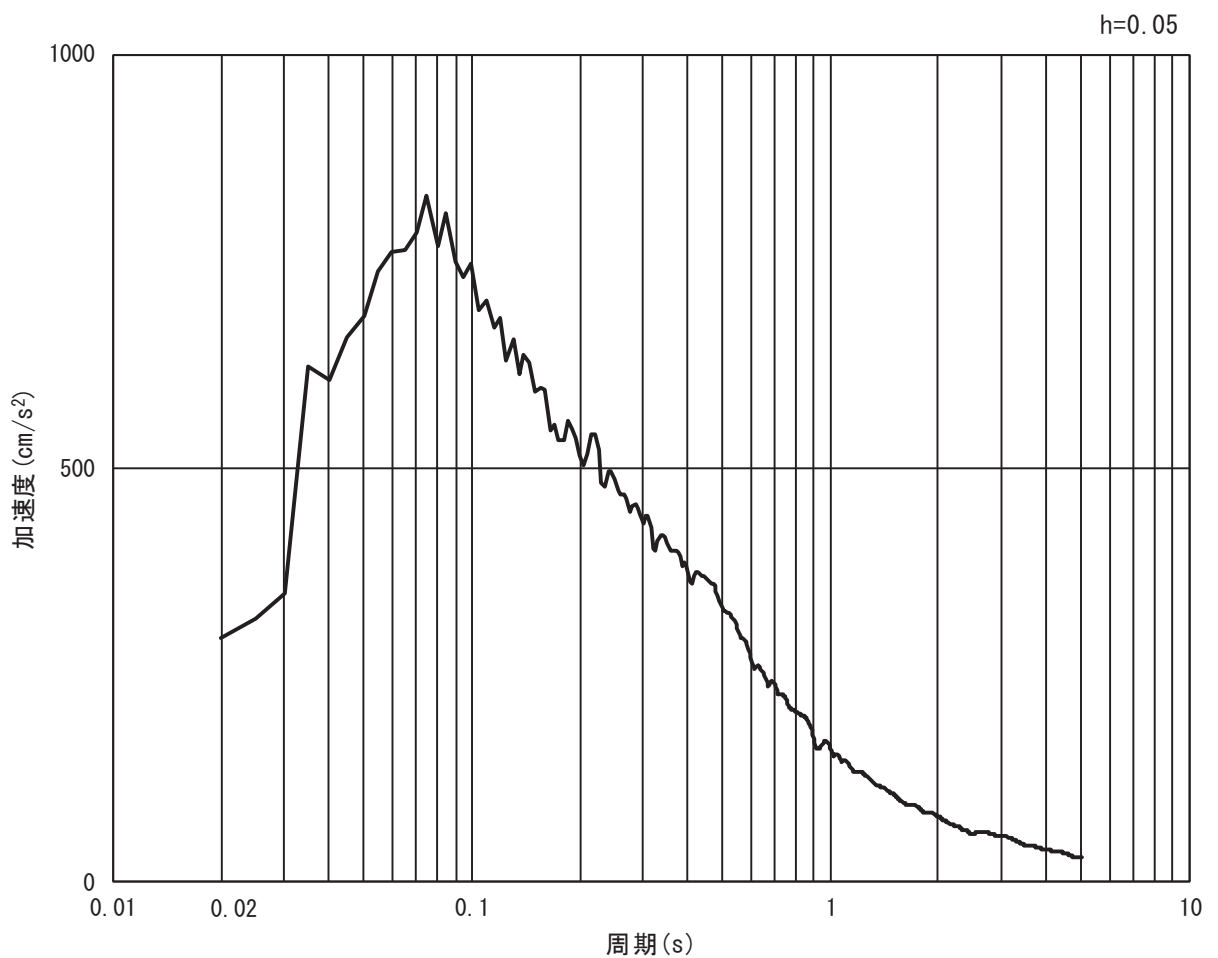
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-31 (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 3.5-31 (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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデルを図 3.5-36 に示す。

(a) 解析領域（断面①～断面⑥）

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 3.5-32 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 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 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m 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 3.5-33 に示す。

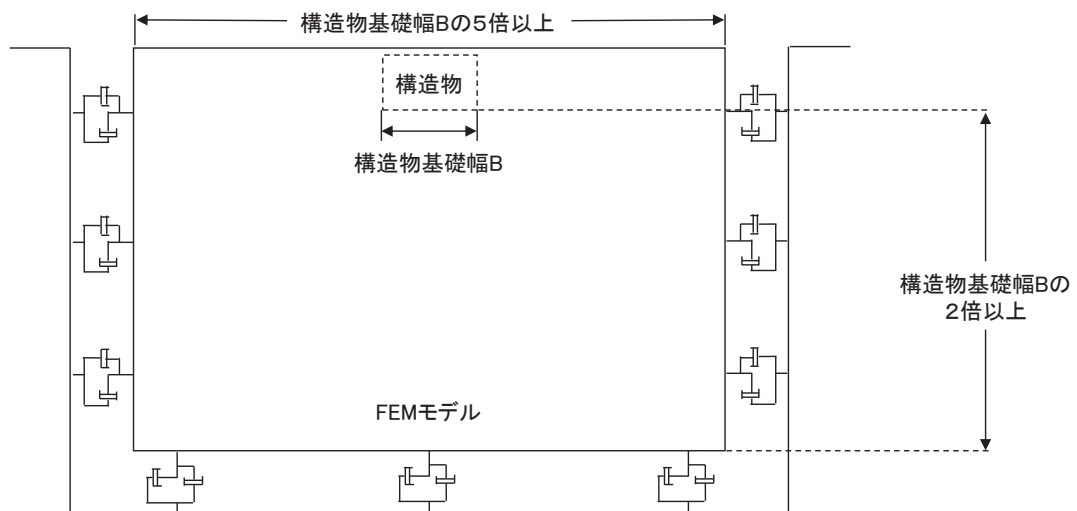


図 3.5-32 モデル化範囲の考え方

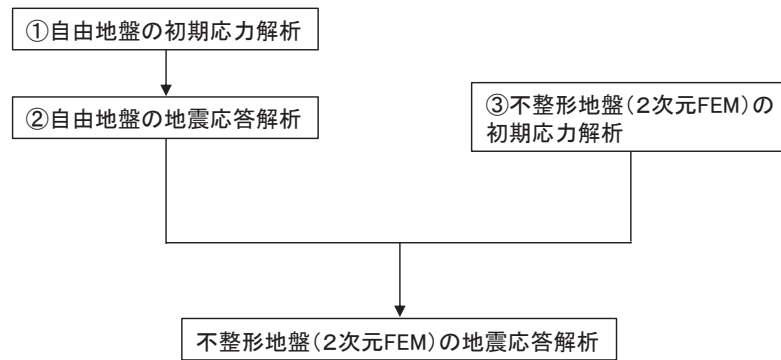


図 3.5-33 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

イ. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-34 に示す。

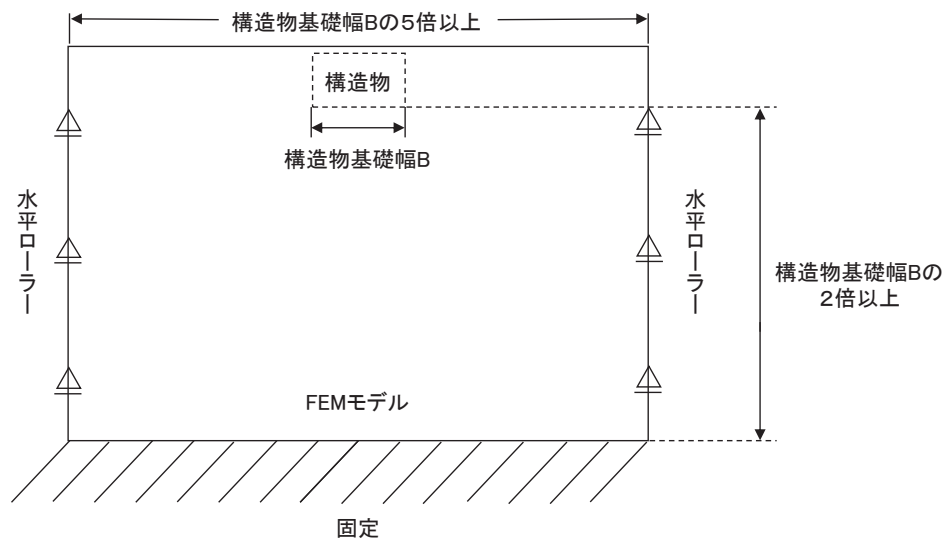


図 3.5-34 固有値解析における境界条件の概念図

ロ. 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 3.5-35 に示す。

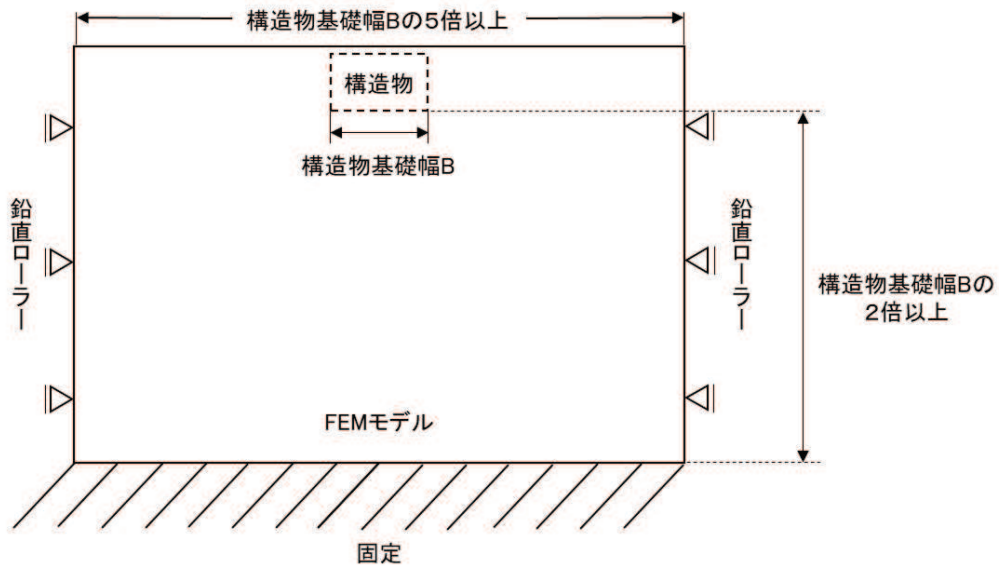


図 3.5-35 初期応力解析における境界条件の概念図

#### ハ. 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。

#### (c) 構造物のモデル化

構造物のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

#### (d) 地盤のモデル化

Ⅲ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。一般部に分布するⅣ級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表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。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。

なお、鋼管杭下方のMMRは線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。詳細は「6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明 13. 鋼管杭下方のMMR置換について」に示す。

また、断面①～断面④については、基準地震動 $S_s$ による防潮堤前背面の盛土（断面①～断面③は前面の盛土斜面含む）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。

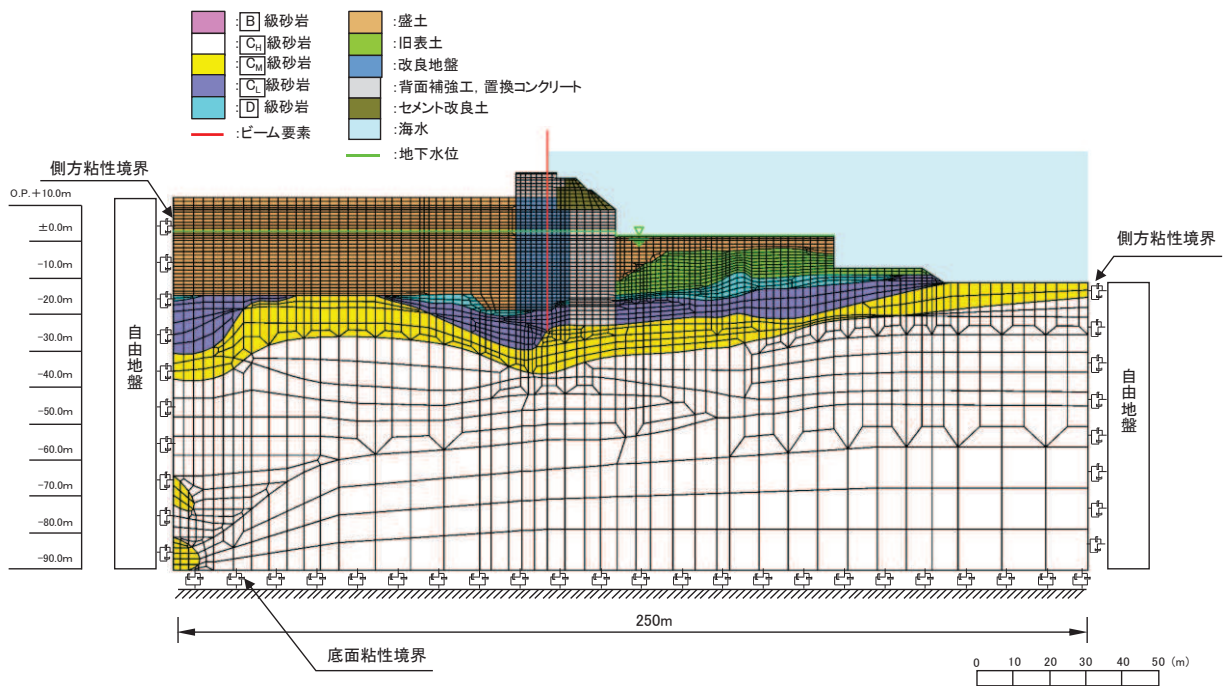


図 3.5-36 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面①）

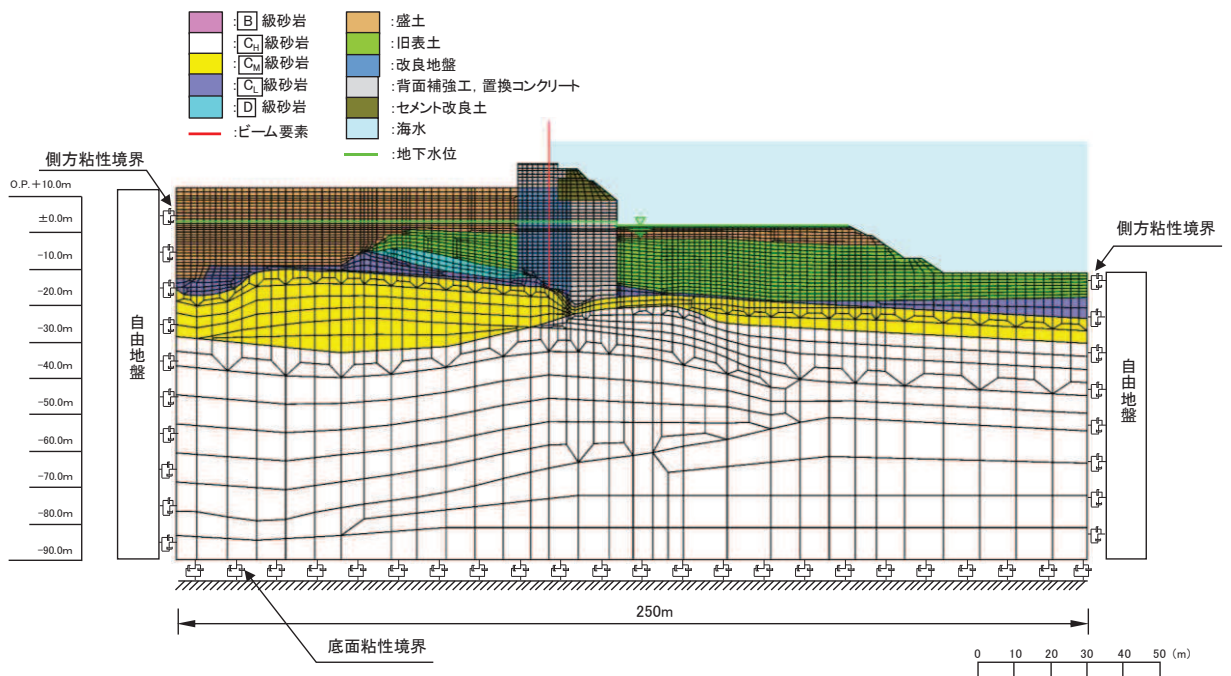


図 3.5-36 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面②）

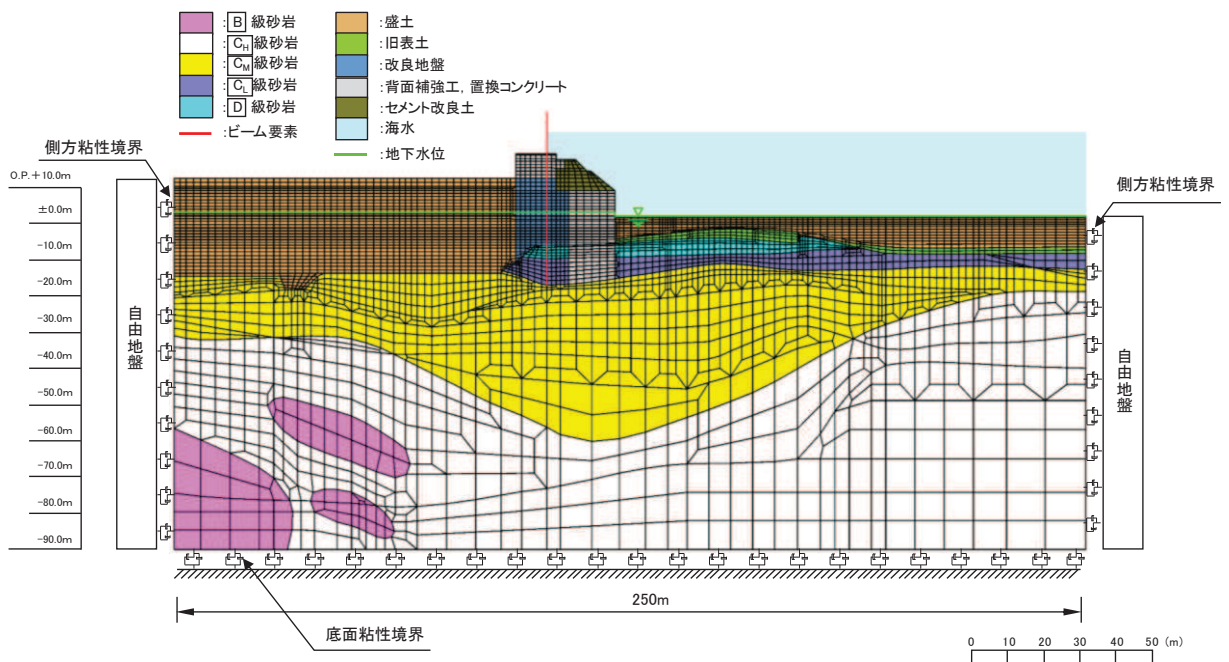


図 3.5-36 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面③）

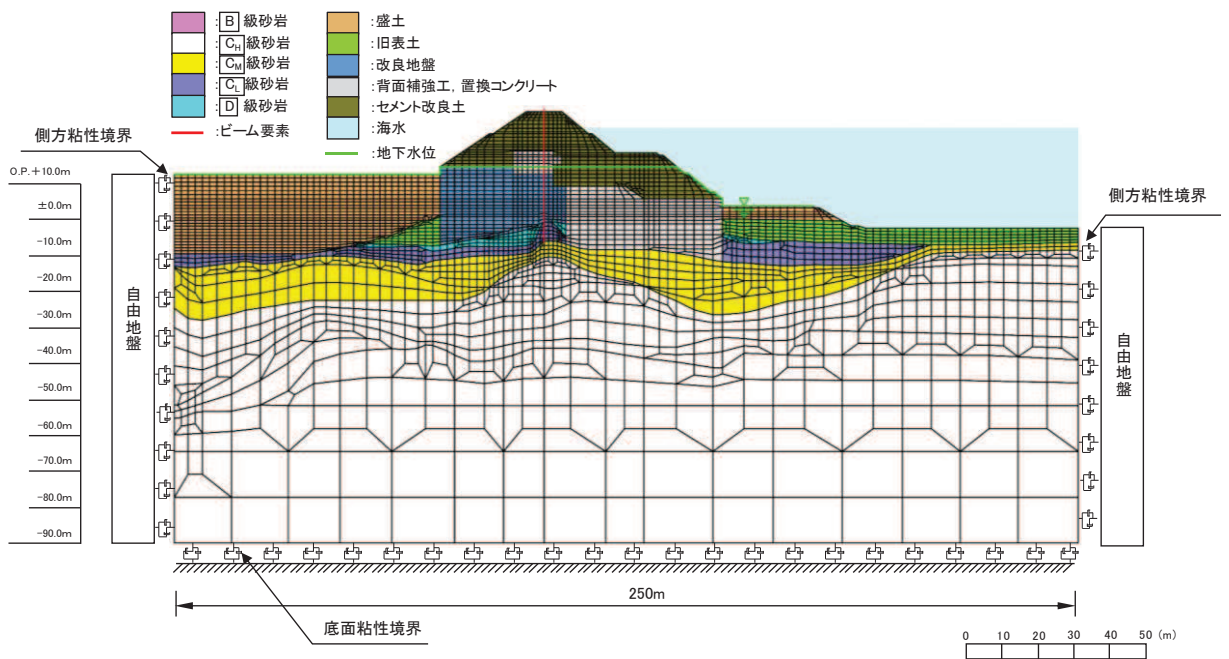


図 3.5-36 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面④）

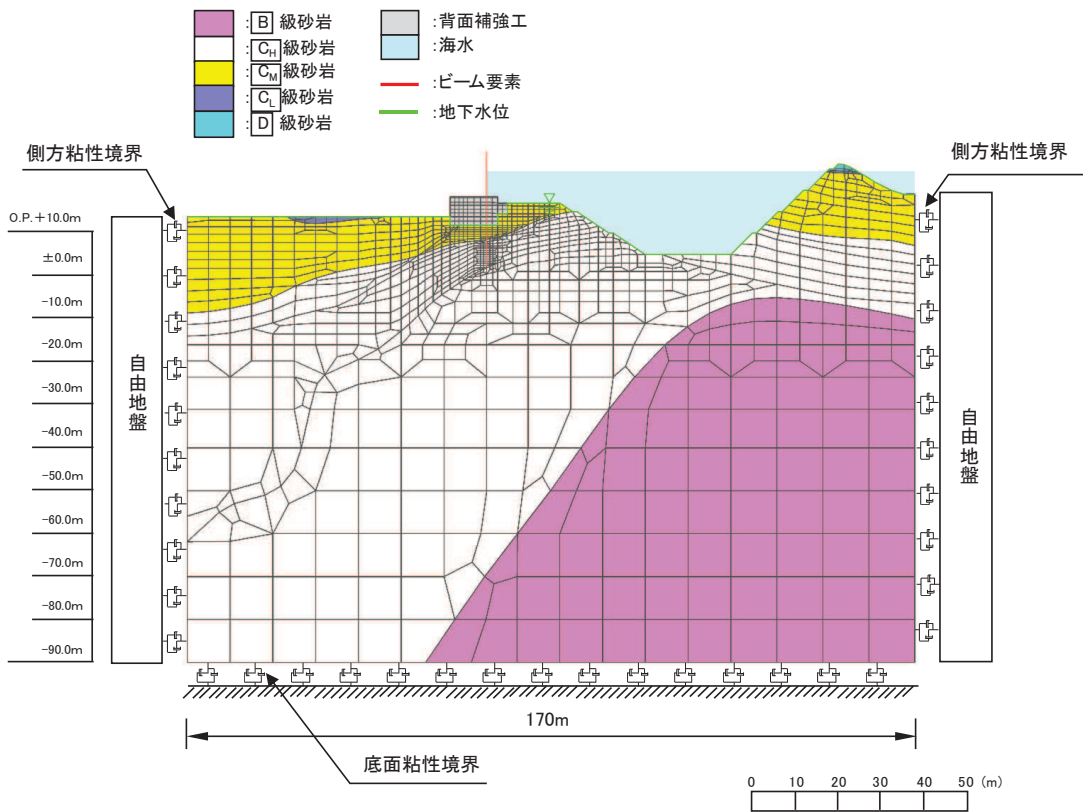


図 3.5-36 (5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑤）

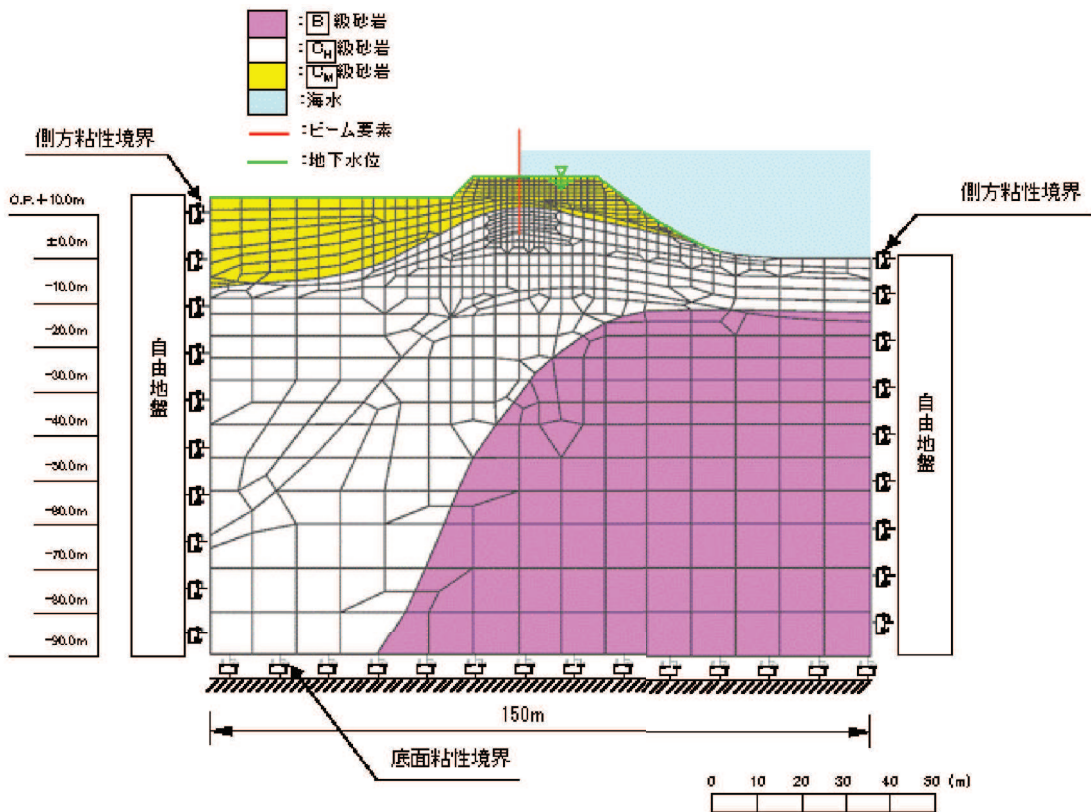


図 3.5-36 (6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑥）



(f) 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。

ただし、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。具体的には、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。なお、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から、剥離を考慮した場合に鋼管杭に与える影響を確認するため、この箇所にジョイントを設定した場合の影響について参考資料4に示す。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

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3.5-37にジョイント要素の力学特性、図3.5-38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3.5-18～表3.5-19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3.5-20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 3.5-18 (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

注記\* : 砂岩

表 3.5-18 (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

注記\* : 砂岩

表 3.5-19 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

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	0.00	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
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 3.5-20 ジョイント要素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-盛土	盛土の $c$	盛土の $\phi$
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 $\phi$
背面補強工-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 3.5-21 のとおり設定する。

表 3.5-21 ジョイント要素のばね定数

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	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

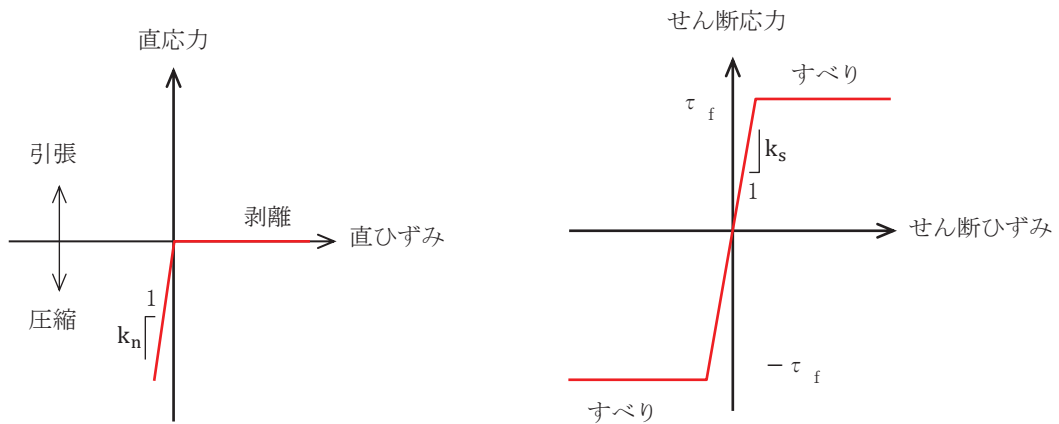


図 3.5-37 ジョイント要素の力学特性

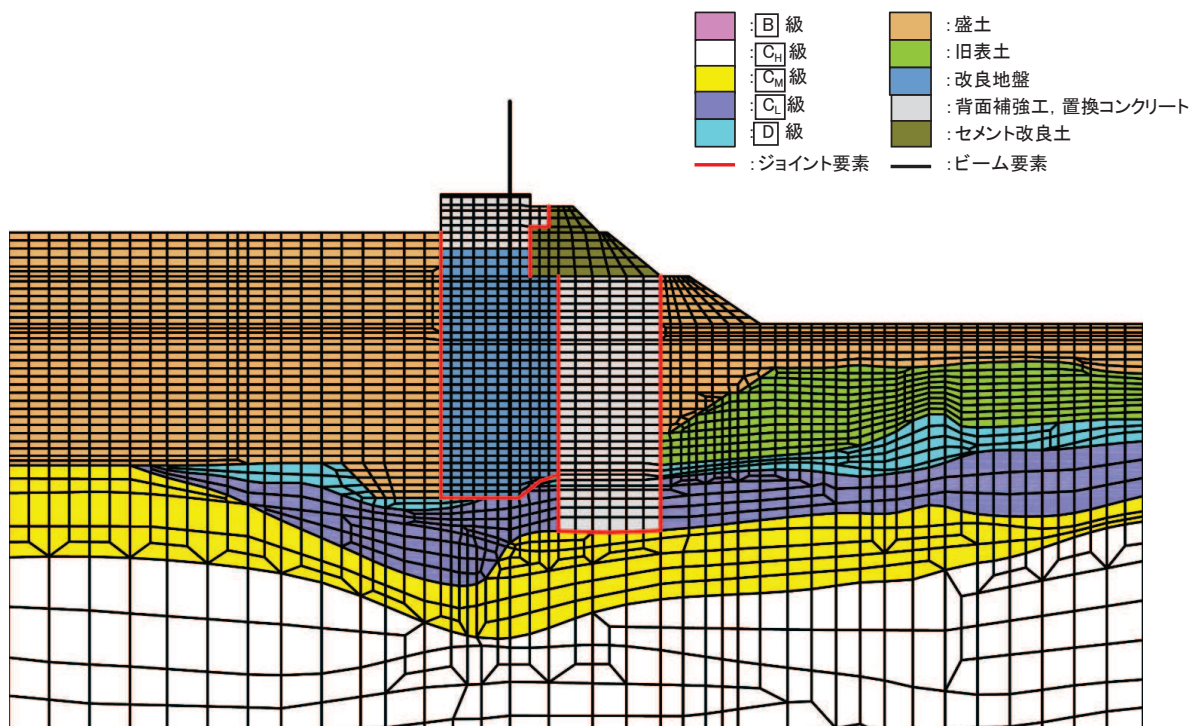


図 3.5-38 (1) 断面①におけるジョイント要素の配置図

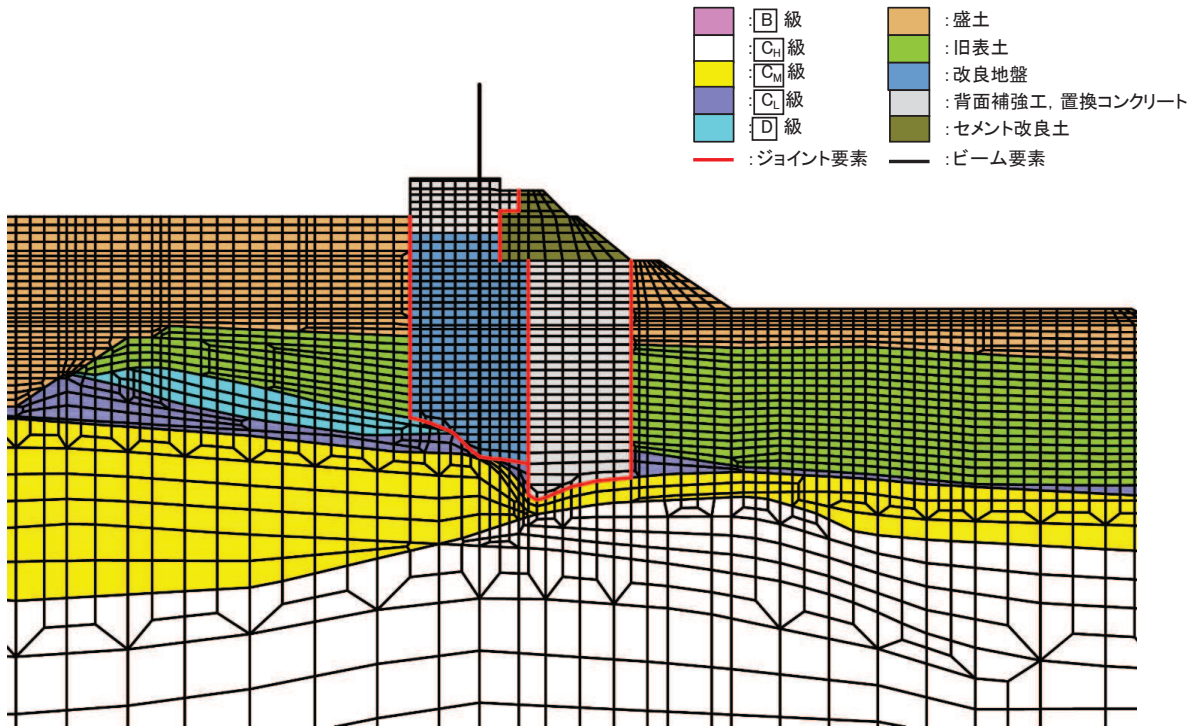


図 3.5-38 (2) 断面②におけるジョイント要素の配置図

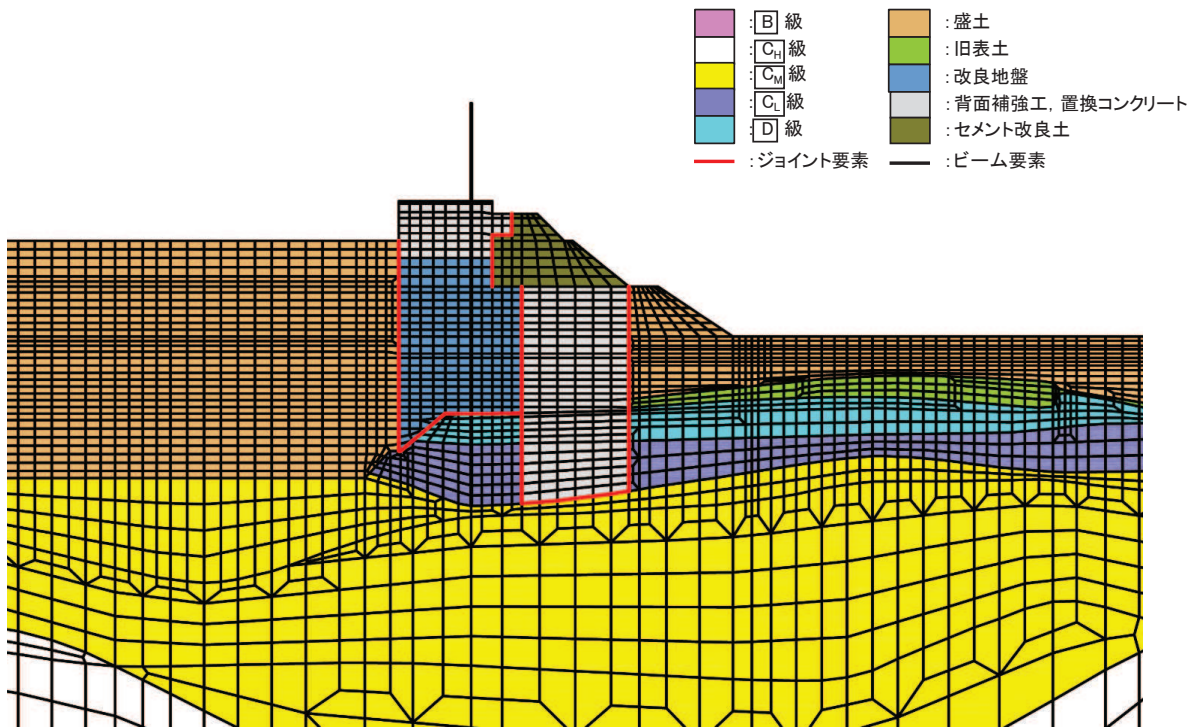


図 3.5-38 (3) 断面③におけるジョイント要素の配置図

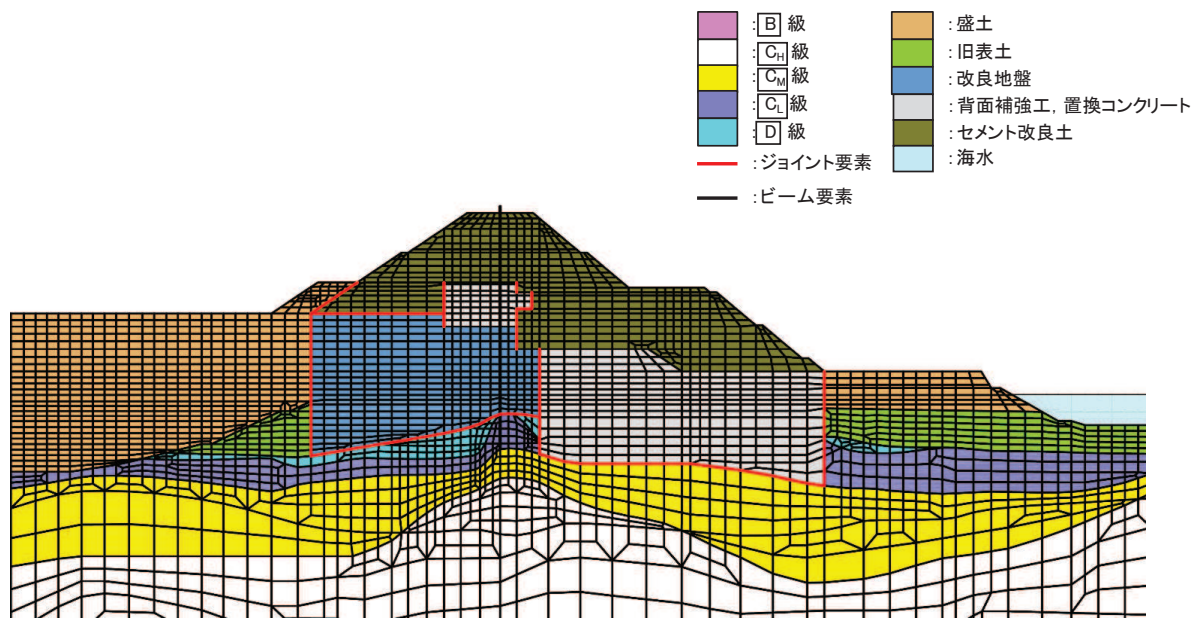


図 3.5-38 (4) 断面④におけるジョイント要素の配置図

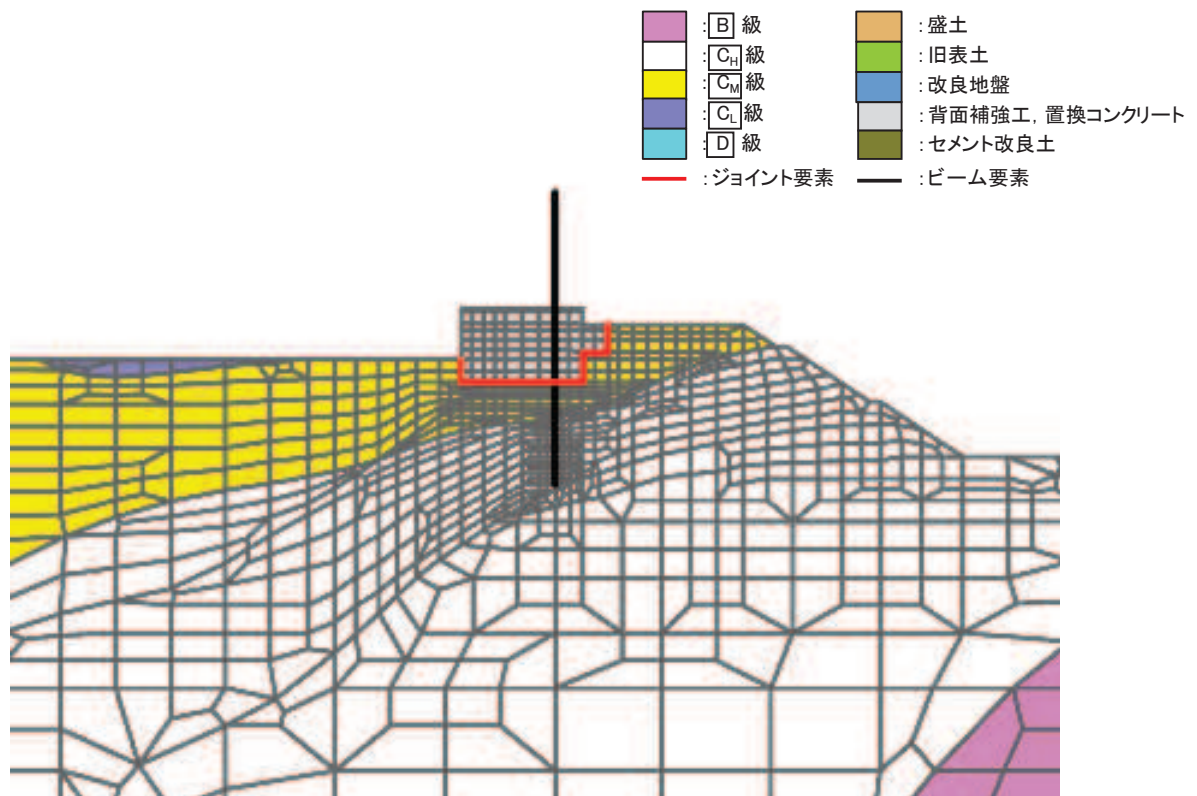


図 3.5-38 (5) 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

- 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 3.5-36 のとおりである。

(4) 評価方法

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \dots \dots \dots (3.22)$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_1$  : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_1$  : 鋼管杭の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$N_1$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

注記 \* : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(b) せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \dots \dots \dots (3.23)$$

ここで、

$\tau_1$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_1$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

$\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 \* : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(c) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3.5-39 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）前面に張り出した構造となるため、設置による偏心の影響が考えられる。漂流物防護工及び鋼製遮水壁が取り付けられる鋼管杭が、直接偏心によるモーメントやねじり応力を受けることから、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について、表 3.5-22 に示す。

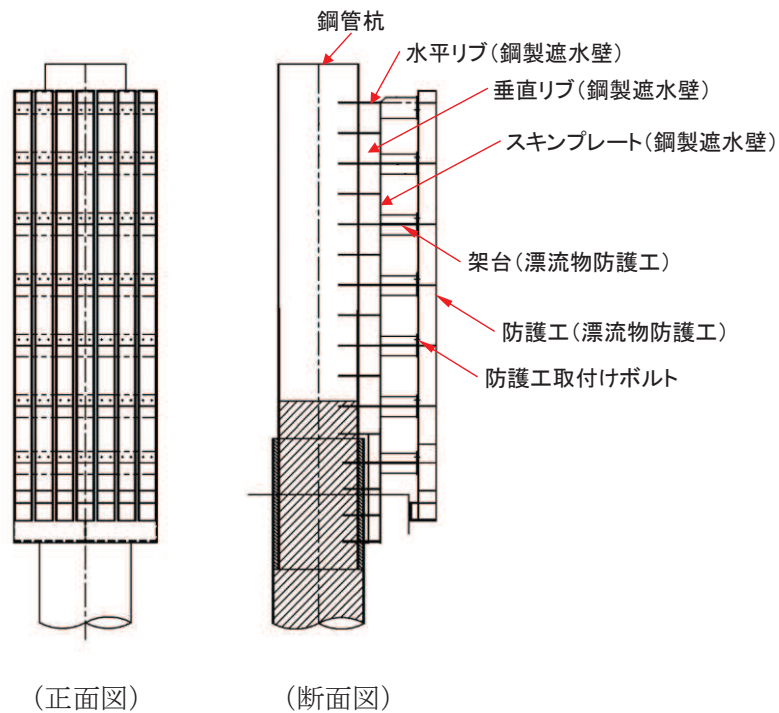
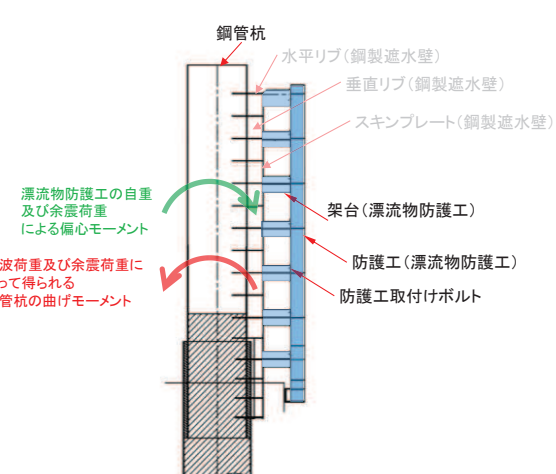
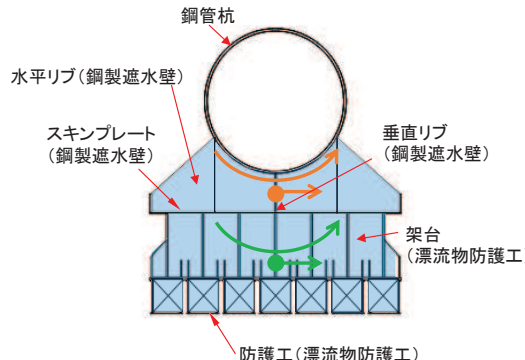


図 3.5-39 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）



表 3.5-22 漂流物防護工による偏心荷重（重畳時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
 <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工の自重及び余震荷重による偏心モーメント</li> <li>津波荷重及び余震荷重によって得られる鋼管杭の曲げモーメント</li> </ul> <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる重畳時の最大鉛直震度は <math>k_v=0.7</math> であり，余震時に鋼管杭に作用する偏心モーメントは，常時に鋼管杭に生じる偏心モーメントよりも小さい。</li> <li>そのため，鋼管杭に作用する偏心モーメントは海側方向（緑矢印）となる。</li> <li>一方，重畳時に鋼管杭に生じる曲げモーメントは敷地側方向（赤矢印）であるため，偏心モーメントは曲げモーメントを打ち消す方向となる。</li> <li>よって，重畳時に生じる偏心モーメントは保守的に考慮しない。</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により，鋼管杭にねじり応力が発生する（緑+橙矢印）。</li> <li>水平加振により鋼管杭に生じるねじりの影響は，水平震度が大きい地震時で検討する。</li> </ul>
鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<ul style="list-style-type: none"> <li>隣り合う構造（鋼管杭+鋼製遮水壁+漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>隣り合う構造（鋼管杭+鋼製遮水壁+漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。</li> </ul>

b. 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁は、スキンプレート、垂直リブ及び水平リブで構成され、漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており、架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに設置されている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図 3.5-40 に示す。

これらの各部材について、単純ばり又は片持ちばりでモデル化し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

余震荷重については、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価部材ごとにその自重を算定して設計用水平震度との積として設定する。設計水平震度については、重畳時の地震応答解析の結果に基づき、鋼製遮水壁及び漂流物防護工が設置される断面①～③、⑤及び⑥の鋼管杭に発生する最大水平加速度から以下の式により各断面の最大水平震度  $k_h$  を算定した上で、保守的に設計水平震度を設定し、高さ方向に一律作用させることとする。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{max}}{g} \dots \dots \dots (3.24)$$

$\alpha_{max}$  : 最大水平加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

また、動水圧については、重畳時の地震応答解析の結果に基づき、鋼製遮水壁及び漂流物防護工が設置される断面①～③、⑤及び⑥に作用する動水圧から保守的に設定し、高さ方向に一律作用させることとする。

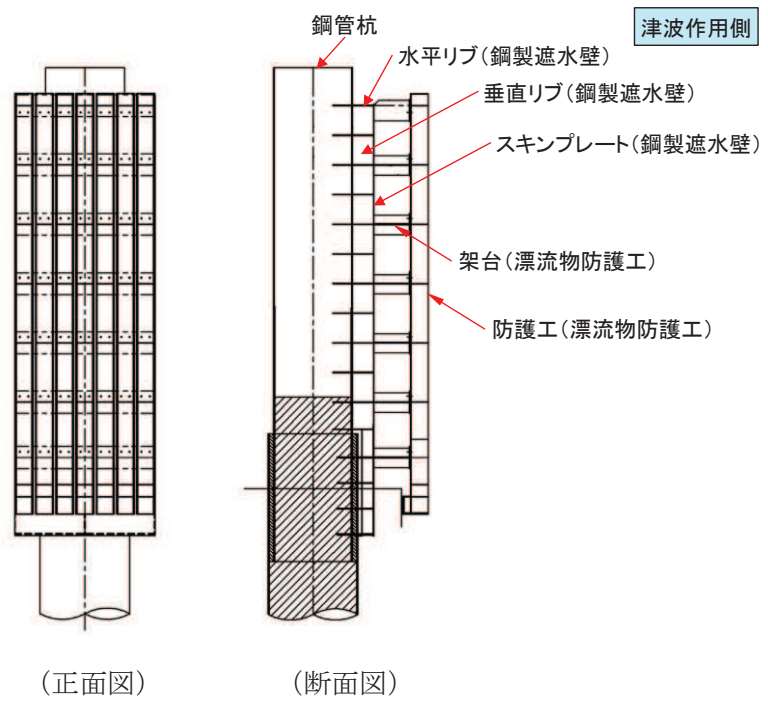


図 3.5-40(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

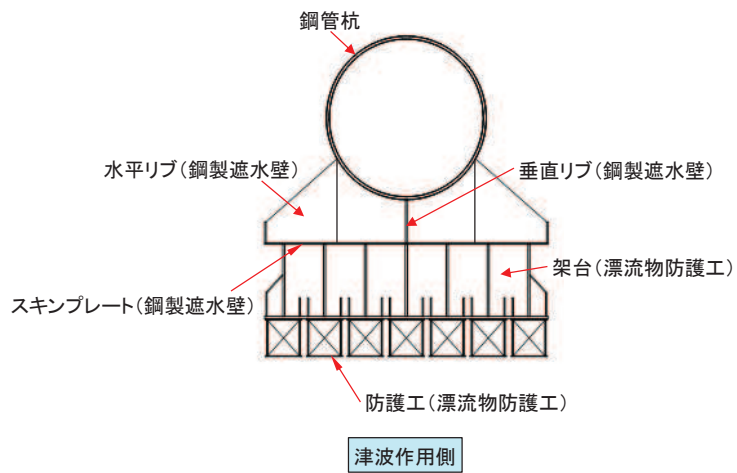


図 3.5-40(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

(a) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.5-41 に示す。水平リブを支点とする単純ばりモデル化し、曲げモーメントを用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.25)$$

$$M_2 = (P_2 + P_2' + P_2'') \frac{L^2}{8} \dots \dots \dots (3.26)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 曲げモーメントによるスキンプレートの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_2$  : スキンプレートに発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_2$  : スキンプレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$P_2$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 (kN/m)

$P_2'$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 (kN/m)

$P_2''$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧 (kN/m)

L : 水平リブ間隔 (mm)

注記 \* : スキンプレートの外側 1mm を腐食代として考慮する。

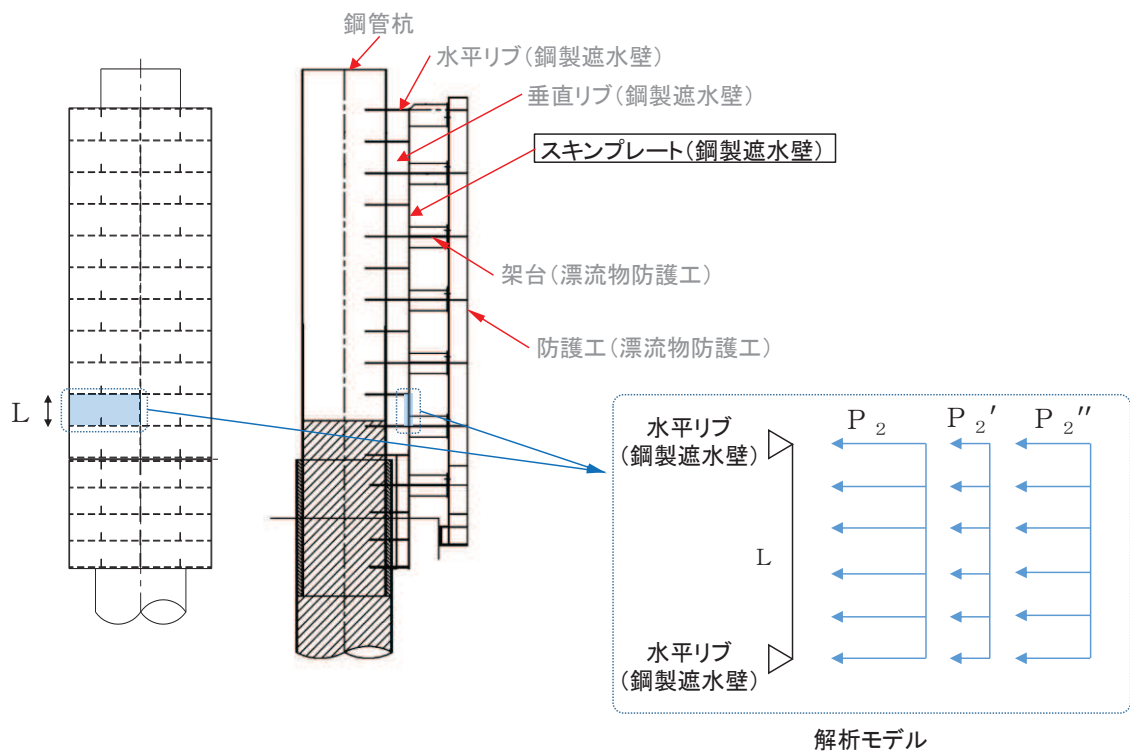


図 3.5-41 スキンプレートの照査概念図 (重畳時)

(b) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.5-42 に示す。垂直リブに作用する軸力から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \quad \dots \dots \dots (3.27)$$

$$P = (P_3 + P_3' + P_3'') \cdot L \cdot B \quad \dots \dots \dots (3.28)$$

ここで、

- $\sigma_3$  : 垂直リブに発生する圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $P$  : 受圧面積に発生する水平荷重 (kN)
- $t$  : 垂直リブの板厚 (mm)
- $L$  : 水平リブ間隔 (mm)
- $P_3$  : 垂直リブに作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_3'$  : 垂直リブに作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_3''$  : 垂直リブに作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B$  : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

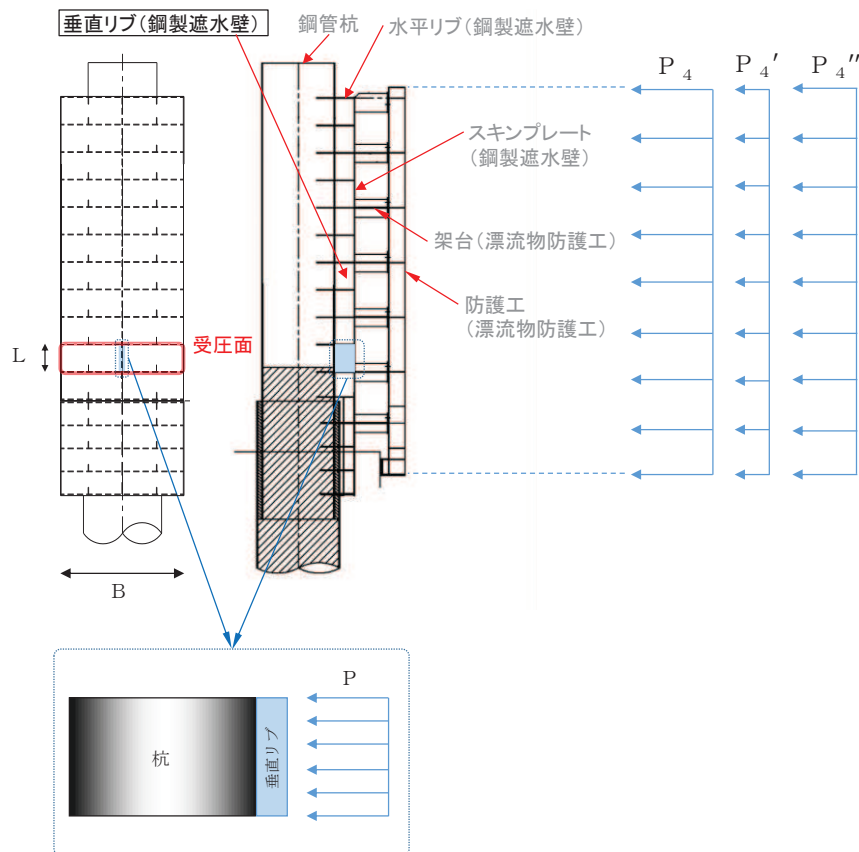


図 3.5-42 垂直リブの照査概念図 (重畳時)

(c) 水平リブ及び架台

水平リブ，スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして，鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し，曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3.5-43 に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.29)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.30)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.31)$$

$$S_4 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.32)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left( \frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.33)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.34)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.35)$$

せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.36)$$

$$S_5 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.37)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.38)$$

ここで,

- $\sigma_4$  : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_4$  : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_4$  : 水平リブの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*<sup>1</sup>
- $P_4$  : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_4'$  : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_4''$  : 水平リブ及び架台に作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_4$  : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_4$  : 水平リブに発生するせん断力 (kN)
- $\sigma_5$  : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_5$  : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_5$  : 架台の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*<sup>1\*2</sup>
- $\tau_5$  : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_5$  : 架台に発生するせん断力 (kN)
- $\ell$  : 架台間隔 (mm)
- $b$  : モーメントアーム長 (m)
- $A_w$  : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*<sup>2</sup>
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1: 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3.5-11 に示す。  
 \*2: 架台は腐食代 2mm を考慮する。

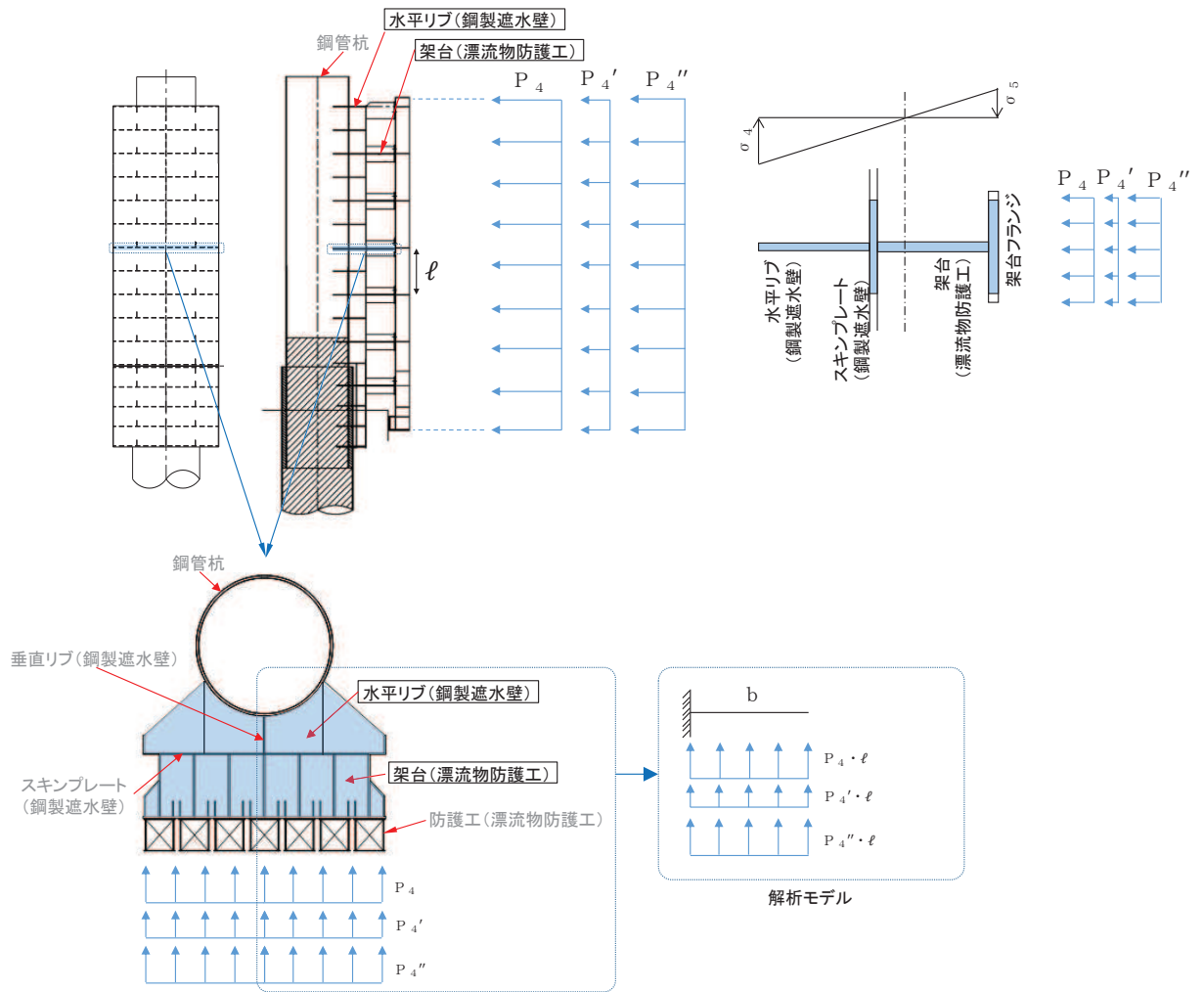


図 3.5-43 水平リブの照査概念図 (重畳時)



(d) 防護工

防護工の照査方法を図 3.5-44 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (3.39)$$

$$M_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (3.40)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (3.41)$$

$$S_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (3.42)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.43)$$

ここで、

$\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$P_6$  : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_6'$  : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_6''$  : 防護工に作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)

$b''$  : 防護工の幅 (m)

$A_{wc}$  : 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。

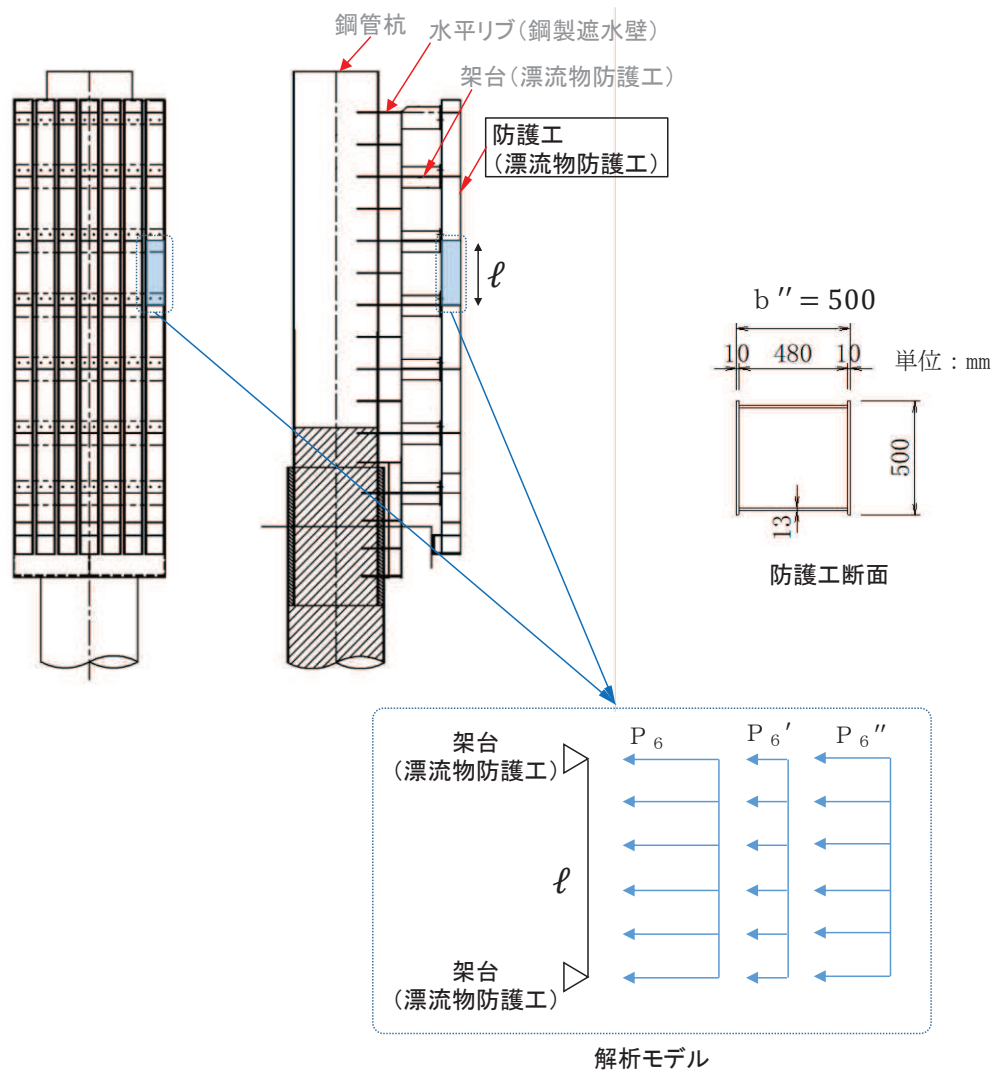


図 3.5-44 防護工の照査概念図 (重疊時)

- c. 背面補強工  
背面補強工の評価は、背面補強工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及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- d. 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及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- e. 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、改良地盤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。  
すべり安全率の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。
- f. 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、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。  
すべり安全率の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。
- g. 止水ジョイント部材  
止水ジョイント部材の重畳時の評価について、軸直交方向は、重畳時に生じる相対変位に、地震時における最終変位（以下「残留変位」という。）を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。  
なお、軸方向に生じる相対変位は、余震荷重のみによって生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時で算出される相対変位を考慮し、残留変位を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。
- h. 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S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub>を入力地震動とした2次元有効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。

### 3.6 評価条件

強度評価に用いる評価条件を表 3.6-1～表 3.6-12 に示す。

#### 3.6.1 津波時

表 3.6-1 (1) 強度評価に用いる条件 (断面①) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	934	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	8993	kN
	固定荷重 (改良地盤)	8674	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	2000	kN
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z <sub>2</sub>	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
P <sub>2</sub>	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P <sub>3</sub>	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z <sub>4</sub>	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
Z <sub>5</sub>	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
P <sub>4</sub>	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>5</sub>	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A <sub>w</sub>	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
Z <sub>6</sub>	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
P <sub>6</sub>	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
b''	防護工の幅	0.5	m
A <sub>wc</sub>	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>

表 3.6-1 (2) 強度評価に用いる条件 (断面①) (2/2)

$A_7$	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	$\text{mm}^2$
$n_7$	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
$L_8$	梁部材の張出長	300	mm
$p_8$	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
$Z_8$	梁部材工の断面係数	1448998	$\text{mm}^3$
$P_c'$	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
$A_8$	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	$\text{mm}^2$
$e_8$	偏心量	500	mm
$D_8$	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
$x_8$	接地幅	148.5	mm
$d_8$	台座端部～アンカーの距離	100	mm
$n_8$	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-2 強度評価に用いる条件 (断面②) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	883	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7890	kN
	固定荷重 (改良地盤)	7355	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	2000	kN
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z <sub>2</sub>	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
P <sub>2</sub>	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P <sub>3</sub>	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z <sub>4</sub>	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
Z <sub>5</sub>	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
P <sub>4</sub>	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>5</sub>	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A <sub>w</sub>	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
Z <sub>6</sub>	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
P <sub>6</sub>	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
b''	防護工の幅	0.5	m
A <sub>wc</sub>	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>

表 3.6-2 (2) 強度評価に用いる条件 (断面②) (2/2)

$A_7$	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	$\text{mm}^2$
$n_7$	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
$L_8$	梁部材の張出長	300	mm
$p_8$	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
$Z_8$	梁部材工の断面係数	1448998	$\text{mm}^3$
$P_c'$	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
$A_8$	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	$\text{mm}^2$
$e_8$	偏心量	500	mm
$D_8$	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
$x_8$	接地幅	148.5	mm
$d_8$	台座端部～アンカーの距離	100	mm
$n_8$	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-3 (1) 強度評価に用いる条件 (断面③) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	748	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7108	kN
	固定荷重 (改良地盤)	5386	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	2000	kN
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z <sub>2</sub>	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
P <sub>2</sub>	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P <sub>3</sub>	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z <sub>4</sub>	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
Z <sub>5</sub>	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
P <sub>4</sub>	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>5</sub>	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A <sub>w</sub>	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
Z <sub>6</sub>	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
P <sub>6</sub>	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
b''	防護工の幅	0.5	m
A <sub>wc</sub>	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>



表 3.6-3 (2) 強度評価に用いる条件 (断面③) (2/2)

$A_7$	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	$\text{mm}^2$
$n_7$	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
$L_8$	梁部材の張出長	300	mm
$p_8$	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
$Z_8$	梁部材工の断面係数	1448998	$\text{mm}^3$
$P_c'$	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
$A_8$	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	$\text{mm}^2$
$e_8$	偏心量	500	mm
$D_8$	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
$x_8$	接地幅	148.5	mm
$d_8$	台座端部～アンカーの距離	100	mm
$n_8$	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-4 強度評価に用いる条件 (断面④)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	665	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	15724	kN
	固定荷重 (改良地盤)	12344	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	16262	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重 (O.P. +18.5m)	189.4	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	2000	kN
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
A <sub>7</sub>	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm <sup>2</sup>
n <sub>7</sub>	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
L <sub>8</sub>	梁部材の張出長	300	mm
p <sub>8</sub>	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
Z <sub>8</sub>	梁部材工の断面係数	1448998	mm <sup>3</sup>
P <sub>c</sub> '	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
A <sub>8</sub>	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	mm <sup>2</sup>
e <sub>8</sub>	偏心量	500	mm
D <sub>8</sub>	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
x <sub>8</sub>	接地幅	148.5	mm
d <sub>8</sub>	台座端部～アンカーの距離	100	mm
n <sub>8</sub>	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-5 (1) 強度評価に用いる条件 (断面⑤) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	569	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	292	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	2000	kN
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z <sub>2</sub>	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
P <sub>2</sub>	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P <sub>3</sub>	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z <sub>4</sub>	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
Z <sub>5</sub>	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
P <sub>4</sub>	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>5</sub>	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A <sub>w</sub>	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
Z <sub>6</sub>	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
P <sub>6</sub>	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
b''	防護工の幅	0.5	m
A <sub>wc</sub>	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>

表 3.6-5 (2) 強度評価に用いる条件 (断面⑤) (2/2)

$A_7$	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	$\text{mm}^2$
$n_7$	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
$L_8$	梁部材の張出長	300	mm
$p_8$	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
$Z_8$	梁部材工の断面係数	1448998	$\text{mm}^3$
$P_c'$	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
$A_8$	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	$\text{mm}^2$
$e_8$	偏心量	500	mm
$D_8$	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
$x_8$	接地幅	148.5	mm
$d_8$	台座端部～アンカーの距離	100	mm
$n_8$	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-6 (1) 強度評価に用いる条件 (断面⑥) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	507	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	292	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	2000	kN
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z <sub>2</sub>	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
P <sub>2</sub>	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P <sub>3</sub>	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z <sub>4</sub>	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
Z <sub>5</sub>	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
P <sub>4</sub>	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>5</sub>	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A <sub>w</sub>	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
Z <sub>6</sub>	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
P <sub>6</sub>	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m <sup>2</sup>
b''	防護工の幅	0.5	m
A <sub>wc</sub>	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>

表 3.6-6 (2) 強度評価に用いる条件 (断面⑥) (2/2)

$A_7$	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	$\text{mm}^2$
$n_7$	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
$L_8$	梁部材の張出長	300	mm
$p_8$	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
$Z_8$	梁部材工の断面係数	1448998	$\text{mm}^3$
$P_c'$	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
$A_8$	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	$\text{mm}^2$
$e_8$	偏心量	500	mm
$D_8$	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
$x_8$	接地幅	148.5	mm
$d_8$	台座端部～アンカーの距離	100	mm
$n_8$	アンカーボルトの本数	4	本

3.6.2 重畳時

表 3.6-7(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 (鋼管杭)	934	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	8993	kN
	固定荷重 (改良地盤)	8674	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
$Z_2$	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
$P_2$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
$P_2'$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
$P_2''$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
$P_3$	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_3'$	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m <sup>2</sup>
$P_3''$	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
$Z_4$	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
$Z_5$	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
$P_4$	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_4'$	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m <sup>2</sup>
$P_4''$	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
$A_w$	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
$Z_6$	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
$P_6$	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_6'$	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m <sup>2</sup>
$P_6''$	防護工に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>

表 3.6-7(2) 強度評価に用いる条件 (断面①)

記号	定義	数値	単位
$b''$	防護工の幅	0.5	m
$A_{wc}$	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>



表 3.6-8(1) 強度評価に用いる条件 (断面②)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	883	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7890	kN
	固定荷重 (改良地盤)	7355	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
$Z_2$	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
$P_2$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
$P_2'$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
$P_2''$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
$P_3$	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_3'$	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m <sup>2</sup>
$P_3''$	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
$Z_4$	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
$Z_5$	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
$P_4$	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_4'$	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m <sup>2</sup>
$P_4''$	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
$A_w$	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
$Z_6$	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
$P_6$	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_6'$	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m <sup>2</sup>
$P_6''$	防護工に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>

表 3.6-8(2) 強度評価に用いる条件 (断面②)

記号	定義	数値	単位
$b''$	防護工の幅	0.5	m
$A_{wc}$	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>

表 3.6-9(1) 強度評価に用いる条件 (断面③)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	748	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7108	kN
	固定荷重 (改良地盤)	5386	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
$Z_2$	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
$P_2$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
$P_2'$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
$P_2''$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
$P_3$	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_3'$	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m <sup>2</sup>
$P_3''$	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
$Z_4$	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
$Z_5$	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
$P_4$	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_4'$	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m <sup>2</sup>
$P_4''$	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
$A_w$	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
$Z_6$	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
$P_6$	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_6'$	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m <sup>2</sup>
$P_6''$	防護工に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>

表 3.6-9(2) 強度評価に用いる条件 (断面③)

記号	定義	数値	単位
$b''$	防護工の幅	0.5	m
$A_{wc}$	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>

表 3.6-10 強度評価に用いる条件（断面④）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼管杭）	665	kN
	固定荷重（鋼製遮水壁）	319	kN
	固定荷重（背面補強工）	1916	kN
	固定荷重（置換コンクリート）	15724	kN
	固定荷重（改良地盤）	12344	kN
	固定荷重（セメント改良土）	16262	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重（O.P.+18.5m）	189.4	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—

表 3.6-11 強度評価に用いる条件（断面⑤）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼管杭）	569	kN
	固定荷重（鋼製遮水壁）	292	kN
	固定荷重（漂流物防護工）	392	kN
	固定荷重（背面補強工）	1916	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
$Z_2$	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
$P_2$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
$P_2'$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
$P_2''$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
$P_3$	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_3'$	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m <sup>2</sup>
$P_3''$	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
$Z_4$	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
$Z_5$	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
$P_4$	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_4'$	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m <sup>2</sup>
$P_4''$	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
$A_w$	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
$Z_6$	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
$P_6$	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_6'$	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m <sup>2</sup>
$P_6''$	防護工に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
$b''$	防護工の幅	0.5	m
$A_{wc}$	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>

表 3.6-12 強度評価に用いる条件（断面⑥）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼管杭）	507	kN
	固定荷重（鋼製遮水壁）	292	kN
	固定荷重（漂流物防護工）	392	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1030	kg/m <sup>3</sup>
$\kappa_1$	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
$Z_2$	スキンプレートの断面係数	96000	mm <sup>3</sup>
$P_2$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	kN/m
$P_2'$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力	21	kN/m
$P_2''$	スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧	100	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
$P_3$	垂直リブに作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_3'$	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m <sup>2</sup>
$P_3''$	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
$Z_4$	水平リブの断面係数	17870000	mm <sup>3</sup>
$Z_5$	架台の断面係数	23390000	mm <sup>3</sup>
$P_4$	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_4'$	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m <sup>2</sup>
$P_4''$	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
$\ell$	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
$A_w$	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm <sup>2</sup>
$Z_6$	防護工の断面係数	3041000	mm <sup>3</sup>
$P_6$	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m <sup>2</sup>
$P_6'$	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m <sup>2</sup>
$P_6''$	防護工に作用する動水圧	100	kN/m <sup>2</sup>
$b''$	防護工の幅	0.5	m
$A_{wc}$	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm <sup>2</sup>

#### 4. 評価結果

##### 4.1 津波時

###### 4.1.1 解析結果

解析結果として「断面力分布図」,「最大せん断ひずみ分布」,「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお,断面力分布について,鋼管杭は杭1本あたり,RC遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

###### (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. 断面①

###### (a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表4.1-1に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.69	0.69	0.69

###### (b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表4.1-2に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.45	0.45	0.45

###### (c) 背面補強工のすべり安全率照査

表4.1-3に背面補強工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 背面補強工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	12.2	12.2	12.2



(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-4 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 4.1-4 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	26.0	26.8	24.6

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-5 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 4.1-5 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	②	③
津波時	4.2	3.9	4.7

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-6 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 4.1-6 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	②	③
津波時	42.1	40.7	43.9

b. 断面②

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-7 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.69	0.69	0.69

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-8 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-8 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.45	0.45	0.45

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-9 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-9 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	12.2	12.1	12.2

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-10 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 4.1-10 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②)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	26.0	27.2	24.7

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-11 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 4.1-11 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②)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	5.0	4.9	5.1

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-12 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 4.1-12 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②)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	42.7	41.3	44.1

c. 断面③

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-13 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-13 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.69	0.69	0.69

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-14 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-14 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.45	0.45	0.45

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-15 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-15 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	12.2	12.2	12.2

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-16 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 4.1-16 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③)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	19.4	19.6	19.3

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-17 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 4.1-17 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③)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	4.8	4.4	4.9

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-18 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 4.1-18 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③)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	40.0	38.6	42.2

d. 断面④

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.07	0.06	0.07

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.03	0.02	0.03

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	23.7	23.6	23.4

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-22 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 4.1-22 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④)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	36.6	36.8	36.5

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-23 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 4.1-23 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④)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	7.9	7.7	8.2

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-24 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 4.1-24 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④)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	10.2	10.0	10.4

e. 断面⑤

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-25 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.66	0.66	0.66

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-26 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-26 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.49	0.49	0.49

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-27 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-27 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

解析ケース	すべり安全率照査		
	①	②	③
津波時	11.8	11.8	11.8

f. 断面⑥

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.67	0.67	0.67

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

解析ケース	せん断破壊に対する照査		
	①	②	③
津波時	0.40	0.41	0.38

(2) 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-31 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-30 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

杭種		設置標高		板厚*2 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )	
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 <sup>5</sup>	8. 813×10 <sup>7</sup>	
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m	39	2. 645×10 <sup>5</sup>	1. 403×10 <sup>8</sup>	
	0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m						
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 <sup>5</sup>	1. 599×10 <sup>8</sup>
			短杭	0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥	0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
D	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SKK490 (t=25mm)	長杭	0. P. ±0. 0m～ 杭下端	24	1. 865×10 <sup>5</sup>	1. 143×10 <sup>8</sup>
			短杭	0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m			
			断面⑥	0. P. +8. 0m ～ +5. 5m			

注記 \*1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

\*2：日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.1-31(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面①）

杭種	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	40998	-1182	261	382	0. 69



表 4.1-31(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

杭種	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	41017	-1180	261	382	0.69

表 4.1-31(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

杭種	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	40978	-1183	261	382	0.69

表 4.1-31(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

杭種	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	③	106	-3334	19	277	0.07

表 4.1-31(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	①②③*	39164	-1167	250	382	0.66

注記 \* : 解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。

表 4.1-31(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	③	39907	-1167	255	382	0.67

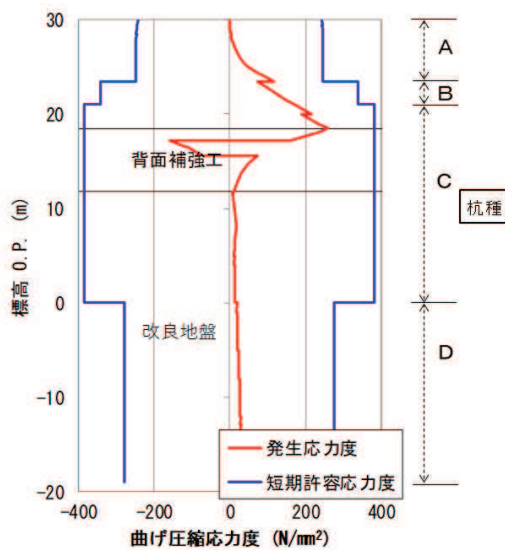
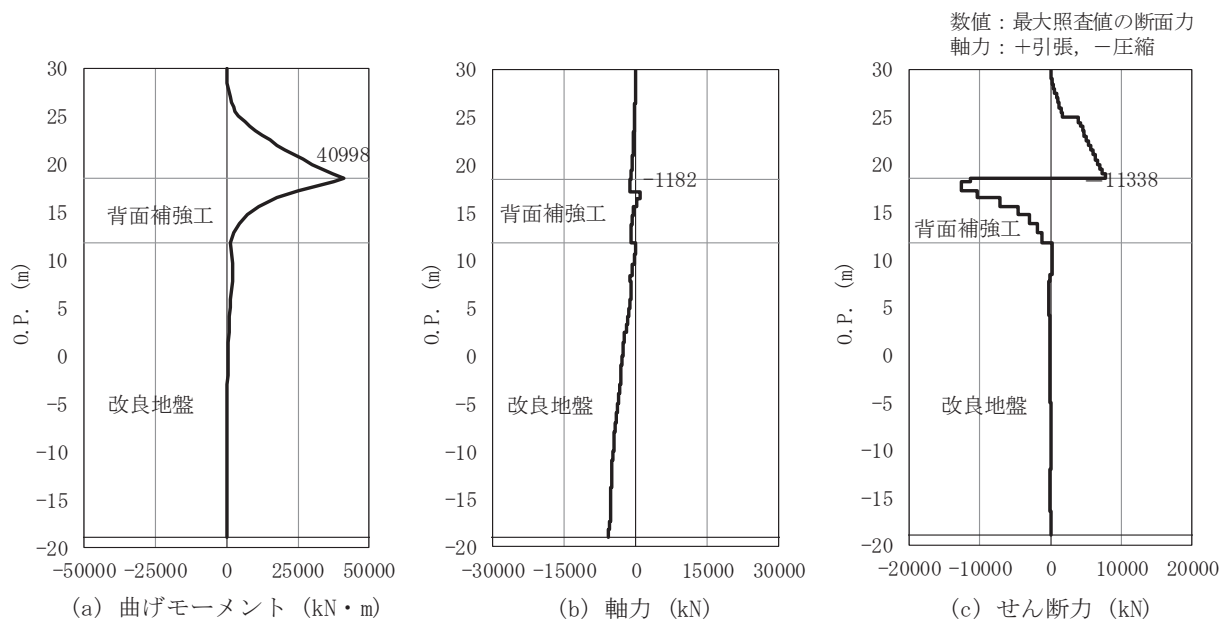


図 4.1-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
及び曲げ圧縮応力度 (断面①)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 $\sigma$ )

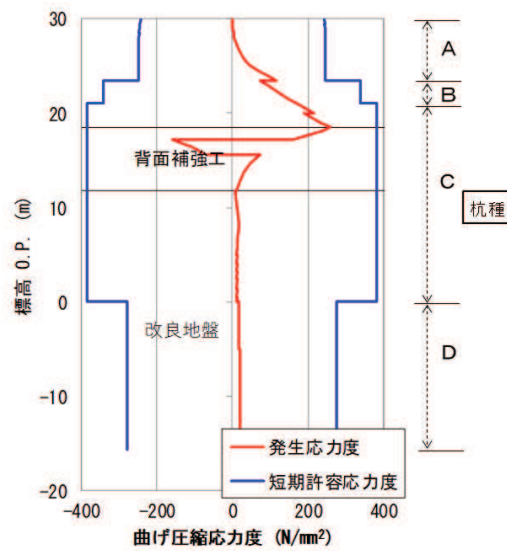
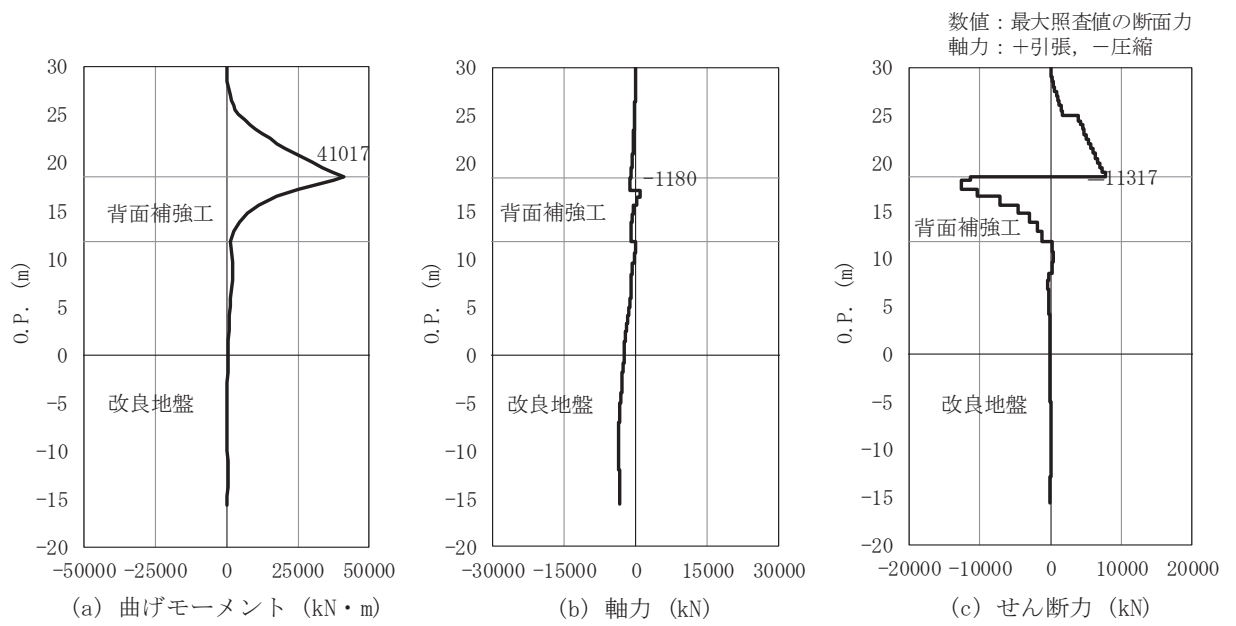


図 4.1-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
及び曲げ圧縮応力度 (断面②)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

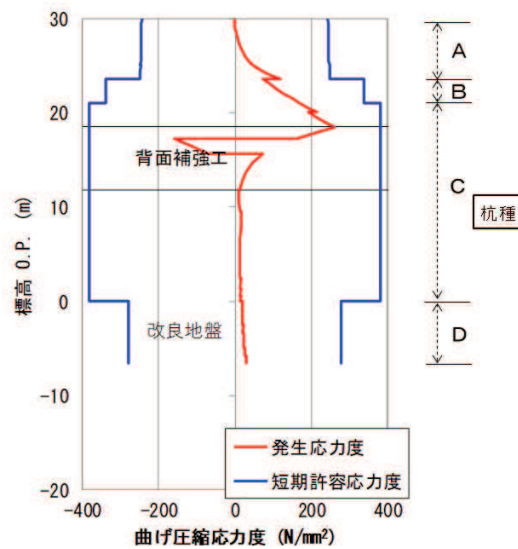
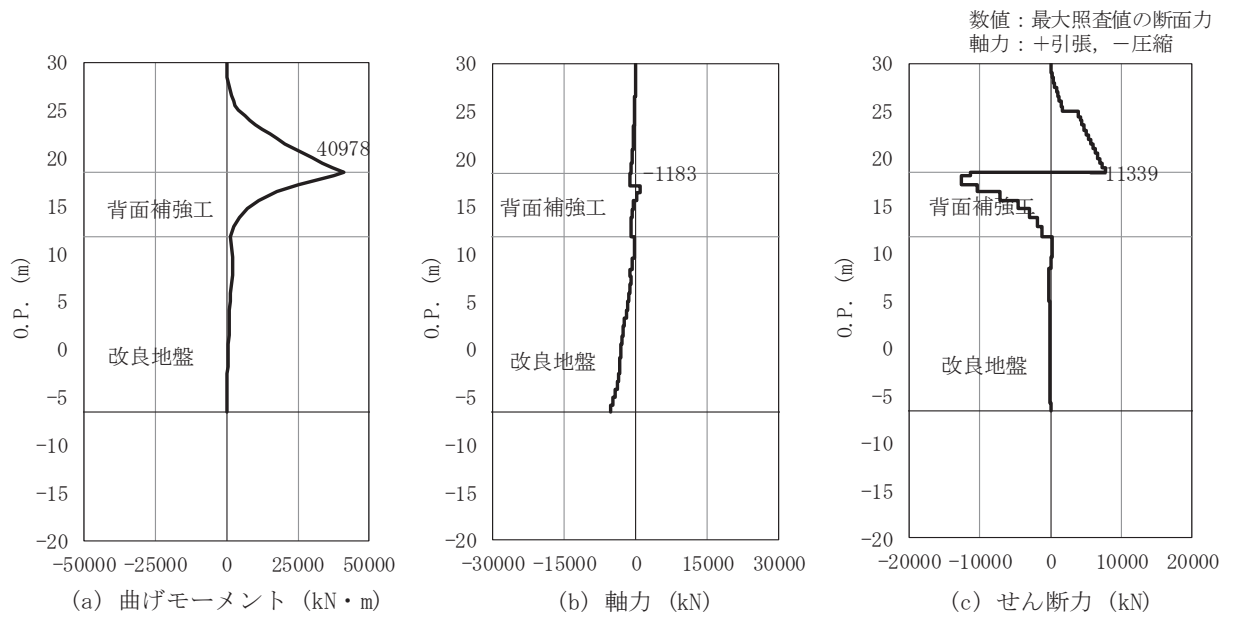


図 4.1-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
及び曲げ圧縮応力度 (断面③)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

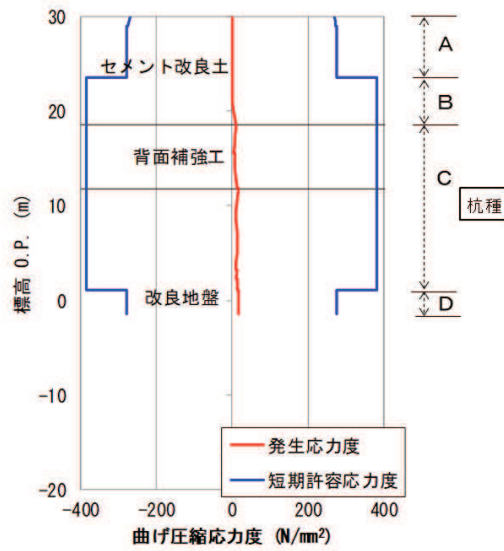
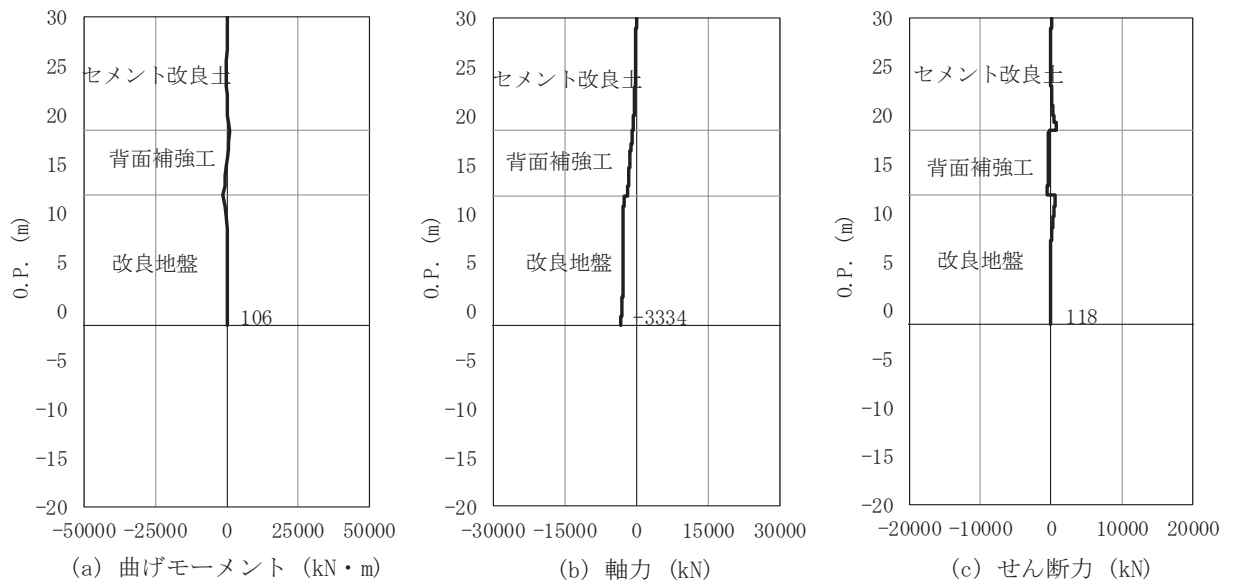


図 4.1-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
及び曲げ圧縮応力度 (断面④)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

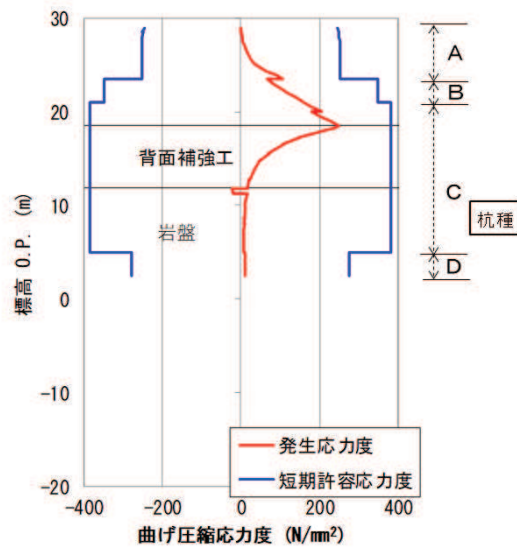
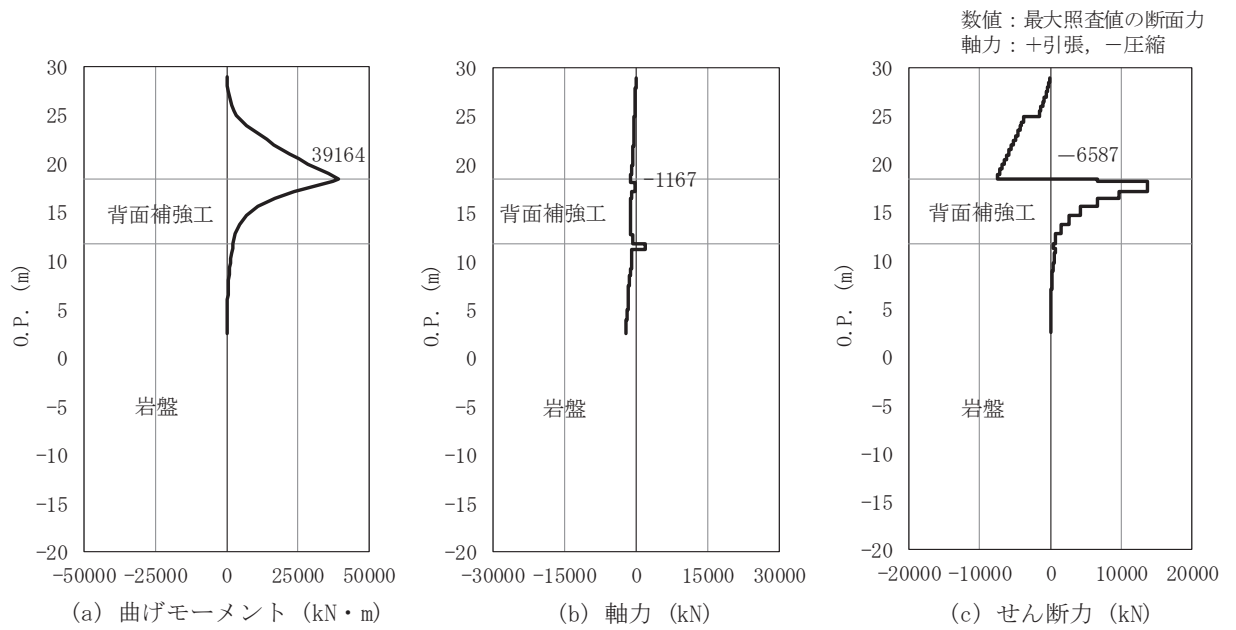


図 4.1-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
及び曲げ圧縮応力度 (断面⑤)

(解析ケース①～③において，発生断面力は同値であり，  
本図では解析ケース①における図を示す)

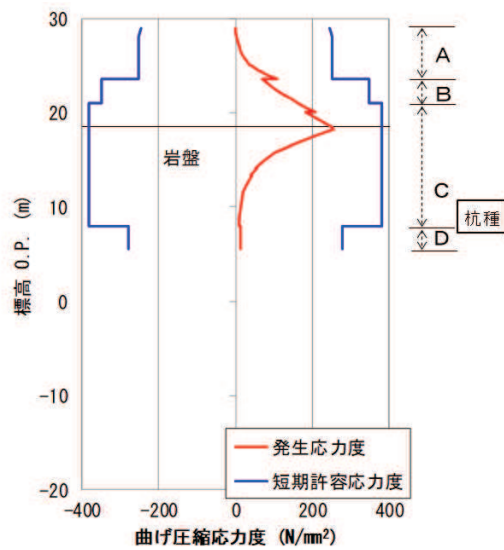
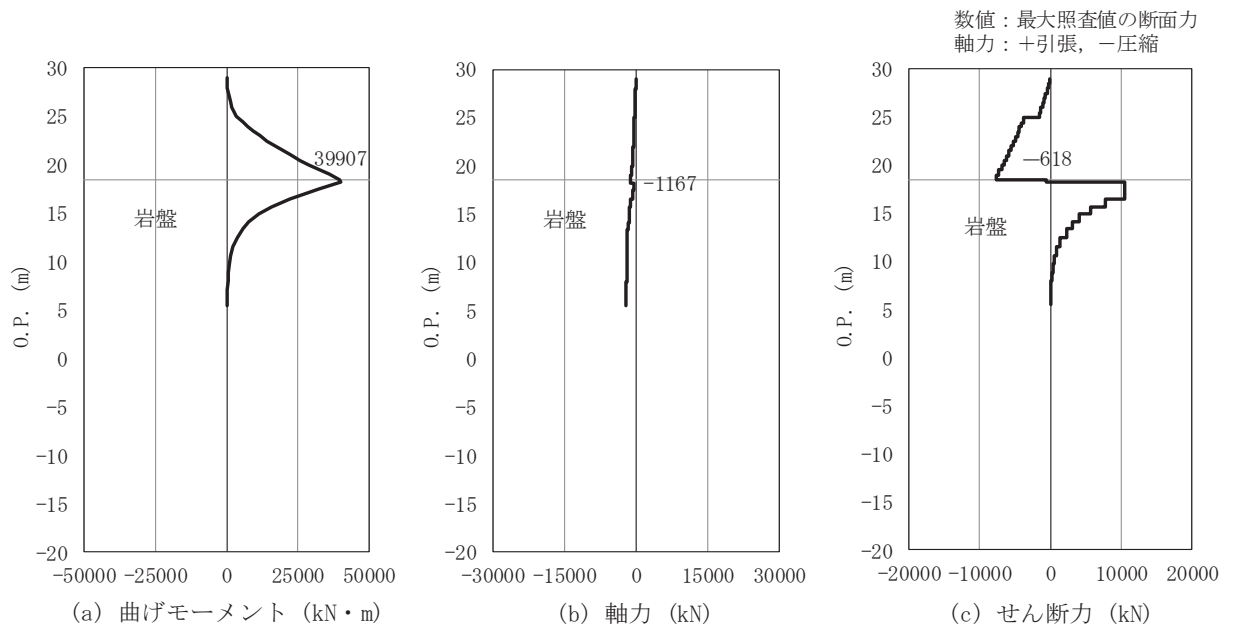


図 4.1-1(6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
及び曲げ圧縮応力度 (断面⑥)

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) 断面力分布 (鋼管杭のせん断破壊に対する照査)

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-32 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-32(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

杭種	解析 ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
		せん断力 (kN)			
C	①	-12572	96	217	0.45

表 4.1-32(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

杭種	解析 ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
		せん断力 (kN)			
C	②	-12650	97	217	0.45

表 4.1-32(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

杭種	解析 ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
		せん断力 (kN)			
C	③	-12604	96	217	0.45

表 4.1-32(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

杭種	解析 ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
		せん断力 (kN)			
C	④	713	6	217	0.03

表 4.1-32(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	解析 ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
		せん断力 (kN)			
C	①②③*	13688	105	217	0.49

注記 \* : 解析ケース①～③において, 発生断面力は同値である。

表 4.1-32(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	解析 ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
		せん断力 (kN)			
C	⑥	11492	88	217	0.41



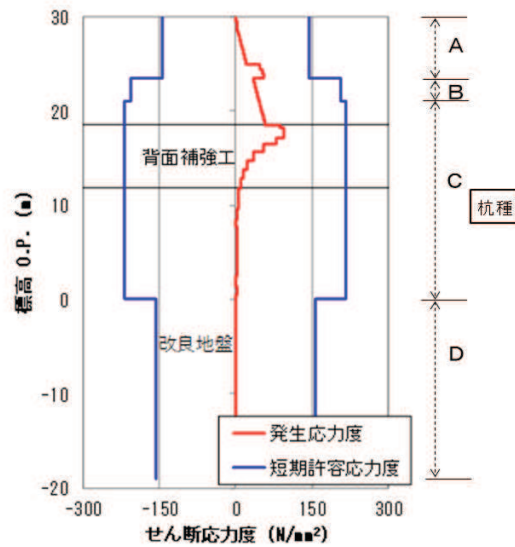
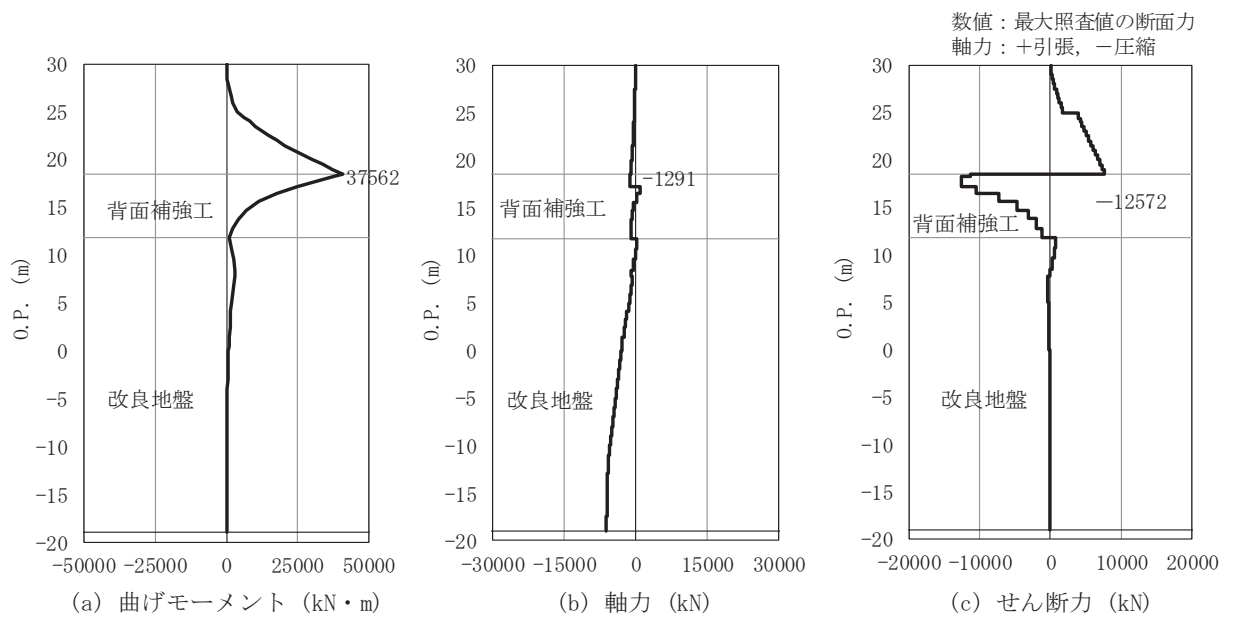


図 4. 1-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面①)  
解析ケース①：基本ケース

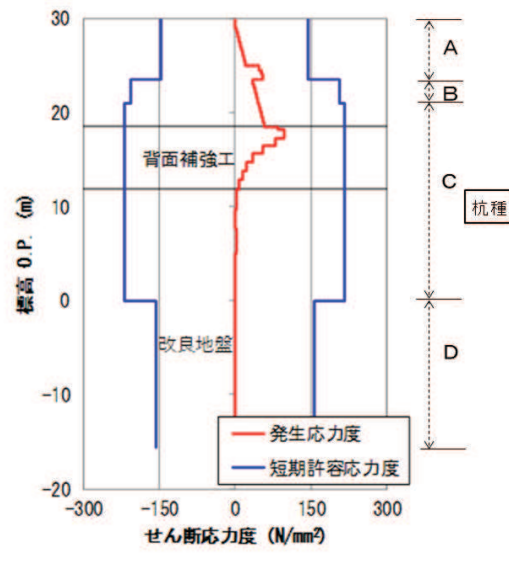
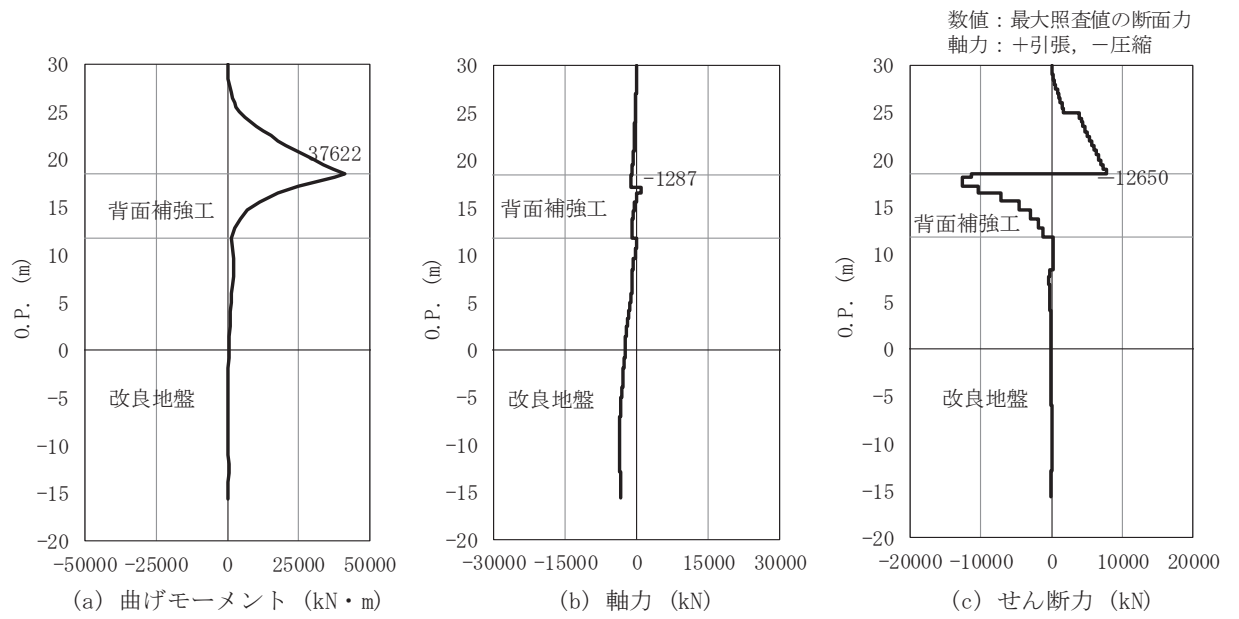


図 4.1-2(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面②)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

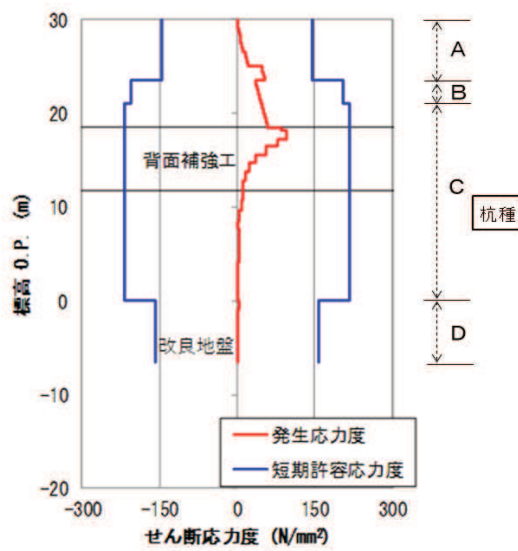
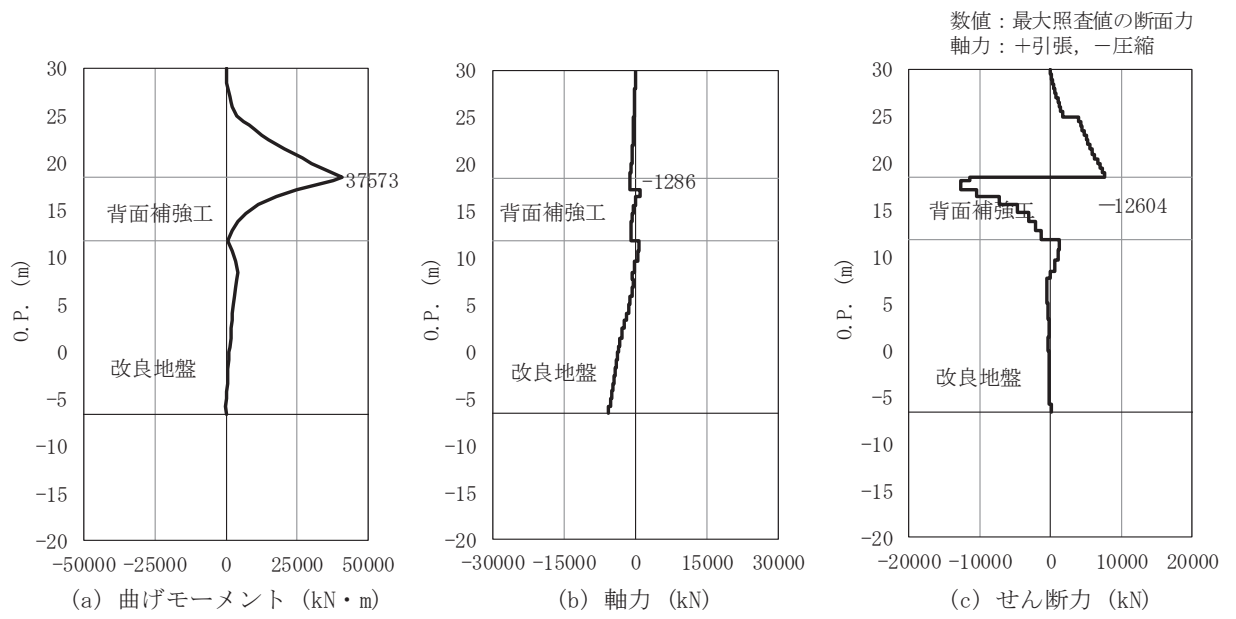


図 4.1-2(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面③)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 $\sigma$ )

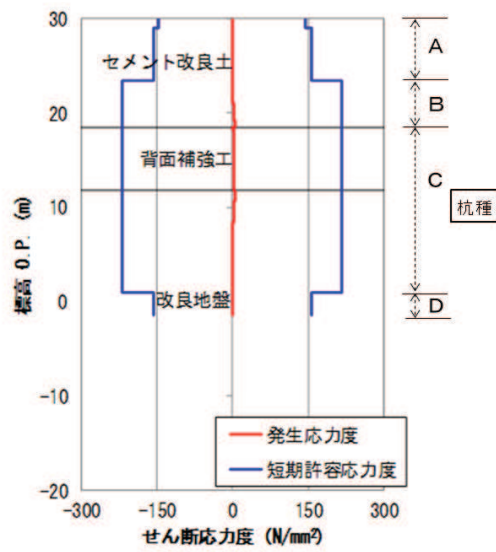
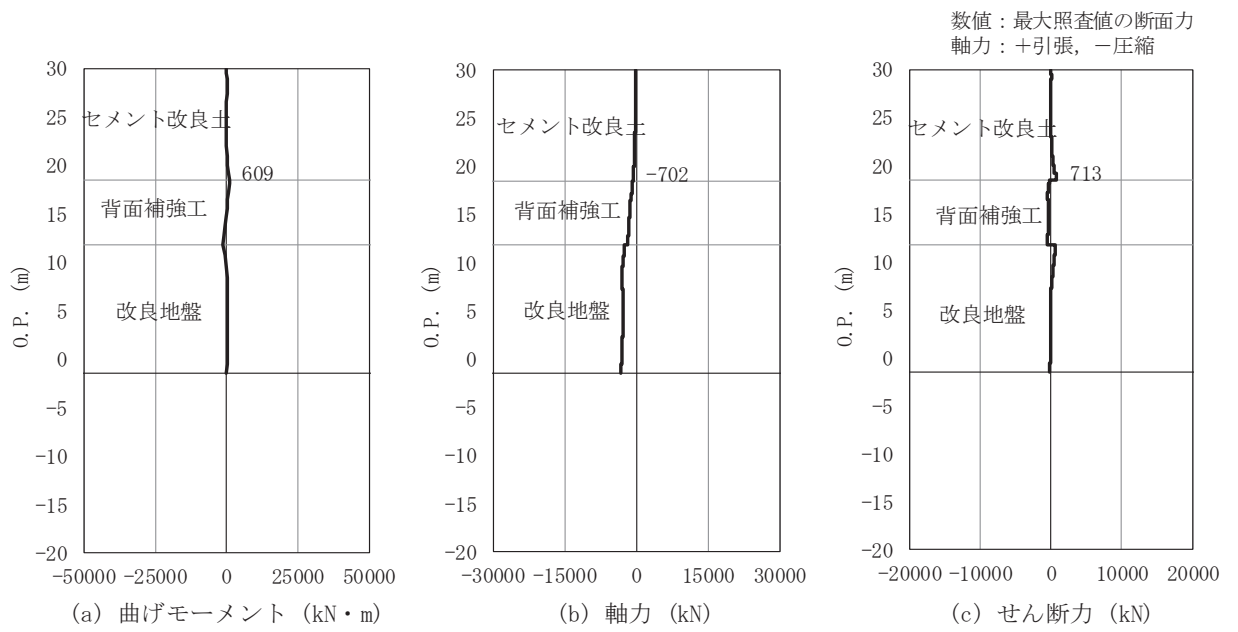


図 4. 1-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面④)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

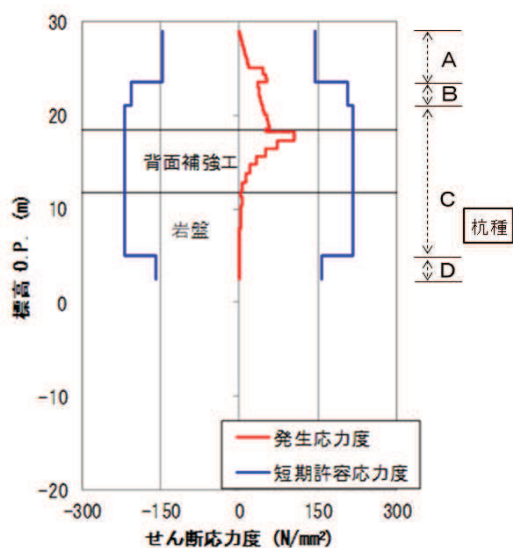
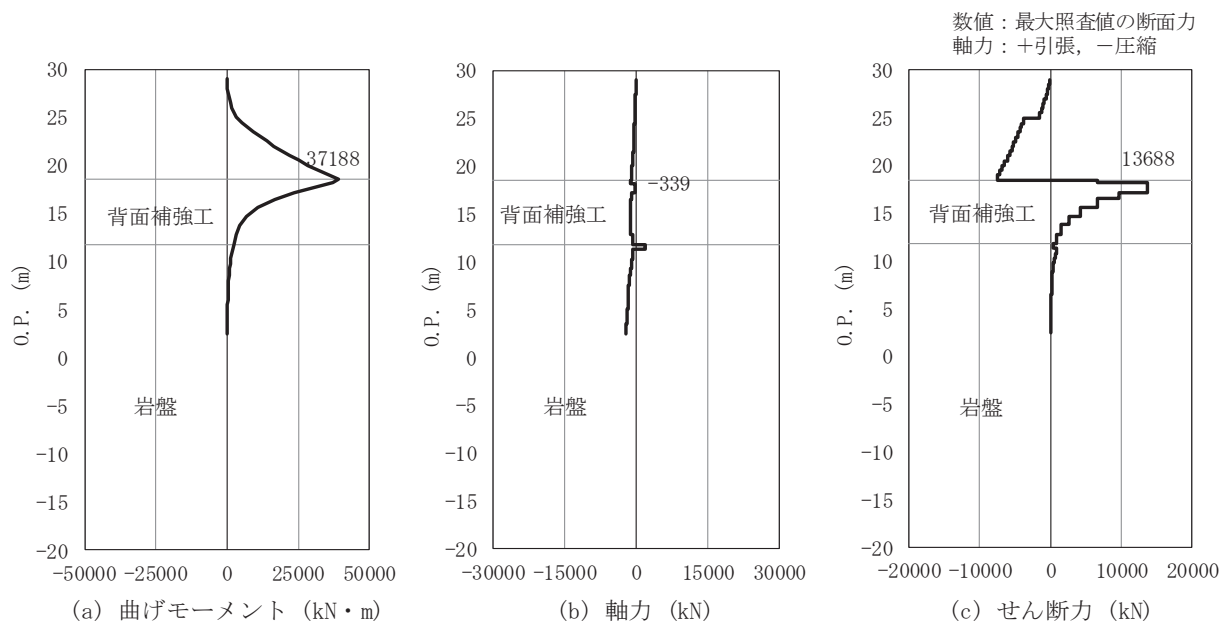


図 4.1-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑤)  
(解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。)

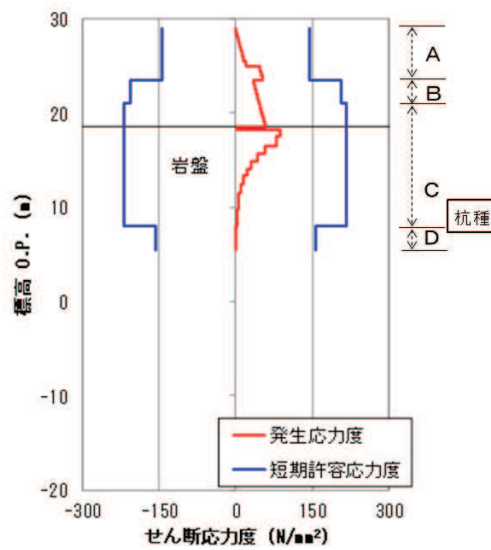
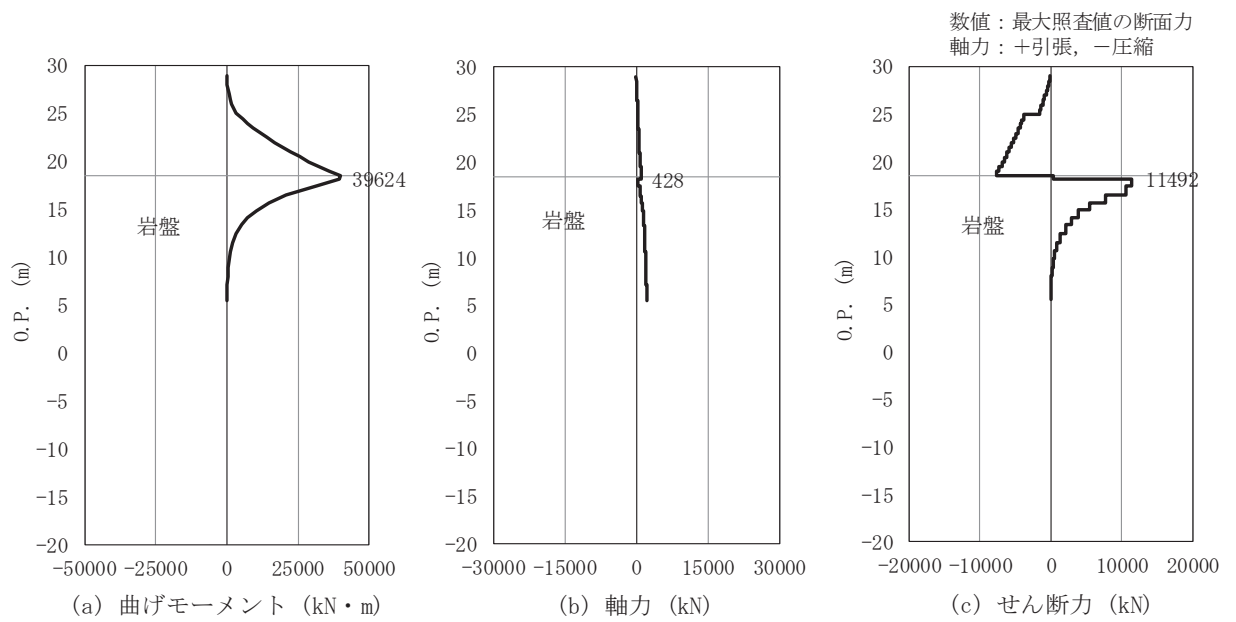


図 4. 1-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑥)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(4) 局所安全係数分布 (背面補強工)

背面補強工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. 1-33 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 4.1-33(1) 背面補強工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	12.2

表 4.1-33(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
②	12.1

表 4.1-33(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
③	12.2

表 4.1-33(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
③	23.4

表 4.1-33(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

解析ケース	最小すべり安全率
①②③	11.8

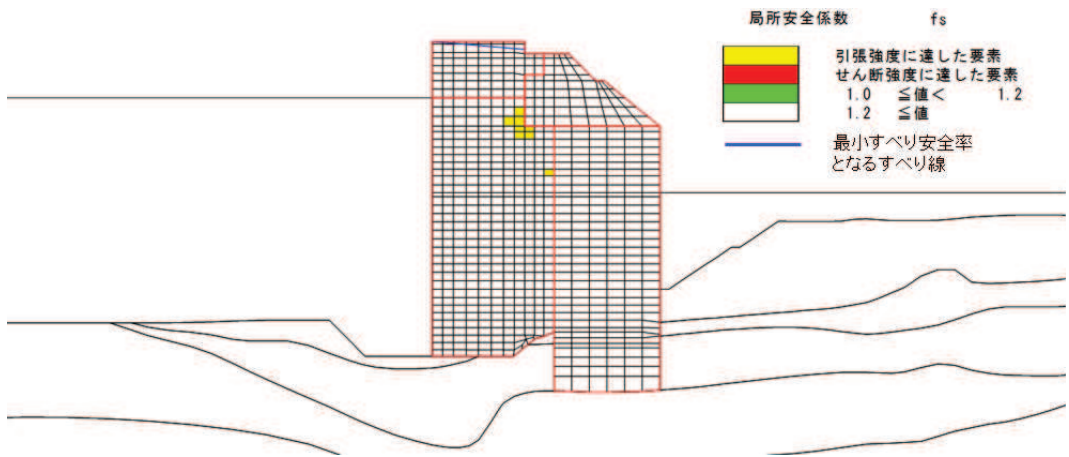


図 4.1-3(1) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面①)

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)

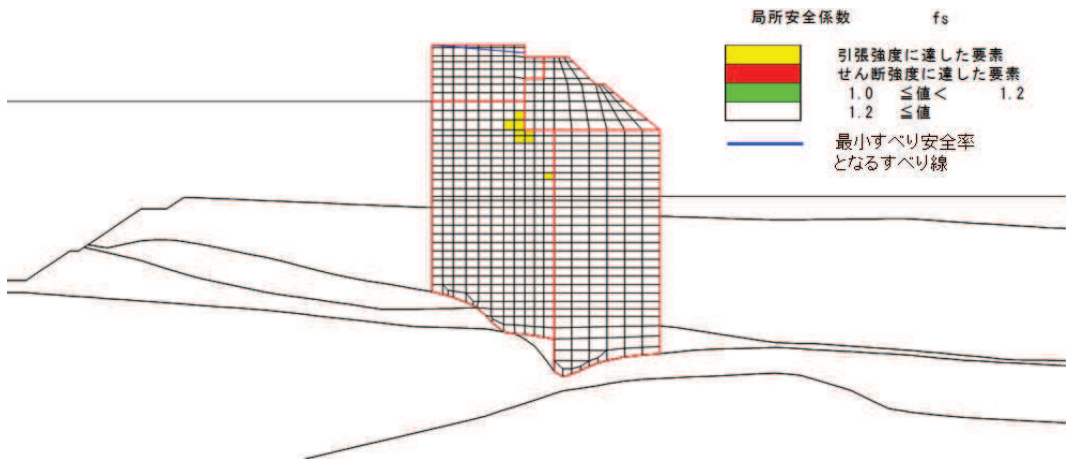


図 4.1-3(2) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面②)

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 + 1σ)

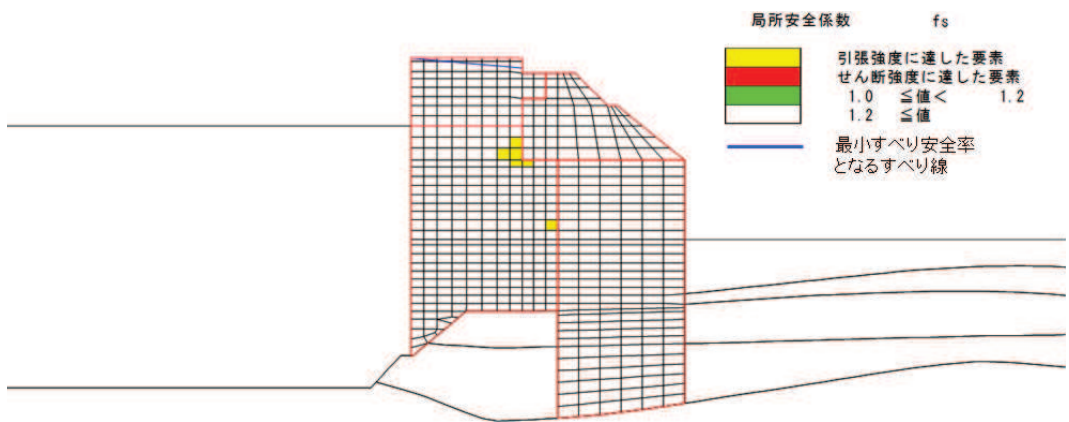


図 4.1-3(3) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面③)

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)



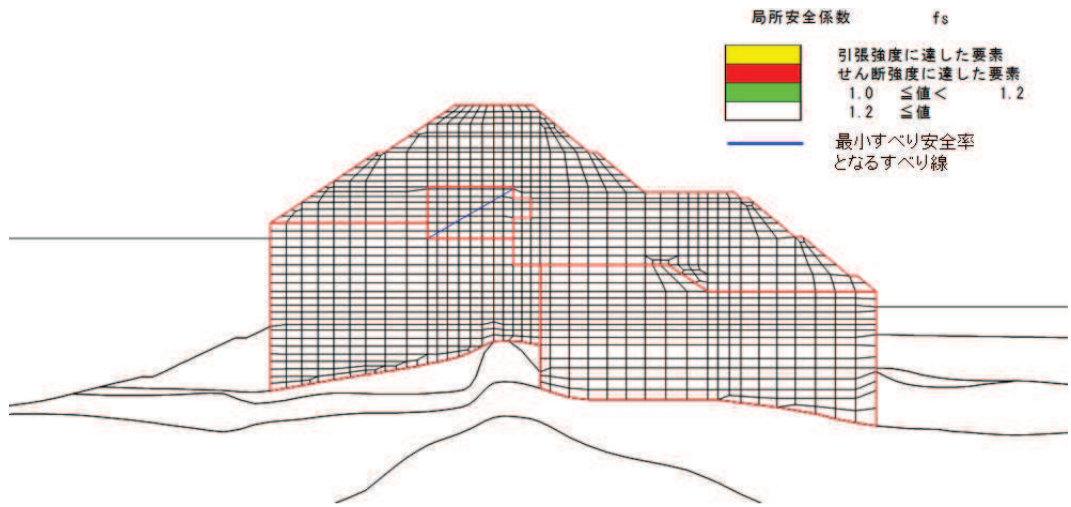


図 4.1-3(4) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面④)

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)

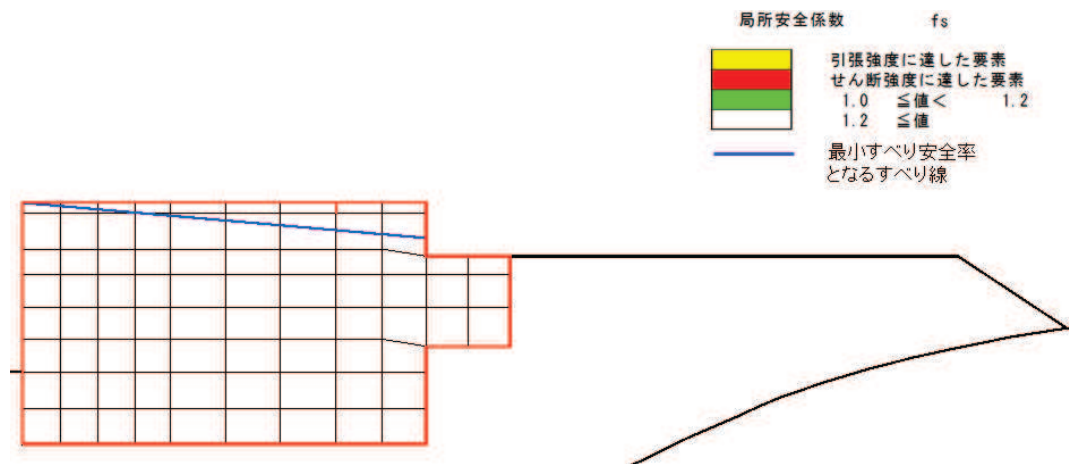


図 4.1-3(5) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面⑤)

解析ケース①～③

(5) 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 4.1-34 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 4.1-4 に示す。

表 4.1-34(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	最小すべり安全率
③	24.6

表 4.1-34(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
③	24.7

表 4.1-34(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
③	19.3

表 4.1-34(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
③	36.5

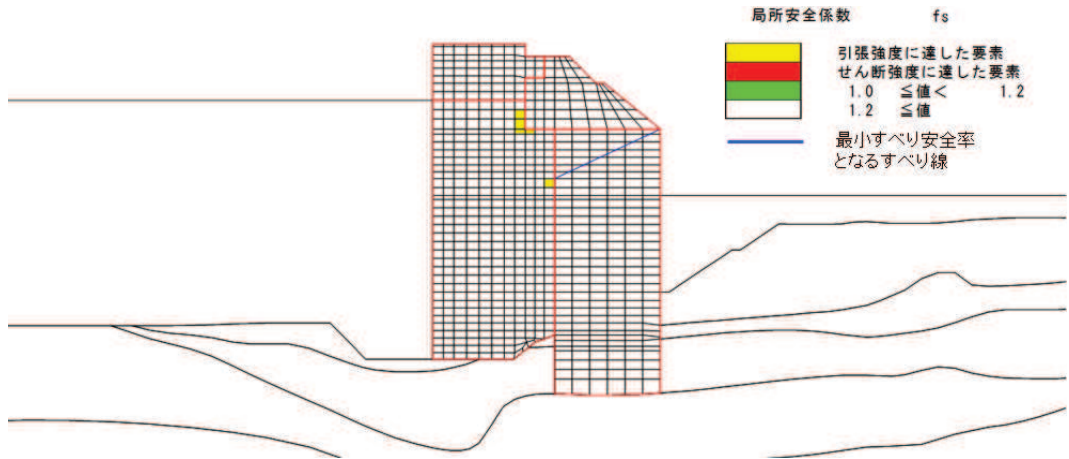


図 4.1-4(1) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面①)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

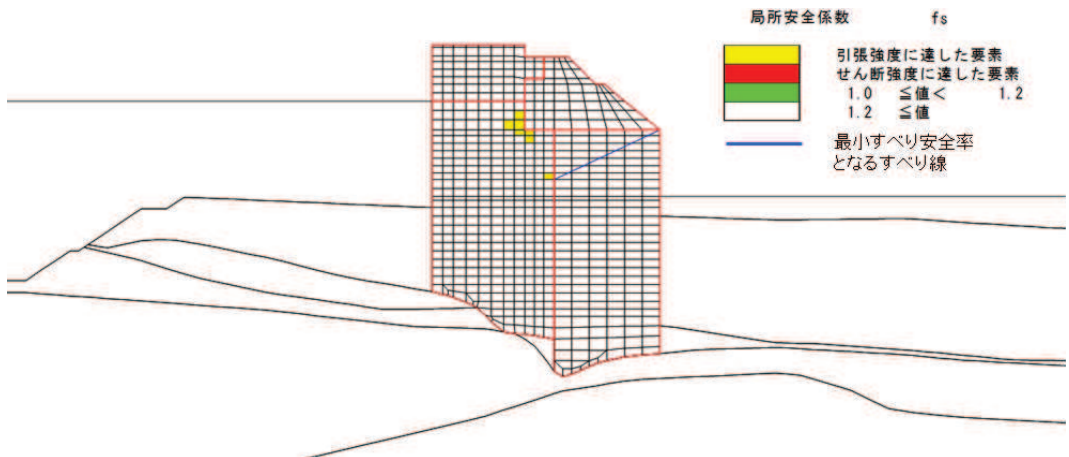


図 4.1-4(2) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面②)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

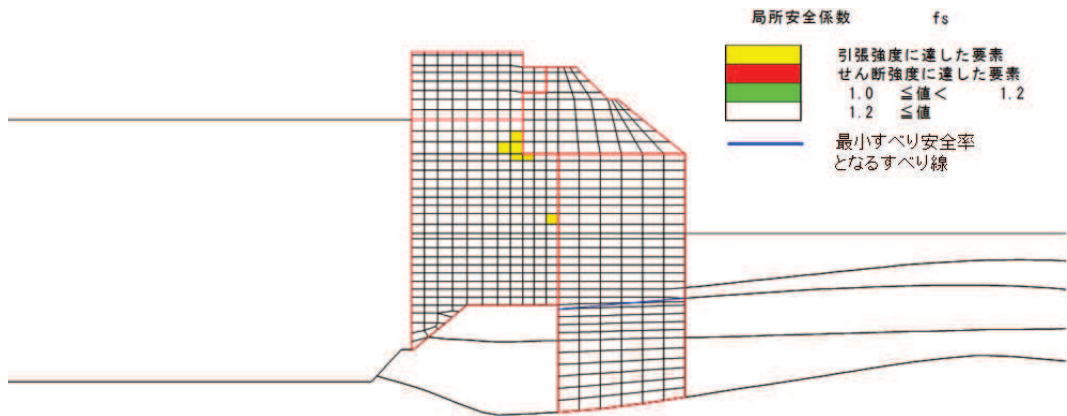


図 4.1-4(3) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面③)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

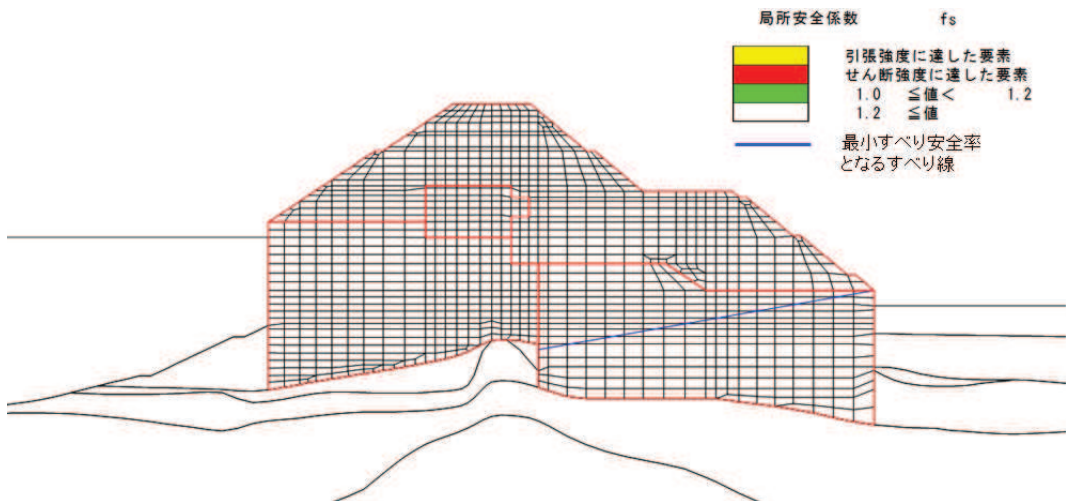


図 4.1-4(4) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面④)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

(6) 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 4.1-35 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 4.1-5 に示す。

表 4.1-35(1) 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	3.9
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	4.2

表 4. 1-35(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
②	4.9
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	4.9

表 4. 1-35(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
②	4.4
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	4.7

表 4. 1-35(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
②	7.7
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	7.8

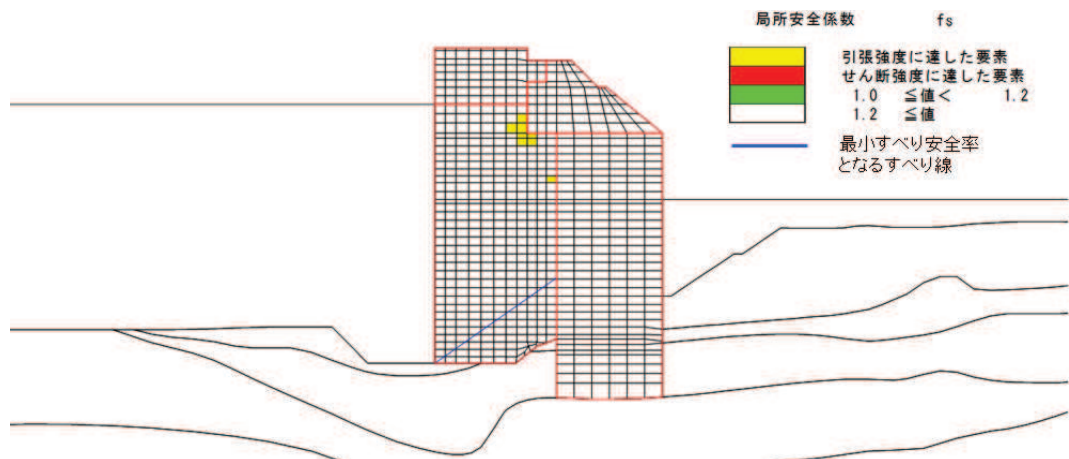


図 4. 1-5(1) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面①)

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 + 1  $\sigma$ )

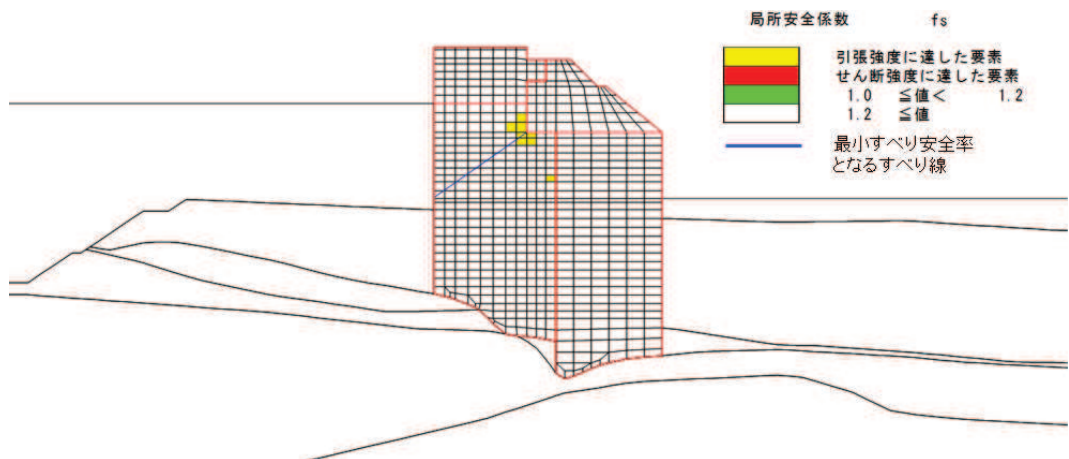


図 4. 1-5(2) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面②)

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  $\sigma$ )

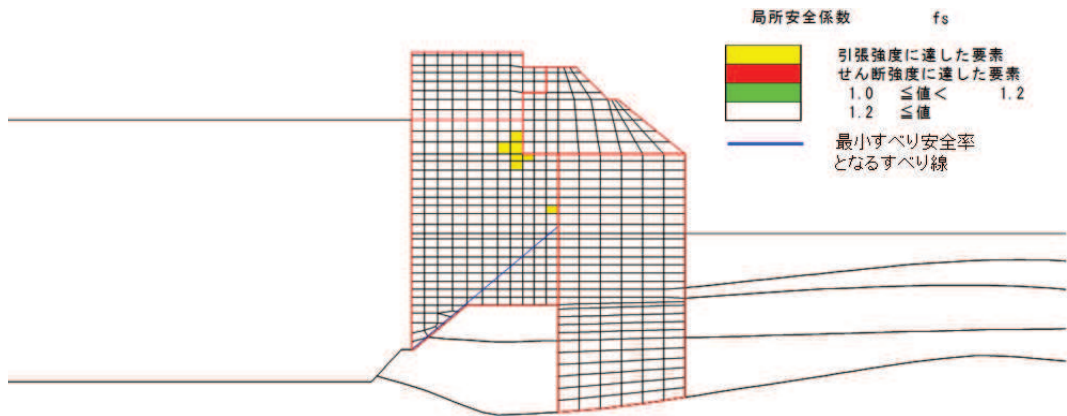


図 4.1-5(3) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面③)

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)

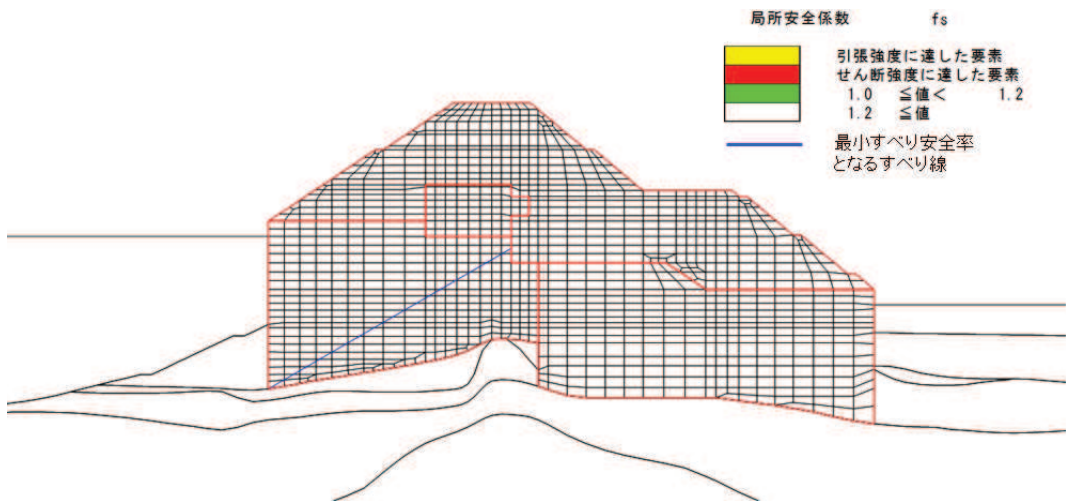


図 4.1-5(4) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面④)

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)

(7) 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 4.1-36 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 4.1-6 に示す。

表 4.1-36(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	最小すべり安全率
②	40.7
① (平均値 - 1σ 強度)	40.3

表 4.1-36(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
②	41.3
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	40.9

表 4.1-36(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
②	38.6
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	38.3

表 4.1-36(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
②	10.0
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	9.8

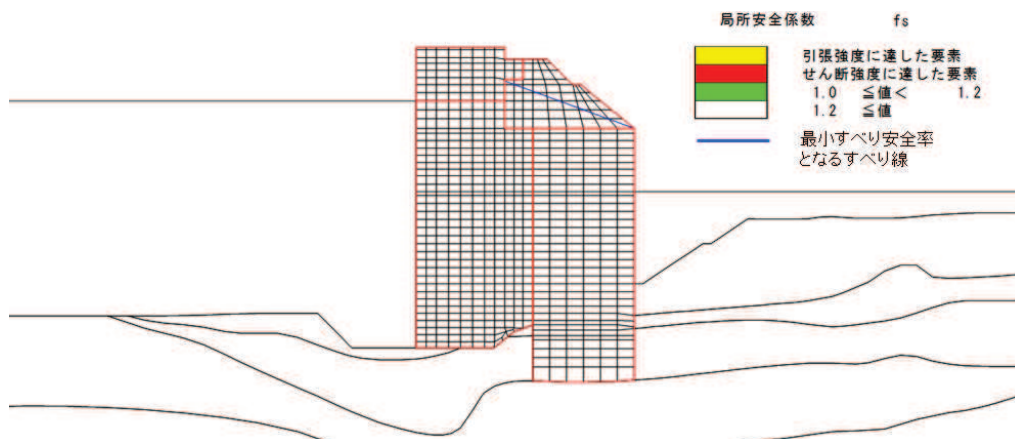


図 4.1-6(1) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面①)

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  $\sigma$ )

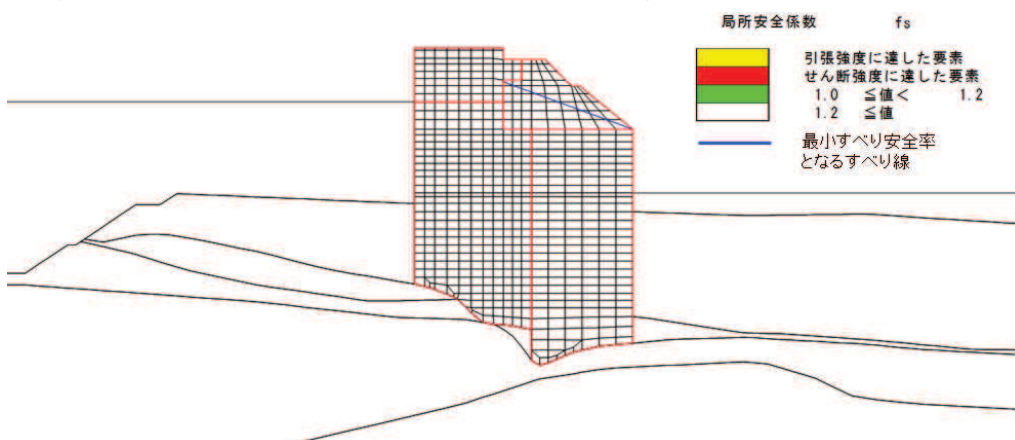


図 4.1-6(2) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面②)

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  $\sigma$ )

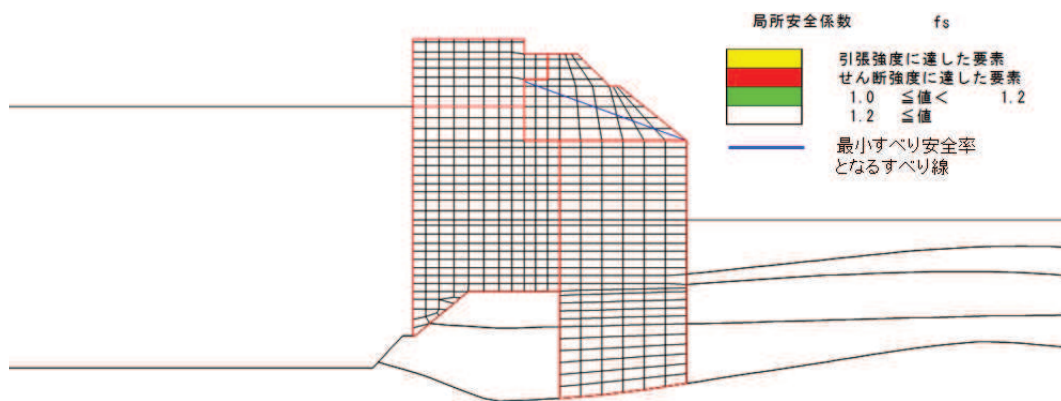


図 4.1-6(3) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面③)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

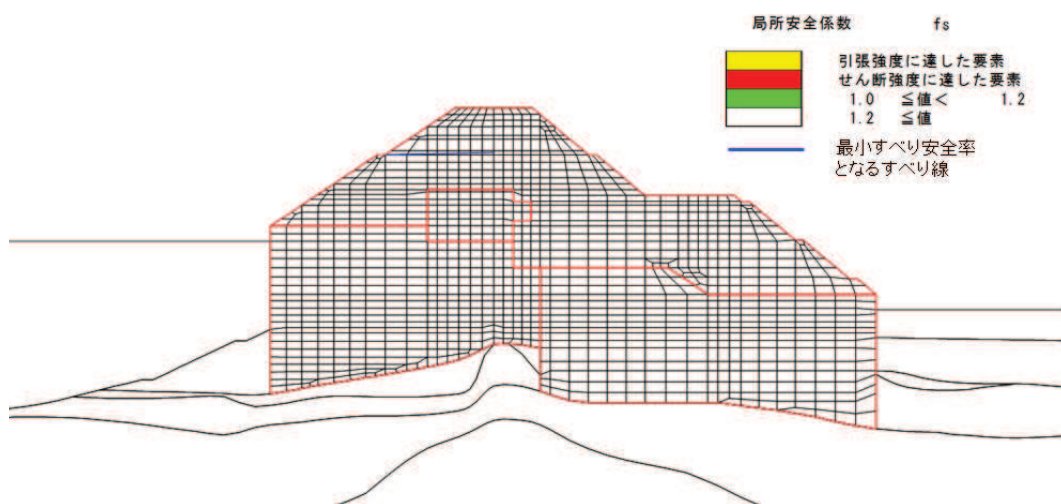


図 4.1-6(4) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面④)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

#### 4.1.2 鋼管杭の評価結果

##### (1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.1-37 に、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図を図 4.1-1 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-37(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

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 (平均)	C	40963	1183	261	382	0.69
② (+1 $\sigma$ )	C	40998	1182	261	382	0.69
③ (-1 $\sigma$ )	C	40828	1172	260	382	0.69

表 4.1-37(2) 鋼管杭の曲げ軸力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 (平均)	C	40932	1182	261	382	0.69
② (+1 $\sigma$ )	C	41017	1180	261	382	0.69
③ (-1 $\sigma$ )	C	40983	1181	261	382	0.69

表 4.1-37(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

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 (平均)	C	40946	1180	261	382	0.69
② (+1 $\sigma$ )	C	40978	1183	261	382	0.69
③ (-1 $\sigma$ )	C	40981	1178	261	382	0.69

表 4.1-37(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

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 (平均)	D	106	3001	18	277	0.07
② (+1 $\sigma$ )	D	92	2732	16	277	0.06
③ (-1 $\sigma$ )	D	106	3334	19	277	0.07



表 4.1-37(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

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 (平均)	C	39164	1167	250	382	0.66
② (+1 $\sigma$ )	C	39164	1167	250	382	0.66
③ (-1 $\sigma$ )	C	39164	1167	250	382	0.66

表 4.1-37(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

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 (平均)	C	39758	1167	254	382	0.67
② (+1 $\sigma$ )	C	39721	1167	253	382	0.67
③ (-1 $\sigma$ )	C	39907	1167	255	382	0.67

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.1-30 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.1-38 に示す。

鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-38(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

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 (平均)	C	12572	96	217	0.45
② (+1 $\sigma$ )	C	12566	96	217	0.45
③ (-1 $\sigma$ )	C	12551	96	217	0.45

表 4.1-38(2) 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 (平均)	C	12563	96	217	0.45
② (+1 $\sigma$ )	C	12650	97	217	0.45
③ (-1 $\sigma$ )	C	12606	96	217	0.45

表 4.1-38(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

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 (平均)	C	12568	96	217	0.45
② (+1 $\sigma$ )	C	12559	96	217	0.45
③ (-1 $\sigma$ )	C	12604	96	217	0.45

表 4.1-38(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

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 (平均)	C	595	5	217	0.03
② (+1 $\sigma$ )	C	504	4	217	0.02
③ (-1 $\sigma$ )	C	713	6	217	0.03

表 4.1-38(5) 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 (平均)	C	13688	105	217	0.49
② (+1 $\sigma$ )	C	13688	105	217	0.49
③ (-1 $\sigma$ )	C	13688	105	217	0.49

表 4.1-38(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

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 (平均)	C	11073	85	217	0.40
② (+1 $\sigma$ )	C	11492	88	217	0.41
③ (-1 $\sigma$ )	C	10568	81	217	0.38

(3) 漂流物防護工のねじり応力

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鋼管杭に発生するねじりを考慮した評価結果を表 4.1-39 に示す。検討ケースはせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面⑤, 解析ケース③」とした。漂流物防護工のねじり応力を考慮することで、せん断応力度が 1 割程度上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-39 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 (ねじり考慮)	C	117	217	0.54

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

#### 4.1.3 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の主要材の照査結果を表 4.1-40 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-40 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
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	34	190	0.18
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	221	315	0.71
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	180	0.38
			合成応力度	0.63	1.20	0.53
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	169	315	0.54
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	180	0.38
			合成応力度	0.43	1.20	0.36
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	275	382	0.72
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	179	217	0.83
			合成応力度	0.68	1.20	0.57
	防護工取付け ボルト	強度区分 8.8	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	182	300	0.62

#### 4.1.4 背面補強工の評価結果

背面補強工のすべり安全率による評価結果を表 4.1-41 に示す。これらの結果から、背面補強工のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

また、図 4.1-7 に背面補強工の津波時の局所安全係数分布を示す。これにより、鋼管杭が背面補強工に接する部分について、背面補強工は津波時にせん断破壊していないことが確認できるため、背面補強工は鋼管杭からの反力に対して弾性範囲である。

表 4.1-41(1) 背面補強工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 (平均)	12.2
② (+1 $\sigma$ )	12.2
③ (-1 $\sigma$ )	12.2

表 4.1-41(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	12.2
② (+1 $\sigma$ )	12.1
③ (-1 $\sigma$ )	12.2

表 4.1-41(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

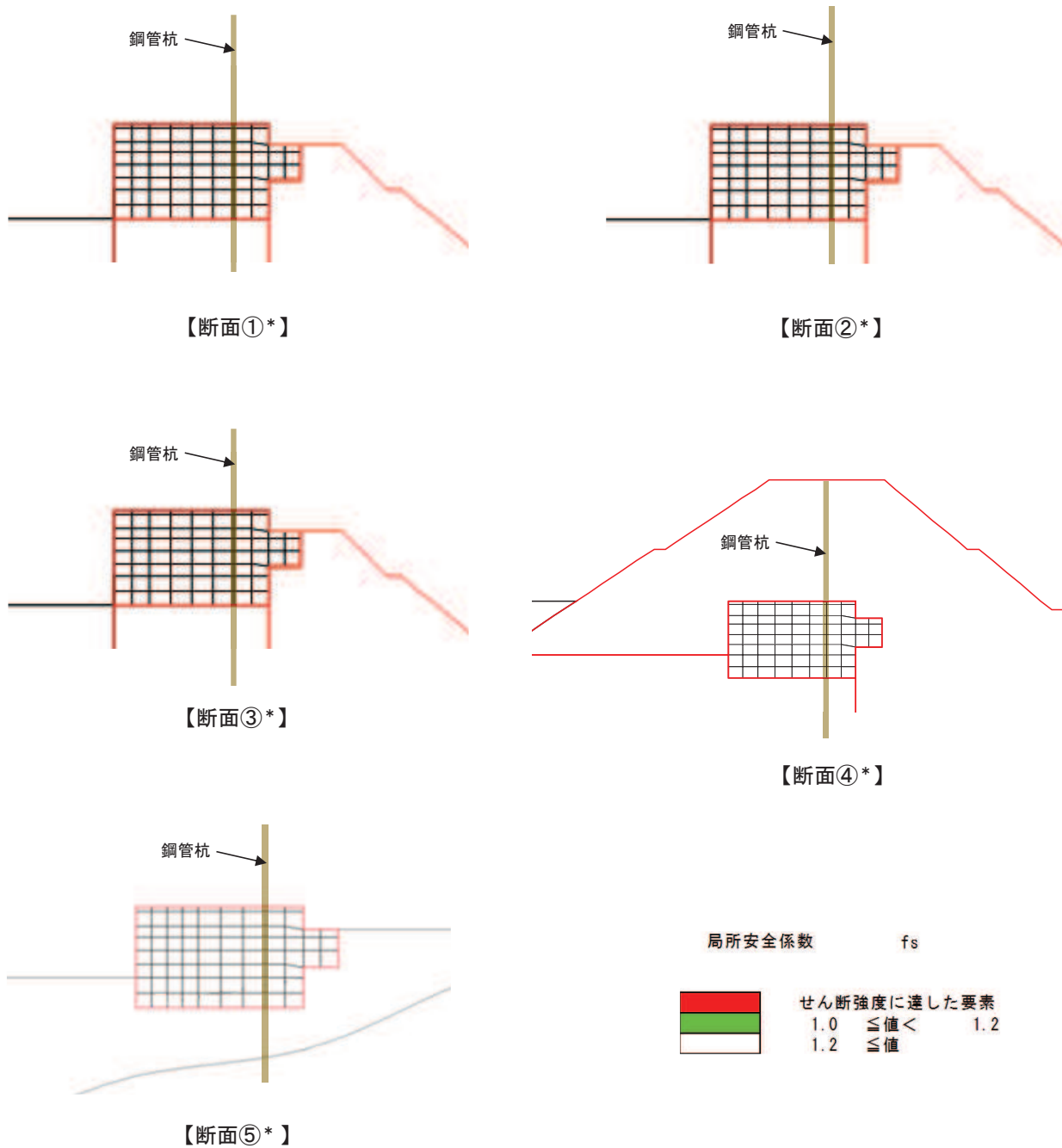
解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	12.2
② (+1 $\sigma$ )	12.2
③ (-1 $\sigma$ )	12.2

表 4.1-41(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	23.7
② (+1 $\sigma$ )	23.6
③ (-1 $\sigma$ )	23.4

表 4.1-41(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	11.8
② (+1 $\sigma$ )	11.8
③ (-1 $\sigma$ )	11.8



注記\*：全ての解析ケースでせん断強度に達した要素が無かった

図 4.1-7 背面補強工の津波時の局所安全係数分布（断面①～断面⑤）

#### 4.1.5 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4.1-42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 4.1-42(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	最小すべり安全率
① (平均)	26.0
② (+1 $\sigma$ )	26.8
③ (-1 $\sigma$ )	24.6

表 4.1-42(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	26.0
② (+1 $\sigma$ )	27.2
③ (-1 $\sigma$ )	24.7

表 4.1-42(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	19.4
② (+1 $\sigma$ )	19.6
③ (-1 $\sigma$ )	19.3

表 4.1-42(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	36.6
② (+1 $\sigma$ )	36.8
③ (-1 $\sigma$ )	36.5

#### 4.1.6 改良地盤の評価結果

##### (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 4.1-43 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 4.1-43(1) 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
① (平均)	4.2
② (+1 $\sigma$ )	3.9
③ (-1 $\sigma$ )	4.7

表 4.1-43(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	5.0
② (+1 $\sigma$ )	4.9
③ (-1 $\sigma$ )	5.1

表 4.1-43(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	4.8
② (+1 $\sigma$ )	4.4
③ (-1 $\sigma$ )	4.9

表 4.1-43(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	7.9
② (+1 $\sigma$ )	7.7
③ (-1 $\sigma$ )	8.2



(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.1-5 に示す、各断面での改良地盤の最小すべり安全率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～断面③）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～断面③について、改良地盤の最小すべり安全率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 4.1-8 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おおむね通過していることが確認できることから、引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

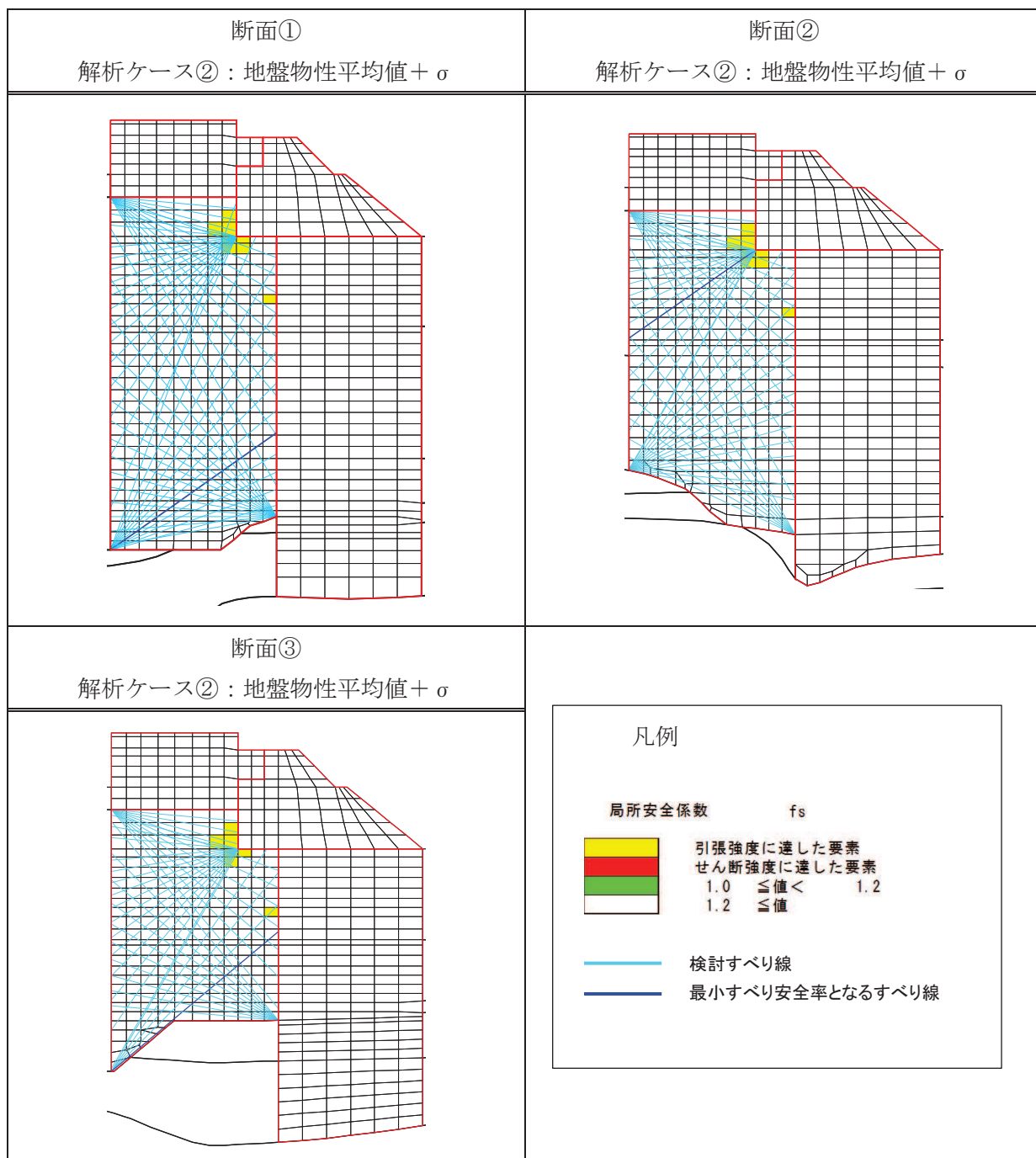


図 4.1-8 改良地盤の最小すべり安全率における局所安全係数分布と  
 検討すべり線の重ね合わせ（断面①～断面③）

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～断面③について、a. に加え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. 1-9 に断面①～断面③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。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 4. 1-9 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. 1-44 に示す。この結果より、追加すべり線におけるすべり安全率は、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、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も、改良地盤は健全であることを確認した。

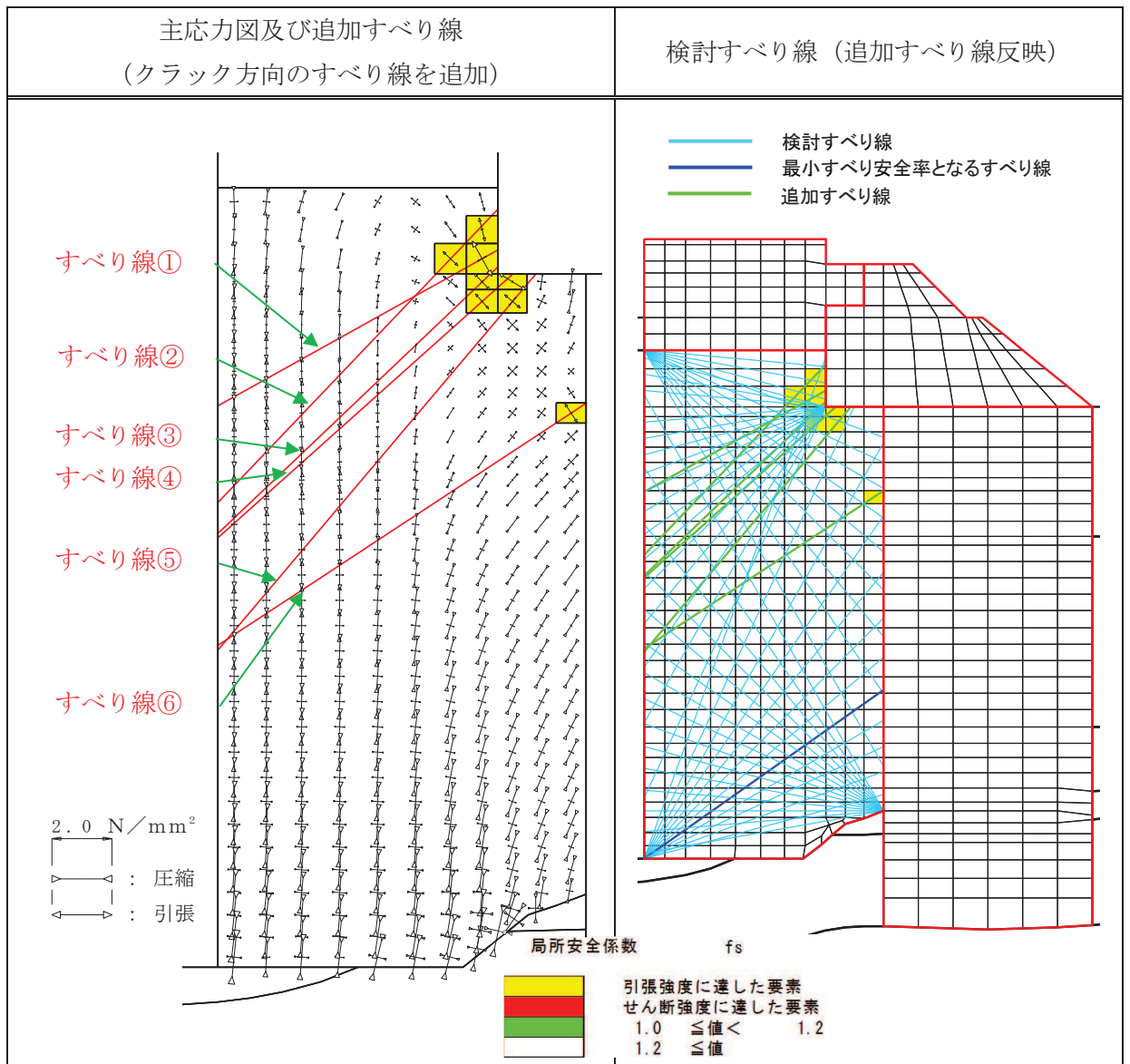


図 4. 1-9(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面①)

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 + σ)

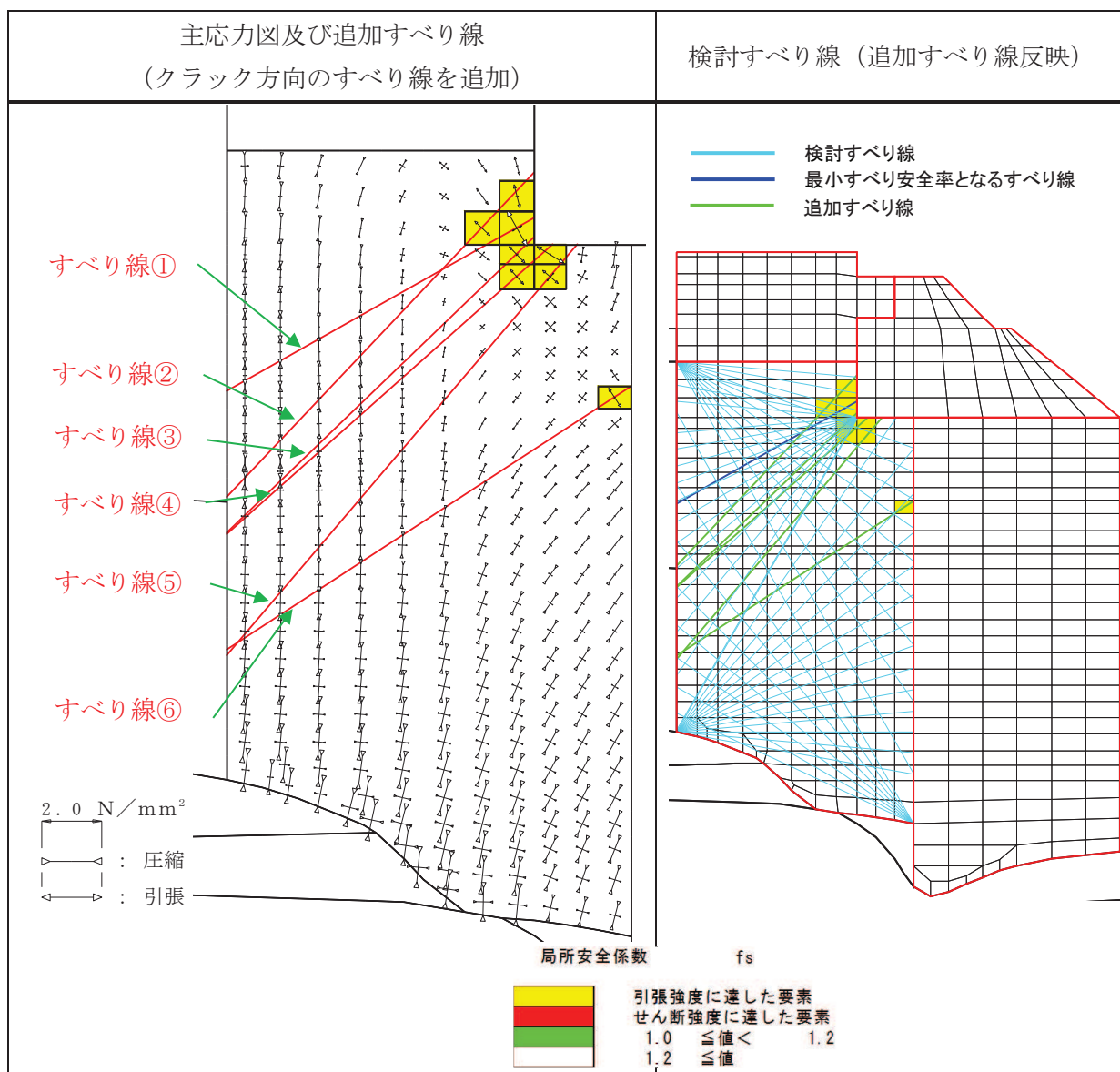


図 4.1-9(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面②)  
 解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 +  $\sigma$ )

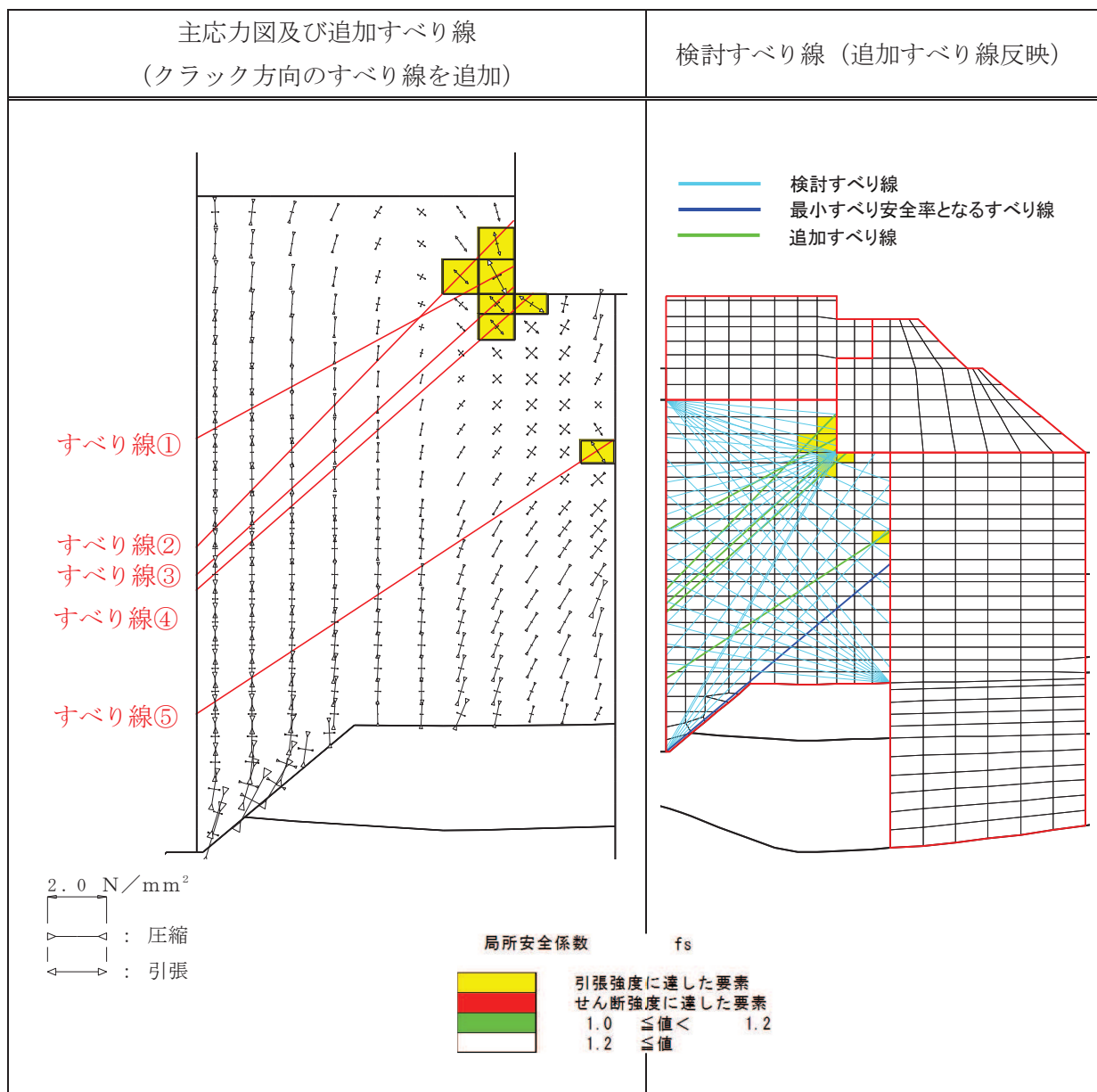


図 4.1-9(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面③)  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 +  $\sigma$ )

表 4.1-44 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④	4.8	3.9
断面②	すべり線①	4.9	4.9
断面③	すべり線④	4.5	4.4

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。

#### 4.1.7 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 4.1-45 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 4.1-45(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	最小すべり安全率
① (平均)	42.1
② (+1 $\sigma$ )	40.7
③ (-1 $\sigma$ )	43.9

表 4.1-45(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	42.7
② (+1 $\sigma$ )	41.3
③ (-1 $\sigma$ )	44.1

表 4.1-45(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	40.0
② (+1 $\sigma$ )	38.6
③ (-1 $\sigma$ )	42.2

表 4.1-45(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	10.2
② (+1 $\sigma$ )	10.0
③ (-1 $\sigma$ )	10.4

#### 4.1.8 止水ジョイント部材の評価結果

津波時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.1-46 及び表 4.1-47 に、保護部材の発生応力に対する照査結果を表 4.1-48 に示す。また、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.1-10 に示す。

津波時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査及び保護部材の発生応力に対する照査を行った結果、相対変位量及び発生応力が許容限界以下であることを確認した。

なお、保護部材の発生応力の詳細については、「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」に示す。

表 4.1-46 (1) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(A 区間：構造境界部（一般部のうち突出長変化部），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)
軸直交方向	5.7	71.4	77.1	350
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。

表 4.1-46 (2) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(B 区間：構造境界部（一般部のうち背面補強工間），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)
軸直交方向	31.5	93.5	125.0	350
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。

表 4.1-46 (3) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(C 区間：構造境界部（一般部と岩盤部の境界），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)
軸直交方向	31.5	93.5	125.0	350
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。



表 4.1-46 (4) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(D 区間：構造境界部（岩盤部のうち背面補強工間），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)
軸直交方向	0.3	59.5	59.8	350
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。

表 4.1-46 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(E 区間：構造境界部（岩盤部のうち背面補強工端部），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)
軸直交方向	0.1	66.6	66.7	350
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。

表 4.1-46 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(F 区間：構造境界部（岩盤部のうち突出長変化部），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)
軸直交方向	0.1	66.6	66.7	350
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。

表 4.1-47 (1) 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），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	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	③	1.2	21.4	22.6	30
軸方向	—*	1.6*	0	1.6	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。

表 4.1-47 (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

(I 区間：構造同一部（岩盤部のうち突出杭長同一部），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	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	③	0.1	21.7	21.8	30
軸方向	—*	1.2*	0	1.2	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。

表 4.1-47 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量

(J 区間：構造同一部（岩盤部のうち背面補強工内），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	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	③	0.1	19.4	19.5	30
軸方向	—*	1.0*	0	1.0	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。

表 4.1-48 保護部材の発生応力

鋼材	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
	梁部材 SS400	曲げ圧縮応力度	
せん断応力度		74	120
アンカー ボルト	引張力	69.8	96.3

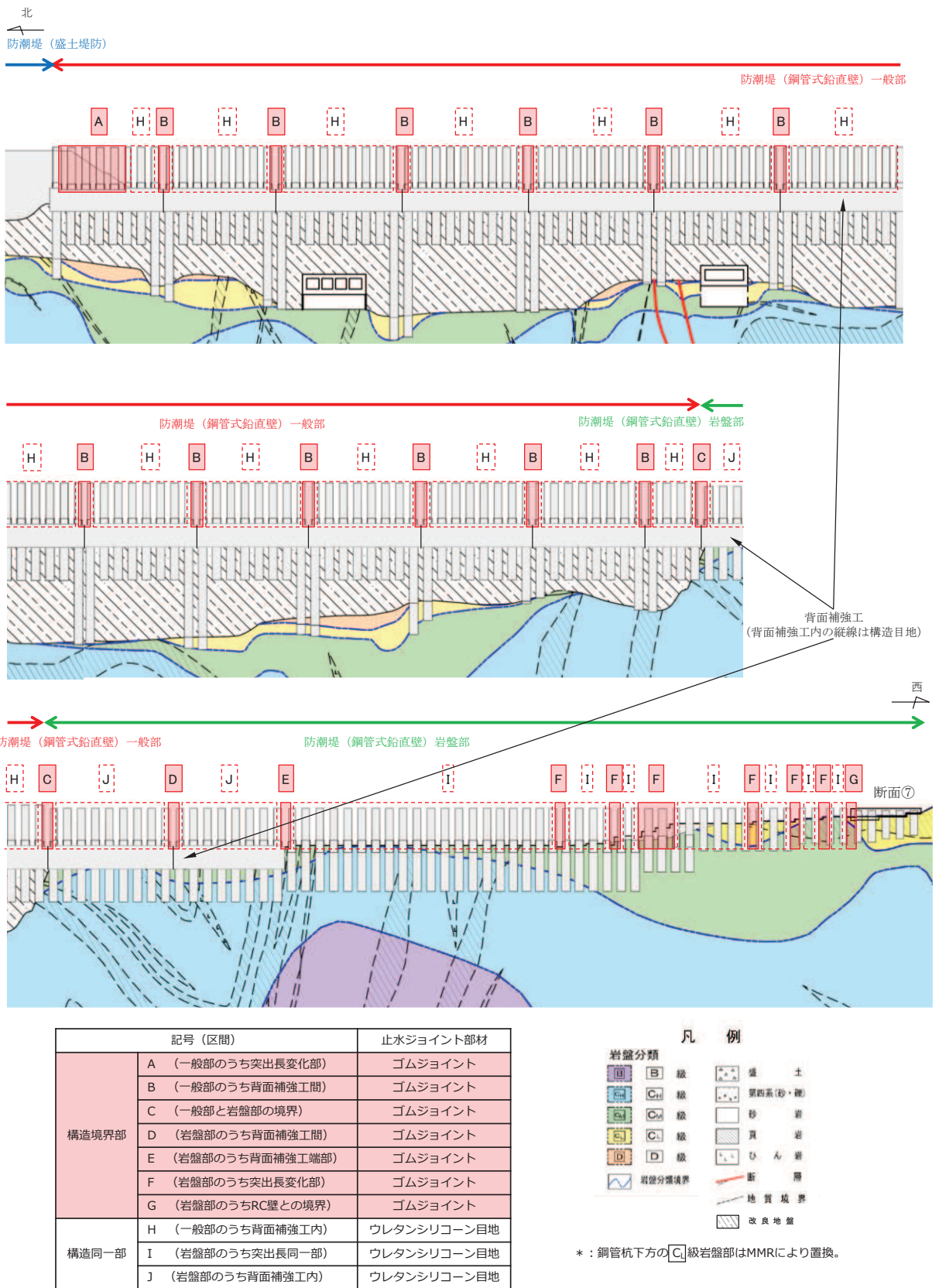


図 4.1-10 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

## 4.2 重畳時

### 4.2.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」,「最大せん断ひずみ分布」,「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお,断面力分布について,鋼管杭は杭1本あたり,RC遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

#### (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. 断面①

##### (a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表4.2-1に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.69		
	-+	0.76	0.76	0.71
	+-	0.73		
	--	0.67		

##### (b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表4.2-2に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.44		
	-+	0.48	0.48	0.45
	+-	0.47		
	--	0.43		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-3 に背面補強工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 背面補強工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	++	12.2		
	-+	11.0	11.0	11.9
	+-	11.6		
	--	12.3		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-4 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 4.2-4 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	++	13.4		
	-+	15.1	14.1	15.6
	+-	13.7		
	--	13.8		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-5 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 4.2-5 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	②	③
S d - D 2	++	2.6		
	-+	2.6	2.5	2.9
	+-	2.4		
	--	2.7		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-6 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。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 $-1\sigma$ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-6 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	②	③
S d - D 2	++	42.4		
	-+	48.2	56.7	52.2
	+-	44.5		
	--	43.1		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-7 に鋼管杭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 4.2-7 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，鋼管杭）

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	++	0.22		
	-+	0.24	0.22	0.27
	+-	0.22		
	--	0.23		

ロ 背面補強工

表 4.2-8 に背面補強工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 4.2-8 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，背面補強工）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.23		
	-+	0.25	0.25	0.25
	+-	0.23		
	--	0.25		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-9 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 4.2-9 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）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	0.15	0.16	0.15
	+-	0.16		
	--	0.18		

b. 断面②

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-10 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.75	0.76	0.73
	-+	0.75		
	+-	0.74		
	--	0.73		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-11 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-11 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.48	0.48	0.46
	-+	0.48		
	+-	0.47		
	--	0.47		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-12 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-12 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	11.4	11.3	11.6
	-+	10.9		
	+-	11.2		
	--	11.2		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-13 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 4.2-13 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②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.1	13.5	12.6
	-+	14.5		
	+-	12.8		
	--	14.2		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-14 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 4.2-14 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②）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	3.0	2.9	3.0
	-+	3.0		
	+-	2.8		
	--	2.9		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-15 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。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 $-1\sigma$ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-15 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②）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	29.5	46.4	15.1
	-+	36.2		
	+-	38.5		
	--	30.1		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-16 に鋼管杭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 4.2-16 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，鋼管杭）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.09	0.09	0.10
	-+	0.10		
	+-	0.09		
	--	0.09		

ロ 背面補強工

表 4.2-17 に背面補強工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 4.2-17 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，背面補強工）

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	++	0.25	0.25	0.25
	-+	0.28		
	+-	0.25		
	--	0.28		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-18 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 4.2-18 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，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	++	0.15	0.14	0.15
	-+	0.13		
	+-	0.14		
	--	0.14		

c. 断面③

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.71		
	-+	0.75	0.76	0.75
	+-	0.73		
	--	0.75		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.45		
	-+	0.48	0.48	0.48
	+-	0.47		
	--	0.48		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	11.6		
	-+	10.8	10.9	10.9
	+-	11.3		
	--	10.9		

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-22 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 4.2-22 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③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.6		
	-+	12.2	12.2	12.5
	+-	12.0		
	--	12.6		

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-23 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 4.2-23 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③）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	2.9		
	-+	2.8	2.7	3.3
	+-	2.8		
	--	3.0		

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-24 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。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 $-1\sigma$ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-24 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③）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	60.5		
	-+	32.2	38.3	22.0
	+-	46.3		
	--	39.9		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-25 に鋼管杭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 4.2-25 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，鋼管杭）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.14		
	-+	0.15	0.13	0.18
	+-	0.14		
	--	0.15		

ロ 背面補強工

表 4.2-26 に背面補強工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 4.2-26 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，背面補強工）

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	++	0.25		
	-+	0.25	0.25	0.25
	+-	0.23		
	--	0.28		

ハ 置換コンクリート

表 4.2-27 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 4.2-27 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，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	++	0.15		
	-+	0.15	0.14	0.15
	+-	0.15		
	--	0.15		

d. 断面④

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.25		
	-+	0.25		
	+-	0.25		
	--	0.25	0.21	0.32

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.07		
	-+	0.08		
	+-	0.07		
	--	0.08	0.06	0.09

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-30 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-30 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	15.2		
	-+	13.8		
	+-	14.8		
	--	14.3	14.6	14.1

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-31 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 4.2-31 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④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.2		
	-+	12.9		
	+-	12.6		
	--	12.6	12.7	12.4

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-32 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 4.2-32 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④）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	4.4		
	-+	4.1		
	+-	4.4		
	--	4.2	4.2	4.1

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-33 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 4.2-33 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④）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	7.5		
	-+	7.5		
	+-	7.5		
	--	7.0	7.6	6.9

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-34 に鋼管杭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 4.2-34 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，鋼管杭）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.22		
	-+	0.21		
	+-	0.21		
	--	0.22	0.18	0.27

ロ 背面補強工

表 4.2-35 に背面補強工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. 2-35 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，背面補強工）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.28		
	-+	0.28		
	+-	0.28		
	--	0.30	0.30	0.28

ハ 置換コンクリート

表 4. 2-36 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. 2-36 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，置換コンクリート）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.20		
	-+	0.19		
	+-	0.20		
	--	0.20	0.19	0.20

e. 断面⑤

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4. 2-37 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-37 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.61	0.61	0.60
	-+	0.58		
	+-	0.59		
	--	0.57		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4. 2-38 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。



表 4.2-38 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.45	0.45	0.44
	-+	0.42		
	+-	0.43		
	--	0.42		

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-39 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-39 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.8	12.8	12.8
	-+	13.3		
	+-	13.0		
	--	13.1		

(d) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-40 に鋼管杭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 4.2-40 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，鋼管杭）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.04	0.04	0.04
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		

ロ 背面補強工

表 4.2-41 に背面補強工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 4.2-41 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，背面補強工）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.06	0.06	0.06
	-+	0.06		
	+ -	0.06		
	--	0.06		

f. 断面⑥

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-42 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-42 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.64	0.64	0.65
	-+	0.60		
	+ -	0.62		
	--	0.61		

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-43 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-43 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.38	0.39	0.36
	-+	0.36		
	+ -	0.36		
	--	0.36		

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-44 に鋼管杭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 4.2-44 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑥，鋼管杭）

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	++	0.04	0.04	0.04
	-+	0.04		
	+ -	0.04		
	--	0.04		

(2) 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.2-45 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2-46 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2-1 に示す。

表 4.2-45 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

杭種		設置標高	板厚*2 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm) 0. P. +30. 0m*1~ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 <sup>5</sup>	8. 813×10 <sup>7</sup>
B		SM570 (t=40mm) 0. P. +23. 5m~ 0. P. +21. 0m 0. P. +21. 0m~ 0. P. +20. 0m	39	2. 645×10 <sup>5</sup>	1. 403×10 <sup>8</sup>
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm) 長杭 0. P. +20. 0m~ 0. P. ±0. 0m 短杭 断面⑤ 0. P. +20. 0m~ 0. P. +5. 0m 断面⑥ 0. P. +20. 0m ~ +8. 0m	34	2. 632×10 <sup>5</sup>	1. 599×10 <sup>8</sup>
D		SKK490 (t=25mm) 長杭 0. P. ±0. 0m~ 杭下端 短杭 断面⑤ 0. P. +5. 0m~ 0. P. +2. 5m 断面⑥ 0. P. +8. 0m ~ +5. 5m	24	1. 865×10 <sup>5</sup>	1. 143×10 <sup>8</sup>

注記 \*1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

\*2：日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.2-46(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	45243	-1277	288	382	0.76

表 4.2-46(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	45234	-1095	288	382	0.76

表 4.2-46(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	45437	-828	288	382	0.76

表 4.2-46(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	S d - D 2 (--)	③	-1153	-14401	88	277	0.32

表 4.2-46(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	35887	-1335	230	382	0.61

表 4.2-46(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	③	38764	-1260	248	382	0.65

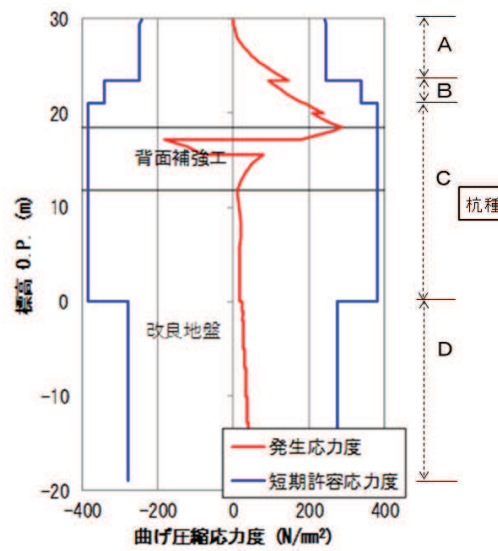
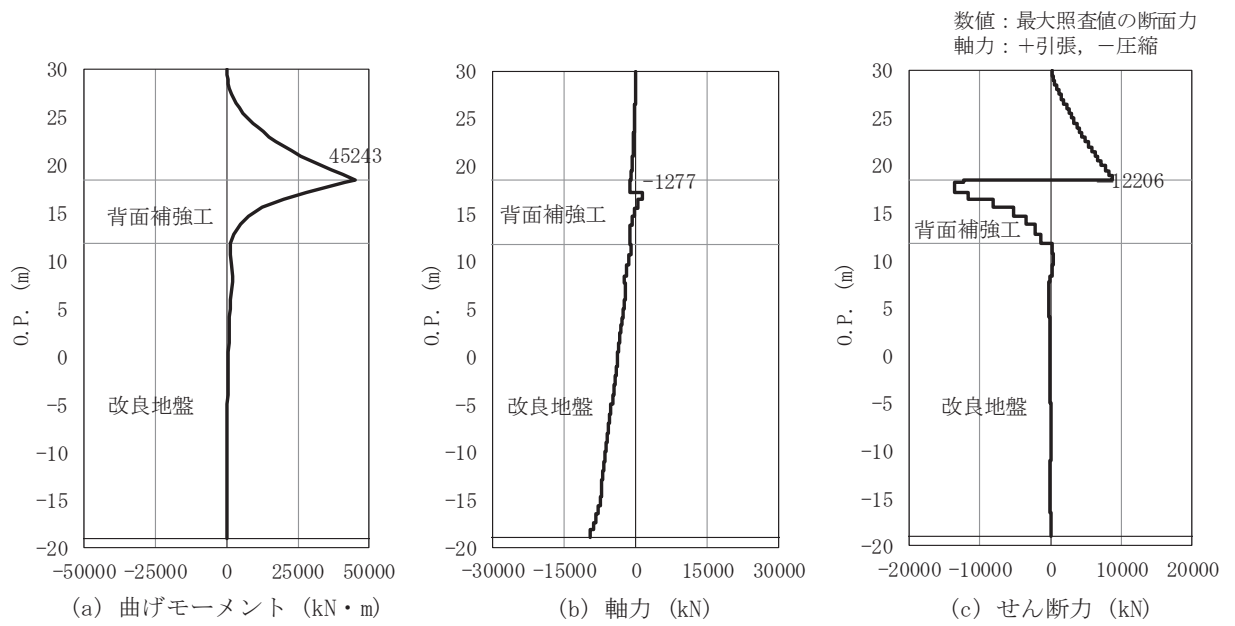


図 4.2-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面①, S d-D 2 (-+), t=17.47s)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

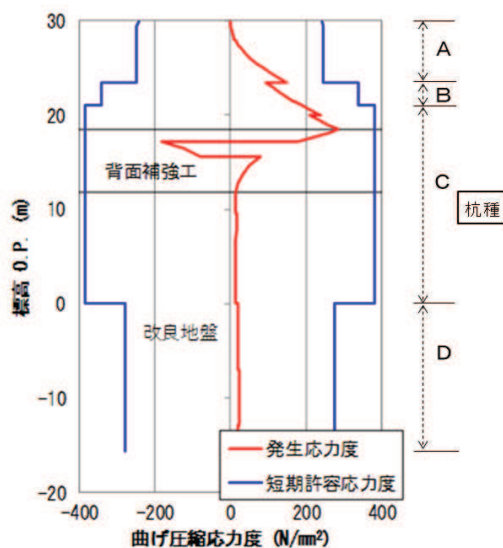
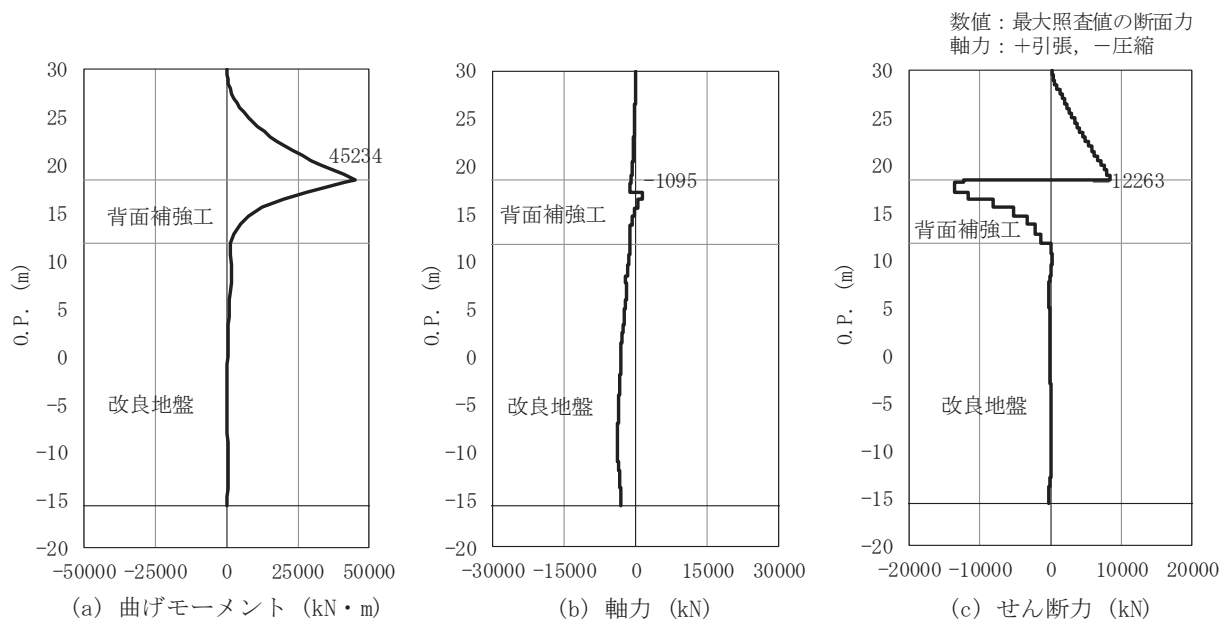


図 4.2-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面②, S d - D 2 (++) , t=6.93s)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

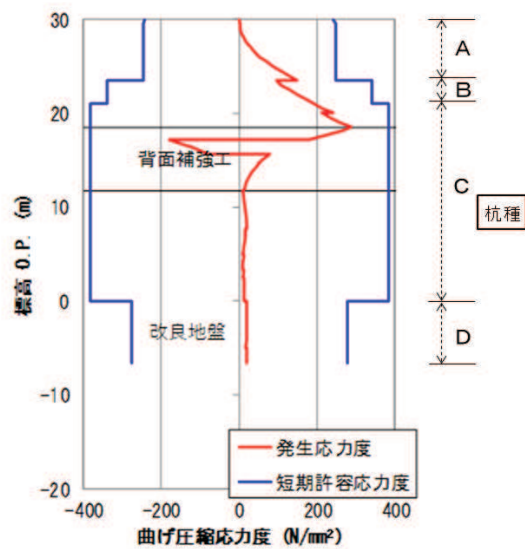
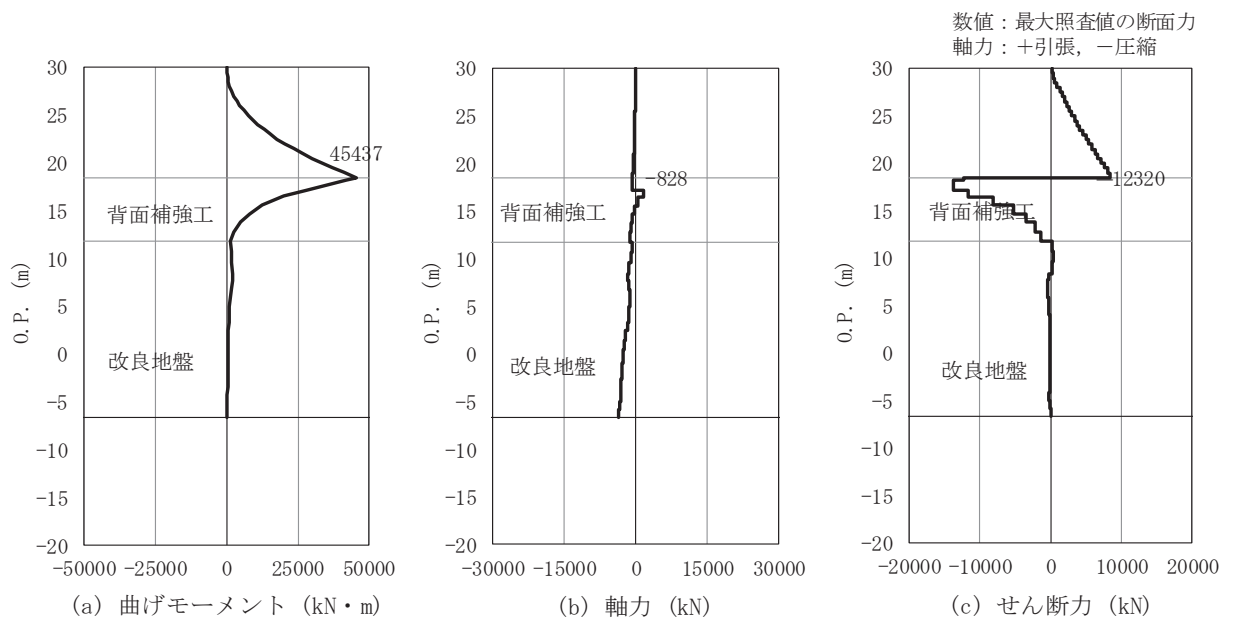


図 4.2-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面③, S d-D 2 (-+), t=16.37s)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

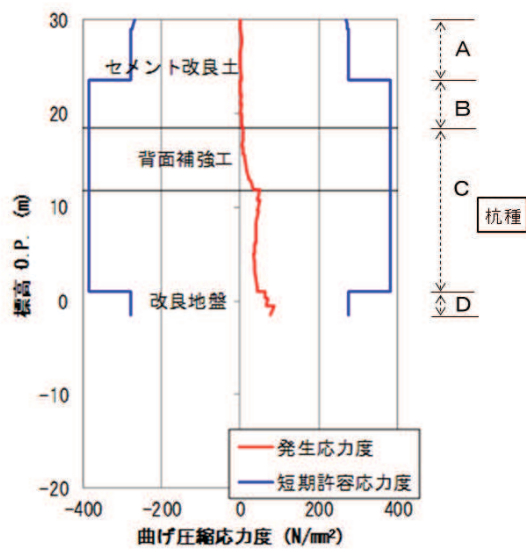
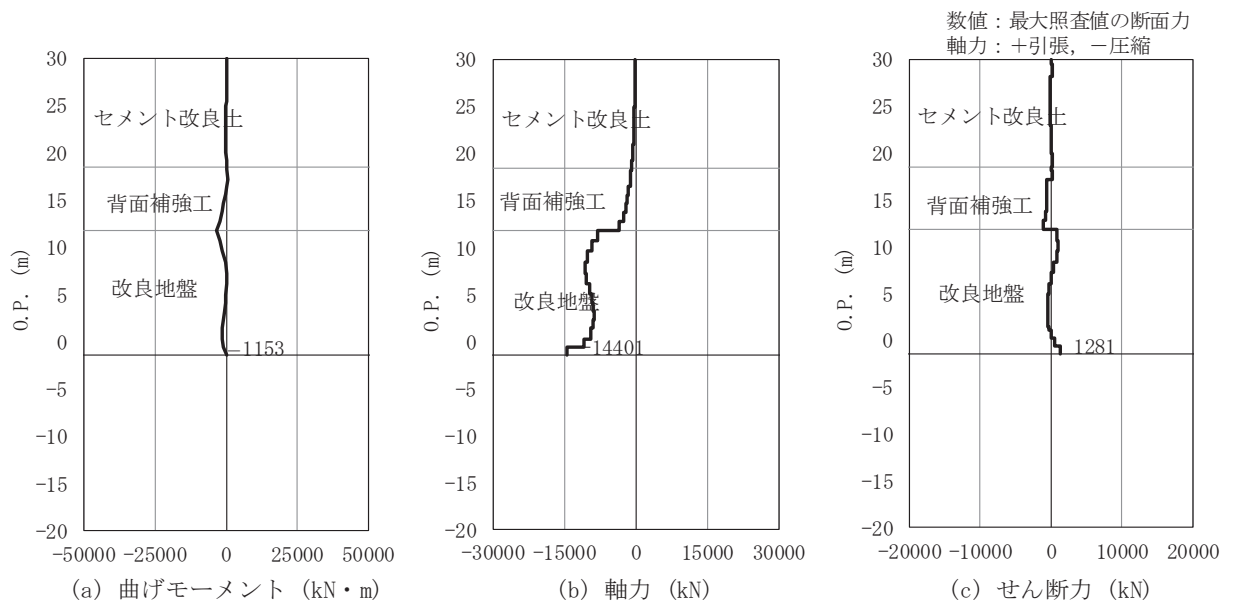


図 4.2-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面④, S d-D 2 (—), t=13.58s)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)



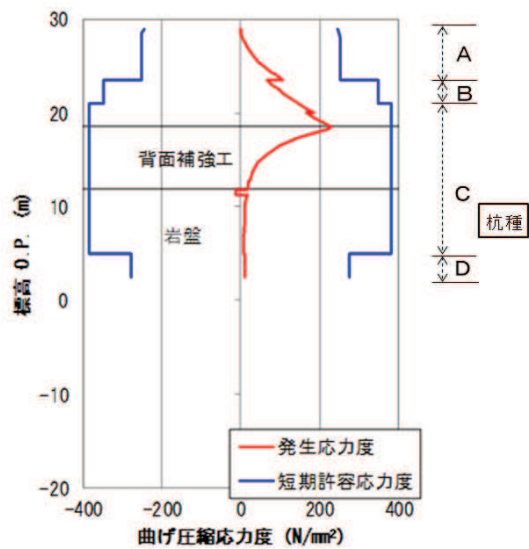
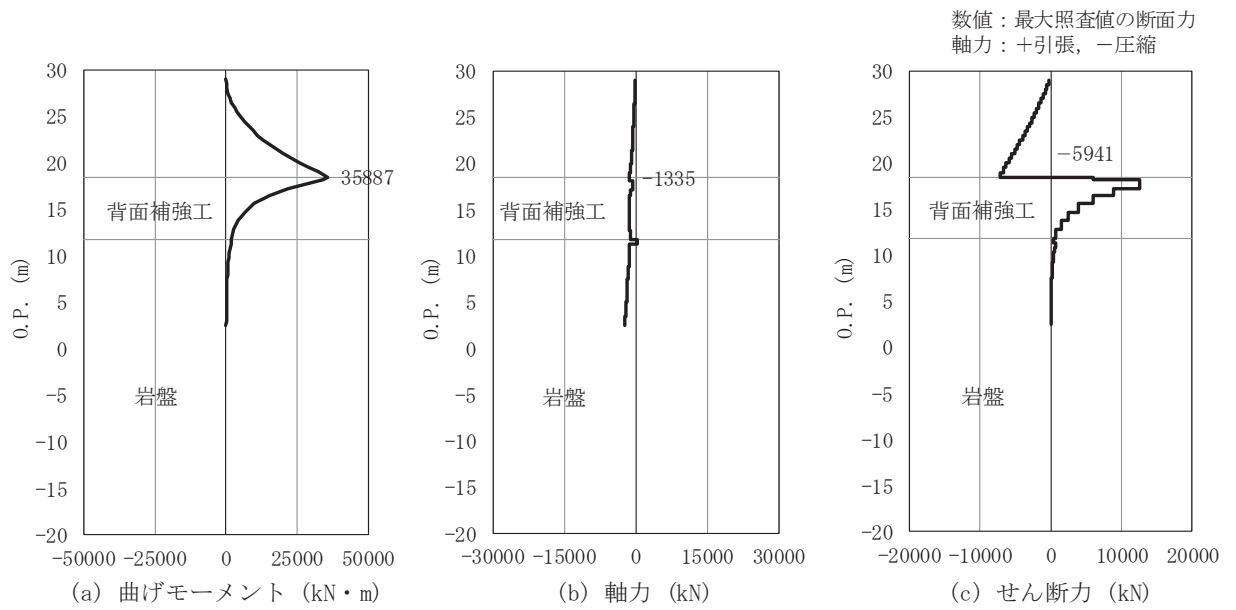


図 4.2-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面⑤, S d - D 2 (++) , t=6.85s)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ

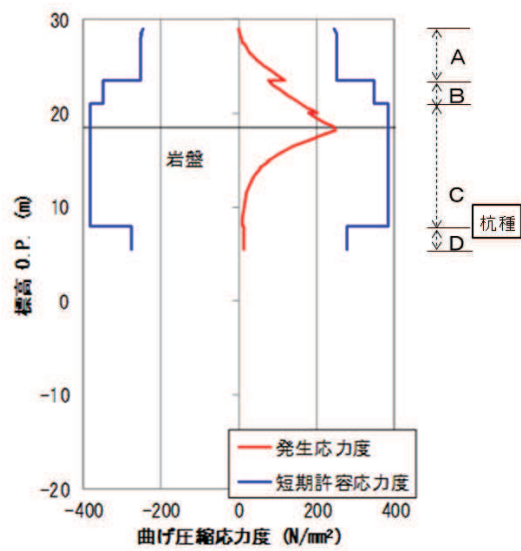
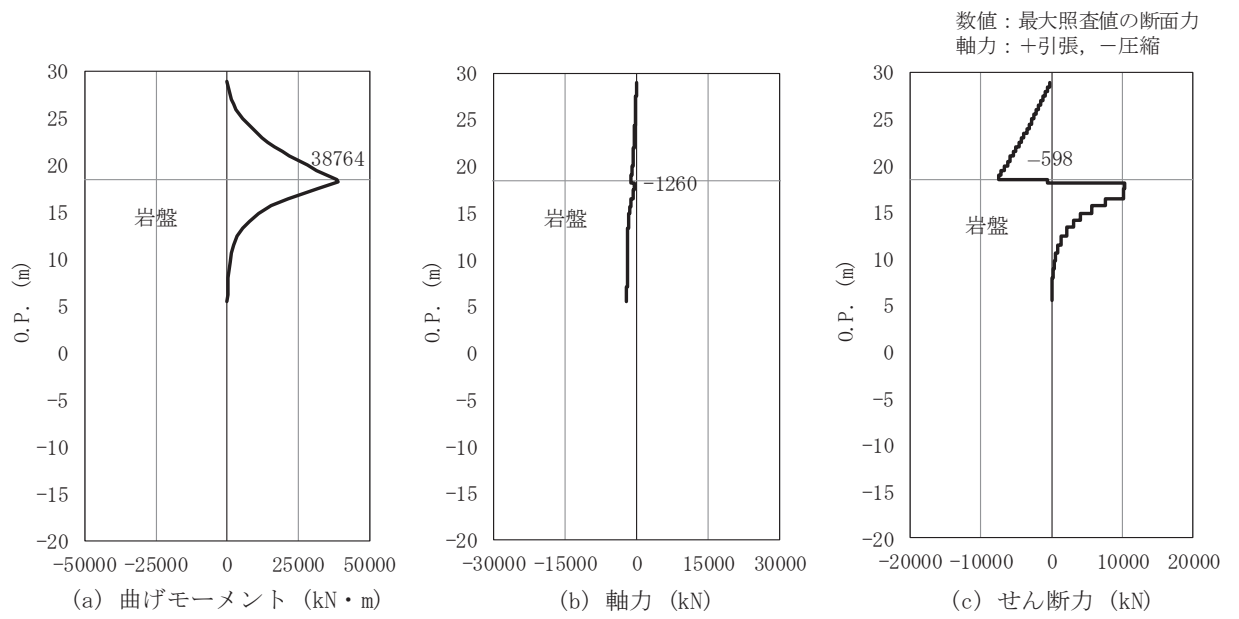


図 4.2-1(6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.86s)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(3) 断面力分布（鋼管杭のせん断破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.2-45 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2-47 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2-2 に示す。

表 4.2-47(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①）

杭種	地震動	解析ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	-13606	104	217	0.48

表 4.2-47(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②）

杭種	地震動	解析ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	-13590	104	217	0.48

表 4.2-47(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面③）

杭種	地震動	解析ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	-13661	104	217	0.48

表 4.2-47(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面④）

杭種	地震動	解析ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
D	S d - D 2 (--)	③	1281	14	157	0.09

表 4.2-47 (5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	12549	96	217	0.45

表 4.2-47 (6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	10910	83	217	0.39

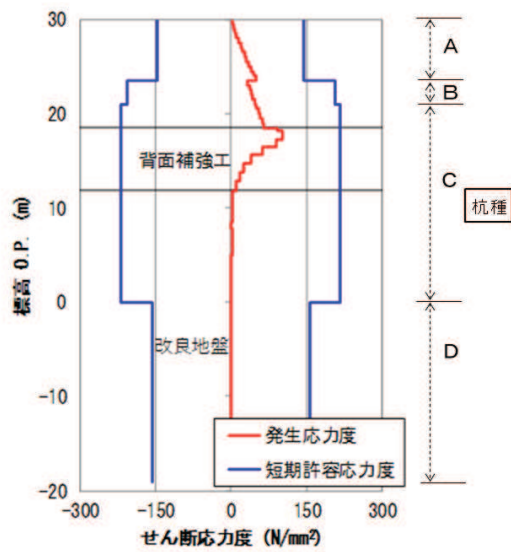
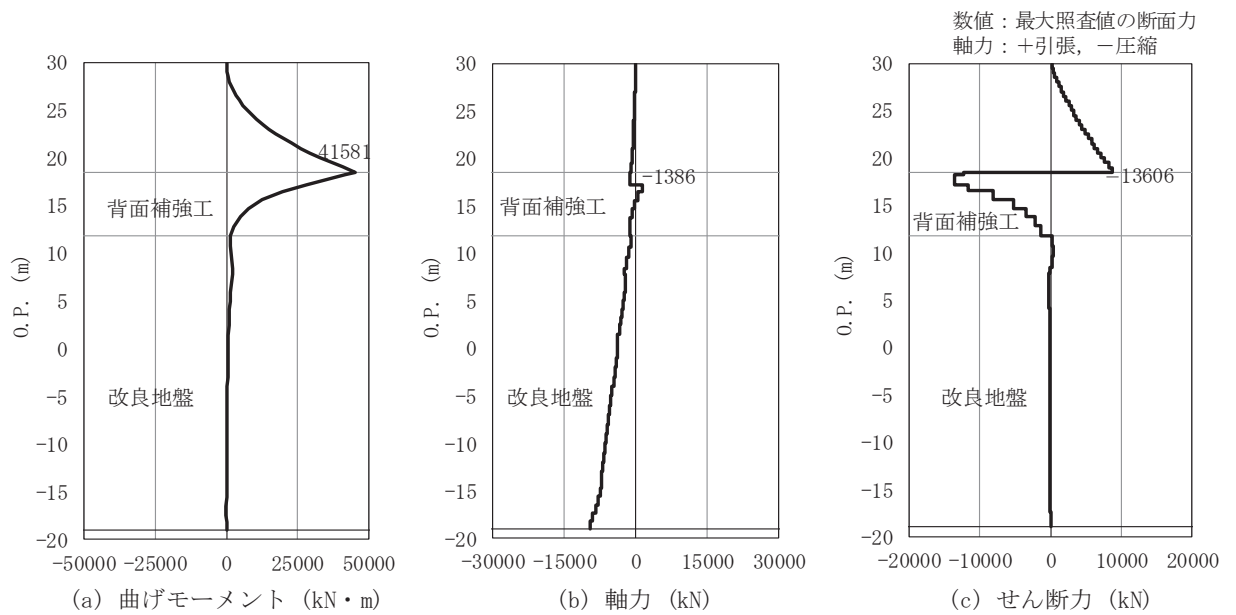


図 4.2-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面①, S d-D 2 (-+), t=17.47s)

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)

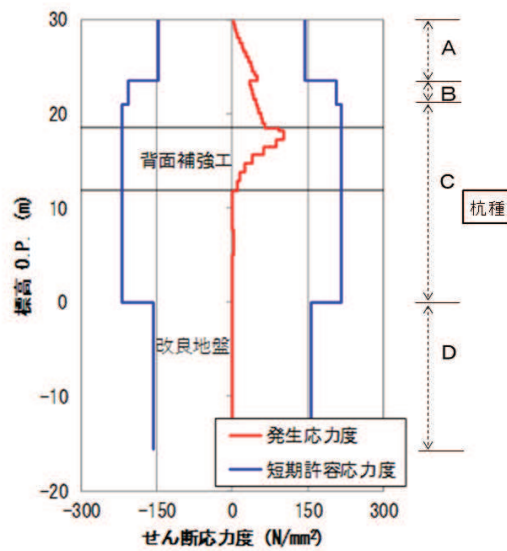
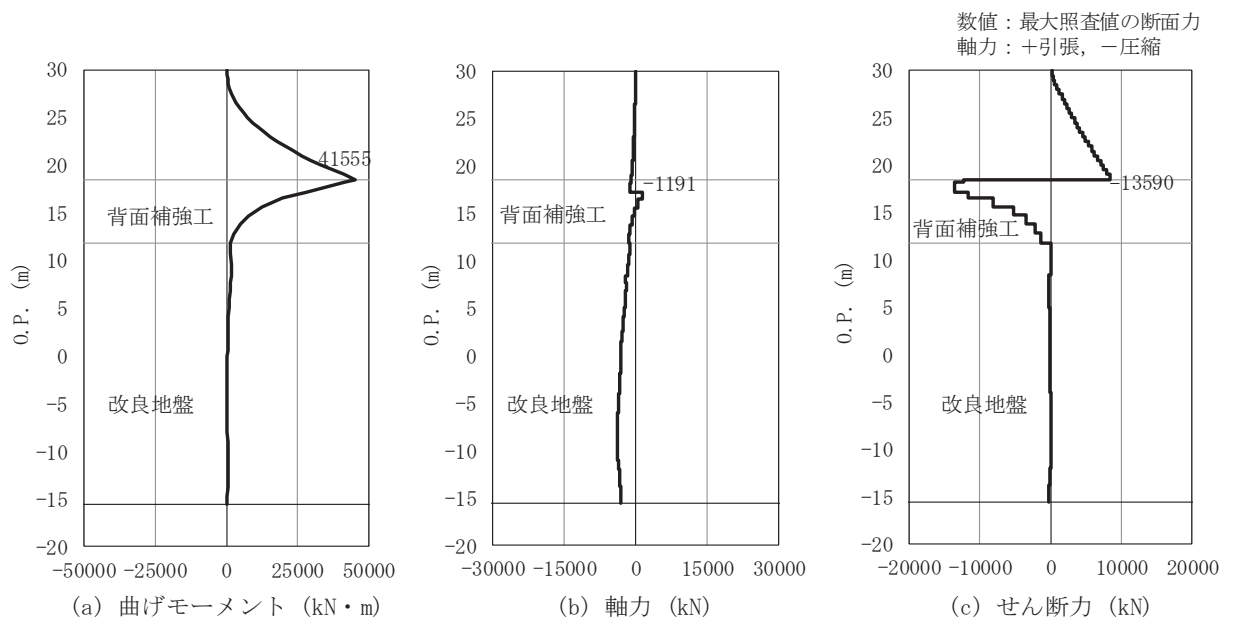


図 4.2-2(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面②, S d - D 2 (++) , t=6.93s)

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)

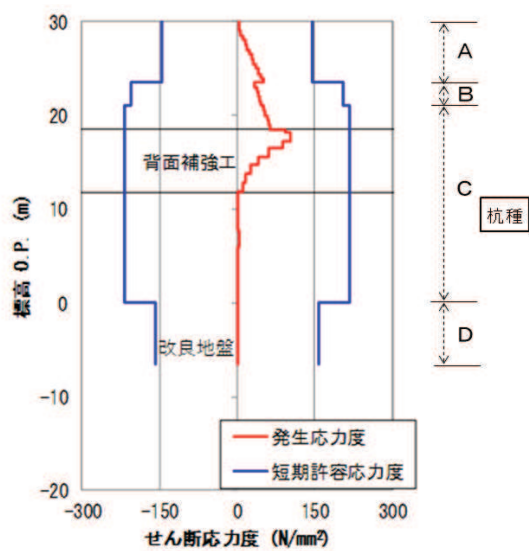
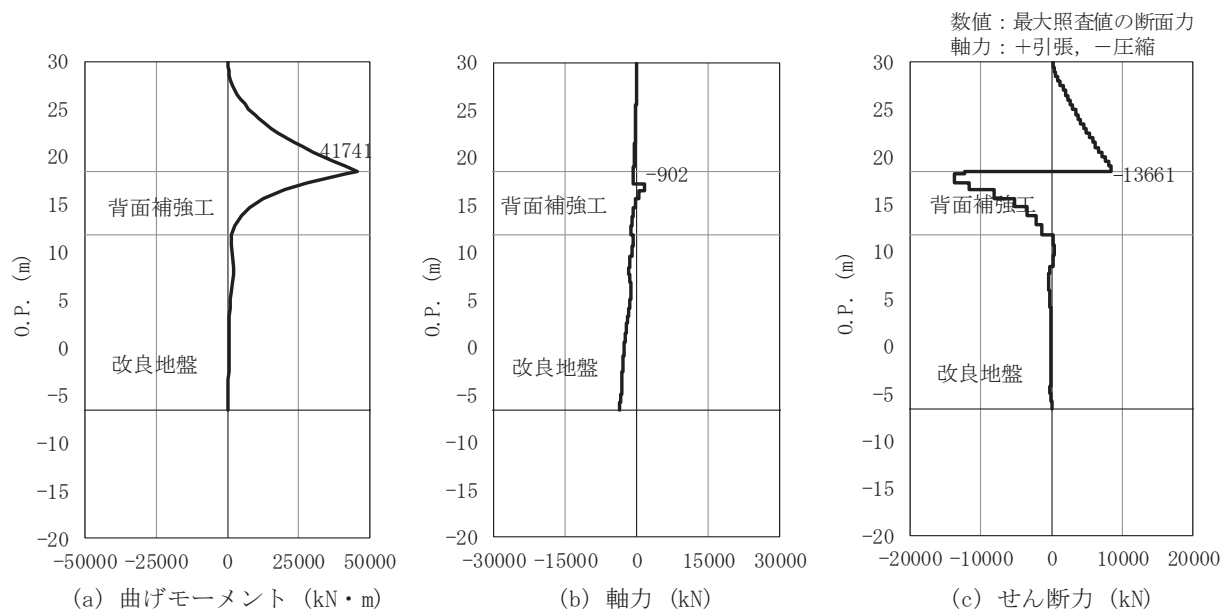


図 4.2-2(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
(断面③, S d-D 2 (-+), t=16.37s)

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)

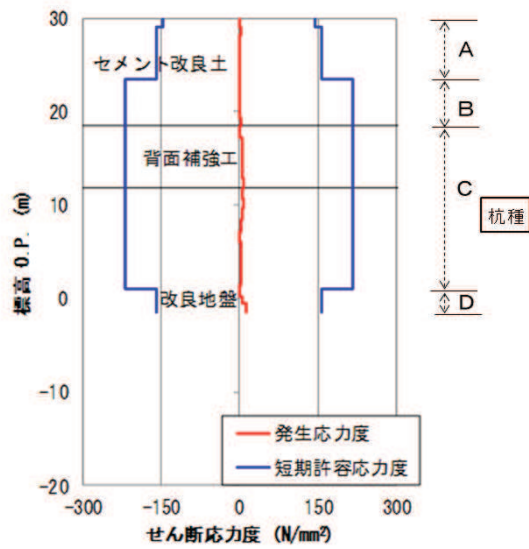
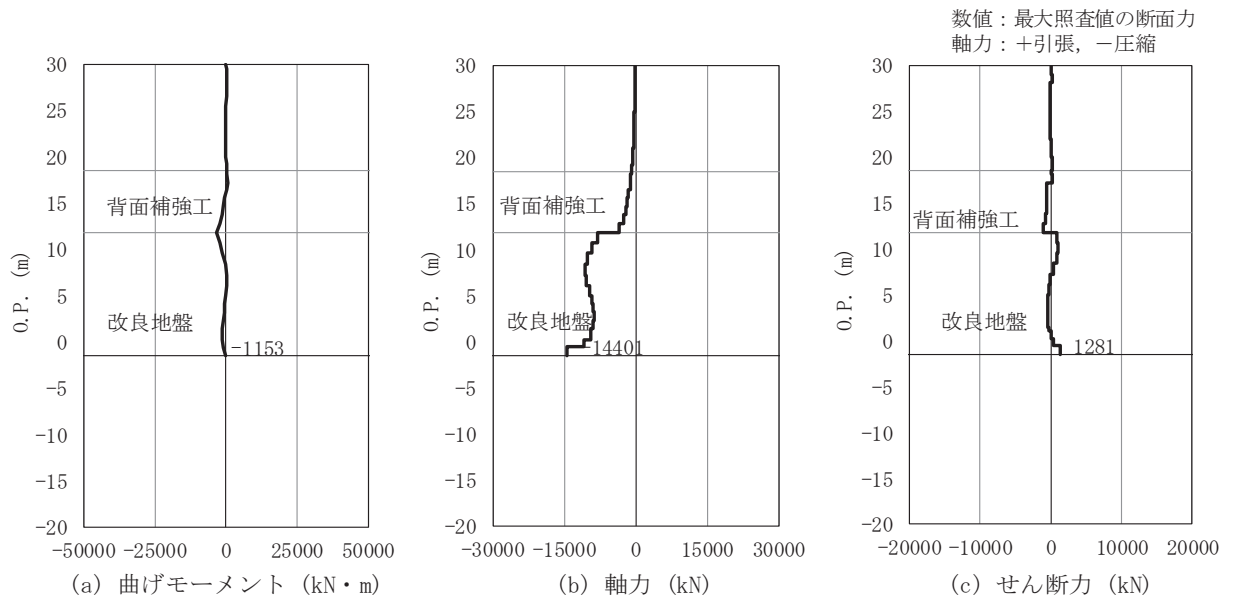


図 4.2-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
(断面④, S d-D 2 (—), t=13.58s)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値-1σ)



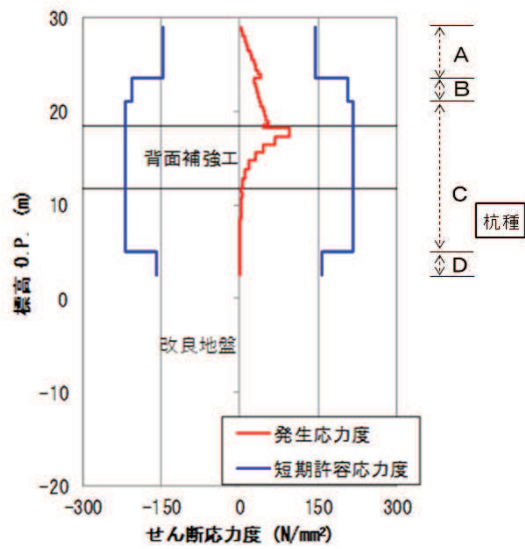
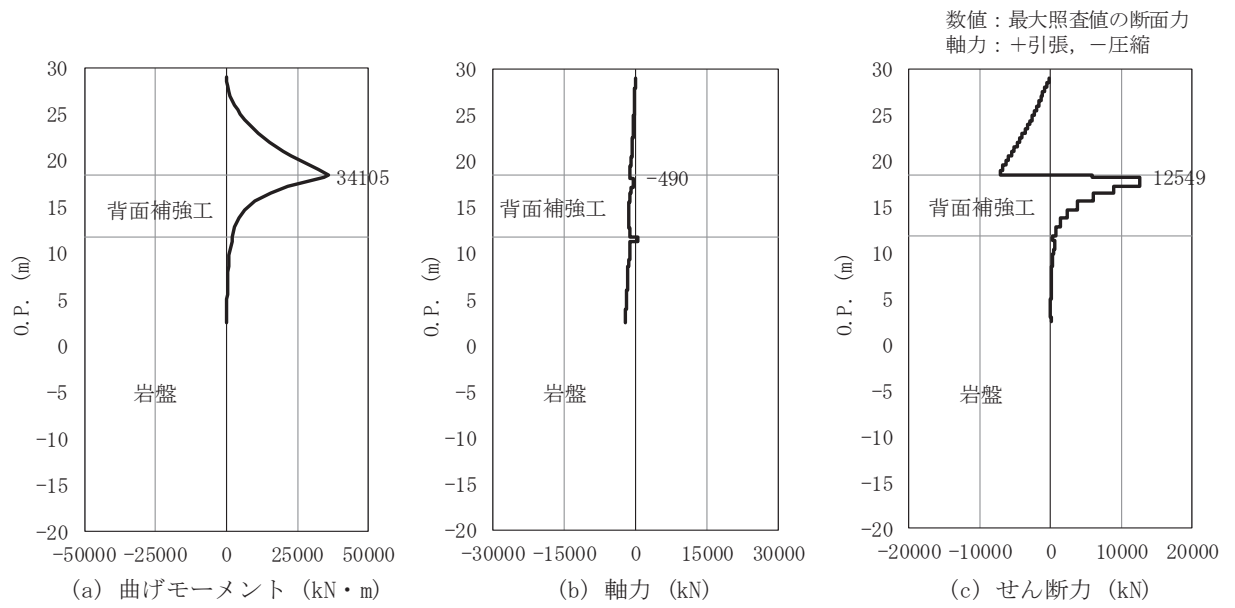


図 4.2-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=6.85s)  
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

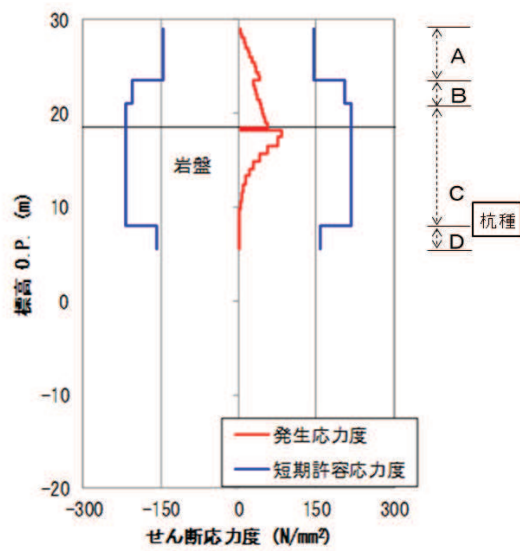
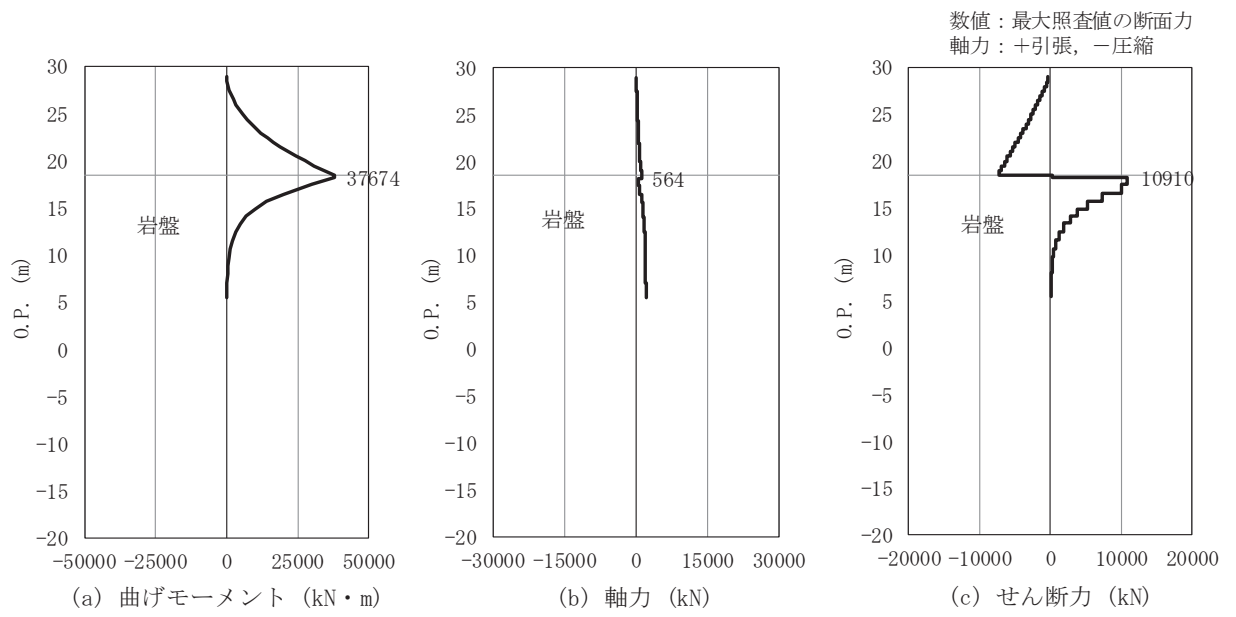


図 4.2-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
(断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.85s)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

(4) 局所安全係数分布（背面補強工）

背面補強工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 4.2-48 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 4.2-48(1) 背面補強工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 (-+)	②	17.47	11.0

表 4.2-48(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

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	25.26	10.9

表 4.2-48(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

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	13.58	10.8

表 4.2-48(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面④）

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	13.54	13.8

表 4.2-48(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面⑤）

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 (++)	②	6.85	12.8

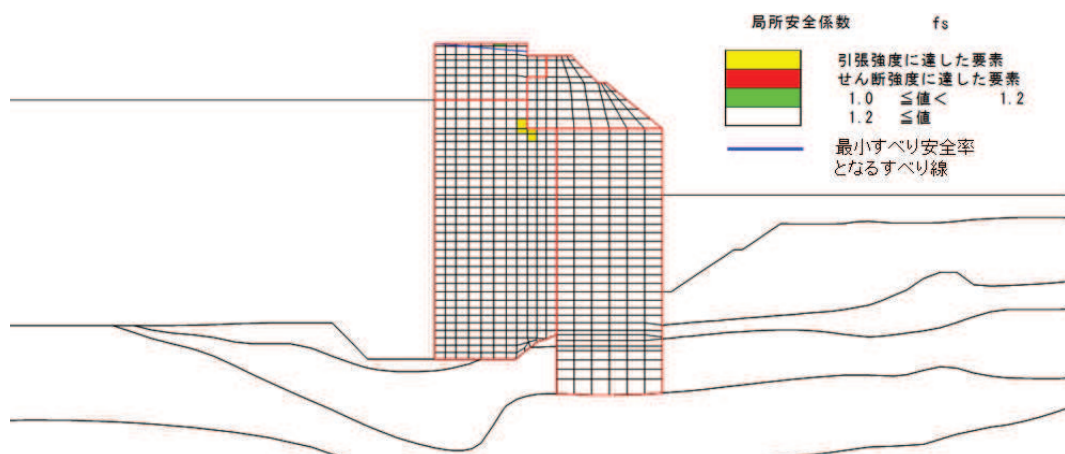


図 4.2-3(1) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)

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）

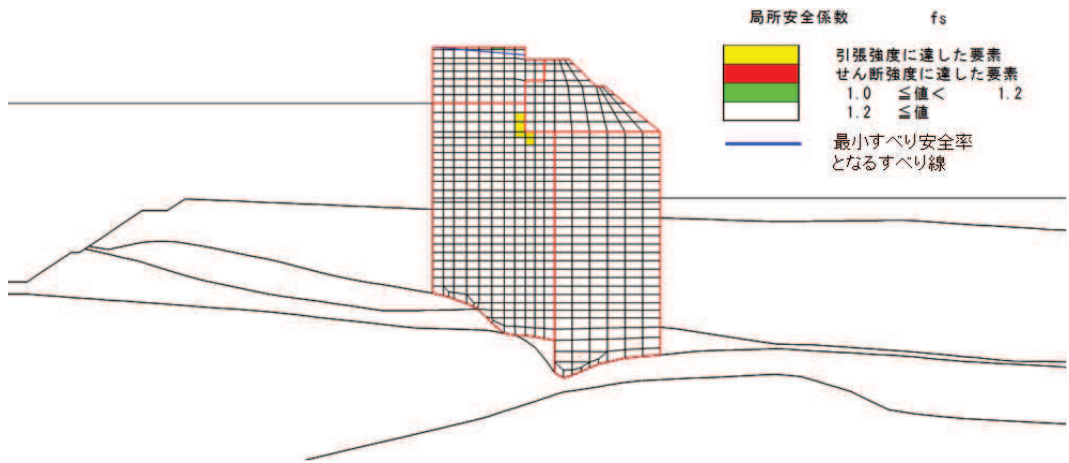


図 4.2-3(2) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面②, S d - D 2 (-+),  $t=25.26s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

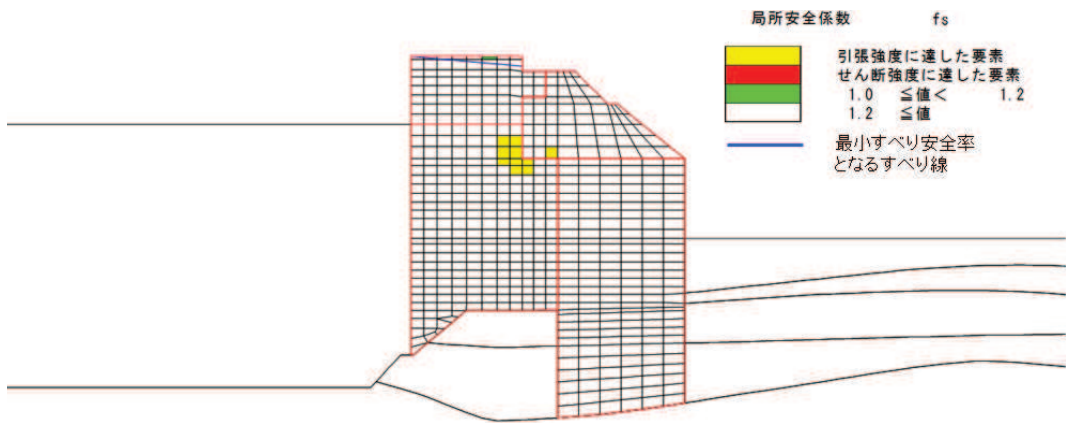


図 4.2-3(3) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面③, S d - D 2 (-+),  $t=13.58s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

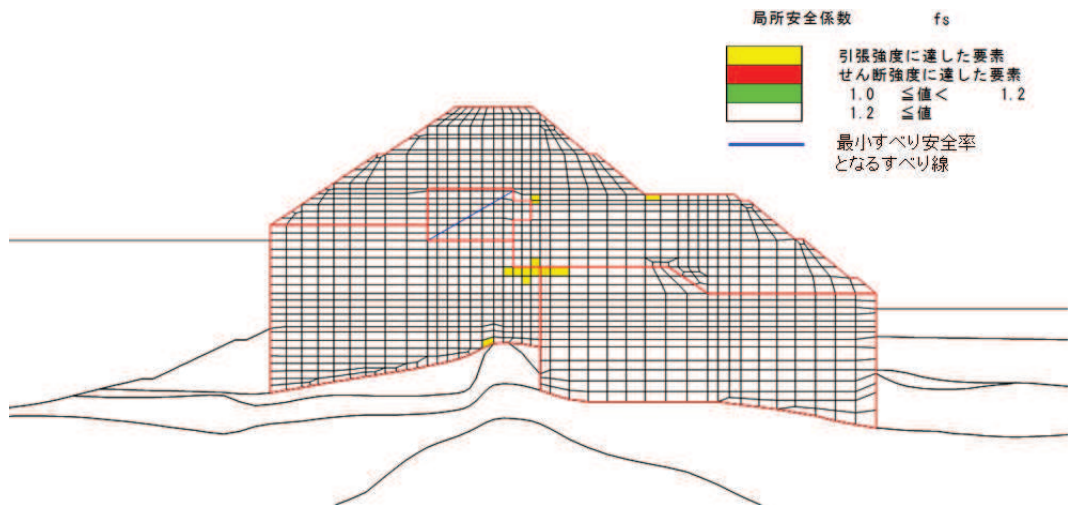


図 4.2-3(4) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S d - D 2 ( - + ), t=13.54s)

解析ケース①：基本ケース

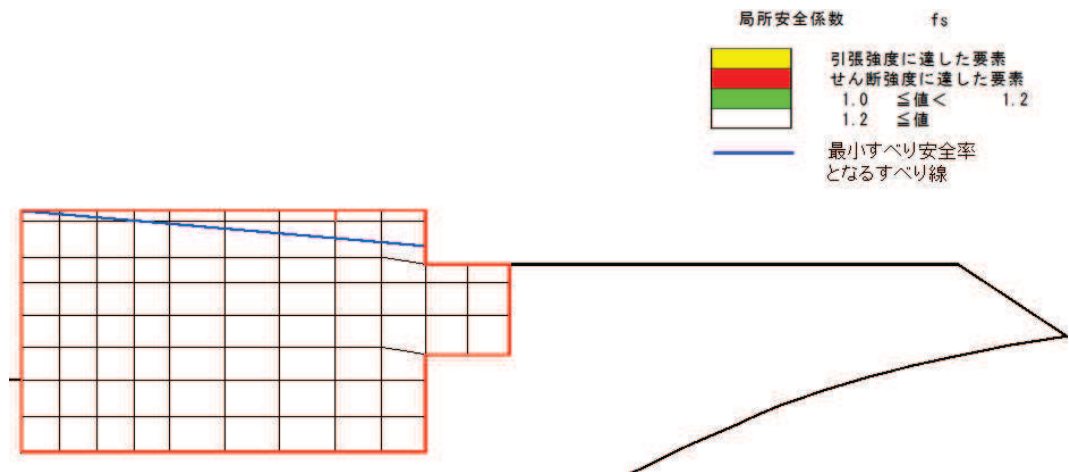


図 4.2-3(5) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面⑤, S d - D 2 ( + + ), t=6.85s)

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)

(5) 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 4.2-49 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 4.2-4 に示す。

表 4.2-49(1) 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	12.92	13.4

表 4.2-49(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

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	12.92	12.6

表 4.2-49(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

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	25.48	12.0

表 4.2-49(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

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	13.55	12.4

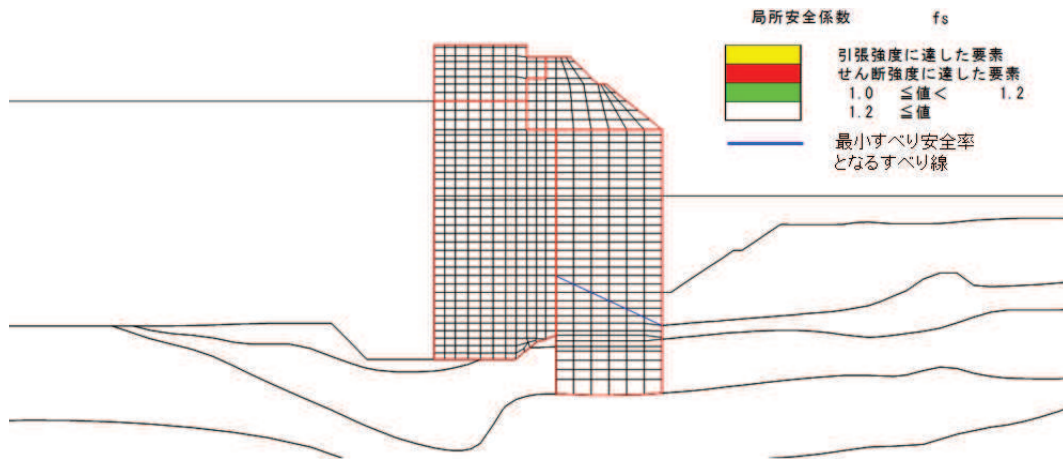


図 4.2-4(1) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (++) , t=12.92s)  
解析ケース①: 基本ケース

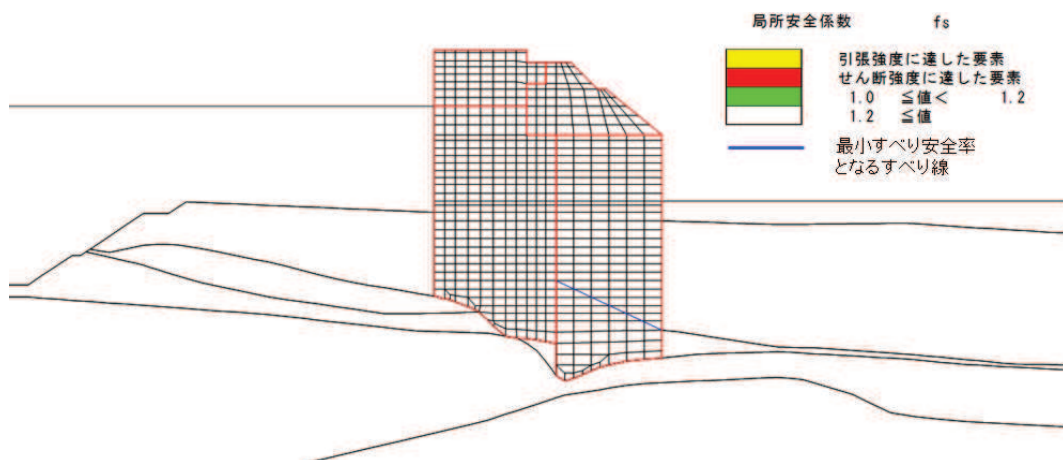


図 4.2-4(2) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面②, S d - D 2 (++) , t=12.92s)  
解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

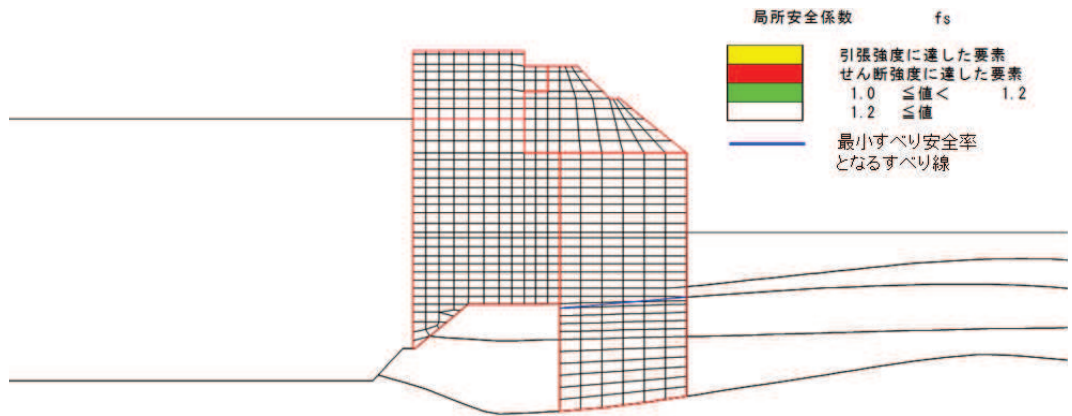


図 4.2-4(3) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S d - D 2 (+ -),  $t=25.48s$ )

解析ケース①：基本ケース

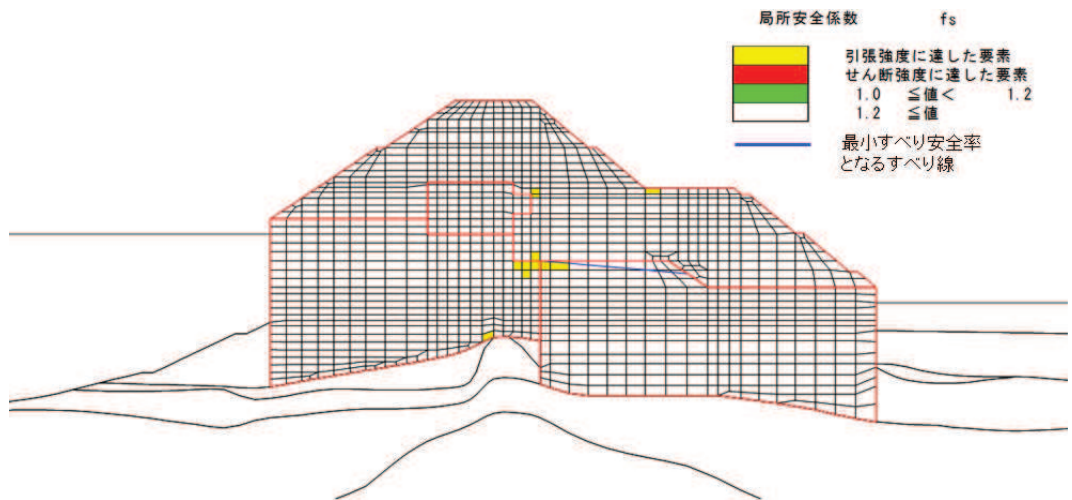


図 4.2-4(4) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面④)  
(解析ケース③, S d - D 2 (- -),  $t=13.55s$ )

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 -  $1\sigma$ )

(6) 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 4.2-50 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 4.2-5 に示す。

表 4.2-50(1) 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	25.50	2.4
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	25.50	2.4

表 4.2-50(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

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	25.49	2.8
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	25.49	2.8

表 4.2-50(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

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 (-+)	②	12.92	2.7
S d - D 2 (-+)	① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	12.93	2.8

表 4.2-50(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

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	13.55	4.1
S d - D 2 (-+)	① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	13.55	4.0

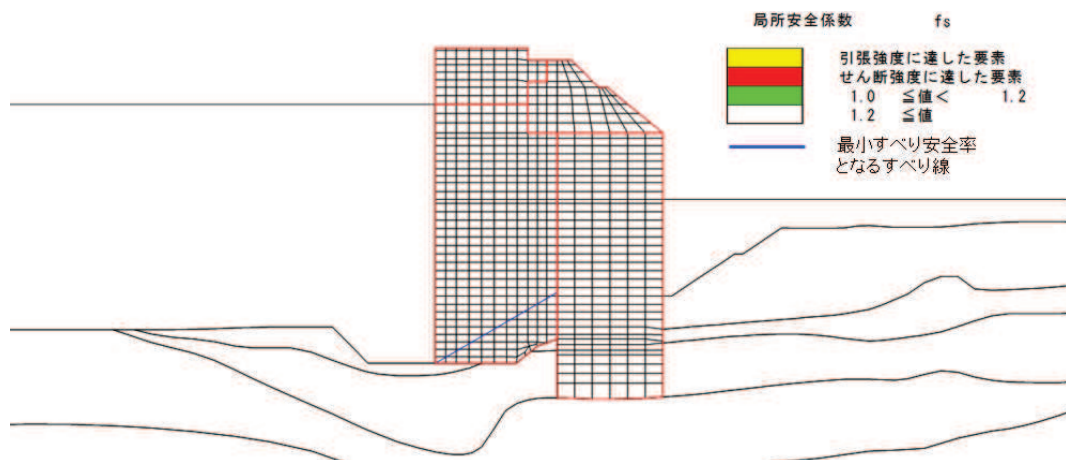


図 4.2-5(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S d - D 2 (+-), t=25.50s)

解析ケース①: 基本ケース



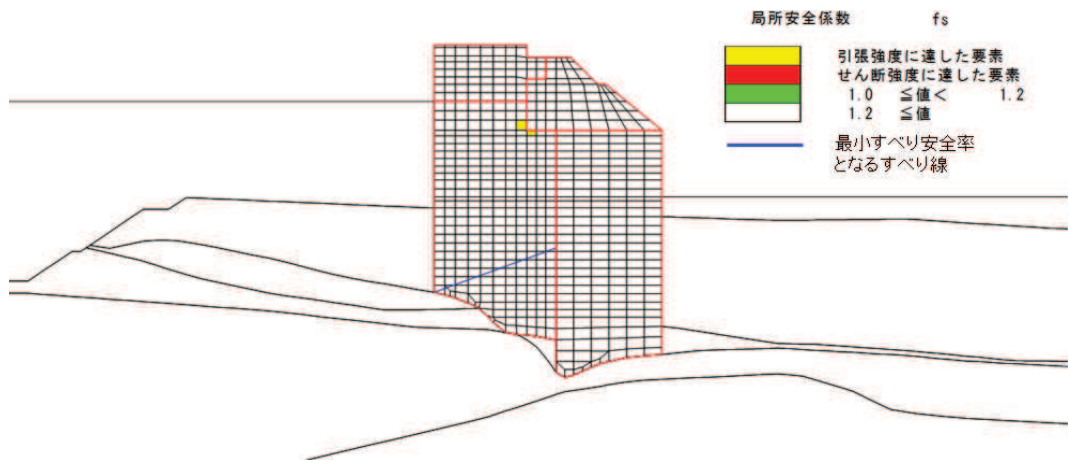


図 4.2-5(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面②, S d - D 2 (+ -),  $t=25.49s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

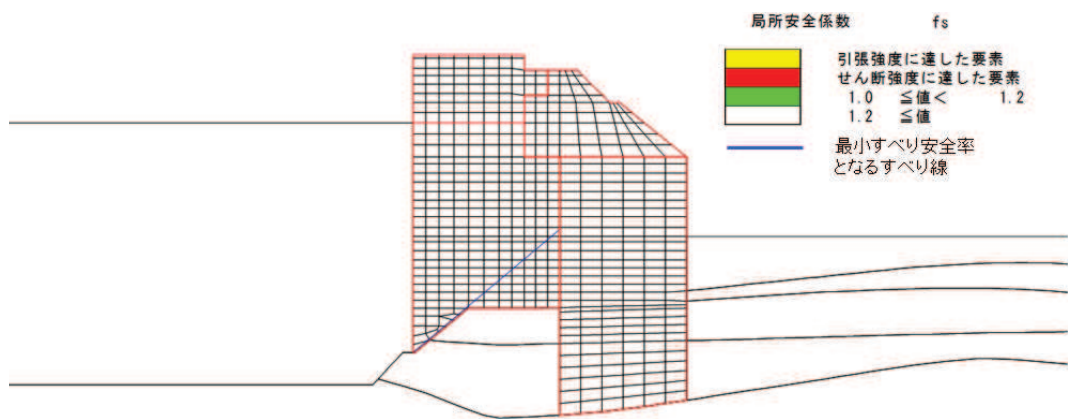


図 4.2-5(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面③, S d - D 2 (- +),  $t=12.92s$ )  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 +  $1\sigma$ )

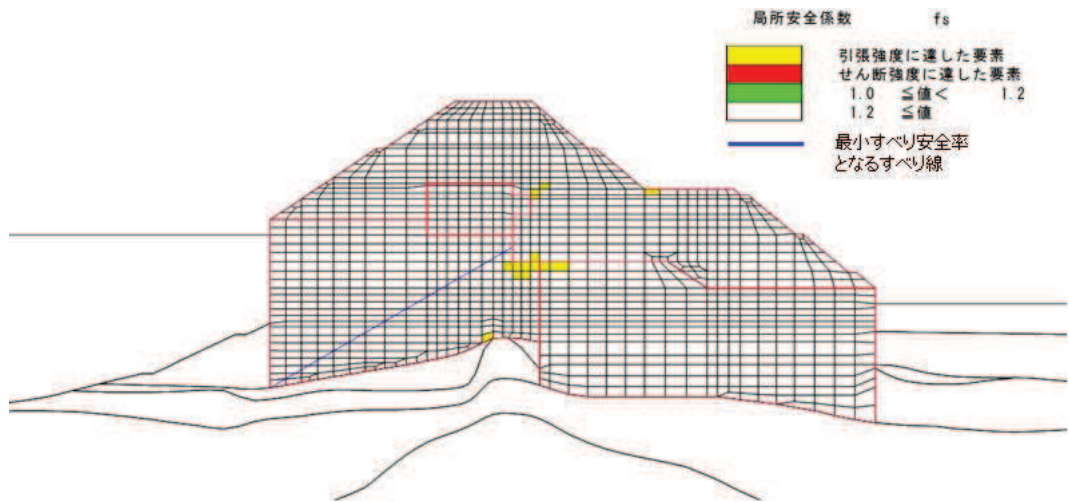


図 4.2-5(4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S d - D 2 ( - + ), t=13.55s)

解析ケース①：基本ケース

(7) 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 4.2-51 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 4.2-6 に示す。

表 4.2-51(1) 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 ( + + )	①	25.27	42.4
S d - D 2 ( + + )	① ( 平均値 - 1 σ 強度 )	25.27	41.0

表 4.2-51(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

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	25.27	15.1
S d - D 2 ( + + )	① ( 平均値 - 1 σ 強度 )	25.25	28.6

表 4.2-51(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

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	13.46	22.0
S d - D 2 ( - + )	① ( 平均値 - 1 σ 強度 )	25.53	31.1

表 4.2-51(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

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	25.50	6.9
S d - D 2 ( - - )	① ( 平均値 - 1 σ 強度 )	25.49	6.8

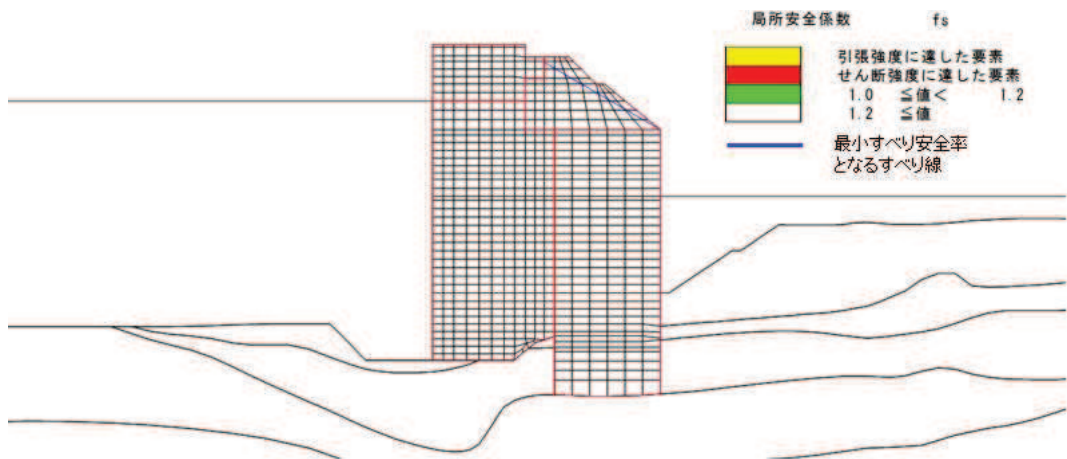


図 4.2-6(1) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S d-D 2 (++) ,  $t=25.27s$ )

解析ケース①：基本ケース

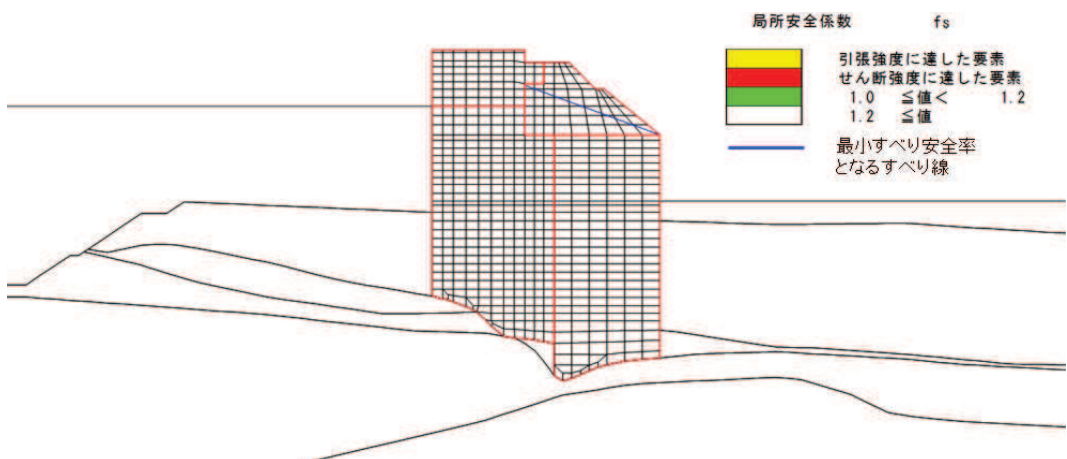


図 4.2-6(2) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S d-D 2 (++) ,  $t=25.27s$ )

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 -  $1\sigma$ )

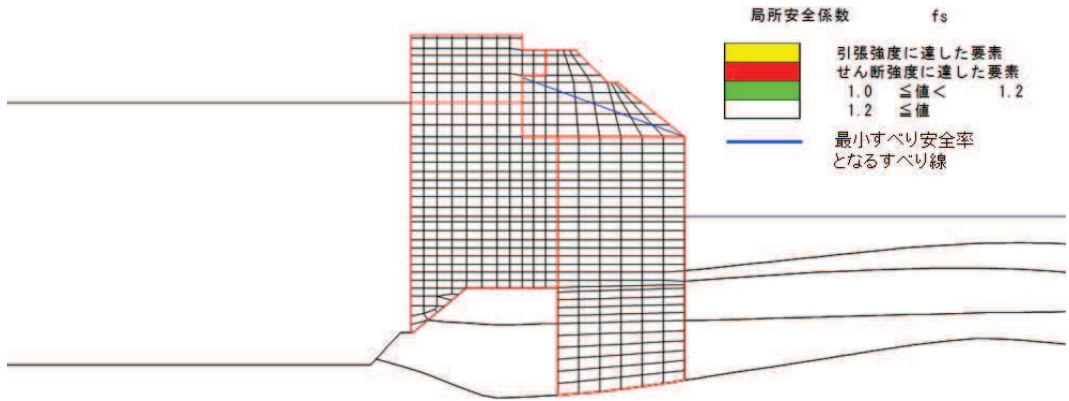


図 4.2-6(3) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S d - D 2 ( - + ), t=13.46s)

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  $\sigma$ )

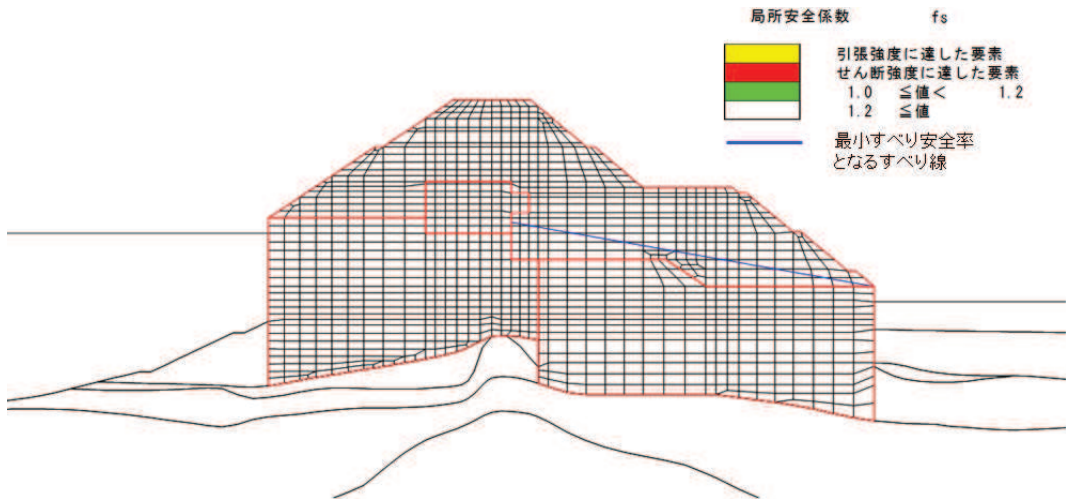


図 4.2-6(4) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S d - D 2 ( - - ), t=25.50s)

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  $\sigma$ )

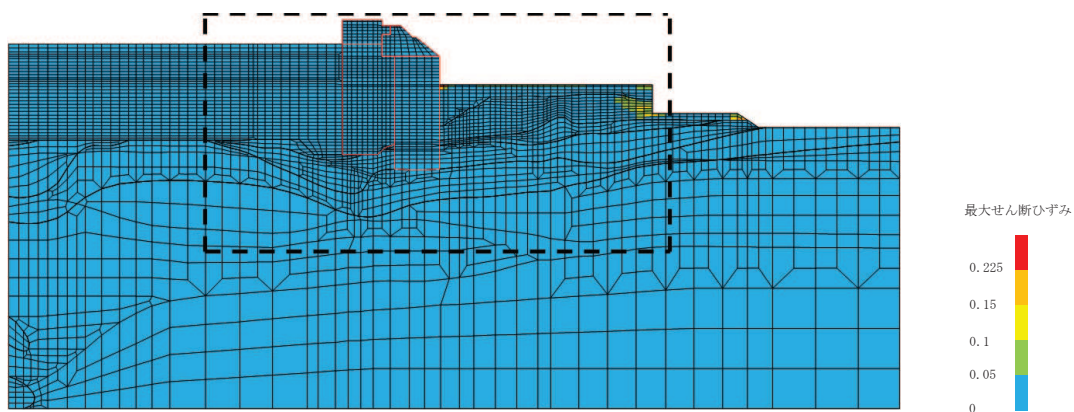
(8) 最大せん断ひずみ分布

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4.2-52に示す。

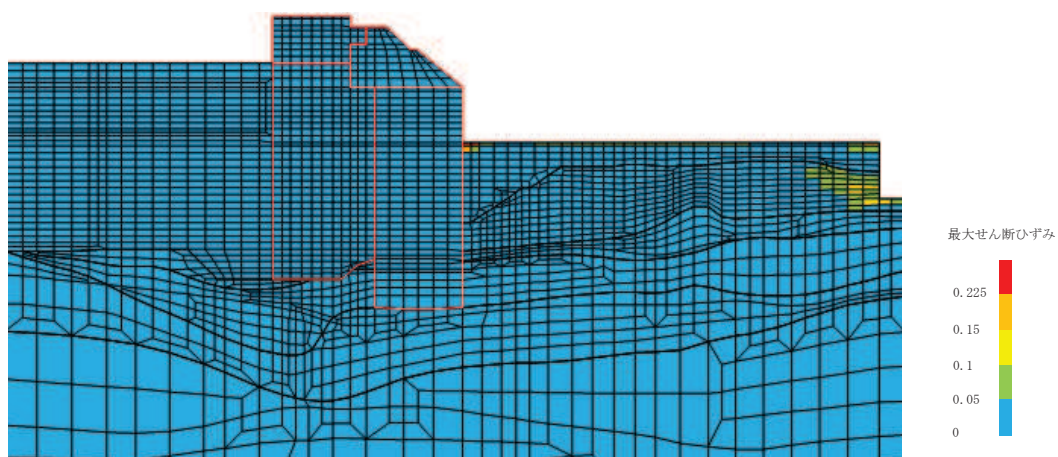
断面①～断面④における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図4.2-7～図4.2-16に示す。

表4.2-52 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (++)
断面②	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (++)
断面③	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)
断面④	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (--)

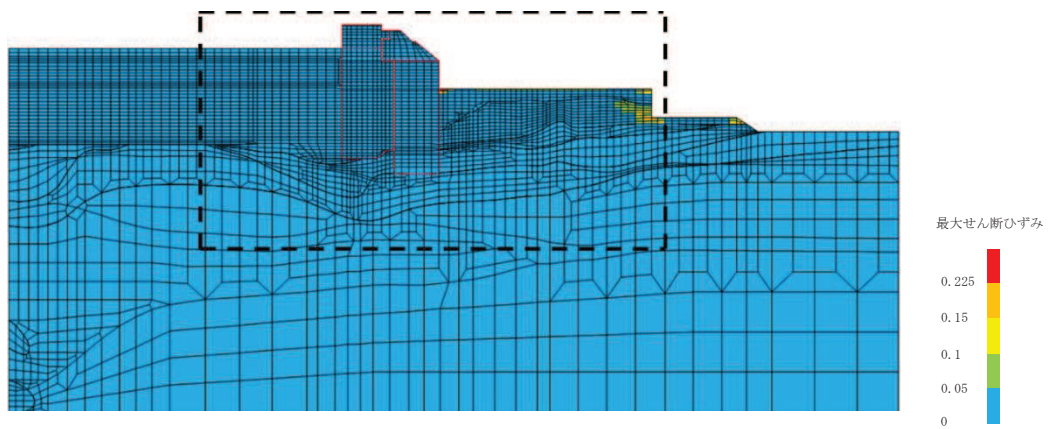


(a) 全体図

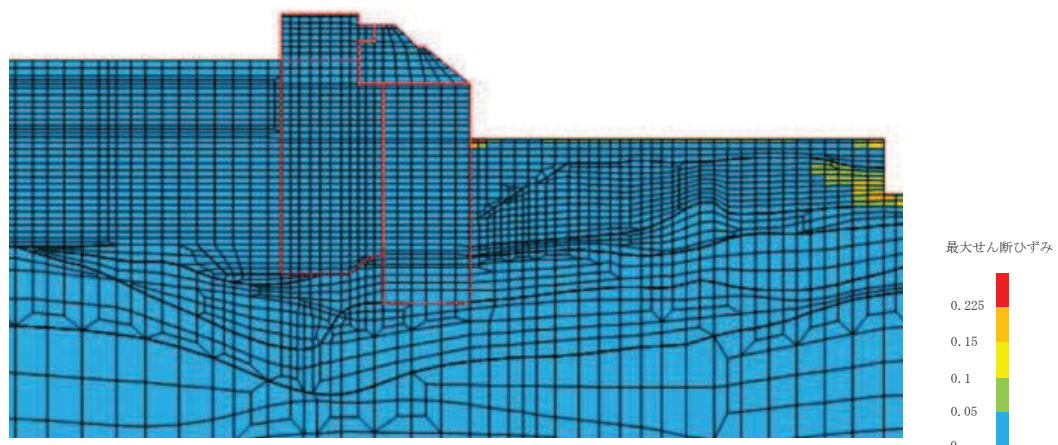


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-7 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

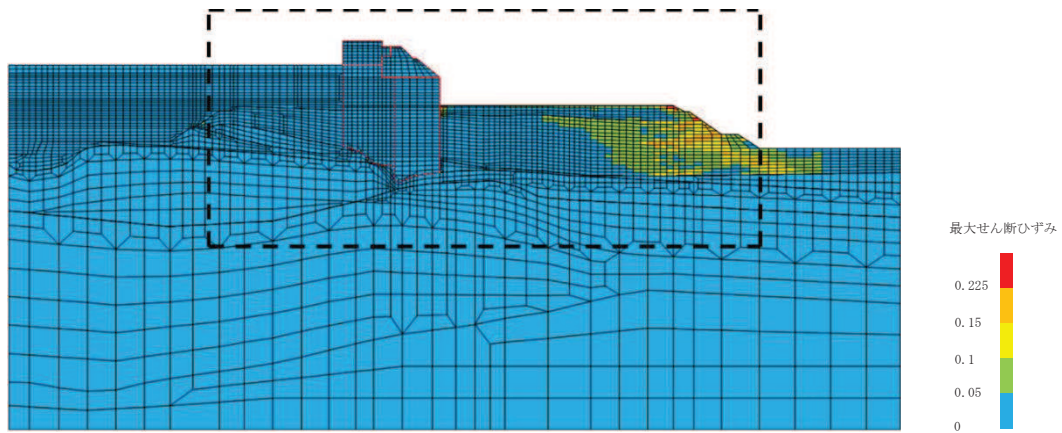


(a) 全体図

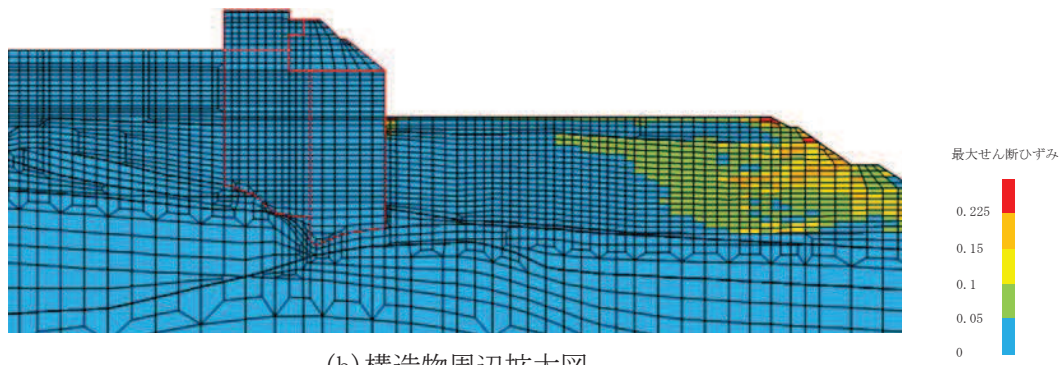


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-8 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )



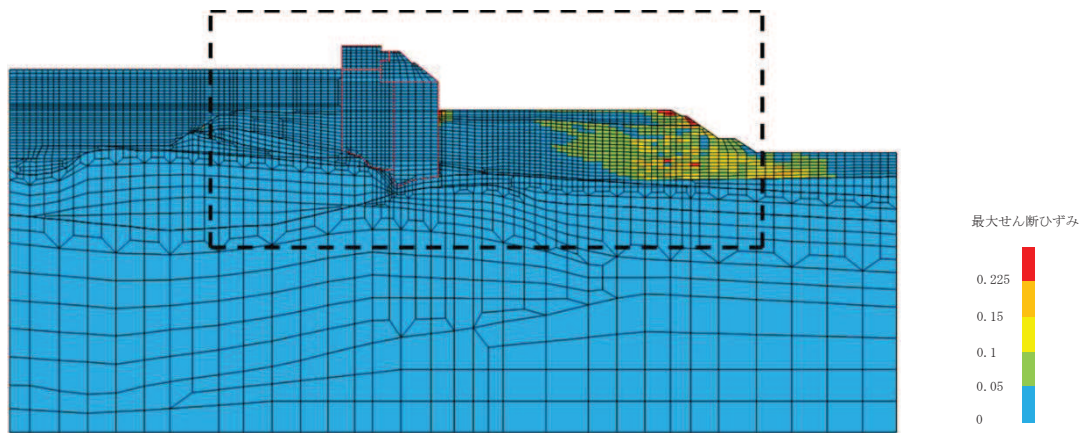
(a) 全体図



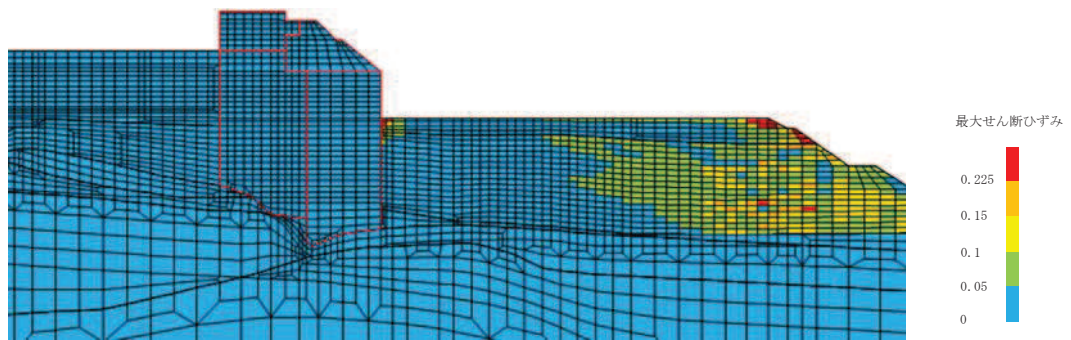
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-9 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②, S d - D 2 (++) )



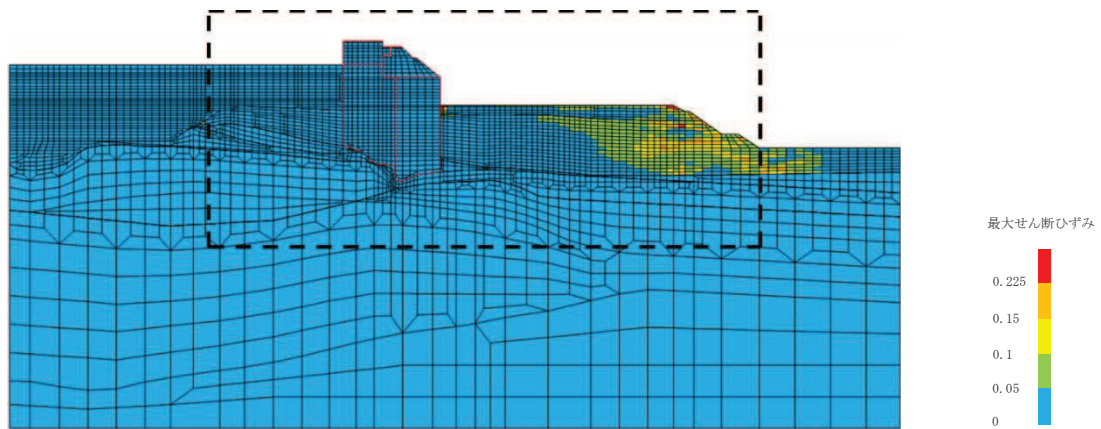


(a) 全体図

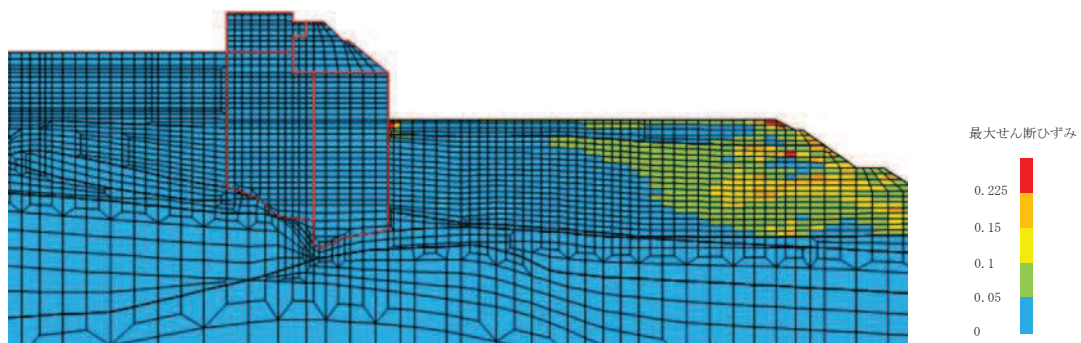


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-10 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

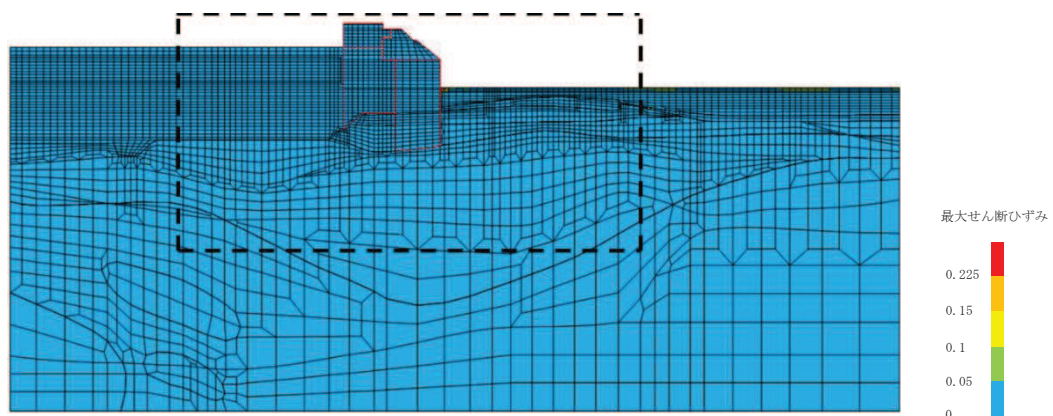


(a) 全体図

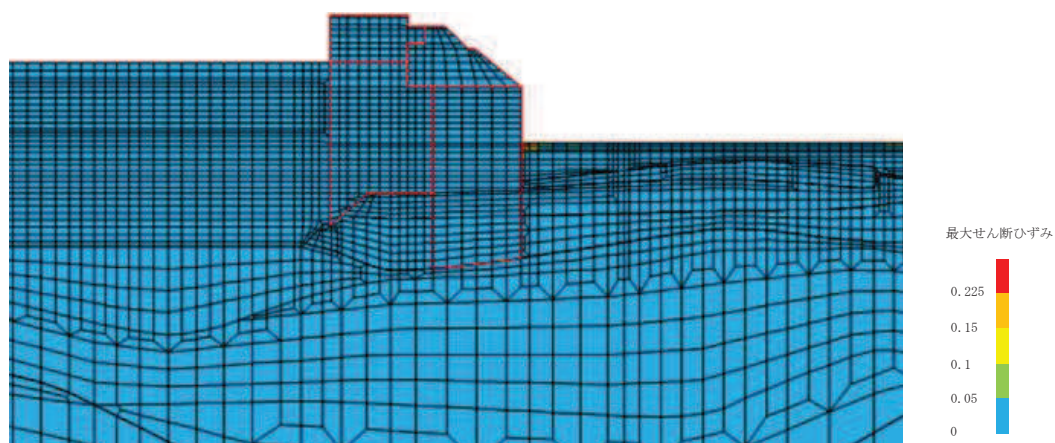


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-11 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (++) )

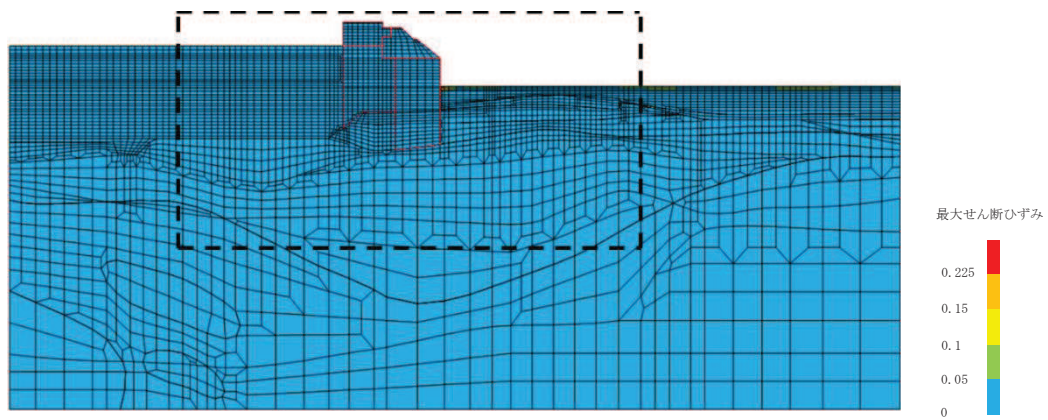


(a) 全体図

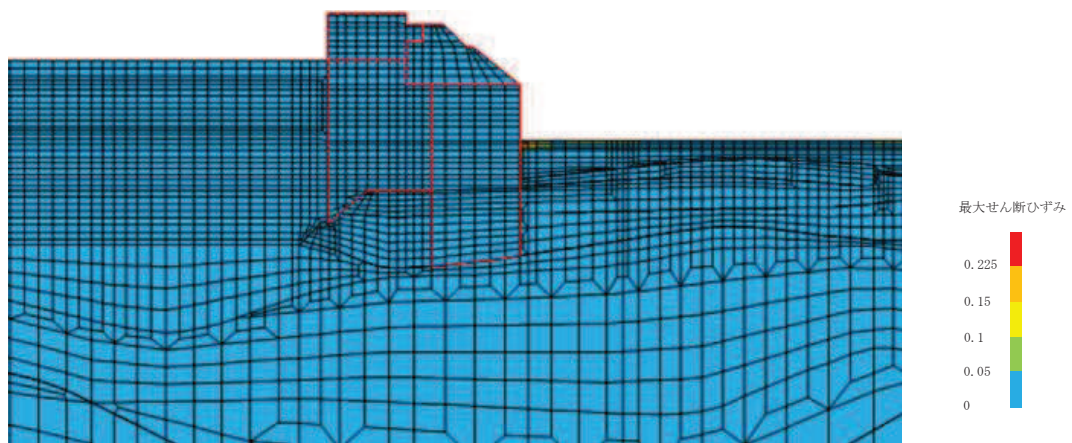


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-12 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

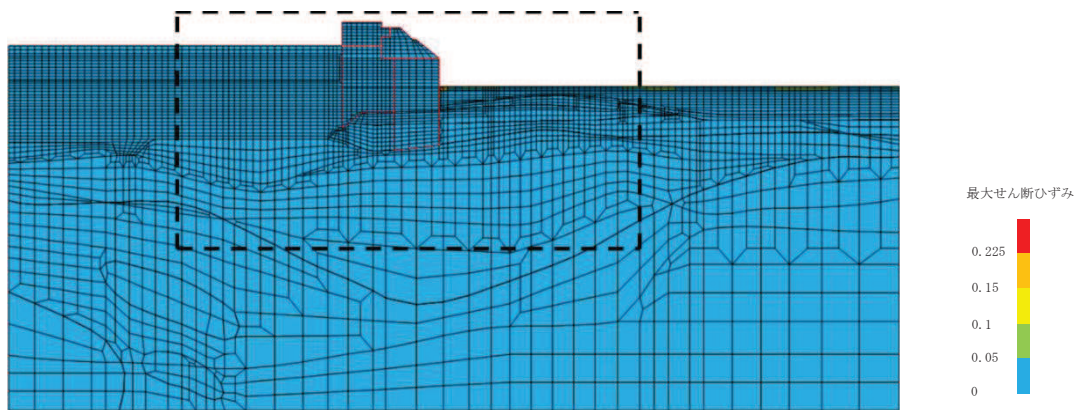


(a) 全体図

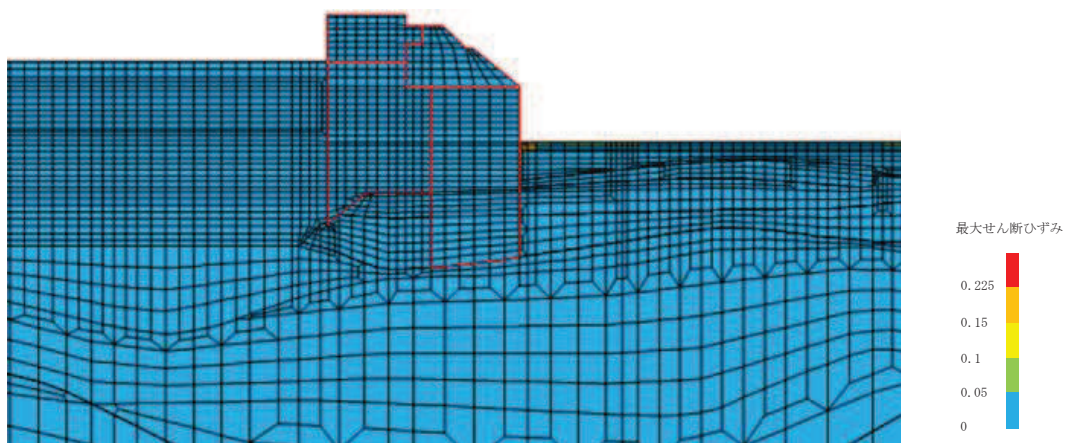


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-13 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

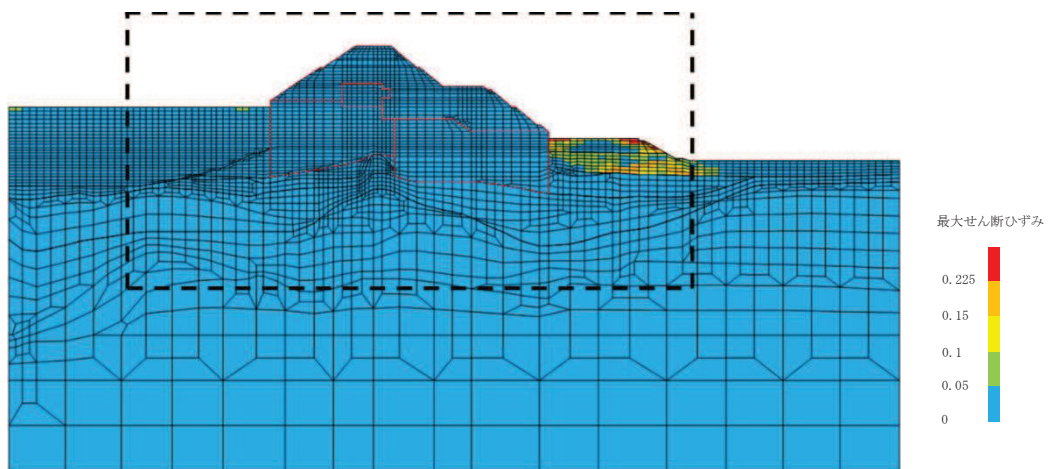


(a) 全体図

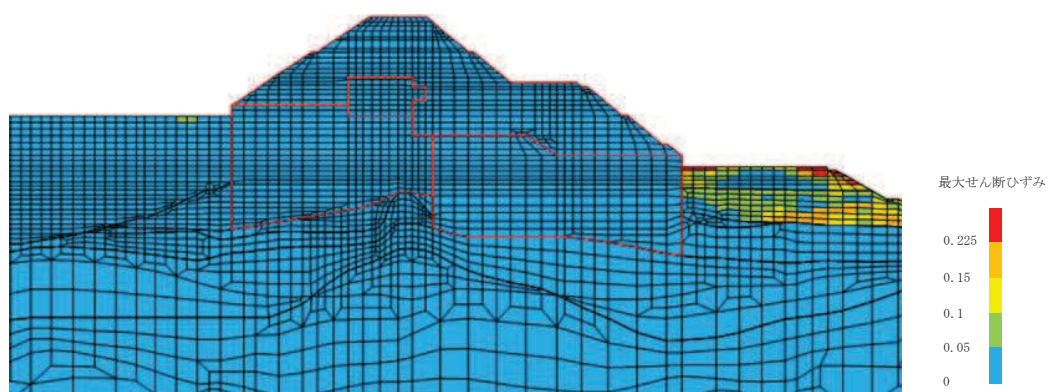


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-14 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -))

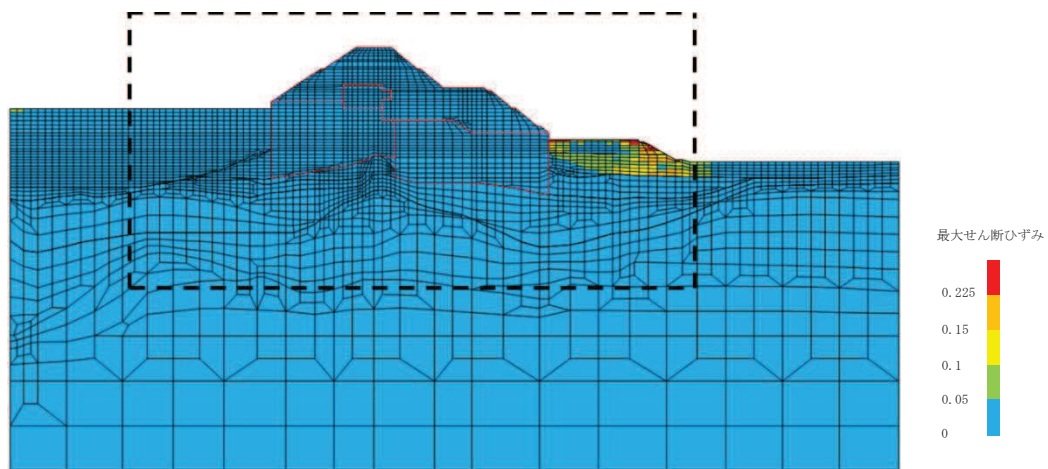


(a) 全体図

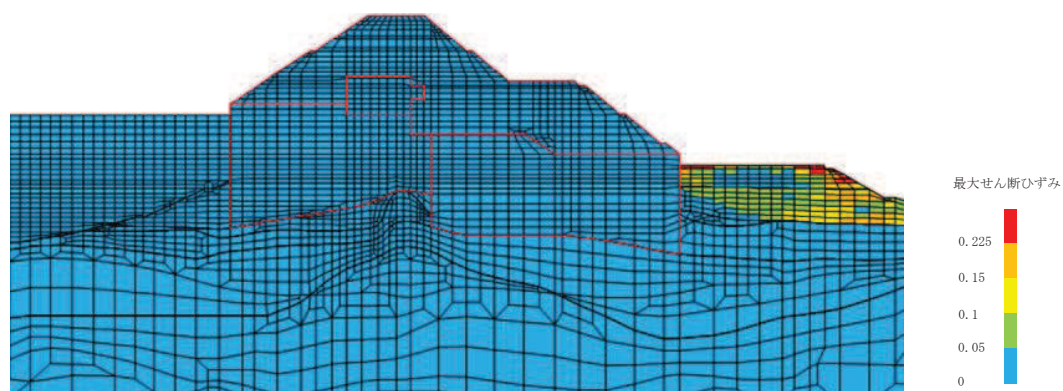


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-15 断面④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 4.2-16 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

(9) 過剰間隙水圧比分布

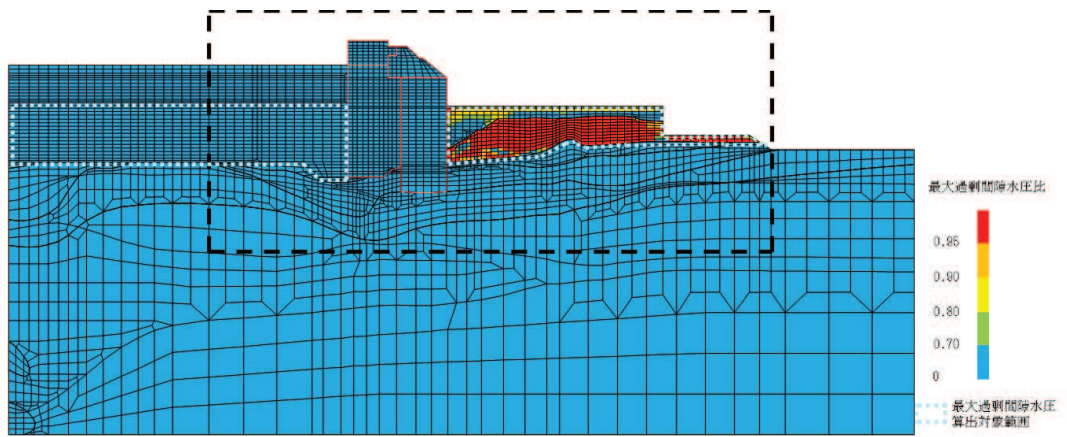
地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-53に示す。

断面①～断面④における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図4.2-17～図4.2-26に示す。

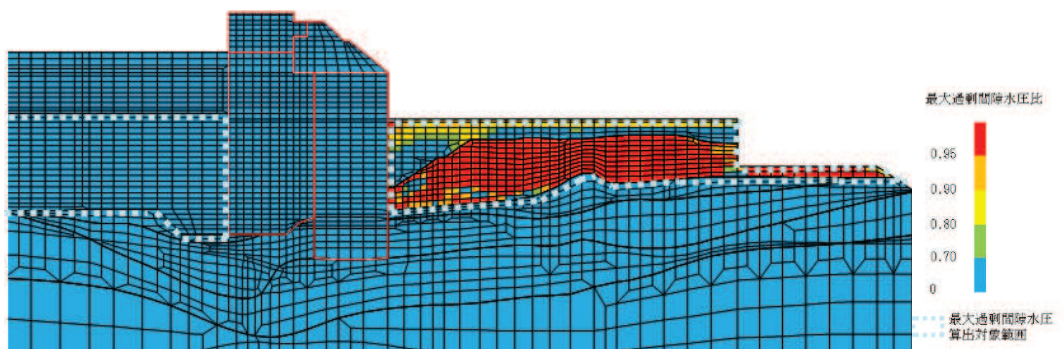
表 4.2-53 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (++)
断面②	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (++)
断面③	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)
断面④	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (--)



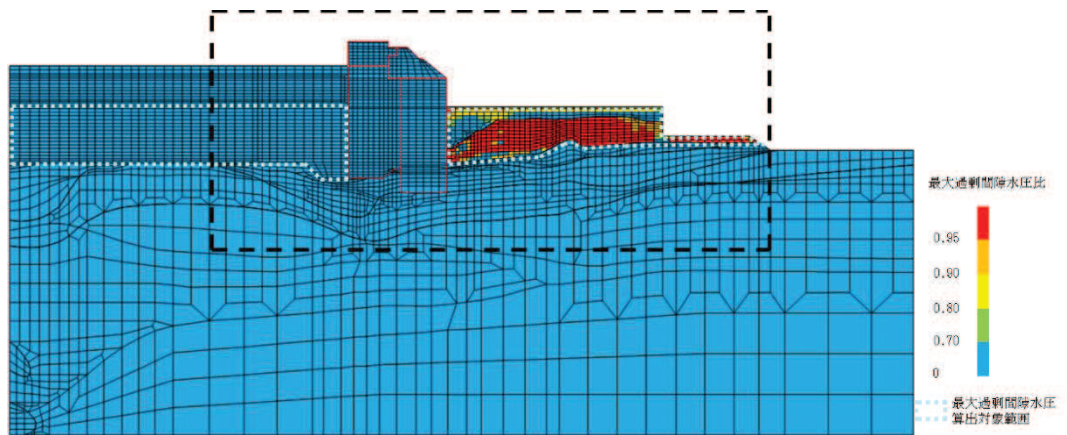


(a) 全体図

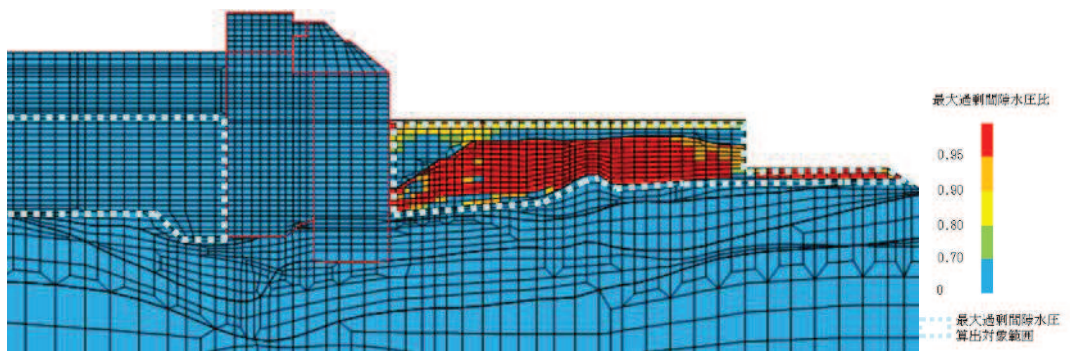


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-17 断面①の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

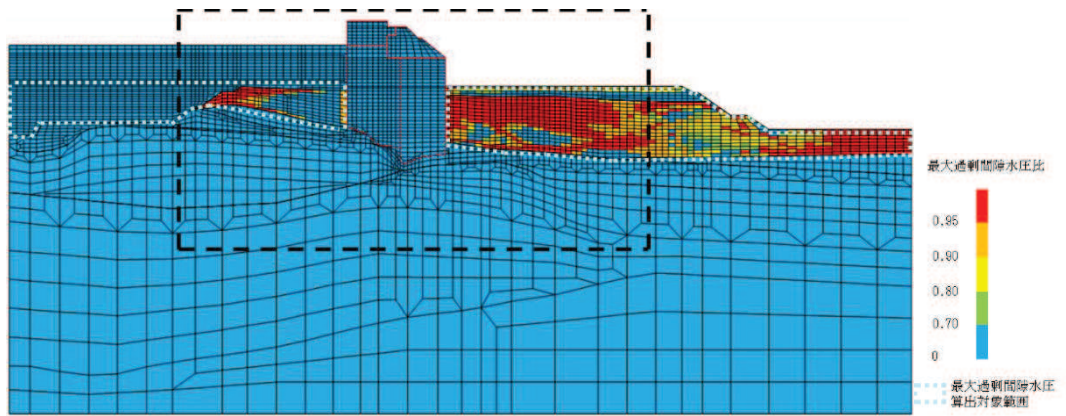


(a) 全体図

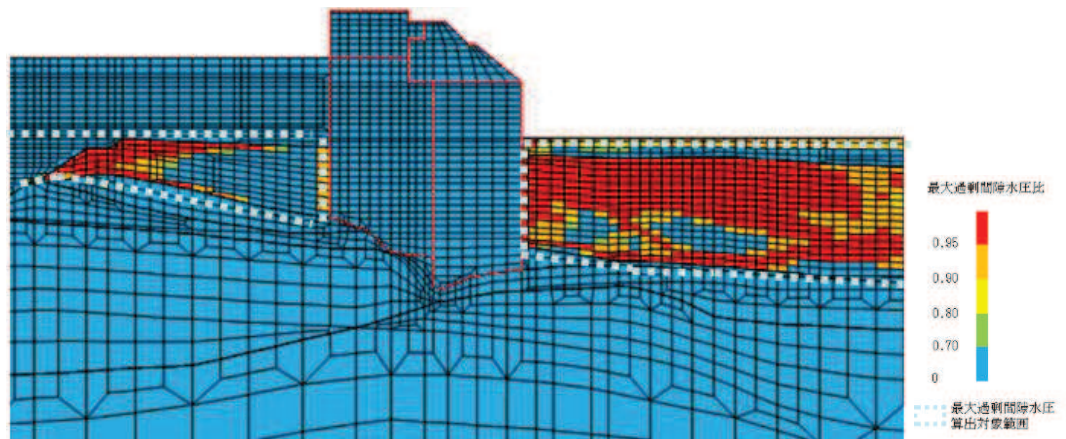


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-18 断面①の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )

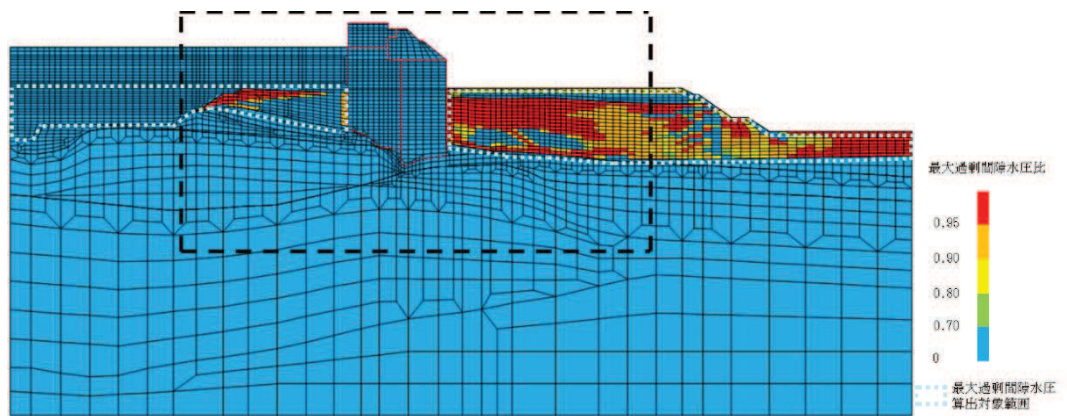


(a) 全体図

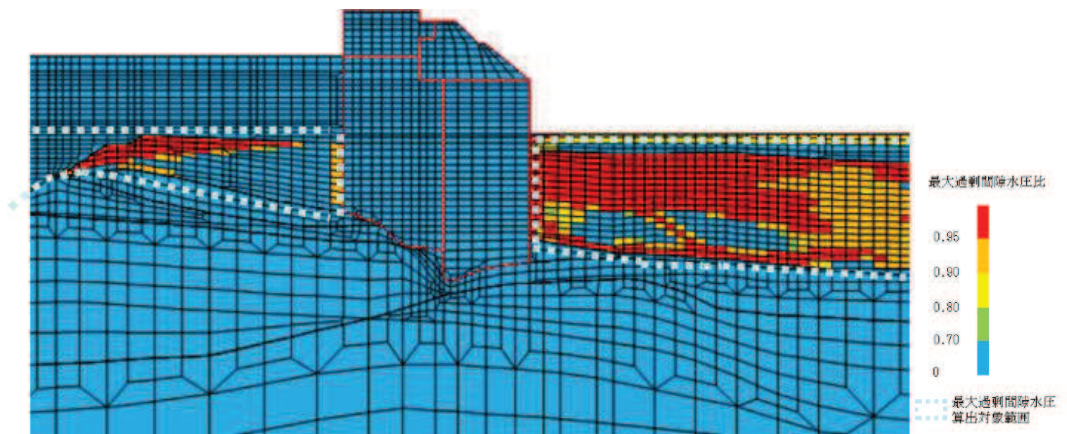


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-19 断面②の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース②, S d - D 2 (++))

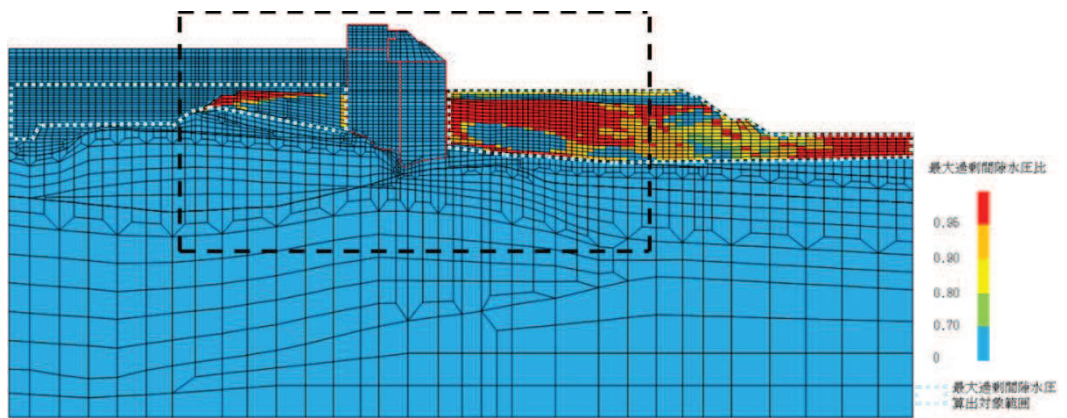


(a) 全体図

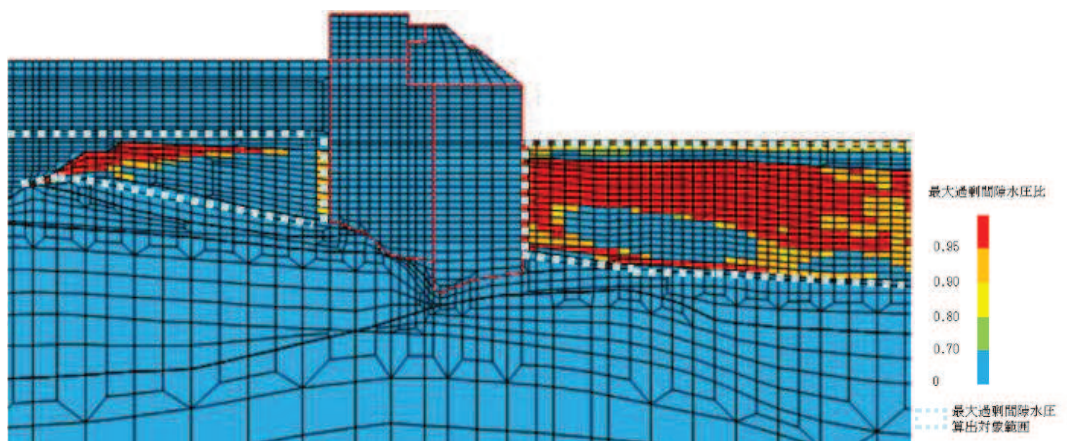


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-20 断面②の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

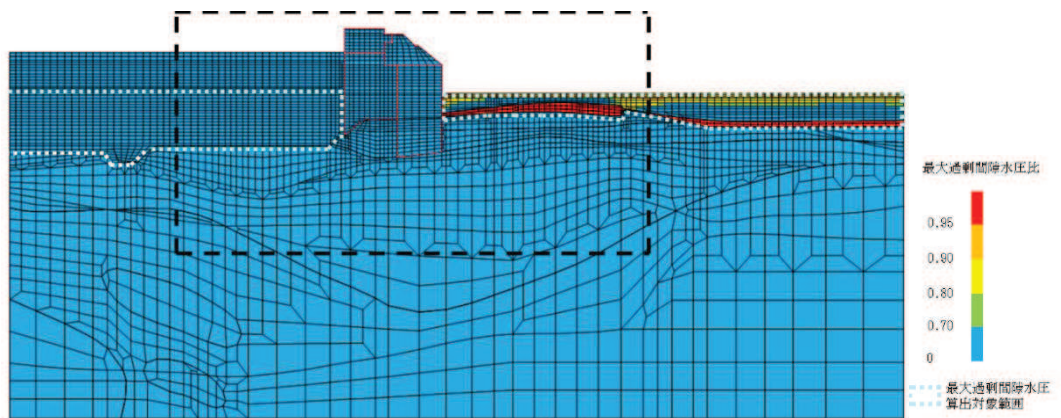


(a) 全体図

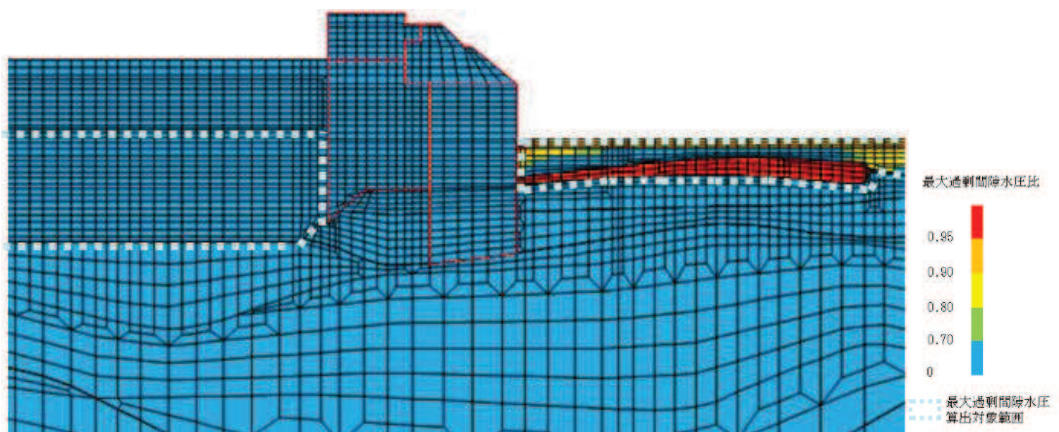


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-21 断面②の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (++) )

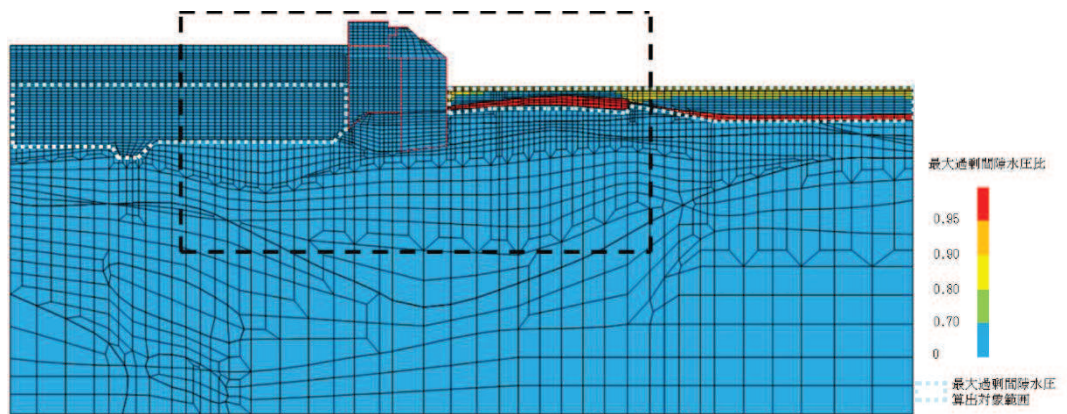


(a) 全体図

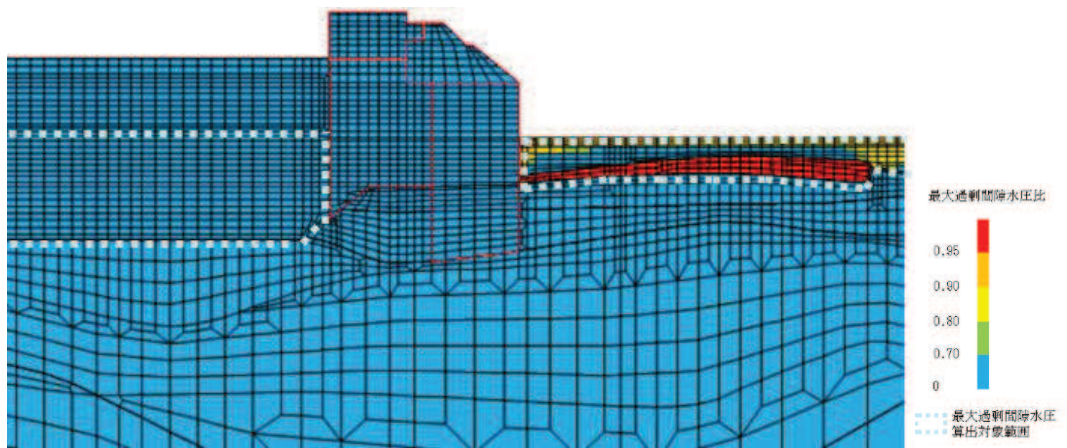


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-22 断面③の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

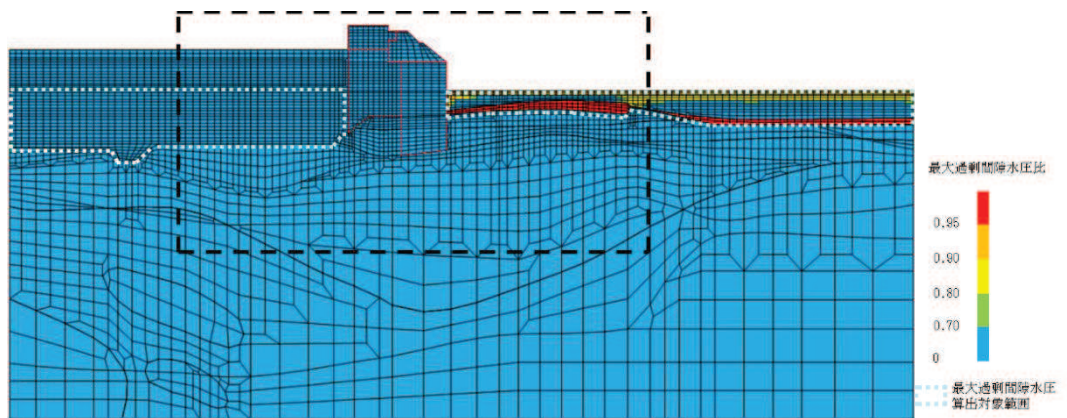


(a) 全体図

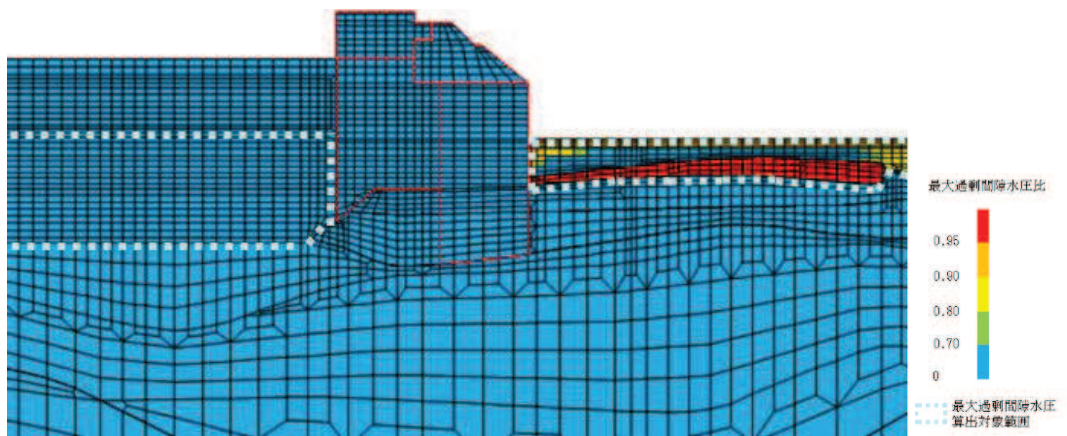


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-23 断面③の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))



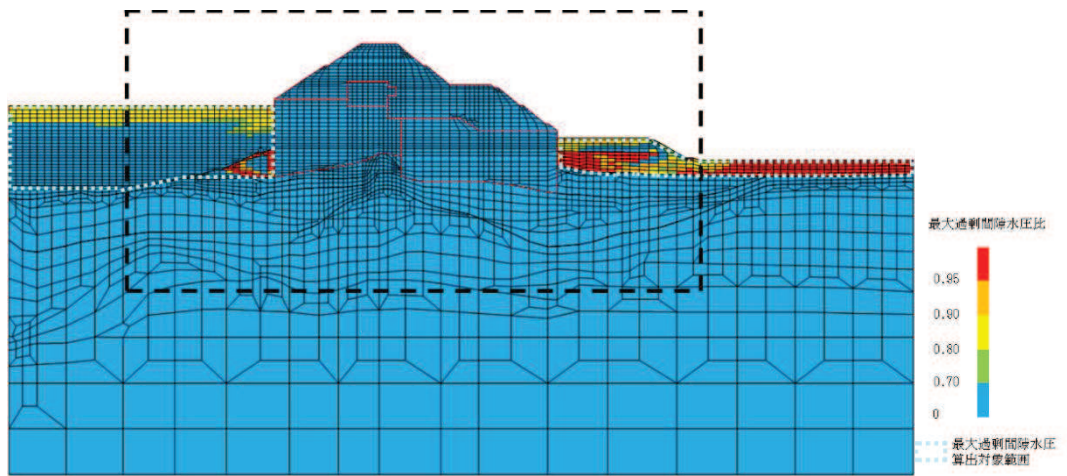
(a) 全体図



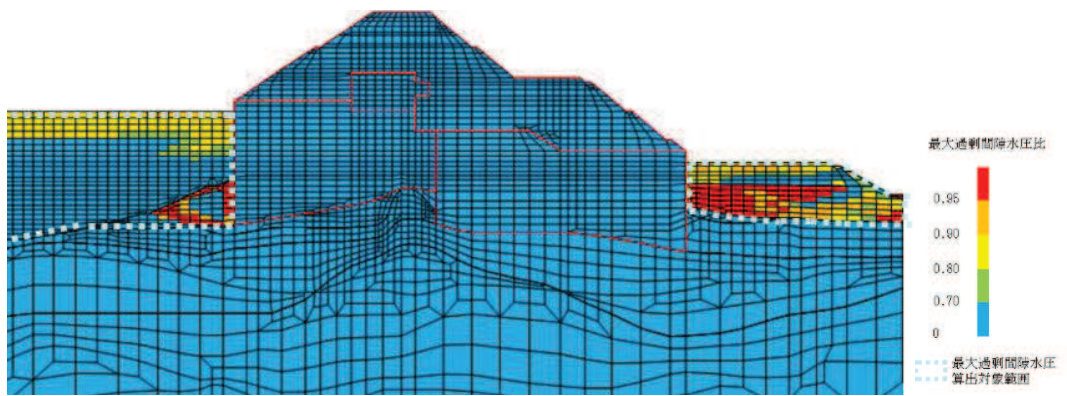
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-24 断面③の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -))



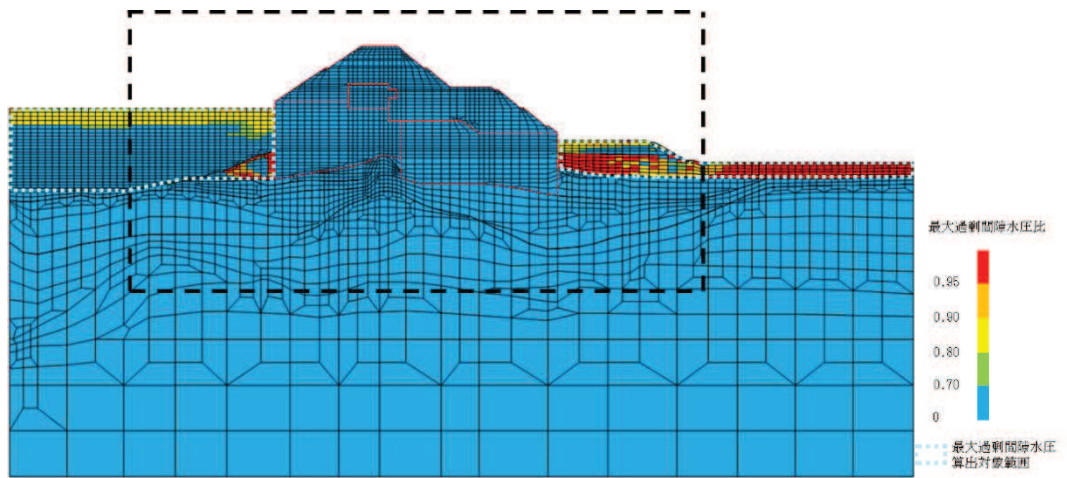


(a) 全体図

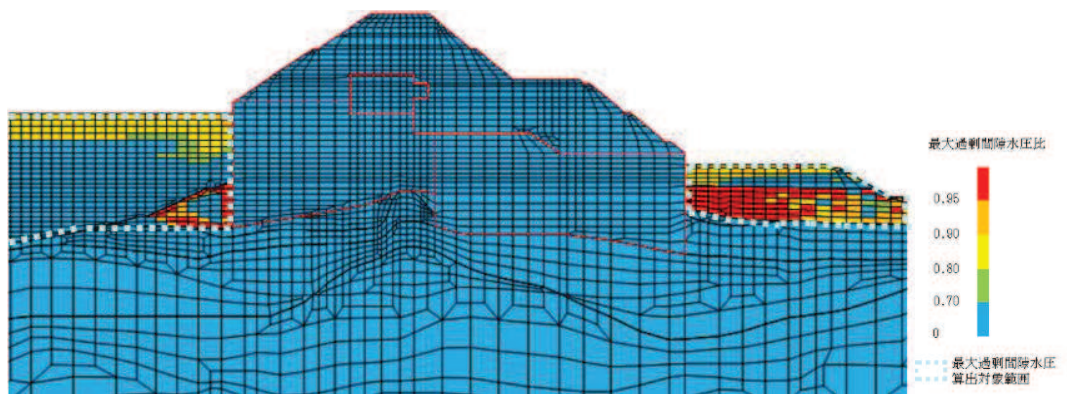


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-25 断面④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 4.2-26 断面④の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

#### 4.2.2 鋼管杭の評価結果

##### (1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2-54 に、鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値を表 4.2-55 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-54 鋼管杭断面諸元

杭種		設置標高		板厚*2 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1~ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 <sup>5</sup>	8. 813×10 <sup>7</sup>
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m~ 0. P. +21. 0m 0. P. +21. 0m~ 0. P. +20. 0m	39	2. 645×10 <sup>5</sup>	1. 403×10 <sup>8</sup>
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭 0. P. +20. 0m~ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 <sup>5</sup>	1. 599×10 <sup>8</sup>
断面⑤			短杭 0. P. +20. 0m~ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥ 0. P. +20. 0m ~ +8. 0m			
D	SKK490 (t=25mm)	長杭 0. P. ±0. 0m~ 杭下端	24	1. 865×10 <sup>5</sup>	1. 143×10 <sup>8</sup>	
断面⑤		短杭 0. P. +5. 0m~ 0. P. +2. 5m				
断面⑥		0. P. +8. 0m ~ +5. 5m				

注記 \*1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

\*2：日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.2-55(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
						$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S d - D 2	(++)	C	40886	1163	261	382	0.69
		(-+)	C	44972	1316	287	382	0.76
		(+-)	C	43581	1158	277	382	0.73
		(--)	C	40142	1007	255	382	0.67
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	C	45243	1277	288	382	0.76
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	C	42182	1312	269	382	0.71

表 4.2-55(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメン ト	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				(kN・m)		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S d - D 2	(++)	C	44856	1136	285	382	0.75
		(-+)	C	44944	742	284	382	0.75
		(+-)	C	43939	1181	280	382	0.74
		(--)	C	43624	1196	278	382	0.73
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	45234	1095	288	382	0.76
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	43416	1095	276	382	0.73

表 4.2-55(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメン ト	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				(kN・m)		$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S d - D 2	(++)	C	42337	1178	270	382	0.71
		(-+)	C	44733	1208	285	382	0.75
		(+-)	C	43696	1175	278	382	0.73
		(--)	C	44452	1357	284	382	0.75
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	C	45437	828	288	382	0.76
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	C	44683	1318	285	382	0.75

表 4.2-55(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
						応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S d - D 2	(++)	D	783	11503	69	277	0.25
		(-+)	D	828	10959	67	277	0.25
		(+-)	D	826	11232	68	277	0.25
		(--)	D	836	11475	69	277	0.25
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	D	678	9618	58	277	0.21
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	D	1153	14401	88	277	0.32

表 4.2-55(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
						応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S d - D 2	(++)	C	35866	1332	230	382	0.61
		(-+)	C	34093	1230	218	382	0.58
		(+-)	C	34736	1029	222	382	0.59
		(--)	C	33750	1224	216	382	0.57
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	35887	1335	230	382	0.61
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	35655	1309	228	382	0.60

表 4.2-55(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
						応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S d - D 2	(++)	C	38024	1252	243	382	0.64
		(-+)	C	35832	1226	229	382	0.60
		(+-)	C	36806	1208	235	382	0.62
		(--)	C	36154	1230	231	382	0.61
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	37780	1289	242	382	0.64
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	38764	1260	248	382	0.65

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.2-54 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.2-56 に示す。

鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-56(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		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	S d - D 2	(++)	C	12257	94	217	0.44
		(-+)	C	13526	103	217	0.48
		(+-)	C	13091	100	217	0.47
		(--)	C	12017	92	217	0.43
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	C	13606	104	217	0.48
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	C	12646	97	217	0.45

表 4.2-56(2) 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	地震動		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	S d - D 2	(++)	C	13476	103	217	0.48
		(-+)	C	13510	103	217	0.48
		(+-)	C	13215	101	217	0.47
		(--)	C	13116	100	217	0.47
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	13590	104	217	0.48
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	13023	99	217	0.46

表 4.2-56(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		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	S d - D 2	(++)	C	12733	97	217	0.45
		(-+)	C	13466	103	217	0.48
		(+-)	C	13143	100	217	0.47
		(--)	C	13374	102	217	0.48
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	C	13661	104	217	0.48
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	C	13447	103	217	0.48

表 4.2-56(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		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	S d - D 2	(++)	D	896	10	157	0.07
		(-+)	D	936	11	157	0.08
		(+-)	D	917	10	157	0.07
		(--)	D	946	11	157	0.08
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	D	768	9	157	0.06
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	D	1281	14	157	0.09

表 4.2-56(5) 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	地震動		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	S d - D 2	(++)	C	12543	96	217	0.45
		(-+)	C	11930	91	217	0.42
		(+-)	C	12146	93	217	0.43
		(--)	C	11809	90	217	0.42
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	12549	96	217	0.45
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	12471	95	217	0.44

表 4.2-56(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動	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	S d - D 2	(++)	C	10549	81	217	0.38
		(-+)	C	9915	76	217	0.36
		(+-)	C	10191	78	217	0.36
		(--)	C	10010	77	217	0.36
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	10910	83	217	0.39
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	C	10235	78	217	0.36

#### 4.2.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 $k_h$ は表 4.2-57 のとおりである。

また、各断面における最大水平震度の深度分布及び最大動水圧の深度分布を図 4.2-27 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる水平震度は $k_h = 7$ とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に作用するものとして評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.2-58 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-57 各評価断面における最大水平震度及び設計水平震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 $k_h$	設計用水平震度
断面①	O. P. +29.0m	5.5	7
断面②	O. P. +29.0m	6.1	
断面③	O. P. +29.0m	5.2	
断面⑤	O. P. +29.0m	3.0	
断面⑥	O. P. +29.0m	4.6	



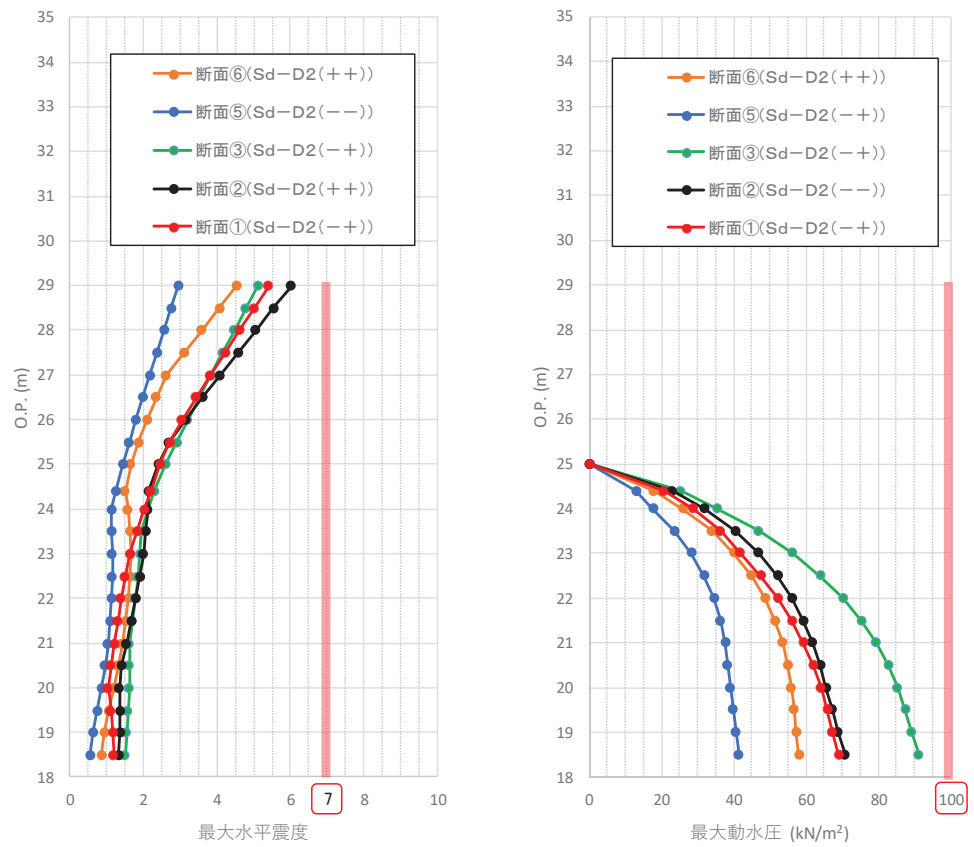


図 4.2-27 各断面における最大水平震度及び最大動水圧の深度分布

表 4.2-58 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		応力成分	材質	応力度	許容限界	照査値
鋼製遮水壁	スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	284	315	0.91
	垂直リブ	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	67	190	0.36
	水平リブ	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	77	315	0.25
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	38	180	0.22
		合成応力度	SM490Y	0.12	1.20	0.10
漂流物防護工	架台	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	59	315	0.19
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	38	180	0.22
		合成応力度	SM490Y	0.09	1.20	0.08
	防護工	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM570	19	382	0.05
		せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM570	13	217	0.06
		合成応力度	SM570	0.01	1.20	0.01

#### 4.2.4 背面補強工の評価結果

背面補強のすべり安全率による評価結果を表 4.2-59 に示す。これらの結果から、背面補強のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

また、図 4.2-28 に背面補強工の全時刻での局所安全係数分布を示す。これにより、鋼管杭が背面補強工に接する部分について、背面補強工は全時刻を通じてせん断破壊していないことが確認できるため、背面補強工は鋼管杭からの反力に対して弾性範囲である。

表 4.2-59(1) 背面補強工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	(++)	13.70	12.2
		(-+)	17.48	11.0
		(+-)	17.40	11.6
		(--)	13.59	12.3
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	17.47	11.0
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	17.49	11.9

表 4.2-59(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

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	(++)	25.17	11.4
		(-+)	25.26	10.9
		(+-)	25.17	11.2
		(--)	25.26	11.2
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	6.93	11.3
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	25.19	11.6

表 4.2-59(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

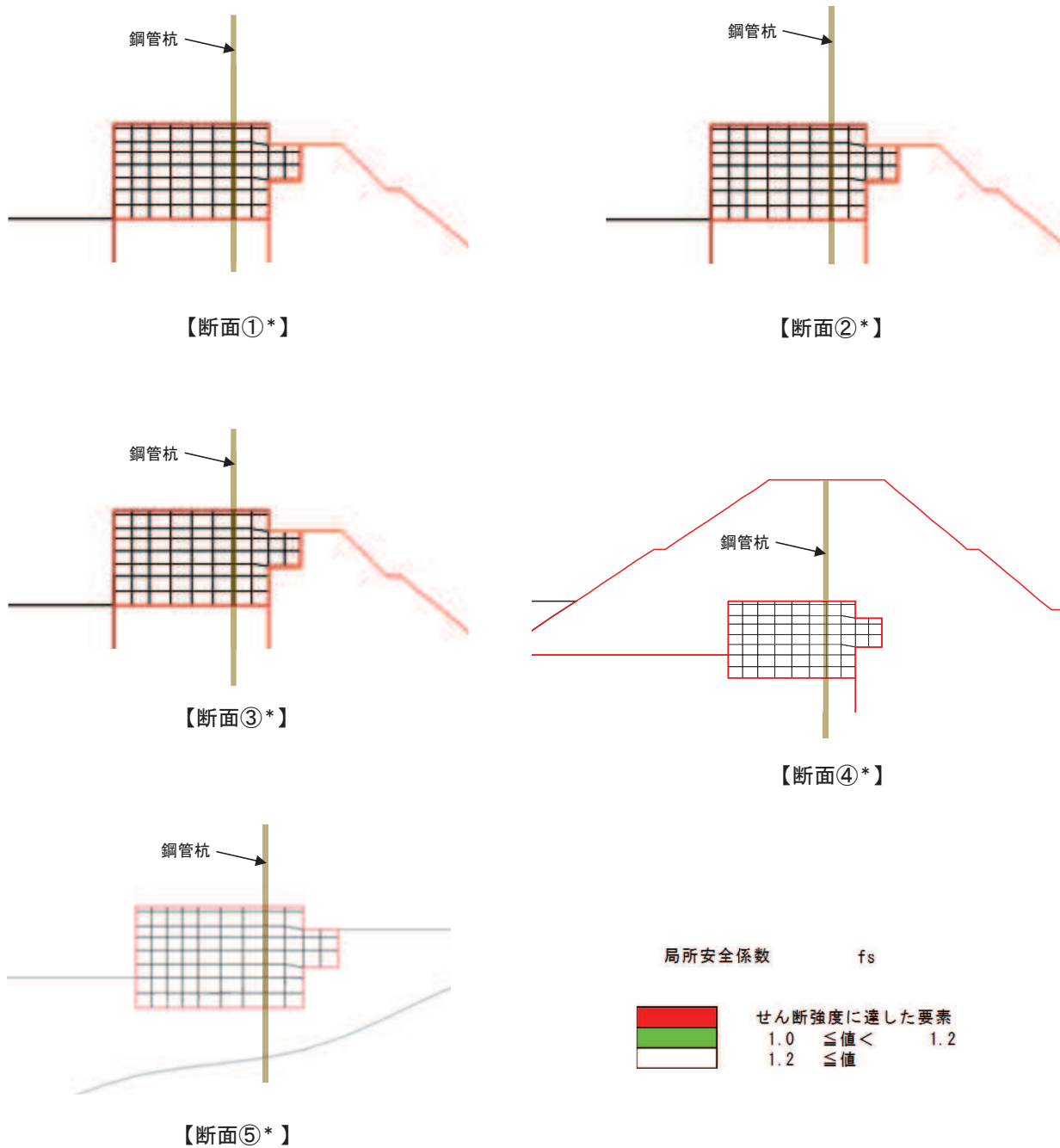
解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.18	11.6
		(-+)	13.58	10.8
		(+-)	25.18	11.3
		(--)	13.58	10.9
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	13.57	10.9
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	13.58	10.9

表 4.2-59(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

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	(++)	13.68	15.2
		(-+)	13.54	13.8
		(+-)	13.66	14.8
		(--)	13.53	14.3
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	13.52	14.6
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	13.55	14.1

表 4.2-59(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

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	(++)	6.85	12.8
		(-+)	17.67	13.3
		(+-)	29.98	13.0
		(--)	6.93	13.1
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	6.85	12.8
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	6.86	12.8



注記\* 1 : 全ての解析ケースかつ全時刻においてせん断強度に達した要素が無かった

図 4.2-28 背面補強工の全時刻での局所安全係数分布 (断面①～断面⑤)

#### 4.2.5 置換コンクリートの評価結果

##### (1) 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 4.2-60 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 4.2-60(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 d - D 2	(++)	12.92	13.4
		(-+)	13.20	15.1
		(+-)	12.96	13.7
		(--)	25.57	13.8
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	25.55	14.1
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	25.32	15.6

表 4.2-60(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

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	(++)	12.91	13.1
		(-+)	25.50	14.5
		(+-)	25.31	12.8
		(--)	25.50	14.2
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	25.31	13.5
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	12.92	12.6

表 4.2-60(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

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	(++)	25.44	12.6
		(-+)	12.92	12.2
		(+-)	25.48	12.0
		(--)	20.26	12.6
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	12.92	12.2
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	25.30	12.5

表 4.2-60(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

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	(++)	20.43	13.2
		(-+)	13.55	12.9
		(+-)	25.46	12.6
		(--)	13.55	12.6
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	13.54	12.7
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	13.55	12.4

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.2-4 に示す, 各断面での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のうち, 引張破壊が生じている断面 (断面④) 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④について, 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に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.2-29 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おおむね通過していることが確認できることから, 引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

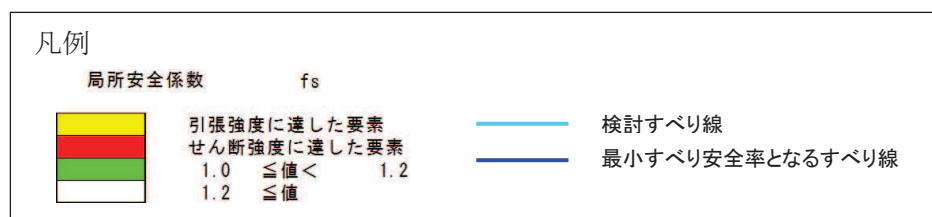
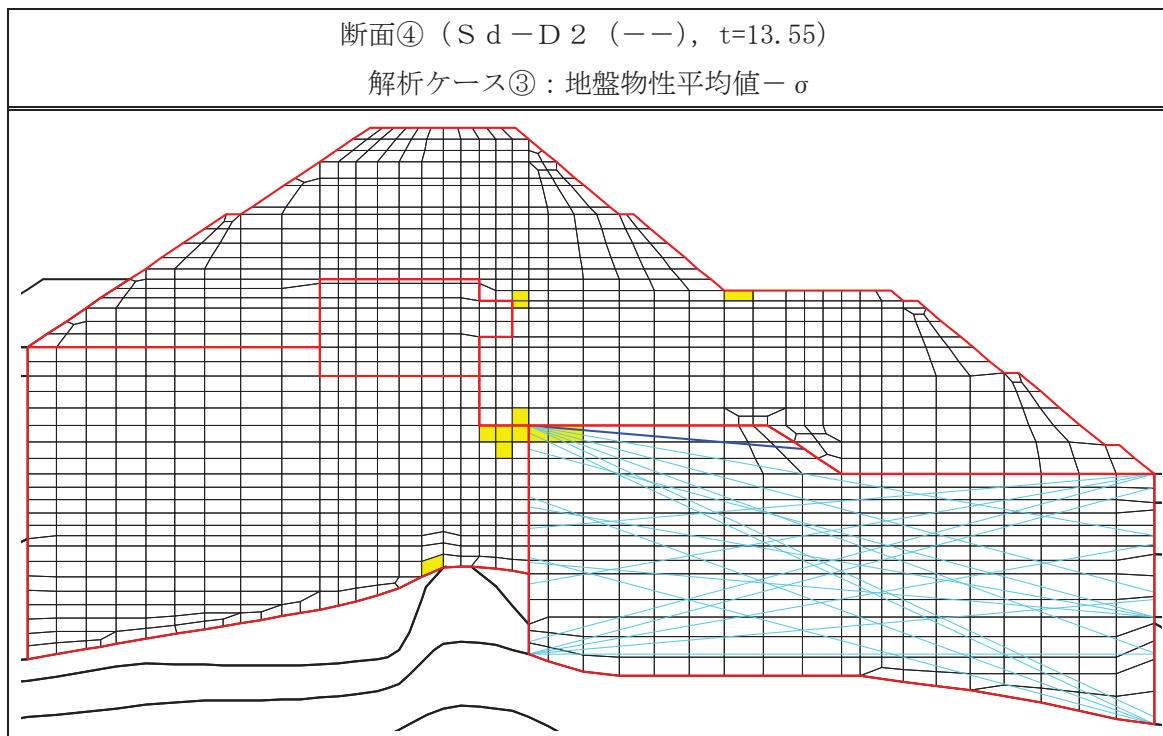


図 4.2-29 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と  
検討すべり線の重ね合わせ (断面④)



b. 応力状態に着目した追加すべり検討

置換コンクリートに局所的な引張破壊が生じている断面④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. 2-30 に断面④について、置換コンクリート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。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 4. 2-30 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. 2-61 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。

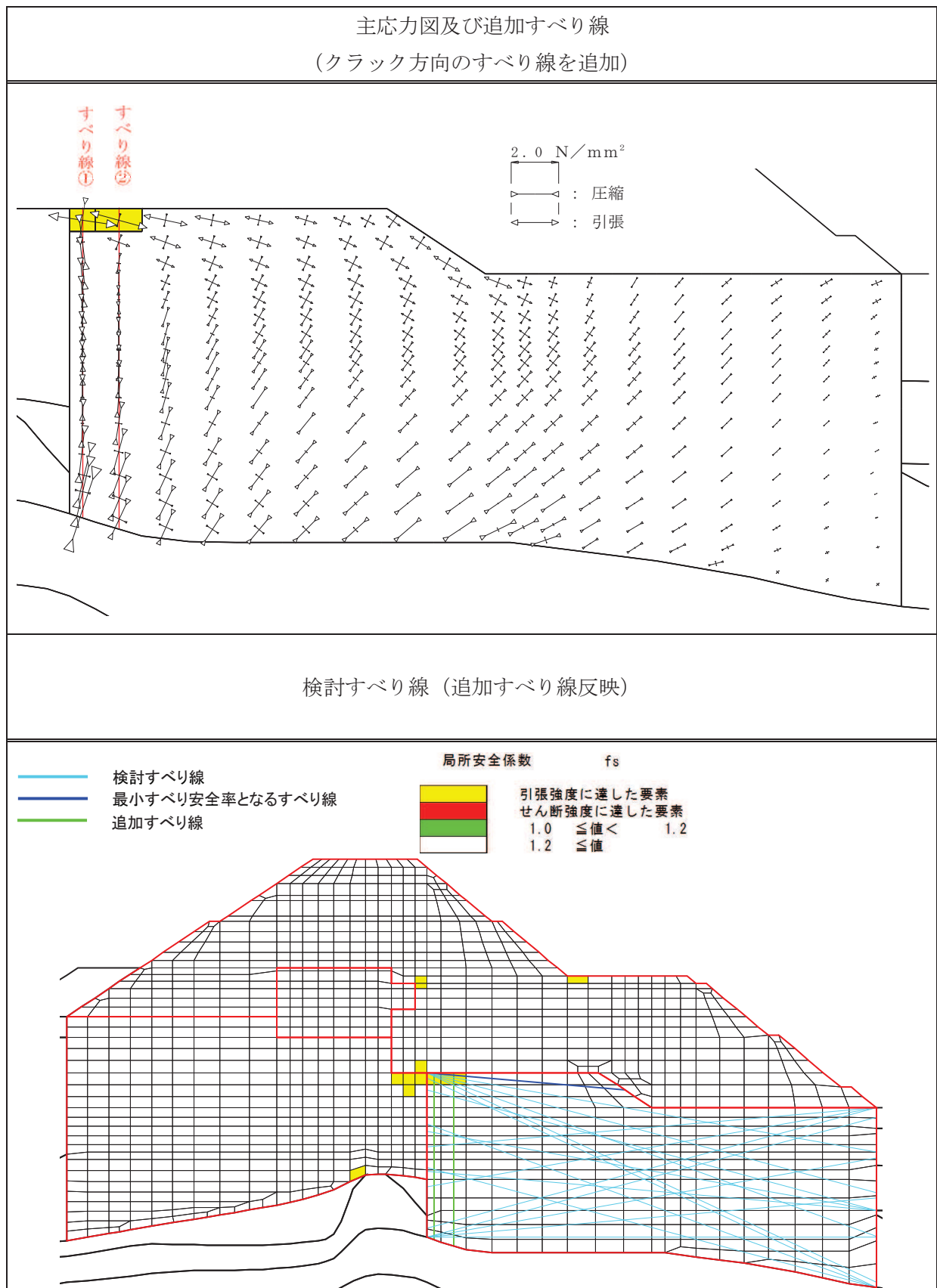


図 4.2-30 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線  
 (断面④, S d - D 2 (---), t=13.55s)  
 解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値-1σ)

表 4.2-61 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④	すべり線②	21.4	12.4

c. まとめ

a. 及びb. の検討により、置換コンクリート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。

#### 4.2.6 改良地盤の評価結果

##### (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 4.2-62 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 4.2-62(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 d - D 2	(++)	25.50	2.6
		(-+)	12.93	2.6
		(+-)	25.50	2.4
		(--)	25.75	2.7
② (+1σ)	S d - D 2	(-+)	12.93	2.5
③ (-1σ)	S d - D 2	(-+)	25.79	2.9

表 4.2-62(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

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	(++)	25.45	3.0
		(-+)	12.93	3.0
		(+-)	25.49	2.8
		(--)	25.32	2.9
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	25.44	2.9
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	25.49	3.0

表 4.2-62(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

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	(++)	25.51	2.9
		(-+)	12.93	2.8
		(+-)	25.49	2.8
		(--)	25.33	3.0
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	12.92	2.7
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	12.93	3.3

表 4.2-62(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

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	(++)	13.68	4.4
		(-+)	13.55	4.1
		(+-)	13.66	4.4
		(--)	13.57	4.2
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	13.57	4.2
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	13.57	4.1

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.2-5 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②及び断面④) 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②及び断面④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 4.2-31 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おおむね通過していることが確認できることから, 引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

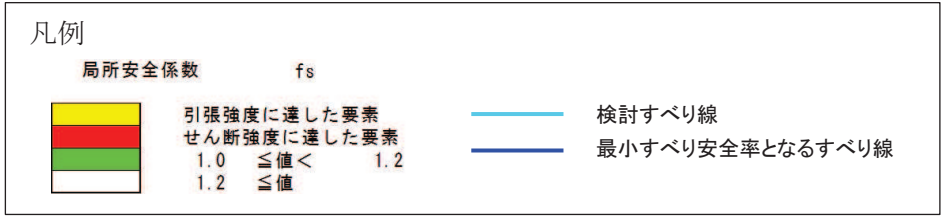
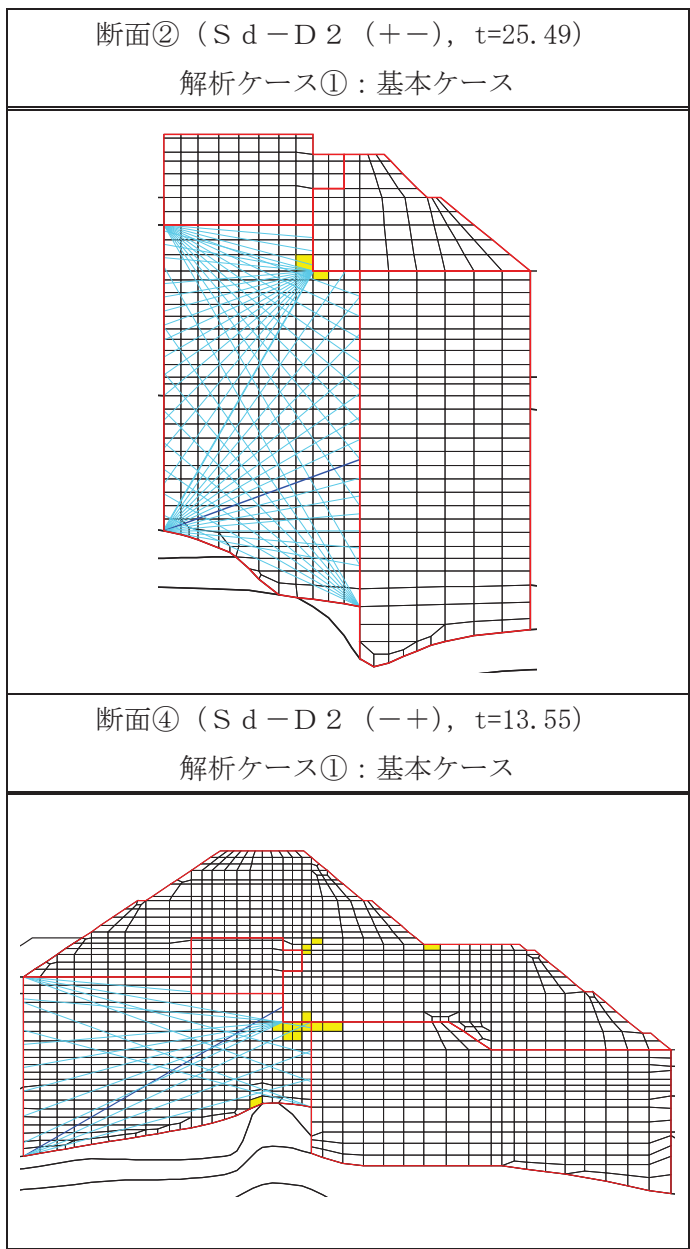


図 4.2-31 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (断面②及び断面④)

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②及び断面④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 4.2-32 に断面②及び断面④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。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 4.2-32 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.2-63 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。

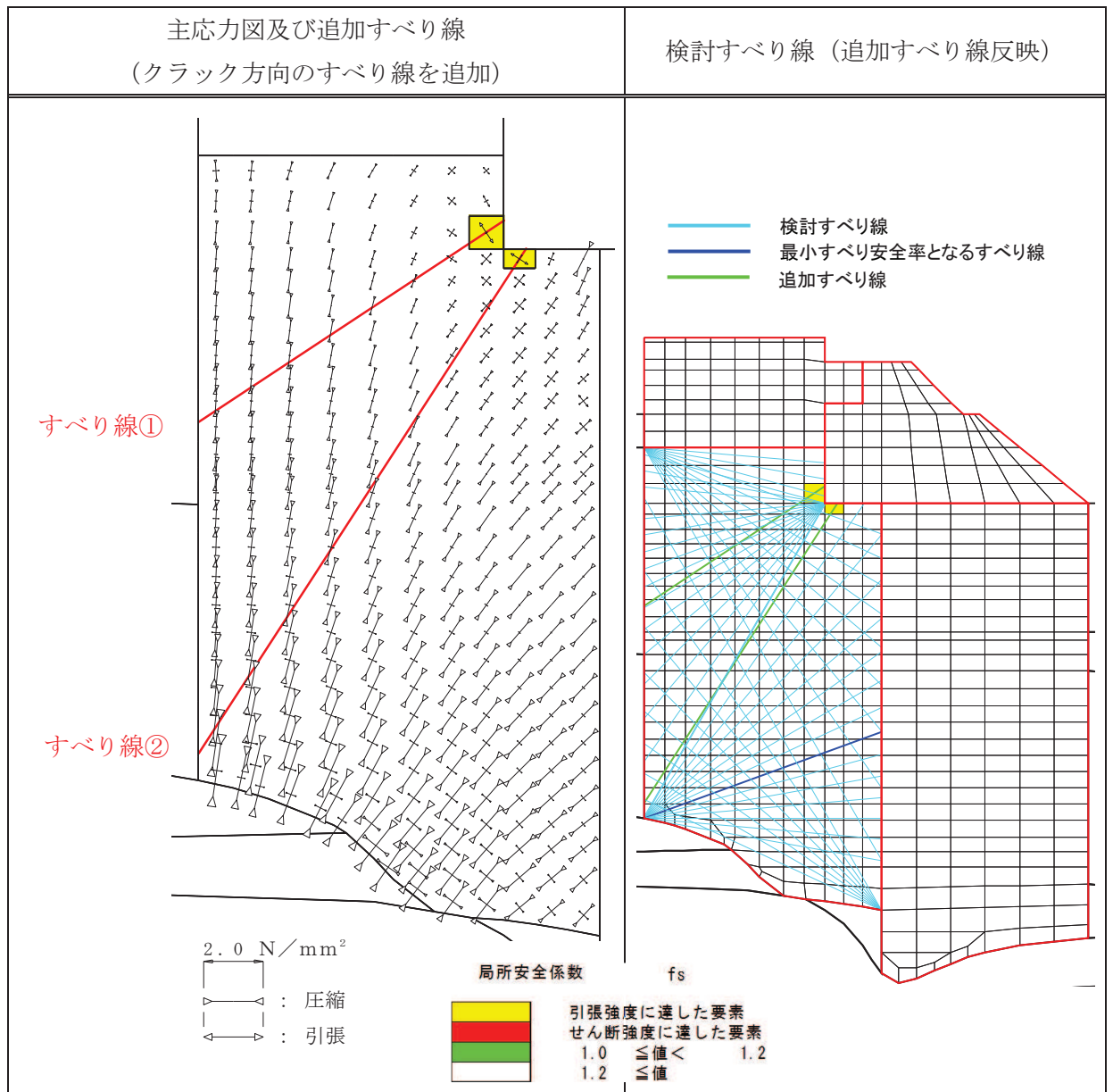
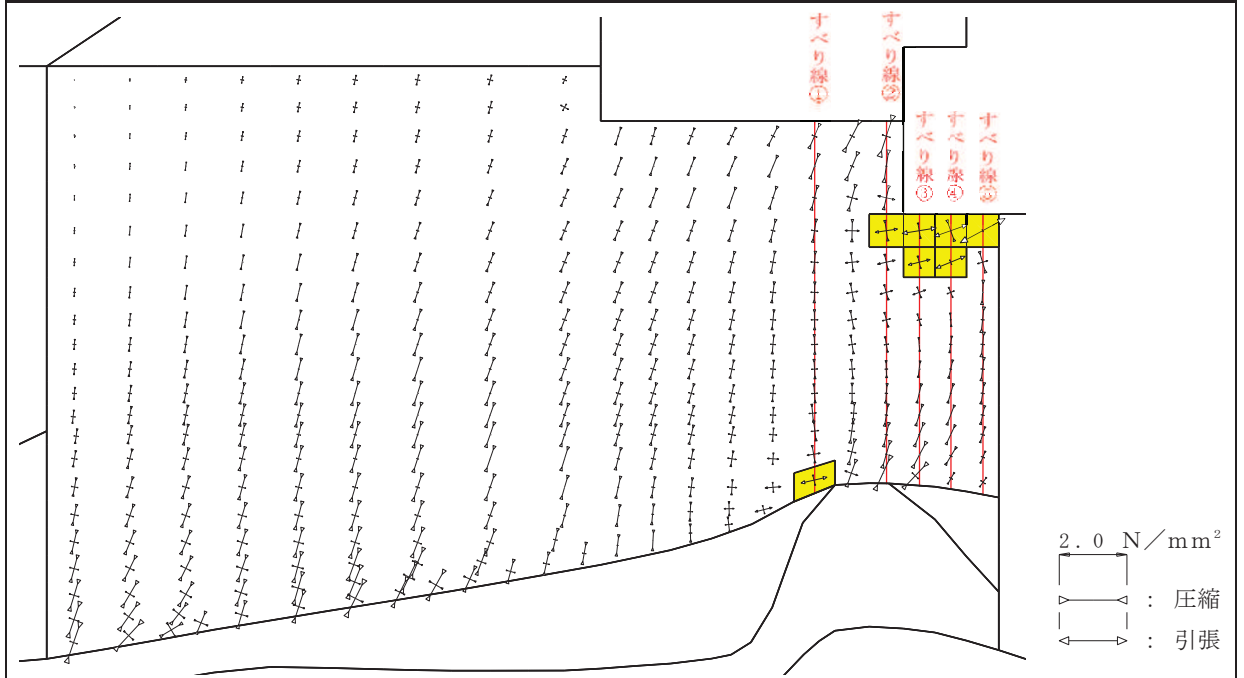


図 4.2-32(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線  
(断面②, S d - D 2 (+), t=25.49s)

解析ケース①：基本ケース

主応力図及び追加すべり線  
(クラック方向のすべり線を追加)



検討すべり線 (追加すべり線反映)

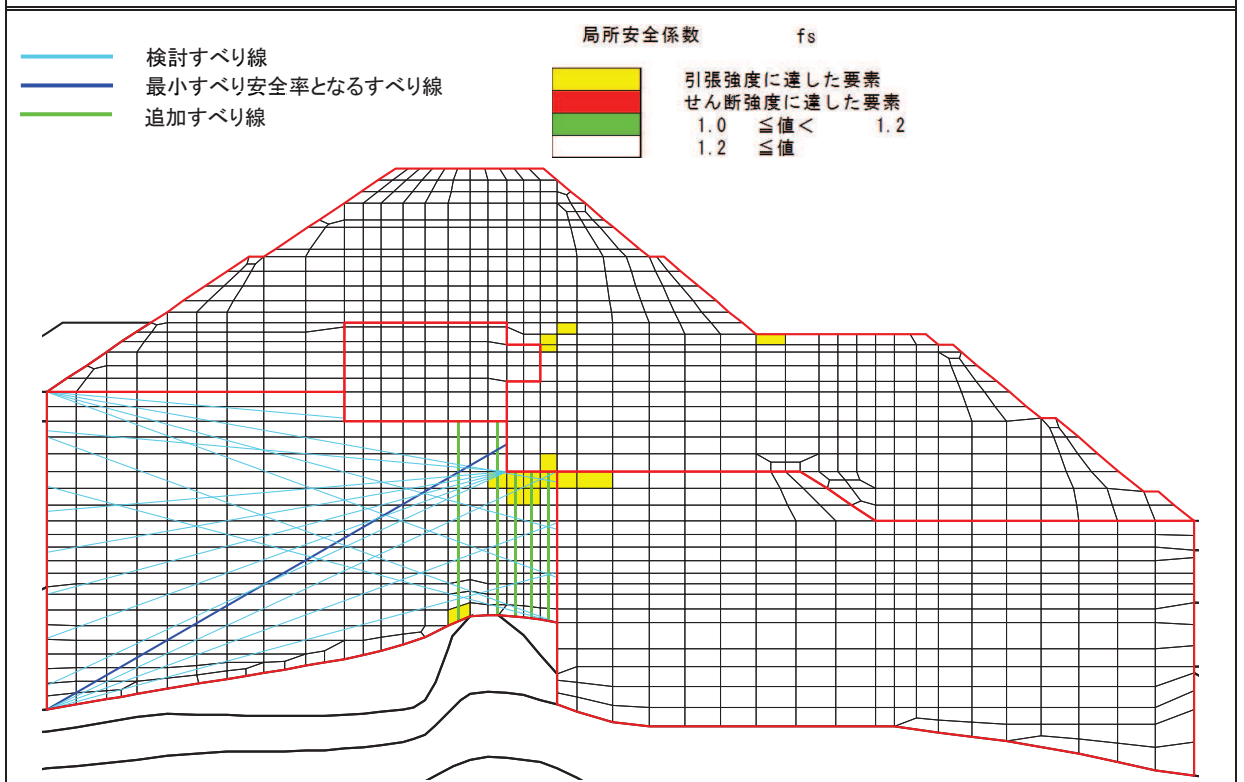


図 4.2-32(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線  
(断面④, S d - D 2 (-+), t=13.55s)



解析ケース①：基本ケース

表 4.2-63 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②	すべり線①	4.2	2.8
断面④	すべり線④	26.5	4.1

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。

#### 4.2.7 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 4.2-64 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。

なお、断面②及び断面③において、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 $-1\sigma$ とすることで、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-64(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 d - D 2	(++)	25.27	42.4
		(-+)	24.99	48.2
		(+-)	17.13	44.5
		(--)	25.53	43.1
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	25.55	56.7
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	30.05	52.2

表 4.2-64(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

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	(++)	25.25	29.5
		(-+)	13.44	36.2
		(+-)	25.25	38.5
		(--)	13.44	30.1
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	25.24	46.4
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	25.27	15.1

表 4.2-64(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

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	(++)	20.32	60.5
		(-+)	25.53	32.2
		(+-)	25.28	46.3
		(--)	13.46	39.9
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	25.52	38.3
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	13.46	22.0

表 4.2-64(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

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	(++)	25.30	7.5
		(-+)	25.48	7.5
		(+-)	13.55	7.5
		(--)	25.49	7.0
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	25.47	7.6
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(--)	25.50	6.9

#### 4.2.8 止水ジョイント部材の評価結果

重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.2-65 及び表 4.2-66 に示す。また、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.2-33 に示す。

重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-65 (1) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(A 区間：構造境界部（一般部のうち突出長変化部），鋼製遮水壁天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 ( - - )	③	5. 7	83. 0	88. 7	350
軸方向	- *	- *	12. 3*	12. 3*	24. 6	150

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (2) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(B 区間：構造境界部（一般部のうち背面補強工間），鋼製遮水壁天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 ( - + )	③	31. 5	137. 0	168. 5	350
軸方向	- *	- *	22. 2*	22. 2*	44. 4	150

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (3) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(C 区間：構造境界部（一般部と岩盤部の境界），鋼製遮水壁天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 ( - + )	③	31. 5	137. 0	168. 5	350
軸方向	- *	- *	14. 1*	14. 1*	28. 2	150

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (4) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(D 区間：構造境界部 (岩盤部のうち背面補強工間), 杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 (++)	①	0.3	55.4	55.7	350
軸方向	-*	-*	2.0*	2.0*	4.0	150

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(E 区間：構造境界部 (岩盤部のうち背面補強工端部), 杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 (++)	③	0.1	66.0	66.1	350
軸方向	-*	-*	6.7*	6.7*	13.4	150

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-65 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(F 区間：構造境界部 (岩盤部のうち突出長変化部), 杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 (++)	③	0.1	66.0	66.1	350
軸方向	-*	-*	52.6*	52.6*	105.2	150

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-66 (1) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量  
(H 区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 (-+)	③	1.2	17.7	18.9	30
軸方向	-*	-*	1.6*	1.6*	3.2	6

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-66 (2) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量  
(I 区間：構造同一部（岩盤部のうち突出杭長同一部），杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 (++)	③	0.1	5.2	5.3	30
軸方向	-*	-*	1.2*	1.2*	2.4	6

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-66 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量  
(J 区間：構造同一部（岩盤部のうち背面補強工内），杭天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	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	S d - D 2 (++)	③	0.1	2.3	2.4	30
軸方向	-*	-*	1.0*	1.0*	2.0	6

注記 \*：軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

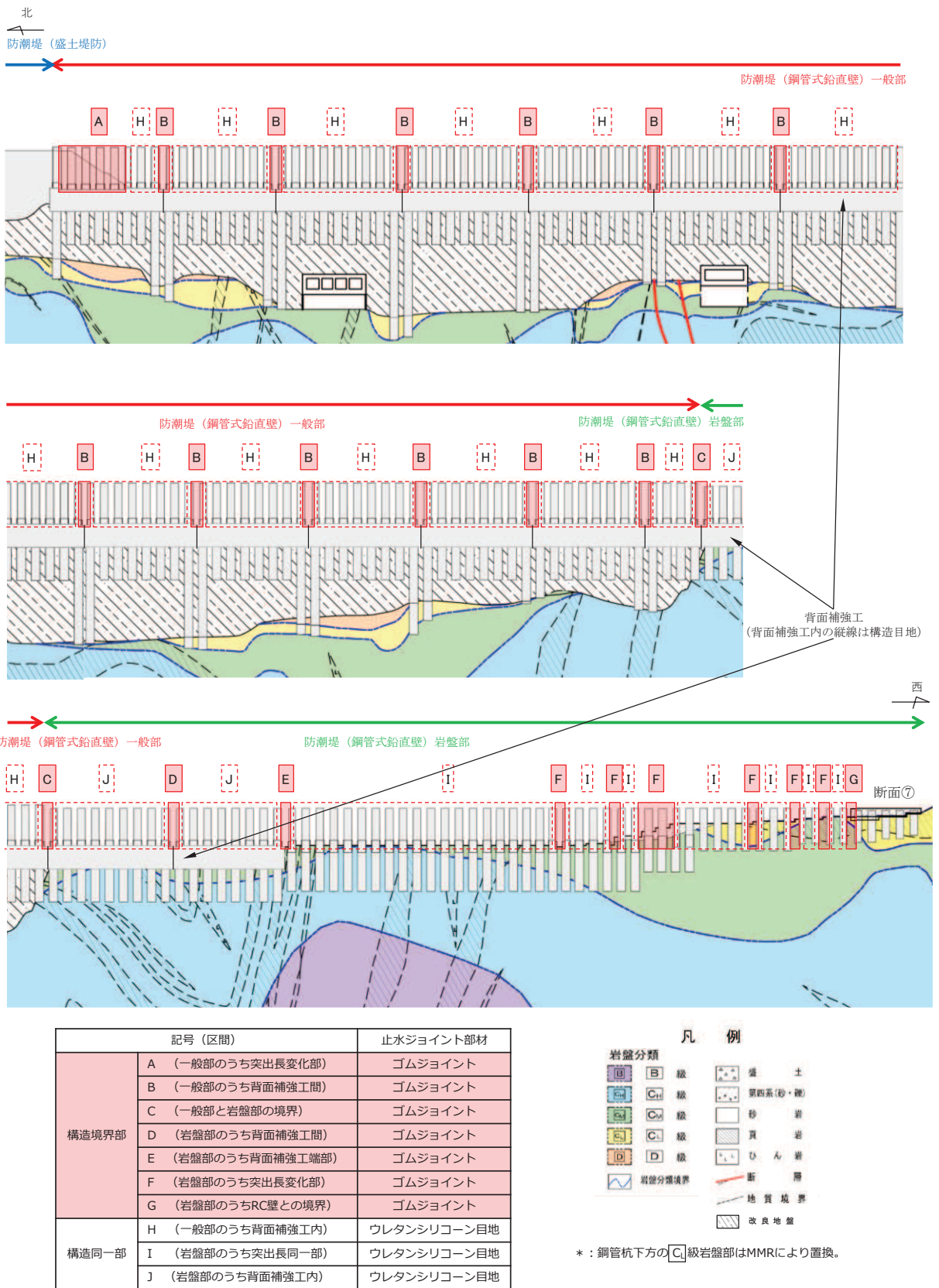


図 4.2-33 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

#### 4.2.9 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4.2-67～表4.2-69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4.2-34～図4.2-35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 4.2-67(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面①）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	2.5	11.4	0.22
		(-+)	2.7	11.4	0.24
		(+-)	2.5	11.4	0.22
		(--)	2.6	11.4	0.23
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	2.5	11.4	0.22
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	3.0	11.4	0.27

表 4.2-67(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面②）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	1.0	11.4	0.09
		(-+)	1.1	11.4	0.10
		(+-)	1.0	11.4	0.09
		(--)	1.0	11.4	0.09
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	1.0	11.4	0.09
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(++)	1.1	11.4	0.10

表 4.2-67(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面③）

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_a/R_{ua}$
①	S d - D 2	(++)	1.8	13.7	0.14
		(-+)	2.0	13.7	0.15
		(+-)	1.8	13.7	0.14
		(--)	2.0	13.7	0.15
② (+1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	1.7	13.7	0.13
③ (-1 $\sigma$ )	S d - D 2	(-+)	2.4	13.7	0.18



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

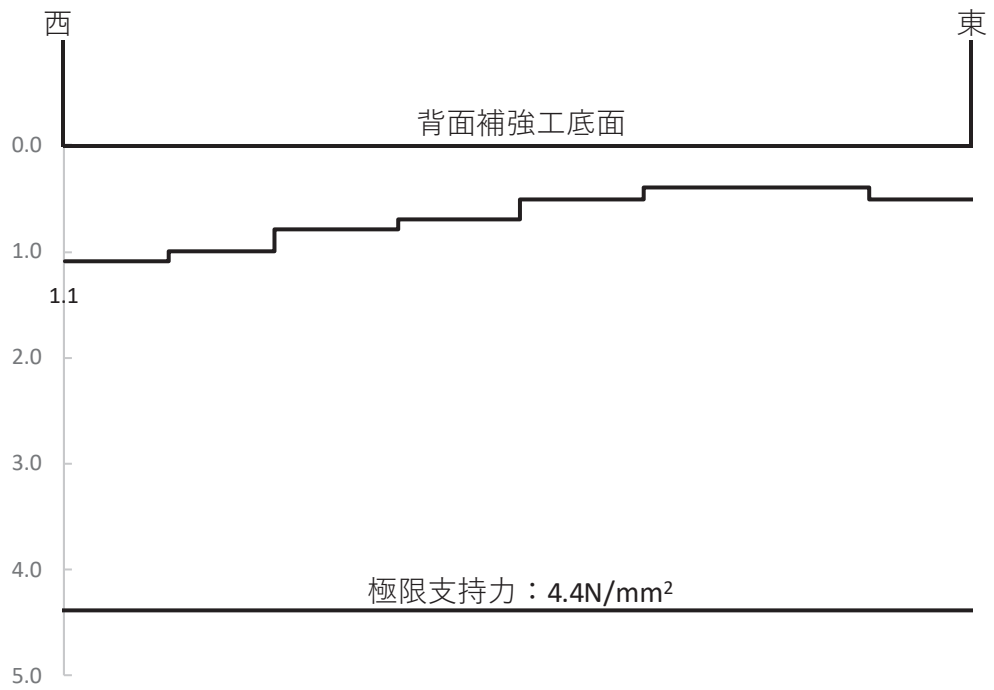


図 4.2-34(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 背面補強工)  
 (S d - D 2 ( -- ))  
 解析ケース①：基本ケース

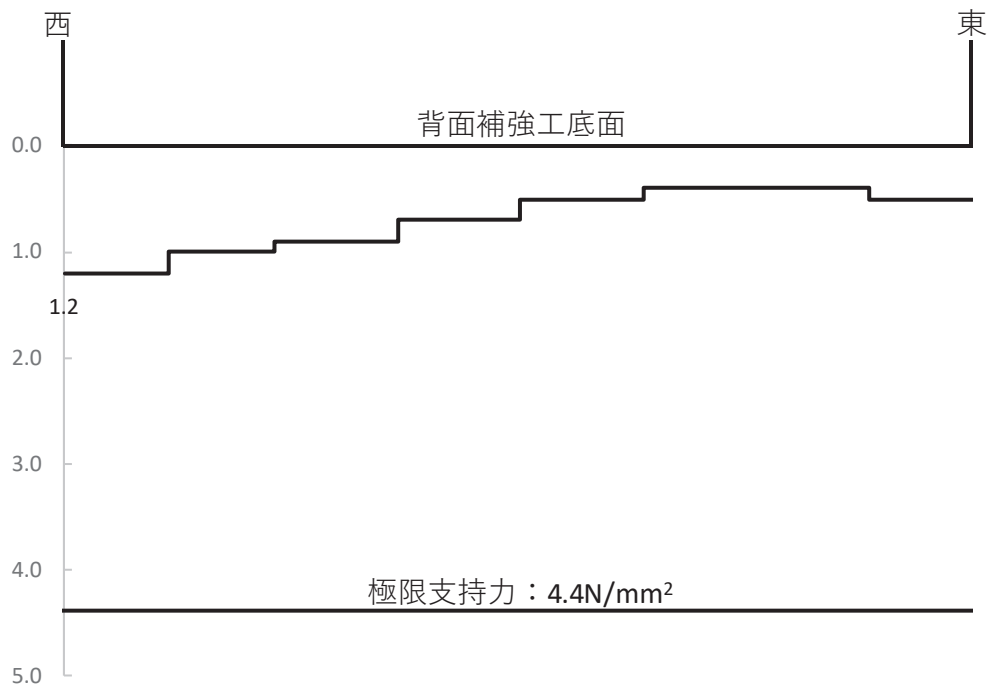


図 4.2-34(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 背面補強工)  
 (S d - D 2 ( - + ))  
 解析ケース①：基本ケース

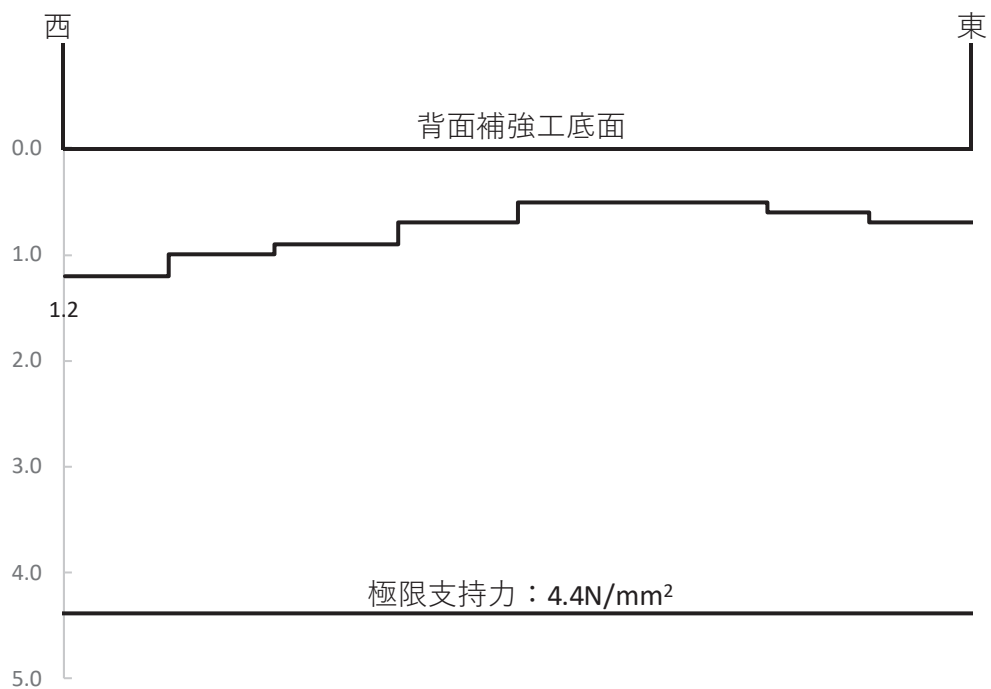


図 4.2-34(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 背面補強工)  
 (S d - D 2 (---))  
 解析ケース①: 基本ケース

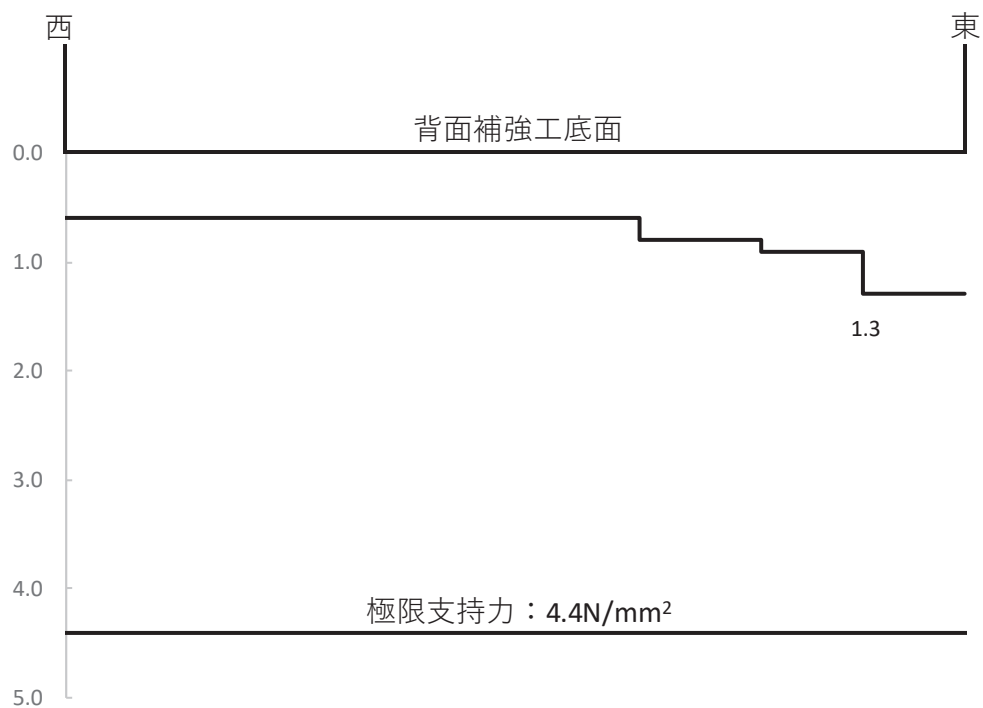


図 4.2-34(4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 背面補強工)  
 (S d - D 2 (---))  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

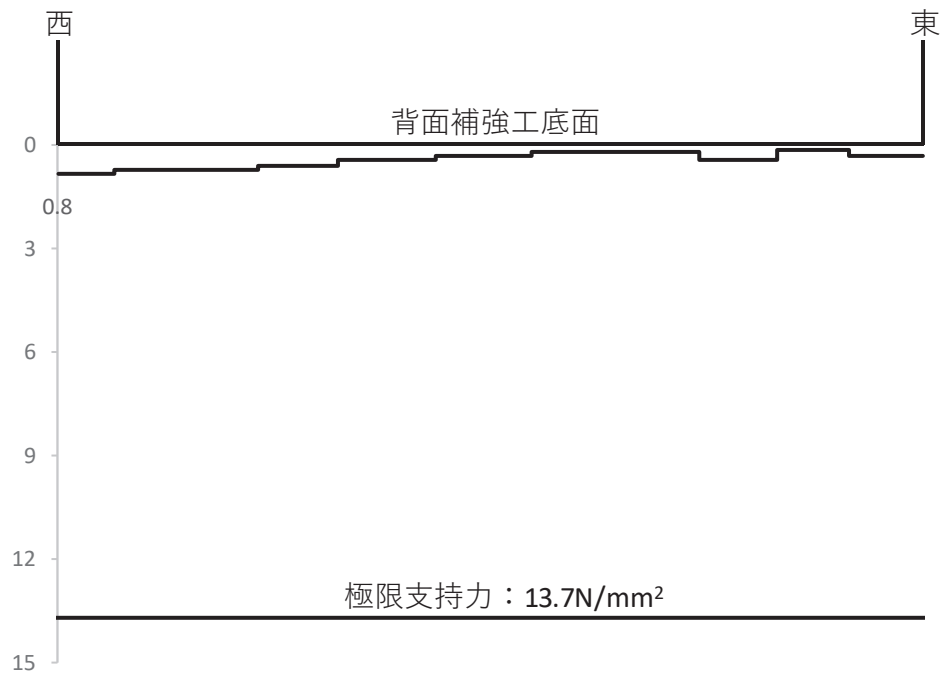


図 4.2-34(5) 支持地盤の接地圧分布図 (断面⑤, 背面補強工)  
 (S d - D 2 (+ -))  
 解析ケース①: 基本ケース

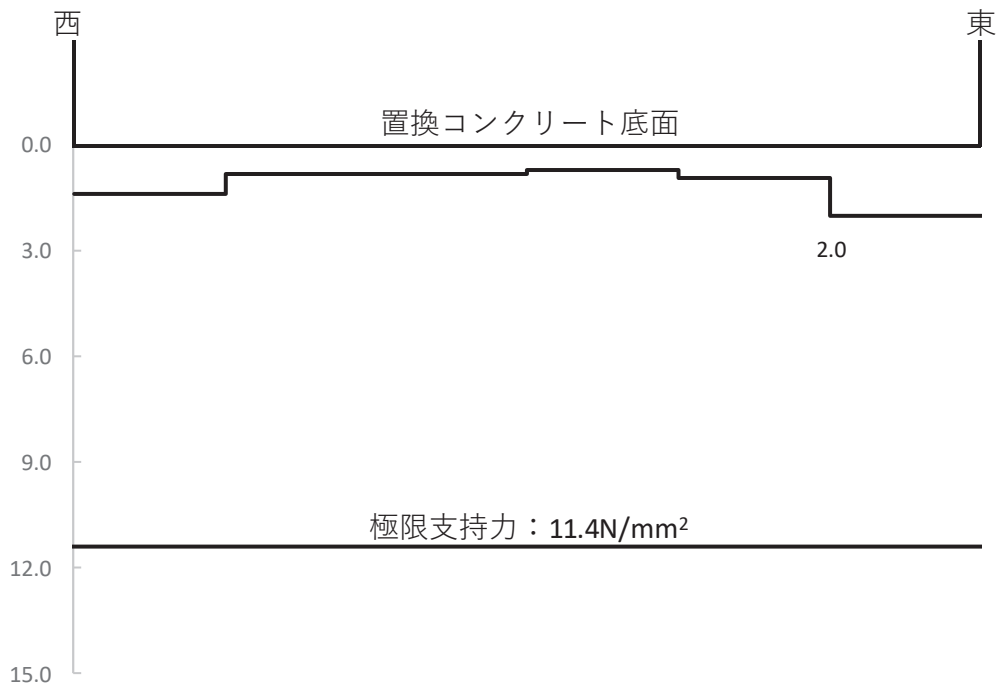


図 4.2-35(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)  
 (S d - D 2 (- -))  
 解析ケース①: 基本ケース

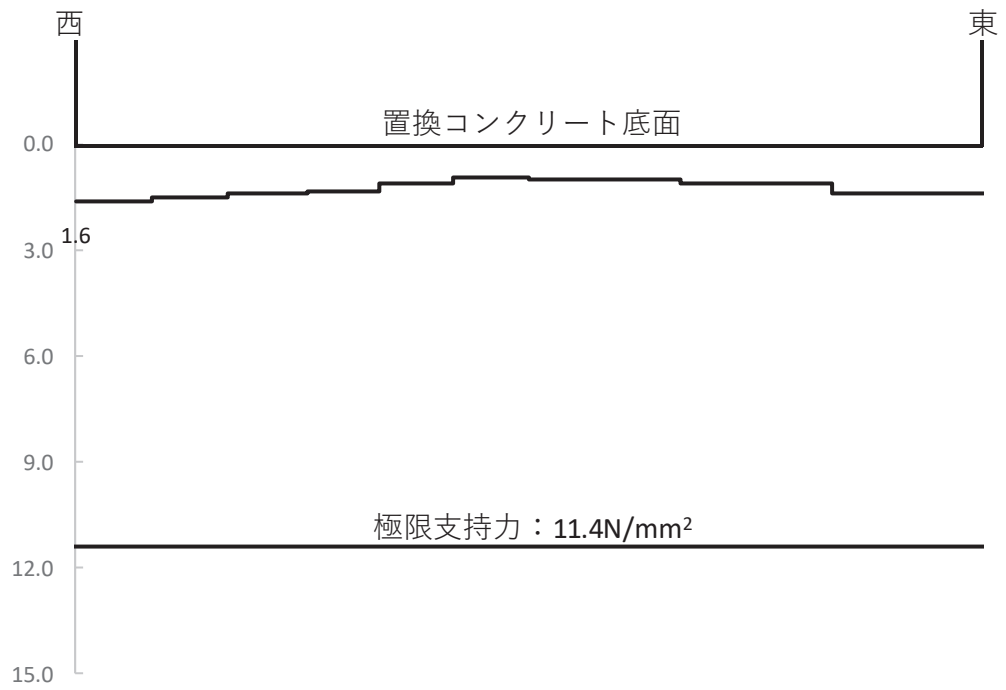


図 4.2-35(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 置換コンクリート)  
(S d - D 2 (++))

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  $\sigma$ )

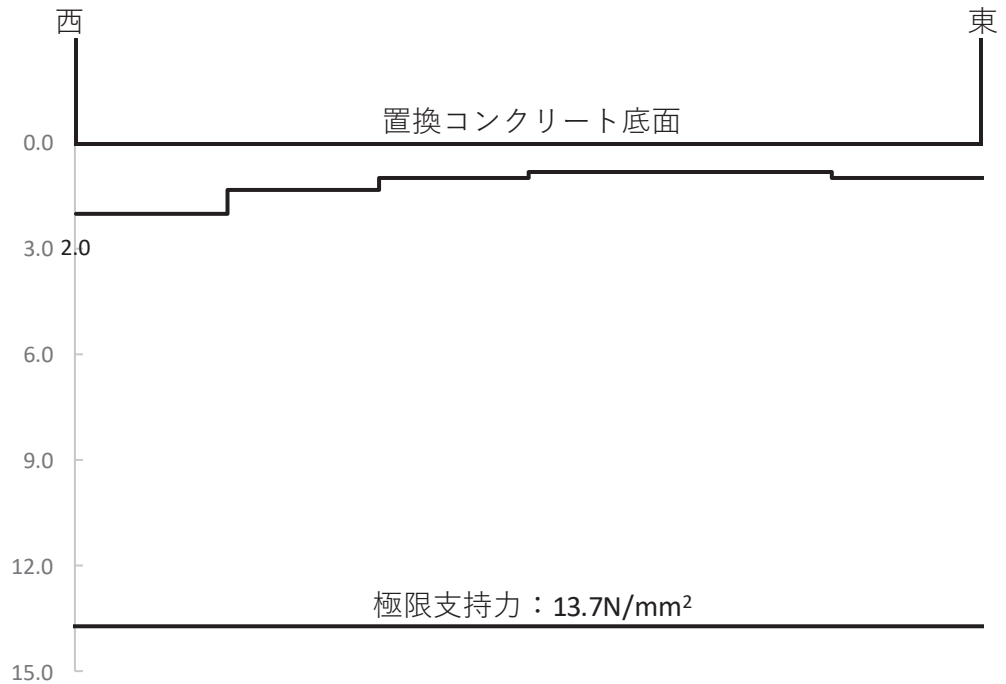


図 4.2-35(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 置換コンクリート)  
(S d - D 2 (+-))

解析ケース①：基本ケース



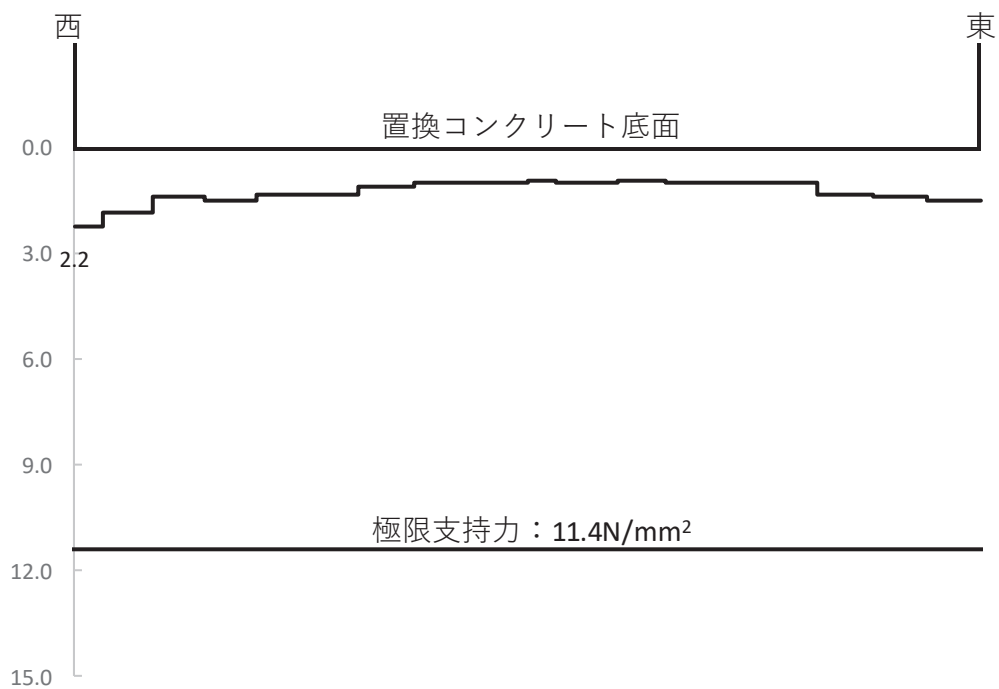


図 4. 2-35(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 置換コンクリート)  
 (S d - D 2 (+ -))  
 解析ケース①：基本ケース

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。

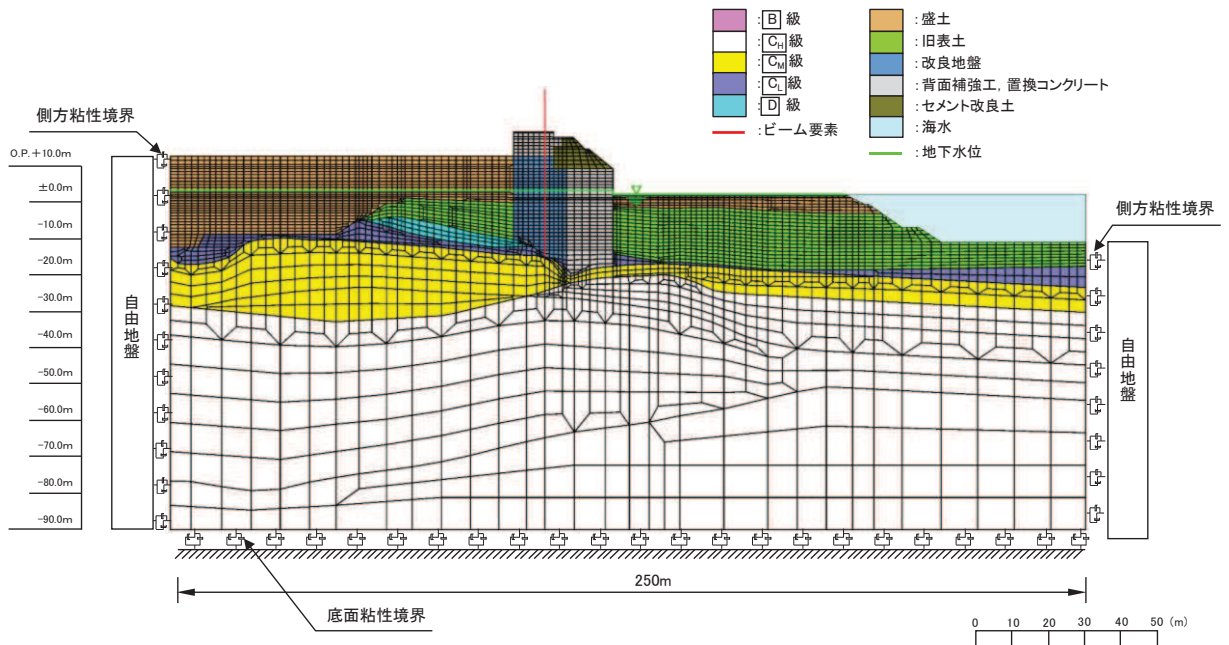


図 5.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル

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。

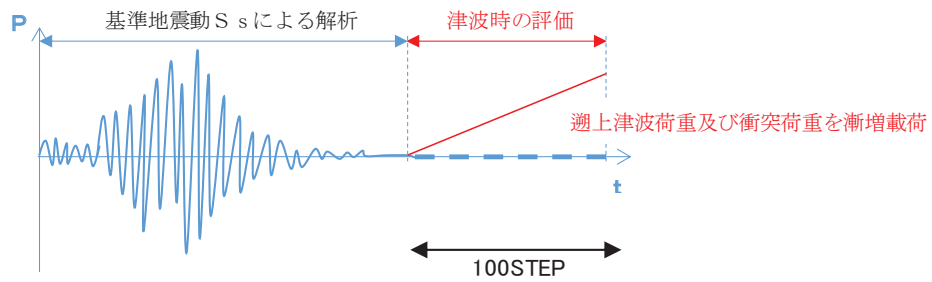


図 5.1-2 S s 後を考慮した津波時の遡上津波荷重及び衝突荷重の载荷方法のイメージ

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（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。

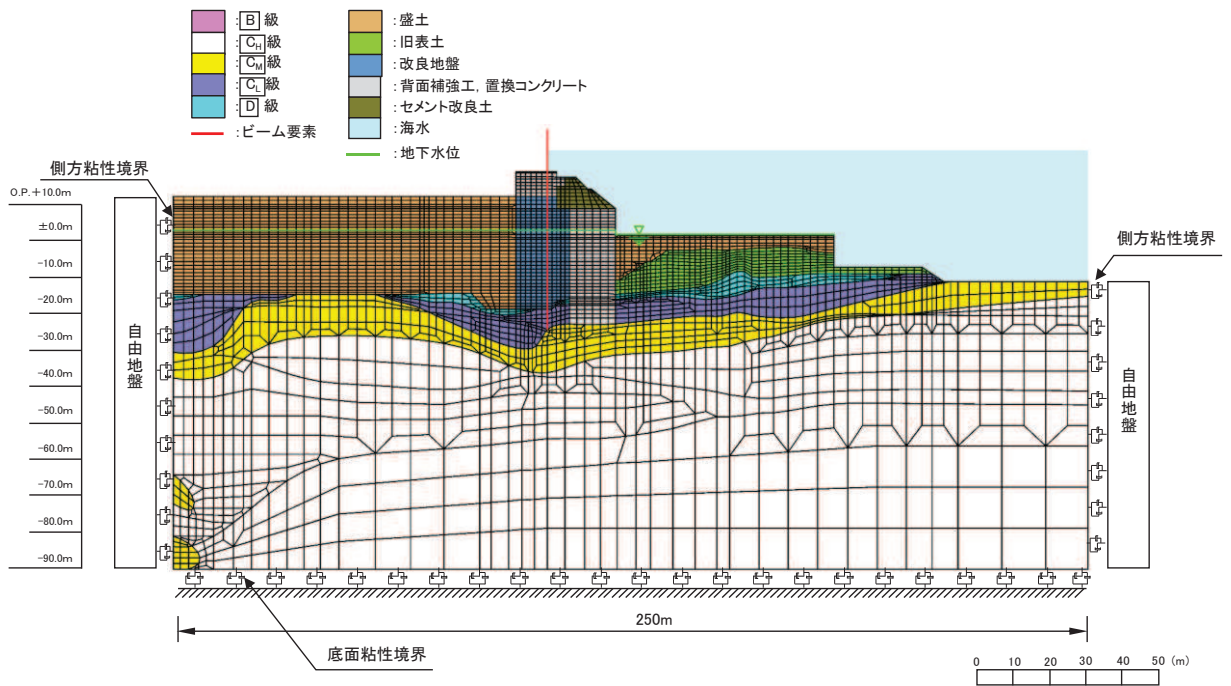
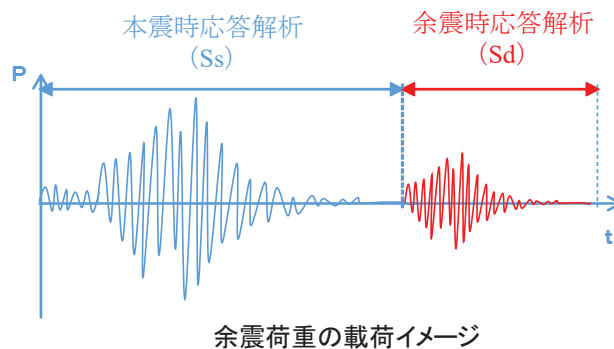


図 5.1-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面①の解析モデル

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. 重畳時

S s 後の重畳時の評価結果を表 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。

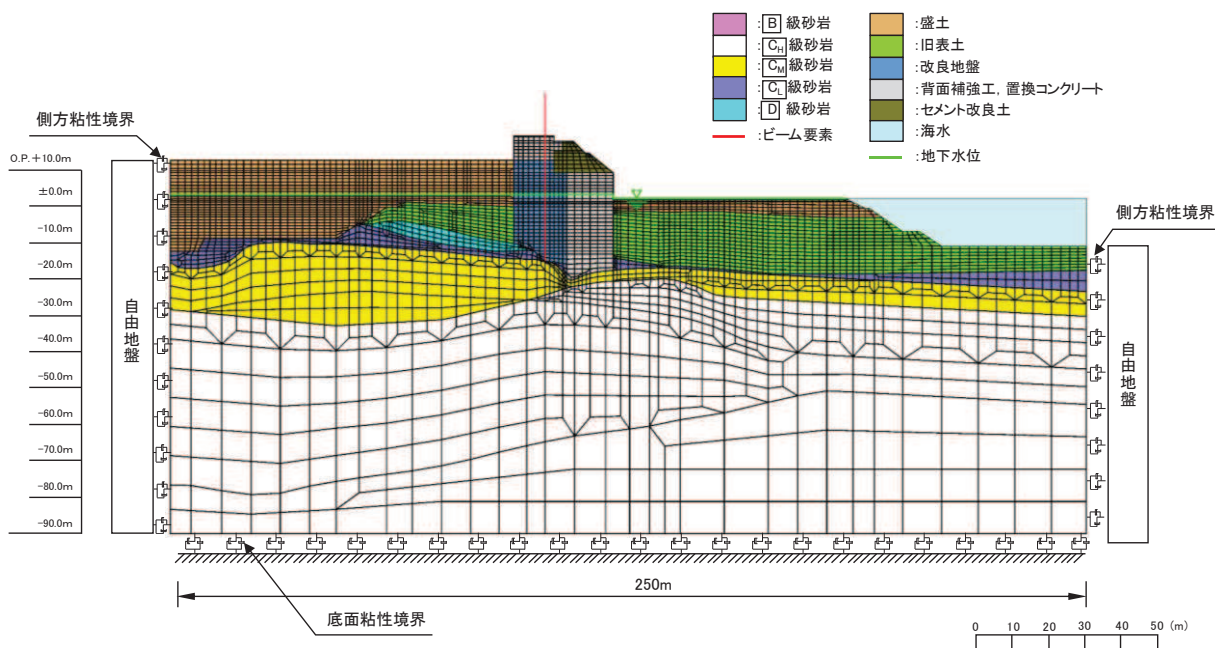


図 5.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル



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「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づく全塑性モーメント\*<sup>1</sup>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。

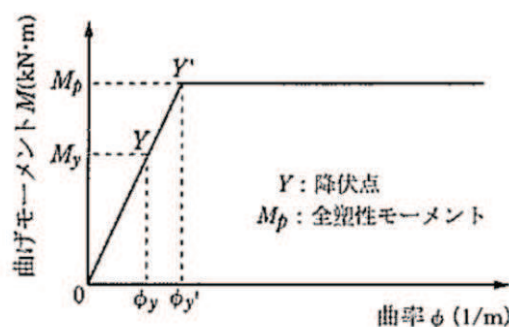


図5.2-2 鋼管杭の杭体の曲げモーメント-曲率関係  
(日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編)

(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りについて

#### (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り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りについて照査を行う。

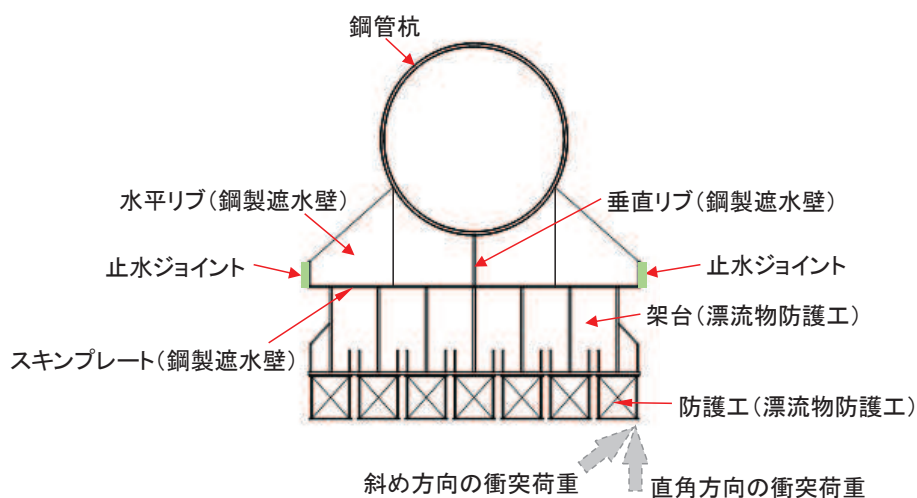


図 5.3-1 漂流物荷重の作用イメージ図

(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、ねじり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。

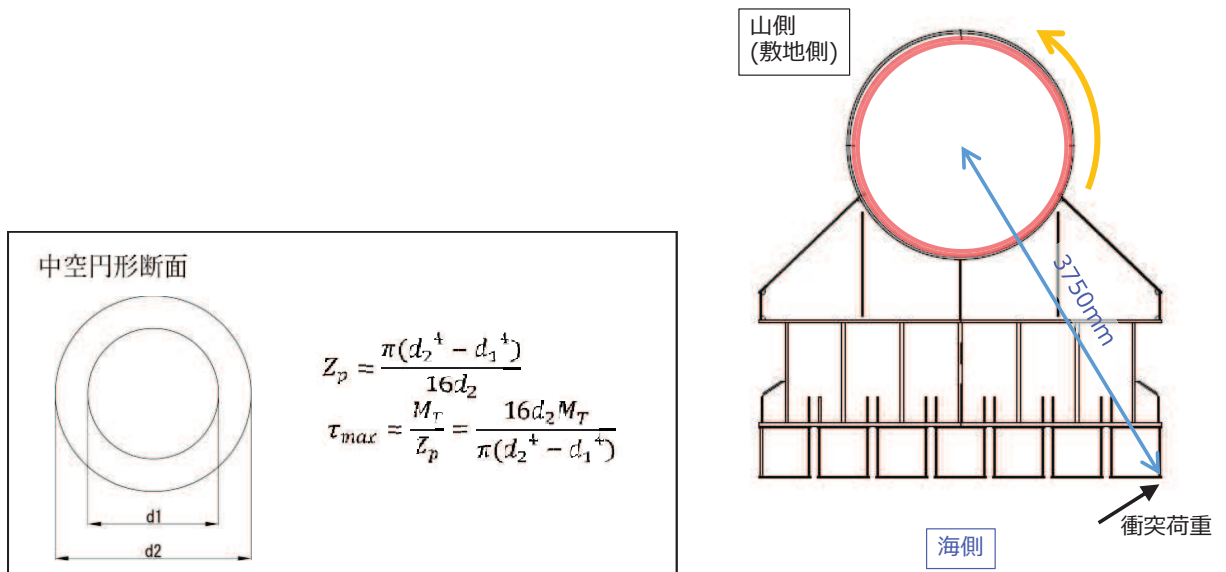


図 5.3-2 漂流物荷重によるねじりモーメントの計算の概念図

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り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り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（ねじり考慮，直角方向）*	C	117	217	0.54
③（ねじり考慮，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。

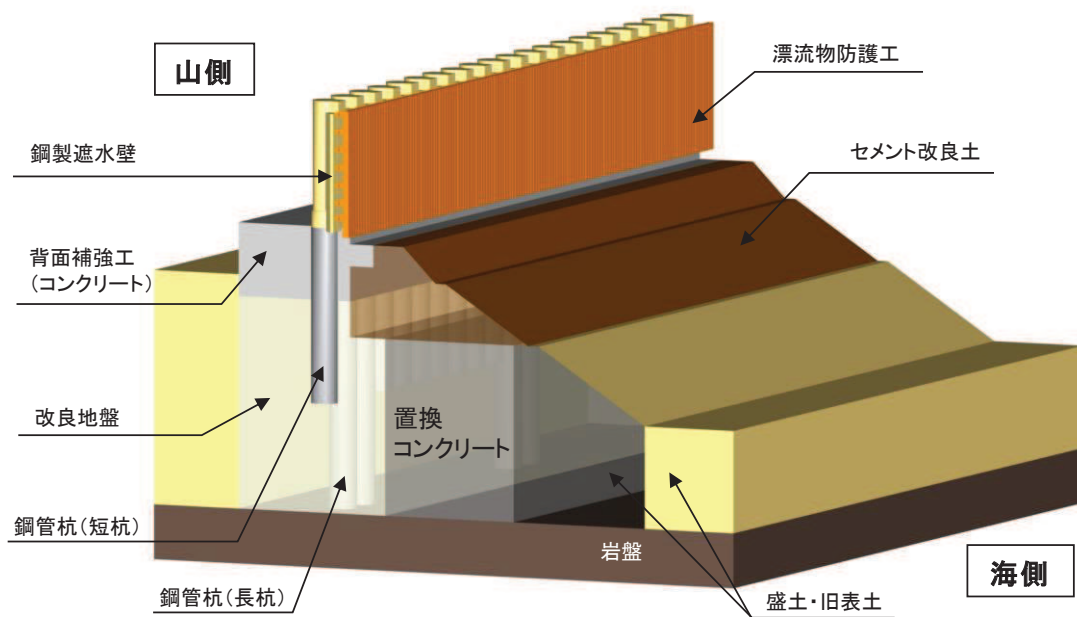


図 1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要

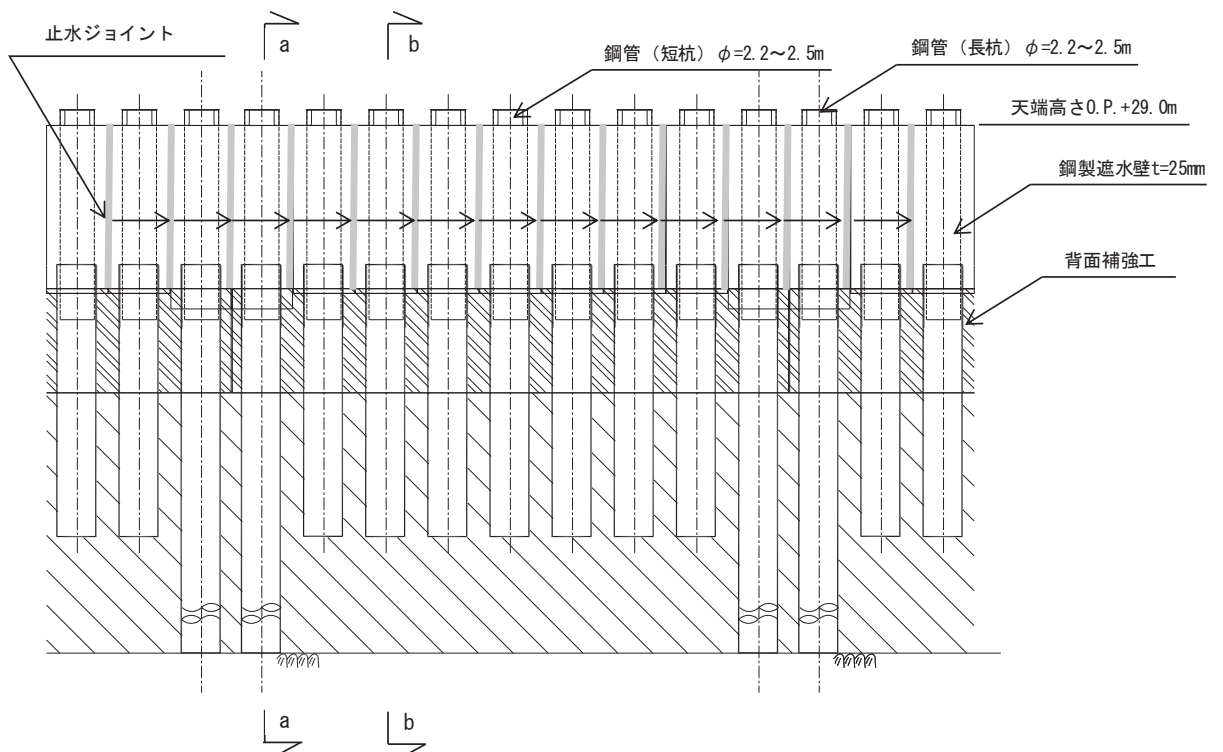


図 1-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

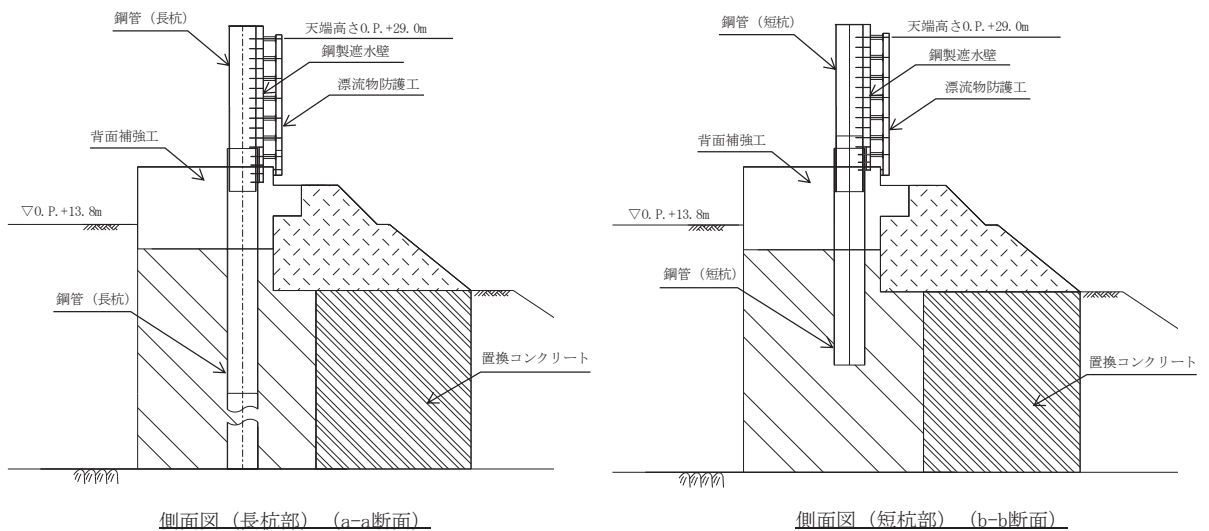


図 1-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（断面図）

## 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。

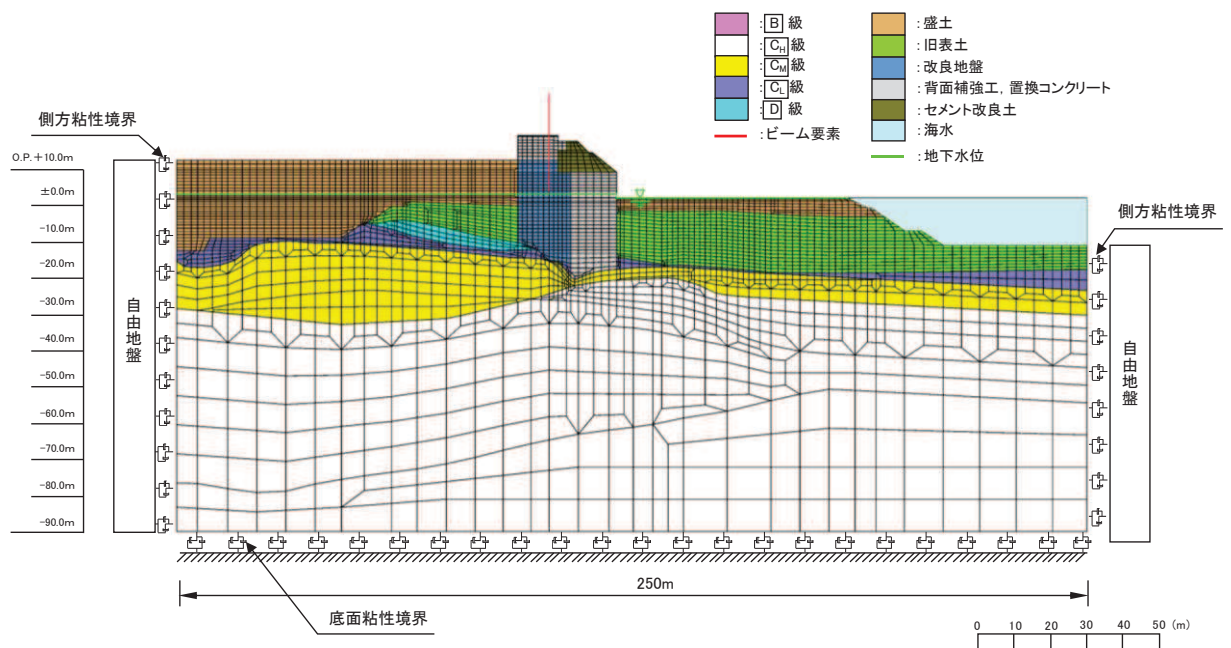


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，短杭）

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。

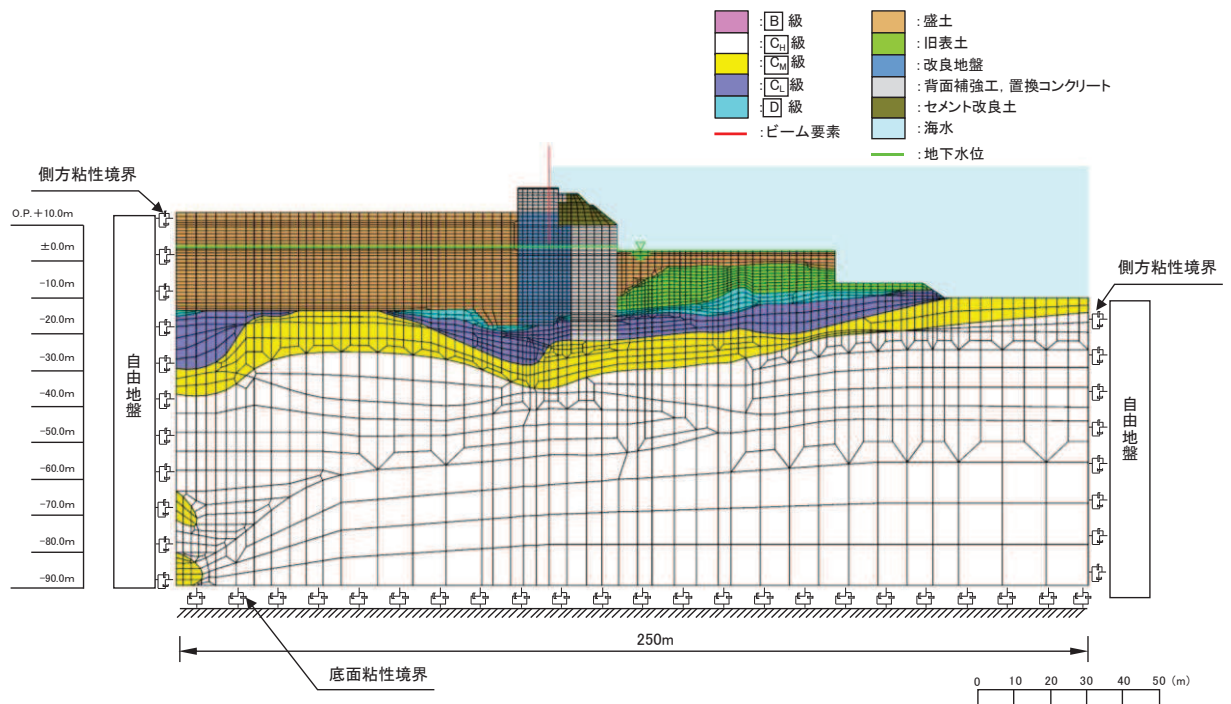


図 2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，短杭）

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