

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SKK490）\*1】

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

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

$$l = \beta \cdot L$$

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

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

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

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 : 道路橋示方書・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 : 道路橋示方書・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 板厚 (mm)	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)

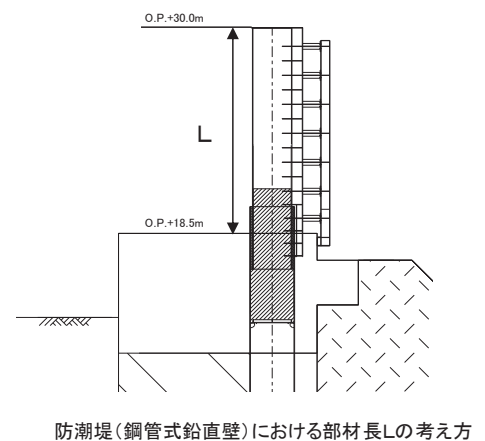
図 3.7-2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

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 3.7-3 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 3.7-4 (1) 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 3.7-4 (2) 局部座屈に対する許容せん断応力度

表 3.7-1(1) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面①～断面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 3.7-1(2) 鋼管杭の許容限界（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> ) *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. +29.0m		座屈 考慮	178*1	96*1	268*1	145*1
		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 3.7-1(3) 鋼管杭の許容限界（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. +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。

表 3.7-1(4) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑦）

杭種	座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度*
		許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$		(N/mm <sup>2</sup> )
SKK490 (t=25mm)	座屈	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185	277
	非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	105	157

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。

### 3.7.2 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3.7-2～表3.7-3に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-2 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 3.7-3 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。

### 3.7.3 RC 遮水壁

RC 遮水壁の鉄筋コンクリートの許容限界は、「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」に基づき、表 3.7-4 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-4 RC 遮水壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	14
許容せん断応力度 $\tau_{al}$		0.55	0.82
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記 \* : 短期許容応力度は、コンクリートの標準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。

### 3.7.4 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 3.7-5 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-5 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

### 3.7.5 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-6 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-6 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.7.6 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-7 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-7 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.7.7 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 3.7-8 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-8 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.7.8 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 3.7-9 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.7-9 (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 3.7-9 (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。



### 3.7.9 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、支持力試験及び日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編により設定する。基礎地盤の許容限界を表3.7-10に示す。

表 3.7-10 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>L</sub> 級岩盤 (杭基礎)	3.9

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

なお、C<sub>L</sub>級岩盤 (杭基礎) の許容限界については、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に基づき、以下のとおり設定する。

- ・道路橋示方書による極限支持力算定式 (杭基礎[中掘り工法])

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

ここで、

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

C<sub>L</sub>級岩盤の一軸圧縮強度  $q_u$  は、設置変更許可申請書に記載の値より設定する。C<sub>L</sub>級岩盤は、図3.7-5に示すとおり、原子炉建屋試掘坑 (狐崎部層)、第3号機原子炉建屋試掘坑 (牧の浜部層) 及び第3号機原子炉建屋北側 (牧の浜部層) にて採取した試料を用いて一軸圧縮強度  $q_u$  を求めている。それぞれの一軸圧縮強度試験結果を表3.7-11に示す。

表3.7-11のうち、保守的に一軸圧縮強度  $q_u$  が最も小さくなる第3号機原子炉建屋北側の砂岩の値を用いることとし、岩盤の極限支持力設定においては支持力試験の平均値を使用することを踏まえ、C<sub>L</sub>級岩盤 (杭基礎) の許容限界算定に当たっては、一軸圧縮強度  $q_u$  の平均値 1.3(N/mm<sup>2</sup>)を使用する。また、鋼管杭周面は岩盤が分布するものの、保守的に杭周面摩擦力は考慮しない。

上記により、C<sub>L</sub>級岩盤 (杭基礎) の許容限界は以下のとおり算出される。

$$R_u / A = q_d = 3 \cdot q_u = 3 \times 1.3 = 3.9 \text{ N/mm}^2$$

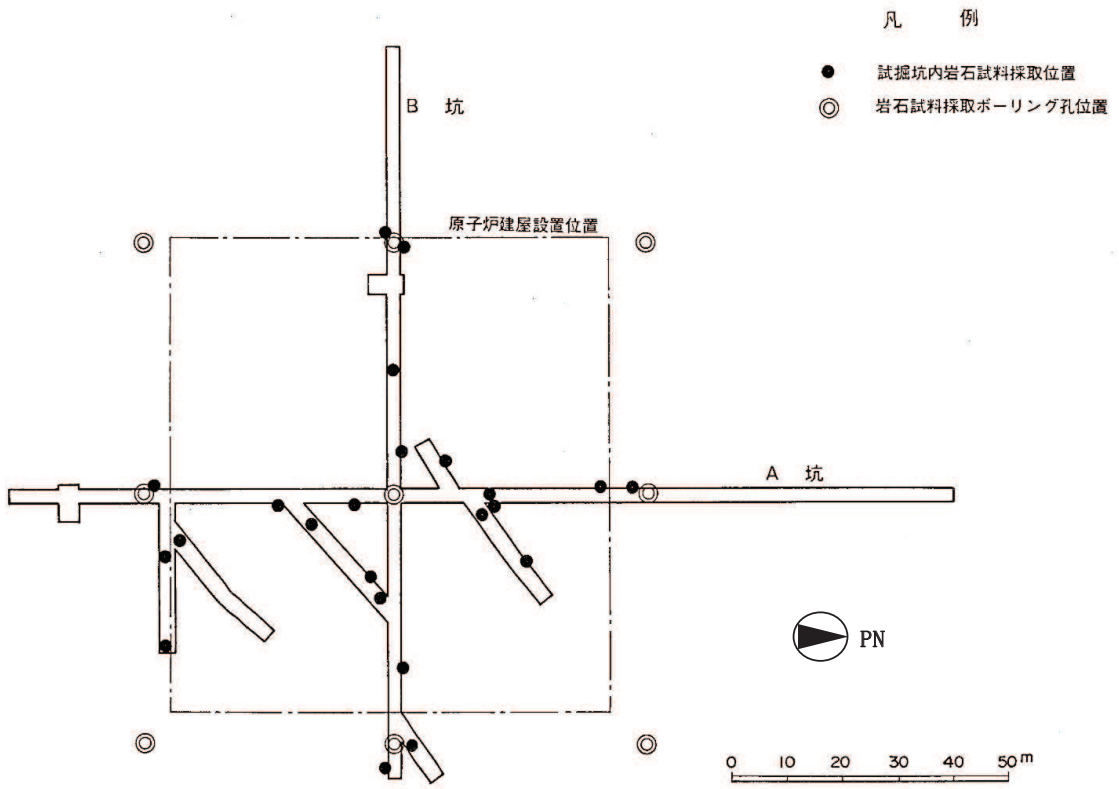


図 3.7-5(1) 試料採取位置 (原子炉建屋, 狐崎部層)

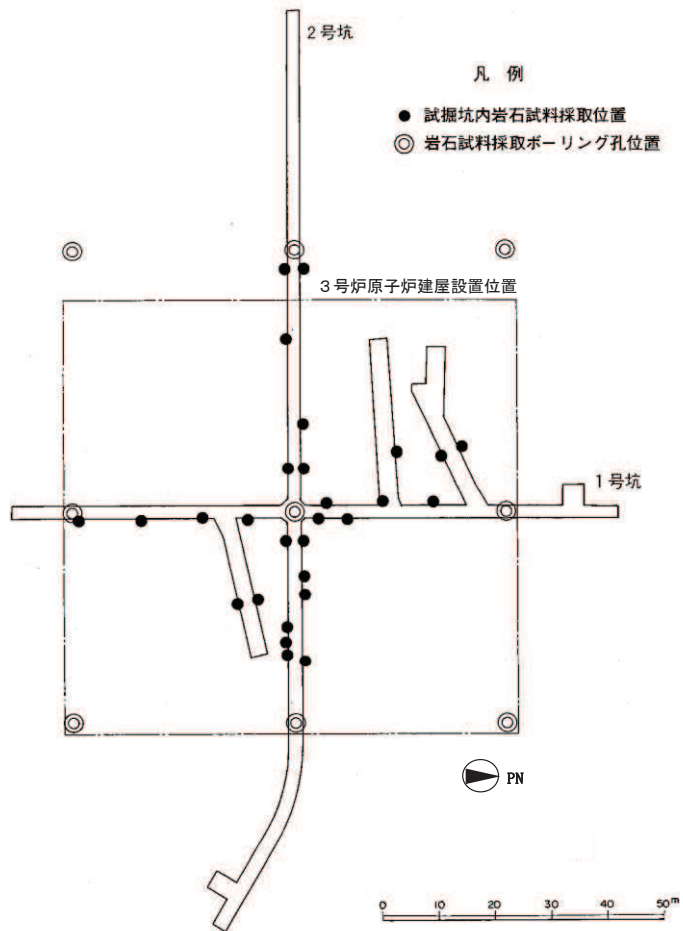


図 3.7-5(2) 試料採取位置 (第3号機原子炉建屋, 牧の浜部層)

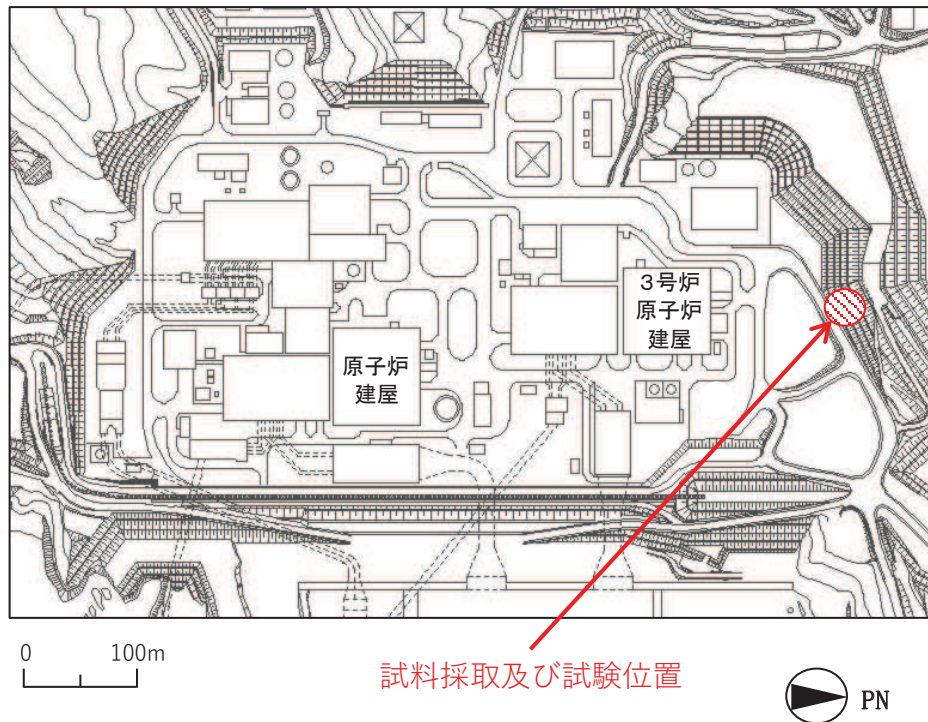


図 3.7-5(3) 試料採取位置 (第 3 号機原子炉建屋北側, 牧の浜部層)

表 3.7-11 一軸圧縮強度試験結果 (C<sub>i</sub>級岩盤)  
(設置変更許可申請書 添付書類六に基づき記載)

資料採取位置	岩種	一軸圧縮強度		
		試験個数	平均値 (N/mm <sup>2</sup> )	標準偏差 (N/mm <sup>2</sup> )
原子炉建屋	砂岩	30	12.4	6.5
	ひん岩	15	4.5	1.6
第 3 号機 原子炉建屋	砂岩	21	3.6	1.5
第 3 号機原子 炉建屋北側	砂岩	19	1.3	0.3
	頁岩	5	4.2	0.6

### 3.8 評価方法

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

#### 3.8.1 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。

また、漂流物防護工は鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっていることから、漂流物防護工が設置されることでの鋼管杭の偏心荷重についても別途考慮する。

##### (1) 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 (kN/m<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>) \*

$N_1$  : 鋼管杭の軸力 (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。

##### (2) 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 (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。

### (3) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3.8-1 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整理する。

なお、整理にあたっては鋼管杭に生じる応力（偏心モーメント及びねじり）及び鋼管杭に生じる変位（汀線直交方向及び汀線方向）の観点に着目する。

地震時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 3.8-1 に示す。

地震時においては、鋼管杭へ作用する偏心モーメント及び鋼管杭へ作用するねじりについて評価を実施する。以降に、評価方法を示す。

なお、評価を実施する断面及びケースは、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査又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。

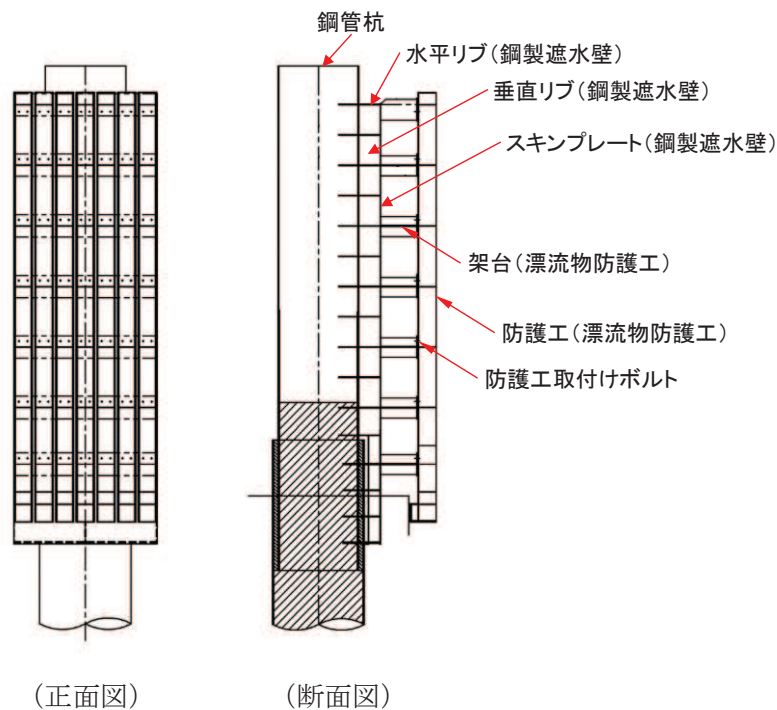


図 3.8-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

表 3.8-1(1) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
<div style="text-align: center;"> </div> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時+鉛直加振により、鋼管杭に偏心モーメントが発生する（緑+橙矢印）。</li> <li>・ 偏心モーメントを考慮した評価として、二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭の曲げモーメント（赤矢印）に、偏心モーメントを加算して評価する。</li> </ul>	<div style="text-align: center;"> </div> <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>・ ねじり応力を考慮した評価として、保守的に二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）により得られた鋼管杭のせん断力に、二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）で得られた震度から算定されるねじり応力を加算して評価する。</li> <li>・ なお、ねじり応力を鋼管杭に伝達する架台及び水平リブについて、縦断方向の桁高は横断方向（海山方向）よりも高く、剛性が大きいことから、架台及び水平リブの縦断方向の評価は省略する。</li> </ul>



表 3.8-1(2) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
・ 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。	・ 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。

a. 偏心モーメント

漂流物防護工について鋼管杭中心を固定端とした片持ち梁としてモデル化し，次式により偏心モーメントを算出する。モデル図を図 3-9 に示す。

ここで，鉛直震度は，漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大鉛直震度により設定する。

$$M_e = (1 + k_v) \cdot w_1 \cdot e_1 \quad \dots \dots \dots (50)$$

ここで，

$M_e$  : 偏心モーメント

$k_v$  : 鉛直震度

$w_1$  : 漂流物防護工重量

$e_1$  : 偏心距離

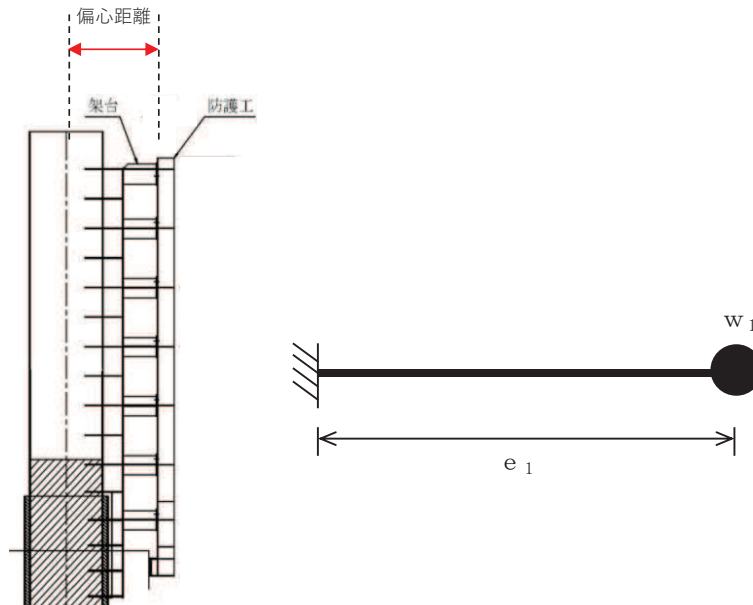


図 3.8-2 モデル図



b. ねじり応力

次式によりねじり応力を算出する。算出概念図を図 3.8-3 に示す。

ねじり応力算出に用いる水平震度は、保守的に漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大水平震度により設定する。

$$M_T = (L_2 \cdot w_2 + L_3 \cdot w_3) \cdot k_h \cdot \dots \dots \dots (51)$$

ここで、

$M_T$  : ねじり応力

$L_2$  : 漂流物防護工のねじりアーム長

$w_2$  : 漂流物防護工重量

$L_3$  : 鋼製遮水壁のねじりアーム長

$w_3$  : 鋼製遮水壁重量

$k_h$  : 水平震度

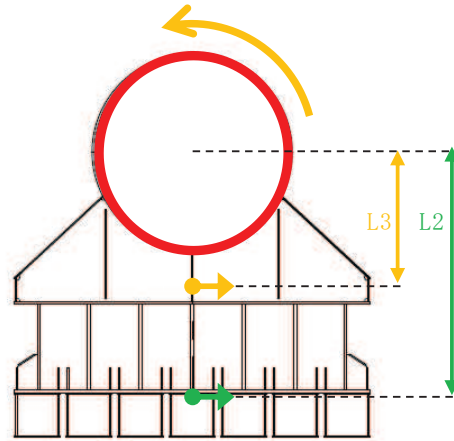


図 3.8-3 ねじり応力算定概念図

### 3.8.2 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取り付けられている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図 3.8-4 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。

地震荷重については、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、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。

また、風荷重については、 $1\text{kN/m}^2$  を高さ方向に一律作用させることとする。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{\text{max}}}{g} \dots \dots \dots (3.5)$$

$\alpha_{\text{max}}$  : 最大水平加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

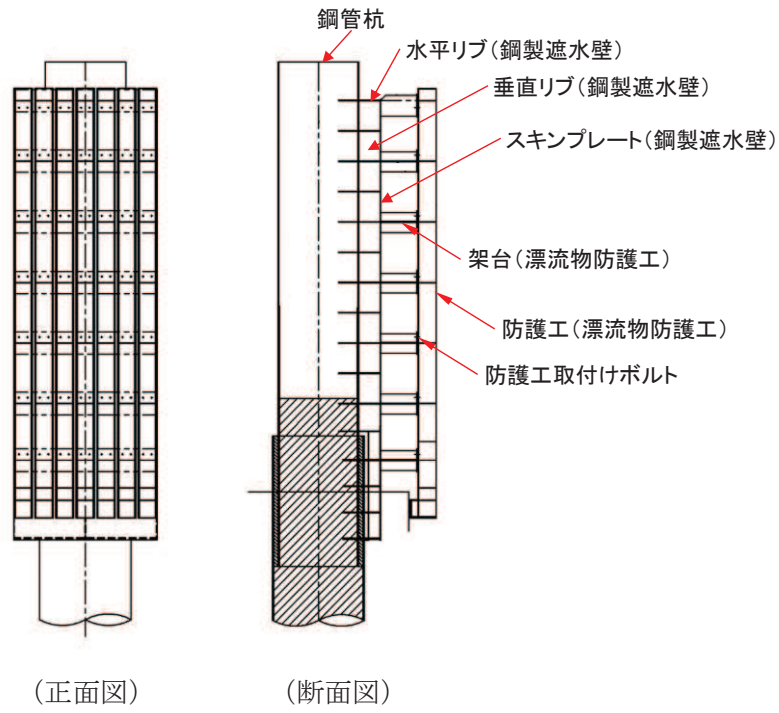


図 3.8-4(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

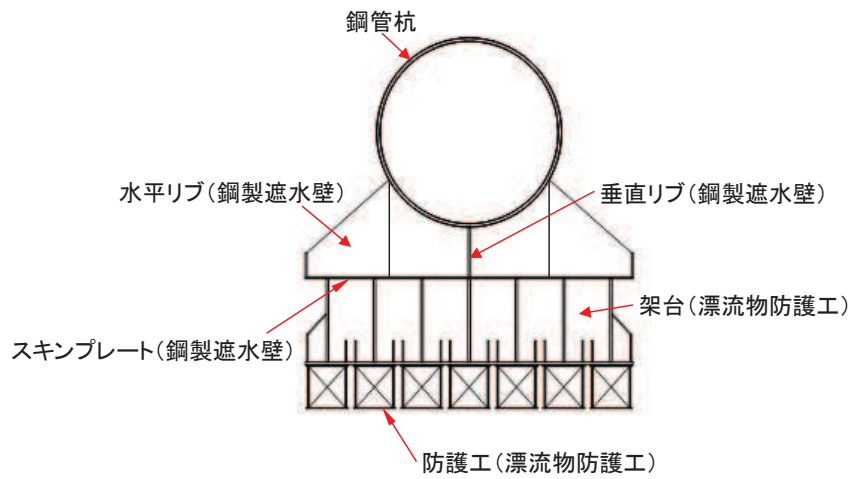


図 3.8-4(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

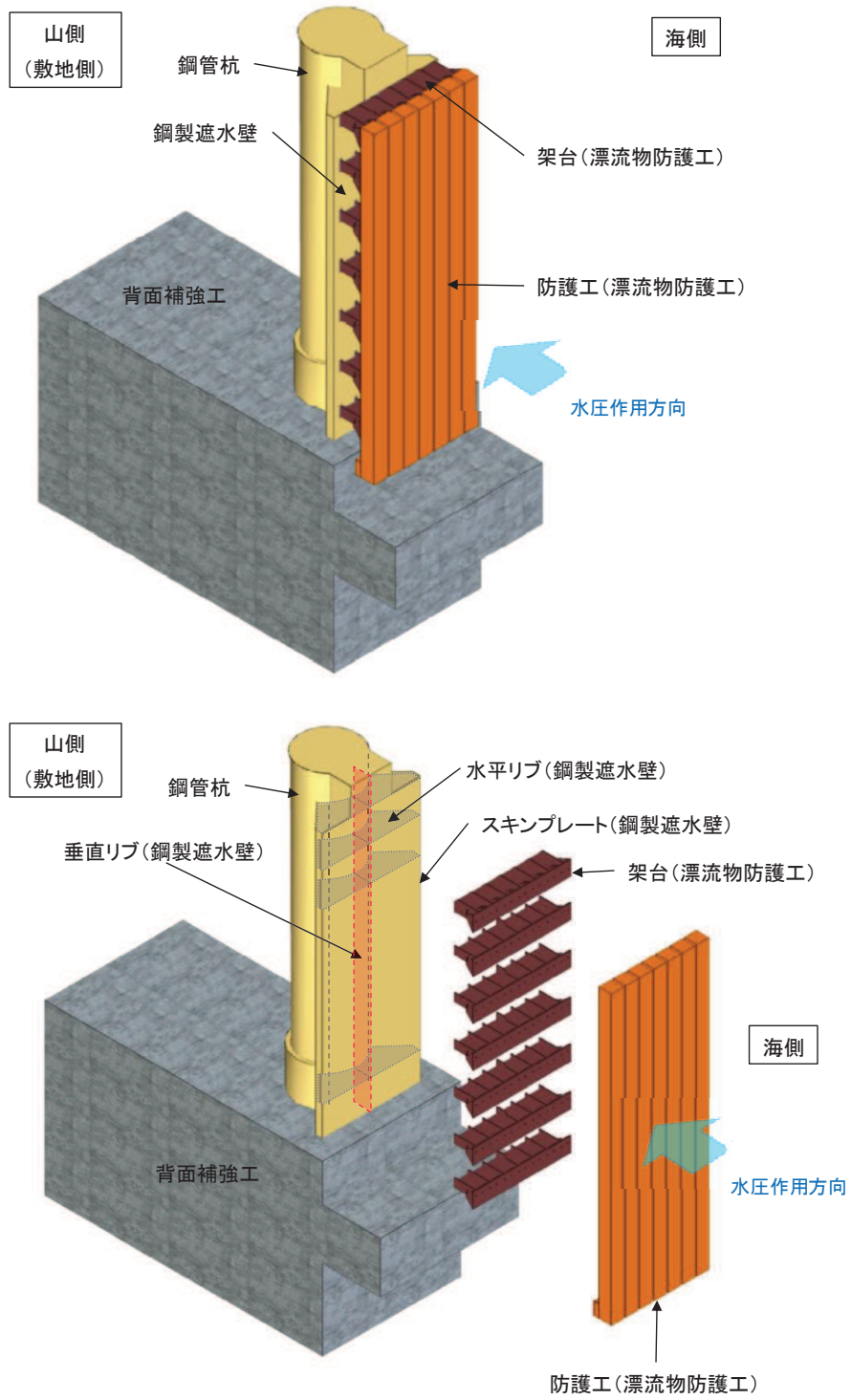


図 3.8-4(3) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造概要図

(1) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.8-5 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 3.8-5 に示す箇所とした。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

$$M_2 = (P_2 + P_k) \frac{L^2}{8} \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

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地震慣性力 (kN/m)
- $P_k$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの風荷重 (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。

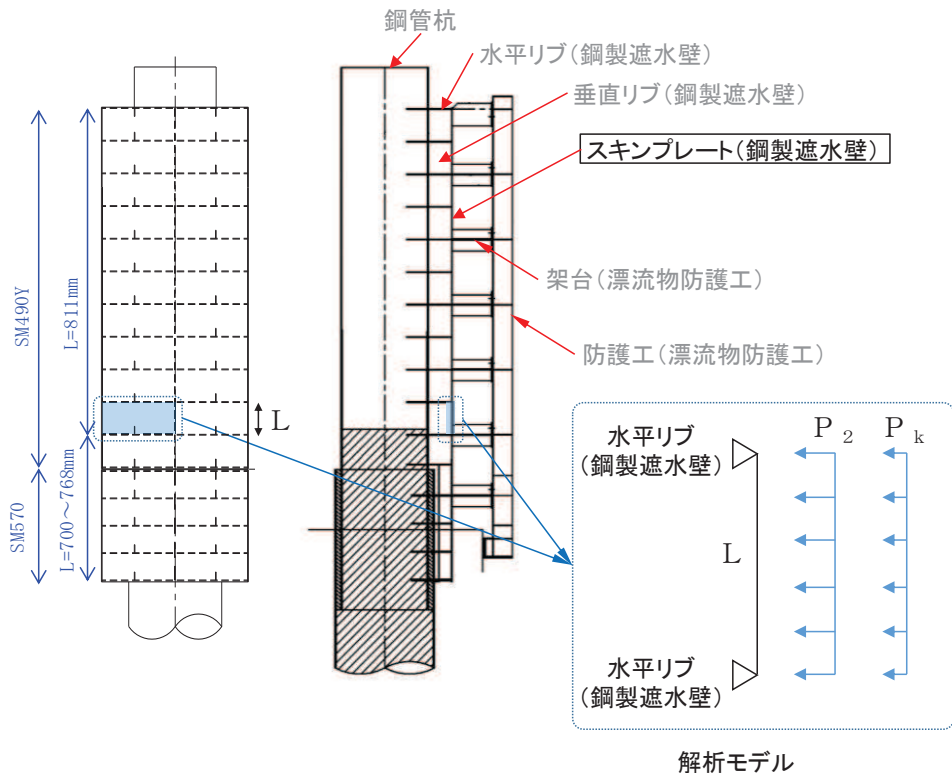


図 3.8-5 スキンプレートの照査概念図

(2) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.8-6 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 3.8-6 に示す箇所とした。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

$$P = (P_3 + P_k) \cdot L \cdot B \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

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地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_k$  : 垂直リブに作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B$  : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

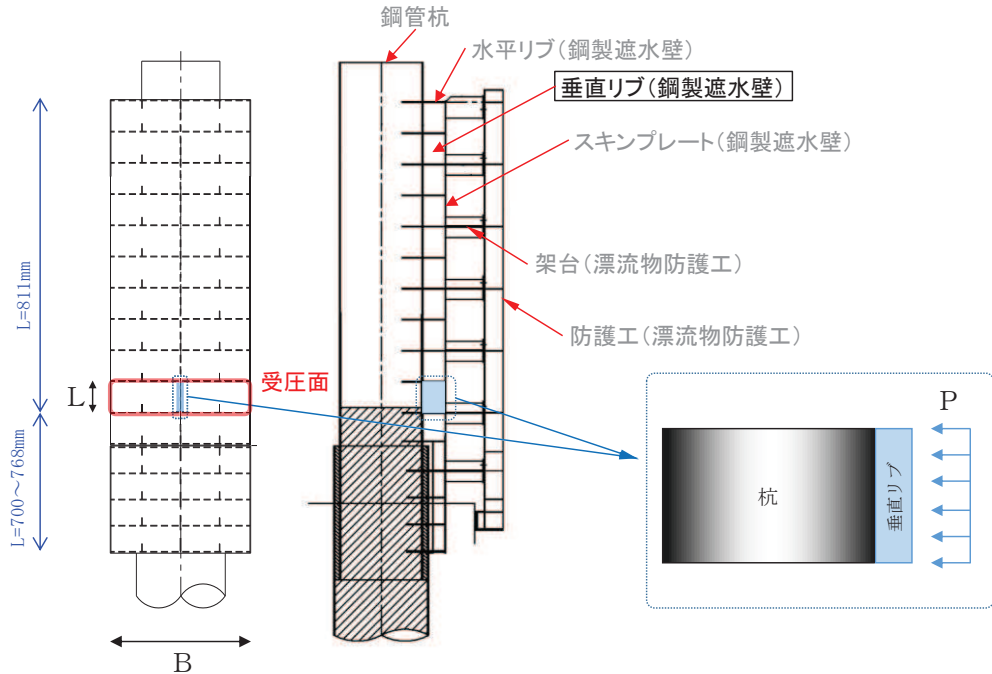


図 3.8-6 垂直リブの照査概念図

(3) 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、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-7 に示す中央付近の箇所とした。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3.8-7 に示す。

曲げ応力照査 (水平リブ)

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.10)$$

$$M_4 = \frac{1}{2}(P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.11)$$

せん断力照査 (水平リブ)

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.12)$$

$$S_4 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.13)$$

合成応力照査 (水平リブ)

$$\left( \frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.14)$$

曲げ応力照査 (架台)

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.15)$$

$$M_5 = \frac{1}{2}(P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.16)$$



せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$S_5 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.18)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.19)$$

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地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_k$  : 水平リブ及び架台に作用する風荷重 (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</sup>\*<sup>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 3.8-5 に示す。  
 \*2: 架台は腐食代 2mm を考慮する。

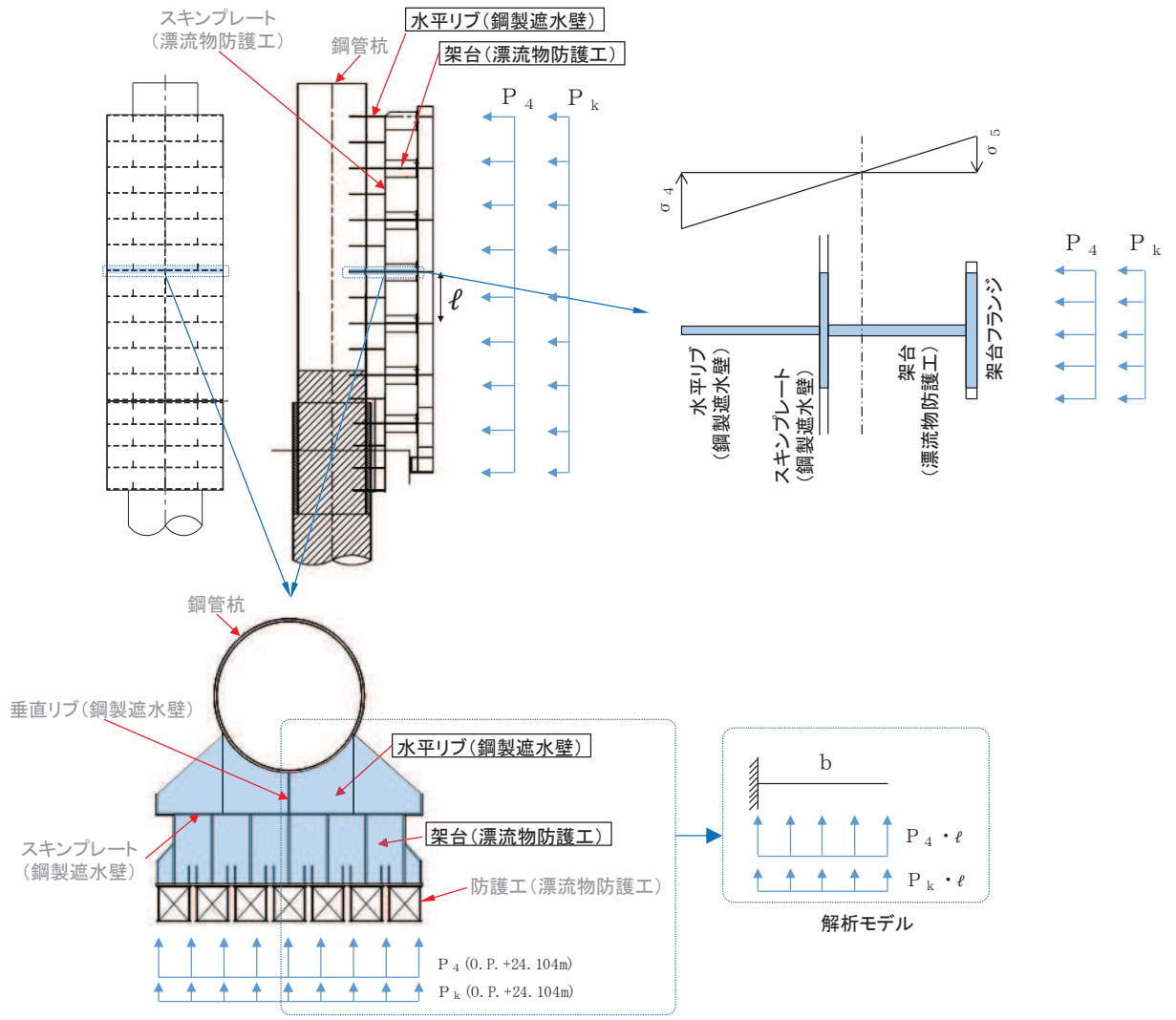
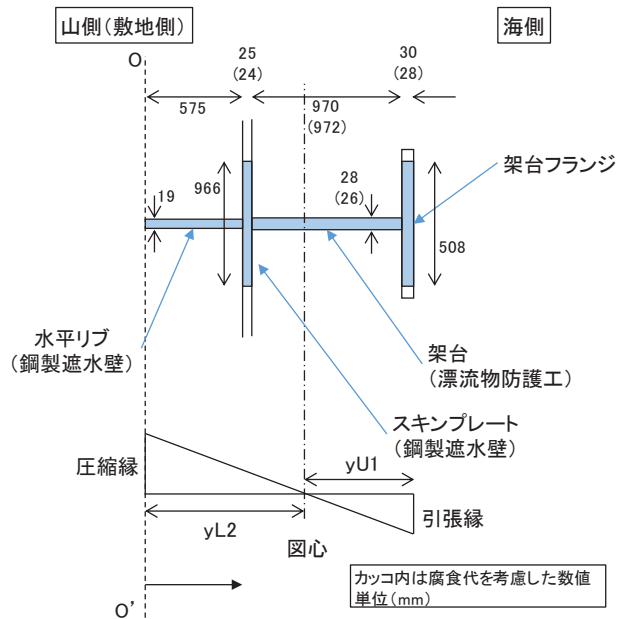


図 3.8-7 (1) 水平リブ及び架台の照査概念図



**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**

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

**図心回りの断面二次モーメント**

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

**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 3.8-7 (2) 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法

(4) 防護工

防護工の照査方法を図 3.8-8 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。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-8 に示す中央付近の箇所とした。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (3.20)$$

$$M_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (3.21)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (3.22)$$

$$S_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (3.23)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.24)$$

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>) \*

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

$P_k$  : 防護工に作用する風荷重 (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>) \*

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$\sigma_{sa}$  : 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。

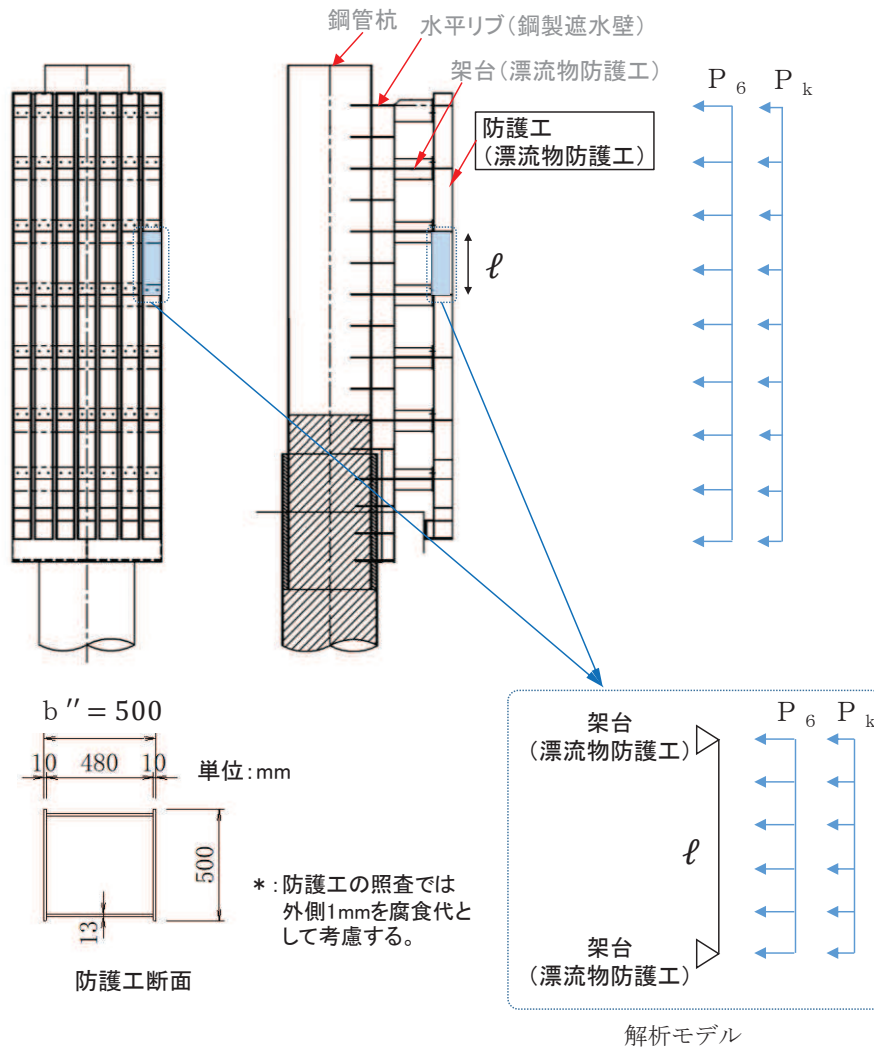


図 3.8-8 防護工の照査概念図

(5) 防護工取付けボルト

防護工取付けボルトの照査方法を図 3.8-9 に示す。防護工取付けボルトは、引張力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。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-9 に示す中央付近の箇所とした。

引張力照査

$$\sigma_7 = \frac{N_7}{A_e} \dots \dots \dots (3.25)$$

$$N_7 = P_{h7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (3.26)$$

せん断力照査

$$\tau_7 = \frac{S_7}{A_e} \dots \dots \dots (3.27)$$

$$S_7 = P_{v7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (3.28)$$

ここで、

- $\sigma_7$  : 引張力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N_7$  : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生する引張力 (kN)
- $A_e$  : 防護工取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>) \*
- $P_{h7}$  : 防護工取付けボルトに作用する水平地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)
- $\ell$  : 架台間隔 (mm)
- $n$  : 防護工取付けボルト 1 箇所あたりの本数 (本)
- $\tau_7$  : せん断力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_7$  : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (kN)
- $P_{v7}$  : 防護工取付けボルトに作用する鉛直地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

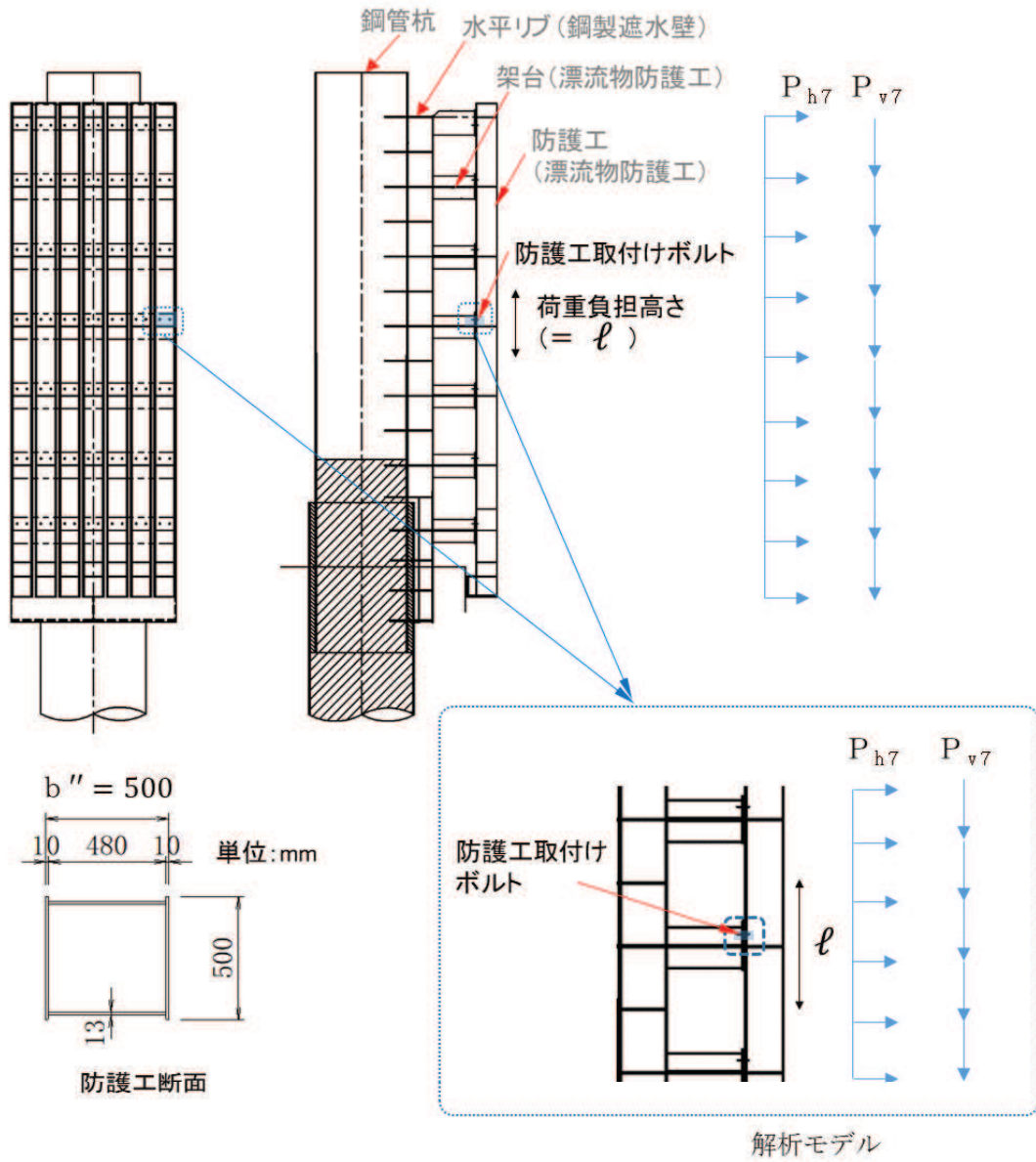


図 3.8-9 防護工取付けボルトの照査概念図



### 3.8.3 RC 遮水壁

RC 遮水壁は、コンクリートの曲げ圧縮応力、せん断応力及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認する。

RC 遮水壁の応力度算定は、解析コード「UC-win/section Ver.6.02.02」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。

### 3.8.4 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 3.8-10 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 $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。背面補強工の想定すべり線を図 3.8-11 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。

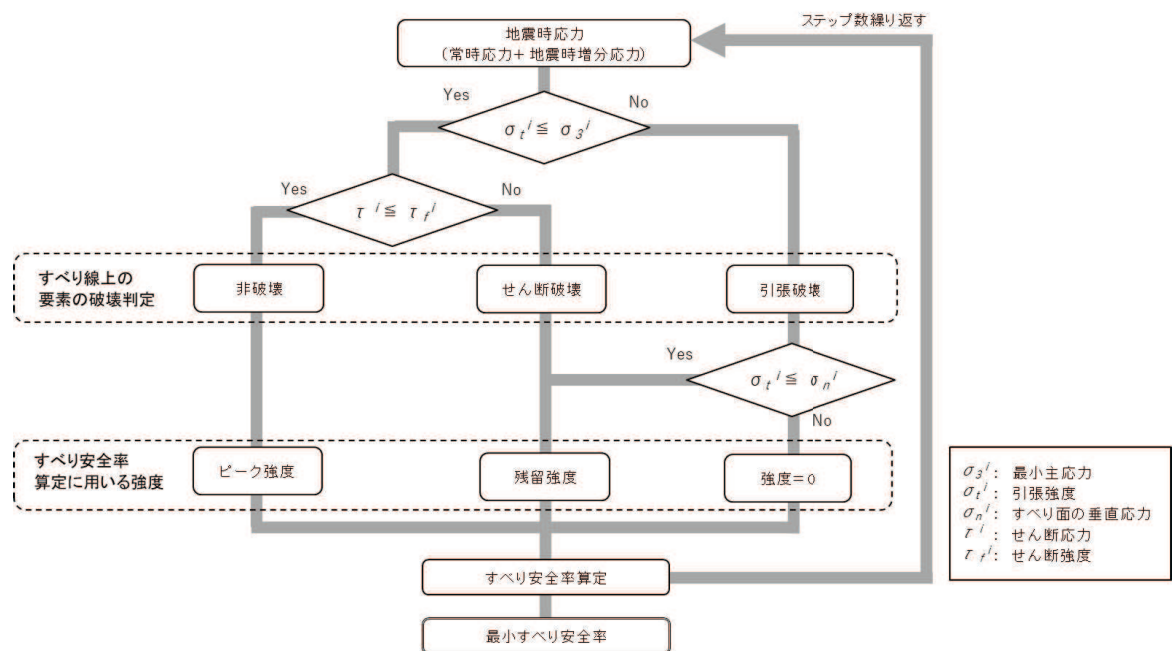


図 3.8-10 すべり安全率算定のフロー

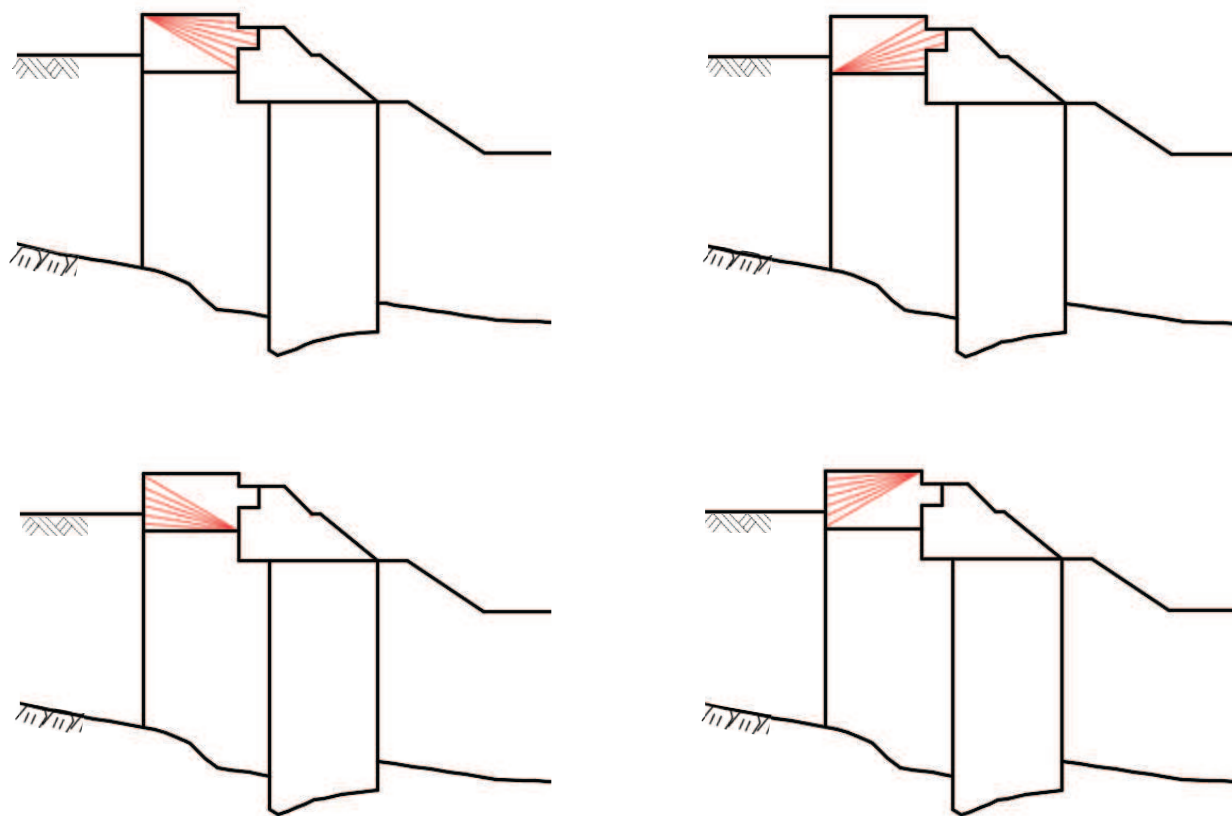


図 3.8-11 背面補強工の想定すべり線（断面①～⑤共通）

### 3.8.5 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二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 3.8-10 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 3.8-12 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。

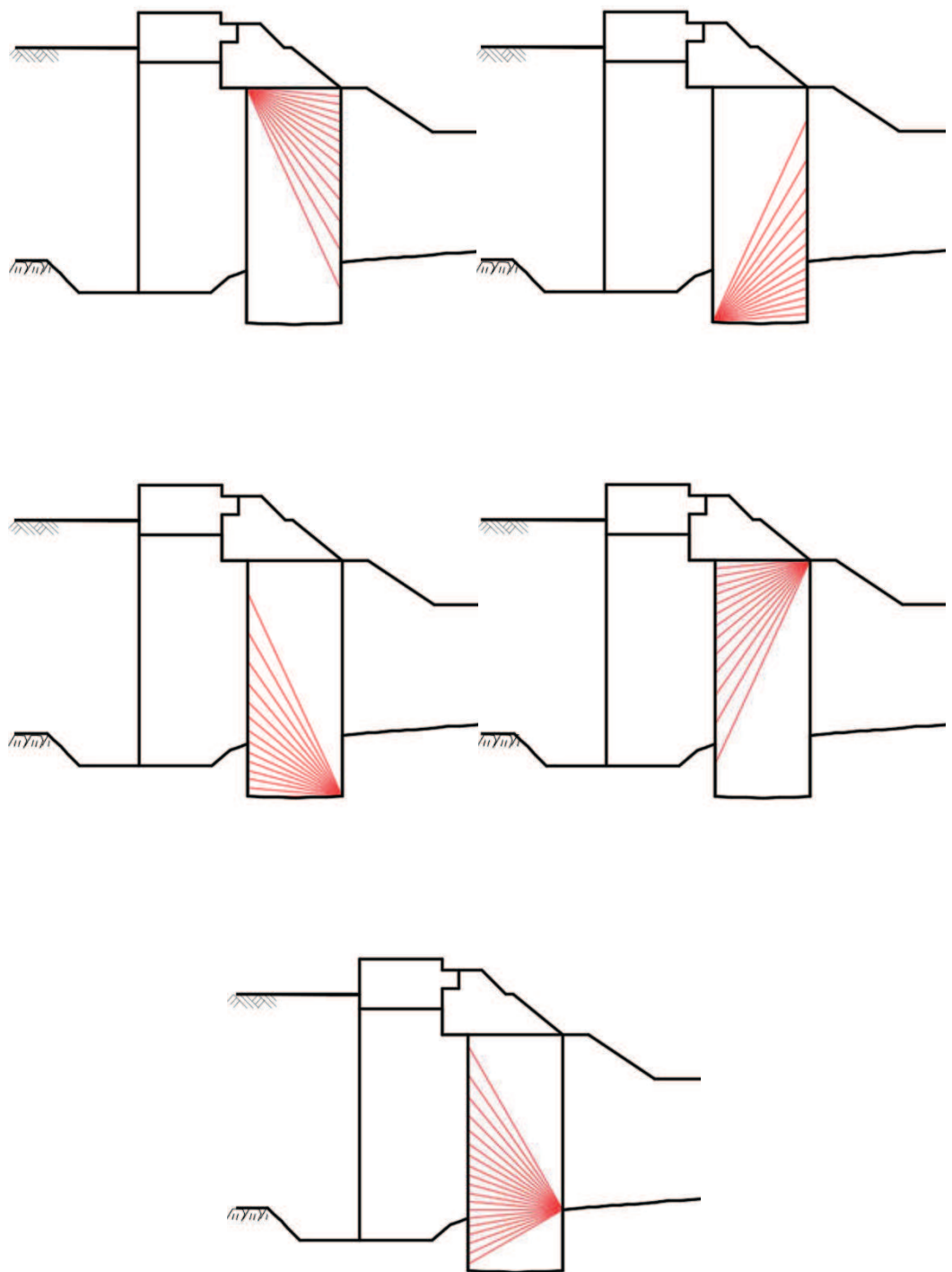


図 3.8-12 (1) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面①)

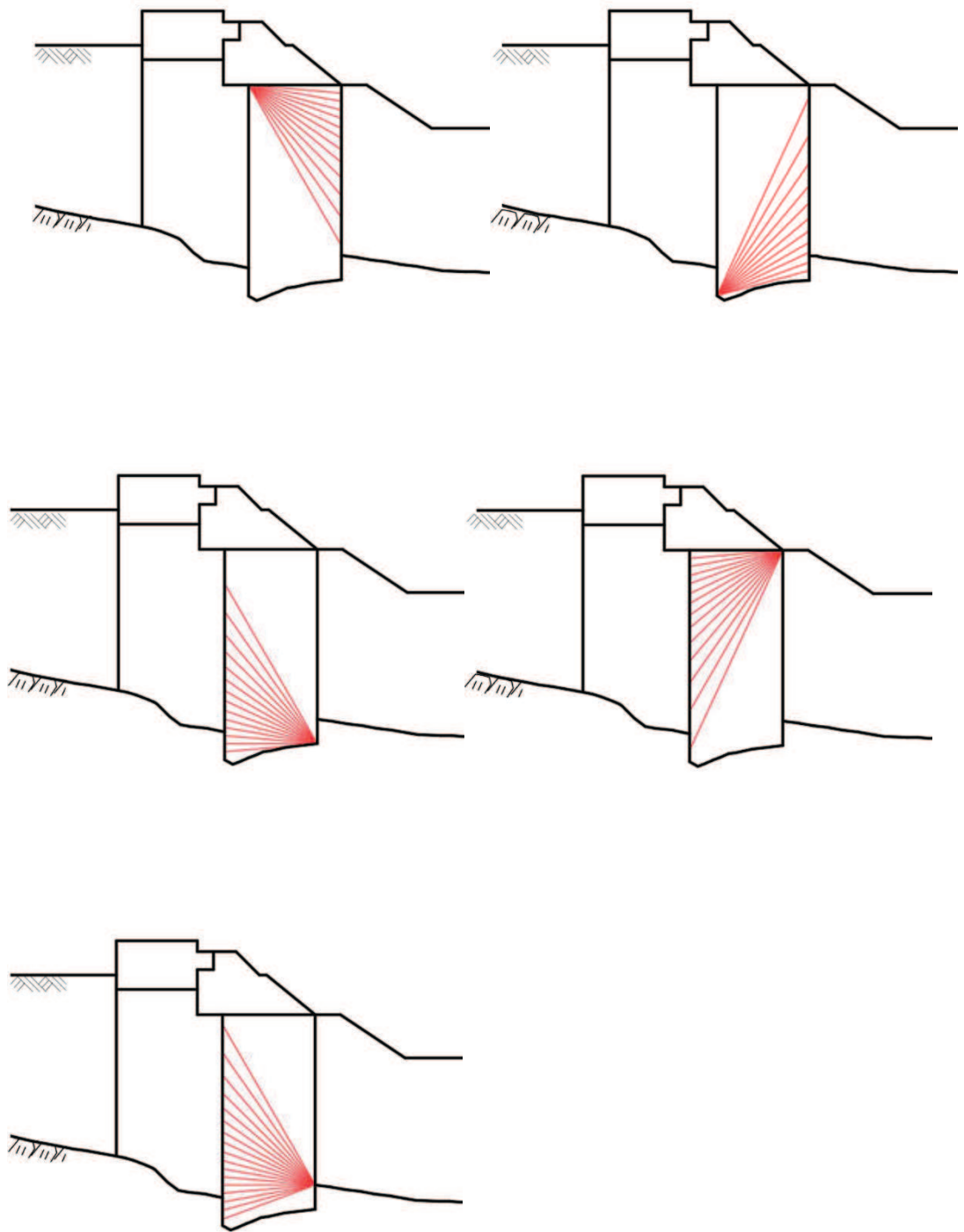


図 3.8-12 (2) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面②)

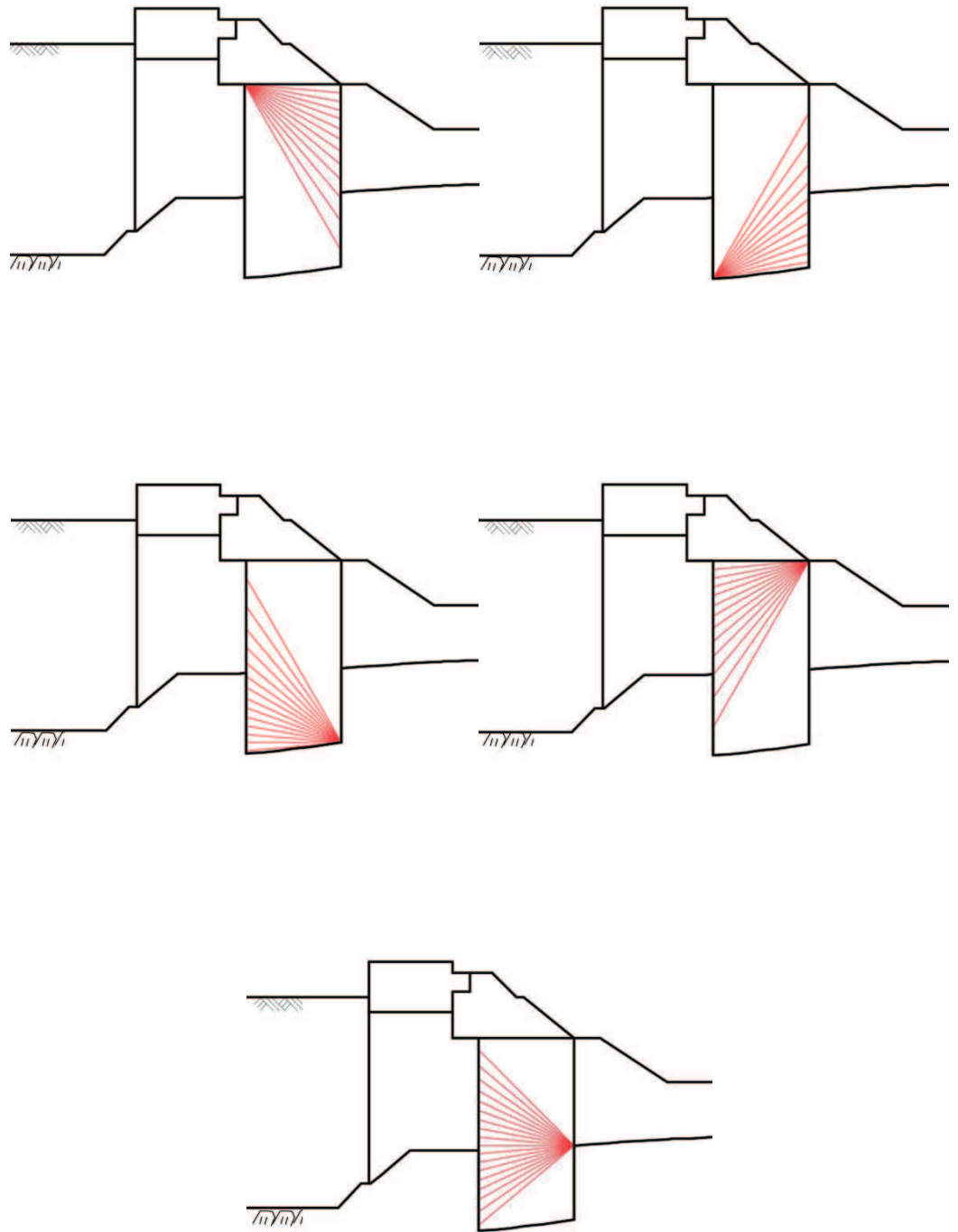


図 3.8-12 (3) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面③)

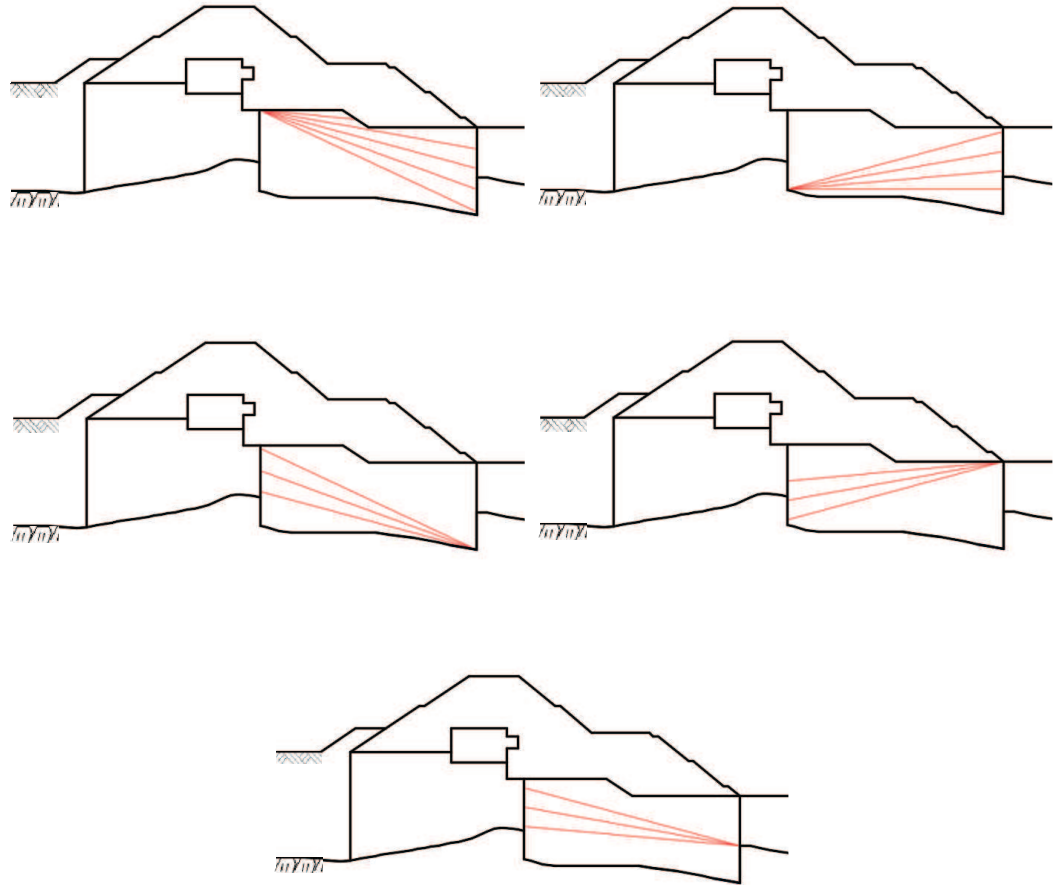


図 3.8-12 (4) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面④)

### 3.8.6 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 3.8-10 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 3.8-13 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。

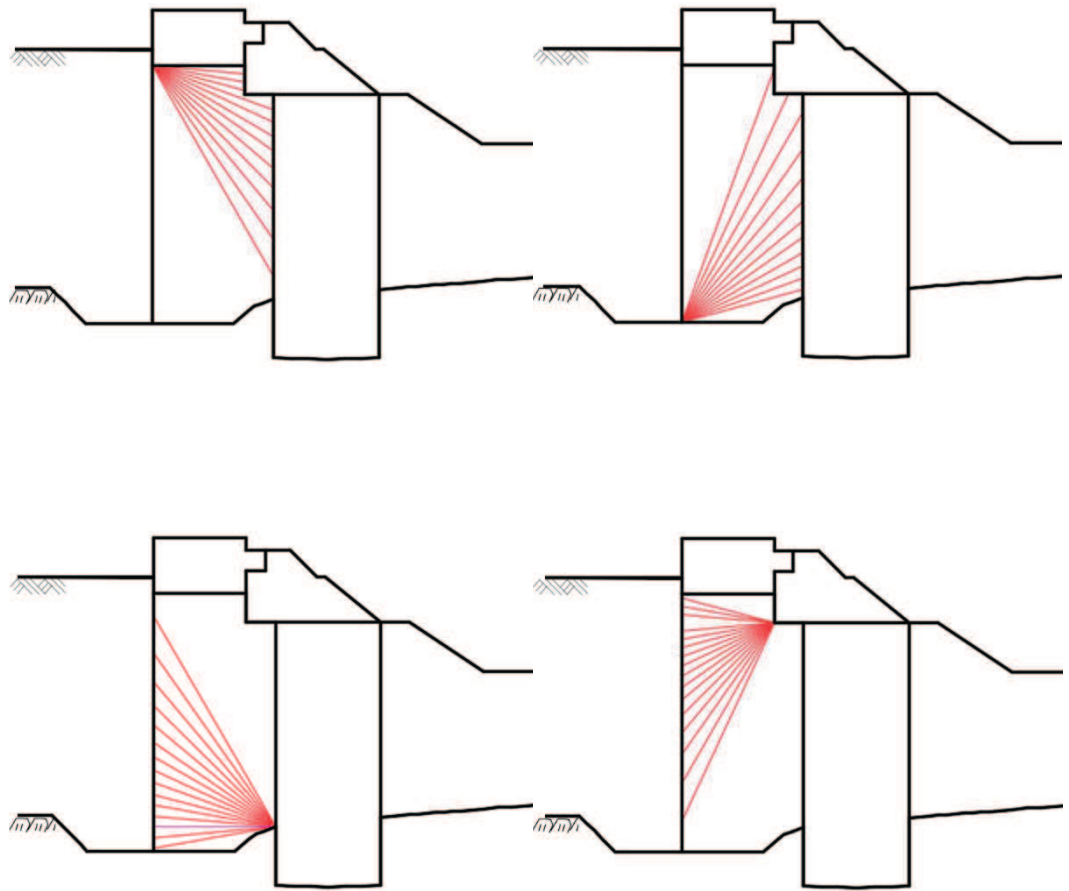


図 3.8-13 (1) 改良地盤の想定すべり線 (断面①)

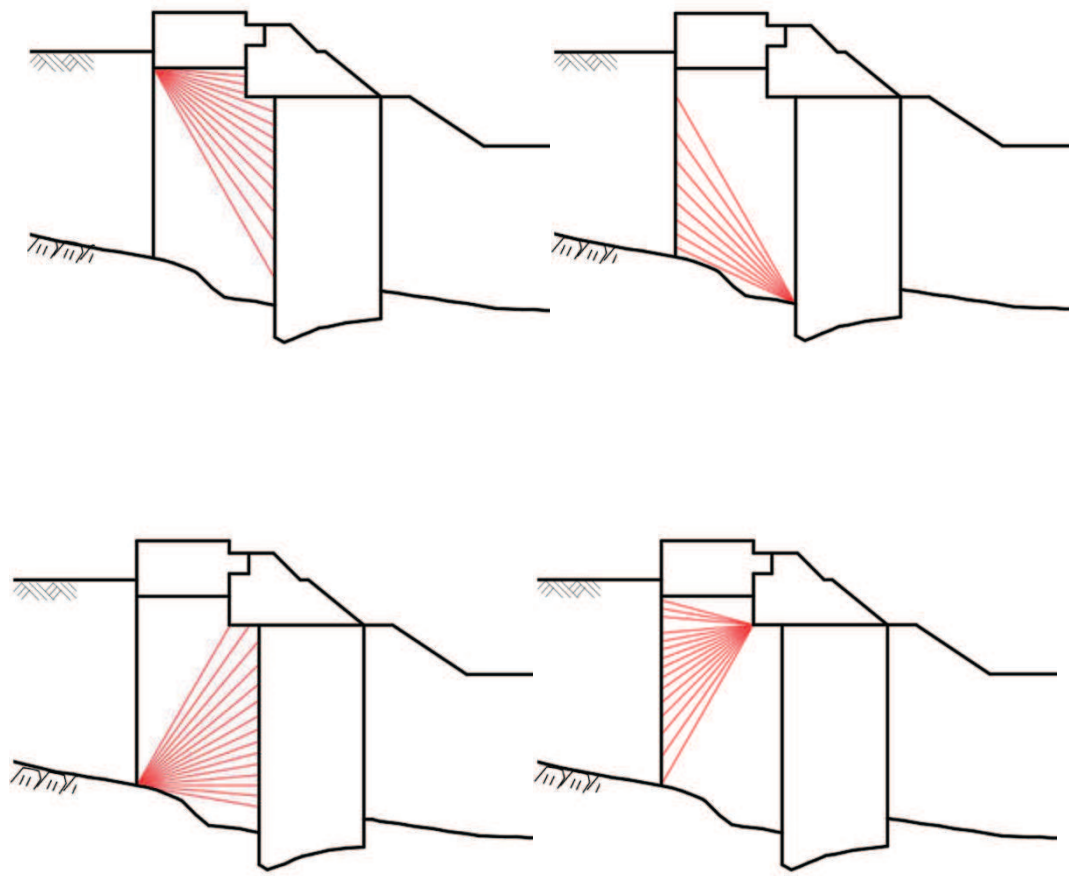


図 3.8-13 (2) 改良地盤の想定すべり線 (断面②)



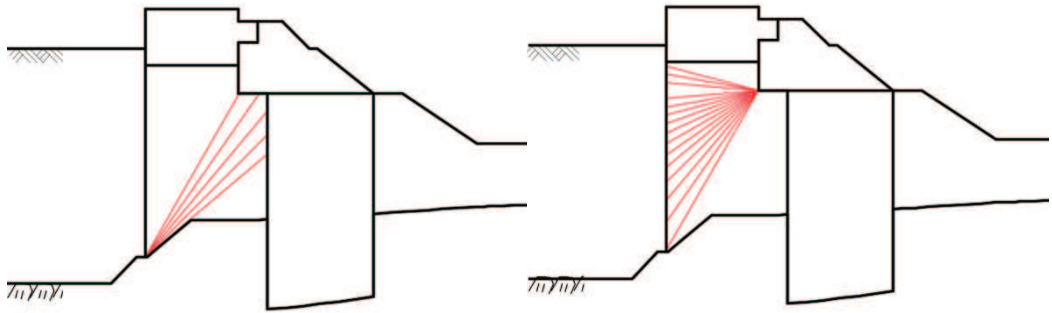
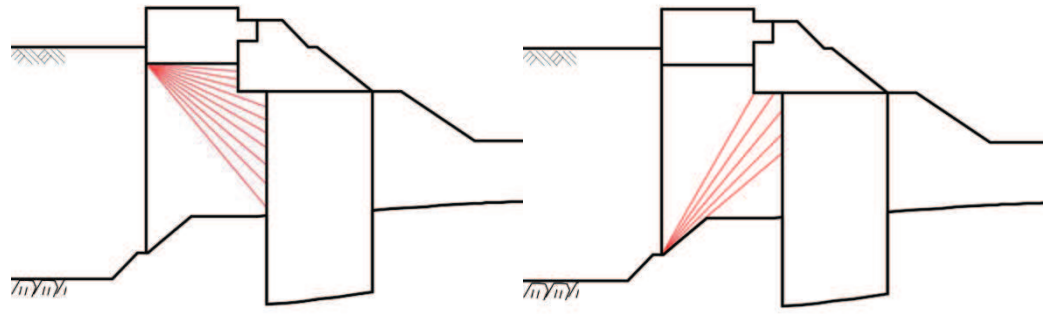


図 3.8-13 (3) 改良地盤の想定すべり線 (断面③)

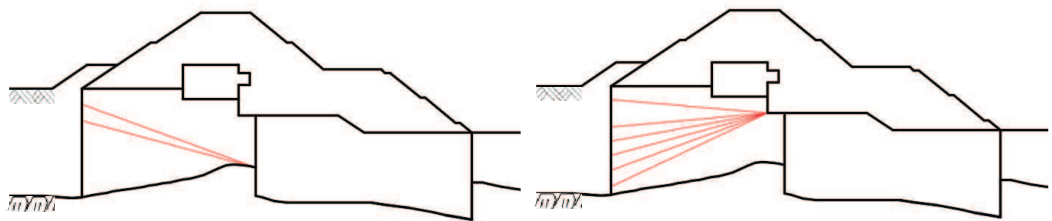
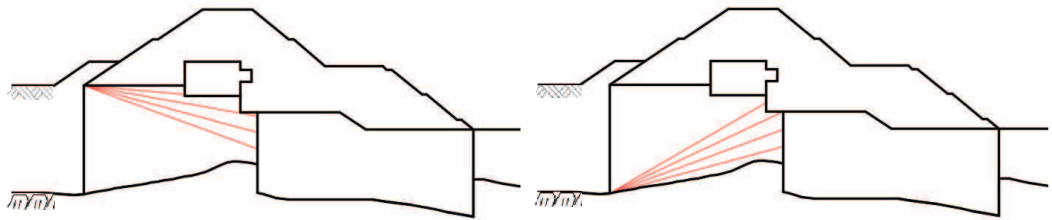


図 3.8-13 (4) 改良地盤の想定すべり線 (断面④)

### 3.8.7 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3.8-10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3.8-14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。

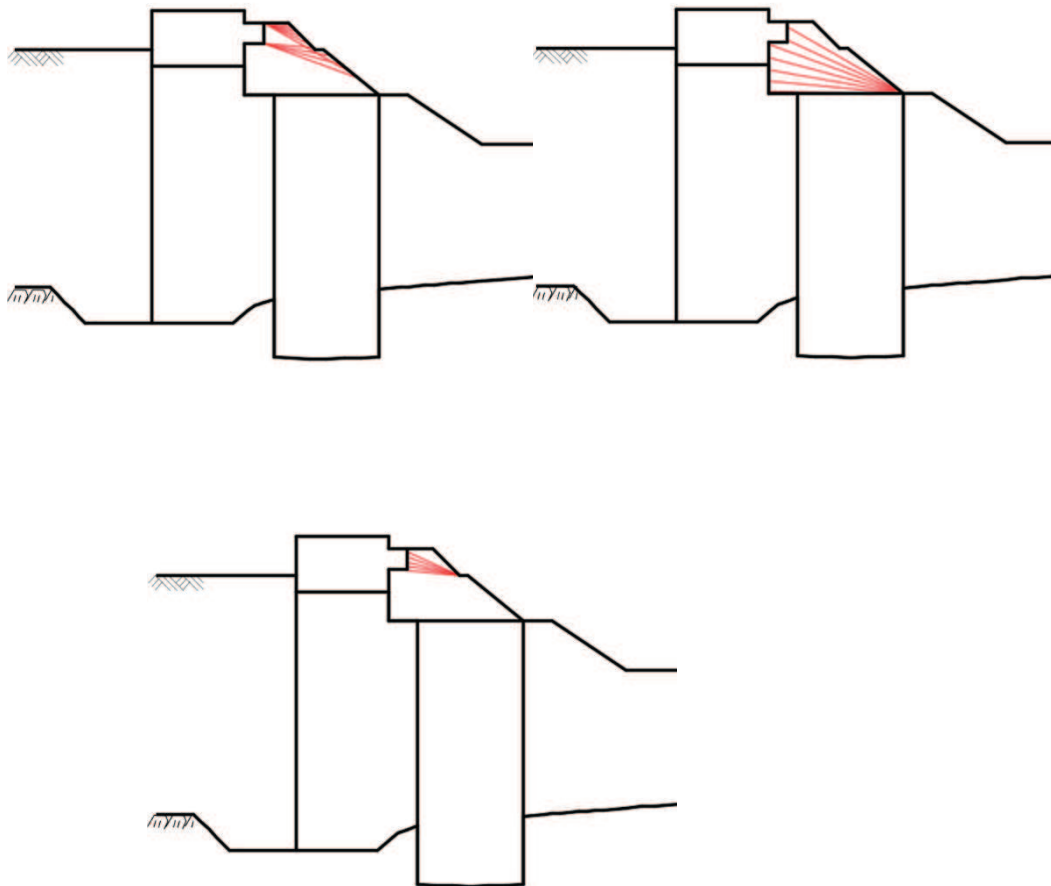


図3.8-14(1) セメント改良土の想定すべり線（断面①～③共通）

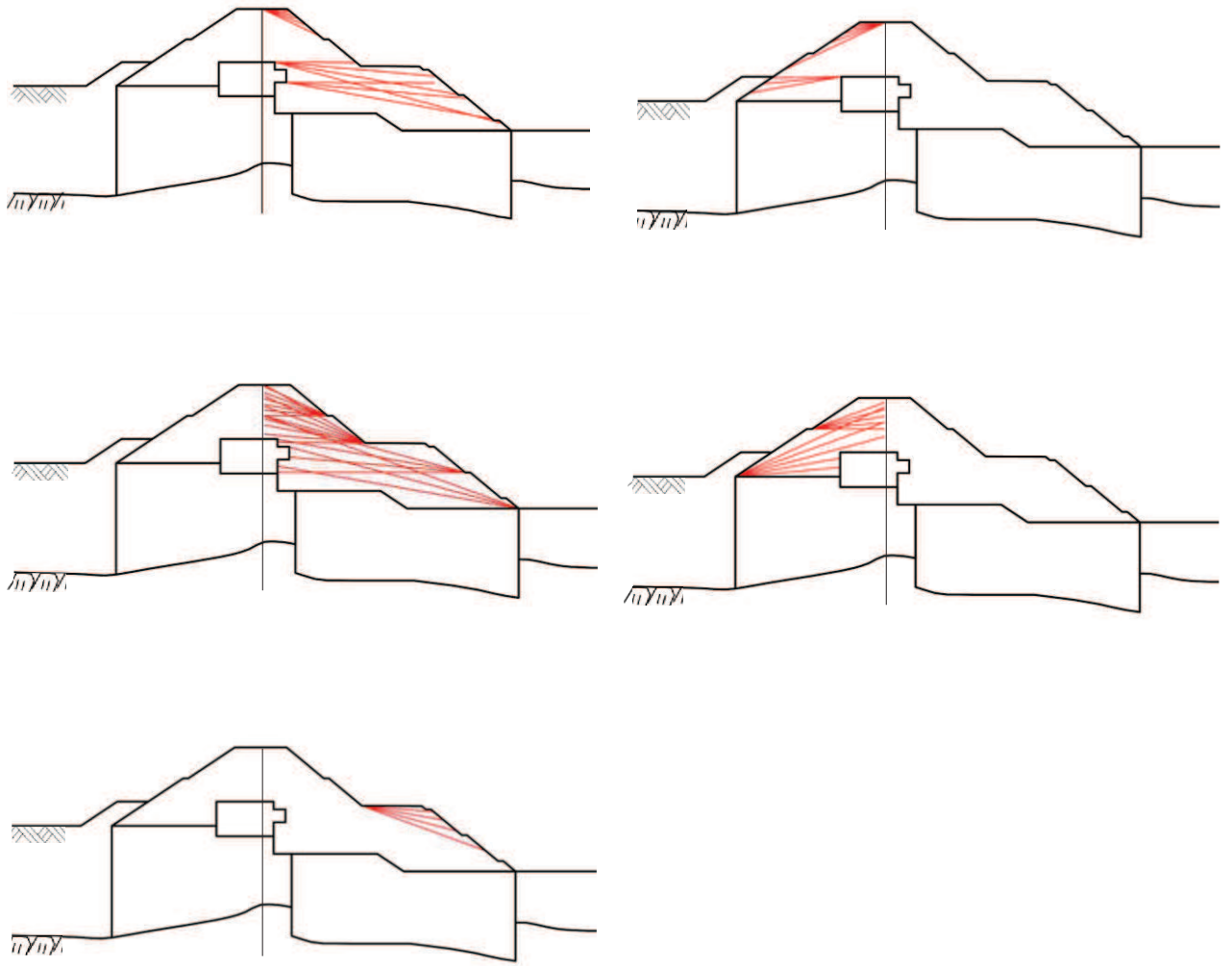


図 3.8-14(2) セメント改良土の想定すべり線 (断面④)

### 3.8.8 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について、防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

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地震時の評価について、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。

### 3.8.9 基礎地盤

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

#### 4. 評価結果

##### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」，「最大せん断ひずみ分布」，「最大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。

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

##### 4.1.1 解析ケースと照査値

###### (1) 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 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.38		
	-+	0.34		
	+-	0.30		
	--	0.37		
$S_s - D 2$	++	0.40		
	-+	0.37		
	+-	0.39		
	--	0.42	0.40	0.41
$S_s - D 3$	++	0.26		
	-+	0.30		
	+-	0.29		
	--	0.28		
$S_s - F 1$	++	0.27		
	-+	0.17		
$S_s - F 2$	++	0.30		
	-+	0.21		
$S_s - F 3$	++	0.25		
	-+	0.37		
$S_s - N 1$	++	0.22		
	-+	0.21		

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 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.22		
	-+	0.19		
	+-	0.17		
	--	0.25		
S s - D 2	++	0.27		
	-+	0.25		
	+-	0.23		
	--	0.24	0.23	0.24
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.17		
	+-	0.18		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.24		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.15		

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）

地震動		解析ケース			すべり安全率照査		
		①	②	③	①	②	③
S s - D 1	++	24.8					
	-+	25.7					
	+-	25.8					
	--	21.9					
S s - D 2	++	23.1					
	-+	22.1					
	+-	25.2					
	--	24.7	24.8	23.8			
S s - D 3	++	27.9					
	-+	31.1					
	+-	29.3					
	--	31.5					
S s - F 1	++	25.9					
	-+	40.2					
S s - F 2	++	25.5					
	-+	33.4					
S s - F 3	++	35.7					
	-+	20.7					
S s - N 1	++	35.5					
	-+	29.3					

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）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	5.2		
	-+	5.1		
	+-	5.1		
	--	5.1		
S s - D 2	++	5.2		
	-+	4.9		
	+-	5.3		
	--	4.9	4.6	5.3
S s - D 3	++	6.4		
	-+	6.3		
	+-	6.6		
	--	6.2		
S s - F 1	++	5.3		
	-+	6.0		
S s - F 2	++	5.9		
	-+	5.1		
S s - F 3	++	6.6		
	-+	5.8		
S s - N 1	++	4.2		
	-+	6.2		



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 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値－ 1σ強度)	②	③
S s - D 1	++	3.0	3.0		
	-+	3.2	3.1		
	+-	2.8	2.8		
	--	3.4	3.4		
S s - D 2	++	3.3	3.3		
	-+	3.1	3.1		
	+-	3.0	2.9		
	--	3.1	3.1	2.9	3.6
S s - D 3	++	3.6	3.5		
	-+	3.0	3.0		
	+-	3.4	3.4		
	--	3.3	3.2		
S s - F 1	++	2.9	2.9		
	-+	3.1	3.1		
S s - F 2	++	3.1	3.1		
	-+	3.3	3.3		
S s - F 3	++	3.2	3.1		
	-+	3.3	3.2		
S s - N 1	++	3.0	3.0		
	-+	2.6	2.5		

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 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.8	3.7		
	-+	4.2	4.1		
	+-	4.0	3.8		
	--	3.7	3.5		
S s - D 2	++	3.7	3.5		
	-+	4.0	3.8		
	+-	4.0	3.8		
	--	3.9	3.7	4.3	3.2
S s - D 3	++	4.3	4.1		
	-+	4.7	4.5		
	+-	4.6	4.4		
	--	5.0	4.8		
S s - F 1	++	4.4	4.2		
	-+	5.8	5.5		
S s - F 2	++	4.0	3.9		
	-+	4.9	4.7		
S s - F 3	++	5.2	5.0		
	-+	3.5	3.3		
S s - N 1	++	4.4	4.3		
	-+	6.3	6.0		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-7 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 4.1-7 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 s - D 1	++	0.16		
	-+	0.15		
	+-	0.17		
	--	0.16		
S s - D 2	++	0.14		
	-+	0.12		
	+-	0.15		
	--	0.15	0.15	0.15
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.11		
	+-	0.12		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.15		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.15		
S s - N 1	++	0.12		
	-+	0.17		

(b) 背面補強工

表 4.1-8 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 4.1-8 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		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.21		
	+-	0.19		
	--	0.21	0.21	0.21
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.19		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.14		
	-+	0.16		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-9 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 4.1-9 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）

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 s - D 1	++	0.36		
	-+	0.35		
	+-	0.35		
	--	0.36		
S s - D 2	++	0.34		
	-+	0.35		
	+-	0.32		
	--	0.36	0.38	0.33
S s - D 3	++	0.32		
	-+	0.28		
	+-	0.29		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.31		
	-+	0.30		
S s - F 2	++	0.35		
	-+	0.29		
S s - F 3	++	0.32		
	-+	0.34		
S s - N 1	++	0.41		
	-+	0.32		

(2) 断面②

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-10 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 4.1-10 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 s - D 1	++	0.39		
	-+	0.34		
	+-	0.33		
	--	0.39		
S s - D 2	++	0.47		
	-+	0.35		
	+-	0.35		
	--	0.50	0.52	0.48
S s - D 3	++	0.28		
	-+	0.33		
	+-	0.32		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.37		
	-+	0.20		
S s - F 2	++	0.30		
	-+	0.28		
S s - F 3	++	0.38		
	-+	0.37		
S s - N 1	++	0.21		
	-+	0.26		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-11 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 4.1-11 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）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.22		
	-+	0.19		
	+-	0.20		
	--	0.26		
S s - D 2	++	0.31		
	-+	0.22		
	+-	0.21		
	--	0.29	0.29	0.28
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.20		
	+-	0.21		
	--	0.17		
S s - F 1	++	0.20		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.21		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.12		
	-+	0.19		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-12 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 4.1-12 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）

地震動		解析ケース			すべり安全率照査		
		①	②	③	①	②	③
S s - D 1	++	26.6					
	-+	29.3					
	+-	25.3					
	--	24.2					
S s - D 2	++	20.7					
	-+	27.1					
	+-	26.9					
	--	21.0	20.3	21.8			
S s - D 3	++	27.4					
	-+	30.7					
	+-	29.5					
	--	32.4					
S s - F 1	++	29.1					
	-+	38.3					
S s - F 2	++	28.7					
	-+	32.6					
S s - F 3	++	27.7					
	-+	22.9					
S s - N 1	++	34.4					
	-+	26.5					



d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-13 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 4.1-13 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）

地震動		解析ケース			すべり安全率照査		
		①	②	③	①	②	③
S s - D 1	++	5.9					
	-+	5.8					
	+-	6.6					
	--	5.7					
S s - D 2	++	5.9					
	-+	5.8					
	+-	6.0					
	--	5.3	5.2	5.6			
S s - D 3	++	6.8					
	-+	7.6					
	+-	7.5					
	--	7.0					
S s - F 1	++	7.2					
	-+	7.2					
S s - F 2	++	6.9					
	-+	6.4					
S s - F 3	++	6.6					
	-+	6.2					
S s - N 1	++	4.6					
	-+	7.1					

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-14 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 4.1-14 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）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.5	3.5		
	-+	3.4	3.4		
	+-	3.5	3.5		
	--	3.9	3.8		
S s - D 2	++	3.5	3.5		
	-+	3.8	3.8		
	+-	3.6	3.5		
	--	3.7	3.7	3.6	3.8
S s - D 3	++	4.3	4.3		
	-+	4.4	4.4		
	+-	4.2	4.2		
	--	4.4	4.4		
S s - F 1	++	3.9	3.8		
	-+	5.1	5.1		
S s - F 2	++	3.1	3.1		
	-+	4.4	4.4		
S s - F 3	++	3.8	3.8		
	-+	3.7	3.7		
S s - N 1	++	3.9	3.9		
	-+	2.6	2.6		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-15 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。

表 4.1-15 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）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	4.0	3.9		
	-+	4.0	3.8		
	+-	4.1	4.0		
	--	3.8	3.6		
S s - D 2	++	3.5	3.4		
	-+	4.1	3.9		
	+-	3.9	3.7		
	--	3.7	3.6	4.0	3.5
S s - D 3	++	4.3	4.1		
	-+	4.2	4.0		
	+-	4.3	4.1		
	--	3.9	3.7		
S s - F 1	++	4.3	4.1		
	-+	5.6	5.4		
S s - F 2	++	3.7	3.6		
	-+	5.5	5.3		
S s - F 3	++	5.0	4.8		
	-+	3.7	3.6		
S s - N 1	++	4.5	4.3		
	-+	6.4	6.2		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-16 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 4.1-16 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）

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 s - D 1	++	0.10		
	-+	0.09		
	+-	0.12		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.10		
	-+	0.12		
	+-	0.09		
	--	0.12	0.11	0.14
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.08		
	+-	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.08		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.09		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.13		

(b) 背面補強工

表 4.1-17 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 4.1-17 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 s - D 1	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.19		
	--	0.19		
S s - D 2	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.16		
	--	0.21	0.21	0.19
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.16		
	-+	0.16		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-18 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 4.1-18 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 s - D 1	++	0.29		
	-+	0.30		
	+-	0.27		
	--	0.30		
S s - D 2	++	0.29		
	-+	0.29		
	+-	0.28		
	--	0.31	0.31	0.30
S s - D 3	++	0.29		
	-+	0.24		
	+-	0.25		
	--	0.25		
S s - F 1	++	0.24		
	-+	0.28		
S s - F 2	++	0.26		
	-+	0.31		
S s - F 3	++	0.29		
	-+	0.28		
S s - N 1	++	0.33		
	-+	0.29		

(3) 断面③

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-19 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③)

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 s - D 1	++	0.42		
	-+	0.32		
	+-	0.31		
	--	0.41		
S s - D 2	++	0.43		
	-+	0.33		
	+-	0.34		
	--	0.46	0.47	0.45
S s - D 3	++	0.27		
	-+	0.32		
	+-	0.31		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.26		
	-+	0.19		
S s - F 2	++	0.27		
	-+	0.25		
S s - F 3	++	0.31		
	-+	0.34		
S s - N 1	++	0.26		
	-+	0.24		

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③）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.24		
	-+	0.18		
	+ -	0.18		
	--	0.27		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.28		
	-+	0.22		
	+ -	0.22		
	--	0.26	0.26	0.25
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.18		
	-+	0.19		
	+ -	0.19		
	--	0.18		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.16		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.18		
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.17		
	-+	0.23		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.16		
	-+	0.13		



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③）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	24.3		
	-+	28.5		
	+-	28.7		
	--	23.6		
S s - D 2	++	23.0		
	-+	28.1		
	+-	26.5		
	--	23.3	22.8	23.9
S s - D 3	++	29.7		
	-+	31.0		
	+-	32.2		
	--	31.0		
S s - F 1	++	34.0		
	-+	37.5		
S s - F 2	++	31.1		
	-+	37.3		
S s - F 3	++	31.2		
	-+	21.9		
S s - N 1	++	31.0		
	-+	30.9		

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③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	6.9		
	-+	6.3		
	+-	7.5		
	--	6.5		
S s - D 2	++	7.1		
	-+	6.9		
	+-	7.2		
	--	6.5	6.4	6.8
S s - D 3	++	8.5		
	-+	8.2		
	+-	7.7		
	--	8.0		
S s - F 1	++	9.0		
	-+	9.1		
S s - F 2	++	8.3		
	-+	7.9		
S s - F 3	++	8.3		
	-+	6.9		
S s - N 1	++	5.6		
	-+	8.0		

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③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	2.9	2.9		
	-+	3.4	3.4		
	+-	2.9	2.9		
	--	3.5	3.4		
S s - D 2	++	3.3	3.2		
	-+	3.1	3.1		
	+-	3.1	3.1		
	--	3.3	3.3	3.1	3.7
S s - D 3	++	3.4	3.4		
	-+	3.4	3.4		
	+-	3.3	3.3		
	--	3.4	3.4		
S s - F 1	++	3.5	3.5		
	-+	4.2	4.1		
S s - F 2	++	3.2	3.2		
	-+	3.5	3.5		
S s - F 3	++	3.4	3.4		
	-+	3.3	3.3		
S s - N 1	++	3.7	3.7		
	-+	2.8	2.7		

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③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	4.3	4.1		
	-+	4.4	4.3		
	+-	4.5	4.3		
	--	3.8	3.6		
S s - D 2	++	3.9	3.7		
	-+	4.5	4.3		
	+-	4.4	4.2		
	--	4.0	3.8	4.5	3.8
S s - D 3	++	4.6	4.4		
	-+	4.6	4.4		
	+-	4.7	4.5		
	--	4.1	3.9		
S s - F 1	++	4.6	4.4		
	-+	6.4	6.1		
S s - F 2	++	4.2	4.0		
	-+	6.3	6.1		
S s - F 3	++	5.4	5.2		
	-+	3.6	3.5		
S s - N 1	++	4.3	4.2		
	-+	6.3	6.1		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-25 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 4.1-25 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）

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 s - D 1	++	0.11		
	-+	0.09		
	+-	0.11		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.11		
	-+	0.12		
	+-	0.11		
	--	0.14	0.13	0.15
S s - D 3	++	0.10		
	-+	0.09		
	+-	0.10		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.08		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.09		
	-+	0.17		

(b) 背面補強工

表 4.1-26 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 4.1-26 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）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.19		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.19	0.19	0.19
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.19		
S s - N 1	++	0.14		
	-+	0.14		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-27 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 4.1-27 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 s - D 1	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.18		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.20	0.21	0.20
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.17		
	+-	0.18		
	--	0.18		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.18		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.17		
S s - F 3	++	0.21		
	-+	0.20		
S s - N 1	++	0.22		
	-+	0.19		

(4) 断面④

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-28 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④)

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 s - D 1	++	0.33		
	-+	0.33		
	+-	0.45		
	--	0.32		
S s - D 2	++	0.36		
	-+	0.40		
	+-	0.38		
	--	0.45	0.39	0.50
S s - D 3	++	0.29		
	-+	0.28		
	+-	0.30		
	--	0.29		
S s - F 1	++	0.26		
	-+	0.24		
S s - F 2	++	0.27		
	-+	0.29		
S s - F 3	++	0.29		
	-+	0.26		
S s - N 1	++	0.20		
	-+	0.36		



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④）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.09		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.09		
	-+	0.11		
	+-	0.10		
	--	0.11	0.09	0.11
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+-	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - F 2	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.10		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-30 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 4.1-30 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）

地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++	12.6		
	-+	12.9		
	+ -	12.5		
	--	12.7		
S <sub>s</sub> -D2	++	13.6		
	-+	11.6		
	+ -	14.4		
	--	13.5	13.4	12.9
S <sub>s</sub> -D3	++	14.7		
	-+	14.3		
	+ -	14.6		
	--	14.5		
S <sub>s</sub> -F1	++	14.9		
	-+	15.6		
S <sub>s</sub> -F2	++	15.6		
	-+	15.0		
S <sub>s</sub> -F3	++	13.0		
	-+	14.2		
S <sub>s</sub> -N1	++	12.6		
	-+	13.4		

d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-31 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 4.1-31 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）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	9.0		
	-+	8.7		
	+-	8.4		
	--	8.5		
S s - D 2	++	8.8		
	-+	8.2		
	+-	8.9		
	--	8.3	8.5	8.7
S s - D 3	++	11.3		
	-+	11.0		
	+-	11.5		
	--	10.5		
S s - F 1	++	11.1		
	-+	11.1		
S s - F 2	++	11.4		
	-+	8.6		
S s - F 3	++	9.8		
	-+	8.5		
S s - N 1	++	6.3		
	-+	8.9		

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-32 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 4.1-32 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）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.6	3.6		
	-+	4.1	4.1		
	+-	3.5	3.4		
	--	4.0	4.0		
S s - D 2	++	4.0	4.0		
	-+	3.3	3.3		
	+-	3.9	3.9		
	--	3.5	3.5	3.6	3.3
S s - D 3	++	4.0	3.9		
	-+	4.1	4.1		
	+-	3.9	3.9		
	--	4.3	4.2		
S s - F 1	++	4.2	4.1		
	-+	4.5	4.5		
S s - F 2	++	4.5	4.4		
	-+	4.3	4.3		
S s - F 3	++	3.6	3.6		
	-+	3.9	3.9		
S s - N 1	++	4.2	4.2		
	-+	3.6	3.6		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-33 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 4.1-33 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）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.8	3.7		
	-+	3.4	3.3		
	+-	3.7	3.5		
	--	3.5	3.3		
S s - D 2	++	3.8	3.7		
	-+	3.7	3.5		
	+-	3.8	3.7		
	--	3.7	3.6	3.8	3.9
S s - D 3	++	4.2	4.0		
	-+	4.1	4.0		
	+-	4.3	4.1		
	--	4.1	3.9		
S s - F 1	++	4.1	4.0		
	-+	4.2	4.1		
S s - F 2	++	4.3	4.2		
	-+	3.5	3.4		
S s - F 3	++	3.9	3.8		
	-+	3.5	3.4		
S s - N 1	++	2.8	2.7		
	-+	4.1	3.9		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-34 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 4.1-34 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）

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 s - D 1	++	0.29		
	-+	0.28		
	+-	0.39		
	--	0.29		
S s - D 2	++	0.32		
	-+	0.34		
	+-	0.35		
	--	0.38	0.35	0.43
S s - D 3	++	0.25		
	-+	0.23		
	+-	0.26		
	--	0.24		
S s - F 1	++	0.22		
	-+	0.21		
S s - F 2	++	0.24		
	-+	0.24		
S s - F 3	++	0.24		
	-+	0.22		
S s - N 1	++	0.18		
	-+	0.32		

(b) 背面補強工

表 4.1-35 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 4.1-35 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		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.32		
	-+	0.30		
	+-	0.35		
	--	0.30		
S s - D 2	++	0.32		
	-+	0.35		
	+-	0.32		
	--	0.35	0.35	0.30
S s - D 3	++	0.28		
	-+	0.28		
	+-	0.28		
	--	0.28		
S s - F 1	++	0.28		
	-+	0.28		
S s - F 2	++	0.30		
	-+	0.28		
S s - F 3	++	0.28		
	-+	0.28		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.32		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-36 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 4.1-36 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）

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 s - D 1	++	0.23		
	-+	0.20		
	+-	0.24		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.23		
	-+	0.22		
	+-	0.22		
	--	0.22	0.24	0.22
S s - D 3	++	0.20		
	-+	0.19		
	+-	0.22		
	--	0.19		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.19		
S s - F 2	++	0.23		
	-+	0.20		
S s - F 3	++	0.22		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.28		



(5) 断面⑤

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-37 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 4.1-37 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 s - D 1	++	0.18		
	-+	0.19		
	+-	0.18		
	--	0.19		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.20	0.20	0.20
	+-	0.20		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.19		
	+-	0.18		
	--	0.18		
S s - F 1	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.17		
	-+	0.18		
S s - F 3	++	0.18		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.10		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-38 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 4.1-38 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 s - D 1	++	0.12		
	-+	0.13		
	+-	0.12		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.14		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.13		
	+-	0.12		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 2	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-39 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 4.1-39 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		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	36.9		
	-+	42.4		
	+-	37.5		
	--	40.1		
S s - D 2	++	36.5		
	-+	37.9	39.3	35.8
	+-	36.1		
	--	37.4		
S s - D 3	++	40.4		
	-+	46.8		
	+-	40.1		
	--	43.8		
S s - F 1	++	51.3		
	-+	43.1		
S s - F 2	++	37.5		
	-+	41.3		
S s - F 3	++	35.0		
	-+	36.0		
S s - N 1	++	56.2		
	-+	40.6		

d. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-40 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 4.1-40 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）

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 s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.04	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

(b) 背面補強工

表 4.1-41 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 4.1-41 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		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.04	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.03		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.03		
S s - F 3	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.03		
	-+	0.03		

(6) 断面⑥

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-42 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 4.1-42 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 s - D 1	++	0.21		
	-+	0.21		
	+ -	0.20		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.24		
	-+	0.25		
	+ -	0.24		
	--	0.24		
S s - D 3	++	0.21		
	-+	0.20		
	+ -	0.20		
	--	0.21		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - F 3	++	0.27	0.25	0.26
	-+	0.24		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.12		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-43 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 4.1-43 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 s - D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - F 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.15	0.15	0.15
	-+	0.14		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1-44 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 4.1-44 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）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.04	0.04	0.04
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		



(7) 断面⑦

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-45 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 4.1-45 (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⑦, 杭①)

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 s - D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.05		
	--	0.05		
S s - D 2	++	0.07		
	-+	0.07	0.06	0.07
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.06		
	--	0.06		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

表 4.1-45 (2) 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⑦, 杭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 s - D 1	++		0.06		
	-+		0.06		
	+-		0.05		
	--		0.05		
S s - D 2	++		0.07		
	-+		0.07	0.07	0.08
	+-		0.07		
	--		0.07		
S s - D 3	++		0.06		
	-+		0.06		
	+-		0.06		
	--		0.06		
S s - F 1	++		0.05		
	-+		0.05		
S s - F 2	++		0.05		
	-+		0.05		
S s - F 3	++		0.06		
	-+		0.06		
S s - N 1	++		0.04		
	-+		0.04		

表 4.1-45 (3) 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⑦, 杭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 s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+-	0.06		
	--	0.06		
S s - D 2	++	0.09		
	-+	0.09	0.08	0.09
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.05		

表 4.1-45 (4) 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⑦, 杭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 s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.06		
S s - D 2	++	0.09		
	-+	0.09	0.08	0.10
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.07		
	-+	0.06		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.05		

表 4.1-45 (5) 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⑦, 杭⑤)

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 s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 2	++	0.10		
	-+	0.10	0.09	0.10
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+-	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - F 2	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.05		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-46 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 4.1-46 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭①)

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.14		
	-+	0.14	0.13	0.14
	+-	0.14		
	--	0.14		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.06		

表 4.1-46 (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⑦, 杭②)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.17		
	-+	0.17	0.16	0.17
	+-	0.17		
	--	0.17		
S s - D 3	++	0.15		
	-+	0.14		
	+-	0.15		
	--	0.14		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.08		

表 4.1-46 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭③)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.15		
	-+	0.15		
	+-	0.15		
	--	0.15		
S s - D 2	++	0.20		
	-+	0.20	0.19	0.20
	+-	0.20		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		



表 4.1-46 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭④)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.14		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.14		
S s - D 2	++	0.19		
	-+	0.20	0.18	0.19
	+-	0.19		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.15		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-46 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.14		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.14		
S s - D 2	++	0.19		
	-+	0.20	0.18	0.19
	+-	0.19		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

c. RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-47 に RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・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 4.1-47 (1) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC①)

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 s - D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S s - D 2	++	0.03		
	-+	0.03	0.03	0.04
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

表 4.1-47 (2) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC②)

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 <sub>s</sub> -D 1	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.03	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

表 4.1-47 (3) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC③)

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 <sub>s</sub> -D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.03		
	-+	0.03	0.02	0.03
	+-	0.03		
	--	0.03		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.02		
	-+	0.02		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.01		
	-+	0.01		

d. RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-48 に RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・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 4.1-48 (1) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC①)

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 s - D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.13		
	--	0.12		
S s - D 2	++	0.18		
	-+	0.18	0.17	0.21
	+-	0.18		
	--	0.18		
S s - D 3	++	0.15		
	-+	0.14		
	+-	0.15		
	--	0.15		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

表 4.1-48 (2) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC②)

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 <sub>s</sub> -D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+ -	0.13		
	--	0.13		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.21		
	-+	0.21	0.18	0.24
	+ -	0.20		
	--	0.21		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+ -	0.16		
	--	0.16		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.12		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

表 4.1-48 (3) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC③)

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 s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 2	++	0.12		
	-+	0.12	0.09	0.13
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.08		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		



e. RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査

表 4.1-49 に RC 遮水壁のコンクリート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 4.1-49 (1) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC①)

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

表 4.1-49 (2) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC②)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

表 4.1-49 (3) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC③)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

e. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-50 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 4.1-50 (1) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭①)

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 s - D 1	++	0.09		
	-+	0.09		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.09		
	-+	0.09	0.09	0.09
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.09		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - N 1	++	0.09		
	-+	0.09		

表 4.1-50 (2) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭②)

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 s - D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.10		
	-+	0.10	0.10	0.10
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 3	++	0.10		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 2	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 3	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - N 1	++	0.10		
	-+	0.10		

表 4.1-50 (3) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭③)

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 s - D 1	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - D 2	++	0.11		
	-+	0.11	0.11	0.11
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.11		

表 4.1-50 (4) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭④)

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 s - D 1	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - D 2	++	0.11		
	-+	0.11	0.11	0.11
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.11		

表 4.1-50 (5) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭⑤)

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 s - D 1	++	0.11			
	-+	0.11			
	+-	0.12			
	--	0.12			
S s - D 2	++	0.12			
	-+	0.12	0.12	0.12	
	+-	0.12			
	--	0.12			
S s - D 3	++	0.12			
	-+	0.12			
	+-	0.12			
	--	0.12			
S s - F 1	++	0.11			
	-+	0.11			
S s - F 2	++	0.11			
	-+	0.11			
S s - F 3	++	0.11			
	-+	0.11			
S s - N 1	++	0.11			
	-+	0.11			



4.1.2 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 4.1-51～表 4.1-52 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 4.1-53 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 4.1-51 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 断面⑤	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 断面⑤	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 4.1-52 鋼管杭断面諸元 (断面⑦)

杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +28. 4m~0. P. +21. 4m 0. P. +28. 4m~0. P. +20. 4m 0. P. +28. 4m~0. P. +19. 4m	24	1. 639×10 <sup>5</sup>	8. 813×10 <sup>7</sup>

注記 \* : 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 4.1-53 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する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)			
A	S s - D 2 ( -- )	①	-8663	-503	102	247	0. 42

表 4.1-53 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する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)			
A	S s - D 2 ( -- )	②	-10728	-537	126	247	0. 52

表 4.1-53 (3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する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)			
A	S s - D 2 ( -- )	③	-9673	-622	114	247	0. 47

表 4.1-53 (4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する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 s - D 2 ( -- )	④	-1334	-23425	138	277	0. 50

表 4.1-53 (5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する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)			
A	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	③	-4060	-502	50	251	0.20

表 4.1-53 (6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する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)			
A	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	①	-5467	-497	66	251	0.27

表 4.1-53 (7) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑦)

部材	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)			
杭⑤	S <sub>s</sub> -D 2 (--)	①	1765	-854	26	277	0.10

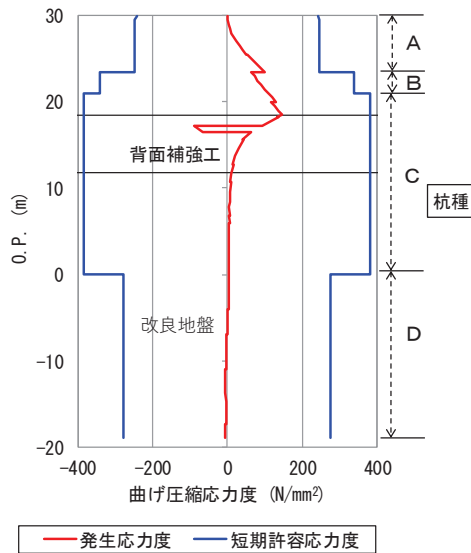
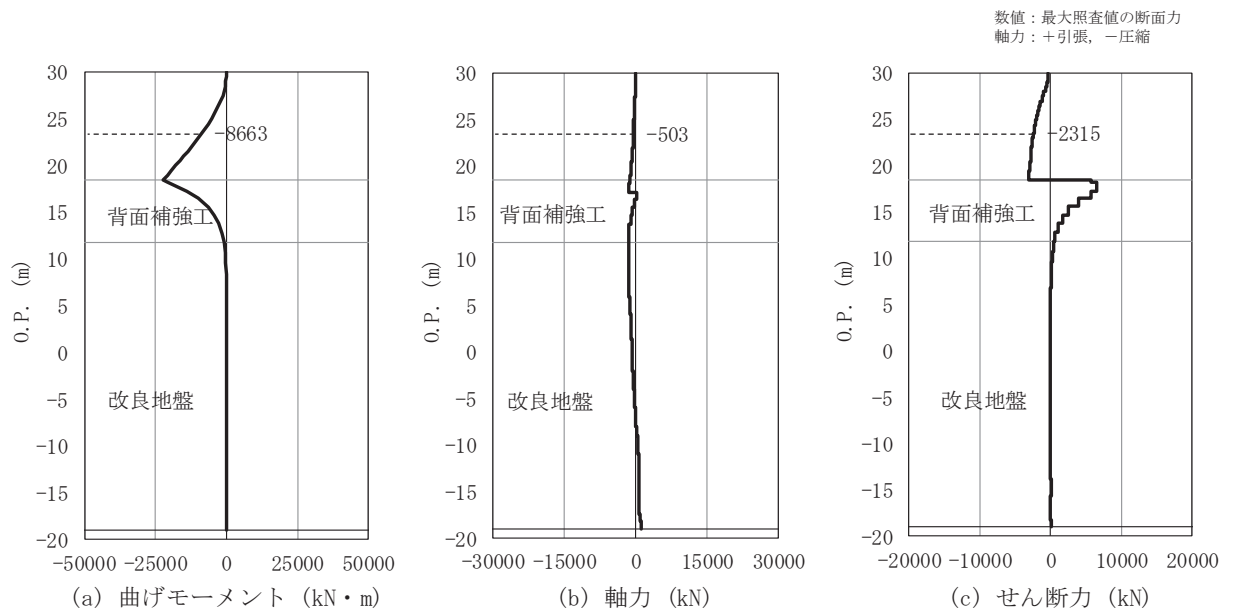


図 4. 1-1 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面①, S s - D 2 (---), t=6.92s)  
解析ケース①：基本ケース

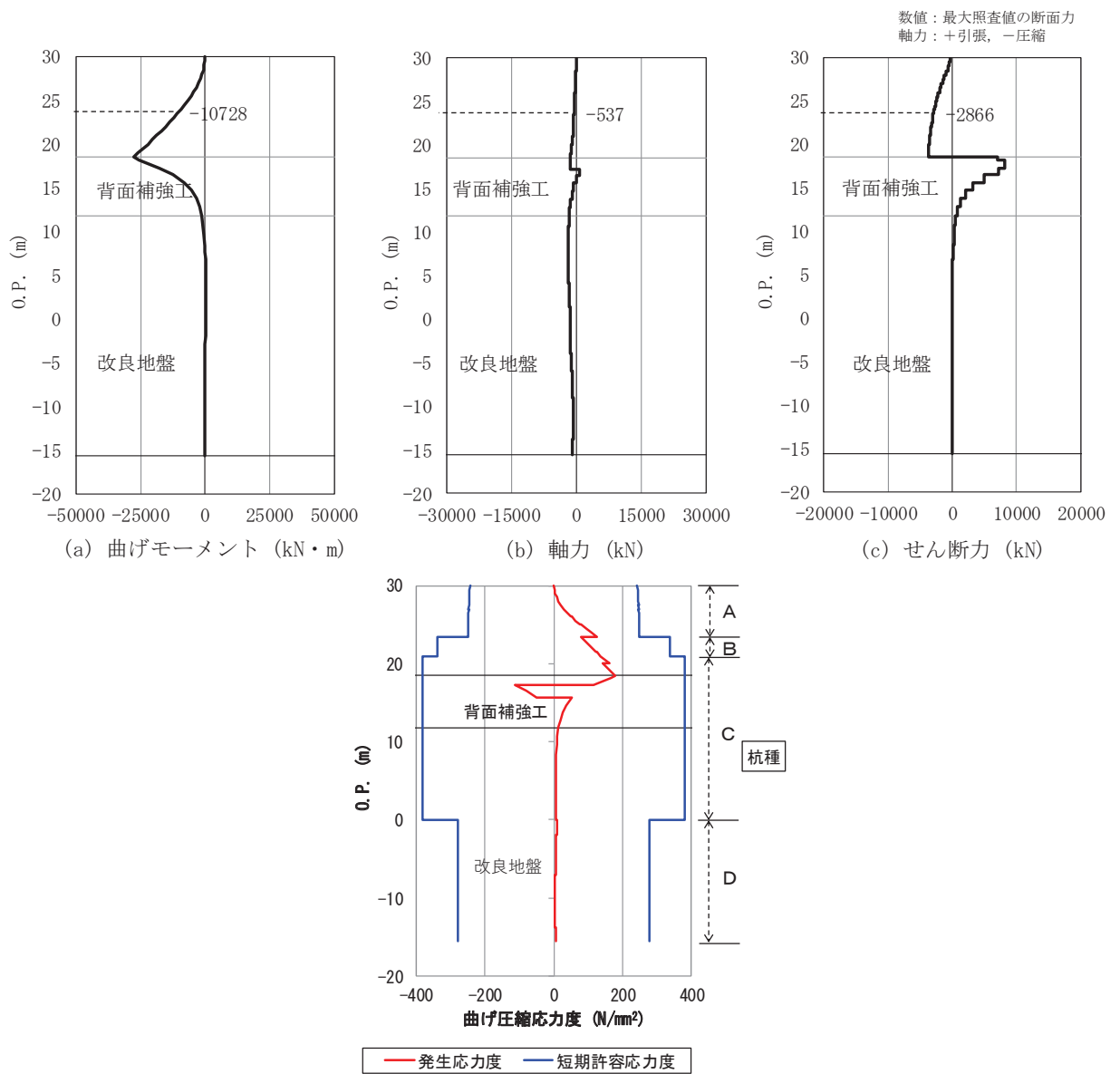


図 4.1-1 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面②, S s - D 2 (---), t=6.91s)

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)

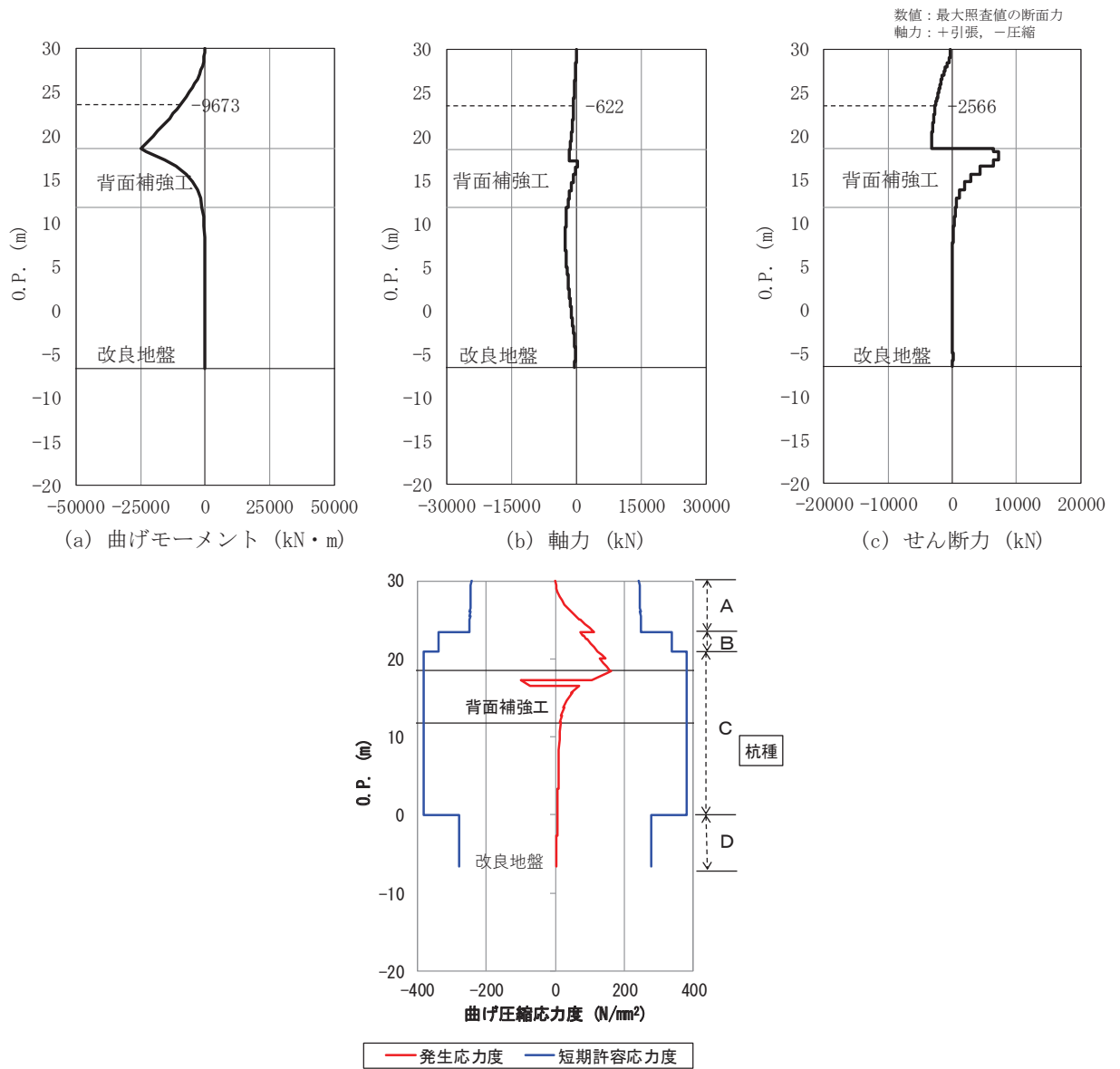


図 4.1-1 (3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面③, S s - D 2 (---), t=6.91s)

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)

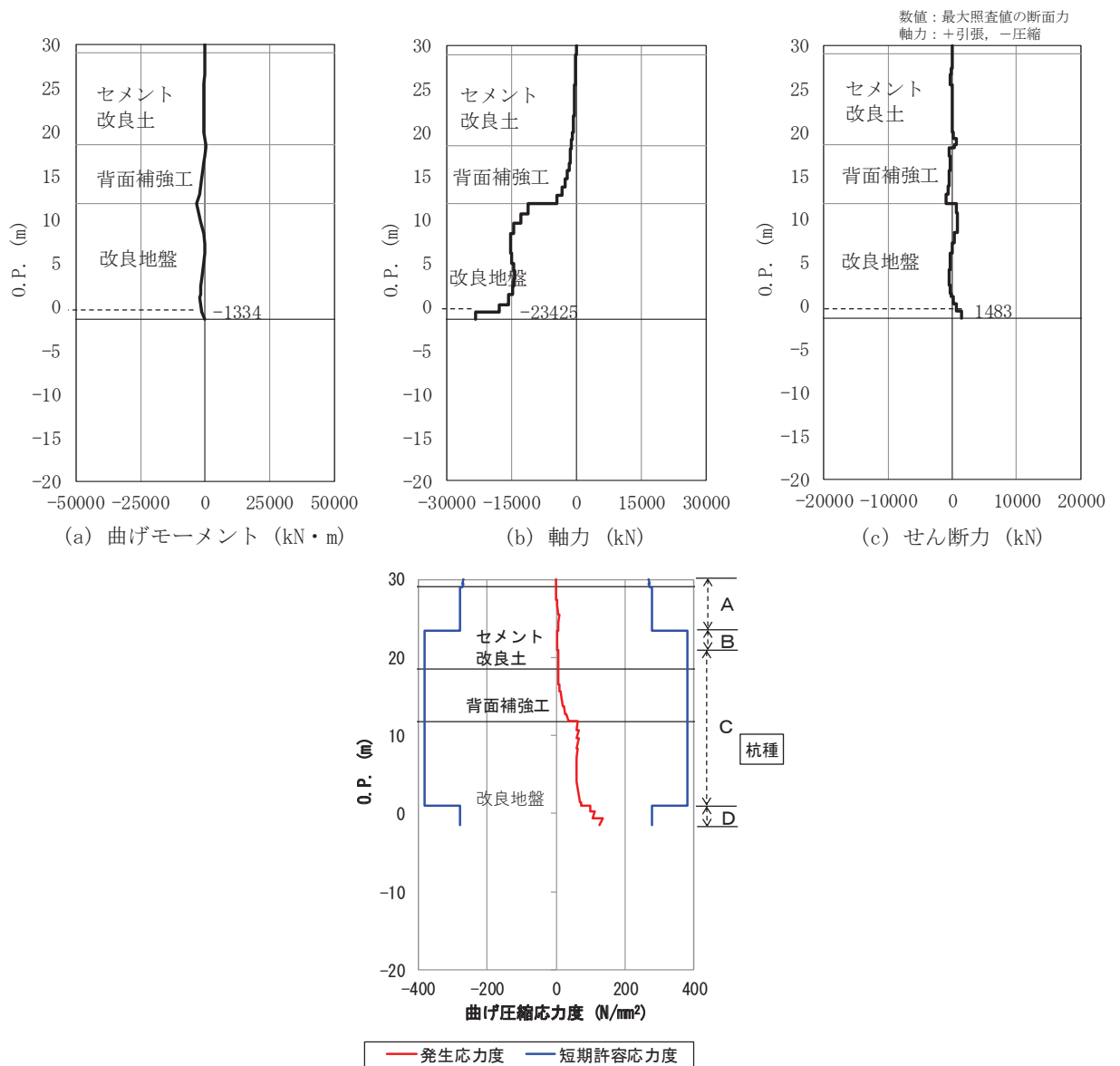


図 4.1-1 (4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面④, S s - D 2 (---), t=13.59s)

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)

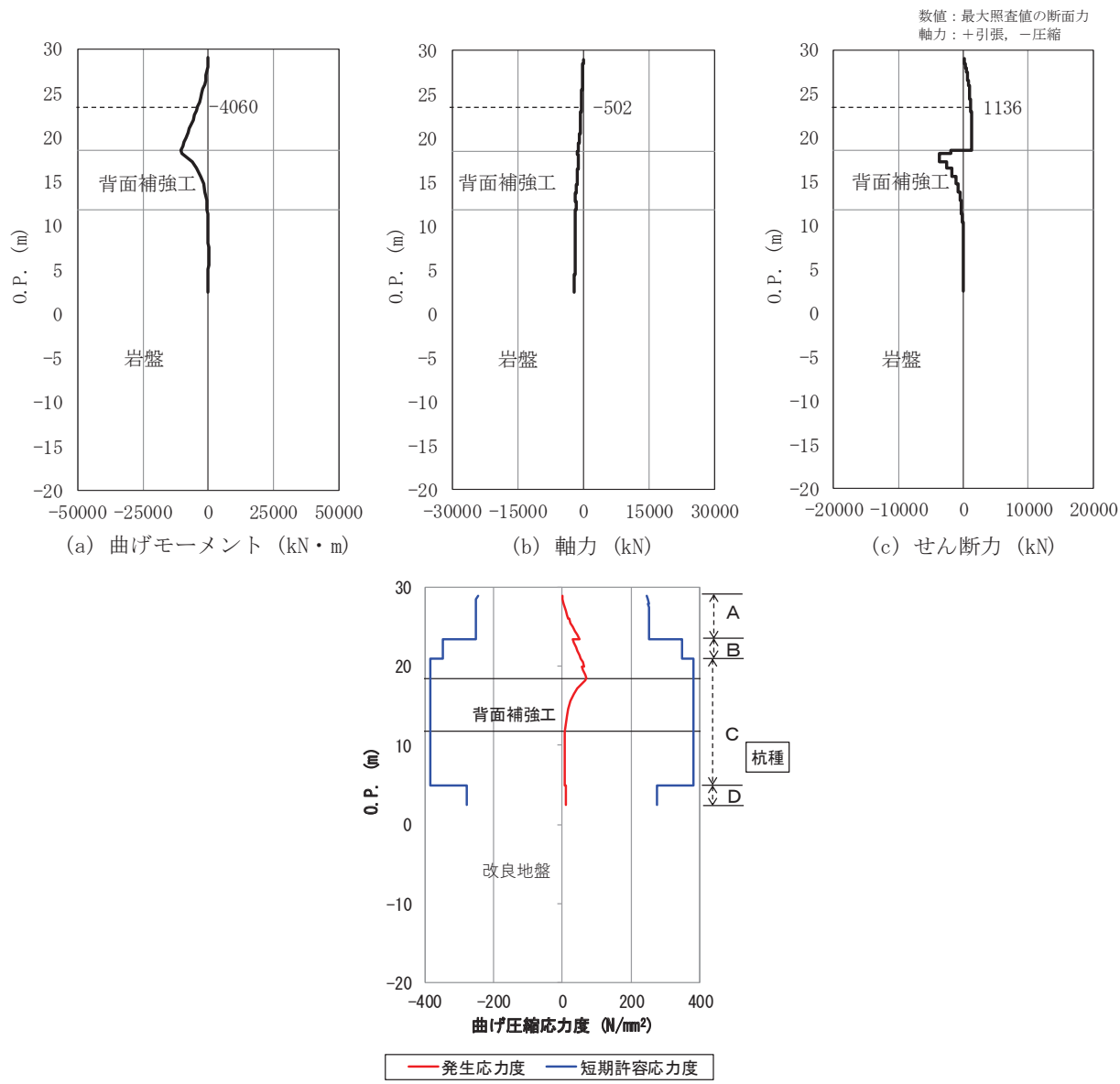


図 4.1-1 (5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面⑤, S s - D 2 (-+), t=6.84s)

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)



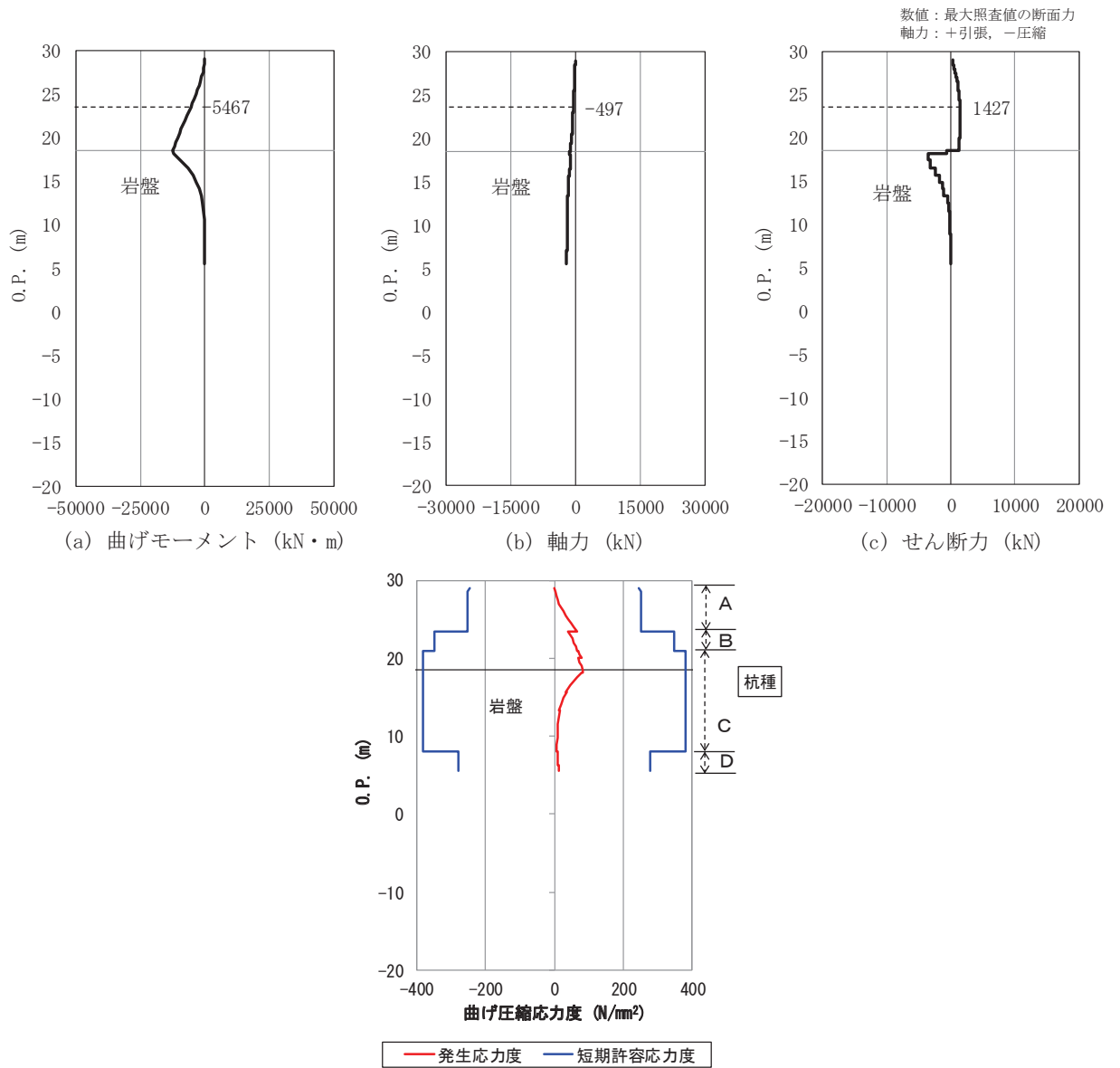
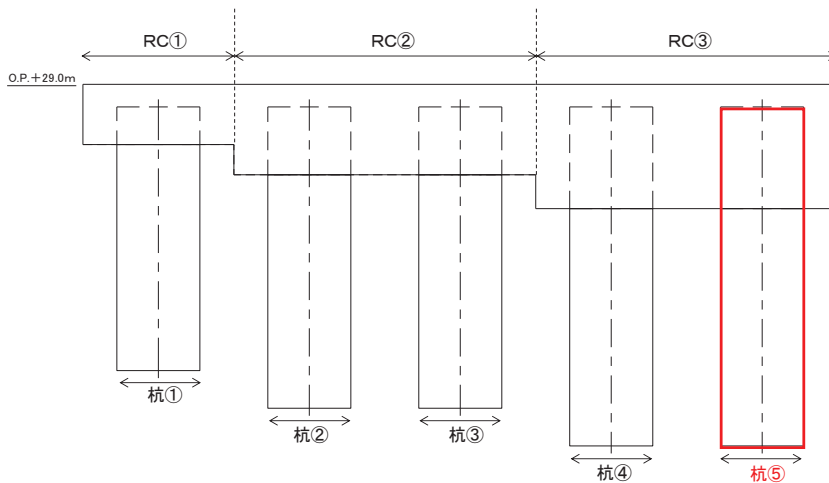
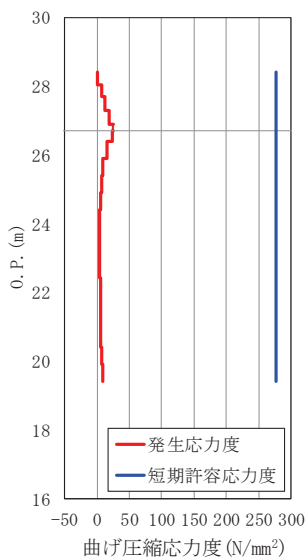
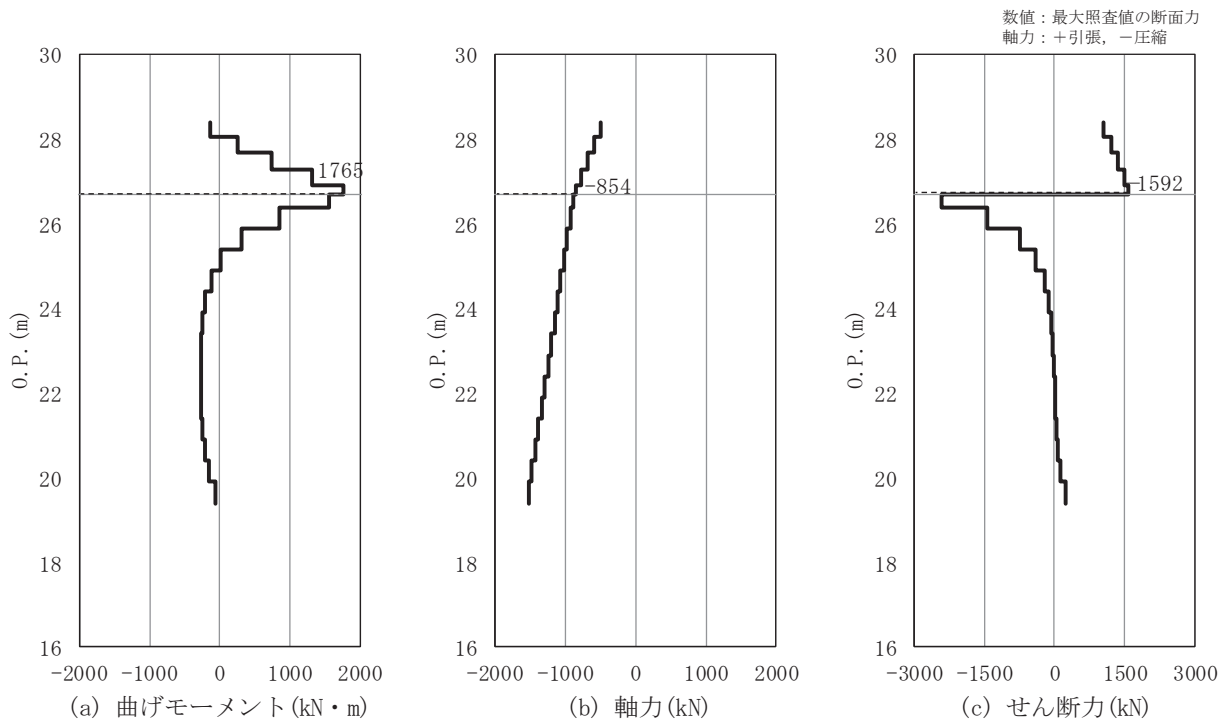


図 4. 1-1 (6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面⑥, S s - F 3 (++) , t=28.04s)  
解析ケース①：基本ケース



(d) 照査部材 (杭⑤)

図 4.1-1 (7) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力

(断面⑦, S s - D 2 (—), t=22.57s)

解析ケース①：基本ケース

#### 4.1.3 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 4.1-51～表 4.1-52 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 4.1-54 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 4.1-54 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する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 <sub>s</sub> -D2(++)	①	-7435	57	217	0.27

表 4.1-54 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する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 <sub>s</sub> -D2(++)	①	-8734	67	217	0.31

表 4.1-54 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する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 <sub>s</sub> -D2(++)	①	-7851	60	217	0.28

表 4.1-54 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する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 <sub>s</sub> -D2(--)	①	1569	17	157	0.11

表 4.1-54 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する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 <sub>s</sub> -D2(--)	①	-3703	29	217	0.14

表 4.1-54 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する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 <sub>s</sub> -F3(++)	②	-4159	32	217	0.15

表 4.1-54 (7) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑦)

部材	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)			
杭③	S <sub>s</sub> -D2(-+)	①	-2462	31	157	0.20

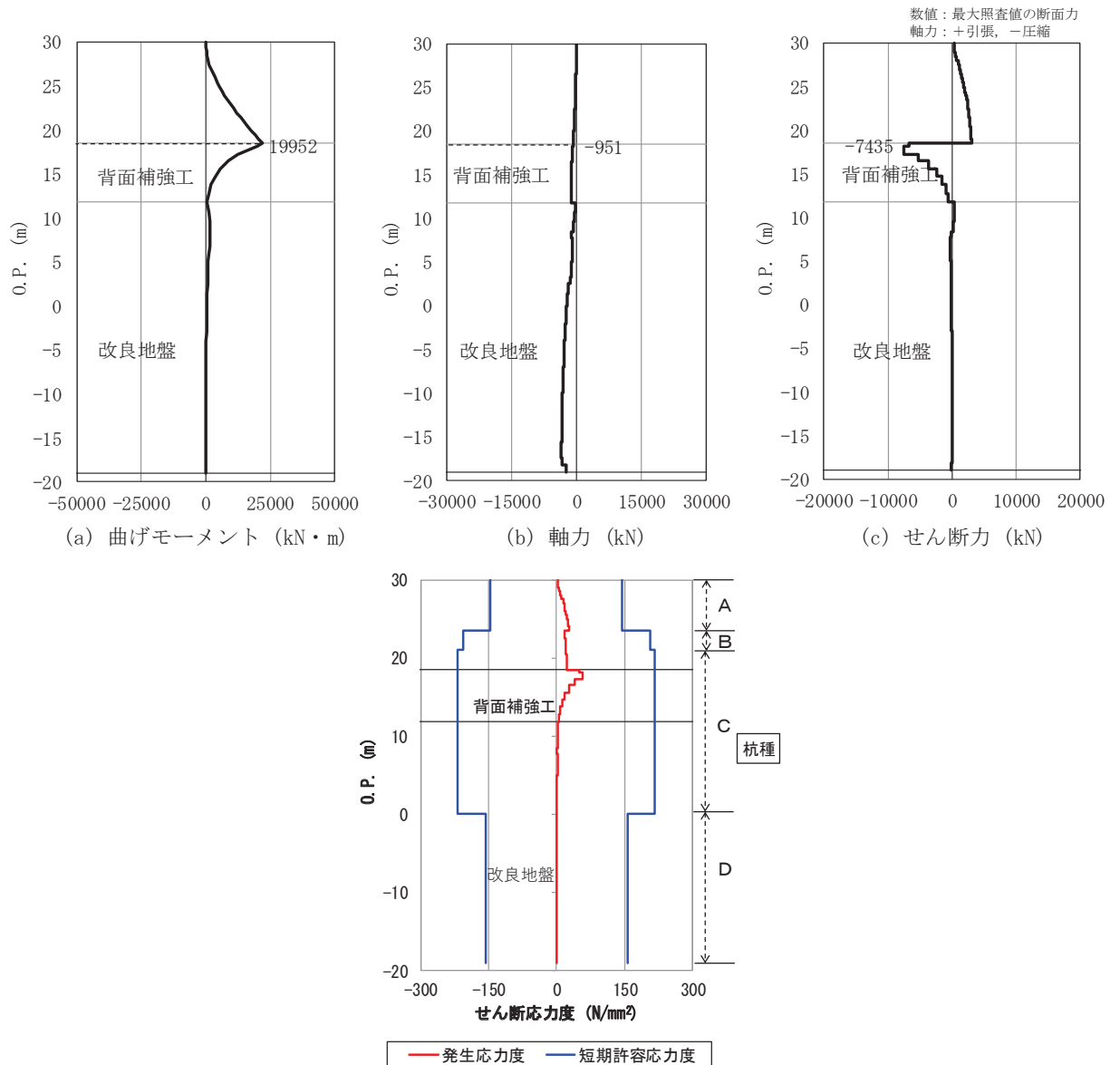


図 4.1-2 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
及びせん断応力度  
(断面⑦, S<sub>s</sub>-D2(++), t=6.92s)  
解析ケース①：基本ケース

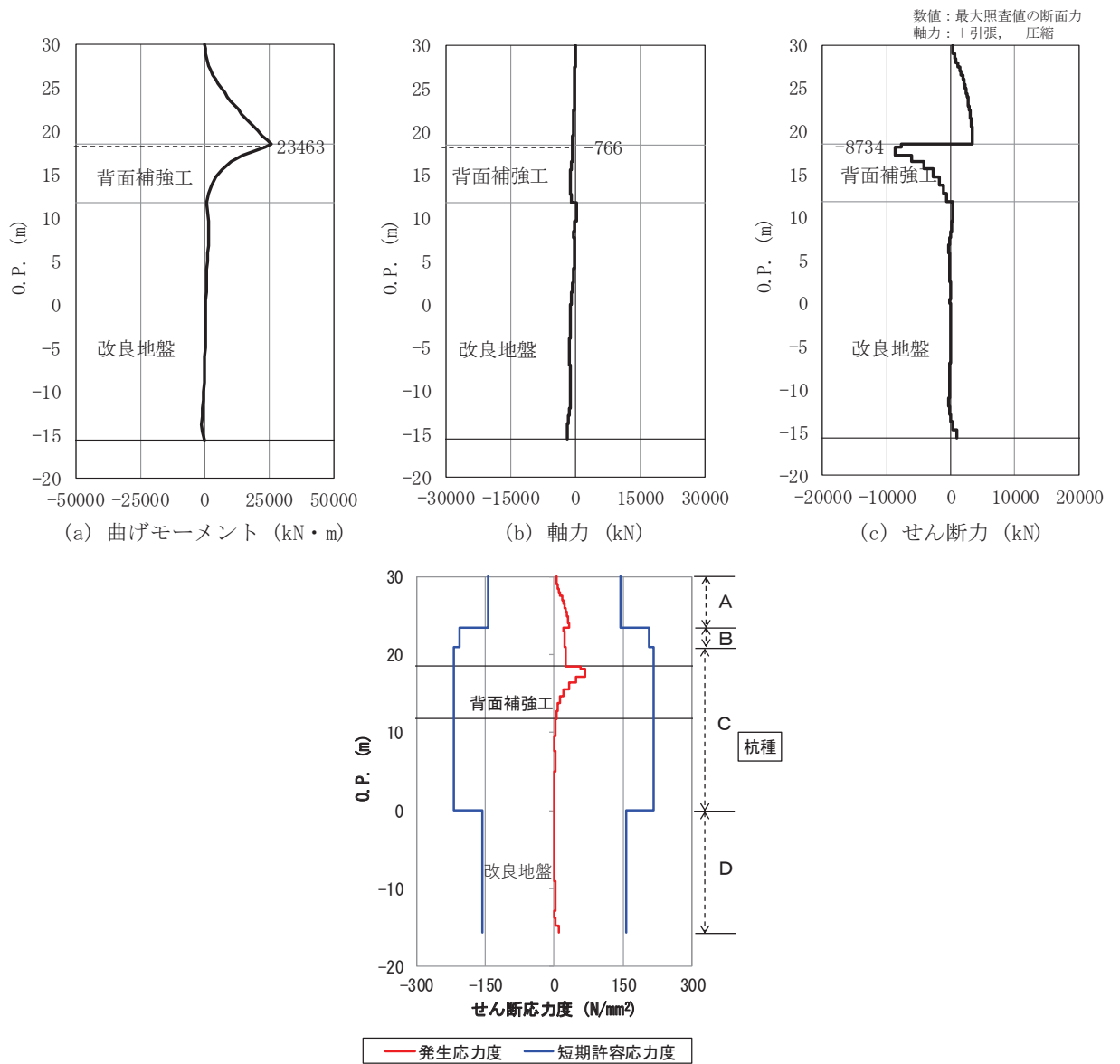


図 4.1-2 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度  
(断面②, S s - D 2 (++) , t=6.92s)  
解析ケース①：基本ケース

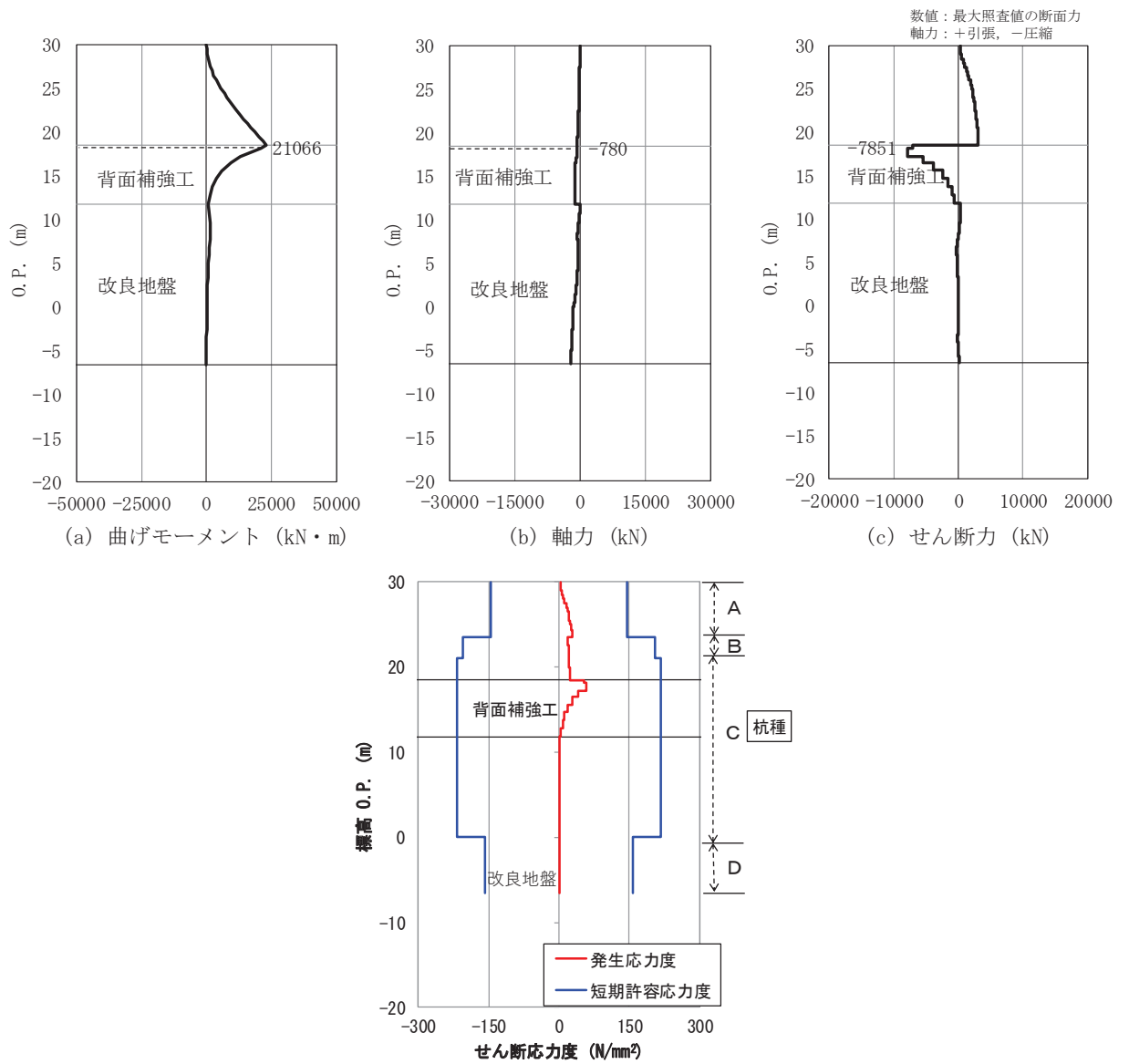


図 4.1-2 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度  
(断面③, S s - D 2 (++) , t=6.91s)  
解析ケース①：基本ケース

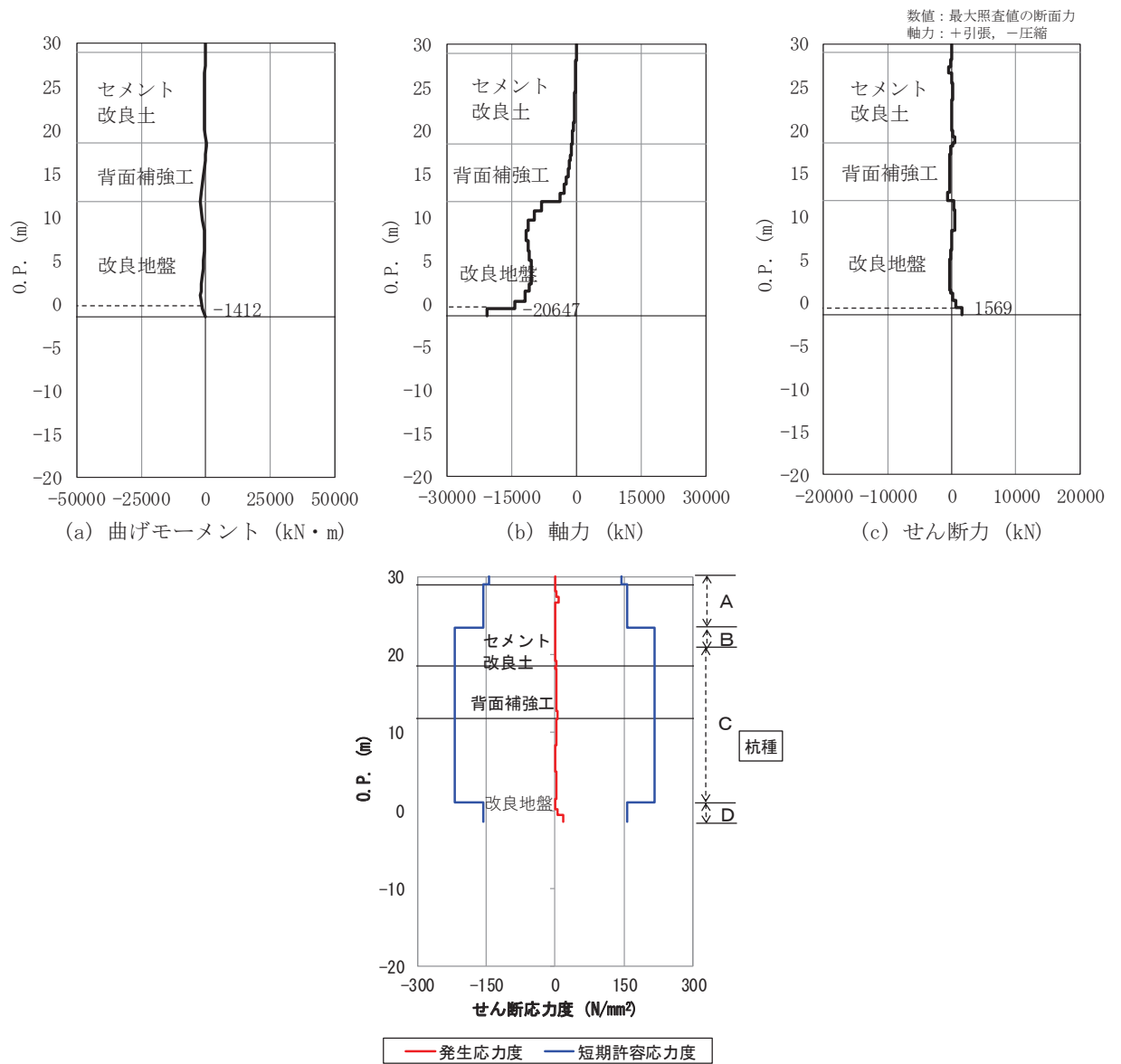


図 4.1-2 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度  
(断面④, S s - D 2 (---), t=13.59s)  
解析ケース①：基本ケース

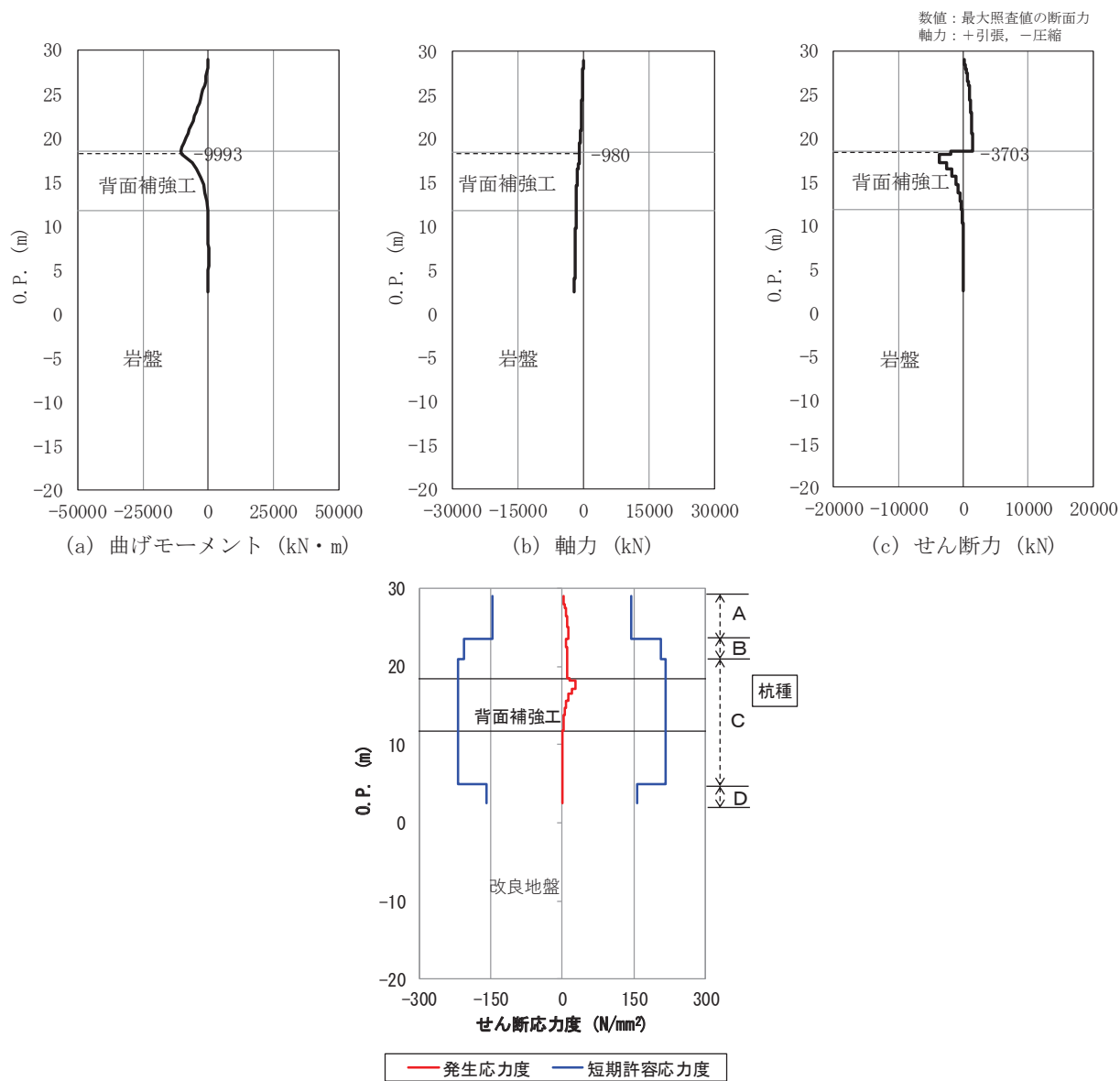


図 4.1-2 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度  
(断面⑤, S s - D 2 (—), t=6.84s)  
解析ケース①：基本ケース



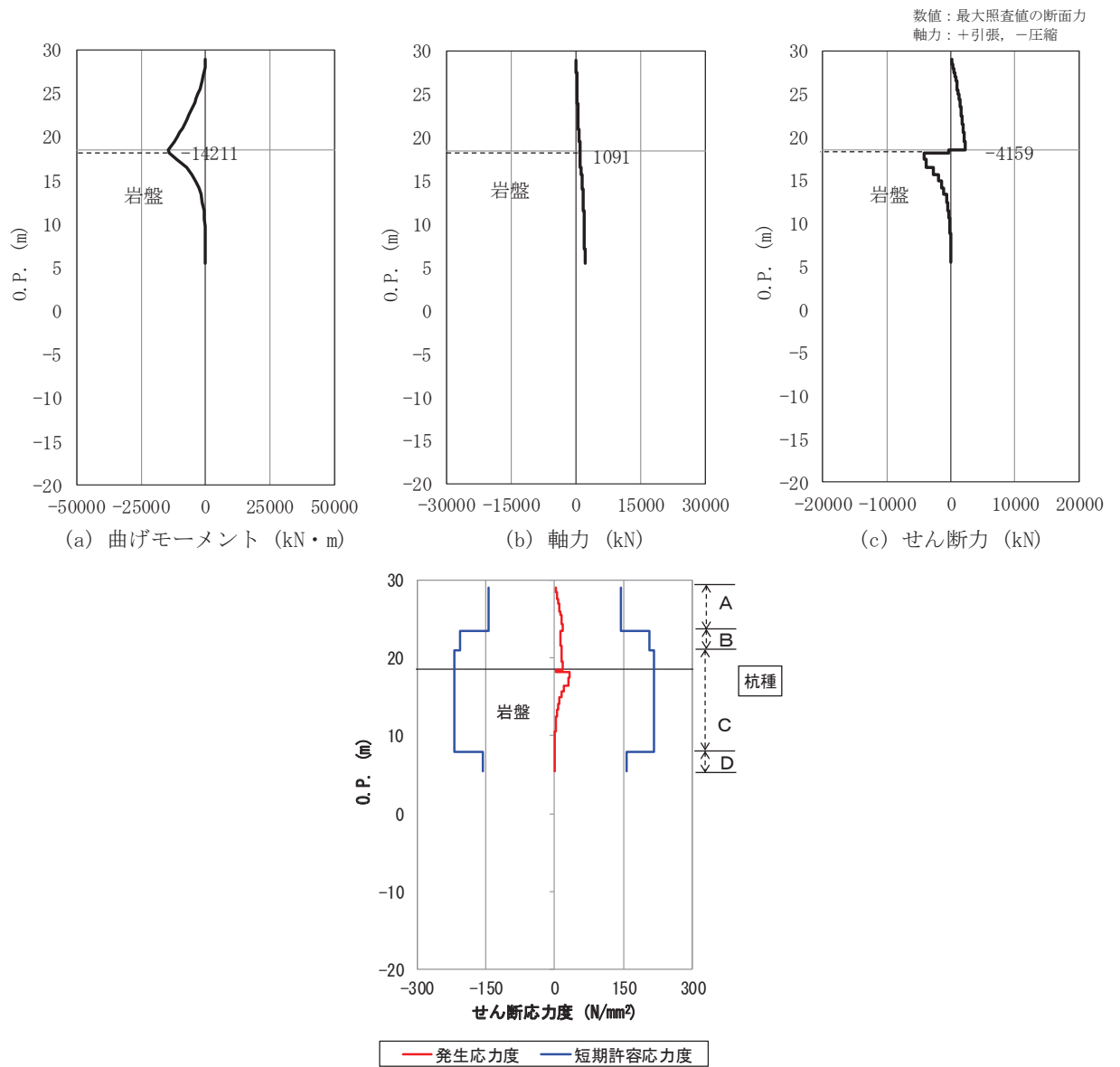
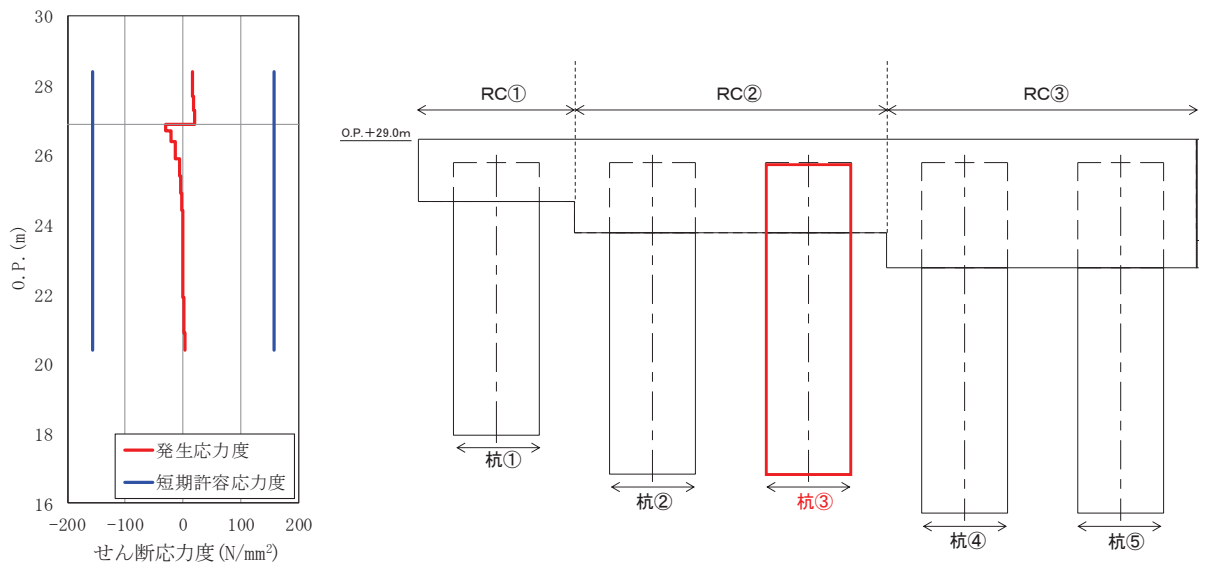
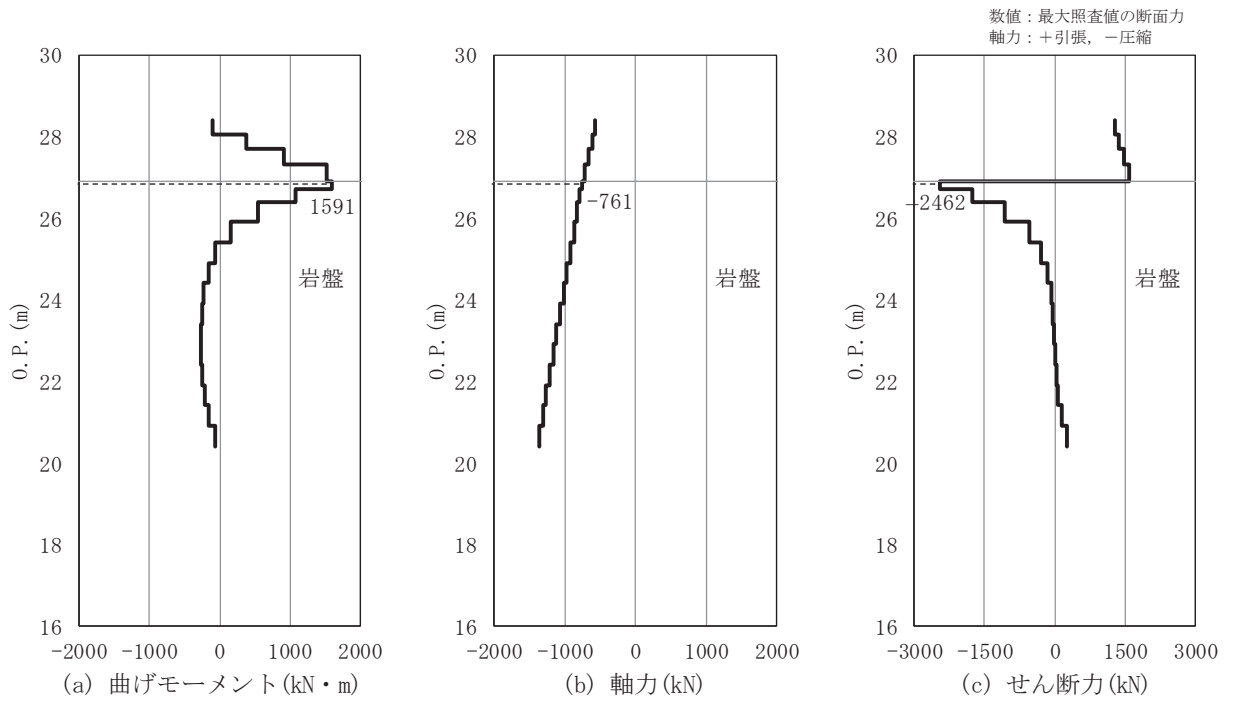


図 4.1-2 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度

(断面⑥, S<sub>s</sub>-F3 (++) , t=27.74s)

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)



(d) 照査部材 (杭③)

図 4.1-2 (7) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
(断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.57s)

解析ケース①：基本ケース

#### 4.1.4 断面力分布 (RC 遮水壁に対する照査)

RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びコンクリート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 4.1-55～表 4.1-57 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-3～図 4.1-4 に示す。

表 4.1-55 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

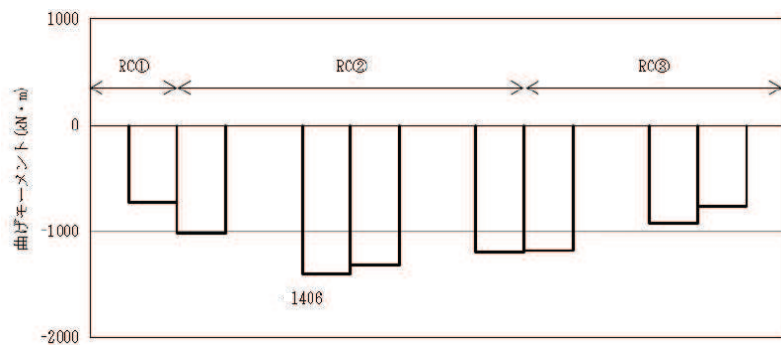
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
RC②	S <sub>s</sub> -D2(-+)	③	-1406	50	0.8	21	0.04

表 4.1-56 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

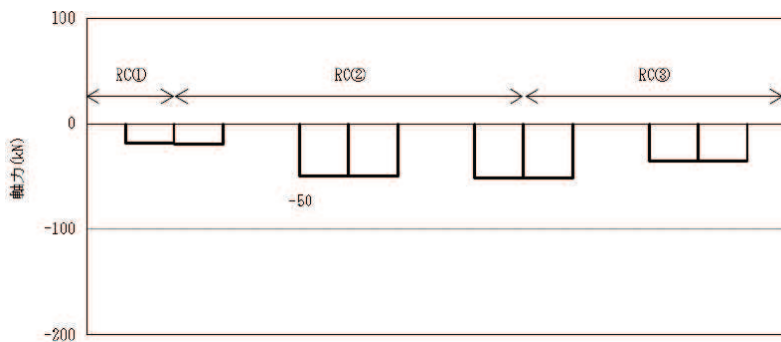
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
RC②	S <sub>s</sub> -D2(-+)	③	-1406	50	68	294	0.24

表 4.1-57 コンクリートのせん断破壊に対する照査値

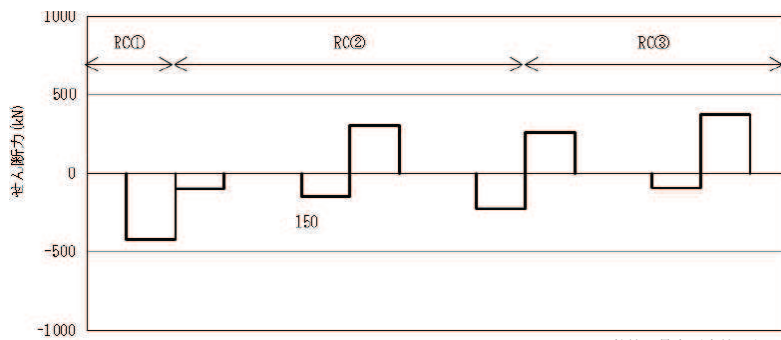
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
RC①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	③	-420	0.1	0.82	0.13



(a) 曲げモーメント\*

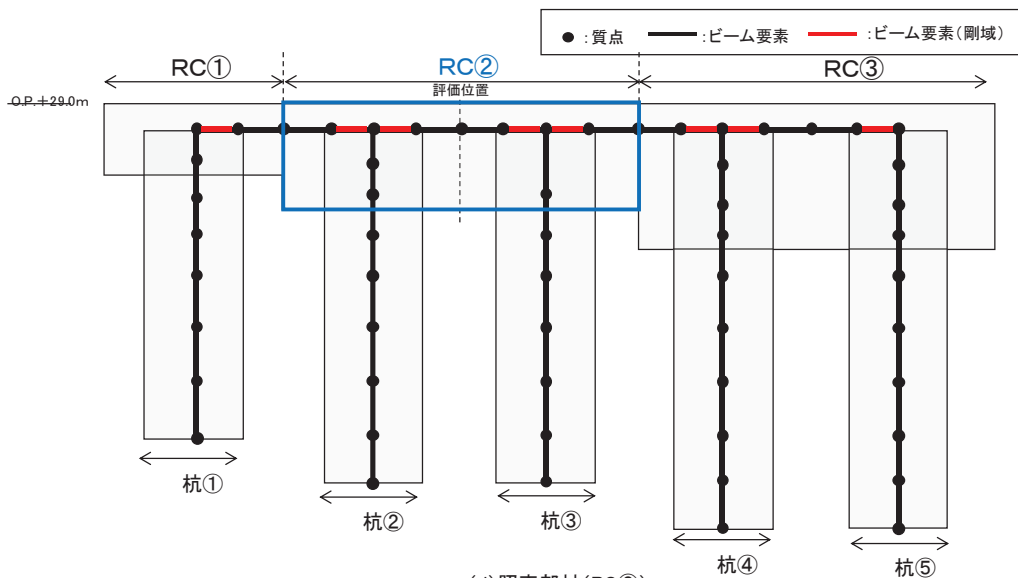


(b) 軸力\*



(c) せん断力\*

数値：最大照査値の断面力  
軸力：+引張，-圧縮

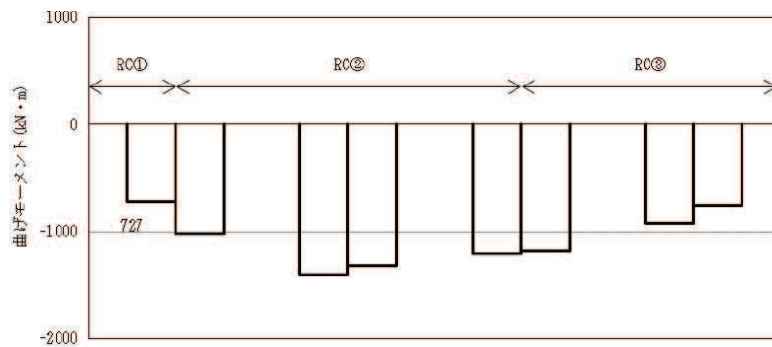


(d) 照査部材 (RC②)

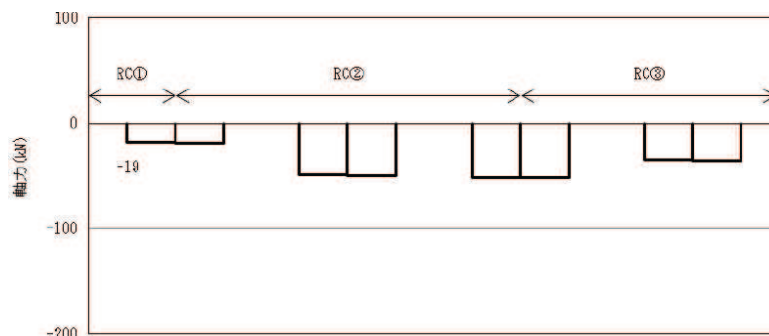
注記 \*：剛域を除く各ビーム要素の最大値による断面力図

図 4.1-3 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.58s)

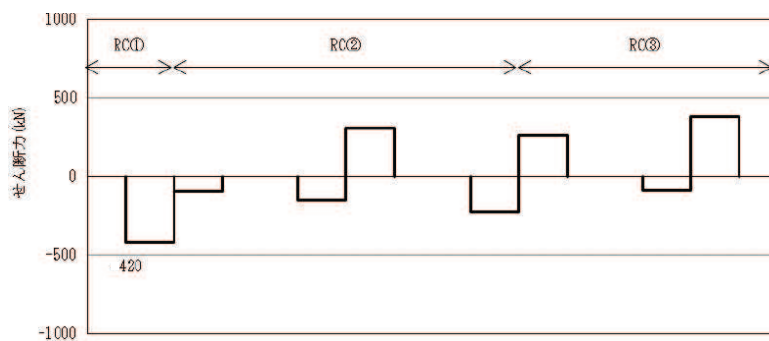
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)



(a) 曲げモーメント\*

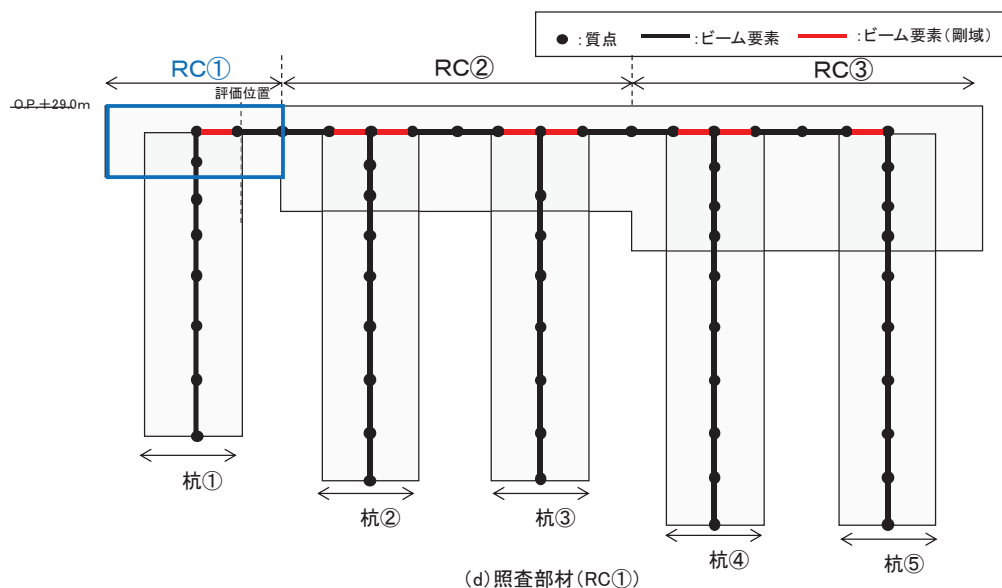


(b) 軸力\*



(c) せん断力\*

数値：最大照査値の断面力  
軸力：+引張，-圧縮



(d) 照査部材 (RC①)

注記 \*：剛域を除く各ビーム要素の最大値による断面力図

図 4.1-4 コンクリートのせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.58s)

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)

#### 4.1.5 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 4.1-58 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 4.1-58 (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 s - F 3 (-+)	①	28.66	20.7

表 4.1-58 (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 s - D 2 (--)	②	6.91	20.3

表 4.1-58 (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 s - F 3 (-+)	①	28.65	21.9

表 4.1-58 (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 s - D 2 (-+)	①	13.56	11.6

表 4.1-58 (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 s - F 3 (++)	①	27.64	35.0



図 4.1-5 (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 s - F 3 (-+), t=28.66s)  
 解析ケース①: 基本ケース



図 4.1-5 (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,  $S_s - D2$  (—),  $t=6.91s$ )

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 +  $1\sigma$ )

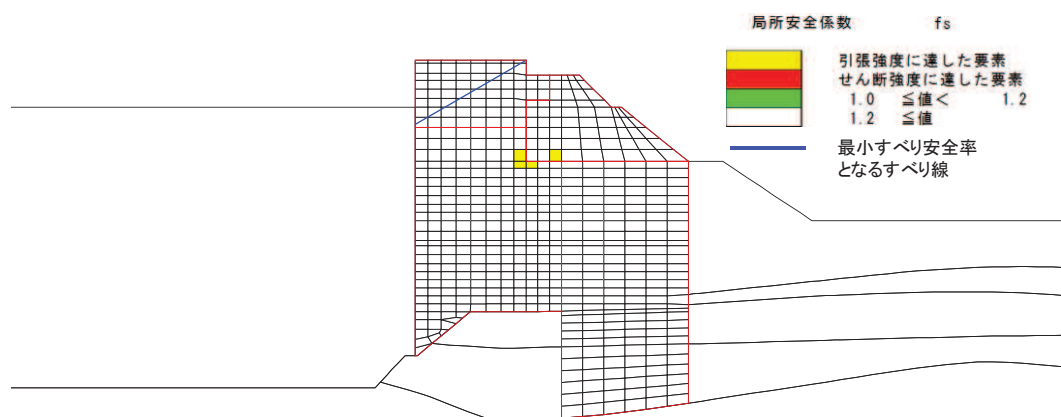


図 4.1-5 (3) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③,  $S_s - F3$  (-+),  $t=28.65s$ )

解析ケース①：基本ケース

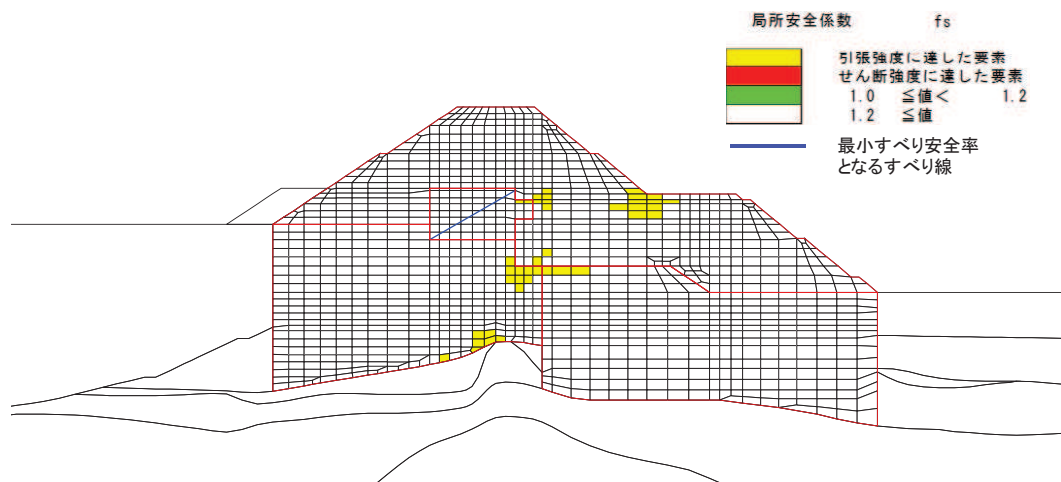


図 4.1-5 (4) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④,  $S_s - D2$  (-+),  $t=13.56s$ )

解析ケース①：基本ケース

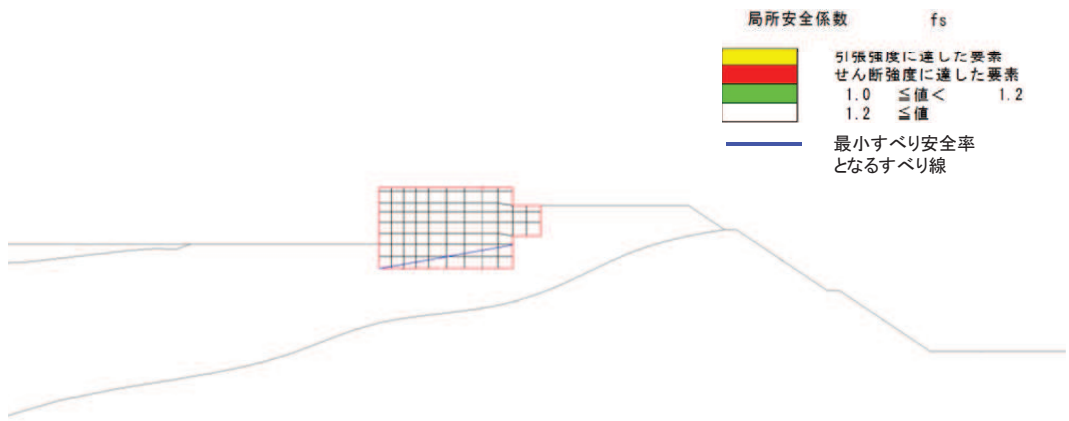


図 4.1-5 (5) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面⑤, S s - F 3 (++) , t=27.64s)  
 解析ケース①: 基本ケース



4.1.6 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 4.1-59 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 4.1-59 (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 s - N 1 (++)	①	7.54	4.2

表 4.1-59 (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 s - N 1 (++)	①	7.52	4.6

表 4.1-59 (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 s - N 1 (++)	①	7.53	5.6

表 4.1-59 (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 s - N 1 (++)	①	7.53	6.3

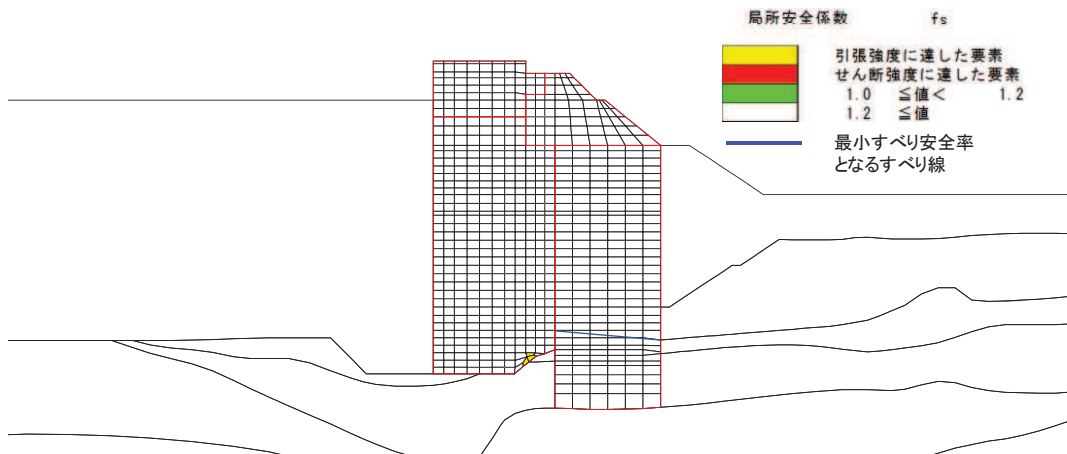


図 4.1-6 (1) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①, S s - N 1 (++) , t=7.54s)  
 解析ケース①：基本ケース

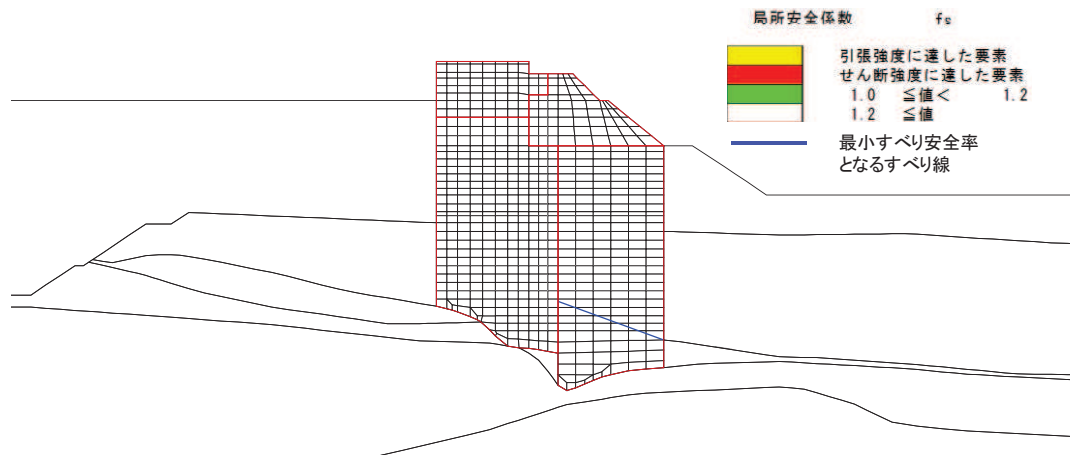


図 4.1-6 (2) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面②,  $S_s - N1$  (++) ,  $t=7.52s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

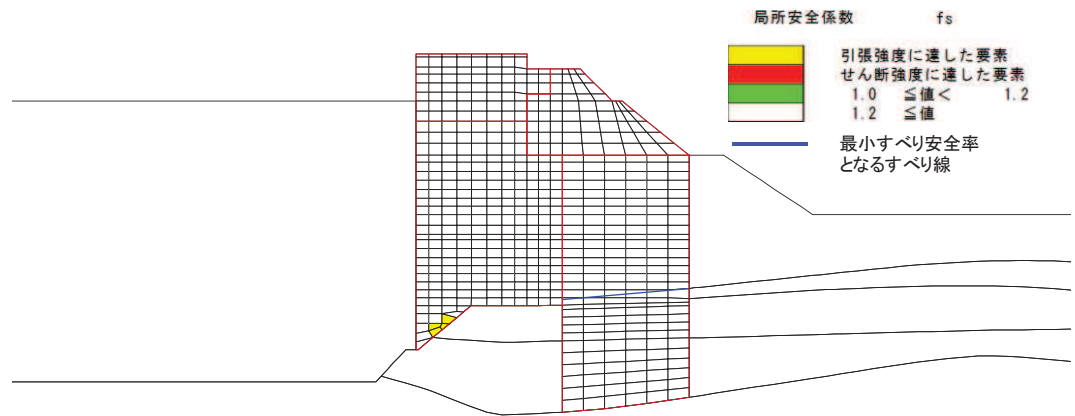


図 4.1-6 (3) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面③,  $S_s - N1$  (++) ,  $t=7.53s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

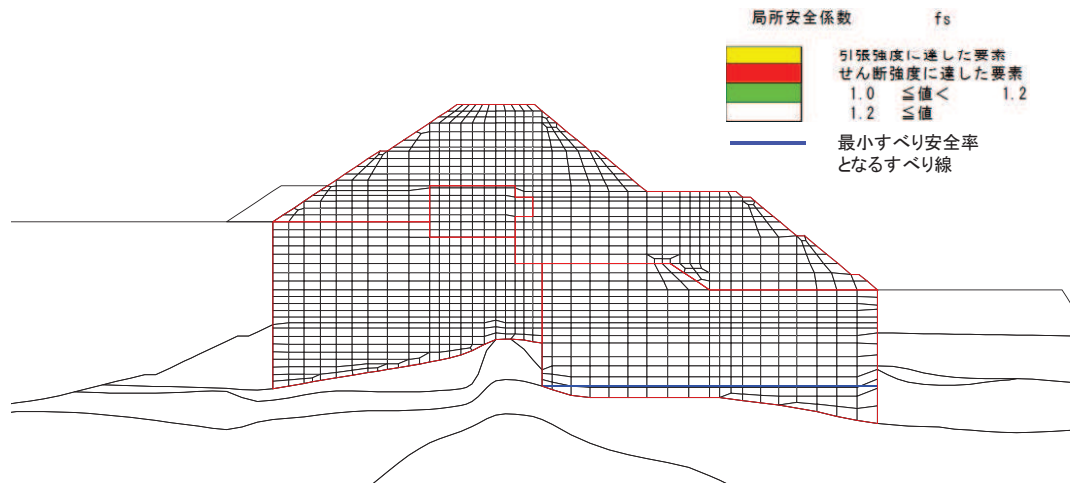


図 4.1-6 (4) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面④,  $S_s - N1$  (++) ,  $t=7.53s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

#### 4.1.7 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 4.1-60 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 4.1-7 に示す。

表 4.1-60 (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 <sub>s</sub> -N1(-+)	①	7.66	2.6
S <sub>s</sub> -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.66	2.5

表 4.1-60 (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 <sub>s</sub> -N1(-+)	①	7.65	2.6
S <sub>s</sub> -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.65	2.6

表 4.1-60 (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 <sub>s</sub> -N1(-+)	①	7.64	2.8
S <sub>s</sub> -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.64	2.7

表 4.1-60 (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 <sub>s</sub> -D2(-+)	①	13.56	3.3
S <sub>s</sub> -D2(-+)	① (平均値-1σ強度)	13.56	3.3

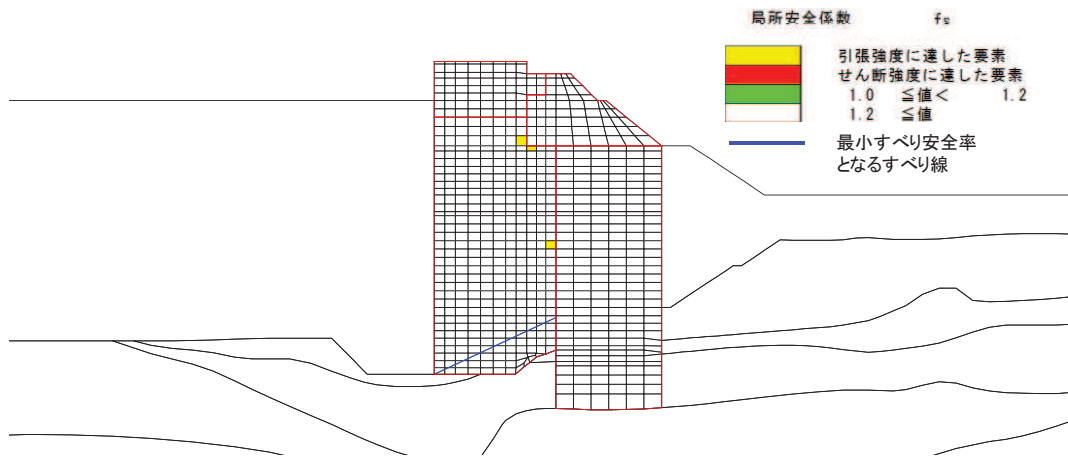


図 4.1-7 (1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①,  $S_s - N1 (-+)$ ,  $t=7.66s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

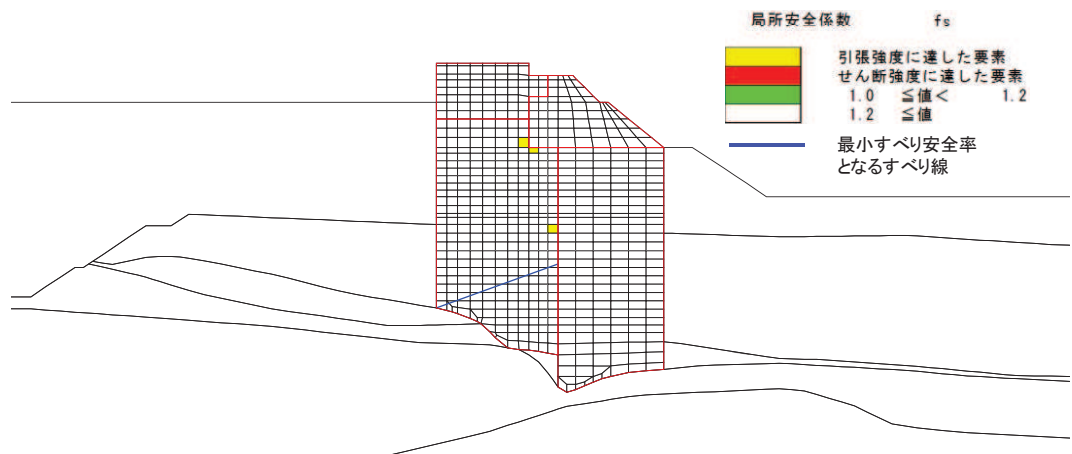


図 4.1-7 (2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面②,  $S_s - N1 (-+)$ ,  $t=7.65s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

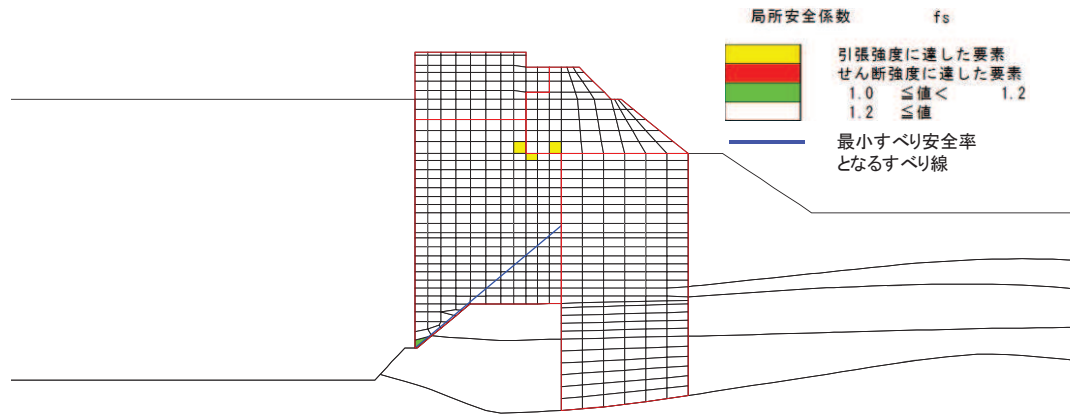


図 4.1-7 (3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S s - N 1 ( - + ) , t=7.64s)

解析ケース①：基本ケース

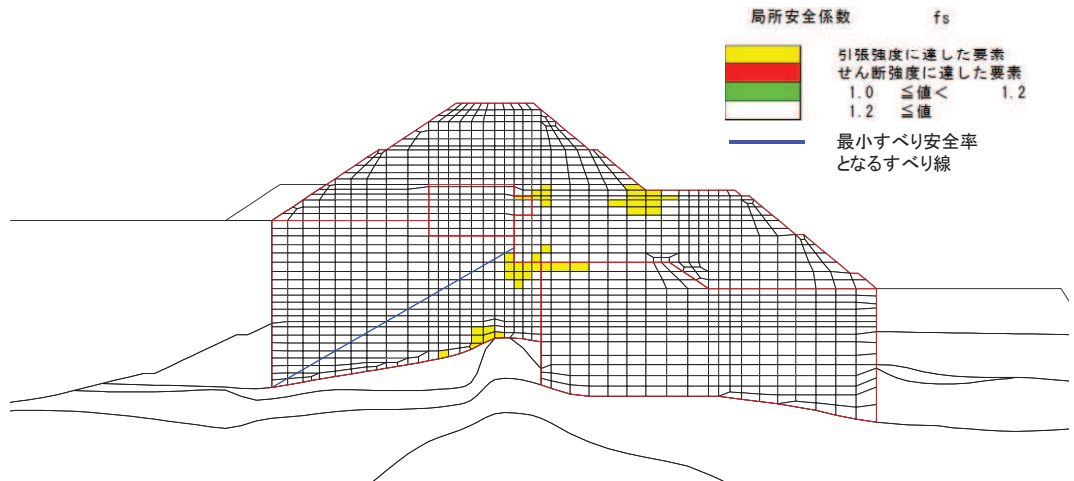


図 4.1-7 (4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S s - D 2 ( - + ) , t=13.56s)

解析ケース①：基本ケース

#### 4.1.8 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 4.1-61 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 4.1-8 に示す。

表 4.1-61 (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 <sub>s</sub> -D2(--)	③	13.47	3.2
S <sub>s</sub> -F3(-+)	① (平均値-1σ強度)	28.75	3.3

表 4.1-61 (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 <sub>s</sub> -D2(--)	③	6.76	3.5
S <sub>s</sub> -D2(++)	① (平均値-1σ強度)	6.82	3.4

表 4.1-61 (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 <sub>s</sub> -F3(-+)	①	28.74	3.6
S <sub>s</sub> -F3(-+)	① (平均値-1σ強度)	28.74	3.5

表 4.1-61 (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 <sub>s</sub> -N1(++)	①	7.53	2.8
S <sub>s</sub> -N1(++)	① (平均値-1σ強度)	7.53	2.7

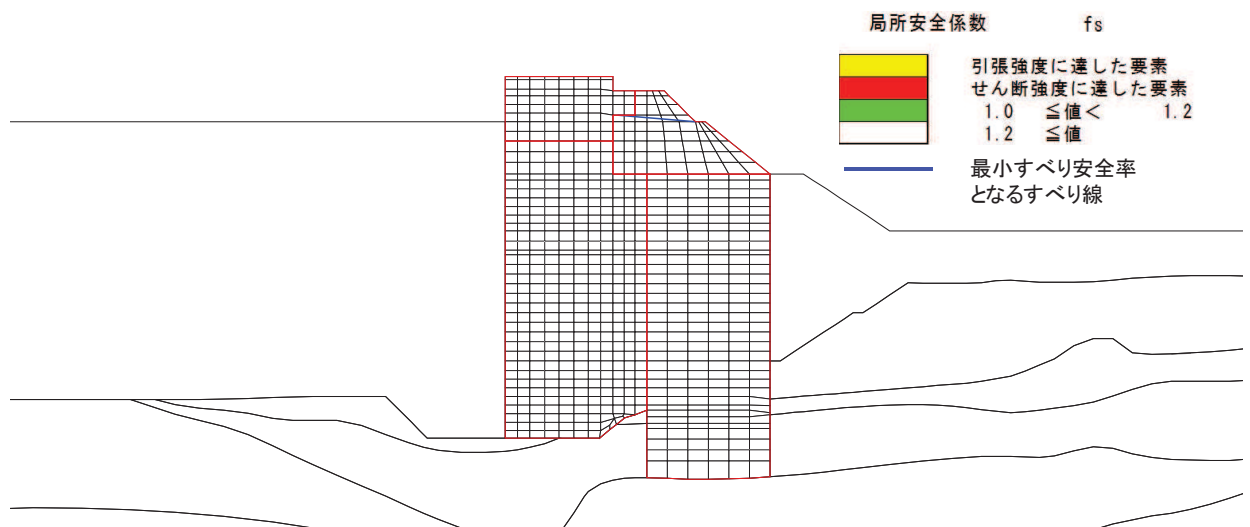


図 4.1-8 (1) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面①, S<sub>s</sub>-D2(--) , t=13.47s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考した解析ケース（平均値-1σ）

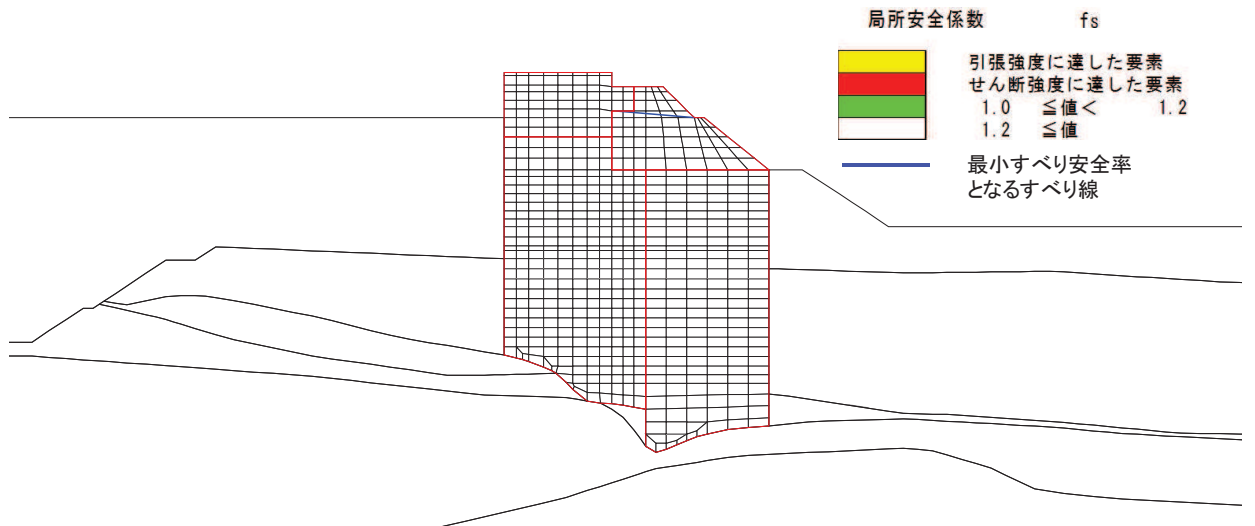


図 4.1-8 (2) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S s - D 2 ( - - ) , t=6.76s)

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)

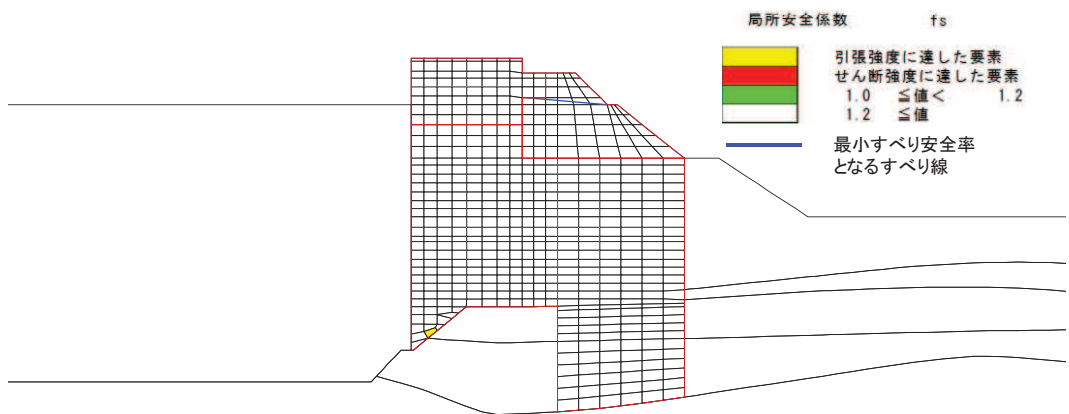


図 4.1-8 (3) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S s - F 3 ( - + ) , t=28.74s)

解析ケース①：基本ケース



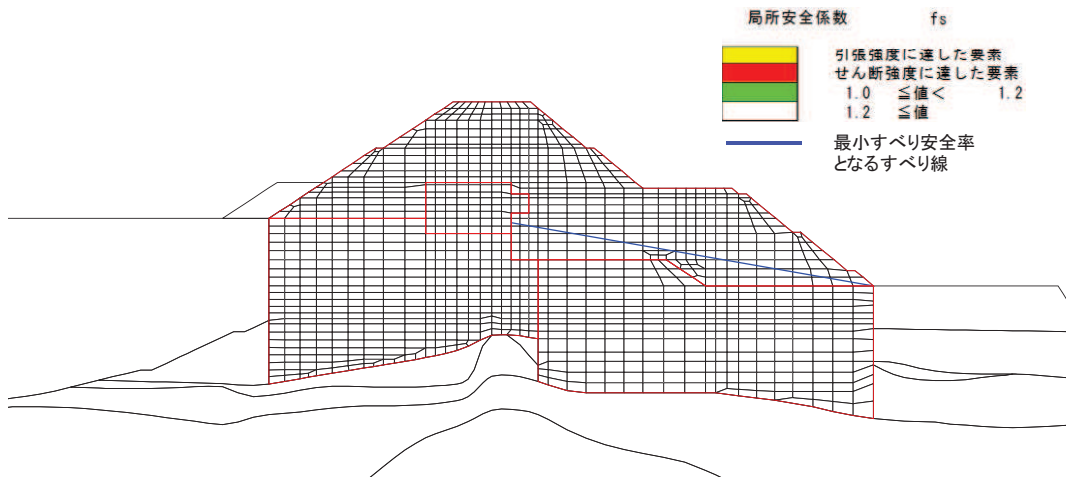


図 4.1-8 (4) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面④, S s - N 1 (++) , t=7.53s)  
 解析ケース①: 基本ケース

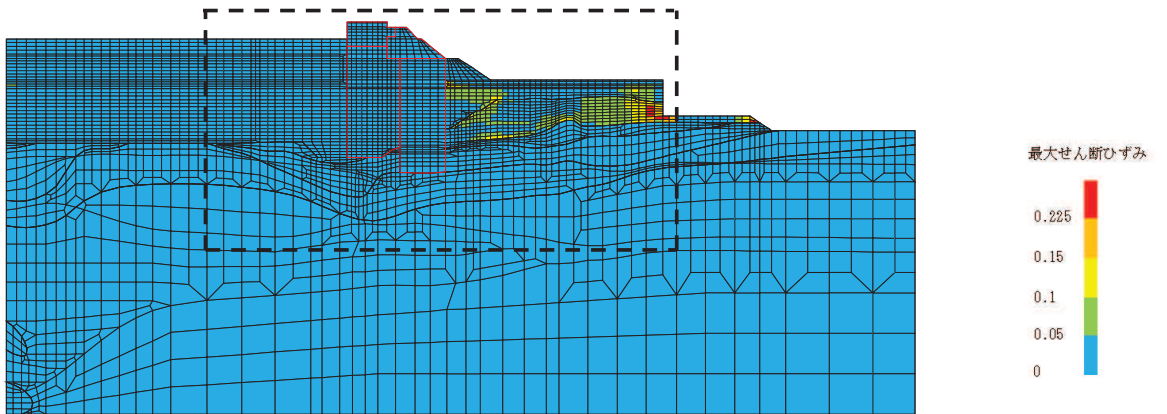
#### 4.1.9 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-62 に示す。

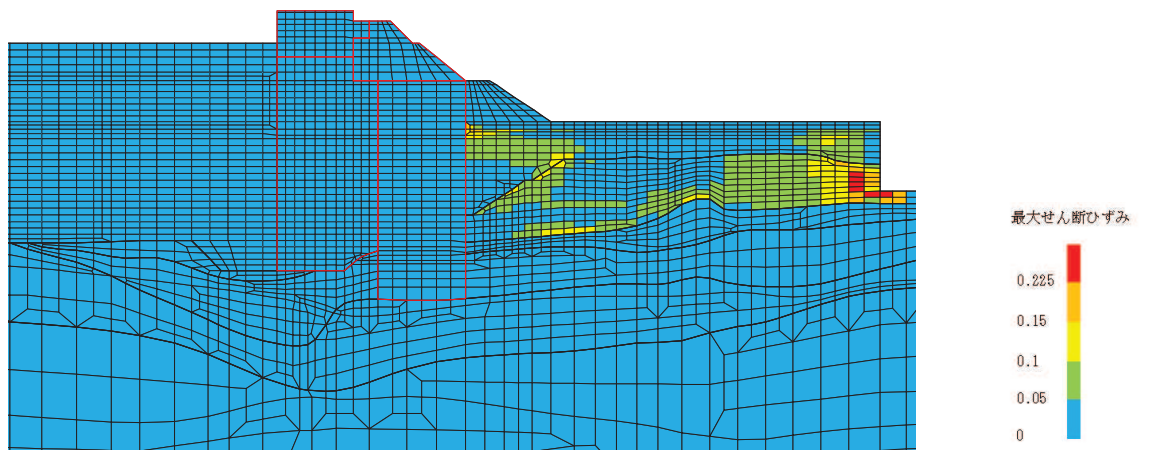
断面①～断面④における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図 4.1-9～図 4.1-12 に示す。

表 4.1-62 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① S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース① S s - F 3 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面②	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面③	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース① S s - F 3 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面④	解析ケース③ S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )

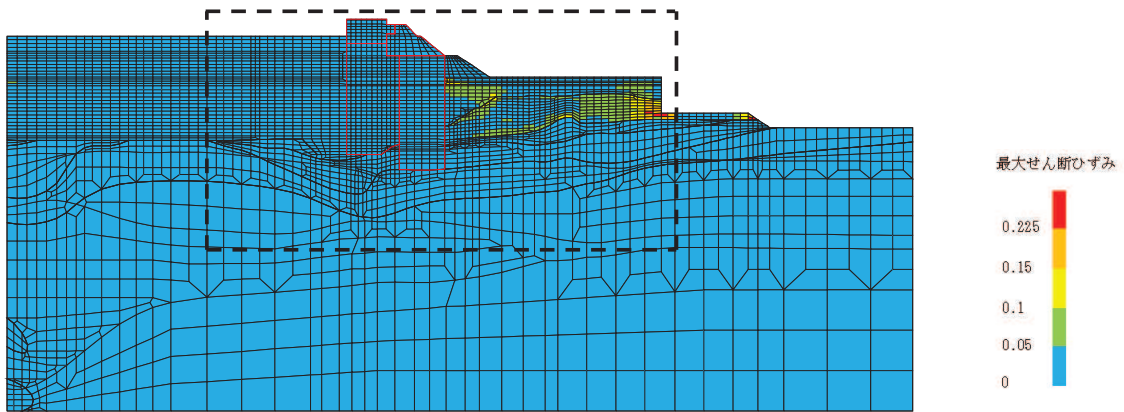


(a) 全体図

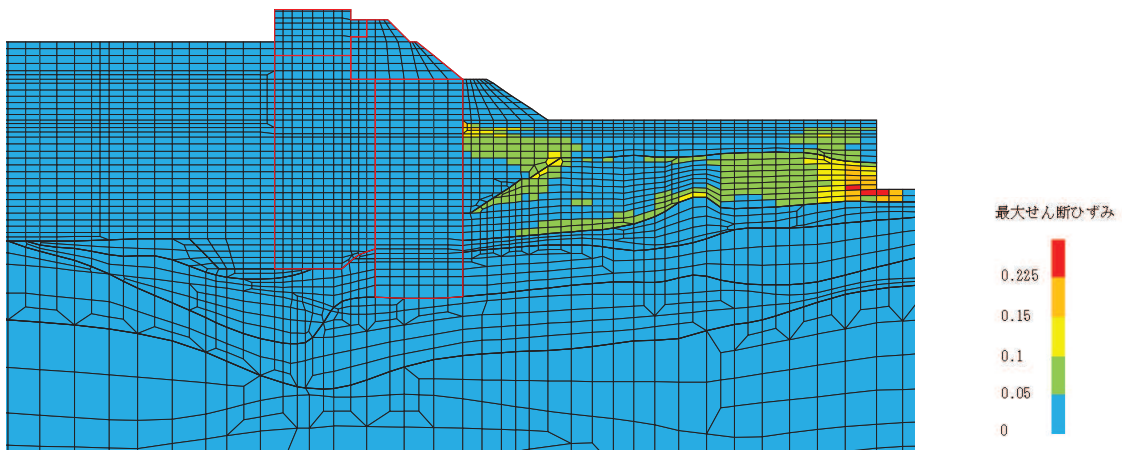


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (1) 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-D2 (—))

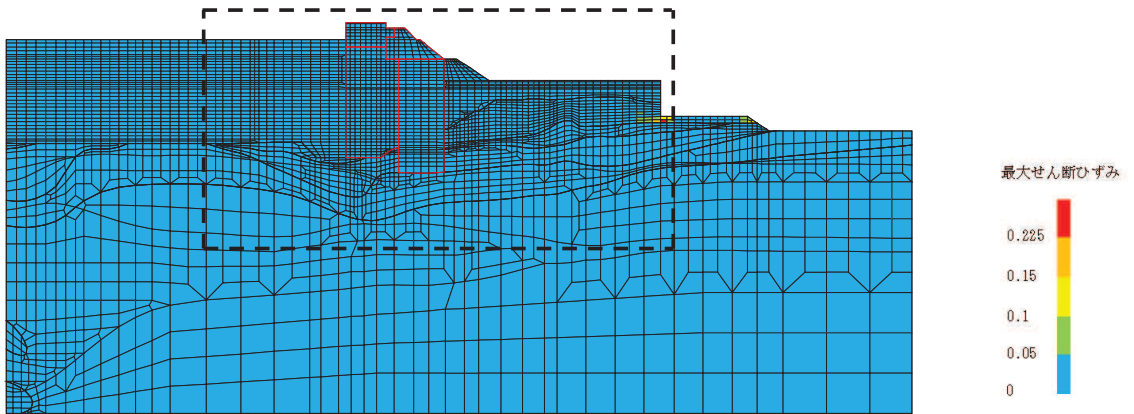


(a) 全体図

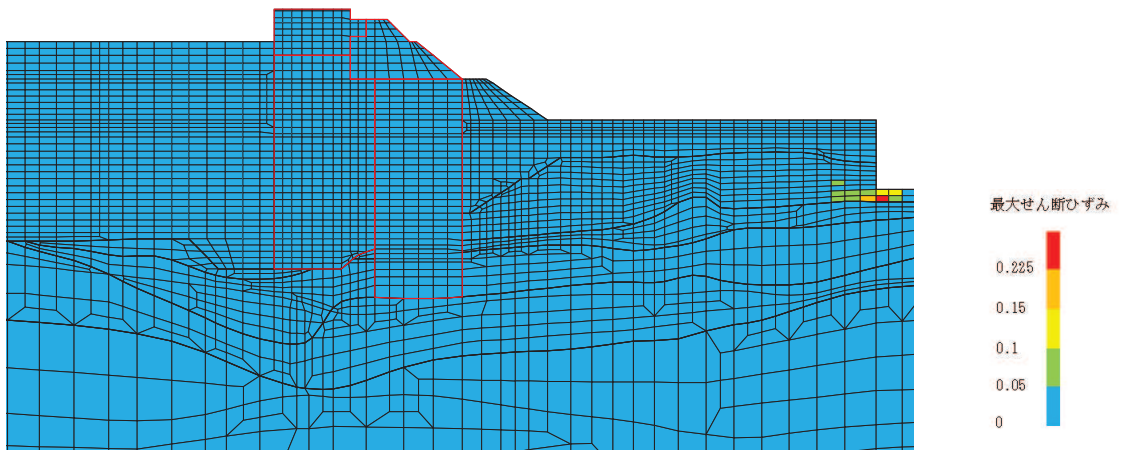


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (2) 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (++) )

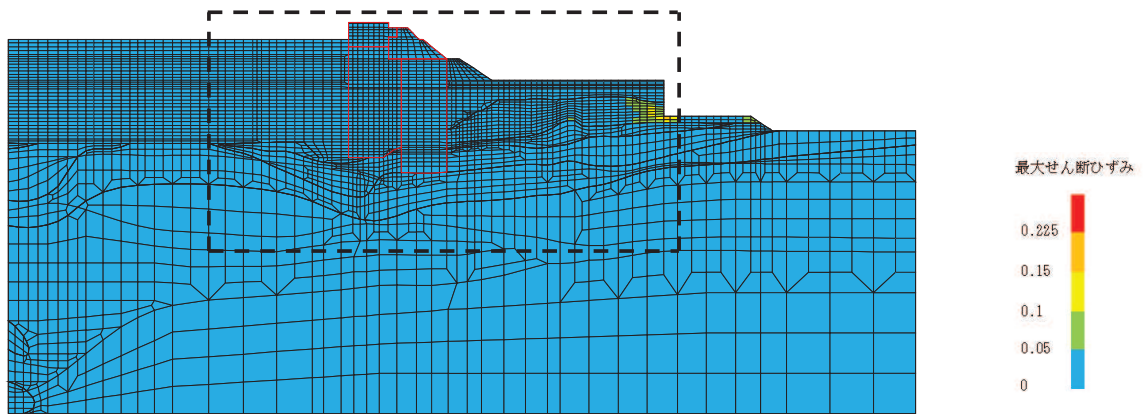


(a) 全体図

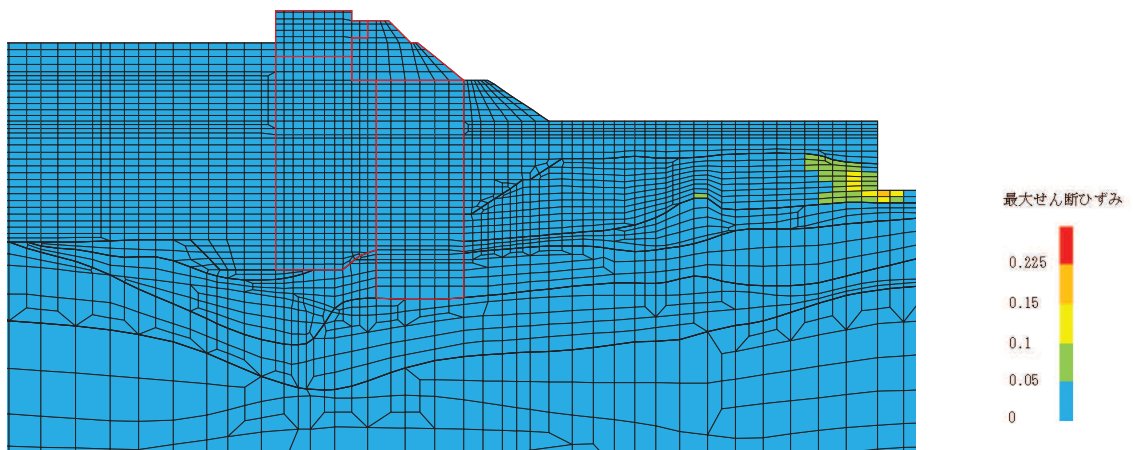


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (3) 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - F_3$  (一+))

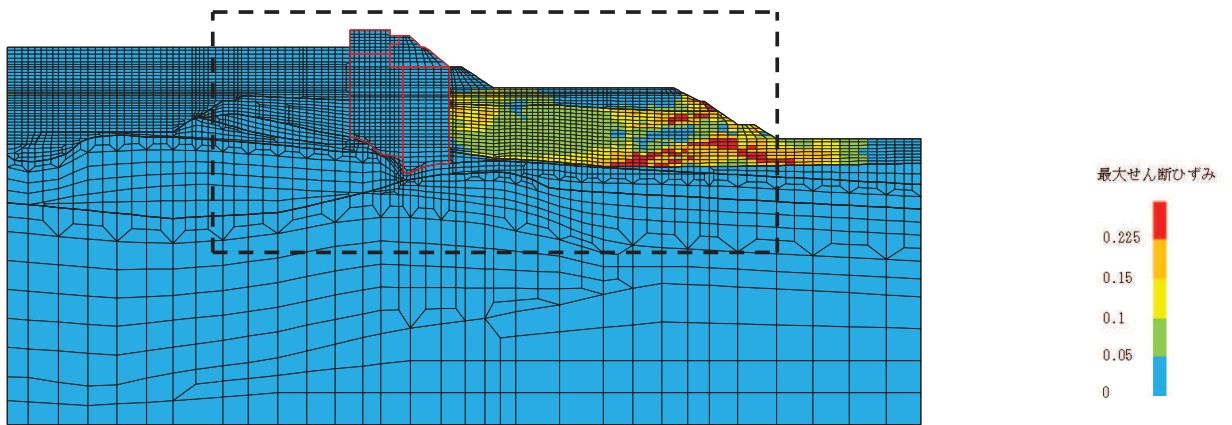


(a) 全体図

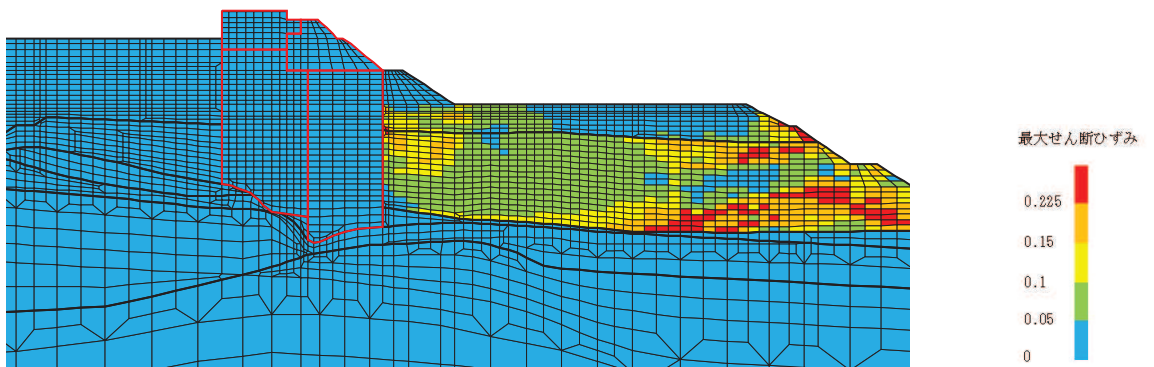


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (4) 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - N 1 (++) )

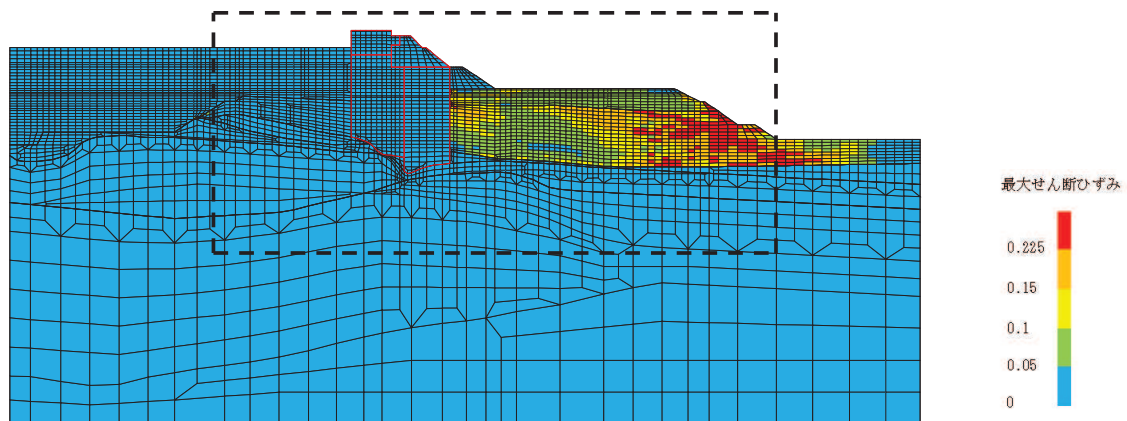


(a) 全体図

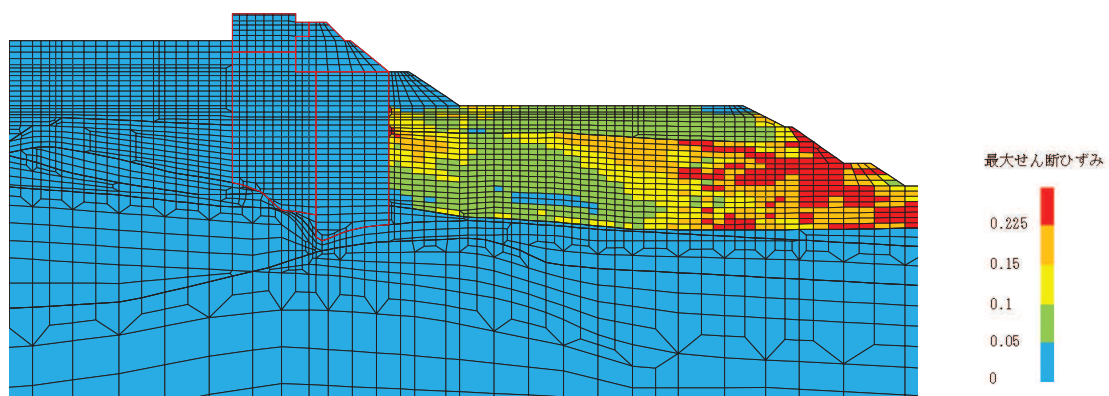


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (1) 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②,  $S_s - D2$  (—))



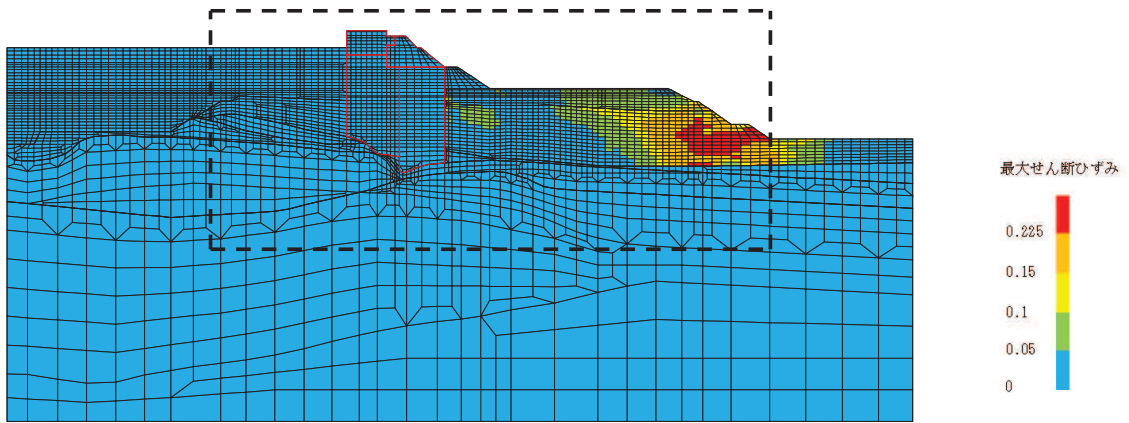
(a) 全体図



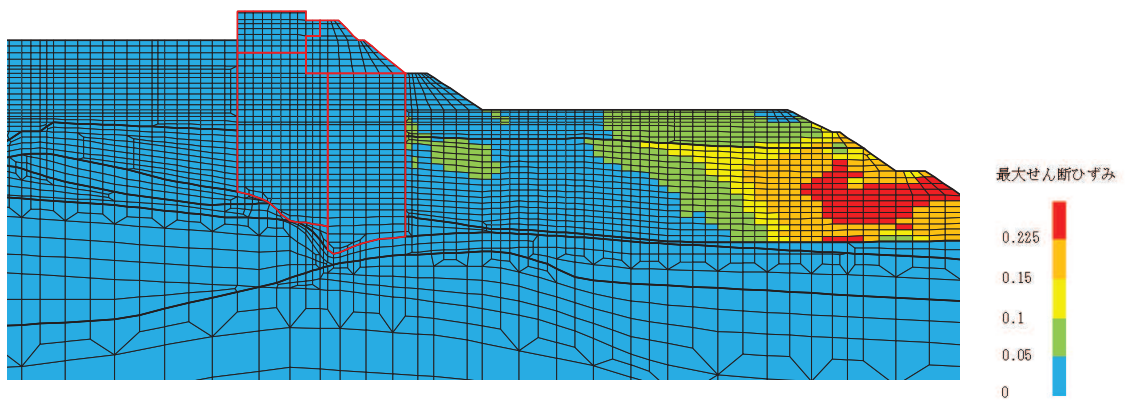
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (2) 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - D 2 (++) )



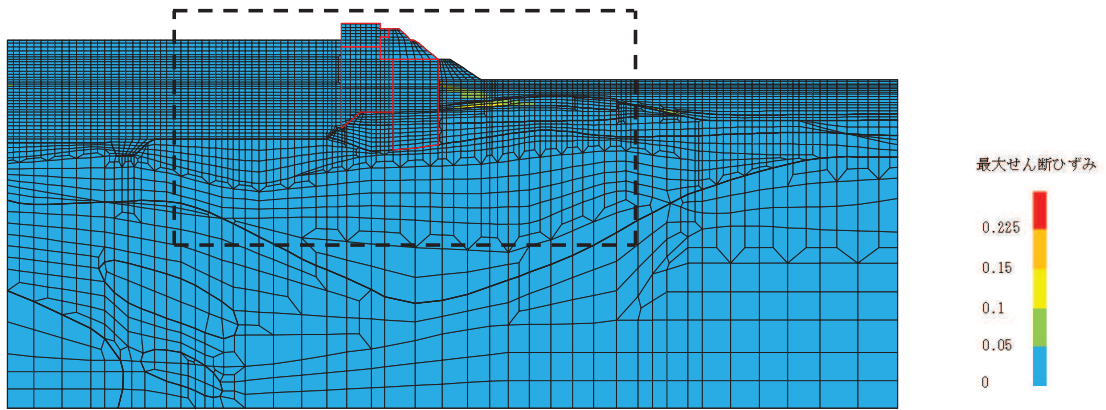


(a) 全体図

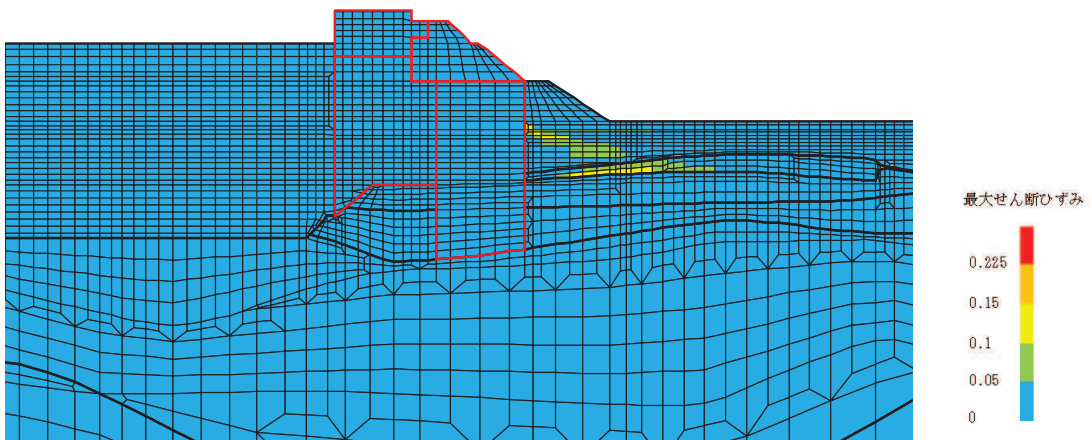


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (3) 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

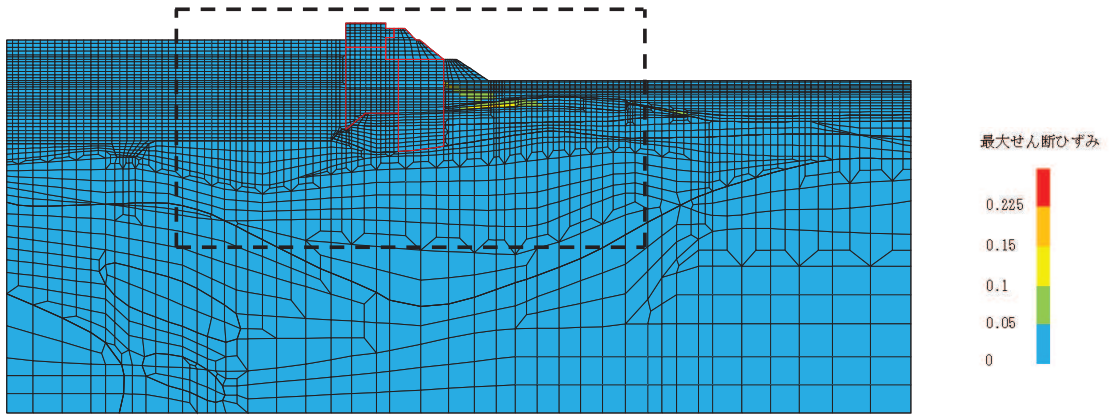


(a) 全体図

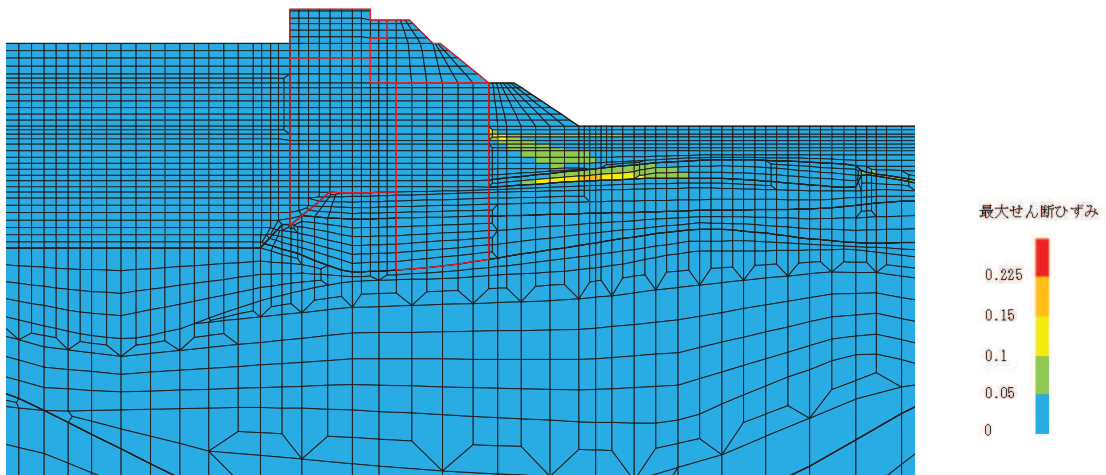


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (1) 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②, S s - D 2 ( - - ) )

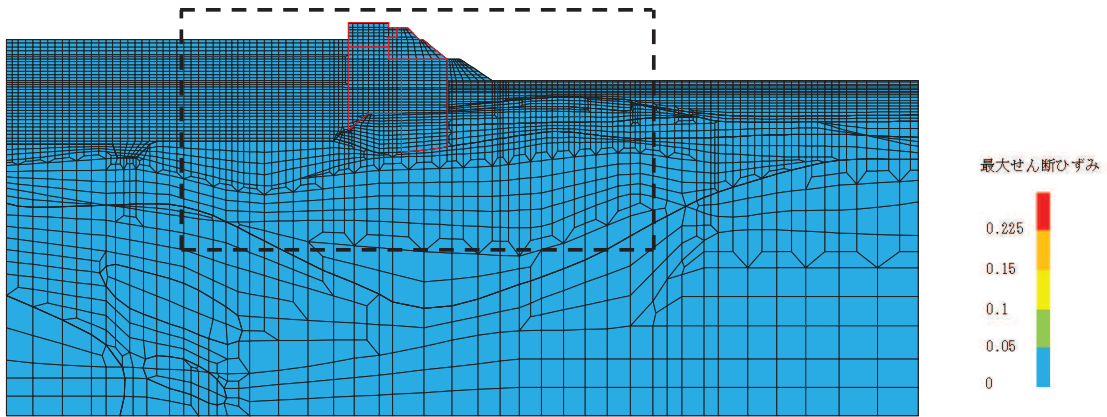


(a) 全体図

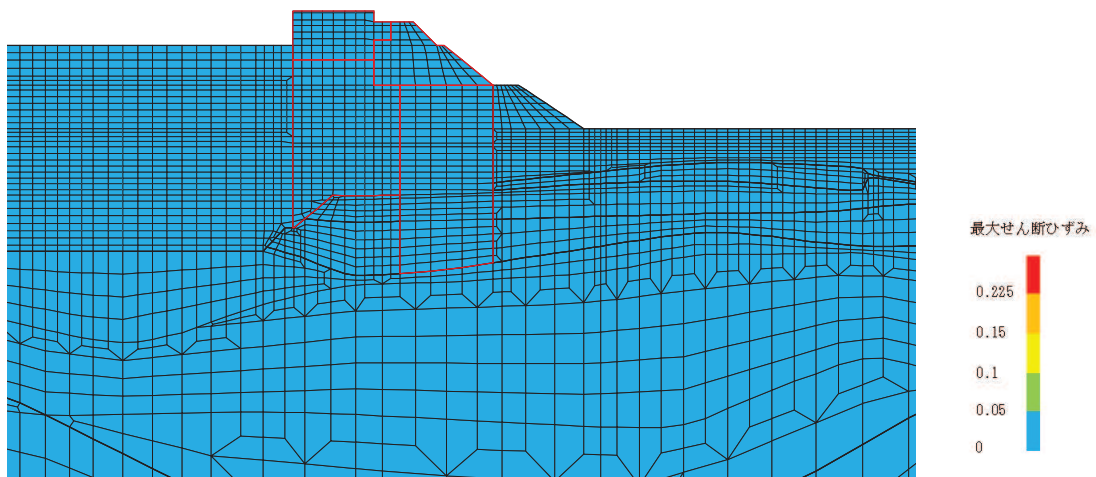


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (2) 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - D 2 (++) )

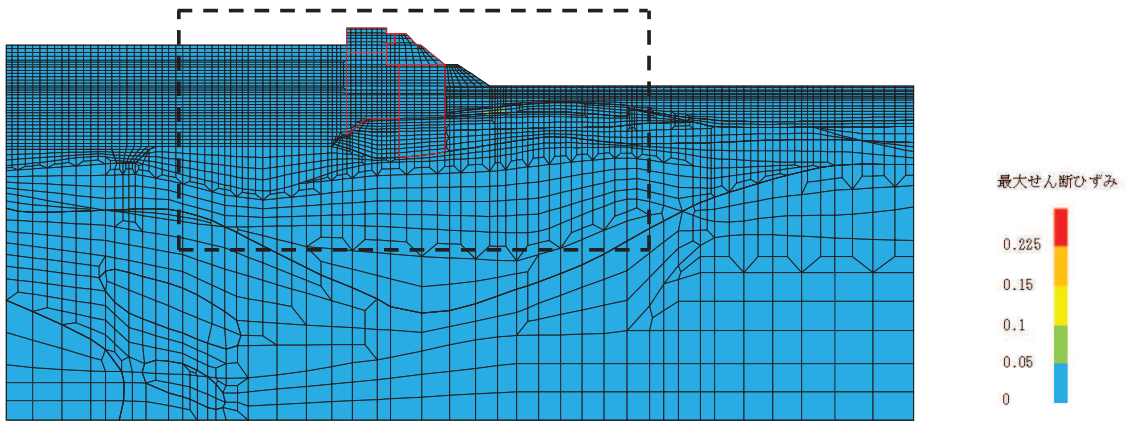


(a) 全体図

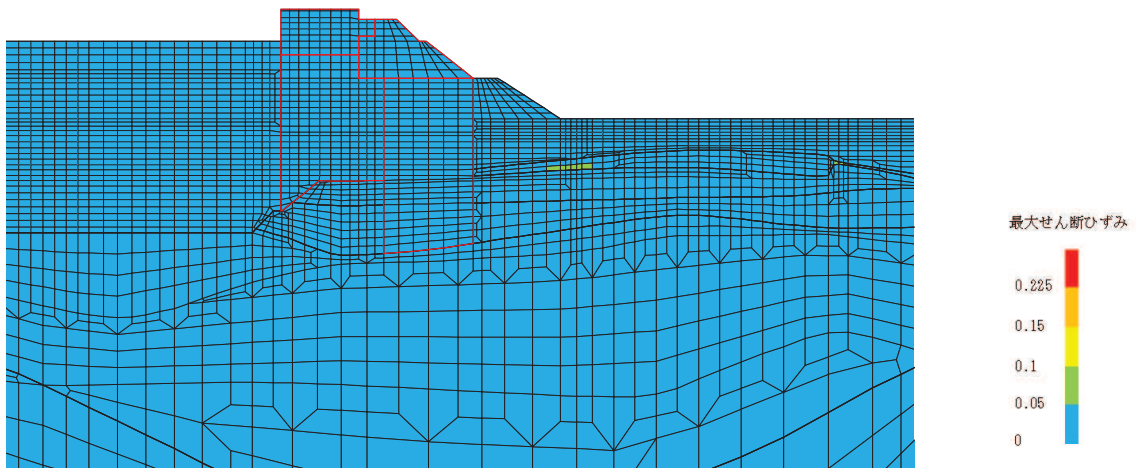


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (3) 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - F_3 (-+)$ )

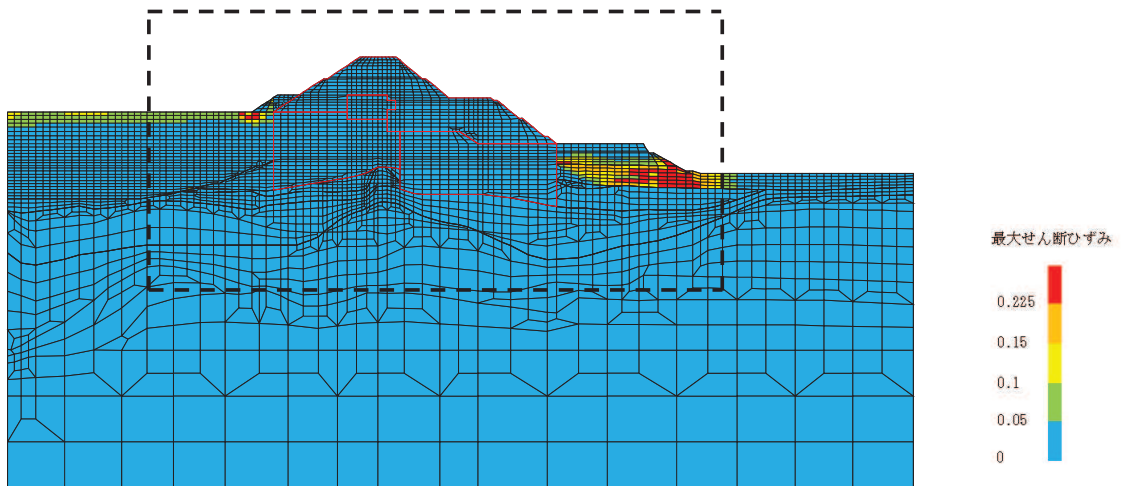


(a) 全体図

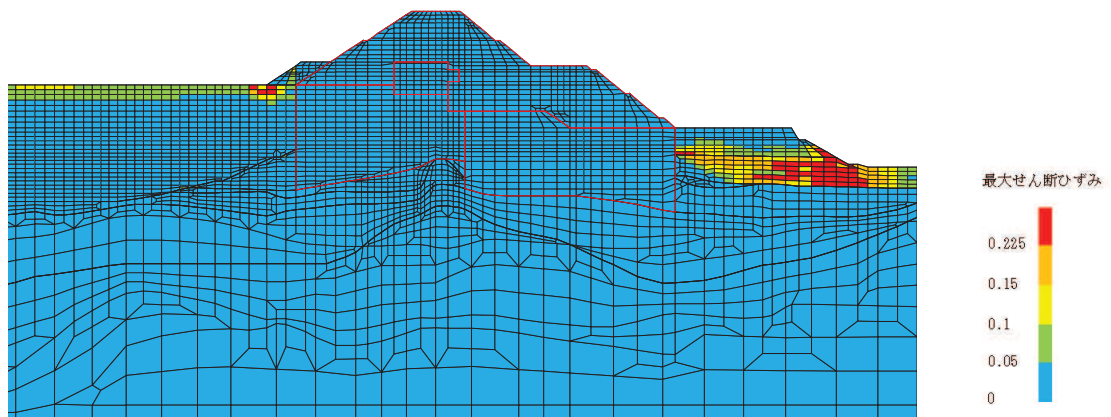


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (4) 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

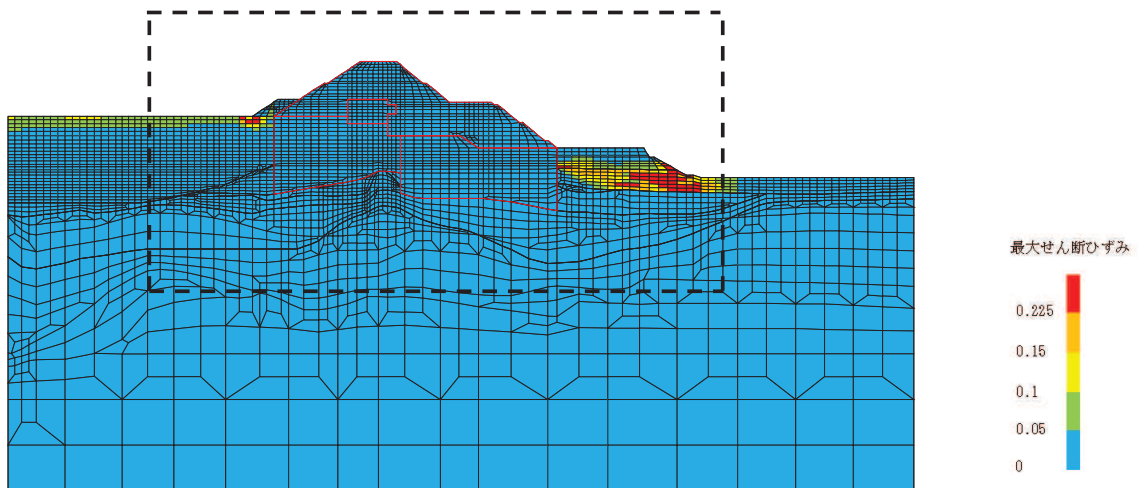


(a) 全体図

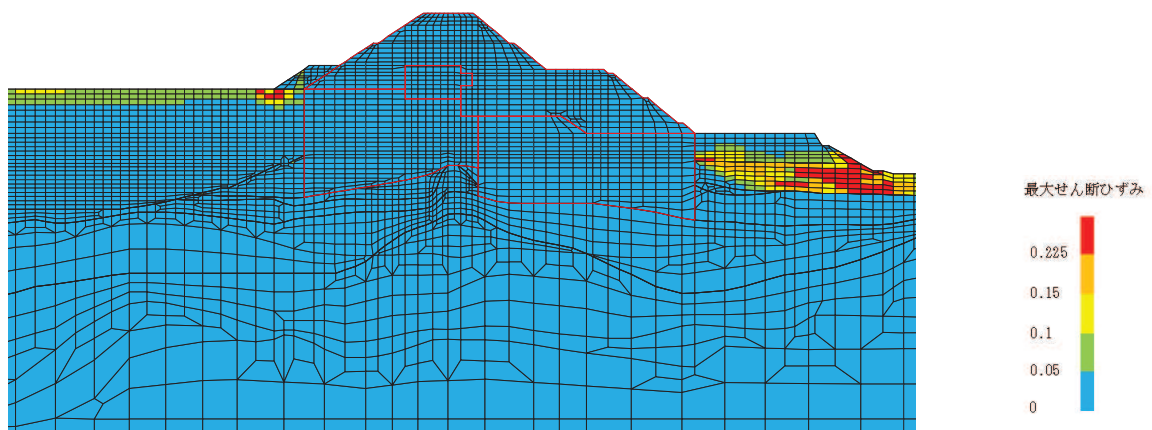


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (1) 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③,  $S_s - D2$  (一一))

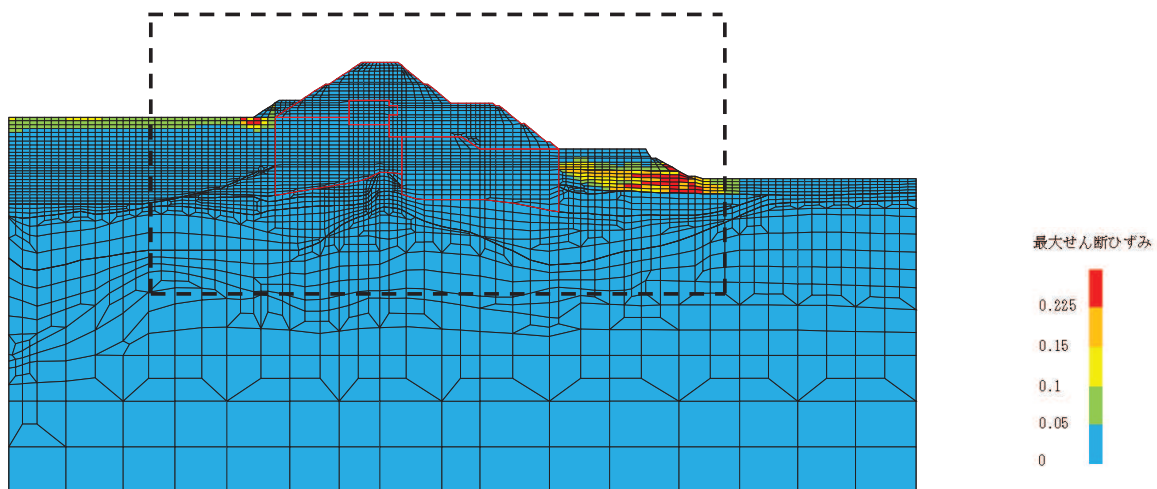


(a) 全体図

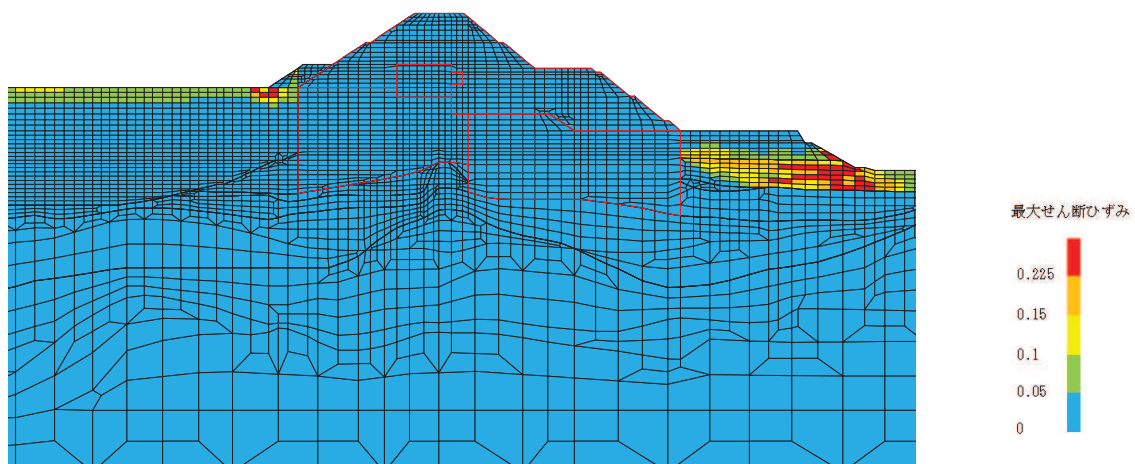


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (2) 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - D 2 ( - - ) )



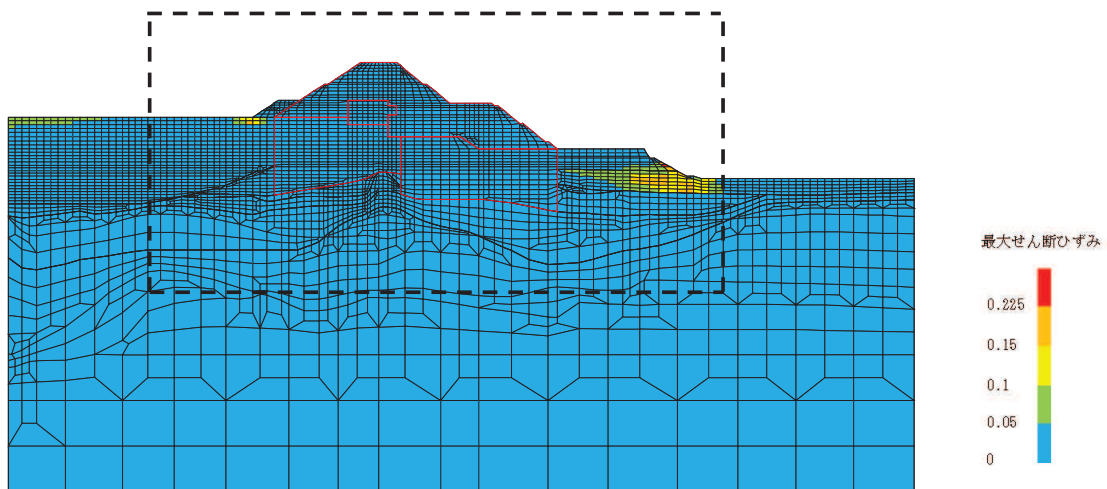
(a) 全体図



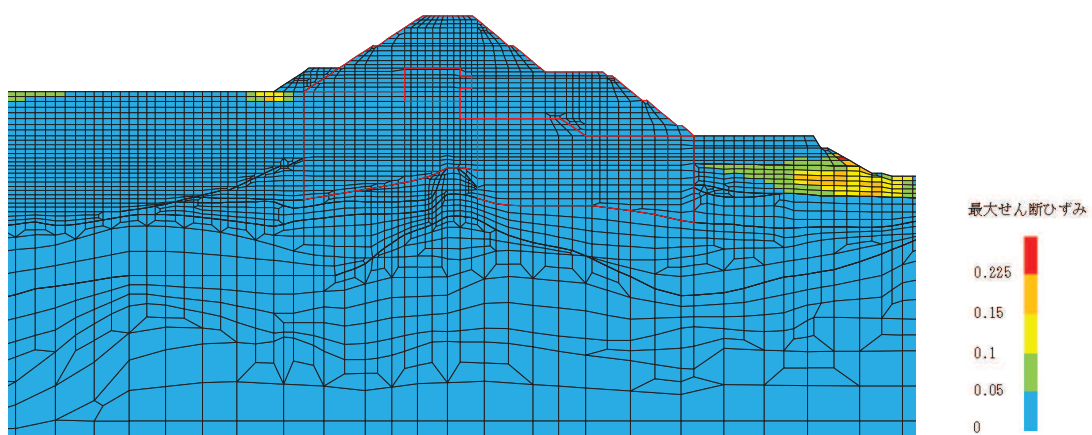
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (3) 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - D 2 ( - + ) )





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (4) 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

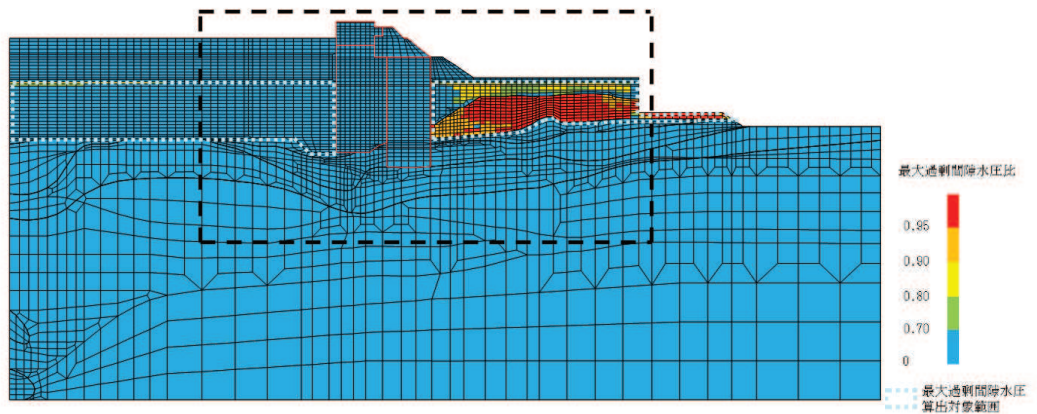
#### 4.1.10 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-63 に示す。

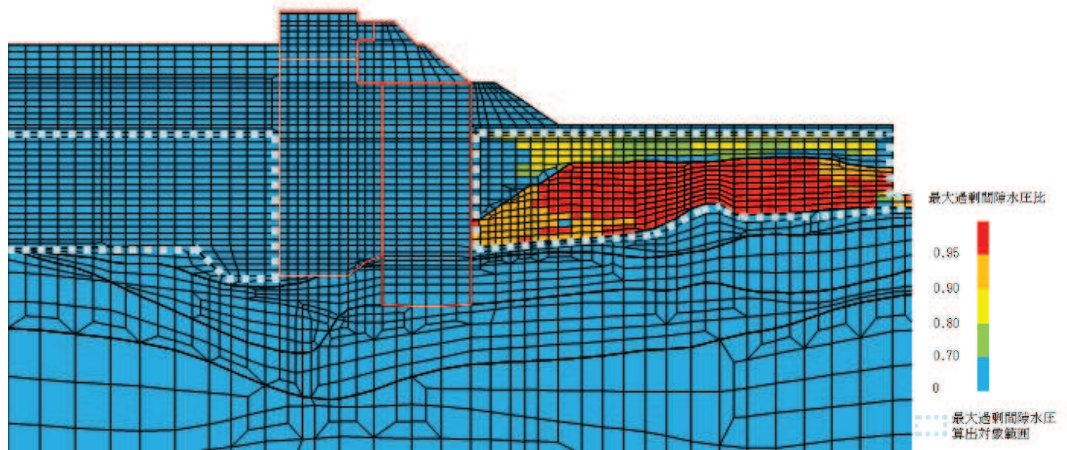
断面①～断面④における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図 4.1-13～図 4.1-16 に示す。

表 4.1-63 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面⑥）

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① S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース① S s - F 3 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面②	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面③	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース① S s - F 3 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面④	解析ケース③ S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )

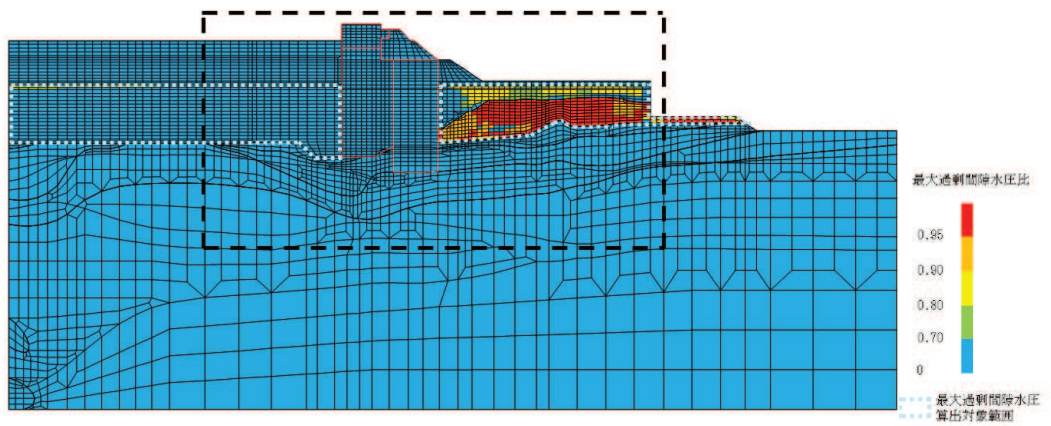


(a) 全体図

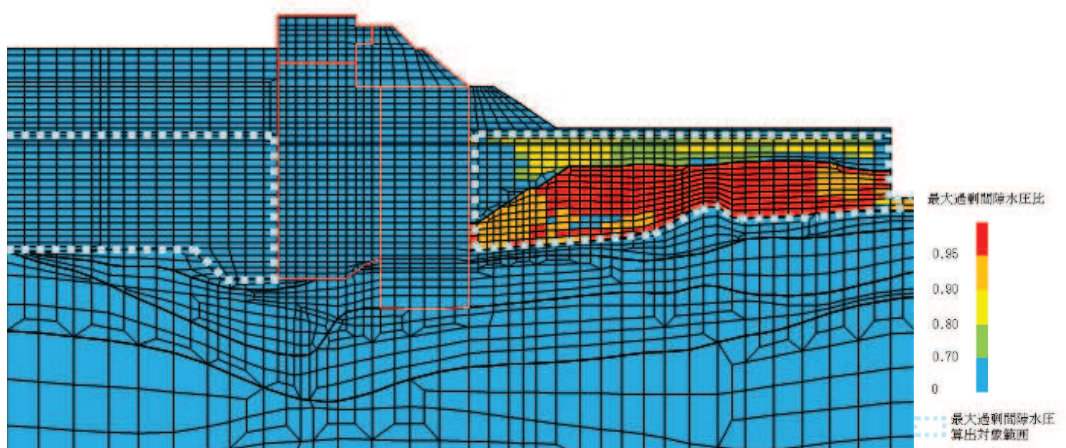


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (1) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (—))



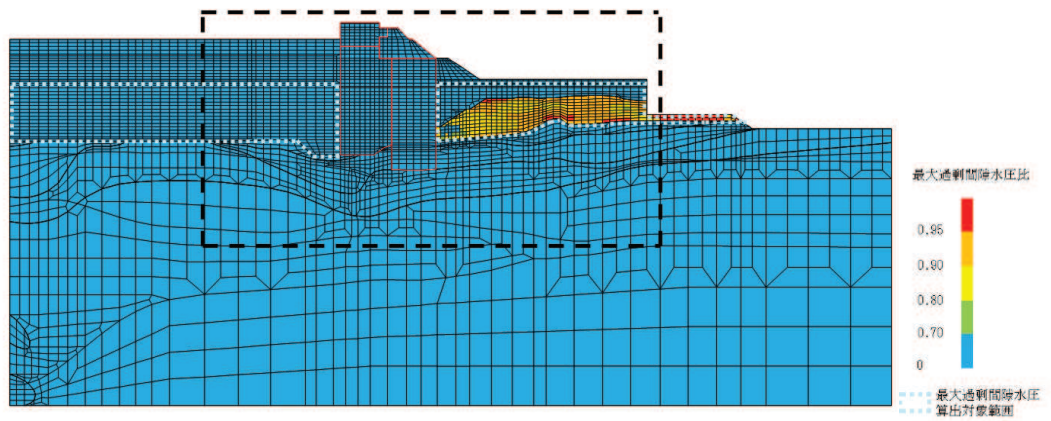
(a) 全体図



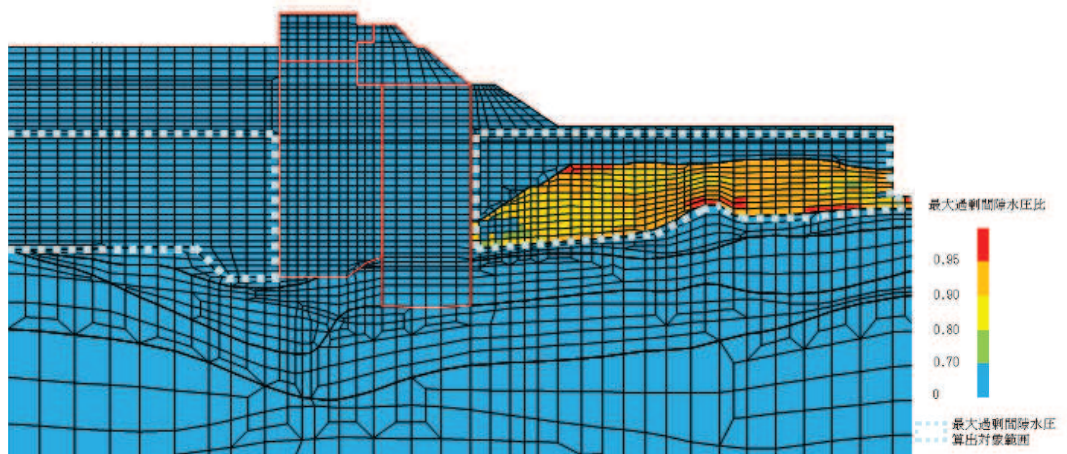
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (2) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2 (+ +)$ )



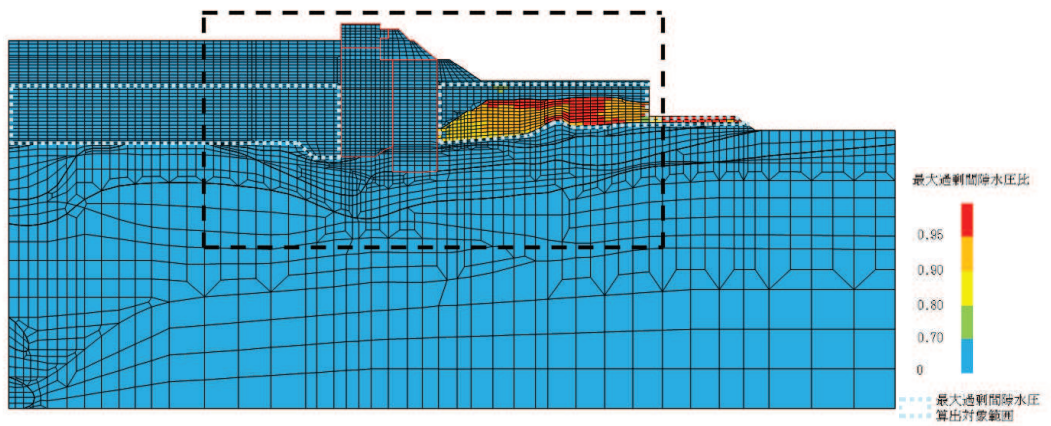


(a) 全体図

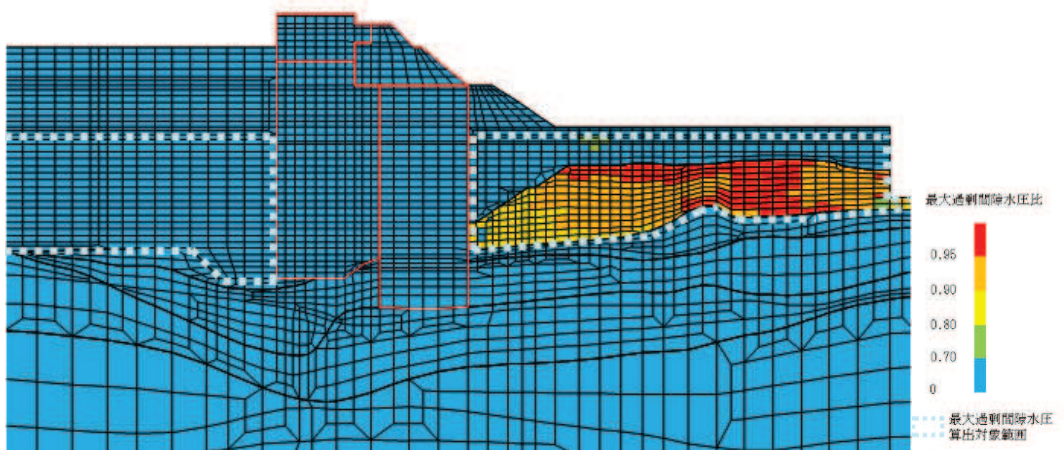


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (3) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - F3 (-+)$ )

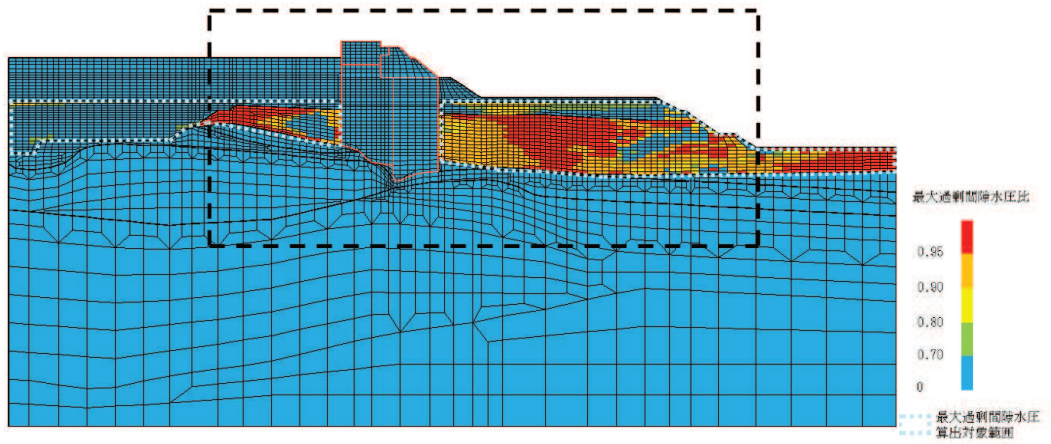


(a) 全体図

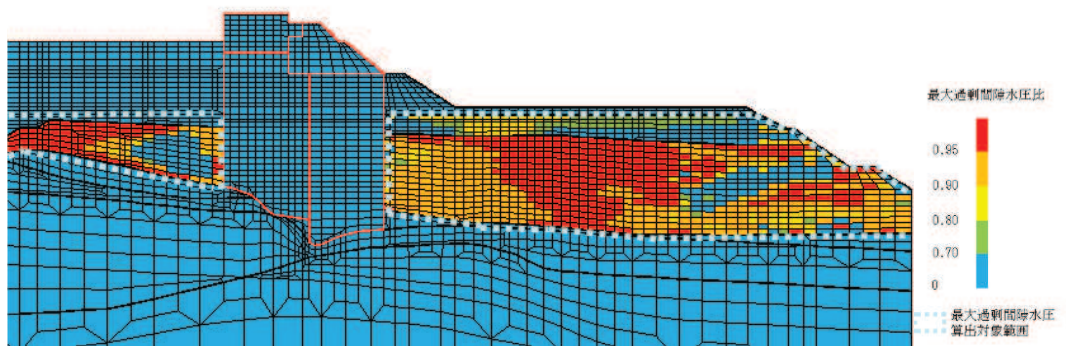


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (4) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )



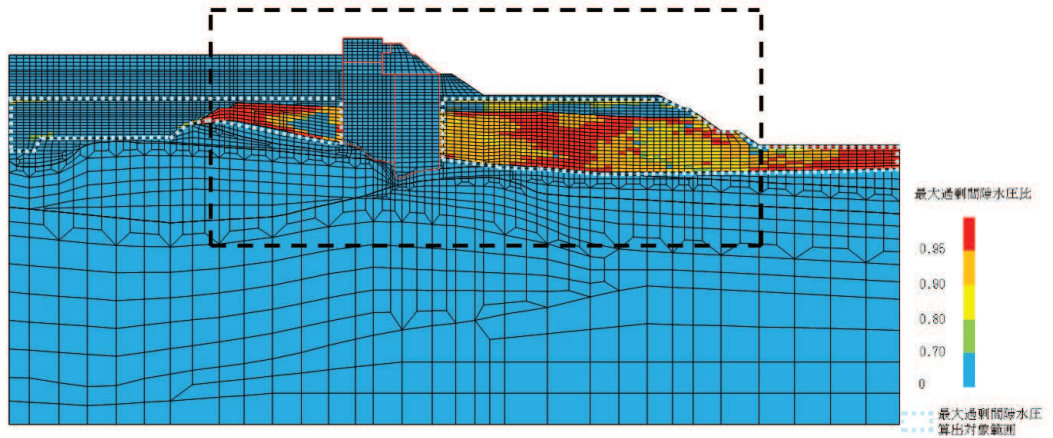
(a) 全体図



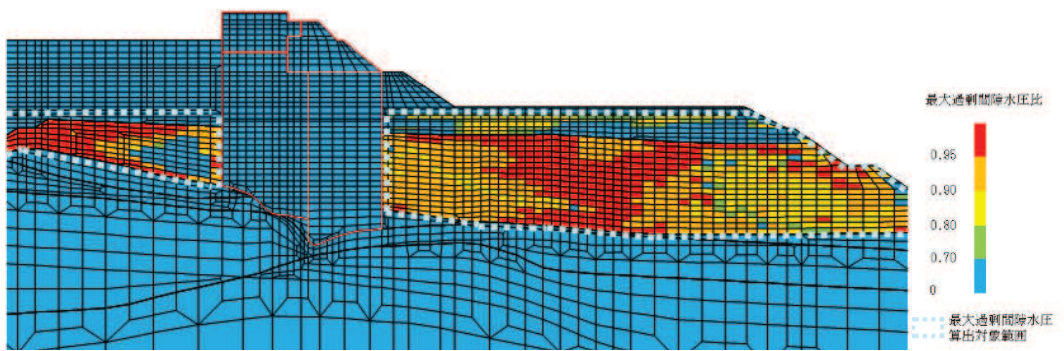
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (1) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース②,  $S_s - D2$  (—))





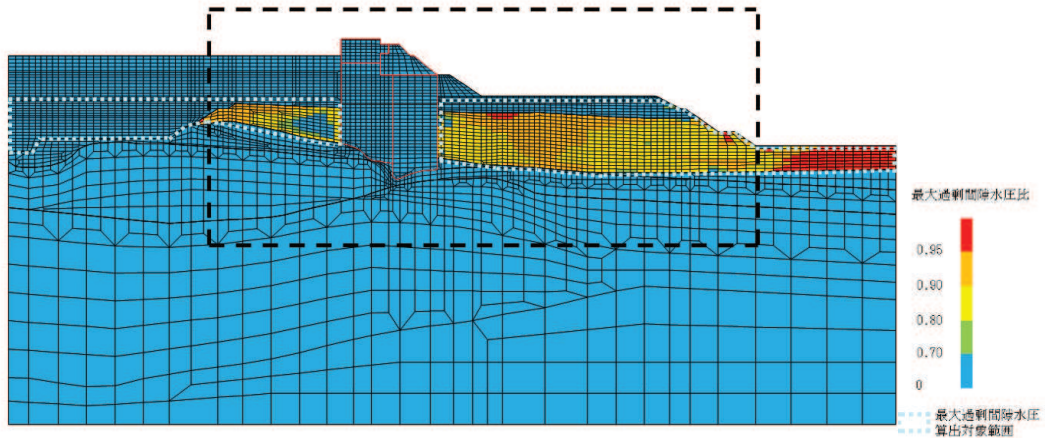
(a) 全体図



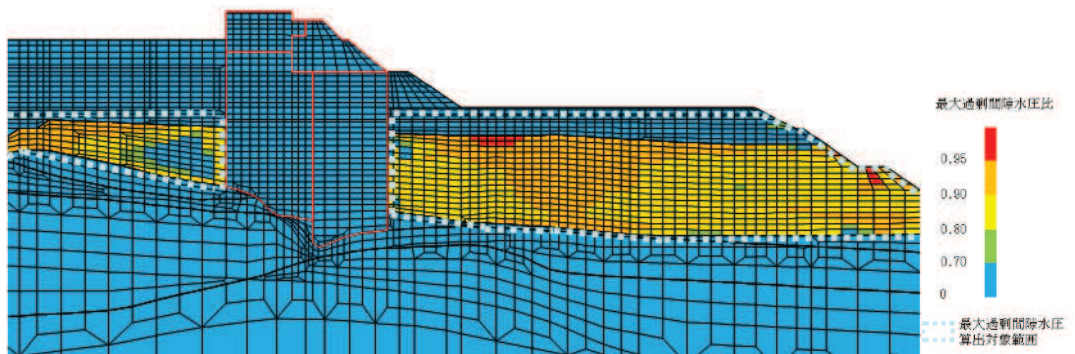
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (2) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (++) )



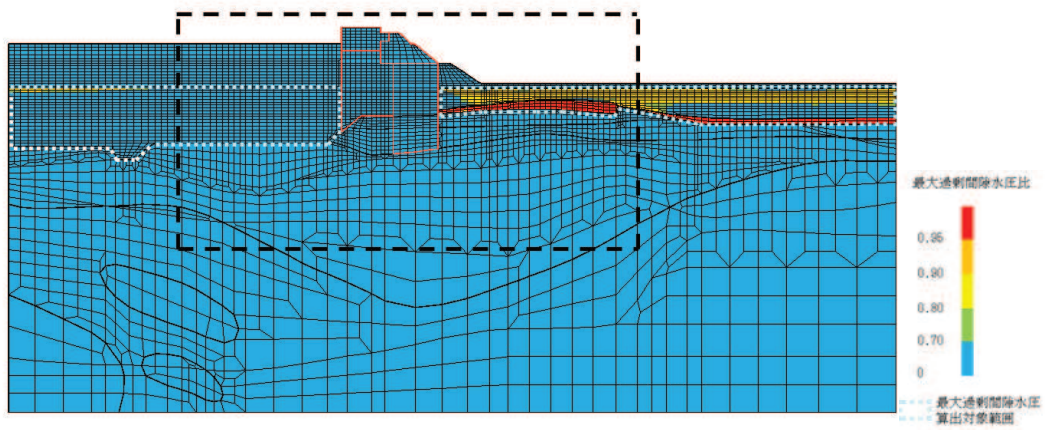


(a) 全体図

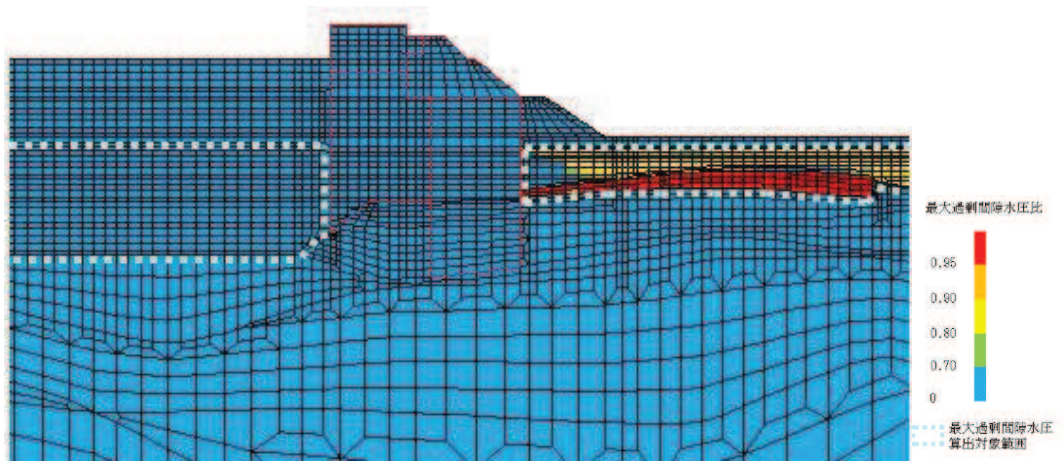


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (3) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

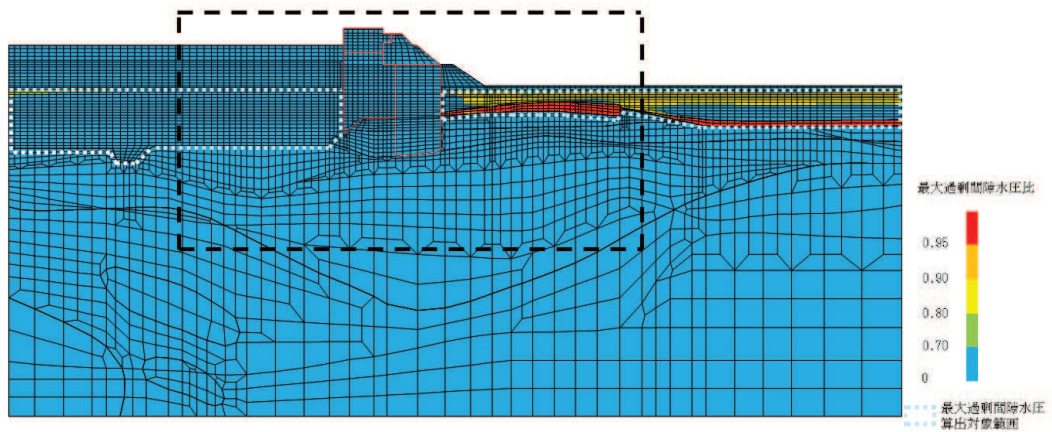


(a) 全体図

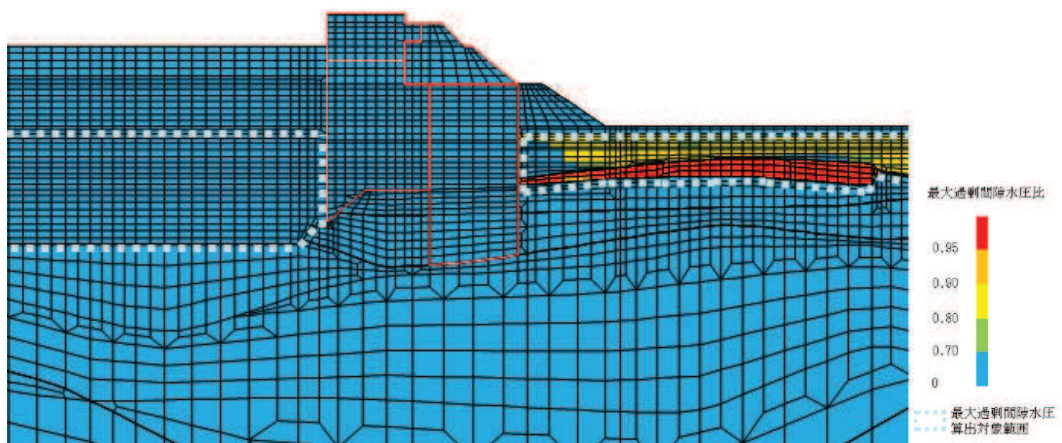


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (1) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース②,  $S_s - D2$  (一一))



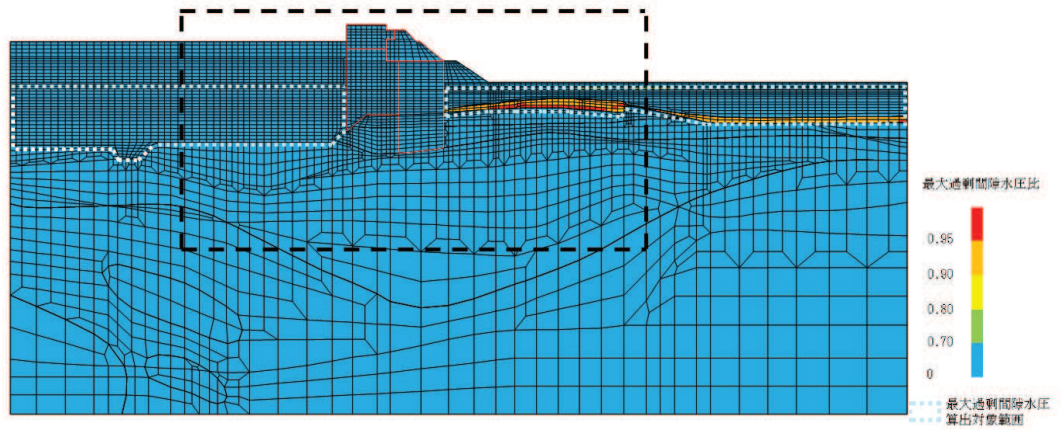
(a) 全体図



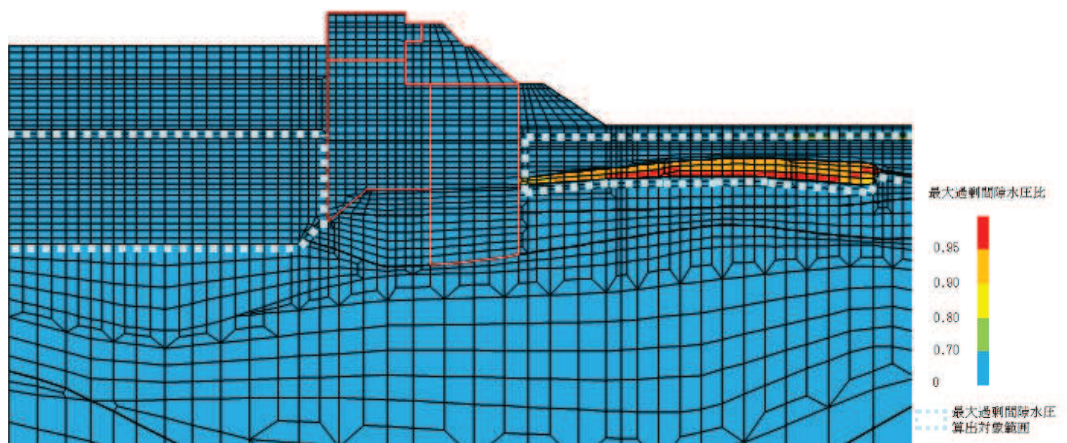
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (2) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (++) )



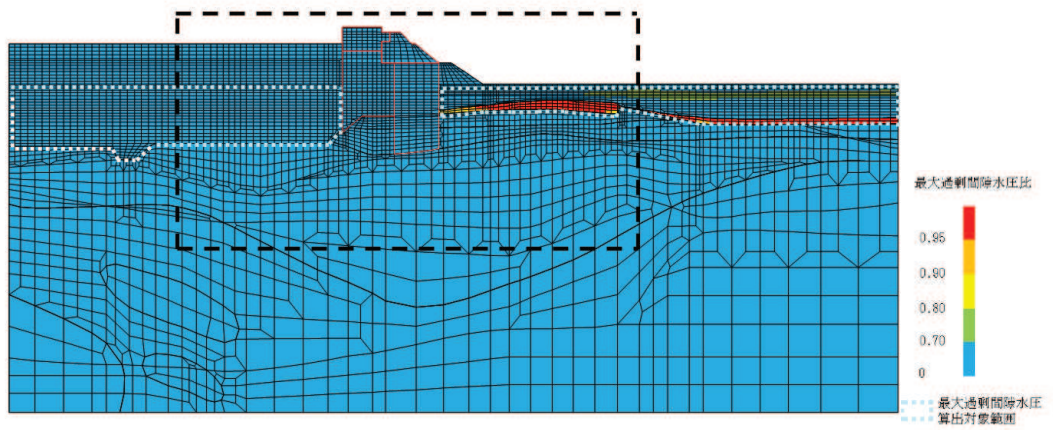


(a) 全体図

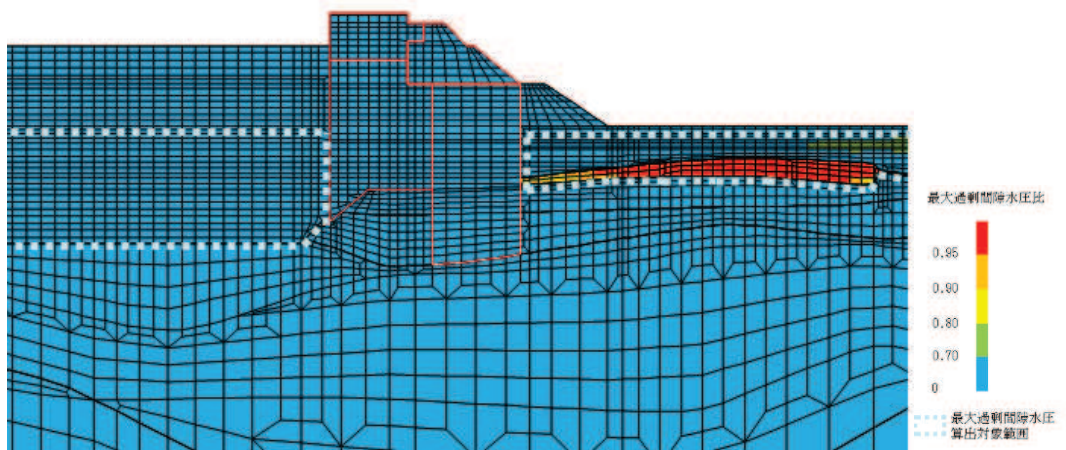


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (3) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - F3 (-+)$ )

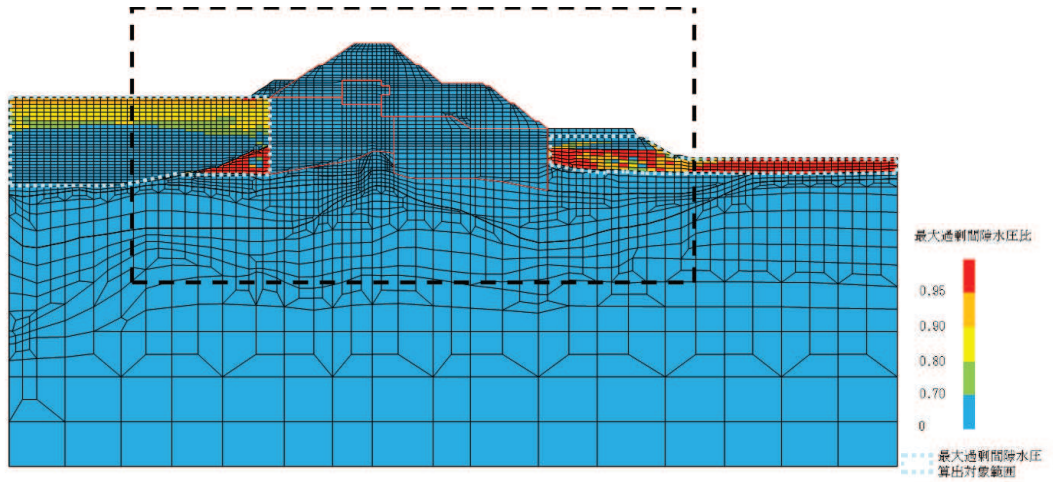


(a) 全体図

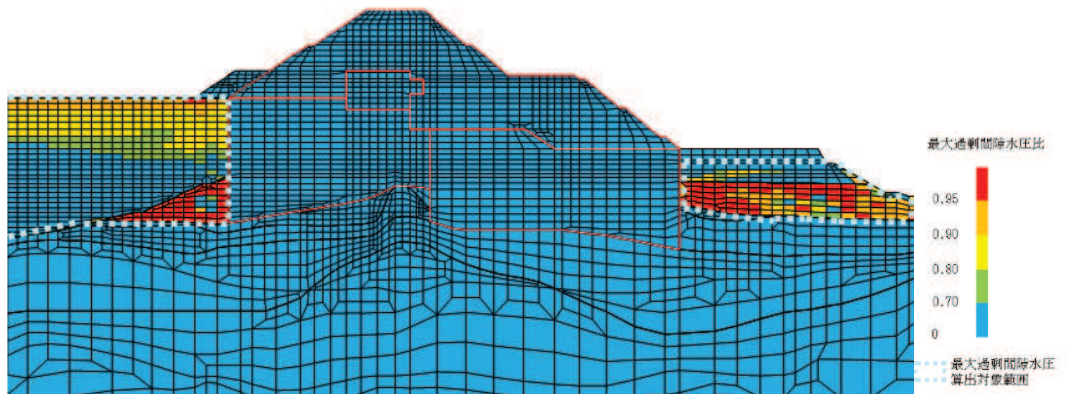


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (4) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )



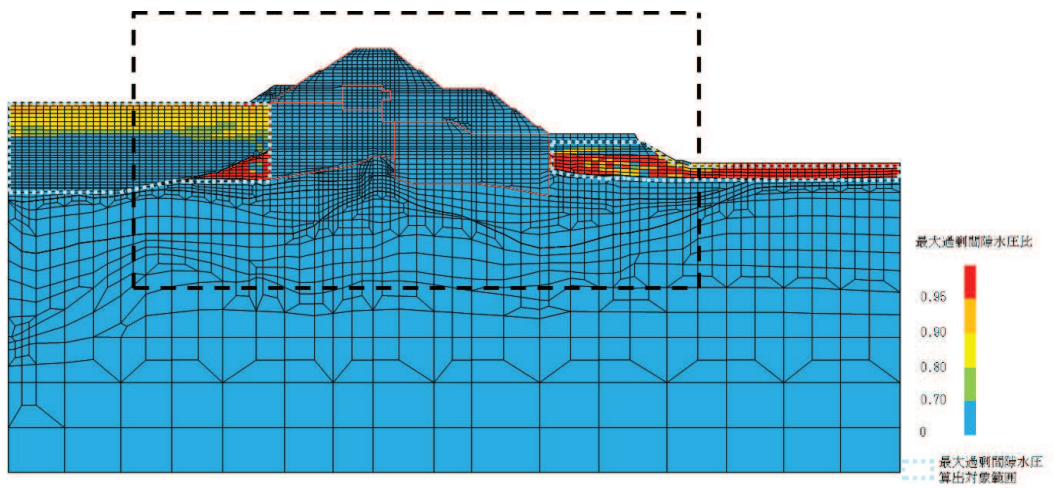
(a) 全体図



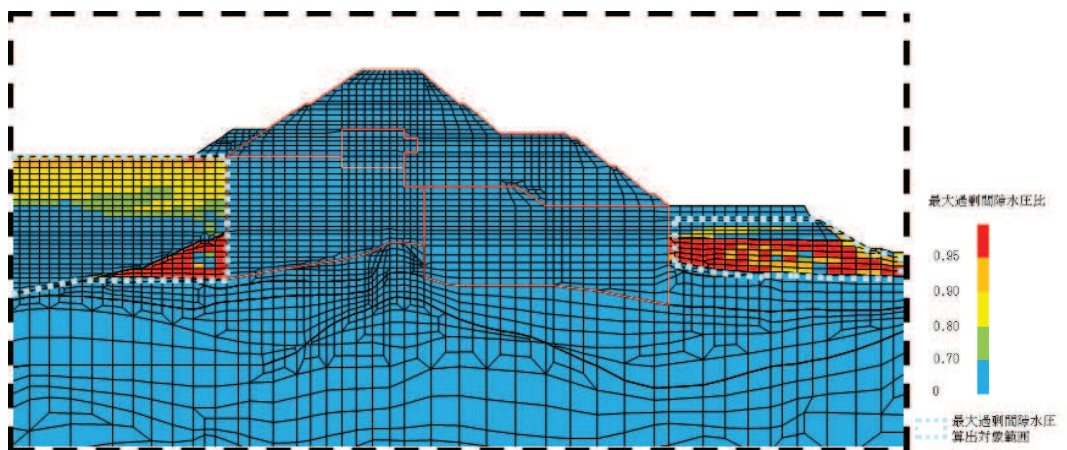
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (1) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース③,  $S_s - D2$  (一一))



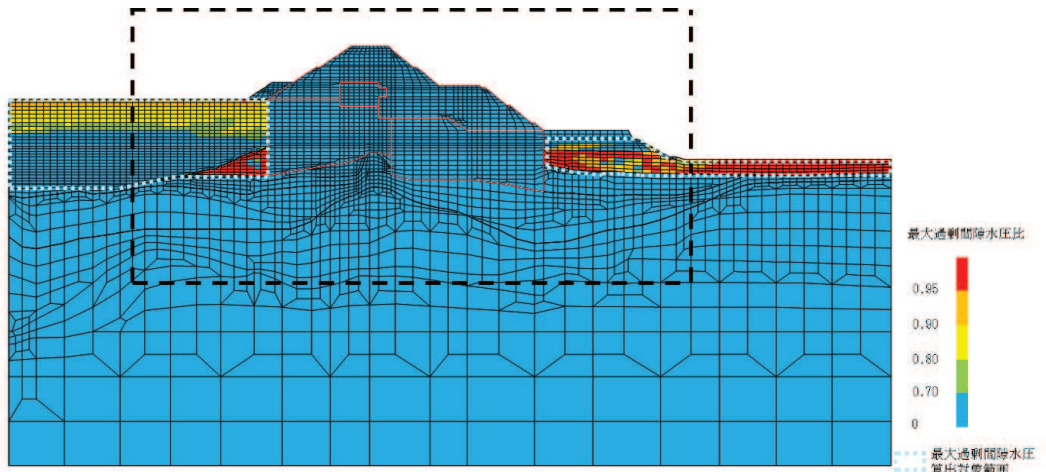


(a) 全体図

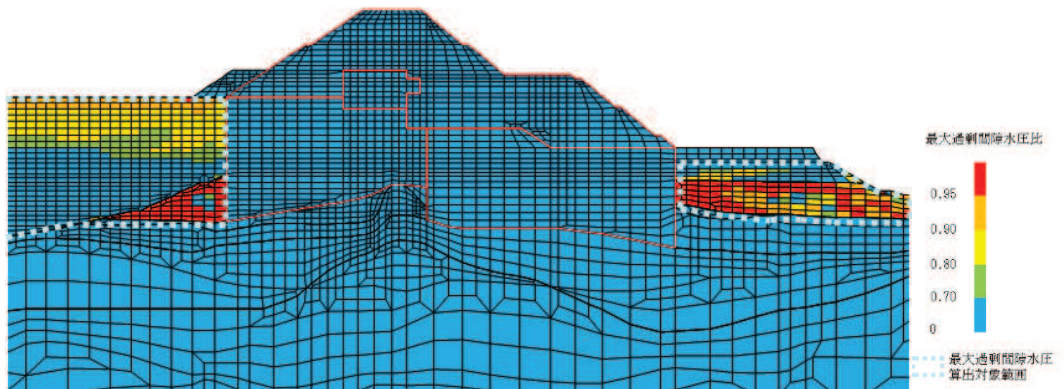


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (2) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (—))



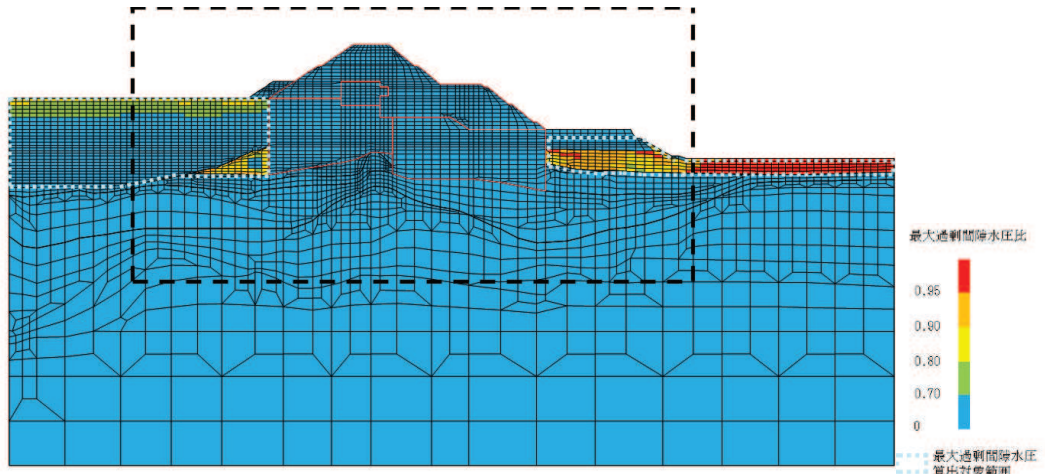
(a) 全体図



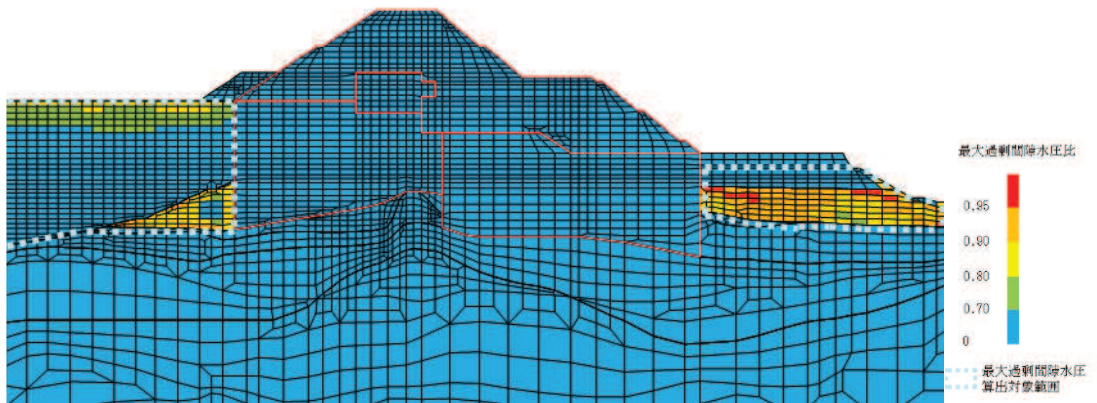
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (3) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2 (-+)$ )





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (4) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

## 4.2 鋼管杭

### 4.2.1 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に示す。

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.2-1 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圧縮応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-1 (1) 鋼管杭の曲げ圧縮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 $\sigma_s$ (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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	7828	361	92	247	0.38
		(-+)	A	7086	402	83	247	0.34
		(+-)	A	6028	624	73	247	0.30
		(--)	A	7560	533	90	247	0.37
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	8361	332	97	247	0.40
		(-+)	A	7642	505	90	247	0.37
		(+-)	A	8171	328	95	247	0.39
		(--)	A	8663	503	102	247	0.42
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	A	5164	518	62	247	0.26
		(-+)	A	6198	401	73	247	0.30
		(+-)	A	5907	376	70	247	0.29
		(--)	A	5662	385	67	247	0.28
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	A	5590	349	66	247	0.27
		(-+)	A	3352	426	41	247	0.17
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	A	6096	400	72	247	0.30
		(-+)	A	4090	445	50	247	0.21
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	A	5147	329	61	247	0.25
		(-+)	A	7728	473	91	247	0.37
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	A	4529	284	54	247	0.22
		(-+)	C	11987	985	79	382	0.21
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	8287	527	98	247	0.40
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	8522	486	100	247	0.41

表 4.2-1 (2) 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	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	8102	315	94	247	0.39
		(-+)	A	6938	373	82	247	0.34
		(+-)	A	6698	610	80	247	0.33
		(--)	A	8047	450	95	247	0.39
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	10009	265	116	247	0.47
		(-+)	A	7263	412	85	247	0.35
		(+-)	A	7211	447	85	247	0.35
		(--)	A	10481	586	123	247	0.50
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	A	5584	452	67	247	0.28
		(-+)	A	6847	398	81	247	0.33
		(+-)	A	6582	418	78	247	0.32
		(--)	A	6140	329	72	247	0.30
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	A	7592	341	89	247	0.37
		(-+)	A	4033	415	49	247	0.20
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	A	6181	357	73	247	0.30
		(-+)	A	5666	443	67	247	0.28
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	A	7894	405	93	247	0.38
		(-+)	A	7704	411	90	247	0.37
S <sub>s</sub> -N1	(++)	A	4242	337	51	247	0.21	
	(-+)	A	5530	128	64	247	0.26	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	10728	537	126	247	0.52
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	10106	536	118	247	0.48

表 4.2-1 (3) 鋼管杭の曲げ圧縮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 (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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	8752	365	102	247	0.42
		(-+)	A	6640	403	78	247	0.32
		(+-)	A	6387	302	75	247	0.31
		(--)	A	8506	470	100	247	0.41
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	8983	270	104	247	0.43
		(-+)	A	6767	471	80	247	0.33
		(+-)	A	6995	535	83	247	0.34
		(--)	A	9557	603	113	247	0.46
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	A	5550	456	66	247	0.27
		(-+)	A	6493	468	77	247	0.32
		(+-)	A	6343	377	75	247	0.31
		(--)	A	6138	324	72	247	0.30
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	A	5203	350	62	247	0.26
		(-+)	A	3757	380	45	247	0.19
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	A	5575	313	66	247	0.27
		(-+)	A	5073	436	61	247	0.25
S <sub>s</sub> -F3	(++)	A	6458	436	76	247	0.31	
	(-+)	A	6943	415	82	247	0.34	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	A	5345	374	63	247	0.26	
	(-+)	D	691	10673	64	277	0.24	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	9673	622	114	247	0.47
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	9285	662	110	247	0.45

表 4.2-1 (4) 鋼管杭の曲げ圧縮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 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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	D	528	16074	91	277	0.33
		(-+)	D	1145	14609	89	277	0.33
		(+-)	D	695	21541	122	277	0.45
		(--)	D	868	14736	87	277	0.32
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	D	358	17546	98	277	0.36
		(-+)	D	977	18558	109	277	0.40
		(+-)	D	419	18889	105	277	0.38
		(--)	D	1412	20647	124	277	0.45
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	D	890	13454	80	277	0.29
		(-+)	D	836	12666	76	277	0.28
		(+-)	D	906	13987	83	277	0.30
		(--)	D	900	13078	78	277	0.29
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	D	702	11767	70	277	0.26
		(-+)	D	758	10922	66	277	0.24
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	D	348	13156	74	277	0.27
		(-+)	D	890	13010	78	277	0.29
S <sub>s</sub> -F3	(++)	D	805	13067	78	277	0.29	
	(-+)	D	648	12250	72	277	0.26	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	D	34	9644	53	277	0.20	
	(-+)	D	496	17637	99	277	0.36	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	D	620	18828	107	277	0.39
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	D	1334	23425	138	277	0.50

表 4.2-1 (5) 鋼管杭の曲げ圧縮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 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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	3671	488	45	251	0.18
		(-+)	A	3872	476	47	251	0.19
		(+-)	A	3722	399	45	251	0.18
		(--)	A	3789	400	46	251	0.19
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	3957	441	48	251	0.20
		(-+)	A	4028	506	49	251	0.20
		(+-)	A	3906	483	48	251	0.20
		(--)	A	4060	369	49	251	0.20
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	9733	1248	66	382	0.18
		(-+)	C	10206	1248	69	382	0.19
		(+-)	A	3536	485	44	251	0.18
		(--)	A	3692	491	45	251	0.18
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	7723	1215	53	382	0.14
		(-+)	C	7411	1240	52	382	0.14
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	9352	1219	64	382	0.17
		(-+)	A	3586	456	44	251	0.18
S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	9467	1281	65	382	0.18	
	(-+)	C	8869	1256	61	382	0.16	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	5498	1309	40	382	0.11	
	(-+)	C	4994	1290	37	382	0.10	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	A	3883	518	48	251	0.20
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	A	4060	502	50	251	0.20

表 4.2-1 (6) 鋼管杭の曲げ圧縮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 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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	4152	481	51	251	0.21
		(-+)	A	4259	490	52	251	0.21
		(+-)	A	4137	397	50	251	0.20
		(--)	A	4275	406	51	251	0.21
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	4943	504	60	251	0.24
		(-+)	A	5057	490	61	251	0.25
		(+-)	A	4937	398	59	251	0.24
		(--)	A	5066	385	60	251	0.24
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	A	4212	548	52	251	0.21
		(-+)	A	4074	548	50	251	0.20
		(+-)	A	4191	342	50	251	0.20
		(--)	A	4276	528	52	251	0.21
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	A	3111	481	39	251	0.16
		(-+)	A	3065	471	38	251	0.16
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	A	3637	503	45	251	0.18
		(-+)	A	3838	450	47	251	0.19
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	A	5467	497	66	251	0.27
		(-+)	A	5022	463	60	251	0.24
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	6593	1314	47	382	0.13	
	(-+)	C	6149	1337	44	382	0.12	
②	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	14317	1078	94	382	0.25
③	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	14772	1064	97	382	0.26

表 4.2-1 (7) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭①)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	857	-603	14	277	0.06
		(-+)	-840	-603	14	277	0.06
		(+-)	857	-484	13	277	0.05
		(--)	-840	-484	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1262	-515	18	277	0.07
		(-+)	1279	-515	18	277	0.07
		(+-)	-1262	-571	18	277	0.07
		(--)	1279	-571	18	277	0.07
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1006	-610	16	277	0.06
		(-+)	-989	-610	15	277	0.06
		(+-)	966	-566	15	277	0.06
		(--)	-949	-566	15	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-712	-605	12	277	0.05
		(-+)	729	-605	12	277	0.05
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	760	-623	13	277	0.05
		(-+)	-743	-623	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-987	-626	16	277	0.06
		(-+)	1004	-626	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-427	-615	9	277	0.04
		(-+)	444	-615	9	277	0.04
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-1113	-523	16	277	0.06
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1359	-538	19	277	0.07



表 4.2-1 (8) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭②)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	796	-730	14	277	0.06
		(-+)	-777	-730	14	277	0.06
		(+-)	651	-846	13	277	0.05
		(--)	678	-764	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1219	-651	18	277	0.07
		(-+)	1237	-651	19	277	0.07
		(+-)	-1219	-732	19	277	0.07
		(--)	1237	-732	19	277	0.07
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	942	-778	16	277	0.06
		(-+)	-924	-778	16	277	0.06
		(+-)	909	-729	15	277	0.06
		(--)	-890	-729	15	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-655	-774	13	277	0.05
		(-+)	673	-774	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	699	-797	13	277	0.05
		(-+)	-681	-797	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-930	-797	16	277	0.06
		(-+)	948	-797	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	163	-1221	10	277	0.04
		(-+)	375	-851	10	277	0.04
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1013	-774	17	277	0.07
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1318	-687	20	277	0.08

表 4.2-1 (9) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭③)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	987	-900	17	277	0.07
		(-+)	-965	-900	17	277	0.07
		(+-)	987	-719	16	277	0.06
		(--)	-965	-719	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1569	-761	23	277	0.09
		(-+)	1591	-761	23	277	0.09
		(+-)	-1569	-858	24	277	0.09
		(--)	1591	-858	24	277	0.09
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1201	-907	20	277	0.08
		(-+)	-1179	-907	19	277	0.07
		(+-)	1150	-860	19	277	0.07
		(--)	-1128	-860	19	277	0.07
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-837	-906	16	277	0.06
		(-+)	859	-906	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	886	-932	16	277	0.06
		(-+)	-864	-932	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-1182	-929	20	277	0.08
		(-+)	1204	-929	20	277	0.08
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-456	-993	12	277	0.05
		(-+)	478	-993	12	277	0.05
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1317	-905	21	277	0.08
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1649	-806	24	277	0.09

表 4.2-1 (10) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭④)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	1079	-836	18	277	0.07
		(-+)	-1055	-836	18	277	0.07
		(+-)	1079	-648	17	277	0.07
		(--)	-1055	-648	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1710	-689	24	277	0.09
		(-+)	1734	-689	24	277	0.09
		(+-)	-1710	-795	25	277	0.10
		(--)	1734	-795	25	277	0.10
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1307	-838	20	277	0.08
		(-+)	-1283	-838	20	277	0.08
		(+-)	1236	-801	19	277	0.07
		(--)	-1212	-801	19	277	0.07
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-913	-844	16	277	0.06
		(-+)	937	-844	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	962	-870	17	277	0.07
		(-+)	-938	-870	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-1285	-861	20	277	0.08
		(-+)	1309	-861	21	277	0.08
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-499	-930	12	277	0.05
		(-+)	523	-930	12	277	0.05
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1447	-837	22	277	0.08
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1765	-742	25	277	0.10

表 4.2-1 (11) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	1095	-894	18	277	0.07
		(-+)	-1070	-894	18	277	0.07
		(+-)	1095	-702	17	277	0.07
		(--)	-1070	-702	17	277	0.07
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1740	-741	25	277	0.10
		(-+)	1765	-741	25	277	0.10
		(+-)	-1740	-854	25	277	0.10
		(--)	1765	-854	26	277	0.10
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1324	-889	21	277	0.08
		(-+)	-1299	-889	21	277	0.08
		(+-)	1240	-865	20	277	0.08
		(--)	-1215	-865	20	277	0.08
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-926	-903	17	277	0.07
		(-+)	951	-903	17	277	0.07
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	972	-927	17	277	0.07
		(-+)	-947	-927	17	277	0.07
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-1300	-912	21	277	0.08
		(-+)	1325	-912	21	277	0.08
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-506	-985	12	277	0.05
		(-+)	531	-985	13	277	0.05
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	1476	-893	23	277	0.09
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	1778	-798	26	277	0.10

#### 4.2.2 せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に示す。

鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果を表 4.2-2 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、鋼管杭に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-2 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	C	6074	47	217	0.22
		(-+)	C	5376	41	217	0.19
		(+-)	C	4681	36	217	0.17
		(--)	C	6948	53	217	0.25
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	7435	57	217	0.27
		(-+)	C	7012	54	217	0.25
		(+-)	C	6200	48	217	0.23
		(--)	C	6589	51	217	0.24
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	4810	37	217	0.18
		(-+)	C	4663	36	217	0.17
		(+-)	C	4859	37	217	0.18
		(--)	C	4354	34	217	0.16
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	5213	40	217	0.19
		(-+)	D	1471	16	157	0.11
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	4875	38	217	0.18
		(-+)	C	3632	28	217	0.13
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	3892	30	217	0.14
		(-+)	C	6654	51	217	0.24
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	3652	28	217	0.13
		(-+)	C	4067	31	217	0.15
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	6367	49	217	0.23
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	6475	50	217	0.24

表 4.2-2 (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	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
					$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	C	6171	47	217	0.22
		(-+)	C	5256	40	217	0.19
		(+-)	C	5543	43	217	0.20
		(--)	C	7210	55	217	0.26
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	8734	67	217	0.31
		(-+)	C	6106	47	217	0.22
		(+-)	C	5828	45	217	0.21
		(--)	C	7946	61	217	0.29
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	5014	39	217	0.18
		(-+)	C	5487	42	217	0.20
		(+-)	C	5676	44	217	0.21
		(--)	C	4623	36	217	0.17
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	5546	43	217	0.20
		(-+)	C	3276	25	217	0.12
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	4935	38	217	0.18
		(-+)	C	4335	33	217	0.16
S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	5876	45	217	0.21	
	(-+)	C	5837	45	217	0.21	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	3395	26	217	0.12	
	(-+)	C	5188	40	217	0.19	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	8130	62	217	0.29
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	7684	59	217	0.28

表 4.2-2 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	C	6688	51	217	0.24
		(-+)	C	5013	39	217	0.18
		(+-)	C	4819	37	217	0.18
		(--)	C	7560	58	217	0.27
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	7851	60	217	0.28
		(-+)	C	5950	46	217	0.22
		(+-)	C	6037	46	217	0.22
		(--)	C	7178	55	217	0.26
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	5019	39	217	0.18
		(-+)	C	5279	41	217	0.19
		(+-)	C	5354	41	217	0.19
		(--)	C	4849	37	217	0.18
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	4290	33	217	0.16
		(-+)	C	2999	23	217	0.11
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	4793	37	217	0.18
		(-+)	C	3814	29	217	0.14
S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	4734	36	217	0.17	
	(-+)	C	6355	49	217	0.23	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	4262	33	217	0.16	
	(-+)	C	3478	27	217	0.13	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	7206	55	217	0.26
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	6952	53	217	0.25

表 4.2-2 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	D	1186	13	157	0.09
		(-+)	D	1307	15	157	0.10
		(+-)	D	1343	15	157	0.10
		(--)	D	1304	14	157	0.09
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	D	1176	13	157	0.09
		(-+)	D	1488	16	157	0.11
		(+-)	D	1357	15	157	0.10
		(--)	D	1569	17	157	0.11
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	D	1042	12	157	0.08
		(-+)	D	995	11	157	0.08
		(+-)	D	1085	12	157	0.08
		(--)	D	1015	11	157	0.08
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	D	832	9	157	0.06
		(-+)	D	865	10	157	0.07
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	D	1045	12	157	0.08
		(-+)	D	989	11	157	0.08
S <sub>s</sub> -F3	(++)	D	1113	12	157	0.08	
	(-+)	D	835	9	157	0.06	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	1568	12	217	0.06	
	(-+)	A	1166	15	157	0.10	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	D	1242	14	157	0.09
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	D	1543	17	157	0.11



表 4.2-2 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	C	3339	26	217	0.12
		(-+)	C	3539	27	217	0.13
		(+-)	C	3416	26	217	0.12
		(--)	C	3451	27	217	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	3553	27	217	0.13
		(-+)	C	3675	28	217	0.13
		(+-)	C	3519	27	217	0.13
		(--)	C	3703	29	217	0.14
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	3407	26	217	0.12
		(-+)	C	3576	28	217	0.13
		(+-)	C	3417	26	217	0.12
		(--)	C	3576	28	217	0.13
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	2704	21	217	0.10
		(-+)	C	2591	20	217	0.10
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	3276	25	217	0.12
		(-+)	C	3355	26	217	0.12
S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	3317	26	217	0.12	
	(-+)	C	3099	24	217	0.12	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	1942	15	217	0.07	
	(-+)	C	1772	14	217	0.07	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	C	3612	28	217	0.13
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	C	3681	28	217	0.13

表 4.2-2 (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	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
					$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	C	3139	24	217	0.12
		(-+)	C	3206	25	217	0.12
		(+-)	C	3148	24	217	0.12
		(--)	C	3199	25	217	0.12
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	3522	27	217	0.13
		(-+)	C	3590	28	217	0.13
		(+-)	C	3528	27	217	0.13
		(--)	C	3583	28	217	0.13
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	3134	24	217	0.12
		(-+)	C	3146	24	217	0.12
		(+-)	C	3128	24	217	0.12
		(--)	C	3163	25	217	0.12
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	2298	18	217	0.09
		(-+)	C	2264	18	217	0.09
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	2869	22	217	0.11
		(-+)	C	2950	23	217	0.11
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	4030	31	217	0.15
		(-+)	C	3932	30	217	0.14
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	1888	15	217	0.07
		(-+)	C	1830	14	217	0.07
②	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	4159	32	217	0.15
③	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	3964	31	217	0.15

表 4.2-2 (7) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭①)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-1196	15	157	0.10
		(-+)	1177	15	157	0.10
		(+-)	-1196	15	157	0.10
		(--)	1177	15	157	0.10
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	1651	21	157	0.14
		(-+)	-1670	21	157	0.14
		(+-)	1651	21	157	0.14
		(--)	-1670	21	157	0.14
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-1360	17	157	0.11
		(-+)	1341	17	157	0.11
		(+-)	-1360	17	157	0.11
		(--)	1341	17	157	0.11
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	980	12	157	0.08
		(-+)	-999	13	157	0.09
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-1062	13	157	0.09
		(-+)	1043	13	157	0.09
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1329	17	157	0.11
		(-+)	-1348	17	157	0.11
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	642	8	157	0.06
		(-+)	-661	9	157	0.06
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1565	20	157	0.13
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-1688	21	157	0.14

表 4.2-2 (8) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭②)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-1521	19	157	0.13
		(-+)	1498	19	157	0.13
		(+-)	-1521	19	157	0.13
		(--)	1498	19	157	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	2077	26	157	0.17
		(-+)	-2100	26	157	0.17
		(+-)	2077	26	157	0.17
		(--)	-2100	26	157	0.17
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-1722	22	157	0.15
		(-+)	1699	21	157	0.14
		(+-)	-1722	22	157	0.15
		(--)	1699	21	157	0.14
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	1243	16	157	0.11
		(-+)	-1266	16	157	0.11
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-1351	17	157	0.11
		(-+)	1328	17	157	0.11
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1683	21	157	0.14
		(-+)	-1707	21	157	0.14
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	817	10	157	0.07
		(-+)	-840	11	157	0.08
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	2007	25	157	0.16
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-2092	26	157	0.17

表 4.2-2 (9) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭③)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-1753	22	157	0.15
		(-+)	1726	22	157	0.15
		(+-)	-1753	22	157	0.15
		(--)	1726	22	157	0.15
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	2434	30	157	0.20
		(-+)	-2462	31	157	0.20
		(+-)	2434	30	157	0.20
		(--)	-2462	31	157	0.20
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-1998	25	157	0.16
		(-+)	1970	25	157	0.16
		(+-)	-1998	25	157	0.16
		(--)	1970	25	157	0.16
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	1436	18	157	0.12
		(-+)	-1464	18	157	0.12
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-1552	19	157	0.13
		(-+)	1524	19	157	0.13
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1952	24	157	0.16
		(-+)	-1979	25	157	0.16
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	939	12	157	0.08
		(-+)	-966	12	157	0.08
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	2356	29	157	0.19
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-2385	30	157	0.20

表 4.2-2 (10) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭④)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-1679	21	157	0.14
		(-+)	1652	21	157	0.14
		(+-)	-1679	21	157	0.14
		(--)	1652	21	157	0.14
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	2356	29	157	0.19
		(-+)	-2384	30	157	0.20
		(+-)	2356	29	157	0.19
		(--)	-2384	30	157	0.20
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-1921	24	157	0.16
		(-+)	1894	24	157	0.16
		(+-)	-1921	24	157	0.16
		(--)	1894	24	157	0.16
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	1377	17	157	0.11
		(-+)	-1404	18	157	0.12
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-1482	19	157	0.13
		(-+)	1455	18	157	0.12
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1876	23	157	0.15
		(-+)	-1904	24	157	0.16
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	896	11	157	0.08
		(-+)	-923	12	157	0.08
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	2239	28	157	0.18
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-2310	29	157	0.19

表 4.2-2 (11) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-1694	21	157	0.14
		(-+)	1665	21	157	0.14
		(+-)	-1694	21	157	0.14
		(--)	1665	21	157	0.14
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	2370	29	157	0.19
		(-+)	-2399	30	157	0.20
		(+-)	2370	29	157	0.19
		(--)	-2399	30	157	0.20
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-1933	24	157	0.16
		(-+)	1905	24	157	0.16
		(+-)	-1933	24	157	0.16
		(--)	1905	24	157	0.16
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	1385	17	157	0.11
		(-+)	-1414	18	157	0.12
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-1491	19	157	0.13
		(-+)	1463	18	157	0.12
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1886	24	157	0.16
		(-+)	-1915	24	157	0.16
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	902	12	157	0.08
		(-+)	-931	12	157	0.08
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-2262	28	157	0.18
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-2308	29	157	0.19

#### 4.2.3 漂流物防護工の偏心荷重

##### (1) 偏心モーメント

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s-D2$ （-）」とする。また、漂流物防護工の鉛直加振によって鋼管杭に生じる偏心モーメントを算定するための設計震度は表 4.3-1 に記載の最大鉛直震度  $k_v=1.6$  とする。

評価結果を表 4.2-3 に示す。

漂流物防護工の偏心モーメントを考慮することで、曲げ圧縮応力度が 2 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 4.2-3 鋼管杭の偏心モーメントを考慮した照査値（断面②， $S_s-D2$ （-））

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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
②* <sup>1</sup>	A	10728	537	126	247	0.52
②（偏心考慮）	A	12933	537* <sup>2</sup>	151	247	0.62

注記\*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

\*2：解析ケース②の値を流用した。

##### (2) ねじり応力

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭のせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s-D2$ （++）」とする。漂流物防護工の水平加振によって鋼管杭に生じるねじり応力を算定するための設計震度は、表 4.3-1 に記載の最大水平震度  $k_h=8.6$  とする。

評価結果を表 4.2-4 に示す。

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 4.2-4 鋼管杭のねじり応力を考慮した照査値（断面②， $S_s-D2$ （++））

解析 ケース	杭種	せん断応力度 $\tau_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①*	C	67	217	0.31
①（ねじり考慮）	C	101	217	0.47

注記\*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

\*2：解析ケース②の値を流用した。



### 4.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

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 4.3-1 のとおりである。また、最大水平震度を示す地震動における各断面の深度分布を図 4.3-1 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる設計水平震度は 9 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に一様に作用するものとし、風荷重については  $1\text{kN/m}^2$  を考慮して評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.3-2 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 4.3-1 各評価断面における最大震度及び設計震度

断面	最大加速度となる標高	最大水平震度 $k_h$	設計水平震度	最大鉛直震度 $k_v$	設計鉛直震度
断面①	O. P. +29.0m	7.0	9	1.6	2
断面②	O. P. +29.0m	8.6			
断面③	O. P. +29.0m	7.8			
断面⑤	O. P. +29.0m	3.8			
断面⑥	O. P. +29.0m	5.6			

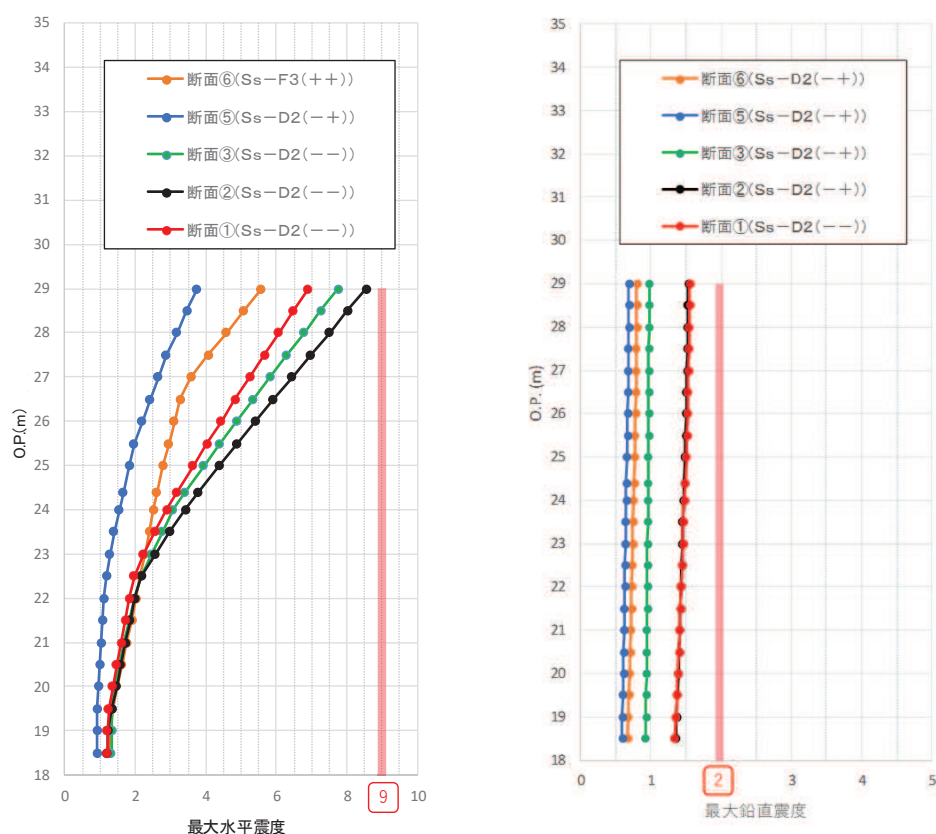


図 4.3-1 最大震度分布

表 4.3-2 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> )	24	315	0.08
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	190	0.04
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	315	0.09
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	180	0.08
			合成応力度*	0.02	1.20	0.02
漂流物防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	315	0.08
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	180	0.08
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	382	0.01
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工取付け ボルト	強度区分 8.8	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	540	0.10
			せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	300	0.06

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。

#### 4.4 RC 遮水壁

RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.4-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.4-2 に、コンクリートのせん断破壊に対する照査結果を表 4.4-3 に示す。RC 遮水壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、RC 遮水壁の主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.4-1 (1) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	-445	24	0.4	21	0.02
		(-+)	437	24	0.4	21	0.02
		(+-)	-445	15	0.4	21	0.02
		(--)	437	15	0.4	21	0.02
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	631	19	0.6	21	0.03
		(-+)	-639	19	0.6	21	0.03
		(+-)	631	20	0.6	21	0.03
		(--)	-639	20	0.6	21	0.03
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	-524	23	0.5	21	0.03
		(-+)	516	23	0.5	21	0.03
		(+-)	-524	17	0.5	21	0.03
		(--)	516	17	0.5	21	0.03
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	370	23	0.4	21	0.02
		(-+)	-378	23	0.4	21	0.02
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	-410	12	0.4	21	0.02
		(-+)	401	12	0.4	21	0.02
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	515	30	0.5	21	0.03
		(-+)	-523	30	0.5	21	0.03
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	239	14	0.3	21	0.02
		(-+)	-248	14	0.3	21	0.02
②	S <sub>s</sub> -D 2	(-+)	590	16	0.6	21	0.03
③	S <sub>s</sub> -D 2	(-+)	-727	19	0.7	21	0.04

表 4.4-1 (2) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-773	58	0.5	21	0.03
		(-+)	760	58	0.5	21	0.03
		(+-)	-773	45	0.5	21	0.03
		(--)	760	45	0.5	21	0.03
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	1218	50	0.7	21	0.04
		(-+)	-1231	50	0.7	21	0.04
		(+-)	1218	53	0.7	21	0.04
		(--)	-1231	53	0.7	21	0.04
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-961	53	0.6	21	0.03
		(-+)	948	53	0.6	21	0.03
		(+-)	-961	50	0.6	21	0.03
		(--)	948	50	0.6	21	0.03
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	667	57	0.4	21	0.02
		(-+)	-680	57	0.4	21	0.02
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-711	61	0.4	21	0.02
		(-+)	697	61	0.4	21	0.02
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	931	64	0.6	21	0.03
		(-+)	-944	64	0.6	21	0.03
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	415	44	0.3	21	0.02
		(-+)	-428	44	0.3	21	0.02
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1038	48	0.6	21	0.03
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-1406	50	0.8	21	0.04

表 4.4-1 (3) コンクリートの曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	-599	60	0.3	21	0.02
		(-+)	589	60	0.3	21	0.02
		(+-)	-599	48	0.3	21	0.02
		(--)	589	48	0.3	21	0.02
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	1070	51	0.5	21	0.03
		(-+)	-1080	51	0.5	21	0.03
		(+-)	1070	56	0.5	21	0.03
		(--)	-1080	56	0.5	21	0.03
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	-772	62	0.3	21	0.02
		(-+)	762	62	0.3	21	0.02
		(+-)	-772	45	0.3	21	0.02
		(--)	762	45	0.3	21	0.02
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	538	59	0.3	21	0.02
		(-+)	-548	59	0.3	21	0.02
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	-548	62	0.3	21	0.02
		(-+)	538	62	0.3	21	0.02
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	755	64	0.3	21	0.02
		(-+)	-765	64	0.3	21	0.02
S <sub>s</sub> -N 1	(++)	318	47	0.2	21	0.01	
	(-+)	-328	47	0.2	21	0.01	
②	S <sub>s</sub> -D 2	(-+)	-844	62	0.4	21	0.02
③	S <sub>s</sub> -D 2	(-+)	-1181	52	0.5	21	0.03

表 4.4-2 (1) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-445	24	35	294	0.12
		(-+)	437	24	34	294	0.12
		(+-)	-445	15	36	294	0.13
		(--)	437	15	35	294	0.12
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	631	19	51	294	0.18
		(-+)	-639	19	52	294	0.18
		(+-)	631	20	51	294	0.18
		(--)	-639	20	52	294	0.18
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-524	23	42	294	0.15
		(-+)	516	23	41	294	0.14
		(+-)	-521	11	43	294	0.15
		(--)	512	11	42	294	0.15
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	370	23	29	294	0.10
		(-+)	-378	23	30	294	0.11
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-410	12	34	294	0.12
		(-+)	401	12	33	294	0.12
S <sub>s</sub> -F3	(++)	495	14	41	294	0.14	
	(-+)	-504	14	41	294	0.14	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	239	14	19	294	0.07	
	(-+)	-248	14	20	294	0.07	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	590	16	48	294	0.17
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-727	19	59	294	0.21

表 4.4-2 (2) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-773	58	35	294	0.12
		(-+)	760	58	35	294	0.12
		(+-)	-773	45	36	294	0.13
		(--)	760	45	36	294	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	1218	50	59	294	0.21
		(-+)	-1231	50	59	294	0.21
		(+-)	1218	53	58	294	0.20
		(--)	-1231	53	59	294	0.21
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-961	53	45	294	0.16
		(-+)	948	53	45	294	0.16
		(+-)	-961	50	46	294	0.16
		(--)	948	50	45	294	0.16
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	667	57	30	294	0.11
		(-+)	-680	57	31	294	0.11
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-695	41	33	294	0.12
		(-+)	682	41	32	294	0.11
S <sub>s</sub> -F3	(++)	899	41	43	294	0.15	
	(-+)	-912	41	44	294	0.15	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	415	44	18	294	0.07	
	(-+)	-428	44	19	294	0.07	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1038	48	50	294	0.18
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-1406	50	68	294	0.24

表 4.4-2 (3) 鉄筋の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		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	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-599	60	18	294	0.07
		(-+)	589	60	18	294	0.07
		(+-)	-599	48	18	294	0.07
		(--)	589	48	18	294	0.07
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	1070	51	34	294	0.12
		(-+)	-1080	51	35	294	0.12
		(+-)	1070	56	34	294	0.12
		(--)	-1080	56	34	294	0.12
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-763	53	24	294	0.09
		(-+)	753	53	23	294	0.08
		(+-)	-772	45	24	294	0.09
		(--)	762	45	24	294	0.09
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	538	59	16	294	0.06
		(-+)	-548	59	16	294	0.06
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-548	62	16	294	0.06
		(-+)	538	62	16	294	0.06
S <sub>s</sub> -F3	(++)	755	64	23	294	0.08	
	(-+)	-765	64	23	294	0.08	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	318	47	9	294	0.04	
	(-+)	-328	47	9	294	0.04	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-844	62	26	294	0.09
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-1181	52	38	294	0.13



表 4.4-3 (1) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC①)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-254	0.1	0.82	0.13
		(-+)	250	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-254	0.1	0.82	0.13
		(--)	250	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	364	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-368	0.1	0.82	0.13
		(+-)	364	0.1	0.82	0.13
		(--)	-368	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-301	0.1	0.82	0.13
		(-+)	297	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-301	0.1	0.82	0.13
		(--)	297	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	212	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-217	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-233	0.1	0.82	0.13
		(-+)	229	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	295	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-299	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	137	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-142	0.1	0.82	0.13
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	337	0.1	0.82	0.13
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-420	0.1	0.82	0.13

表 4.4-3 (2) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC②)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	207	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-203	0.1	0.82	0.13
		(+-)	207	0.1	0.82	0.13
		(--)	-203	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-292	0.1	0.82	0.13
		(-+)	295	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-292	0.1	0.82	0.13
		(--)	295	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	239	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-235	0.1	0.82	0.13
		(+-)	239	0.1	0.82	0.13
		(--)	-235	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-170	0.1	0.82	0.13
		(-+)	174	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	189	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-185	0.1	0.82	0.13
S <sub>s</sub> -F3	(++)	-236	0.1	0.82	0.13	
	(-+)	240	0.1	0.82	0.13	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	-111	0.1	0.82	0.13	
	(-+)	115	0.1	0.82	0.13	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-280	0.1	0.82	0.13
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	310	0.1	0.82	0.13

表 4.4-3 (3) コンクリートのせん断照査における最大照査値 (断面⑦, RC③)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	209	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-206	0.1	0.82	0.13
		(+-)	209	0.1	0.82	0.13
		(--)	-206	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-363	0.1	0.82	0.13
		(-+)	367	0.1	0.82	0.13
		(+-)	-363	0.1	0.82	0.13
		(--)	367	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	262	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-259	0.1	0.82	0.13
		(+-)	262	0.1	0.82	0.13
		(--)	-259	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-184	0.1	0.82	0.13
		(-+)	187	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	187	0.1	0.82	0.13
		(-+)	-184	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-258	0.1	0.82	0.13
		(-+)	261	0.1	0.82	0.13
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-112	0.1	0.82	0.13
		(-+)	115	0.1	0.82	0.13
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	313	0.1	0.82	0.13
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	377	0.1	0.82	0.13

#### 4.5 背面補強工

背面補強工のすべり安全率による評価結果を表 4.5-1 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 4.5-1 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 4.5-1 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	25.52	24.8
		(-+)	45.09	25.7
		(+-)	46.90	25.8
		(--)	37.06	21.9
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.49	23.1
		(-+)	17.47	22.1
		(+-)	17.47	25.2
		(--)	6.92	24.7
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	20.99	27.9
		(-+)	20.01	31.1
		(+-)	28.53	29.3
		(--)	21.11	31.5
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	16.02	25.9
		(-+)	18.92	40.2
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.80	25.5
		(-+)	30.72	33.4
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	27.74	35.7
		(-+)	28.66	20.7
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.39	35.5
		(-+)	7.60	29.3
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	6.92	24.8
③			20.34	23.8

表 4.5-1 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	37.05	26.6
		(-+)	18.74	29.3
		(+-)	46.88	25.3
		(--)	37.05	24.2
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	6.91	20.7
		(-+)	17.45	27.1
		(+-)	13.46	26.9
		(--)	6.92	21.0
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	20.98	27.4
		(-+)	7.33	30.7
		(+-)	7.80	29.5
		(--)	6.35	32.4
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.53	29.1
		(-+)	22.72	38.3
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.77	28.7
		(-+)	30.71	32.6
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	27.82	27.7
		(-+)	28.65	22.9
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.37	34.4
		(-+)	7.57	26.5
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	6.91	20.3
③			6.92	21.8

表 4.5-1 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	37.13	24.3
		(-+)	45.06	28.5
		(+-)	45.42	28.7
		(--)	37.05	23.6
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	6.91	23.0
		(-+)	16.34	28.1
		(+-)	13.67	26.5
		(--)	6.91	23.3
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	11.15	29.7
		(-+)	20.00	31.0
		(+-)	20.95	32.2
		(--)	21.08	31.0
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	16.54	34.0
		(-+)	22.71	37.5
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.78	31.1
		(-+)	30.71	37.3
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.83	31.2
		(-+)	28.65	21.9
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.56	31.0
		(-+)	7.63	30.9
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	6.91	22.8
③			6.92	23.9

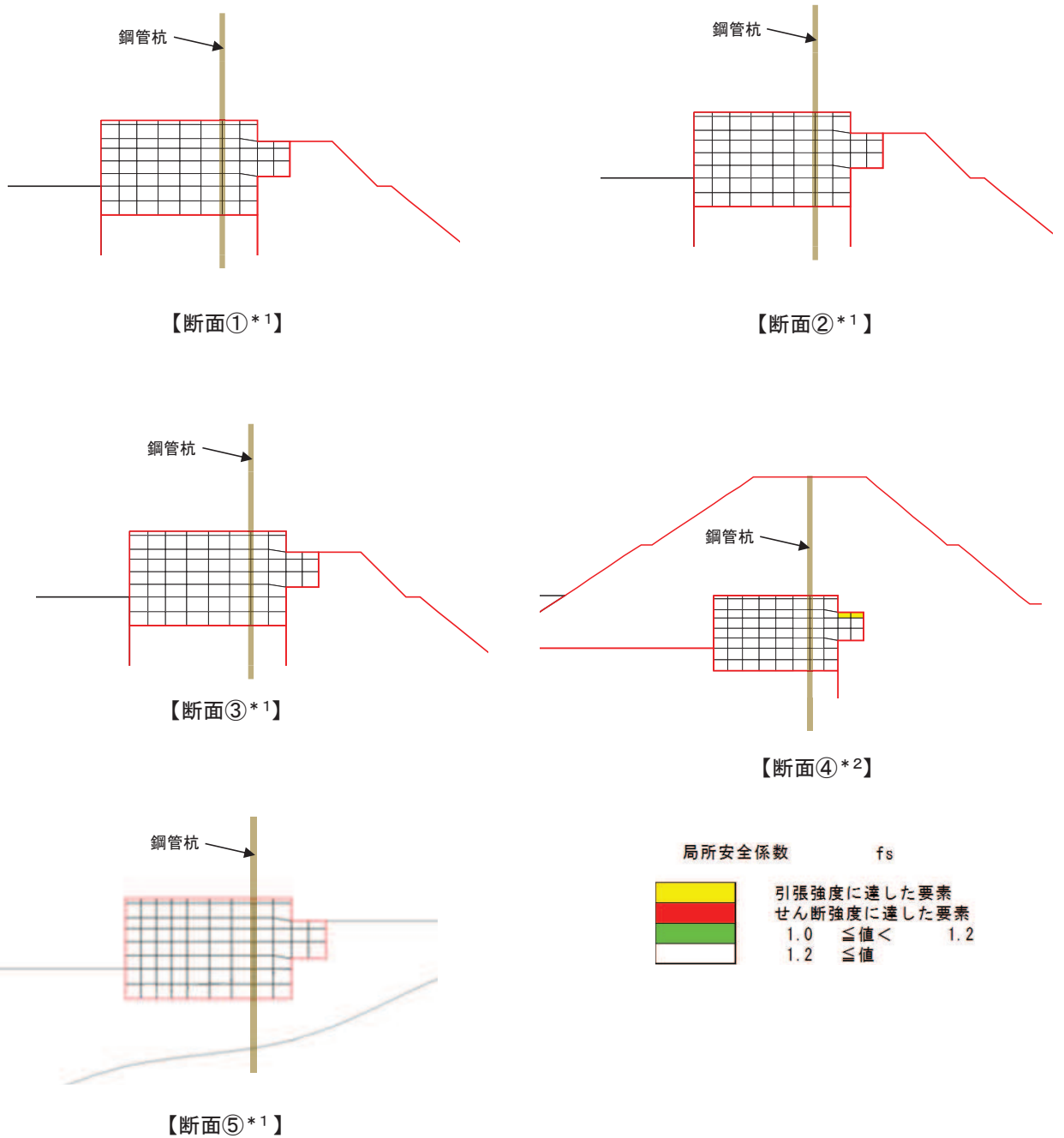
表 4.5-1 (4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	32.31	12.6
		(-+)	32.31	12.9
		(+-)	29.17	12.5
		(--)	32.31	12.7
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.41	13.6
		(-+)	13.56	11.6
		(+-)	13.57	14.4
		(--)	13.58	13.5
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	30.17	14.7
		(-+)	21.41	14.3
		(+-)	15.60	14.6
		(--)	29.73	14.5
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.50	14.9
		(-+)	22.45	15.6
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	35.96	15.6
		(-+)	27.86	15.0
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.84	13.0
		(-+)	26.73	14.2
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.53	12.6
		(-+)	7.52	13.4
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	13.58	13.4
③			13.58	12.9

表 4.5-1 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	40.36	36.9
		(-+)	56.34	42.4
		(+-)	40.36	37.5
		(--)	48.09	40.1
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	20.38	36.5
		(-+)	17.67	37.9
		(+-)	20.38	36.1
		(--)	26.73	37.4
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	11.32	40.4
		(-+)	21.31	46.8
		(+-)	24.96	40.1
		(--)	18.23	43.8
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.44	51.3
		(-+)	18.84	43.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	28.34	37.5
		(-+)	30.63	41.3
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	27.64	35.0
		(-+)	26.68	36.0
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.28	56.2
		(-+)	7.48	40.6
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	10.15	39.3
③			17.67	35.8





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

\*2：引張強度に達した要素がある「S s - D 2 (-+)」, 解析ケース①での全時刻の局所安全係数分布

図 4.5-1 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)

#### 4.6 置換コンクリート

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.6-1 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.6-1 (1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	25.50	5.2
		(-+)	46.84	5.1
		(+-)	25.50	5.1
		(--)	46.85	5.1
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	12.92	5.2
		(-+)	25.50	4.9
		(+-)	25.30	5.3
		(--)	25.49	4.9
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	8.83	6.4
		(-+)	28.90	6.3
		(+-)	28.70	6.6
		(--)	13.20	6.2
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	20.11	5.3
		(-+)	15.94	6.0
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	28.22	5.9
		(-+)	28.46	5.1
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.71	6.6
		(-+)	26.86	5.8
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.54	4.2
		(-+)	7.35	6.2
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	25.49	4.6
③			25.49	5.3

表 4.6-1 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	25.48	5.9
		(-+)	46.83	5.8
		(+-)	25.48	6.6
		(--)	29.15	5.7
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	12.91	5.9
		(-+)	25.49	5.8
		(+-)	25.29	6.0
		(--)	25.49	5.3
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	8.82	6.8
		(-+)	28.88	7.6
		(+-)	29.71	7.5
		(--)	13.18	7.0
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	20.10	7.2
		(-+)	19.47	7.2
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	30.67	6.9
		(-+)	28.47	6.4
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.71	6.6
		(-+)	26.83	6.2
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.52	4.6
		(-+)	7.37	7.1
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	25.48	5.2
③			25.49	5.6

表 4.6-1 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	25.48	6.9
		(-+)	32.30	6.3
		(+-)	46.98	7.5
		(--)	32.30	6.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.55	7.1
		(-+)	13.40	6.9
		(+-)	25.29	7.2
		(--)	25.48	6.5
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	29.71	8.5
		(-+)	15.60	8.2
		(+-)	29.71	7.7
		(--)	15.58	8.0
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.69	9.0
		(-+)	22.31	9.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	28.16	8.3
		(-+)	27.75	7.9
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.71	8.3
		(-+)	26.84	6.9
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.53	5.6
		(-+)	7.38	8.0
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	25.48	6.4
③		(--)	13.42	6.8

表 4.6-1 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	25.48	9.0
		(-+)	46.83	8.7
		(+-)	25.48	8.4
		(--)	46.84	8.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	25.30	8.8
		(-+)	25.50	8.2
		(+-)	25.29	8.9
		(--)	25.48	8.3
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	8.82	11.3
		(-+)	15.61	11.0
		(+-)	8.50	11.5
		(--)	15.61	10.5
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.45	11.1
		(-+)	15.93	11.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	25.14	11.4
		(-+)	28.38	8.6
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.71	9.8
		(-+)	26.86	8.5
S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.53	6.3	
	(-+)	7.53	8.9	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	25.48	8.5
③			25.48	8.7

#### 4.7 改良地盤

##### (1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.7-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.7-1 (1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	32.33	3.0
		(-+)	25.52	3.2
		(+-)	46.84	2.8
		(--)	14.63	3.4
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.44	3.3
		(-+)	25.29	3.1
		(+-)	8.36	3.0
		(--)	25.31	3.1
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	28.91	3.6
		(-+)	8.85	3.0
		(+-)	15.63	3.4
		(--)	8.85	3.3
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	17.27	2.9
		(-+)	20.12	3.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	35.99	3.1
		(-+)	28.22	3.3
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.87	3.2
		(-+)	26.72	3.3
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.35	3.0
		(-+)	7.66	2.6
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	25.30	2.9
③			25.31	3.6

表 4.7-1 (2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①, 平均値-1σ強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1σ強度)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	32.33	3.0
		(-+)	25.52	3.1
		(+-)	46.84	2.8
		(--)	14.63	3.4
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.44	3.3
		(-+)	25.29	3.1
		(+-)	8.36	2.9
		(--)	25.31	3.1
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	28.91	3.5
		(-+)	8.85	3.0
		(+-)	15.63	3.4
		(--)	8.85	3.2
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	17.27	2.9
		(-+)	20.12	3.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	35.99	3.1
		(-+)	28.22	3.3
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.87	3.1
		(-+)	26.72	3.2
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.35	3.0
		(-+)	7.66	2.5

表 4.7-1 (3) 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	32.31	3.5
		(-+)	25.50	3.4
		(+-)	46.83	3.5
		(--)	25.49	3.9
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.42	3.5
		(-+)	25.28	3.8
		(+-)	25.50	3.6
		(--)	25.30	3.7
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	15.59	4.3
		(-+)	29.73	4.4
		(+-)	15.60	4.2
		(--)	7.61	4.4
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.49	3.9
		(-+)	22.48	5.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	28.48	3.1
		(-+)	27.16	4.4
S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.84	3.8	
	(-+)	26.71	3.7	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.54	3.9	
	(-+)	7.65	2.6	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	25.29	3.6
③			25.30	3.8



表 4.7-1 (4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②, 平均値-1 $\sigma$ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 $\sigma$ 強度)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	32.31	3.5
		(-+)	25.50	3.4
		(+-)	46.83	3.5
		(--)	25.49	3.8
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.42	3.5
		(-+)	25.28	3.8
		(+-)	25.50	3.5
		(--)	25.30	3.7
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	15.60	4.3
		(-+)	29.75	4.4
		(+-)	15.59	4.2
		(--)	7.61	4.4
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.49	3.8
		(-+)	22.48	5.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	28.48	3.1
		(-+)	27.16	4.4
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.84	3.8
		(-+)	26.71	3.7
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.54	3.9
		(-+)	7.65	2.6

表 4.7-1 (5) 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	32.30	2.9
		(-+)	46.99	3.4
		(+-)	29.16	2.9
		(--)	46.97	3.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	8.31	3.3
		(-+)	13.55	3.1
		(+-)	13.44	3.1
		(--)	25.26	3.3
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	30.16	3.4
		(-+)	29.72	3.4
		(+-)	15.58	3.3
		(--)	29.72	3.4
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.49	3.5
		(-+)	22.69	4.2
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	28.48	3.2
		(-+)	27.87	3.5
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.82	3.4
		(-+)	26.72	3.3
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.40	3.7
		(-+)	7.64	2.8
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	13.55	3.1
③		25.30	3.7	

表 4.7-1 (6) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③, 平均値-1 $\sigma$ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値- 1 $\sigma$ 強度)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	32.30	2.9
		(-+)	46.99	3.4
		(+-)	29.16	2.9
		(--)	46.97	3.4
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	8.31	3.2
		(-+)	13.55	3.1
		(+-)	13.44	3.1
		(--)	25.26	3.3
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	30.16	3.4
		(-+)	29.72	3.4
		(+-)	15.58	3.3
		(--)	29.72	3.4
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.49	3.5
		(-+)	22.69	4.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	28.48	3.2
		(-+)	27.87	3.5
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.82	3.4
		(-+)	26.72	3.3
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.40	3.7
		(-+)	7.64	2.7

表 4.7-1 (7) 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	32.32	3.6
		(-+)	32.32	4.1
		(+-)	29.18	3.5
		(--)	32.33	4.0
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.47	4.0
		(-+)	13.56	3.3
		(+-)	13.45	3.9
		(--)	13.58	3.5
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	15.60	4.0
		(-+)	21.41	4.1
		(+-)	15.61	3.9
		(--)	29.73	4.3
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.51	4.2
		(-+)	22.43	4.5
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	35.96	4.5
		(-+)	27.89	4.3
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.84	3.6
		(-+)	26.74	3.9
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.56	4.2
		(-+)	7.53	3.6
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	13.58	3.6
③			13.58	3.3

表 4.7-1 (8) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④, 平均値-1 $\sigma$ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値-1 $\sigma$ 強度)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	32.32	3.6
		(-+)	32.32	4.1
		(+-)	29.18	3.4
		(--)	32.33	4.0
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.47	4.0
		(-+)	13.56	3.3
		(+-)	13.45	3.9
		(--)	13.58	3.5
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	15.60	3.9
		(-+)	21.41	4.1
		(+-)	15.61	3.9
		(--)	29.73	4.2
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	19.51	4.1
		(-+)	22.43	4.5
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	35.96	4.4
		(-+)	27.88	4.3
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.84	3.6
		(-+)	26.74	3.9
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.56	4.2
		(-+)	7.53	3.6

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.1-7 に示す, 各断面での改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布のうち, 引張破壊が生じている断面 (断面①~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①~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 4.7-1 に示す。

これにより, 検討すべり線は, 引張破壊に達した要素を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。

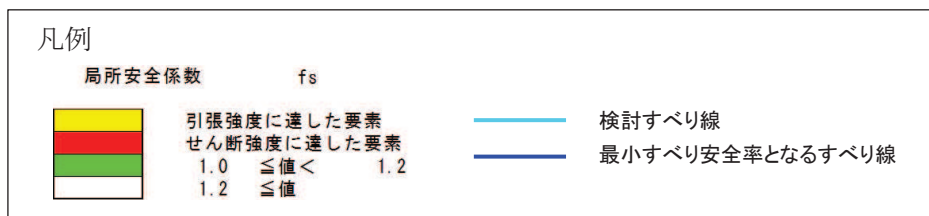
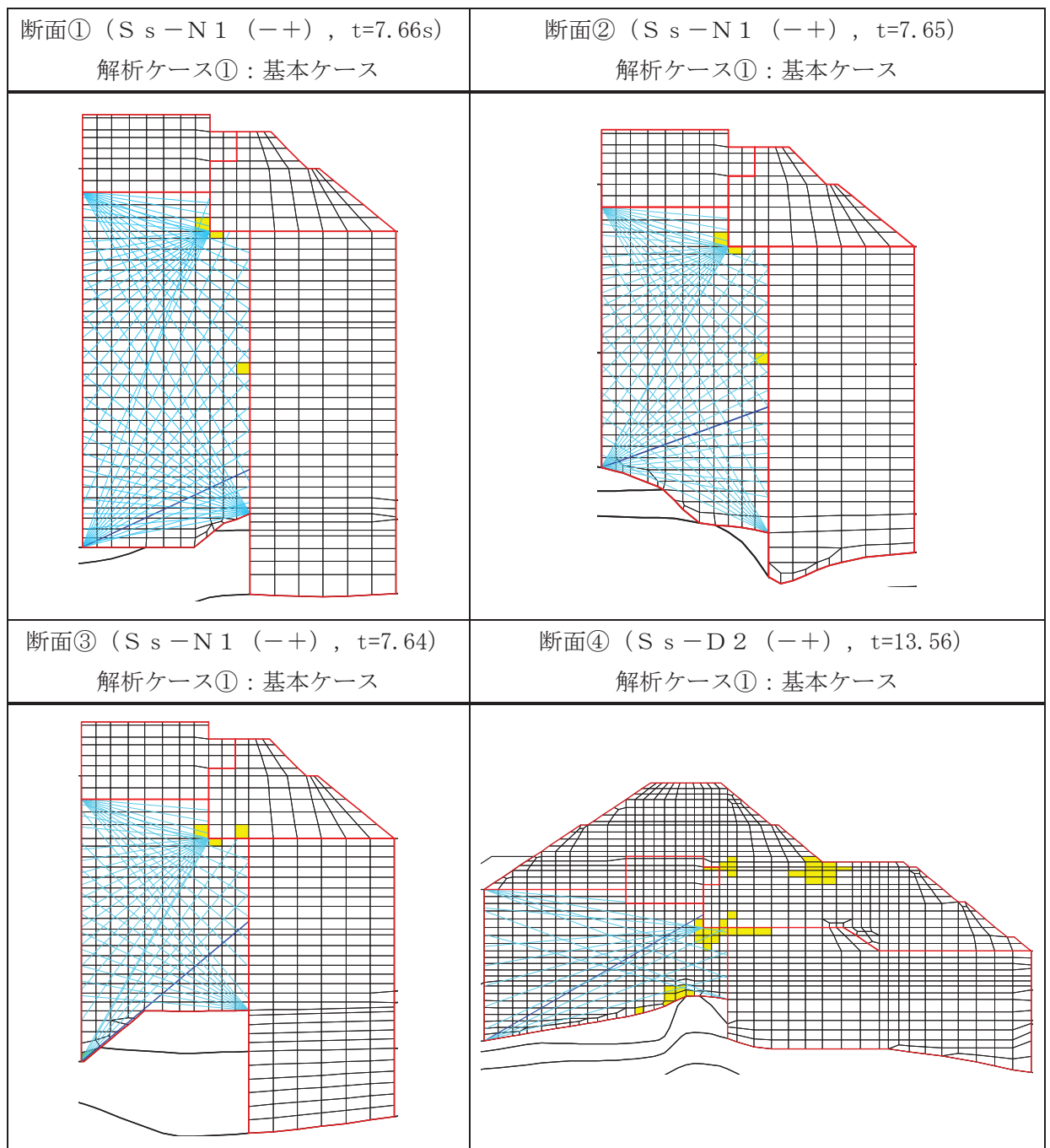


図 4.7-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (断面①～断面④)

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①～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 4.7-2 に断面①～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 4.7-2 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.7-2 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、健全であることを確認した。

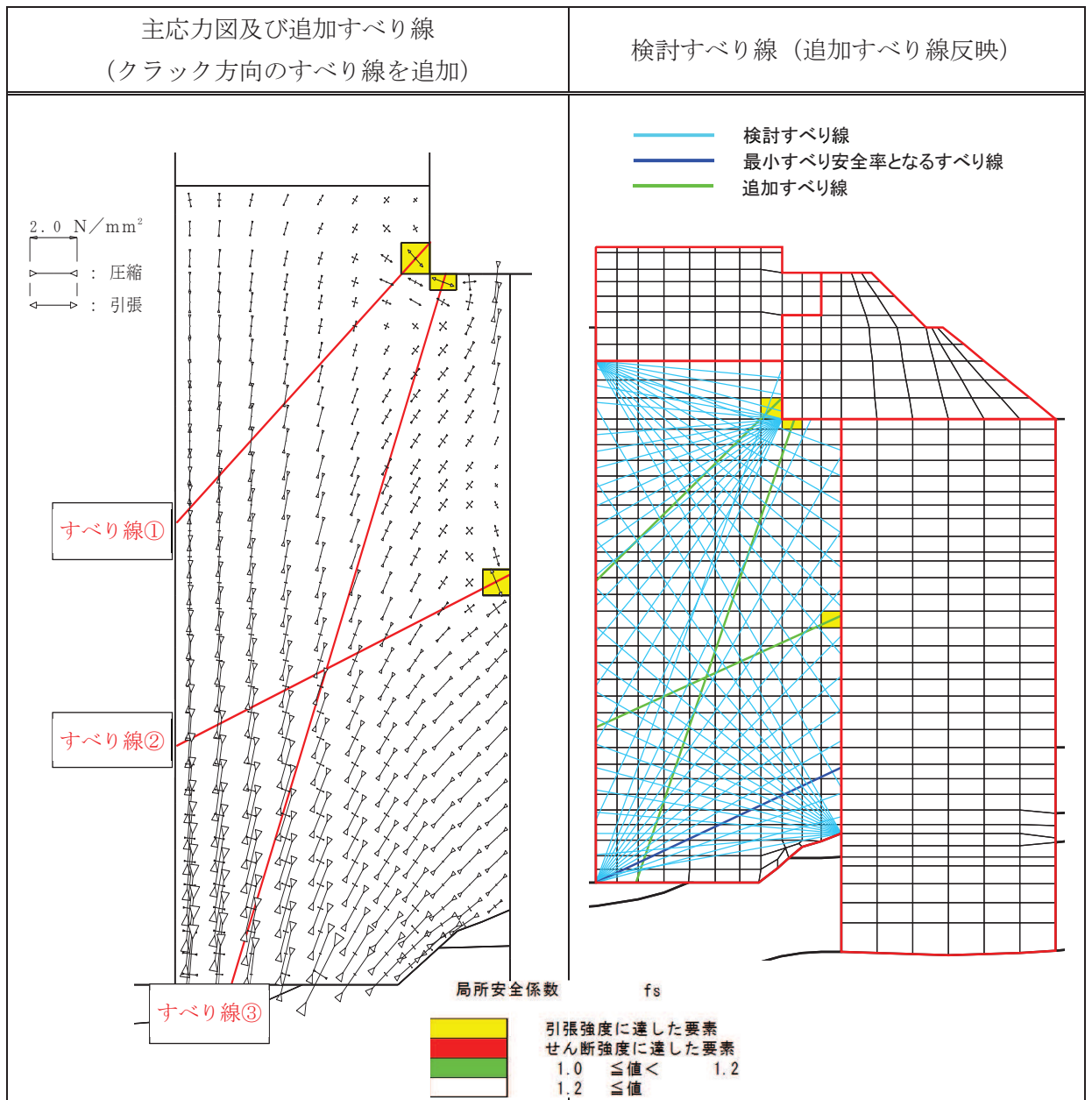


図 4.7-2(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(断面①,  $S_s - N1 (-+)$ ,  $t=7.66s$ )

解析ケース①: 基本ケース

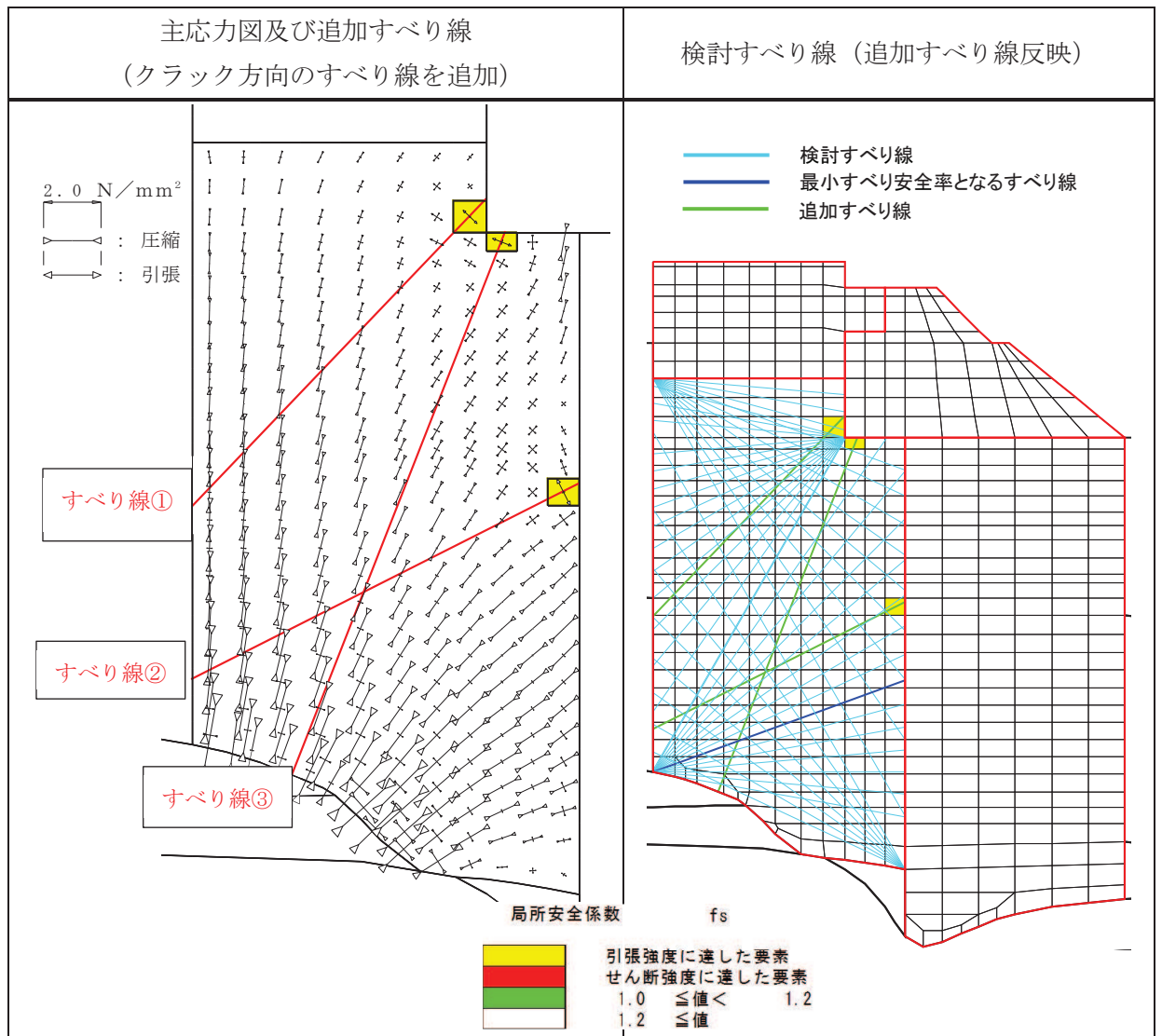


図 4.7-2(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線  
(断面②, S<sub>s</sub>-N1 (-+), t=7.65s)  
解析ケース①: 基本ケース



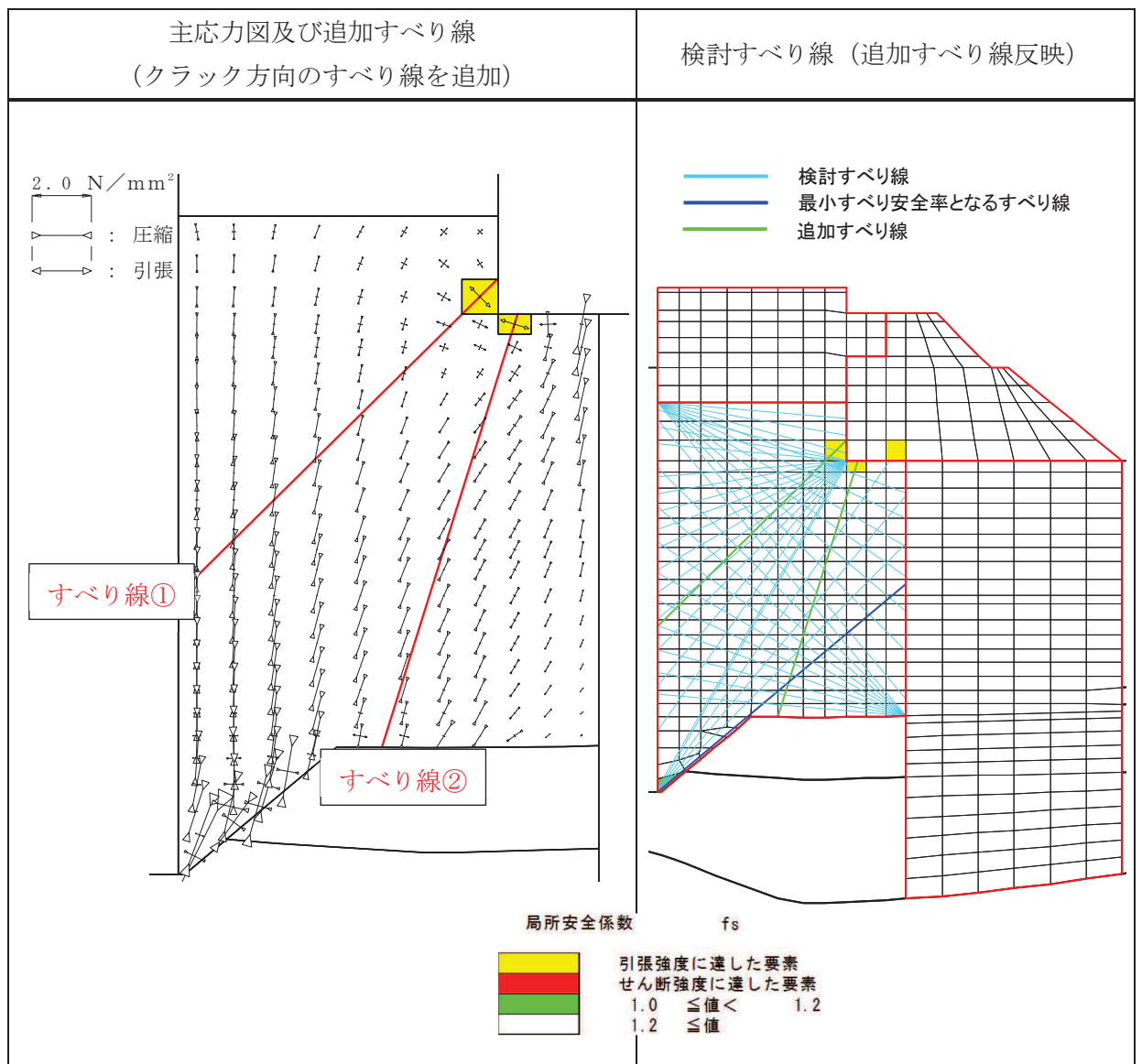


図 4.7-2(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線  
 (断面③,  $S_s - N1$  (一十),  $t=7.64s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

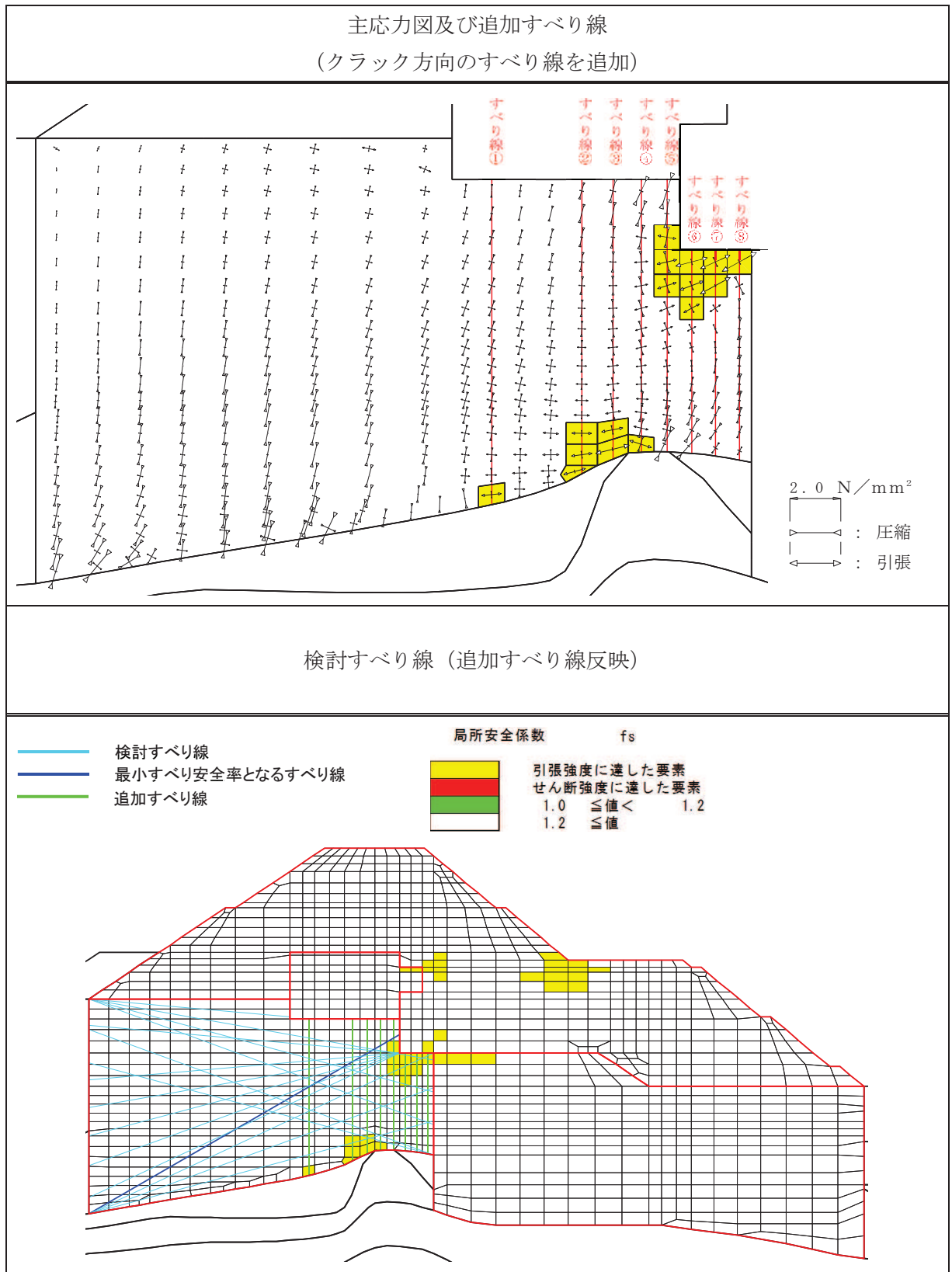


図 4.7-2(4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線  
(断面④, S<sub>s</sub>-D2 (-+), t=13.56s)  
解析ケース①: 基本ケース

表 4.7-2 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり安全率	(参考) 追加すべり線を除く最小すべり安全率
断面①	すべり線②	3.5	2.6
断面②	すべり線②	3.0	2.6
断面③	すべり線①	3.5	2.8
断面④	すべり線①	7.0	3.3

c. まとめ

「a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ」及び「b. 応力状態に着目した追加すべり検討」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。

#### 4.8 セメント改良土

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.8-1 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.8-1 (1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	25.52	3.8
		(-+)	32.32	4.2
		(+-)	45.06	4.0
		(--)	29.17	3.7
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.58	3.7
		(-+)	17.55	4.0
		(+-)	13.57	4.0
		(--)	13.44	3.9
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	21.43	4.3
		(-+)	21.34	4.7
		(+-)	7.23	4.6
		(--)	11.14	5.0
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.44	4.4
		(-+)	15.63	5.8
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.88	4.0
		(-+)	28.40	4.9
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.73	5.2
		(-+)	28.75	3.5
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.54	4.4
		(-+)	7.40	6.3
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	13.48	4.3
③			13.47	3.2

表 4.8-1 (2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①, 平均値 - 1 $\sigma$ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	25.52	3.7
		(-+)	32.32	4.1
		(+-)	45.06	3.8
		(--)	29.17	3.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.58	3.5
		(-+)	17.55	3.8
		(+-)	13.57	3.8
		(--)	13.44	3.7
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	21.43	4.1
		(-+)	21.34	4.5
		(+-)	7.23	4.4
		(--)	11.14	4.8
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.44	4.2
		(-+)	15.63	5.5
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.88	3.9
		(-+)	28.40	4.7
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.73	5.0
		(-+)	28.75	3.3
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.54	4.3
		(-+)	7.40	6.0

表 4.8-1 (3) 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	37.21	4.0
		(-+)	32.29	4.0
		(+-)	45.04	4.1
		(--)	29.14	3.8
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	6.82	3.5
		(-+)	24.01	4.1
		(+-)	13.55	3.9
		(--)	6.75	3.7
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	21.06	4.3
		(-+)	6.23	4.2
		(+-)	21.39	4.3
		(--)	15.57	3.9
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.41	4.3
		(-+)	16.51	5.6
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.85	3.7
		(-+)	28.49	5.5
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	28.45	5.0
		(-+)	28.73	3.7
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.52	4.5
		(-+)	7.35	6.4
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	25.11	4.0
③			6.76	3.5

表 4.8-1 (4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②, 平均値 - 1 $\sigma$ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	37.21	3.9
		(-+)	32.29	3.8
		(+-)	45.04	4.0
		(--)	29.14	3.6
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	6.82	3.4
		(-+)	24.01	3.9
		(+-)	13.55	3.7
		(--)	6.75	3.6
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	21.06	4.1
		(-+)	6.23	4.0
		(+-)	21.39	4.1
		(--)	15.57	3.7
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.41	4.1
		(-+)	16.51	5.4
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.85	3.6
		(-+)	28.49	5.3
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	28.45	4.8
		(-+)	28.73	3.6
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.52	4.3
		(-+)	7.35	6.2

表 4.8-1 (5) 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	37.21	4.3
		(-+)	32.30	4.4
		(+-)	45.04	4.5
		(--)	29.16	3.8
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	6.82	3.9
		(-+)	17.54	4.5
		(+-)	13.55	4.4
		(--)	6.75	4.0
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	21.07	4.6
		(-+)	15.57	4.6
		(+-)	21.05	4.7
		(--)	15.57	4.1
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.43	4.6
		(-+)	15.57	6.4
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.86	4.2
		(-+)	31.29	6.3
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	28.44	5.4
		(-+)	28.74	3.6
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.52	4.3
		(-+)	7.35	6.3
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	6.75	4.5
③		24.01	3.8	



表 4.8-1 (6) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③, 平均値-1 $\sigma$ 強度)

解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
① (平均値- 1 $\sigma$ 強度)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	37.21	4.1
		(-+)	32.30	4.3
		(+-)	45.04	4.3
		(--)	29.16	3.6
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	6.82	3.7
		(-+)	17.54	4.3
		(+-)	13.55	4.2
		(--)	6.75	3.8
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	21.07	4.4
		(-+)	15.57	4.4
		(+-)	21.05	4.5
		(--)	15.57	3.9
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.43	4.4
		(-+)	15.57	6.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.86	4.0
		(-+)	31.29	6.1
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	28.44	5.2
		(-+)	28.74	3.5
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.52	4.2
		(-+)	7.35	6.1

表 4.8-1 (7) 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	25.49	3.8
		(-+)	32.32	3.4
		(+-)	25.49	3.7
		(--)	32.32	3.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	25.31	3.8
		(-+)	8.34	3.7
		(+-)	13.57	3.8
		(--)	8.34	3.7
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	8.51	4.2
		(-+)	7.77	4.1
		(+-)	8.51	4.3
		(--)	15.61	4.1
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	20.12	4.1
		(-+)	15.93	4.2
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	25.14	4.3
		(-+)	28.38	3.5
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.72	3.9
		(-+)	26.85	3.5
S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.53	2.8	
	(-+)	7.37	4.1	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	8.33	3.8
③		(--)	8.34	3.9

表 4.8-1 (8) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④, 平均値 - 1σ 強度)

解析ケース	地震動	発生時刻(s)	最小すべり安全率	
① (平均値 - 1σ 強度)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	25.49	3.7
		(-+)	32.32	3.3
		(+-)	25.49	3.5
		(--)	32.32	3.3
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	25.31	3.7
		(-+)	8.34	3.5
		(+-)	13.57	3.7
		(--)	8.34	3.6
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	8.51	4.0
		(-+)	7.77	4.0
		(+-)	8.51	4.1
		(--)	15.61	3.9
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	20.12	4.0
		(-+)	15.93	4.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	25.14	4.2
		(-+)	28.38	3.4
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	26.72	3.8
		(-+)	26.85	3.4
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.53	2.7
		(-+)	7.37	3.9

#### 4.9 止水ジョイント部材の評価結果

地震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 4.9-1 及び表 4.9-2, 保護部材の発生応力に対する照査結果を表 4.9-3 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 4.9-1 に示す。

地震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, 止水ジョイント部材の相対変位量の詳細及び保護部材の発生応力の詳細については, 「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」及び「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 4.9-1 (1) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(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	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 2 (--)	②	95.5 (119.4) *	350
軸方向	S s - F 3 (++)	②	12.3	150

注記 \*: 括弧内の数値はねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 4.9-1 (2) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(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	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - F 2 (++)	③	209.5 (233.4) *	350
軸方向	S s - N 1 (-+)	③	22.2	150

注記 \*: 括弧内の数値はねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 4.9-1 (3) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(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	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - F 2 (++)	③	209.5 (233.4) *	350
軸方向	S s - F 2 (-+)	③	14.1	150

注記 \*: 括弧内の数値はねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 4.9-1 (4) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(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	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S <sub>s</sub> -D2(++)	③	35.5 (59.4) *	350
軸方向	S <sub>s</sub> -N1(++)	②	2.0	150

注記 \*：括弧内の数値はねじり変位分の2倍（23.9mm）を考慮した変位を示す。

表 4.9-1 (5) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(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	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S <sub>s</sub> -F3(++)	③	52.6 (76.5) *	350
軸方向	S <sub>s</sub> -F3(-+)	②	6.7	150

注記 \*：括弧内の数値はねじり変位分の2倍（23.9mm）を考慮した変位を示す。

表 4.9-1 (6) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(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	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S <sub>s</sub> -F3(++)	③	52.6 (76.5) * <sup>2</sup>	350
軸方向	-*	-*	52.6	150

注記 \*1：保守的に軸直交方向と同等の変位量を考慮。

\*2：括弧内の数値はねじり変位分の2倍（23.9mm）を考慮した変位を示す。

表 4.9-1 (7) ゴムジョイント部材設置箇所地震時相対変位量

(G 区間：構造境界部（岩盤部のうち RC 壁との境界），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S <sub>s</sub> -F3(++)	③	52.6 (64.5) * <sup>2</sup>	350
軸方向	-*	-*	52.6	150

注記 \*：保守的に軸直交方向と同等の変位量を考慮。

\*2：括弧内の数値はねじり変位分の2倍（23.9mm）を考慮した変位を示す。

表 4.9-2 (1) ウレタンシリコーン目地設置箇所の地震時相対変位量

(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	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1 ( -- )	①×③*	18.8 (24.4) * <sup>2</sup>	30
軸方向	S s - F 2 ( - + )	③	1.6	6

注記 \*1：解析ケース①と解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

\*2：括弧内の数値はねじり変位分の2倍（23.9mm）を考慮した変位を示す。

表 4.9-2 (2) ウレタンシリコーン目地設置箇所の地震時相対変位量

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

方向	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - F 3 ( + + )	①×③*	7.7 (11.4) * <sup>2</sup>	30
軸方向	S s - F 3 ( - + )	③	1.2	6

注記 \*1：解析ケース①と解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

\*2：括弧内の数値はねじり変位分の2倍（23.9mm）を考慮した変位を示す。

表 4.9-2 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の地震時相対変位量

(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	地震動	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 2 ( + + )	①×③*	2.7 (5.2) * <sup>2</sup>	30
軸方向	S s - F 2 ( - + )	③	1.0	6

注記 \*1：解析ケース①と解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

\*2：括弧内の数値はねじり変位分の2倍（23.9mm）を考慮した変位を示す。

表 4.9-3 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 (水平方向)	1	210
	せん断応力度 (水平方向)	1	120
	曲げ圧縮応力度 (鉛直方向)	1	210
	せん断応力度 (鉛直方向)	1	120
グレーチング 固定ボルト	引張応力度	7	210
	せん断応力度	13	135
アンカー ボルト	引張応力度	2.2	96.3
	せん断応力度	3.3	80.3

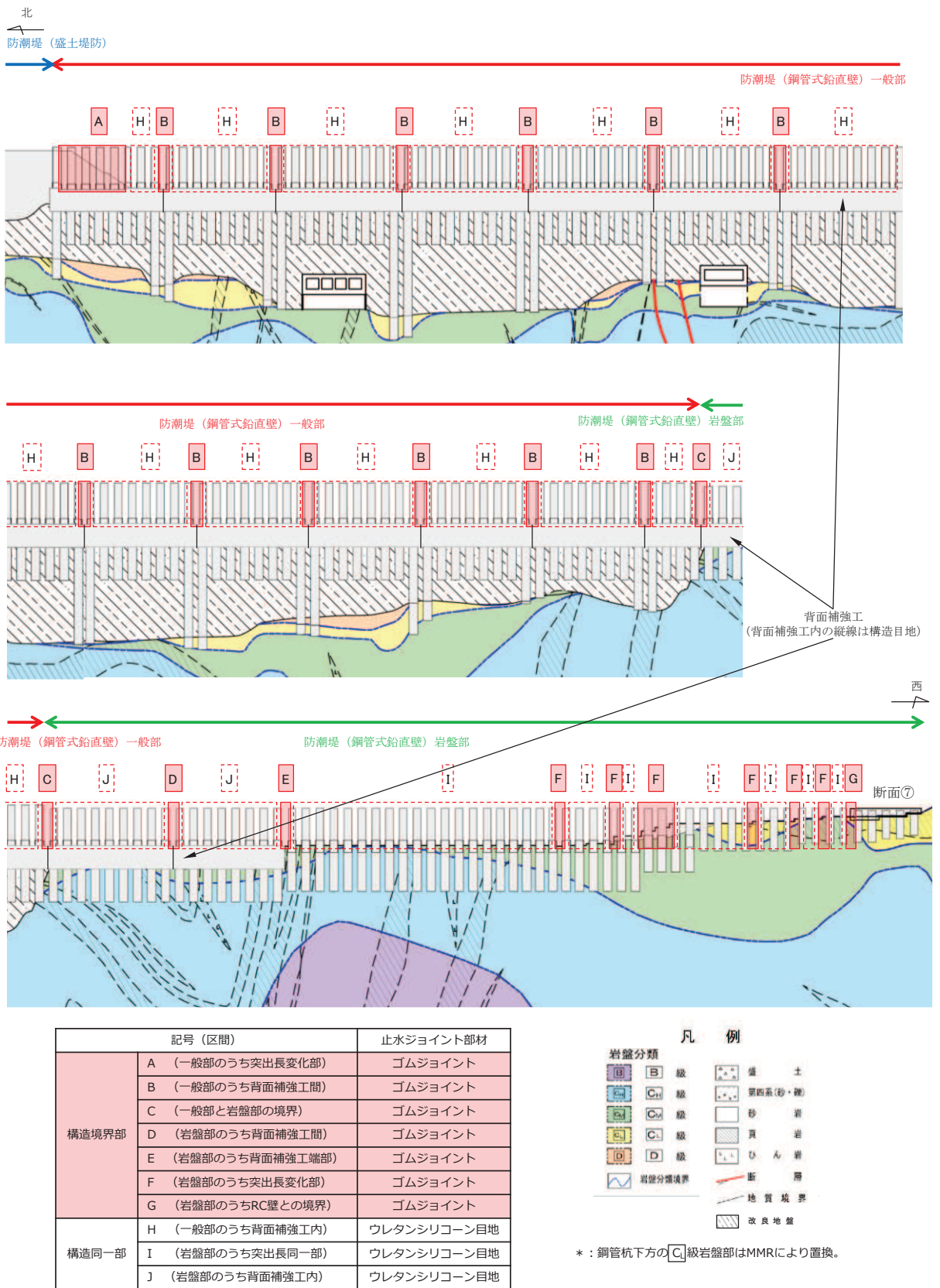


図 4.9-1 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間



#### 4.10 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.10-1～表 4.10-3 に、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 4.10-1～図 4.10-2 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。

また、断面①～断面④における岩盤の局所安全係数分布を図 4.10-3～図 4.10-6 に示す。岩盤の局所安全係数分布を示す解析ケース及び時刻は、D級岩盤及びC<sub>L</sub>級岩盤への支圧の観点に着目し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）が敷地側へ変形し、改良地盤の接地圧（改良地盤直下に存在するD級岩盤及びC<sub>L</sub>級岩盤への支圧）が最大となる解析ケース及び時刻とした。

図 4.10-3～図 4.10-6 に示すとおり、D級岩盤及びC<sub>L</sub>級岩盤の破壊は局所的であることから、岩盤の局所的な破壊は津波防護機能へ影響が無いことを確認した。

なお、盛土・旧表土の液状化に伴う剛性低下及び強度低下を考慮した場合における防潮堤の基礎地盤安定性評価への影響検討を参考資料 7 に示す。

表 4.10-1 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	1.8	11.4	0.16
		(-+)	1.6	11.4	0.15
		(+-)	1.9	11.4	0.17
		(--)	1.8	11.4	0.16
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	1.5	11.4	0.14
		(-+)	1.3	11.4	0.12
		(+-)	1.6	11.4	0.15
		(--)	1.7	11.4	0.15
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1.3	11.4	0.12
		(-+)	1.2	11.4	0.11
		(+-)	1.3	11.4	0.12
		(--)	1.2	11.4	0.11
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	1.6	11.4	0.15
		(-+)	1.0	11.4	0.09
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	1.4	11.4	0.13
		(-+)	1.0	11.4	0.09
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1.2	11.4	0.11
		(-+)	1.6	11.4	0.15
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	1.3	11.4	0.12
		(-+)	1.9	11.4	0.17
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	1.7	11.4	0.15
③			1.6	11.4	0.15

表 4.10-1 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	1.1	11.4	0.10
		(-+)	1.0	11.4	0.09
		(+-)	1.3	11.4	0.12
		(--)	1.1	11.4	0.10
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	1.1	11.4	0.10
		(-+)	1.3	11.4	0.12
		(+-)	1.0	11.4	0.09
		(--)	1.3	11.4	0.12
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1.0	11.4	0.09
		(-+)	0.9	11.4	0.08
		(+-)	0.9	11.4	0.08
		(--)	0.9	11.4	0.08
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.9	11.4	0.08
		(-+)	0.9	11.4	0.08
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	1.0	11.4	0.09
		(-+)	0.8	11.4	0.08
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	0.9	11.4	0.08
		(-+)	1.0	11.4	0.09
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.7	11.4	0.07
		(-+)	1.4	11.4	0.13
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	1.2	11.4	0.11
③			1.5	11.4	0.14

表 4.10-1 (3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 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 <sub>s</sub> -D1	(++)	1.4	13.7	0.11
		(-+)	1.2	13.7	0.09
		(+-)	1.5	13.7	0.11
		(--)	1.1	13.7	0.09
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	1.5	13.7	0.11
		(-+)	1.6	13.7	0.12
		(+-)	1.5	13.7	0.11
		(--)	1.8	13.7	0.14
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1.3	13.7	0.10
		(-+)	1.2	13.7	0.09
		(+-)	1.3	13.7	0.10
		(--)	1.2	13.7	0.09
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	1.5	13.7	0.11
		(-+)	1.0	13.7	0.08
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	1.5	13.7	0.11
		(-+)	1.1	13.7	0.09
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1.5	13.7	0.11
		(-+)	1.7	13.7	0.13
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	1.1	13.7	0.09
		(-+)	2.2	13.7	0.17
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	1.7	13.7	0.13
③			2.0	13.7	0.15

表 4.10-1 (4) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	3.3	11.4	0.29
		(-+)	3.1	11.4	0.28
		(+-)	4.4	11.4	0.39
		(--)	3.2	11.4	0.29
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	3.6	11.4	0.32
		(-+)	3.8	11.4	0.34
		(+-)	3.9	11.4	0.35
		(--)	4.3	11.4	0.38
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	2.8	11.4	0.25
		(-+)	2.6	11.4	0.23
		(+-)	2.9	11.4	0.26
		(--)	2.7	11.4	0.24
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	2.4	11.4	0.22
		(-+)	2.3	11.4	0.21
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	2.7	11.4	0.24
		(-+)	2.7	11.4	0.24
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	2.7	11.4	0.24
		(-+)	2.5	11.4	0.22
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	2.0	11.4	0.18
		(-+)	3.6	11.4	0.32
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	3.9	11.4	0.35
③			4.8	11.4	0.43

表 4.10-1 (5) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	0.5	13.7	0.04
③			0.5	13.7	0.04

表 4.10-1 (6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
②	S <sub>s</sub> -F3	(++)	0.5	13.7	0.04
③			0.5	13.7	0.04

表 4.10-1 (7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (鋼管杭, 断面⑦)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_{ua}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
		(+-)	0.5	3.9	0.13
		(--)	0.5	3.9	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
		(+-)	0.5	3.9	0.13
		(--)	0.5	3.9	0.13
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
		(+-)	0.5	3.9	0.13
		(--)	0.5	3.9	0.13
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.5	3.9	0.13
		(-+)	0.5	3.9	0.13
②	S <sub>s</sub> -F3	(++)	0.5	3.9	0.13
③			0.5	3.9	0.13



表 4.10-2 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.8	4.4	0.19
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21
		(-+)	0.9	4.4	0.21
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.7	4.4	0.16
②	S <sub>s</sub> -D 2	(--)	0.9	4.4	0.21
③			0.9	4.4	0.21

表 4.10-2 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.8	4.4	0.19
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.7	4.4	0.16
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	0.9	4.4	0.21
③			0.8	4.4	0.19

表 4.10-2 (3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	0.8	4.4	0.19
		(-+)	0.7	4.4	0.16
		(+-)	0.7	4.4	0.16
		(--)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	0.9	4.4	0.21
		(-+)	0.8	4.4	0.19
		(+-)	0.8	4.4	0.19
		(--)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.6	4.4	0.14
		(+-)	0.6	4.4	0.14
		(--)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	0.7	4.4	0.16
		(-+)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.6	4.4	0.14
		(-+)	0.6	4.4	0.14
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	0.8	4.4	0.19
③			0.8	4.4	0.19

表 4.10-2 (4) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D 1	(++)	1.4	4.4	0.32
		(-+)	1.3	4.4	0.30
		(+-)	1.5	4.4	0.35
		(--)	1.3	4.4	0.30
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	1.4	4.4	0.32
		(-+)	1.5	4.4	0.35
		(+-)	1.4	4.4	0.32
		(--)	1.5	4.4	0.35
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	1.2	4.4	0.28
		(-+)	1.2	4.4	0.28
		(+-)	1.2	4.4	0.28
		(--)	1.2	4.4	0.28
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	1.2	4.4	0.28
		(-+)	1.2	4.4	0.28
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	1.3	4.4	0.30
		(-+)	1.2	4.4	0.28
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	1.2	4.4	0.28
		(-+)	1.2	4.4	0.28
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	1.0	4.4	0.23
		(-+)	1.4	4.4	0.32
②	S <sub>s</sub> -D 2	(--)	1.5	4.4	0.35
③			1.3	4.4	0.30

表 4.10-2 (5) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -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
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
		(+-)	0.5	13.7	0.04
		(--)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.4	13.7	0.03
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.4	13.7	0.03
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5	13.7	0.04
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.4	13.7	0.03
		(-+)	0.4	13.7	0.03
②	S <sub>s</sub> -D 2	(-+)	0.5	13.7	0.04
③			0.5	13.7	0.04

表 4.10-3 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	4.0	11.4	0.36
		(-+)	3.9	11.4	0.35
		(+-)	3.9	11.4	0.35
		(--)	4.1	11.4	0.36
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	3.8	11.4	0.34
		(-+)	3.9	11.4	0.35
		(+-)	3.6	11.4	0.32
		(--)	4.1	11.4	0.36
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	3.6	11.4	0.32
		(-+)	3.1	11.4	0.28
		(+-)	3.3	11.4	0.29
		(--)	3.4	11.4	0.30
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	3.5	11.4	0.31
		(-+)	3.4	11.4	0.30
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	3.9	11.4	0.35
		(-+)	3.3	11.4	0.29
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	3.6	11.4	0.32
		(-+)	3.8	11.4	0.34
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	4.6	11.4	0.41
		(-+)	3.6	11.4	0.32
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	4.3	11.4	0.38
③			3.7	11.4	0.33

表 4.10-3 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	3.3	11.4	0.29
		(-+)	3.4	11.4	0.30
		(+-)	3.0	11.4	0.27
		(--)	3.4	11.4	0.30
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	3.2	11.4	0.29
		(-+)	3.3	11.4	0.29
		(+-)	3.1	11.4	0.28
		(--)	3.5	11.4	0.31
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	3.2	11.4	0.29
		(-+)	2.7	11.4	0.24
		(+-)	2.8	11.4	0.25
		(--)	2.8	11.4	0.25
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	2.7	11.4	0.24
		(-+)	3.1	11.4	0.28
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	2.9	11.4	0.26
		(-+)	3.5	11.4	0.31
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	3.3	11.4	0.29
		(-+)	3.1	11.4	0.28
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	3.7	11.4	0.33
		(-+)	3.3	11.4	0.29
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	3.5	11.4	0.31
③			3.4	11.4	0.30

表 4.10-3 (3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	2.6	13.7	0.19
		(-+)	2.6	13.7	0.19
		(+-)	2.4	13.7	0.18
		(--)	2.8	13.7	0.21
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	2.8	13.7	0.21
		(-+)	2.6	13.7	0.19
		(+-)	2.6	13.7	0.19
		(--)	2.7	13.7	0.20
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	2.4	13.7	0.18
		(-+)	2.3	13.7	0.17
		(+-)	2.4	13.7	0.18
		(--)	2.4	13.7	0.18
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	2.1	13.7	0.16
		(-+)	2.4	13.7	0.18
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	2.4	13.7	0.18
		(-+)	2.3	13.7	0.17
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	2.8	13.7	0.21
		(-+)	2.7	13.7	0.20
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	3.0	13.7	0.22
		(-+)	2.6	13.7	0.19
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	2.8	13.7	0.21
③			2.7	13.7	0.20



表 4.10-3 (4) 基礎地盤の支持性能評価結果 (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 <sub>s</sub> -D1	(++)	2.6	11.4	0.23
		(-+)	2.2	11.4	0.20
		(+-)	2.7	11.4	0.24
		(--)	2.3	11.4	0.21
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	2.6	11.4	0.23
		(-+)	2.5	11.4	0.22
		(+-)	2.5	11.4	0.22
		(--)	2.5	11.4	0.22
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	2.2	11.4	0.20
		(-+)	2.1	11.4	0.19
		(+-)	2.4	11.4	0.22
		(--)	2.1	11.4	0.19
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	2.1	11.4	0.19
		(-+)	2.1	11.4	0.19
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	2.6	11.4	0.23
		(-+)	2.2	11.4	0.20
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	2.5	11.4	0.22
		(-+)	2.3	11.4	0.21
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	2.6	11.4	0.23
		(-+)	3.1	11.4	0.28
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	2.7	11.4	0.24
③			2.4	11.4	0.22

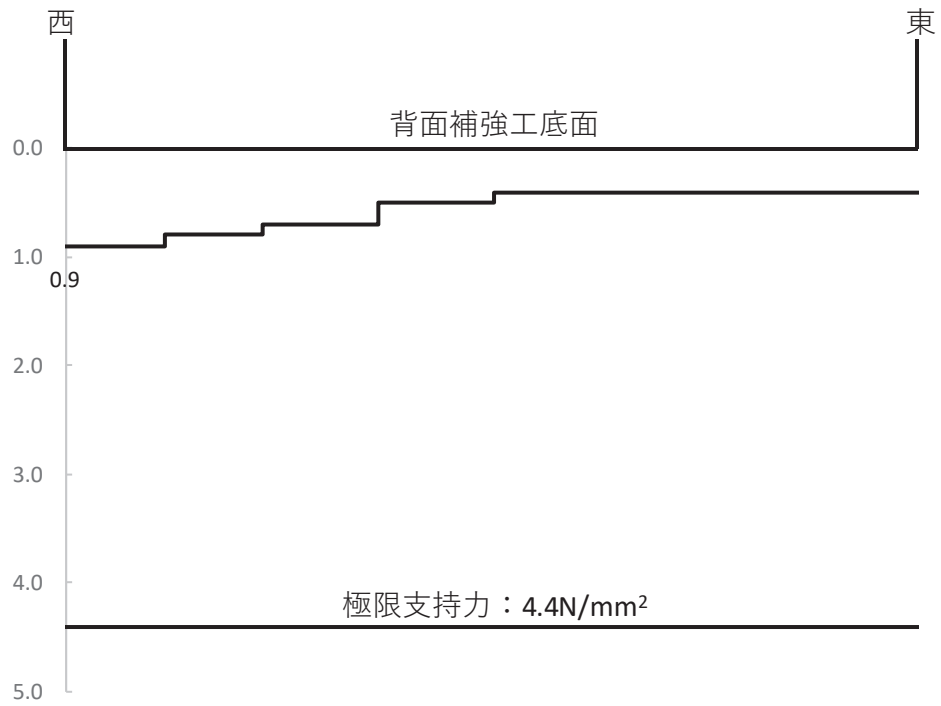


図 4.10-1 (1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 背面補強工)  
 (S s - D 1 ( +- ) )  
 解析ケース①: 基本ケース

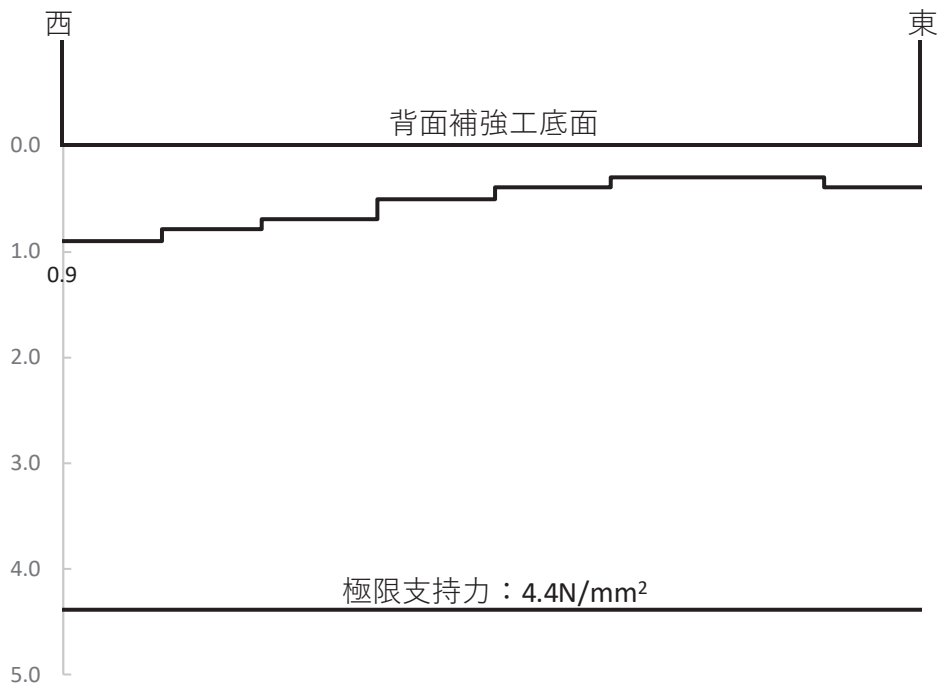


図 4.10-1 (2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 背面補強工)  
 (S s - F 3 ( - + ) )  
 解析ケース①: 基本ケース

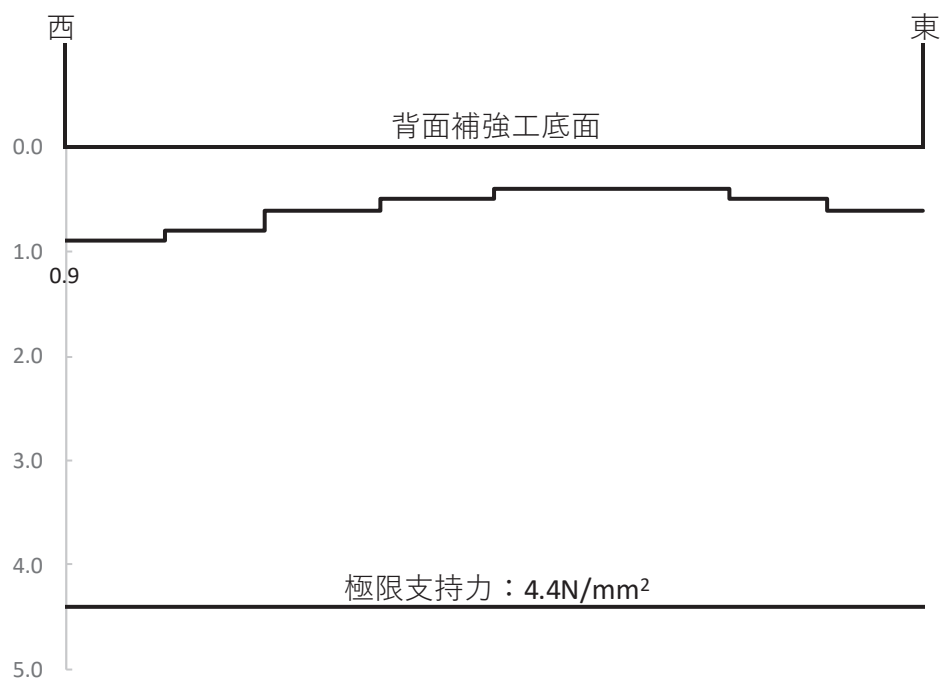


図 4.10-1 (3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 背面補強工)  
 (S s - D 2 (++) )  
 解析ケース①：基本ケース

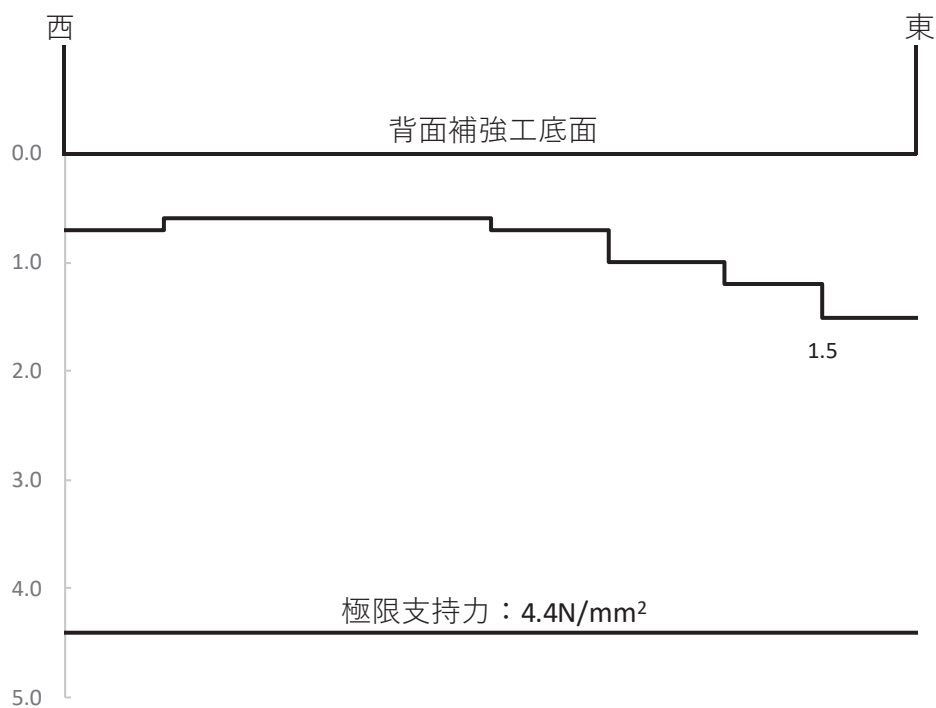


図 4.10-1 (4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 背面補強工)  
 (S s - D 2 (--) )  
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

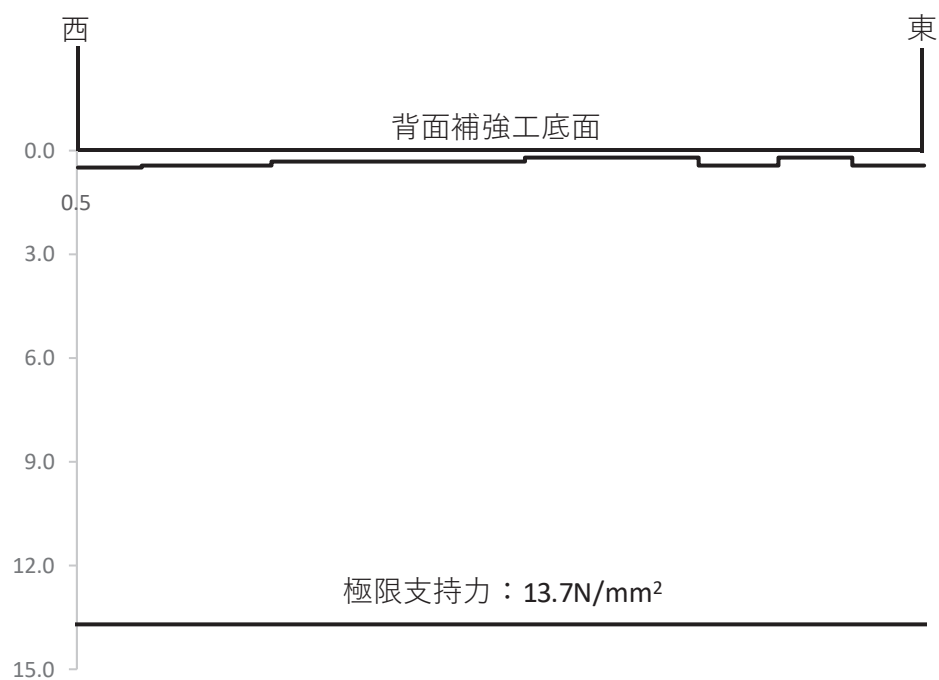


図 4.10-1 (5) 支持地盤の接地圧分布図 (断面⑤, 背面補強工)  
 (S s - F 3 (-+))  
 解析ケース①: 基本ケース

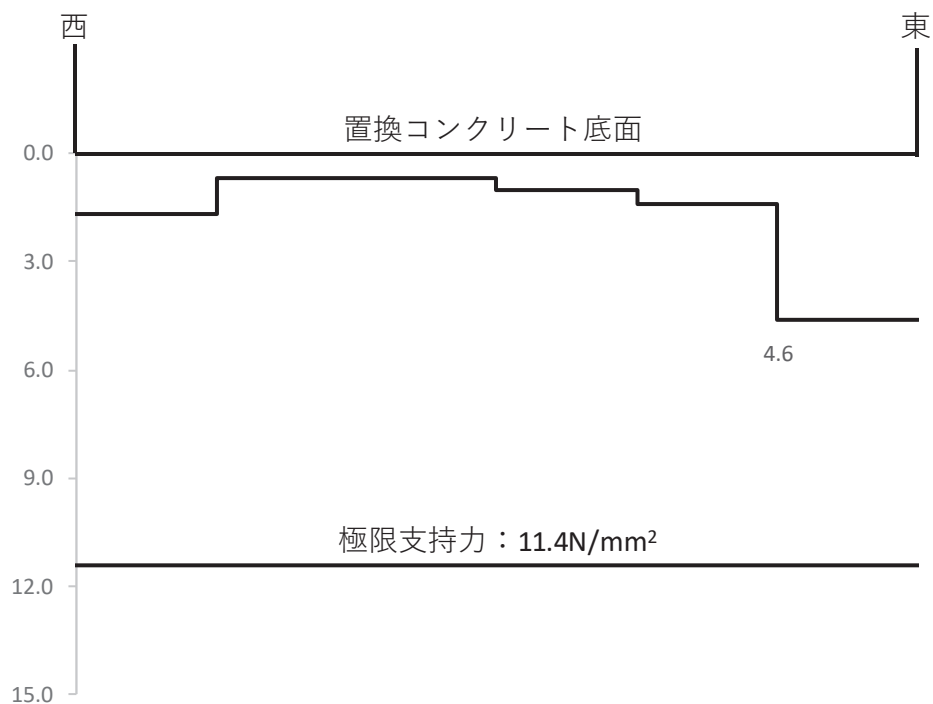


図 4.10-2 (1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)  
 (S s - N 1 (++) )  
 解析ケース①: 基本ケース

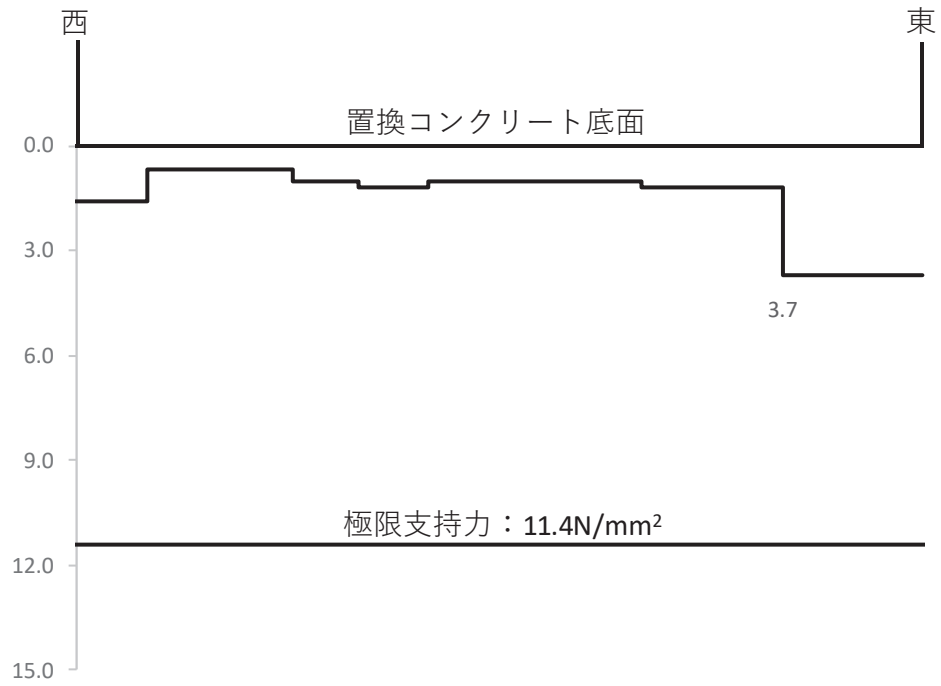


図 4.10-2 (2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 置換コンクリート)  
 (S s - N 1 (++) )  
 解析ケース① : 基本ケース

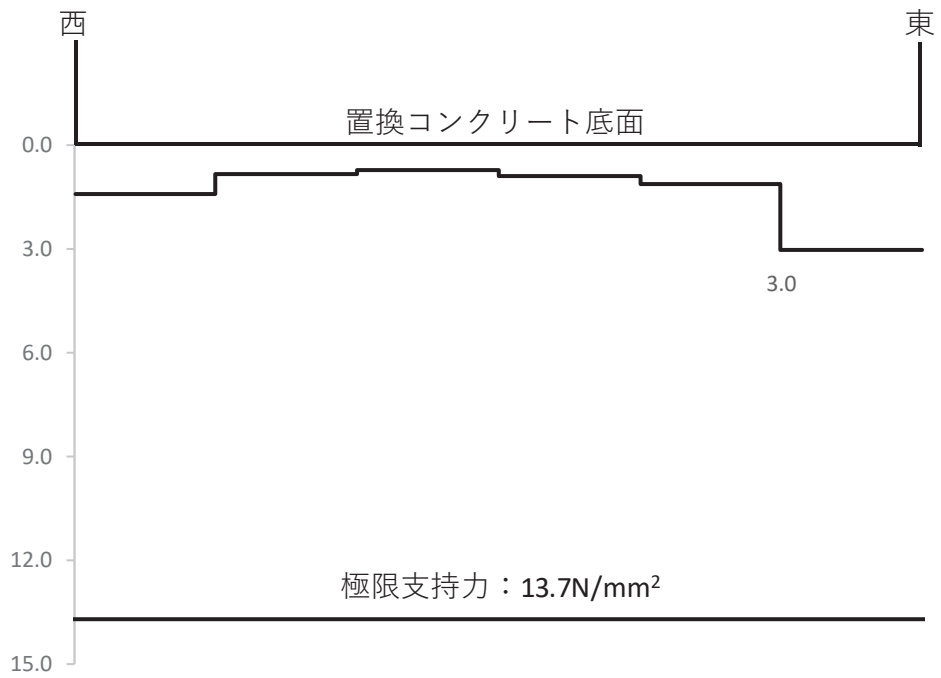


図 4.10-2 (3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 置換コンクリート)  
 (S s - N 1 (++) )  
 解析ケース① : 基本ケース

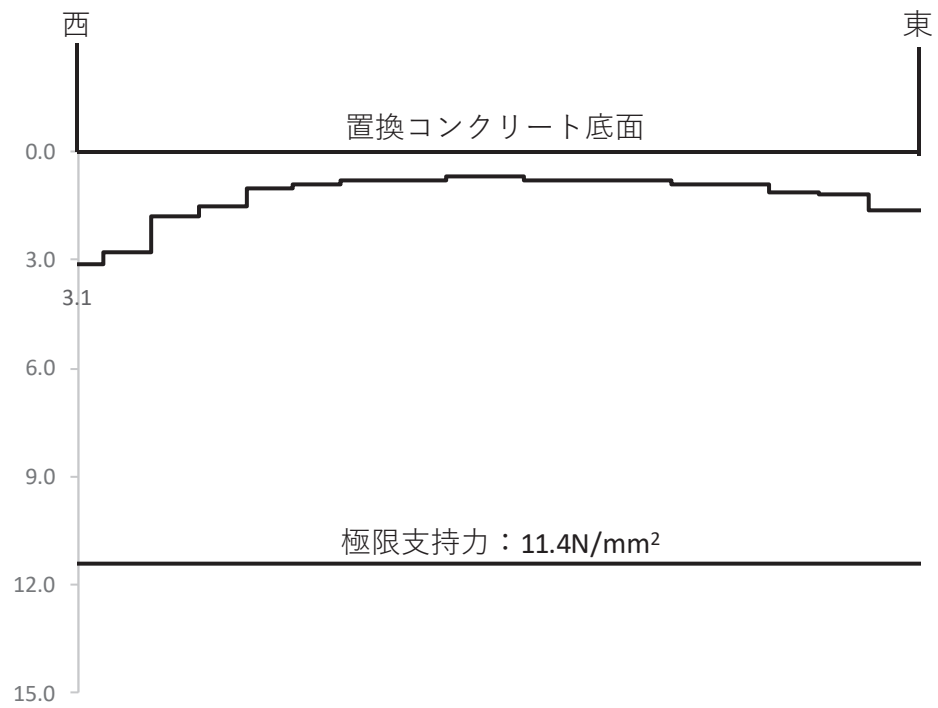


図 4. 10-2 (4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 置換コンクリート)  
 (S s - N 1 (-+))  
 解析ケース①：基本ケース

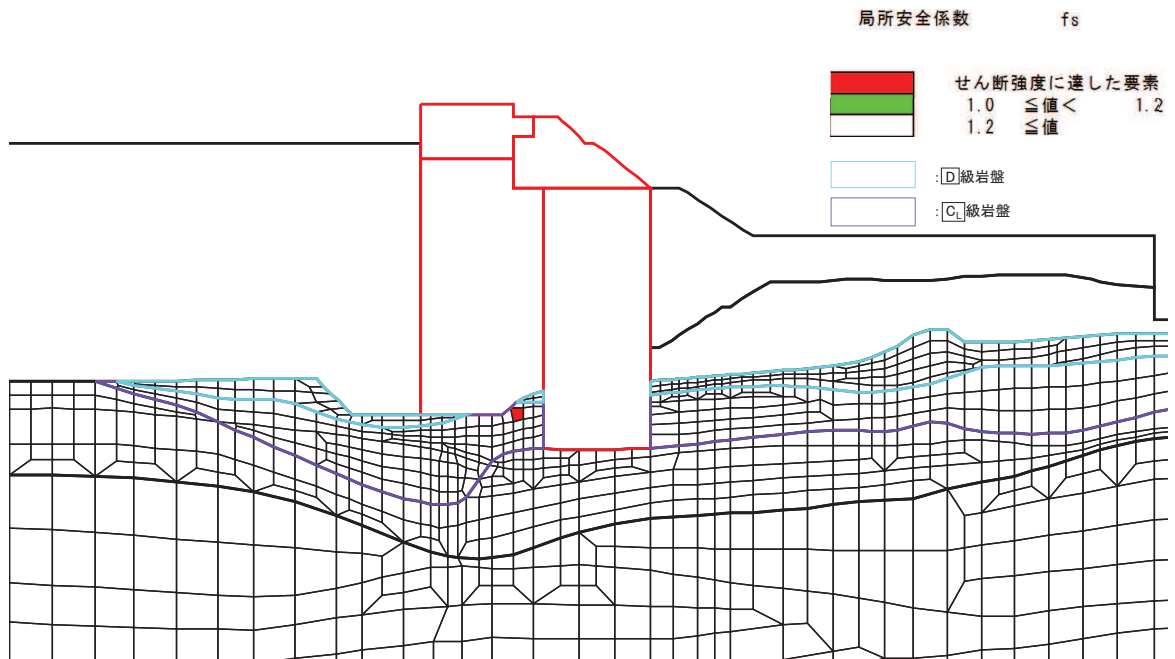


図 4.10-3 岩盤の局所安全係数分布  
 (断面①, S<sub>s</sub>-F1 (-+), t=20.07s)  
 解析ケース①: 基本ケース

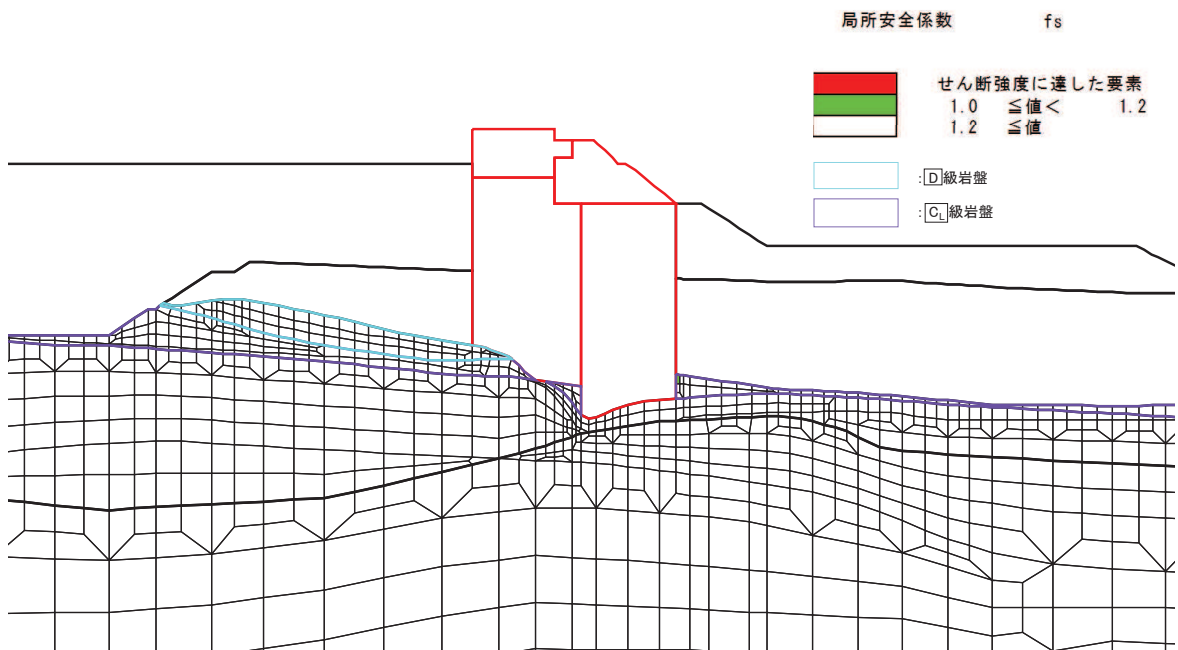


図 4.10-4 岩盤の局所安全係数分布  
 (断面②, S<sub>s</sub>-D1 (++) , t=67.94s)  
 解析ケース①: 基本ケース

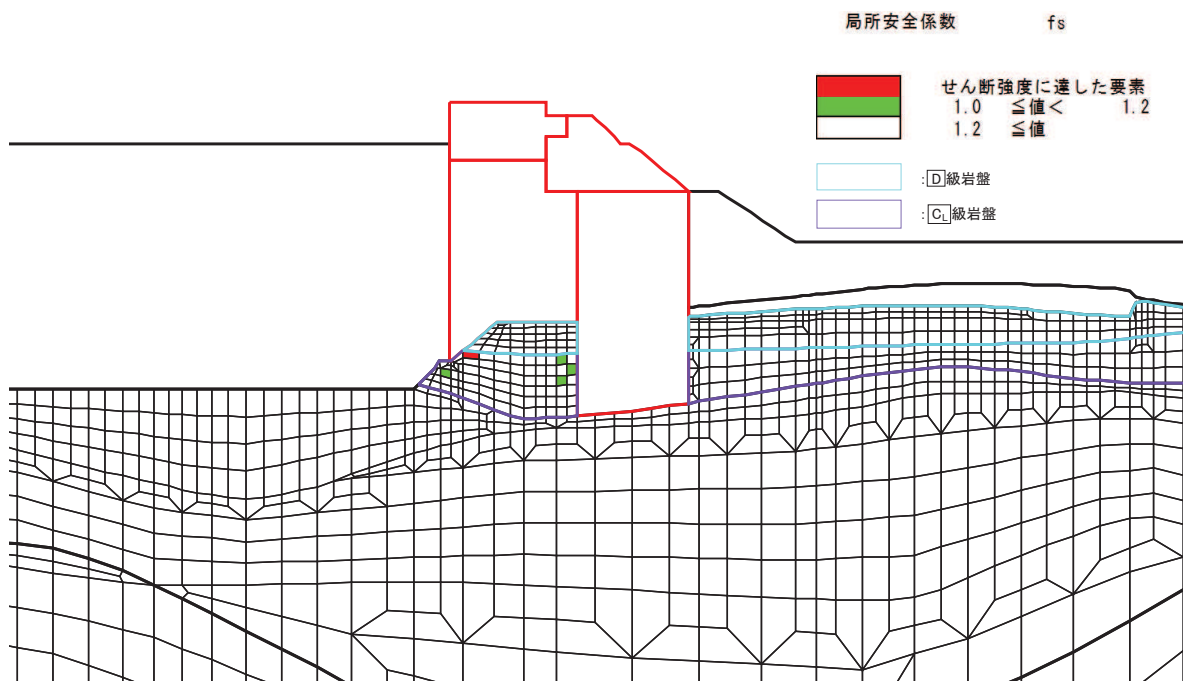


図 4.10-5 岩盤の局所安全係数分布  
 (断面③, S<sub>s</sub>-N1 (一+), t=7.62s)  
 解析ケース①: 基本ケース

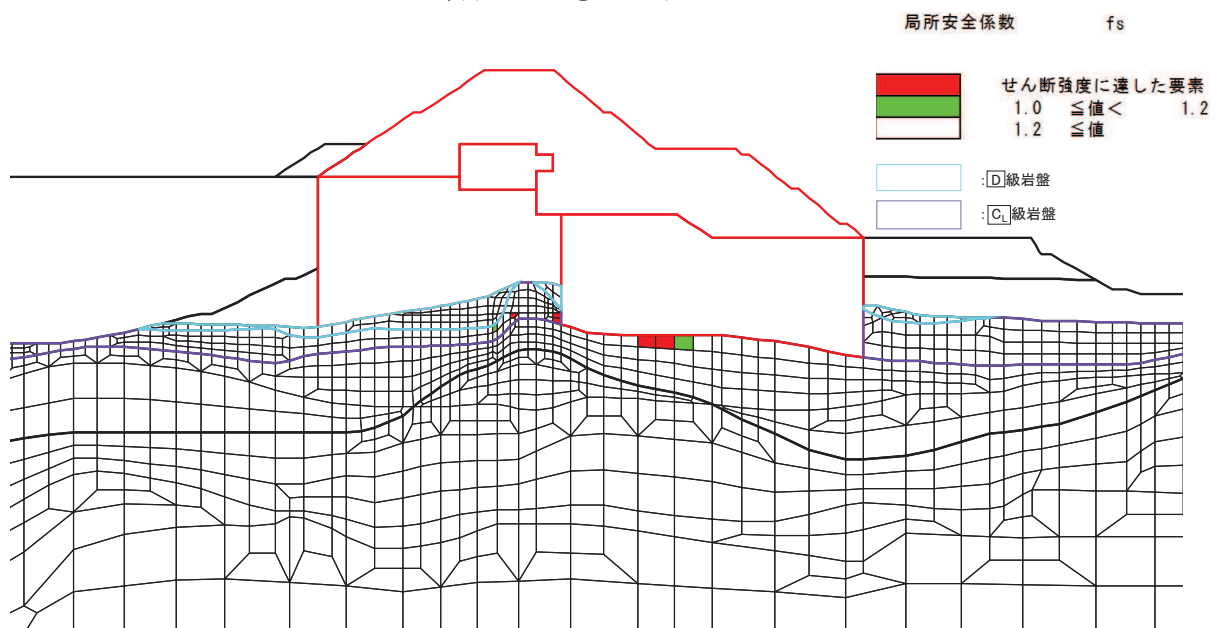


図 4.10-6 岩盤の局所安全係数分布  
 (断面④, S<sub>s</sub>-D2 (一一), t=25.47s)  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)



5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に関する影響検討

5.1 コンクリートの剛性の影響について

(1) 概要

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

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

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

(2) 評価方針

a. 評価方針

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②，鋼管杭，S s - D 2（-）」とする。

断面②の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

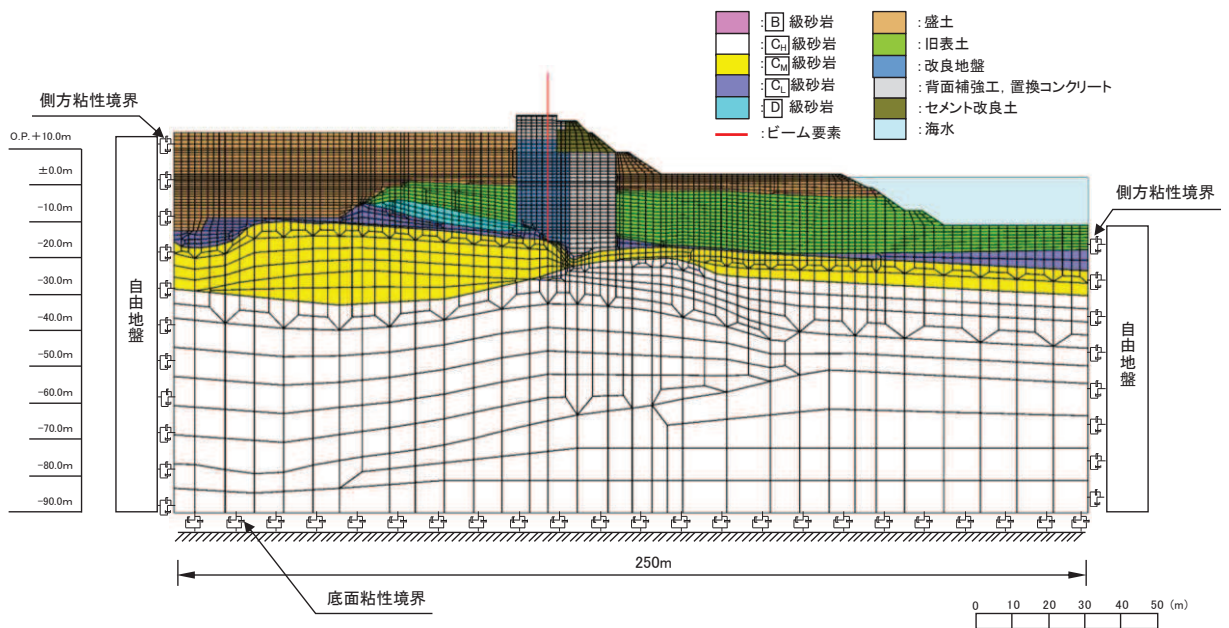


図 5.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の地震応答解析モデル

また、影響検討を行う解析ケースを表 5.1-1 に示す。材料物性（コンクリート）に対して構造物の実強度に基づく圧縮強度を設定した解析ケース④を実施する。

なお、表 5.1-1 に示す解析ケース①～③については、「4. 評価結果」にて評価を実施している。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

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

注記\*1: 「4. 評価結果」にて評価済み。

\*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

b. 新設構造物の圧縮強度の設定について

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

(a) JASS 5N による圧縮強度の設定方法

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

JASS 5N による圧縮強度の設定方法を以下に示す。

イ. コンクリートの調合強度の算定

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

調合強度は，次の式(1)及び式(2)を満足するように定める。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

表 5.1-2 工事实績より類推する標準偏差 ( $\sigma$ )

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

注記\* : 2015~2016 年の工事实績

#### ロ. コンクリートの調合管理強度の算定

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

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

ここに  $F_m$  : コンクリートの調合管理強度 (N/mm<sup>2</sup>)

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

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

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

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

表 5.1 構造体強度補正值 $_{28}S_{91}$ の標準値

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

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

図 5.1-2 構造体強度補正値の $_{28}S_{91}$ の標準値 (JASS 5N に加筆)

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

(b) 日本原子力学会標準による圧縮強度の設定方法

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

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

表 BZ.2 コンクリート実強度の統計値

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

図 5.1-3 コンクリート実強度の統計値 (日本原子力学会標準に加筆)

(c) 新設する構造物に設定する圧縮強度について

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

置換コンクリートで設定する圧縮強度を表 5.1-3 に示す。

なお、同等の配合となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工は施工済であることから、「1. (1) コンクリートの調合強度の算定（注記\*2）」の「a.」及び「b.」に示す方法のうち大きい方の値を標準偏差 $\sigma$ として定め、圧縮強度を推定した。

表 5.1-3 新設する構造物に設定する圧縮強度

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

注記\*1：JASS 5Nにより推定される圧縮強度

\*2：日本原子力学会標準により推定される圧縮強度

\*3：下線：圧縮強度①と圧縮強度②を比較して大きい方の値

(3) 評価結果

材料物性（コンクリート）のばらつきによる評価結果を表 5.1-4～表 5.1-10 に示す。

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

表 5.1-4 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②，S<sub>s</sub>-D2（--））

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*	A	10481	586	123	247	0.50
②*	A	10728	537	126	247	0.52
③*	A	10106	536	118	247	0.48
④	A	10651	494	124	247	0.51

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-5 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， $S_s - D2$ （—））

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	7946	61	217	0.29
②*	C	8130	62	217	0.29
③*	C	7684	59	217	0.28
④	C	8191	63	217	0.30

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-6 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
①*	6.92	21.0
②*	6.91	20.3
③*	6.92	21.8
④	6.92	20.5

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-7 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
①*	25.49	5.3
②*	25.48	5.2
③*	25.49	5.6
④	25.49	5.3

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-8 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
①*	25.30	3.7
②*	25.29	3.6
③*	25.30	3.8
④	25.30	3.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-9 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
①*	6.75	3.7
②*	25.11	4.0
③*	6.76	3.5
④	6.75	3.8

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-10(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 $R_a/R_{ua}$
①*	1.3	11.4	0.12
②*	1.2	11.4	0.11
③*	1.5	11.4	0.14
④	1.3	11.4	0.12

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-10 (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 $R_a/R_{ua}$
①*	0.9	4.4	0.21
②*	0.9	4.4	0.21
③*	0.8	4.4	0.19
④	0.9	4.4	0.21

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-10 (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 $R_a/R_{ua}$
①*	3.5	11.4	0.31
②*	3.5	11.4	0.31
③*	3.4	11.4	0.30
④	3.5	11.4	0.31

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



## 5.2 防潮堤前背面での地下水位差の影響検討について

### (1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用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」に従い、表 3.5-12 に示すとおり設定している。

一方、地下水位低下設備は余裕を持った設計を行っており、防潮堤（鋼管式鉛直壁）よりも山側の地下水位は設計用地下水位よりも低くなり、海側の地下水位と水位差が生じる可能性がある。

そのため、防潮堤（鋼管式鉛直壁）よりも山側と海側の地下水位に高低差を設定した場合の検討を行い、地下水位に高低差を与えた場合の耐震性に与える影響を確認する。

### (2) 評価方針

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②、鋼管杭，S s - D 2（-）」とする。

また、検討用の地下水位として、防潮堤よりも山側の地下水位を岩盤表面、海側を O.P. +1.43m（朔望平均満潮位）とし、地下水位の水頭差に応じた静水圧を置換コンクリートの側面に考慮する。検討用の地下水位を反映した断面②の解析モデルを図 5.2-1 に示す。

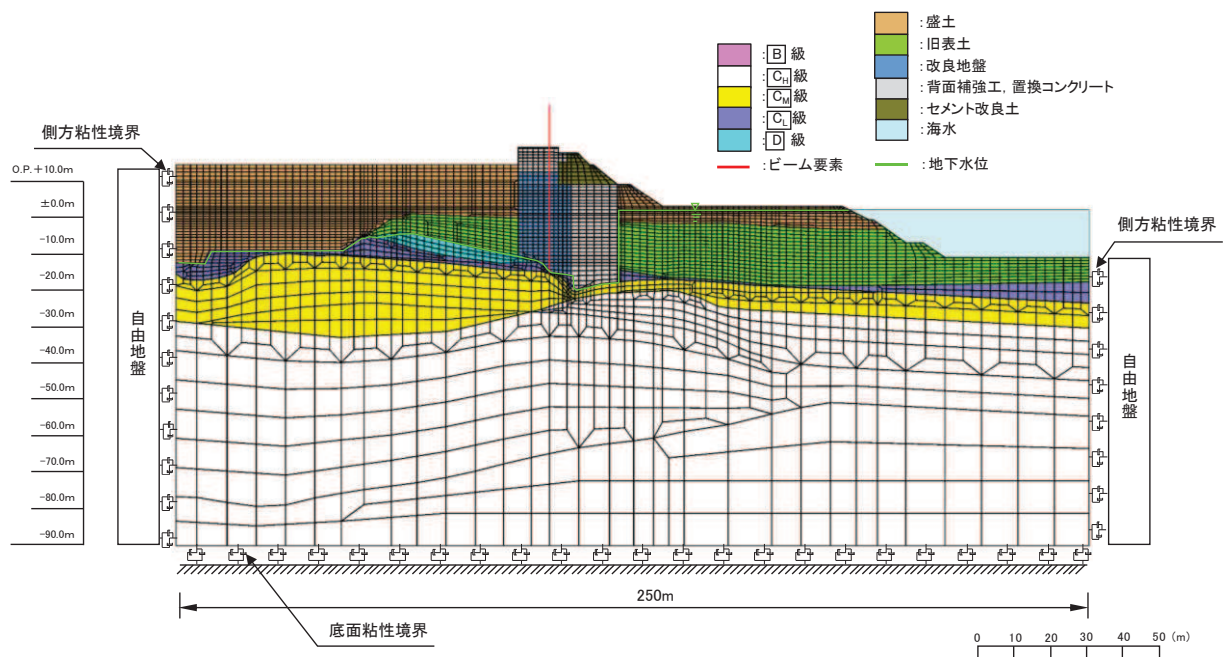


図 5.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の地震応答解析モデル（地下水位高低差あり）

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.2-1 に示す解析ケース①（基本ケース）に対して地下水位高低差を考慮する。



表 5.2-1 解析ケース

地下 水位	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)
高低差 無	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
高低差 有	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

地下水位に高低差を設けた場合の評価結果を表 5.2-2～表 5.2-8 に示す。

本検討の結果、地下水位に高低差を設けた場合の評価は設計用地下水位とした場合と大きな差異は無く、その影響が小さいことを確認した。

表 5.2-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面②, S<sub>s</sub>-D2 (—))

地下 水位	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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
高低差 無	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
高低差 有	①	A	11083	571	130	247	0.53

注記\*: 「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， $S_s-D2$ （--））

地下 水位	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
高低差 無	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
高低差 有	①	C	8417	64	217	0.30

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-4 背面補強工のすべり安全率（断面②， $S_s-D2$ （--））

地下 水位	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
高低差 無	①*	6.92	21.0
	②*	6.91	20.3
	③*	6.92	21.8
高低差 有	①	6.92	19.8

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-5 置換コンクリートのすべり安全率（断面②， $S_s-D2$ （--））

地下 水位	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
高低差 無	①*	25.49	5.3
	②*	25.48	5.2
	③*	25.49	5.6
高低差 有	①	25.48	5.5

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-6 改良地盤のすべり安全率（断面②， $S_s - D2$ （--））

地下 水位	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
高低差 無	①*	25.30	3.7
	②*	25.29	3.6
	③*	25.30	3.8
高低差 有	①	13.55	3.3

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-7 セメント改良土のすべり安全率（断面②， $S_s - D2$ （--））

地下 水位	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
高低差 無	①*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
高低差 有	①	25.12	3.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-8(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭，断面②， $S_s - D2$ （--））

地下 水位	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 $R_a/R_{ua}$
高低差 無	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
高低差 有	①	1.0	11.4	0.09

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-8(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(背面補強工, 断面②, S s - D 2 ( - - ) )

地下 水位	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 $R_a/R_{ua}$
高低差 無	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
高低差 有	①	0.9	4.4	0.21

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-8(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値  
(置換コンクリート, 断面②, S s - D 2 ( - - ) )

地下 水位	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 $R_a/R_{ua}$
高低差 無	①*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
高低差 有	①	3.2	11.4	0.31

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

### 5.3 断層交差部による影響検討について

#### (1) 概要

「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」において、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と交差する断層の影響を確認する方針としている。

図 5.3-1 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の直下を SF-2 断層が横断することから、SF-2 断層の変形が防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に与える影響を確認する。

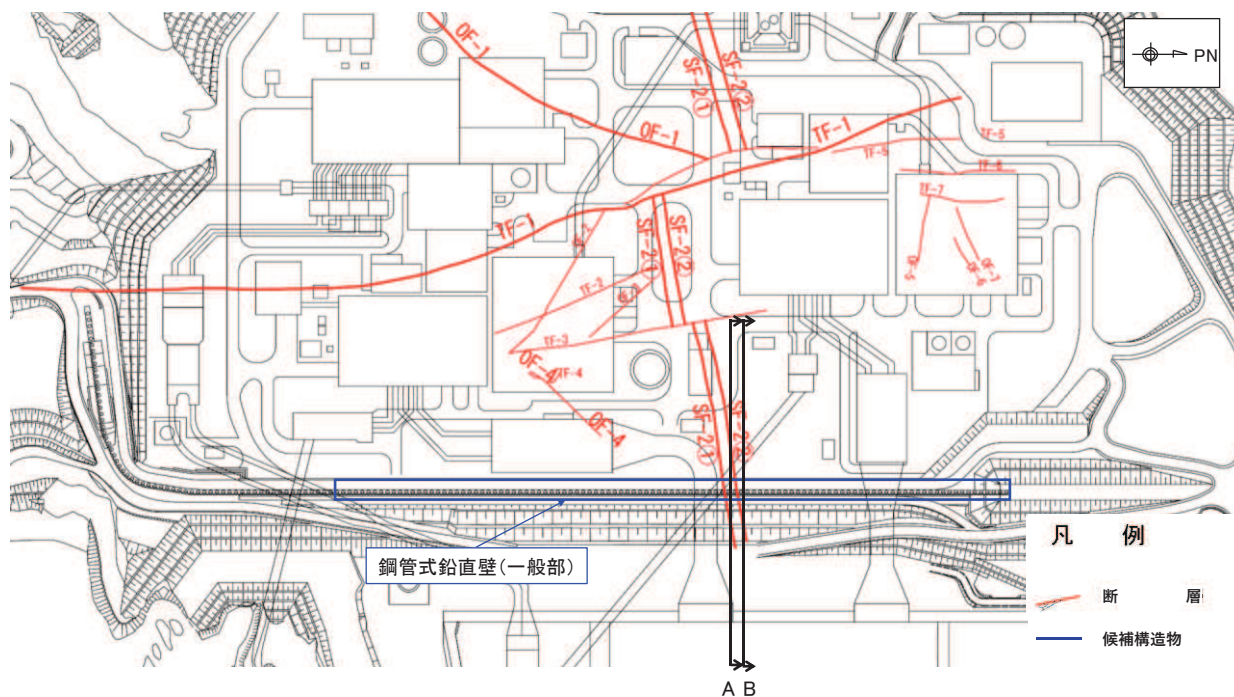


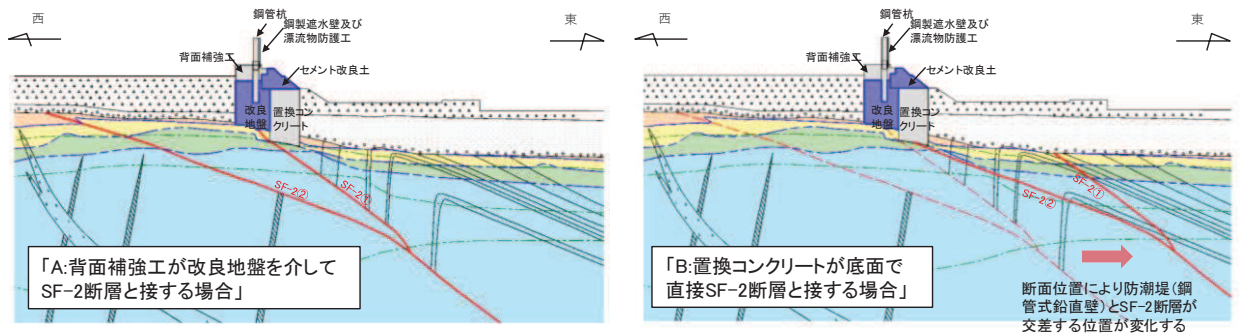
図 5.3-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）と断層の位置関係

#### (2) 評価方針

##### a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層の交差状況

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の方向と SF-2 断層の走向は直交ではなく角度をもっているため、図 5.3-1 に示す断面位置（断面 A 及び断面 B）により防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層が交差する位置が漸次的に変化する。防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層の交差のイメージを図 5.3-2 に示す。

図 5.3-2 により、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層の交差は、「A:背面補強工が改良地盤を介して SF-2 断層と接する場合（断面 A）」及び「B:置換コンクリートが底面で直接 SF-2 断層と接する場合（断面 B）」に分類される。



(断面 A)

(断面 B)

図 5.3-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層の交差イメージ

b. 評価断面及びモデル化

評価断面は防潮堤（鋼管式鉛直壁）と SF-2 断層が交差する区間において、断面選定上の主な観点である「改良地盤の厚さ」及び「 $C_M$ 級岩盤上面の深さ」から、構造物にとって厳しくなることが想定される断面（断面 A）を選定する（図 5.3-3）。

モデル化に当たっては、断面 A は図 5.3-3 に示す断面をそのままモデル化する。断面 B は「B:置換コンクリートが底面で直接 SF-2 断層と接する場合」になるように SF-2 断層を平行移動してモデル化する。地震応答解析モデルを図 5.3-4 に示す。

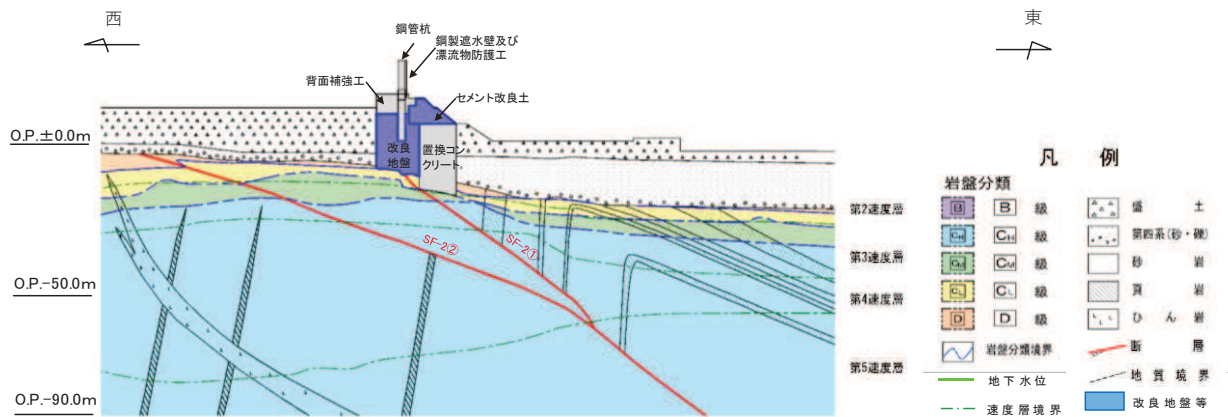


図 5.3-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価断面（断面 A）



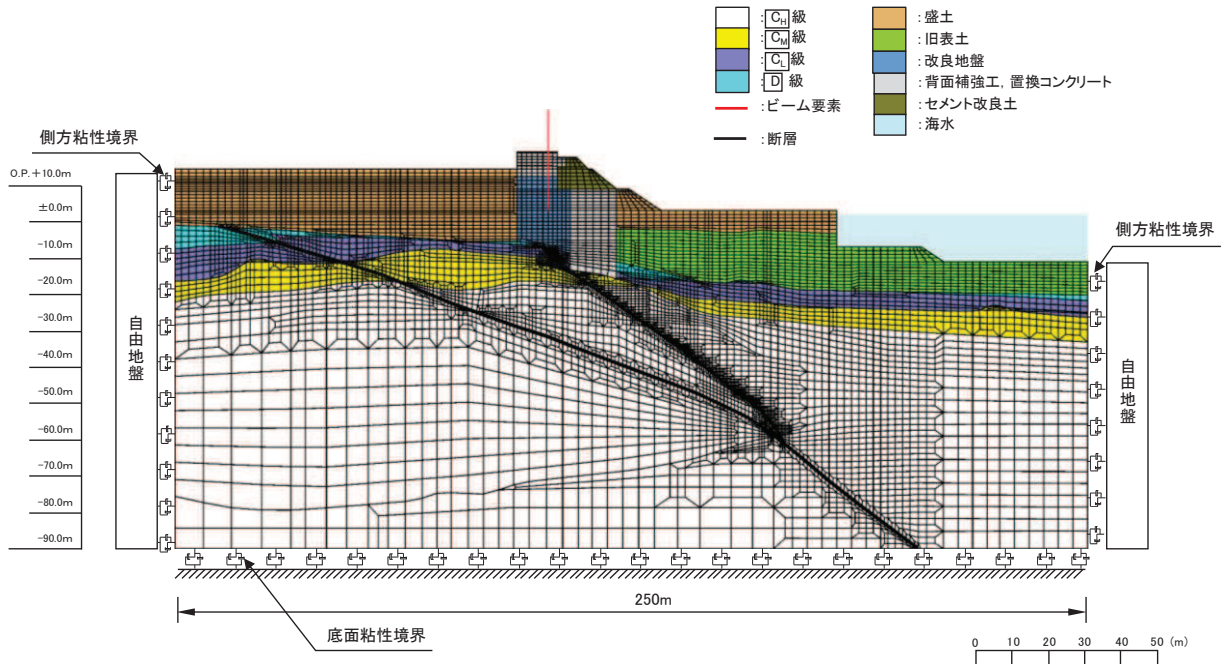


図 5.3-4(1) 地震応答解析モデル  
(断面 A, 背面補強工が改良地盤を介して SF-2 断層と接する場合)

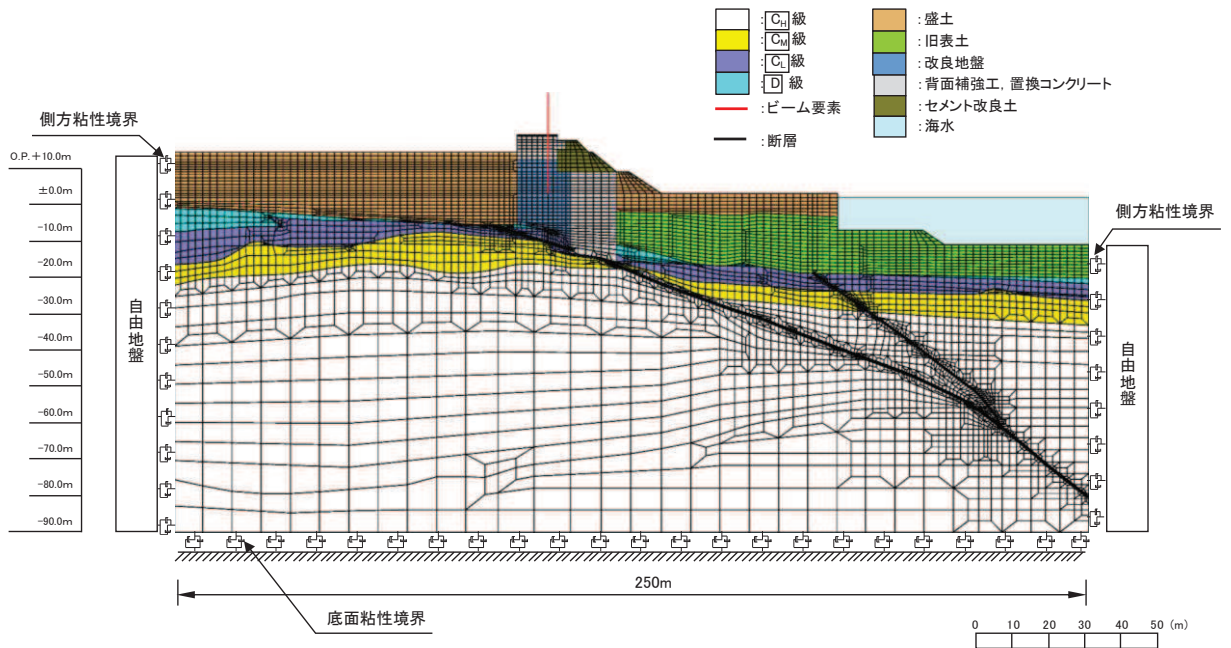


図 5.3-4(2) 地震応答解析モデル  
(断面 B, 置換コンクリートが底面で直接 SF-2 断層と接する場合)

c. 解析ケース

評価に用いる入力地震動は、全基準地震動  $S_s$  とし、地盤物性のばらつきは考慮せずに、表 5.3-1 に示す解析ケース①を実施する。

表 5.3-1 解析ケース

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

d. 断層幅

断層幅については、破碎帯の膨縮や風化によって、各断層で必ずしも一様とはならないことから、評価に用いる断層幅は、解析モデル領域で得られた試掘坑調査、底盤スケッチ、ボーリング調査の結果により得られた値を俯瞰して、平均値により設定することとする。防潮堤に接するSF-2①断層の断層幅の分布を図 5.3-5 に、SF-2②断層の断層幅の分布を図 5.3-6 に、断層幅の調査結果一覧を表 5.3-2 に示す。表 5.3-2 より SF-2①断層は 115mm, SF-2②断層は 205mm として検討する。

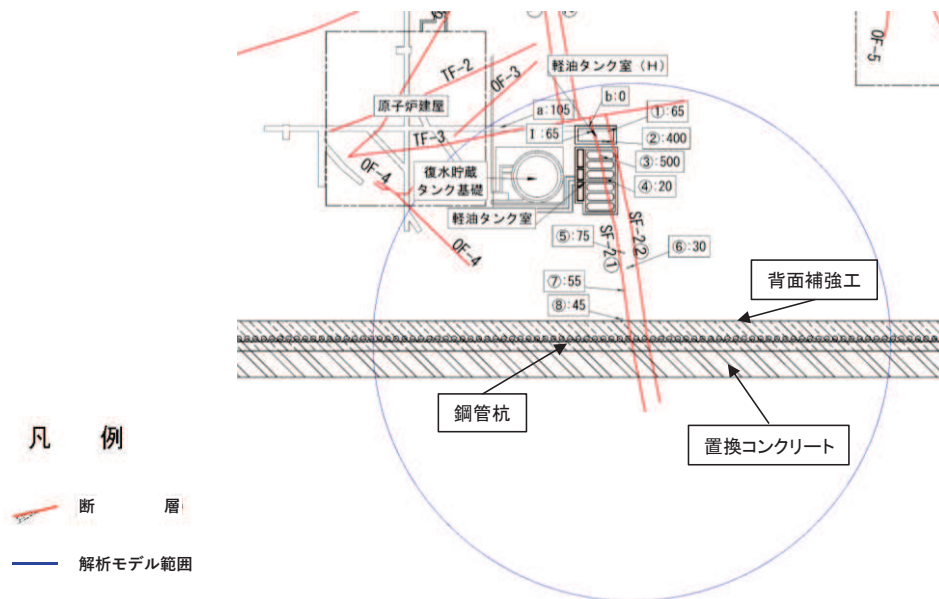


図 5.3-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）に接する SF-2①断層の断層幅の分布



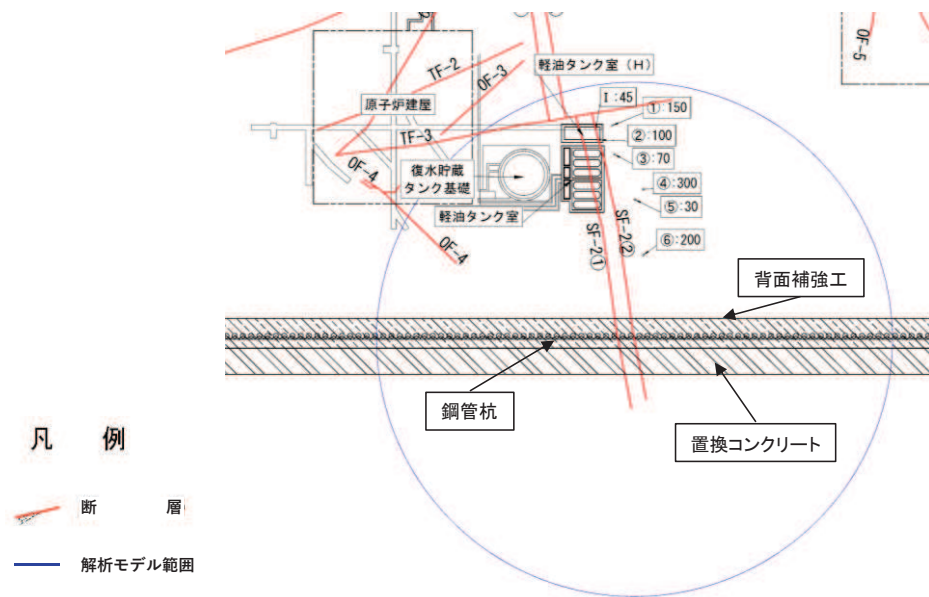


図 5.3-6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）に接する SF-2②断層の断層幅の分布

表 5.3-2 防潮堤の断層幅の調査結果の一覧

構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅 (mm)		断層幅*1 (mm)
				調査値	平均値	
防潮堤	SF-2① 断層	試掘坑	I	5 ~ 110	58	115
		底版 スケッチ	①	50 ~ 80	65	
			②	400	400	
			③	10 ~ 500	255	
			④	50 ~ 100	75	
			⑤	30	30	
			⑥	50 ~ 60	55	
			⑦	10 ~ 80	45	
	ボーリング	a	52	52		
	SF-2② 断層	試掘坑	I	200 ~ 700	450	205
		底版 スケッチ	①	150	150	
			②	50 ~ 150	100	
			③	70	70	
			④	300	300	
⑤			30 ~ 300	165		
⑥	200	200				

注記\*1：平均値（防潮堤に接する断層ごとの平均値）

(3) 評価結果

断層交差部の影響として SF-2 断層をモデル化した場合の評価結果を表 5.3-3～表 5.3-9 に示す。

本検討の結果、断面 A で最も厳しい照査結果となったのは鋼管杭の曲げ圧縮照査で 0.41 (S<sub>s</sub>-D2) , 断面 B で最も厳しい照査結果となったのは鋼管杭の曲げ圧縮照査で 0.42 (S<sub>s</sub>-D2) であった。これに対して、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面である断面②及び断面③の方が照査は厳しい結果であった。

表 5.3-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

断面	地震動		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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
A	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	A	7258	350	85	247	0.35
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	A	8523	348	99	247	0.41
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	A	5839	406	69	247	0.28
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	A	7610	371	89	247	0.37
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	A	5823	446	69	247	0.28
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	A	5805	345	68	247	0.28
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	A	4216	508	51	247	0.21
B	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	A	7986	393	94	247	0.39
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	A	8771	333	102	247	0.42
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	A	5599	505	67	247	0.28
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	A	6596	391	78	247	0.32
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	A	5256	356	62	247	0.26
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	A	5670	378	67	247	0.28
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	A	3965	464	48	247	0.20
断面②*	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	A	10009	265	116	247	0.47

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

断面	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
A	Ss-D 1	(++)	C	6606	51	217	0.24
	Ss-D 2	(++)	C	7615	58	217	0.27
	Ss-D 3	(++)	C	5278	41	217	0.19
	Ss-F 1	(++)	C	6661	51	217	0.24
	Ss-F 2	(++)	C	5249	40	217	0.19
	Ss-F 3	(++)	C	5254	40	217	0.19
	Ss-N 1	(++)	C	3711	29	217	0.14
B	Ss-D 1	(++)	C	7172	55	217	0.26
	Ss-D 2	(++)	C	7689	59	217	0.28
	Ss-D 3	(++)	C	5257	40	217	0.19
	Ss-F 1	(++)	C	5801	45	217	0.21
	Ss-F 2	(++)	C	4741	37	217	0.18
	Ss-F 3	(++)	C	5184	40	217	0.19
	Ss-N 1	(++)	C	3831	30	217	0.14
断面②*	Ss-D 2	(++)	C	8734	67	217	0.31

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-5 背面補強工のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
A	Ss-D 1	(++)	37.22	23.8
	Ss-D 2	(++)	6.91	22.7
	Ss-D 3	(++)	20.97	28.1
	Ss-F 1	(++)	19.62	25.0
	Ss-F 2	(++)	31.35	30.0
	Ss-F 3	(++)	26.84	28.4
	Ss-N 1	(++)	7.91	29.7
B	Ss-D 1	(++)	37.04	22.8
	Ss-D 2	(++)	6.90	23.3
	Ss-D 3	(++)	28.74	29.6
	Ss-F 1	(++)	19.61	28.9
	Ss-F 2	(++)	28.49	31.5
	Ss-F 3	(++)	26.84	30.1
	Ss-N 1	(++)	7.92	33.2
断面②*	Ss-D 2	(++)	6.91	20.7

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-6 置換コンクリートのすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
A	Ss-D 1	(++)	18.71	5.6
	Ss-D 2	(++)	25.26	4.7
	Ss-D 3	(++)	29.71	6.3
	Ss-F 1	(++)	18.90	6.0
	Ss-F 2	(++)	27.86	5.6
	Ss-F 3	(++)	26.71	5.9
	Ss-N 1	(++)	7.53	4.2
B	Ss-D 1	(++)	25.49	5.4
	Ss-D 2	(++)	25.25	5.1
	Ss-D 3	(++)	8.82	6.4
	Ss-F 1	(++)	18.90	6.2
	Ss-F 2	(++)	26.89	6.1
	Ss-F 3	(++)	26.71	5.8
	Ss-N 1	(++)	7.52	4.5
断面①*	Ss-N 1	(++)	7.54	4.2

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-7 改良地盤のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
	地震動	評価結果		
A	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	32.30	3.1
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	13.41	3.4
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	15.58	3.4
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	19.50	3.4
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	31.31	3.1
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	26.83	3.1
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	7.54	3.4
B	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	32.29	3.4
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	13.41	3.6
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	20.94	3.8
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	19.49	3.7
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	28.47	3.0
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	26.83	3.5
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	7.53	3.5
断面①*	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	17.27	2.9
断面③*	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	32.30	2.9

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-8 セメント改良土のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
	地震動	評価結果		
A	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	37.21	3.8
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	6.82	3.8
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	15.43	4.2
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	22.41	4.0
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	27.85	4.2
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	28.63	4.5
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	7.52	5.1
B	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	37.20	3.6
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	6.81	3.6
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	15.42	4.3
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	22.40	4.3
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	27.85	4.3
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	28.45	5.1
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	7.63	5.7
断面②*	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	6.82	3.5

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-9(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）\*

断面	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> )	$R_a/R_{ua}$
A	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.8	4.4	0.19
B	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.7	4.4	0.16

注記 \* : 短杭としてモデル化しているため比較対象外

表 5.3-9(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

断面	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> )	$R_a/R_{ua}$
A	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.8	4.4	0.19
B	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.7	4.4	0.16
断面①*	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.3-9(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

断面	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> )	$R_a/R_{ua}$
A	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	3.0	13.7	0.22
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	3.2	13.7	0.24
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	2.8	13.7	0.21
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	3.0	13.7	0.22
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	2.7	13.7	0.20
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	3.4	13.7	0.25
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	2.1	13.7	0.16
B	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	4.2	13.7	0.31
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	4.5	13.7	0.33
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	3.2	13.7	0.24
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	3.1	13.7	0.23
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	3.4	13.7	0.25
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	3.6	13.7	0.27
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	2.6	13.7	0.19
断面③*1*2	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	3.0	13.7	0.22

注記 \*1：「4. 評価結果」の値を再掲

\*2：支持地盤が狐崎部層である断面③の最大照査値を示す



## 5.4 隣接構造物による影響検討について

### (1) 概要

「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」において、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と隣接する構造物の影響についても確認する方針としている。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）と隣接する構造物としては、図 5.4-1 に示すとおり第 2 号機海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室、防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）、防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）、第 1 号機取水路、第 2 号機取水路及び第 3 号機取水路が挙げられる。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、防潮堤に変位が生じやすいよう山側を盛土でモデル化していることから、隣接構造物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に及ぼす影響の程度を確認する。

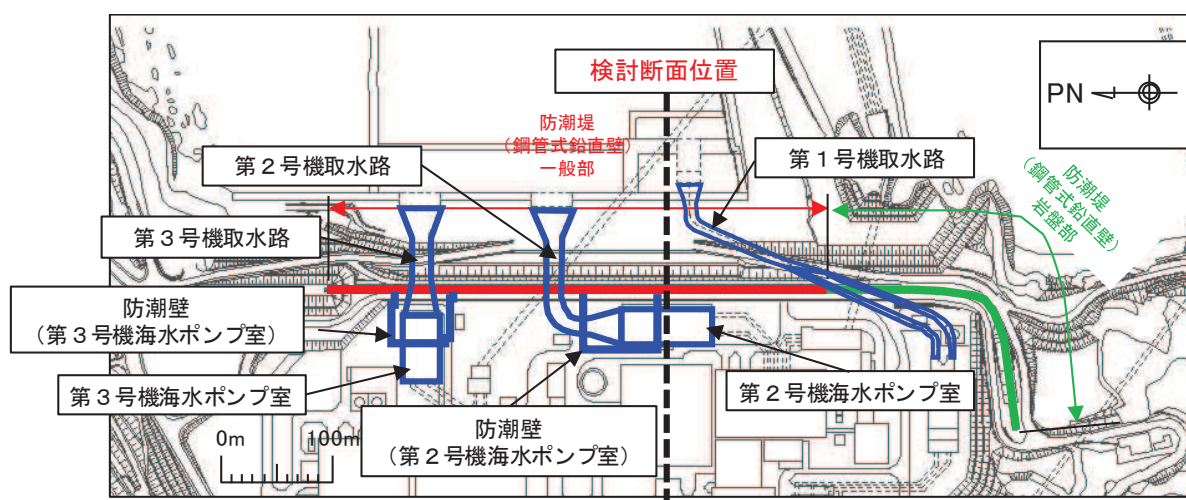


図 5.4-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）と隣接する構造物位置図

### (2) 評価方針

隣接構造物の影響に関しては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の山側（敷地側）に改良地盤や構造物（原子炉建屋）が連続する第 2 号機海水ポンプ室が位置する断面を選定した。選定した評価断面図を図 5.4-2 に、地震応答解析モデルを図 5.4-3 に示す。

評価に用いる入力地震動は、全基準地震動  $S_s$ （位相は（++））とし、地盤物性のばらつきは考慮せずに、表 5.4-1 に示す解析ケース①を実施する。

海水ポンプ室及び原子炉建屋のモデル化に当たっては、防潮堤の山側に位置する構造物の影響が顕著に表れると考え、仮想的にコンクリート剛性を適用したソリッド要素でモデル化する。

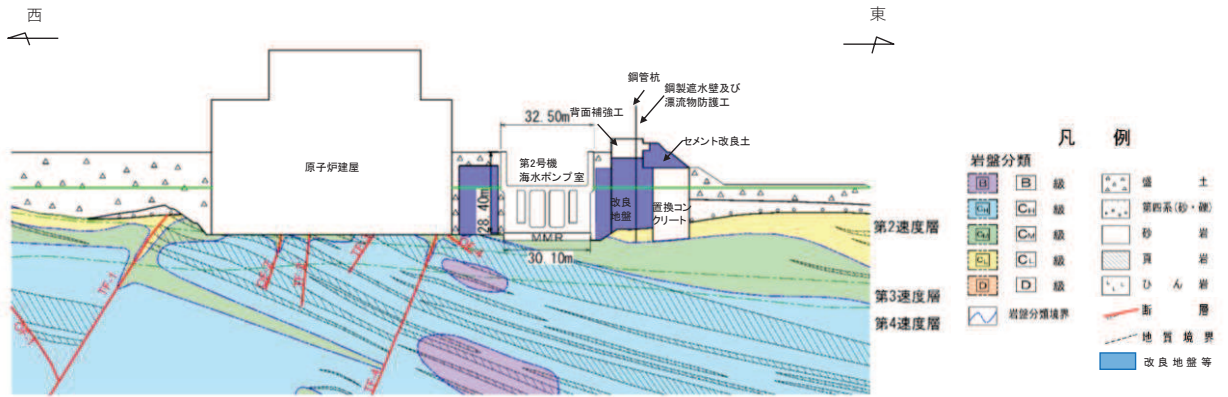


図 5.4-2 隣接構造物影響検討断面図（第2号機海水ポンプ室）

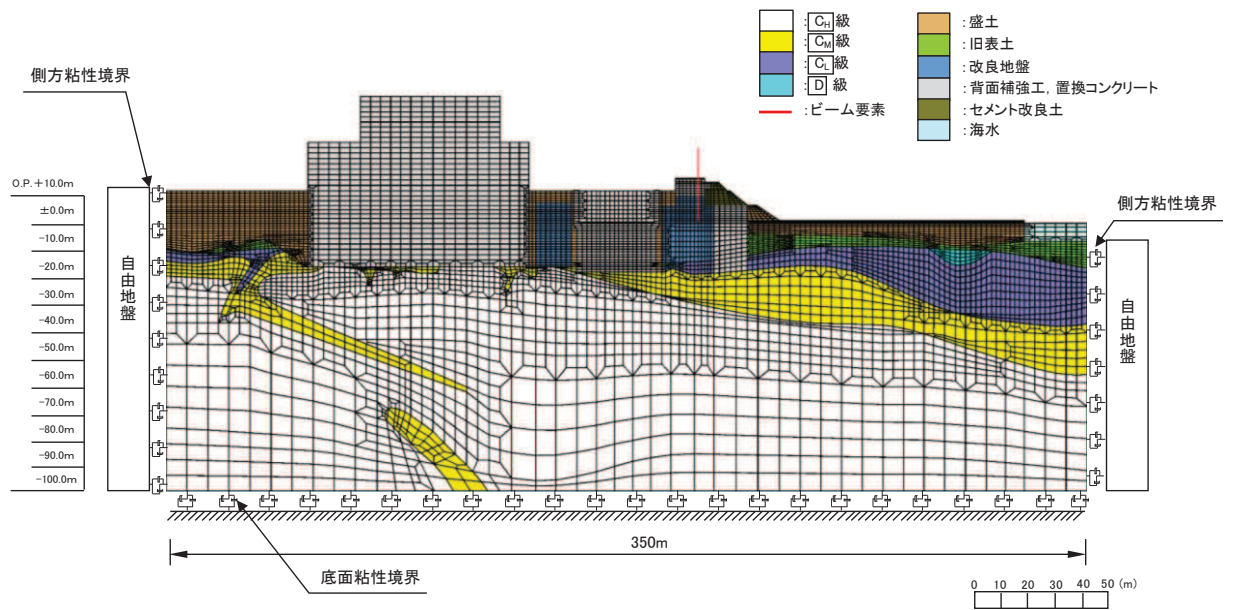


図 5.4-3 地震応答解析モデル（隣接構造物影響検討）

表 5.4-1 解析ケース

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

隣接構造物の影響として第2号機海水ポンプ室をモデル化した場合の評価結果を表5.4-2～表5.4-8に示す。また、比較として、断面①～③のうち、基準地震動 $S_s$ 、位相(++)の中で最も照査値が厳しい値を示す。

本検討の結果、隣接構造物をモデル化することで、鋼管杭の断面力や背面補強工のすべり安全率及び基礎地盤の支持性能の照査値に影響があるものの、成立性に対しては影響がないことを確認した。

表 5.4-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

断面	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> )	
隣接 構造物 影響検討 断面	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	A	10541	458	123	247	0.50
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	A	10957	406	127	247	0.52
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	A	8608	485	101	247	0.41
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	A	7217	417	85	247	0.35
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	A	7504	355	88	247	0.36
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	A	8457	408	99	247	0.41
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	A	5609	293	66	247	0.27
断面②*	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	A	10009	265	116	247	0.47

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

断面	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度	短期許容応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
					$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
隣接 構造物 影響検討 断面	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	C	9733	74	217	0.35
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	C	9751	75	217	0.35
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	C	7513	58	217	0.27
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	C	6509	50	217	0.24
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	C	6938	53	217	0.25
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	C	7400	57	217	0.27
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	C	5359	41	217	0.19
断面②*	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	C	8734	67	217	0.31

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-4 背面補強工のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
隣接 構造物 影響検討 断面	S s-D 1	(++)	37.21	16.1
	S s-D 2	(++)	6.91	18.0
	S s-D 3	(++)	6.42	22.5
	S s-F 1	(++)	19.61	25.4
	S s-F 2	(++)	27.71	23.6
	S s-F 3	(++)	28.72	18.2
	S s-N 1	(++)	7.52	25.9
断面②*	S s-D 2	(++)	6.91	20.7

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-5 置換コンクリートのすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
隣接 構造物 影響検討 断面	S s-D 1	(++)	45.03	8.4
	S s-D 2	(++)	13.54	6.6
	S s-D 3	(++)	21.04	8.9
	S s-F 1	(++)	18.88	9.5
	S s-F 2	(++)	27.85	8.2
	S s-F 3	(++)	28.61	7.1
	S s-N 1	(++)	7.51	5.6
断面①*	S s-N 1	(++)	7.54	4.2

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-6 改良地盤のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
隣接 構造物 影響検討 断面	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	25.22	3.2
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	13.66	3.3
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	20.93	3.7
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	19.49	4.2
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	31.29	3.4
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	26.82	3.4
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	7.35	3.7
断面①*	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	17.27	2.9
断面③*	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	32.30	2.9

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-7 セメント改良土のすべり安全率

断面	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
隣接 構造物 影響検討 断面	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	37.20	3.8
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	6.99	4.1
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	21.03	4.7
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	18.89	5.3
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	28.56	5.2
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	28.61	3.8
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	7.51	4.5
断面②*	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	6.82	3.5

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-8(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）\*

断面	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> )	$R_a/R_{ua}$
隣接 構造物 影響検討 断面	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	0.6	4.4	0.14
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.6	4.4	0.14

注記 \* : 短杭としてモデル化しているため比較対象外

表 5.4-8(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

断面	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> )	$R_a/R_{ua}$
隣接 構造物 影響検討 断面	S <sub>s</sub> -D 1	(++)	1.0	4.4	0.23
	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	1.0	4.4	0.23
	S <sub>s</sub> -D 3	(++)	0.9	4.4	0.21
	S <sub>s</sub> -F 1	(++)	0.8	4.4	0.19
	S <sub>s</sub> -F 2	(++)	0.7	4.4	0.16
	S <sub>s</sub> -F 3	(++)	1.0	4.4	0.23
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	0.7	4.4	0.16
断面①*	S <sub>s</sub> -D 2	(++)	0.9	4.4	0.21

注記 \* : 「4. 評価結果」の値を再掲

表 5.4-8(3) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（置換コンクリート）

断面	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> )	$R_a/R_{ua}$
隣接 構造物 影響検討断 面	Ss-D 1	(++)	2.1	13.7	0.16
	Ss-D 2	(++)	2.6	13.7	0.19
	Ss-D 3	(++)	2.0	13.7	0.15
	Ss-F 1	(++)	2.1	13.7	0.16
	Ss-F 2	(++)	2.3	13.7	0.17
	Ss-F 3	(++)	2.4	13.7	0.18
	Ss-N 1	(++)	2.8	13.7	0.21
断面③*1*2	Ss-N 1	(++)	3.0	13.7	0.22

注記 \*1: 「4. 評価結果」の値を再掲

\*2: 支持地盤が狐崎部層である断面③の最大照査値を示す



## 5.5 液状化しない場合の不確かさの影響検討について

### (1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部は、前背面の地表面が傾斜しており、液状化による側方流動の影響を受ける可能性があることも踏まえ、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を用いて評価を行っている。

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

### (2) 評価方針

評価対象断面及び入力地震動については、表 5.5-1 に示す「4. 評価結果」のうち各断面の解析ケース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する。

また、各断面の地震応答解析モデルを図 5.5-1～図 5.5-4 に示す。

表 5.5-1 評価対象断面及び入力地震動

評価対象断面	評価対象地震動
断面①	S s - D 2 ( -- )
断面②	S s - D 2 ( -- )
断面③	S s - D 2 ( -- )
断面④	S s - D 2 ( -- )

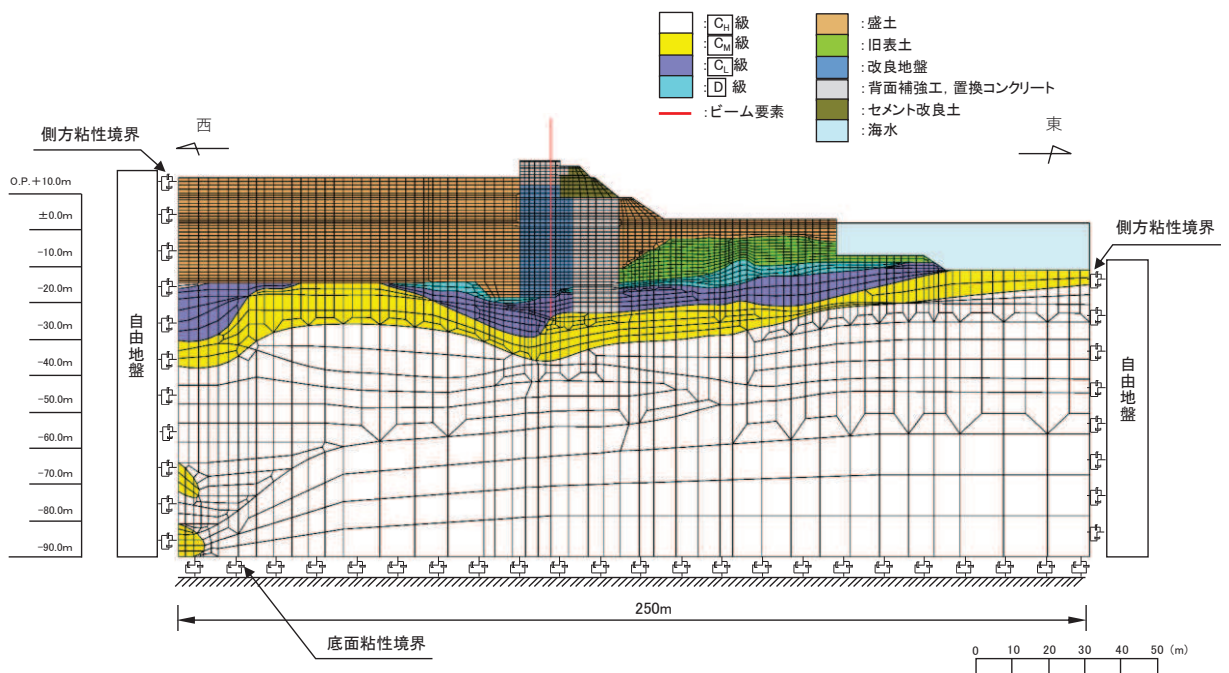


図 5.5-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面①の地震応答解析モデル

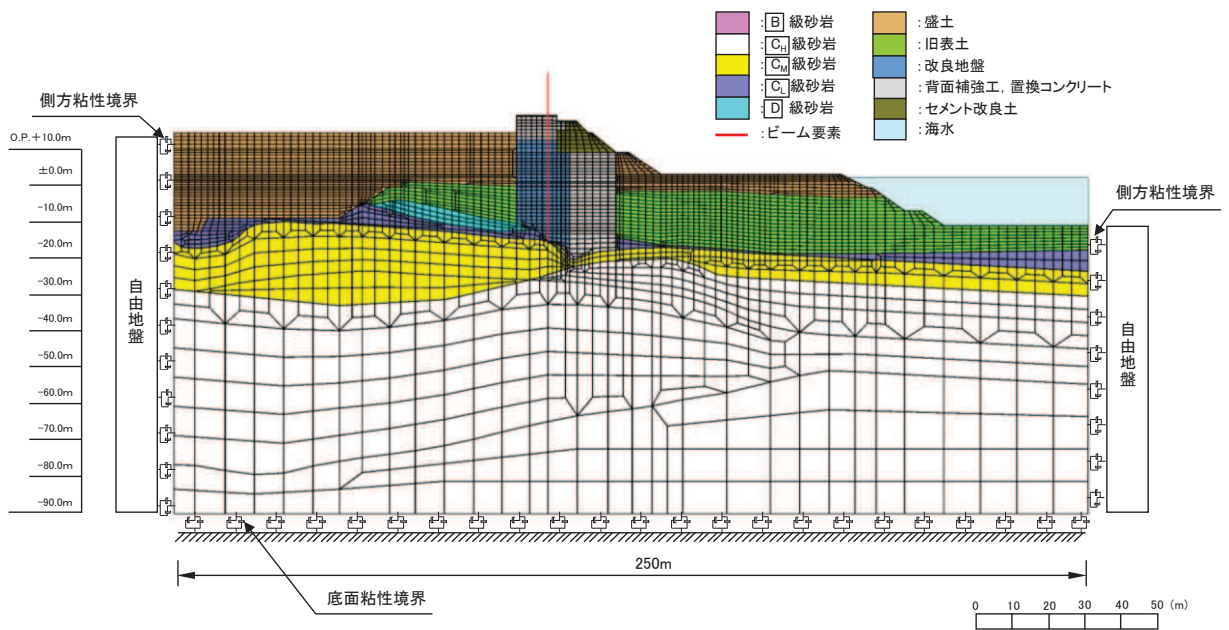


図 5.5-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の地震応答解析モデル

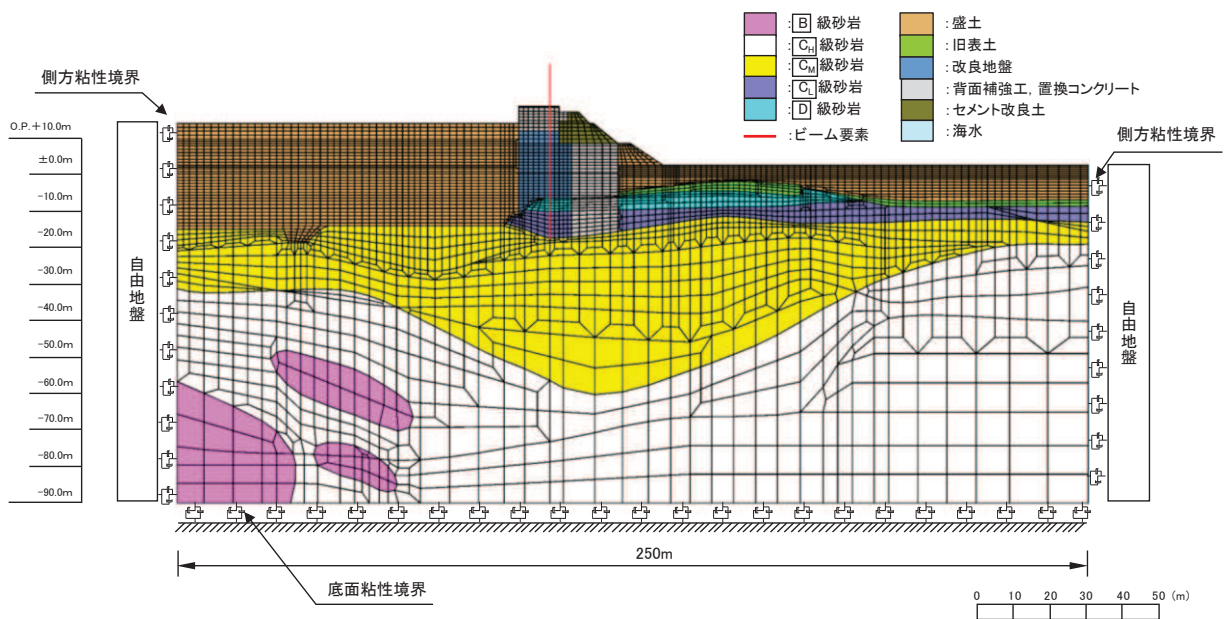


図 5.5-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面③の地震応答解析モデル

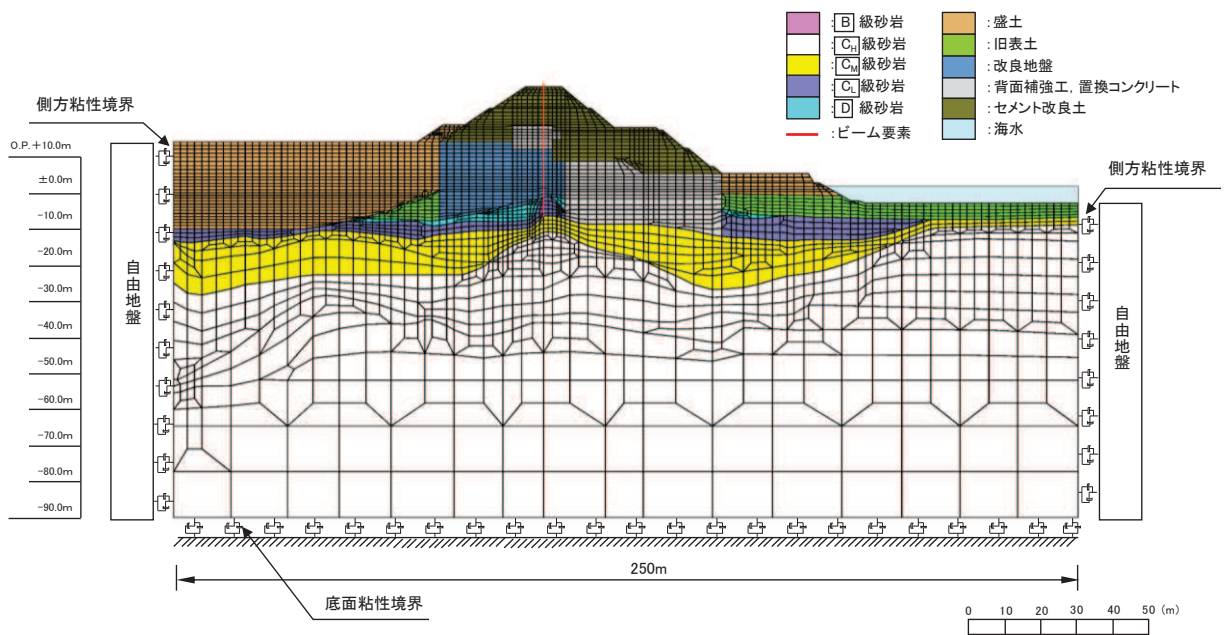


図 5.5-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面④の地震応答解析モデル

影響検討を行う解析ケースについては、表 5.5-2 に示す解析ケース①（基本ケース）に対して、液状化パラメータを非考慮とし、非液状化の条件を仮定した検討を実施する。地盤のばらつきについては、平均値（ケース①）及び平均値 + 1 $\sigma$ （ケース②）を考慮する。

表 5.5-2 解析ケース

液状化強度特性	解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D級砂岩, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C1級砂岩盤, C2級砂岩盤, C3級砂岩盤, B級砂岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
液状化強度特性 下限値	ケース①*1 (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②*1	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
	ケース③*1	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
液状化パラメータ非考慮	ケース①*2	設計基準強度	平均値	平均値
	ケース②*2	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	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

a. 断面①

断面①における非液状化の条件を仮定した検討の評価結果を表 5.5-3～表 5.5-9 及び図 5.5-5～図 5.5-9 に示す。

表 5.5-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，S<sub>s</sub>-D2（--））

液状化強度特性	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 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
下限値	①*	A	8663	503	102	247	0.42
	②*	A	8287	527	98	247	0.40
	③*	A	8522	486	100	247	0.41
非考慮	①	A	8500	494	100	247	0.41
	②	A	8484	331	99	247	0.41

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①，S<sub>s</sub>-D2（--））

液状化強度特性	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 $\tau_s/\tau_{sa}$
下限値	①*	C	6589	51	217	0.24
	②*	C	6367	49	217	0.23
	③*	C	6475	50	217	0.24
非考慮	①	C	6526	50	217	0.24
	②	C	6535	50	217	0.24

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

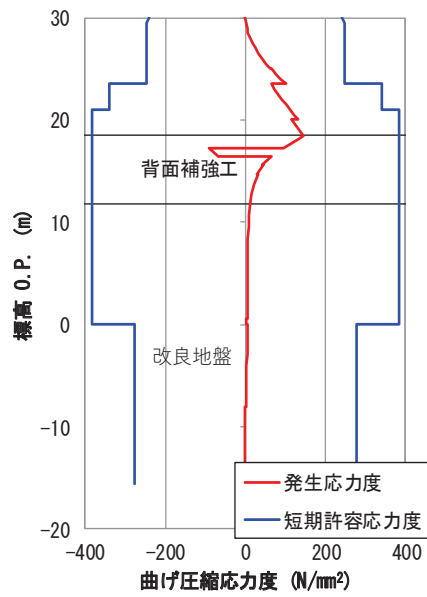


図 5.5-5 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の  
 評価時刻での発生応力度  
 (断面①, S s - D 2 ( - - ) , 液状化非考慮ケース①)

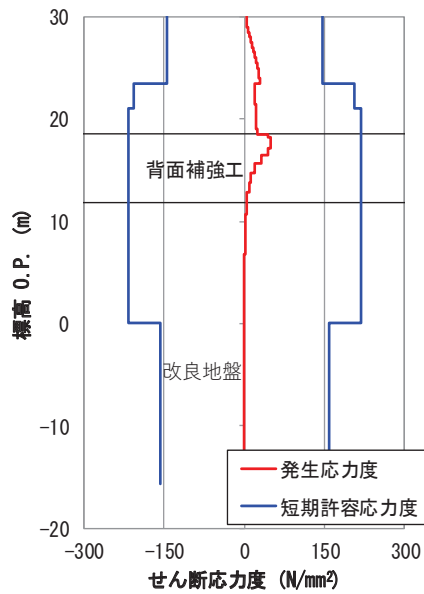


図 5.5-5 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での発生応力度  
 (断面①, S s - D 2 ( - - ) , 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-5 背面補強工のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	6.92	24.7
	②*	6.92	24.8
	③*	20.34	23.8
非考慮	①	20.33	24.2
	②	13.60	24.1

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

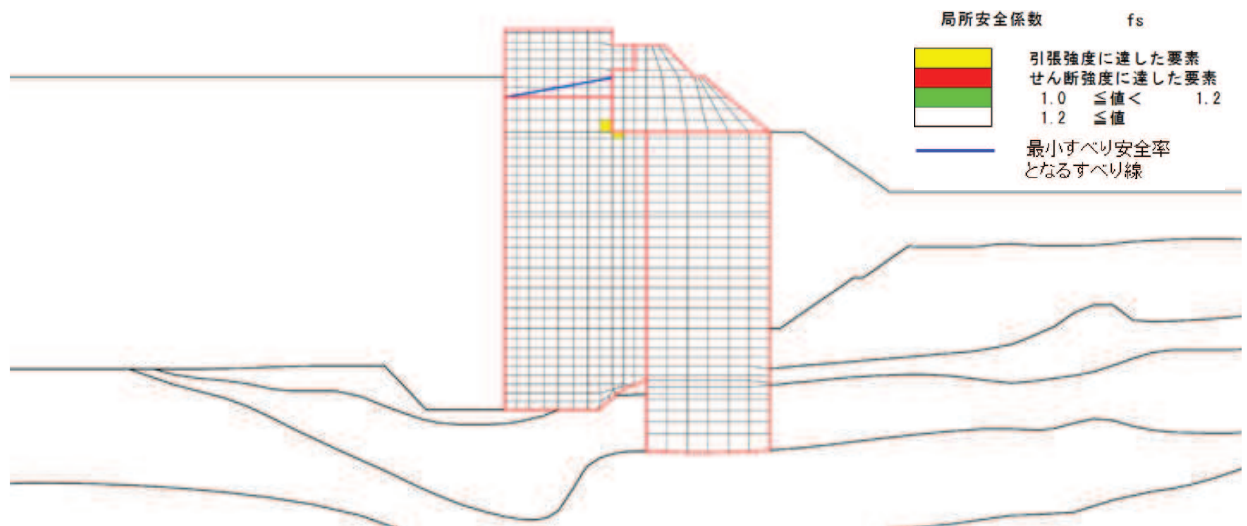


図 5.5-6 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S s - D 2 (---),  $t=13.60s$ , 液状化非考慮ケース②)



表 5.5-6 置換コンクリートのすべり安全率

液状化強度特性	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
下限値	①*	25.49	4.9
	②*	25.48	4.6
	③*	25.49	5.3
非考慮	①	25.49	5.1
	②	25.49	4.9

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。



図 5.5-7 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S s-D 2 (—), t=25.49s, 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-7 改良地盤のすべり安全率

液状化強度特性	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
下限値	①*	25.31	3.1
	②*	25.30	2.9
	③*	25.31	3.6
非考慮	①	25.31	3.4
	②	25.30	3.1

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

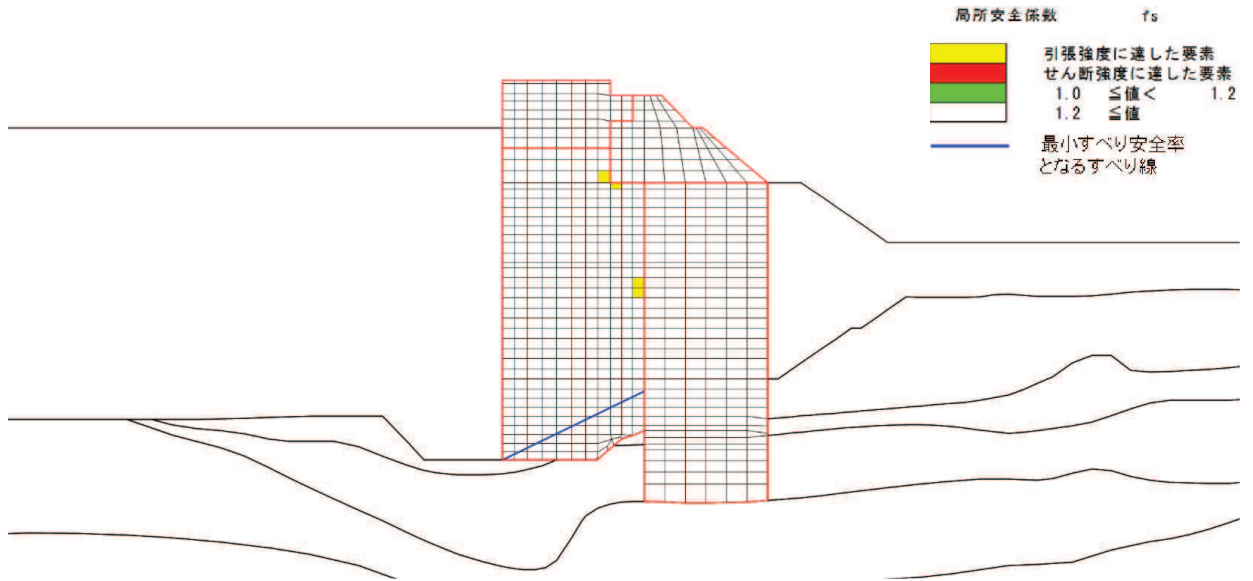


図 5.5-8 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S s - D 2 (---), t=25.30s, 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-8 セメント改良土のすべり安全率

液状化強度特性	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
下限値	①*	13.44	3.9
	②*	13.48	4.3
	③*	13.47	3.2
非考慮	①	13.44	3.9
	②	13.48	4.2

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

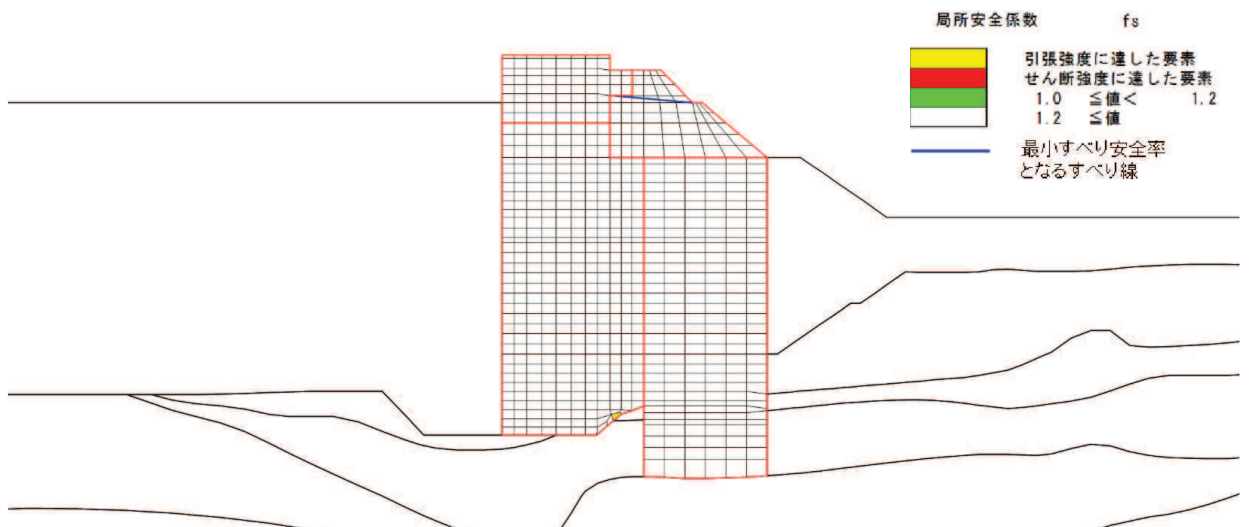


図 5.5-9 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S s - D 2 (---), t=13.44s, 液状化非考慮ケース①)



表 5.5-9(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	1.7	11.4	0.15
	②*	1.7	11.4	0.15
	③*	1.6	11.4	0.15
非考慮	①	1.0	11.4	0.09
	②	1.0	11.4	0.09

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-9(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.9	4.4	0.21
非考慮	①	0.8	4.4	0.19
	②	0.8	4.4	0.19

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-9(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）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	4.1	11.4	0.36
	②*	4.3	11.4	0.38
	③*	3.7	11.4	0.33
非考慮	①	3.9	11.4	0.35
	②	4.0	11.4	0.36

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

b. 断面②

断面②における非液状化の条件を仮定した検討の評価結果を表 5.5-10～表 5.5-16 及び図 5.5-10～図 5.5-14 に示す。

表 5.5-10 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②，S<sub>s</sub>-D2（--））

液状化強度特性	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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
下限値	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
非考慮	①	A	8617	631	102	247	0.42
	②	A	8784	350	102	247	0.42

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-11 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②，S<sub>s</sub>-D2（--））

液状化強度特性	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
下限値	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
非考慮	①	C	6551	50	217	0.24
	②	C	6564	50	217	0.24

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

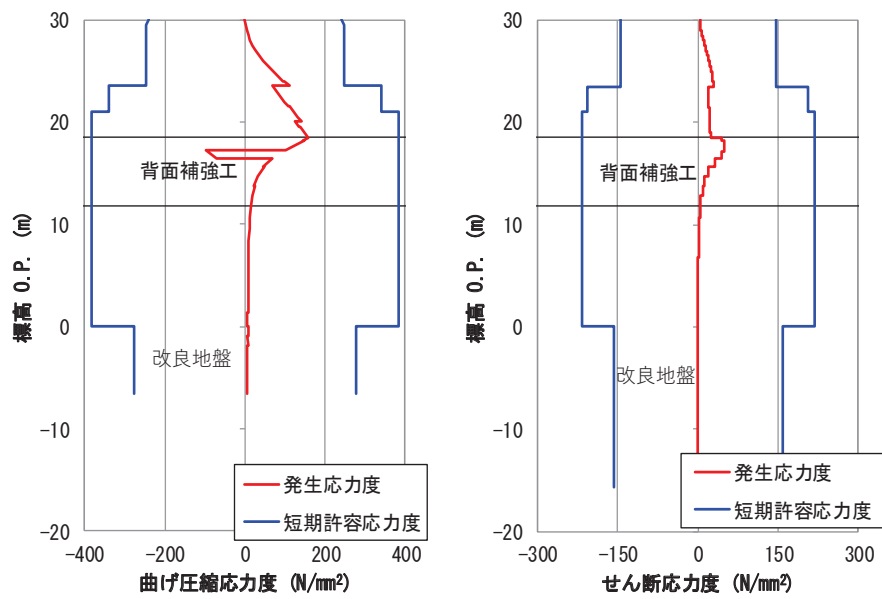


図 5.5-10 鋼管杭の最大照査値の評価時刻での発生応力度  
 (断面②, S s - D 2 ( - - ) , 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-12 背面補強工のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	6.92	21.0
	②*	6.91	20.3
	③*	6.92	21.8
非考慮	①	13.60	21.1
	②	13.59	20.2

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

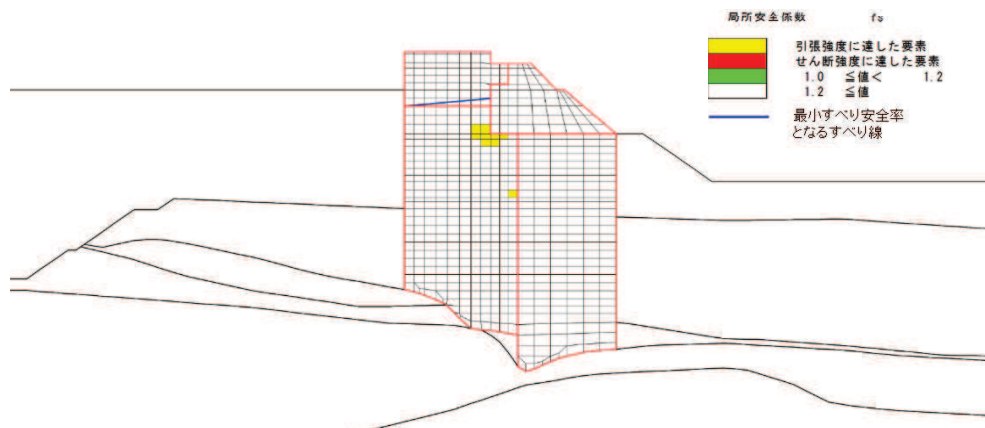


図 5.5-11 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S s - D 2 ( - - ) , t=13.59, 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-13 置換コンクリートのすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	25.49	5.3
	②*	25.48	5.2
	③*	25.49	5.6
非考慮	①	25.49	5.8
	②	25.48	5.7

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

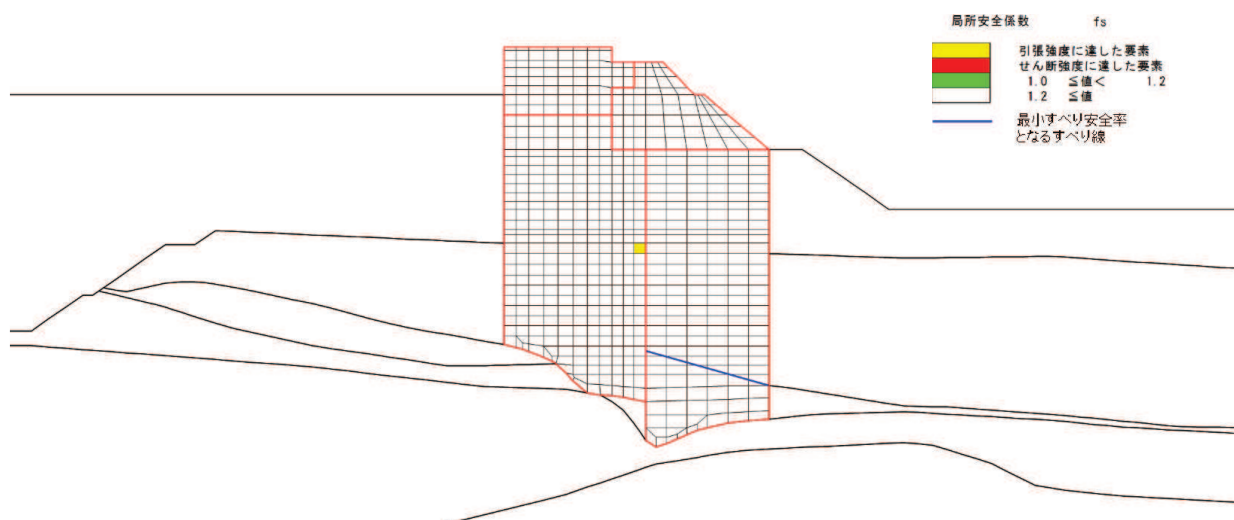


図 5.5-12 置換コンクリートのすべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S s - D 2 ( - - ), t=25.48, 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-14 改良地盤のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	25.30	3.7
	②*	25.29	3.6
	③*	25.30	3.8
非考慮	①	13.59	3.5
	②	13.58	3.3

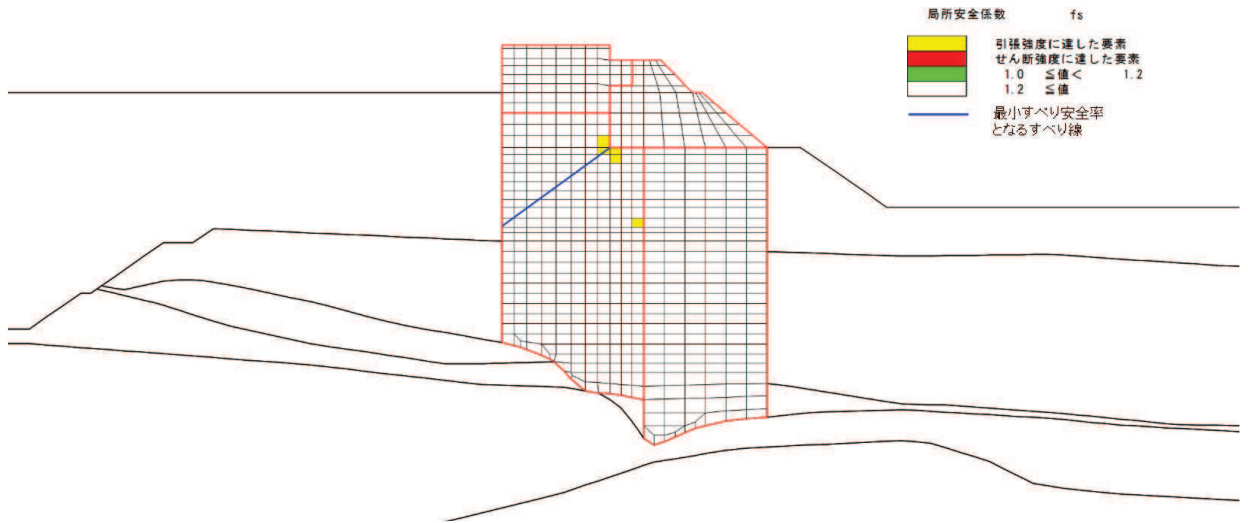


図 5.5-13 改良地盤のすべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S s - D 2 ( - - ) , t=13.58, 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-15 セメント改良土のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
非考慮	①	25.13	3.5
	②	25.12	3.9



図 5.5-14 セメント改良土のすべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S s - D 2 ( - - ) , t=25.13, 液状化非考慮ケース①)

表 5.5-16(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
非考慮	①	1.4	11.4	0.13
	②	1.2	11.4	0.11

表 5.5-16(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.8	4.4	0.19
非考慮	①	0.9	4.4	0.21
	②	0.9	4.4	0.21

表 5.5-16(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）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	3.5	11.4	0.31
	②*	3.5	11.4	0.31
	③*	3.4	11.4	0.30
非考慮	①	3.4	11.4	0.30
	②	3.3	11.4	0.29

c. 断面③

断面③における非液状化の条件を仮定した検討の評価結果を表 5.5-17～表 5.5-23 及び図 5.5-15～図 5.5-19 に示す。

表 5.5-17 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面③，S<sub>s</sub>-D2（--））

液状化強度特性	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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
下限値	①*	A	9557	603	113	247	0.46
	②*	A	9673	622	114	247	0.47
	③*	A	9285	662	110	247	0.45
非考慮	①	A	9422	645	111	247	0.45
	②	A	9153	650	108	247	0.44

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-18 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面③，S<sub>s</sub>-D2（--））

液状化強度特性	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
下限値	①*	C	7178	55	217	0.26
	②*	C	7206	55	217	0.26
	③*	C	6952	53	217	0.25
非考慮	①	C	7112	55	217	0.26
	②	C	6920	53	217	0.25

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



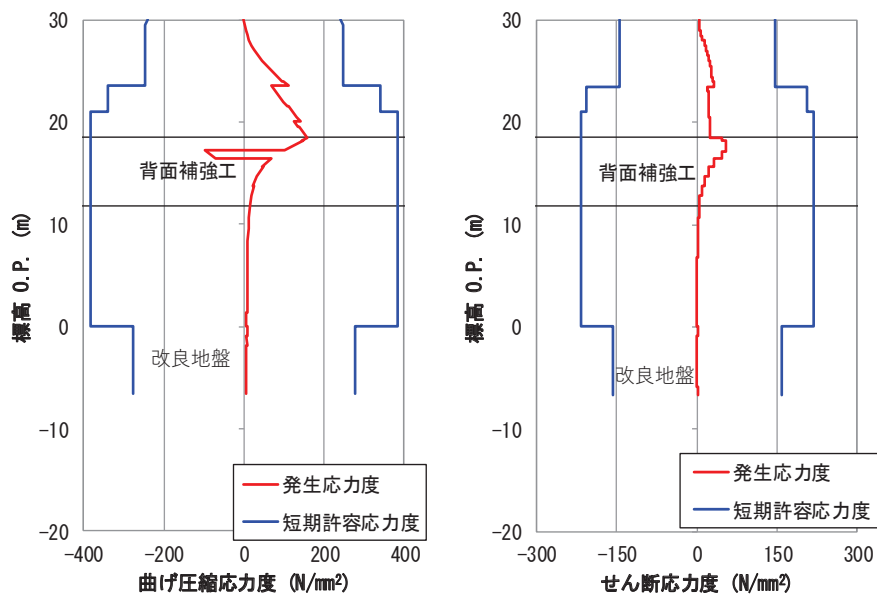


図 5.5-15 鋼管杭の最大照査値の評価時刻での発生応力度  
(断面③, S s - D 2 ( - - ) , 液状化非考慮ケース①)

表 5.5-19 背面補強工のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	6.91	23.3
	②*	6.91	22.8
	③*	6.92	23.9
非考慮	①	6.91	23.5
	②	6.91	23.5

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

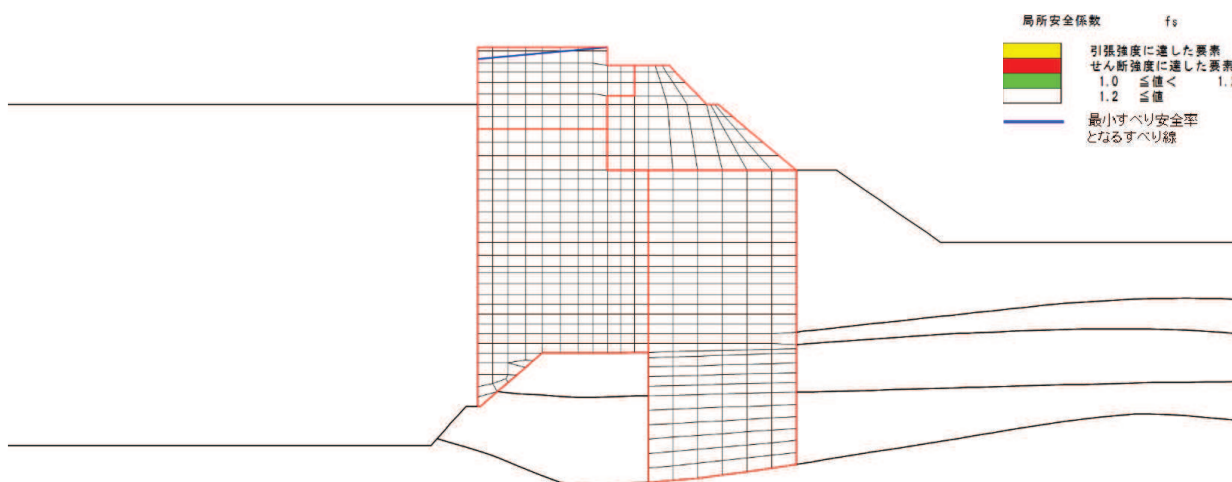


図 5.5-16 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S s - D 2 ( - - ) , t=6.91s, 液状化非考慮ケース①)

表 5.5-20 置換コンクリートのすべり安全率

液状化強度特性	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
下限値	①*	25.48	6.5
	②*	25.48	6.4
	③*	13.42	6.8
非考慮	①	13.41	6.2
	②	13.41	6.4

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

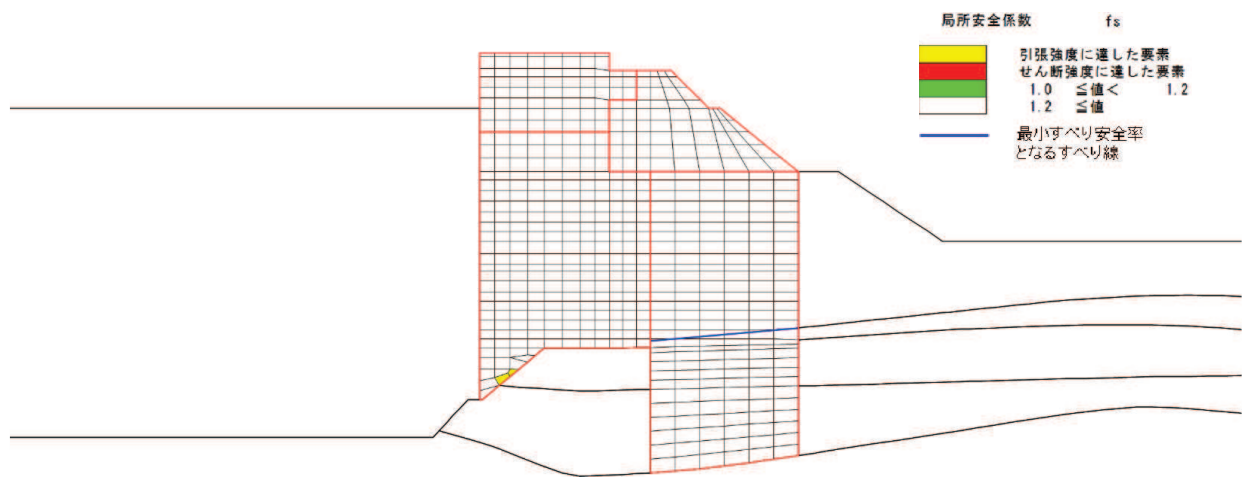


図 5.5-17 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面③, S<sub>s</sub>-D2 (—), t=13.41s, 液状化非考慮ケース①)

表 5.5-21 改良地盤のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	25.26	3.3
	②*	13.55	3.1
	③*	25.30	3.7
非考慮	①	13.55	3.4
	②	13.55	3.2

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

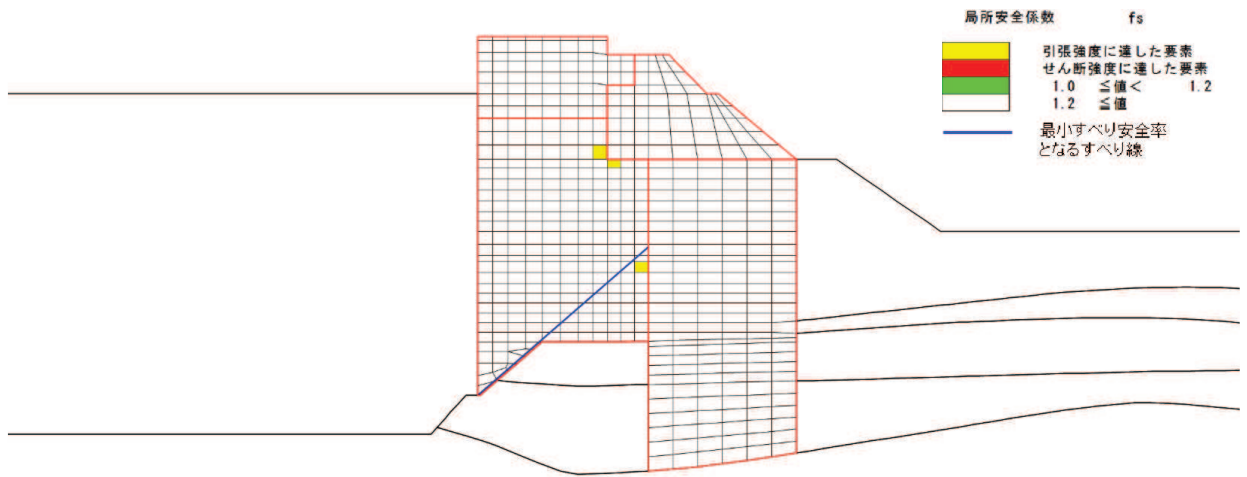


図 5.5-18 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S s - D 2 (---),  $t=13.55s$ , 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-22 セメント改良土のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	6.75	4.0
	②*	6.75	4.5
	③*	24.01	3.8
非考慮	①	25.12	3.7
	②	24.62	4.2

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

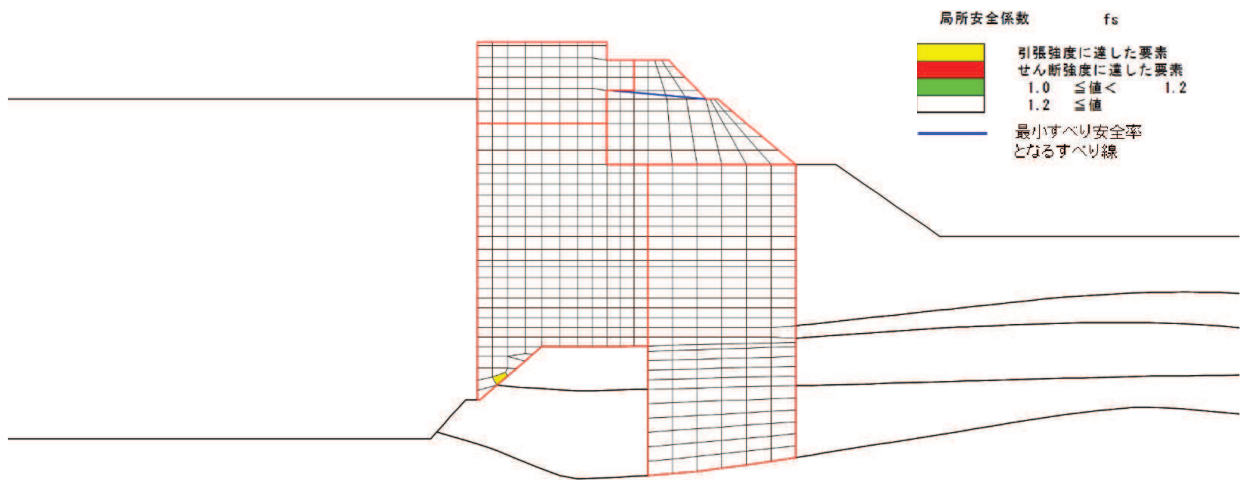


図 5.5-19 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S s - D 2 (—), t=25.12s, 液状化非考慮ケース①)

表 5.5-23(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	1.8	13.7	0.14
	②*	1.7	13.7	0.13
	③*	2.0	13.7	0.15
非考慮	①	1.7	13.7	0.13
	②	1.4	13.7	0.11

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-23(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	0.8	4.4	0.19
	②*	0.8	4.4	0.19
	③*	0.8	4.4	0.19
非考慮	①	0.8	4.4	0.19
	②	0.8	4.4	0.19

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-23(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）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	2.7	13.7	0.20
	②*	2.8	13.7	0.21
	③*	2.7	13.7	0.20
非考慮	①	3.1	13.7	0.23
	②	2.8	13.7	0.21

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

d. 断面④

断面④における非液状化の条件を仮定した検討の評価結果を表 5.5-24～表 5.5-30 及び図 5.5-20～図 5.5-24 に示す。

表 5.5-24 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面④，S<sub>s</sub>-D2（--））

液状化強度特性	解析ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
下限値	①*	D	1412	20647	124	277	0.45
	②*	D	620	18828	107	277	0.39
	③*	D	1334	23425	138	277	0.50
非考慮	①	D	534	17002	96	277	0.35
	②	D	980	14309	86	277	0.32

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-25 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面④，S<sub>s</sub>-D2（--））

液状化強度特性	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
下限値	①*	D	1569	17	157	0.11
	②*	D	1242	14	157	0.09
	③*	D	1543	17	157	0.11
非考慮	①	D	1286	14	157	0.09
	②	D	1089	12	157	0.08

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

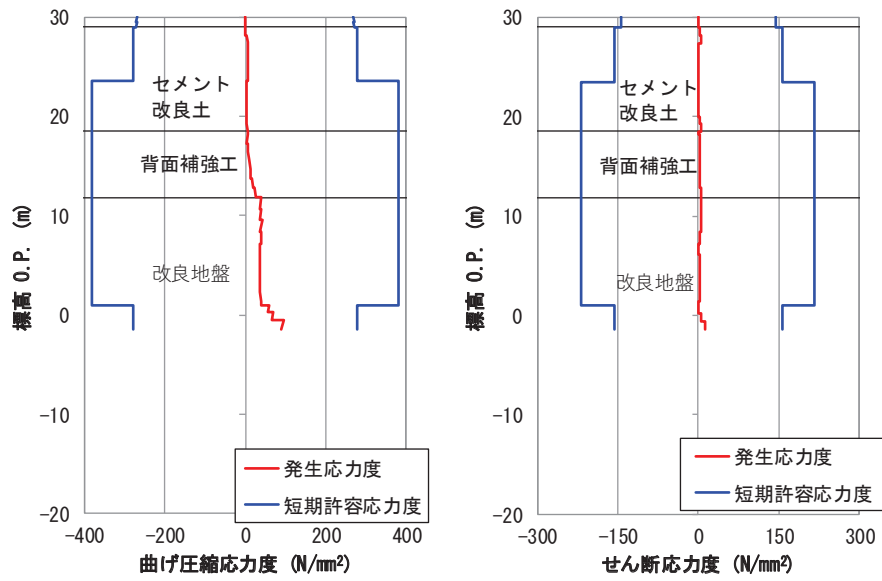


図 5.5-20 鋼管杭の最大照査値の評価時刻での発生応力度  
(断面④, S s - D 2 (—), 液状化非考慮ケース①)

表 5.5-26 背面補強工のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	13.58	13.5
	②*	13.58	13.4
	③*	13.58	12.9
非考慮	①	13.55	13.3
	②	13.53	13.2

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

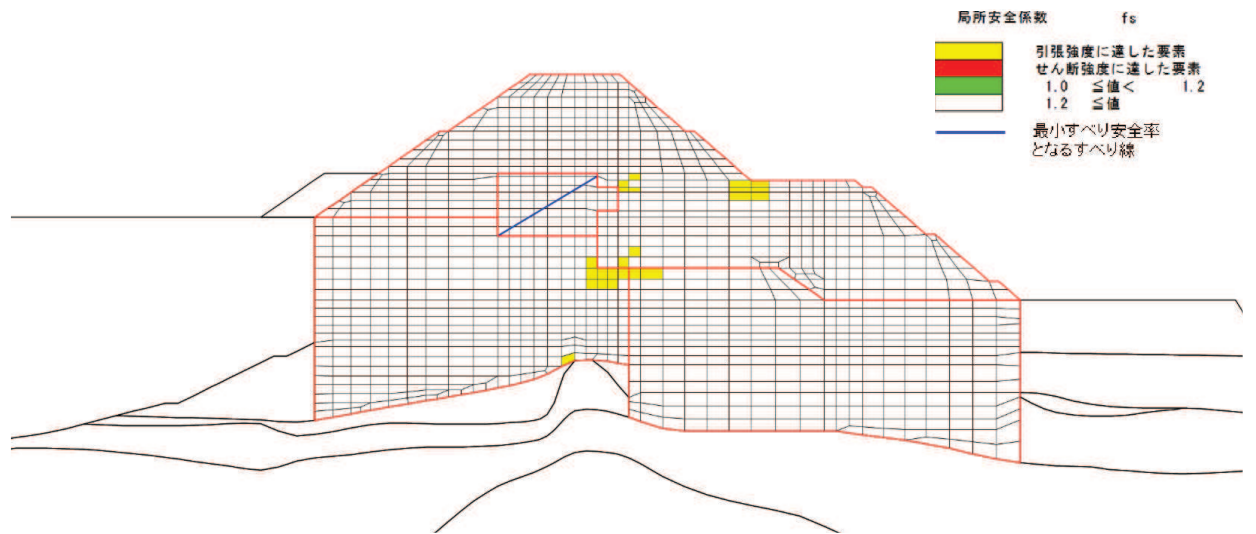


図 5.5-21 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面④, S s - D 2 (—),  $t=13.53s$ , 液状化非考慮ケース②)



表 5.5-27 置換コンクリートのすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	25.48	8.3
	②*	25.48	8.5
	③*	25.48	8.7
非考慮	①	25.48	8.3
	②	25.47	8.1

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

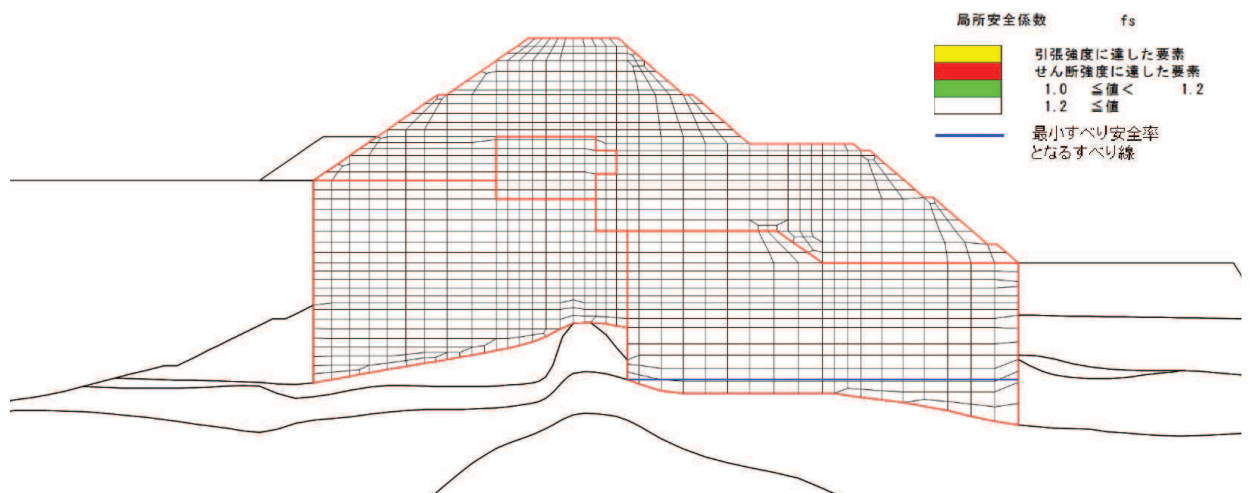


図 5.5-22 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S s - D 2 (—),  $t=25.47s$ , 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-28 改良地盤のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	13.58	3.5
	②*	13.58	3.6
	③*	13.58	3.3
非考慮	①	13.56	3.7
	②	13.56	3.8

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

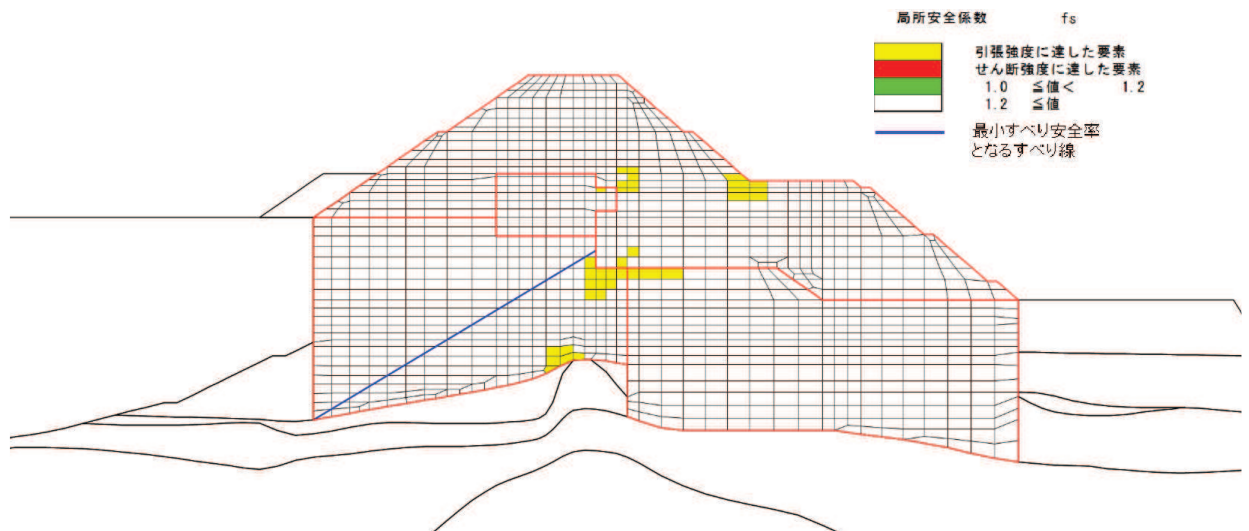


図 5.5-23 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S s - D 2 (---), t=13.56s, 液状化非考慮ケース①)

表 5.5-29 セメント改良土のすべり安全率

液状化 強度特性	解析 ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安 全率
下限値	①*	8.34	3.7
	②*	8.33	3.8
	③*	8.34	3.9
非考慮	①	25.49	3.8
	②	25.48	3.8

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

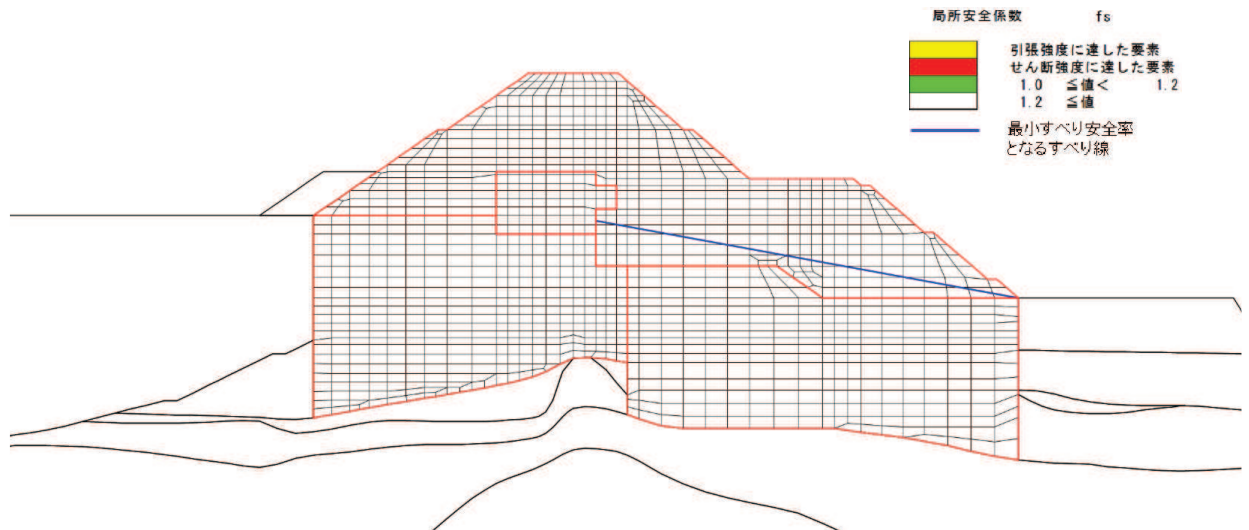


図 5.5-24 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S s - D 2 (---), t=25.48s, 液状化非考慮ケース②)

表 5.5-30(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（鋼管杭）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	4.3	11.4	0.38
	②*	3.9	11.4	0.35
	③*	4.8	11.4	0.43
非考慮	①	3.5	11.4	0.31
	②	3.0	11.4	0.27

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-30(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（背面補強工）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	1.5	4.4	0.35
	②*	1.5	4.4	0.35
	③*	1.3	4.4	0.30
非考慮	①	1.3	4.4	0.30
	②	1.4	4.4	0.32

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.5-30(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）

液状化 強度特性	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 $R_a/R_{ua}$
下限値	①*	2.5	11.4	0.22
	②*	2.7	11.4	0.24
	③*	2.4	11.4	0.22
非考慮	①	2.6	11.4	0.23
	②	2.7	11.4	0.24

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

e. まとめ

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

## 5.6 垂直リブ設置による剛性増加の影響について

### (1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭前面には図 5.6-1 に示すとおり，垂直リブ（鋼製遮水壁）が設置される。この垂直リブにより，鋼管杭の剛性が増加すると考えられることから，垂直リブが鋼管杭の地震応答に及ぼす影響を確認する。

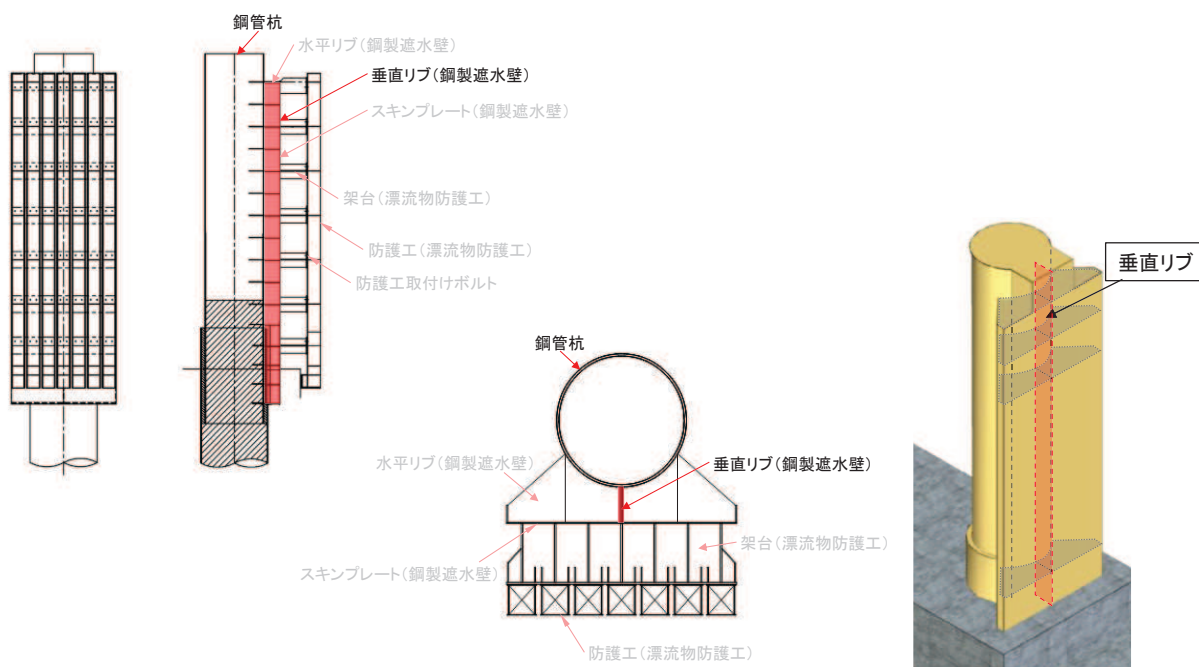


図 5.6-1 垂直リブ概念図

### (2) 評価方針

評価対象断面及び入力地震動については，「4. 評価結果」のうち解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面②， $S_s - D2$ （—）」とする。断面②の地震応答解析モデルを図 5.6-2 に示す。

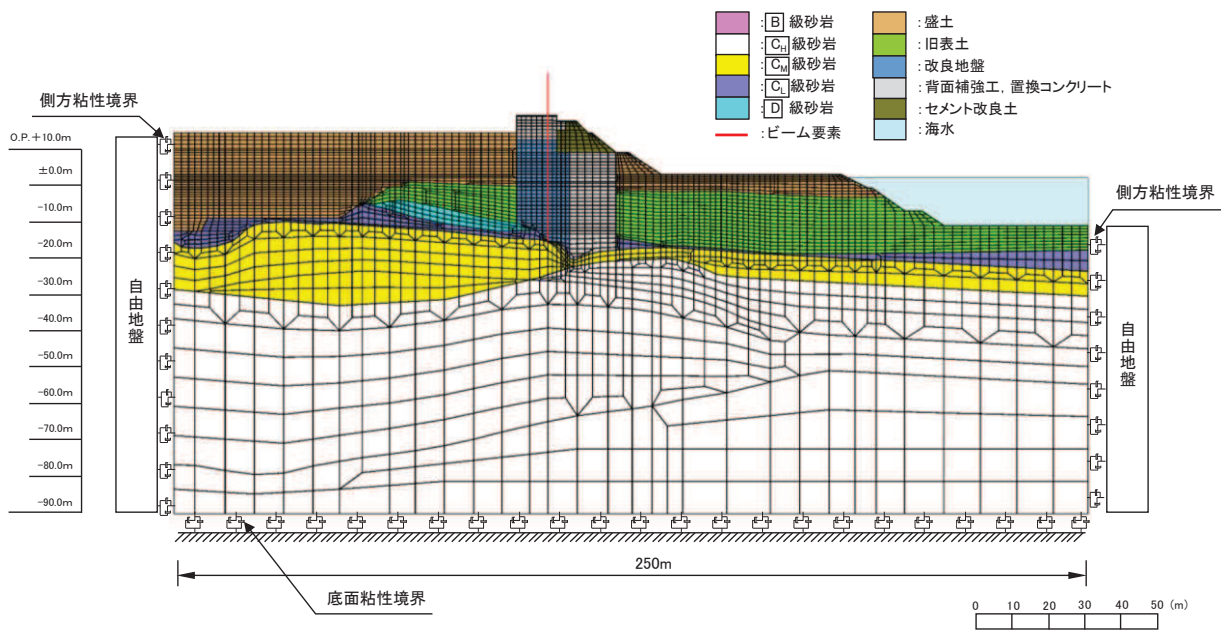


図 5.6-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の地震応答解析モデル

影響検討を行う解析ケースについては、表 5.6-1 に示す解析ケース①（基本ケース）に対して、垂直リブの剛性を考慮した検討を実施する。本検討で使用する断面諸元を表 5.6-2 に示す。垂直リブを考慮することで、断面二次モーメントが 1～2 割程度増加する。

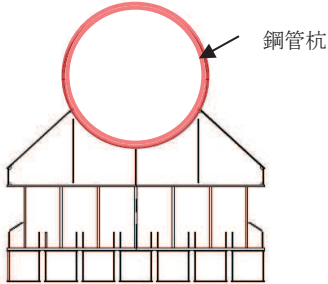
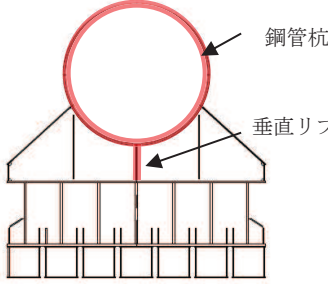
表 5.6-1 解析ケース

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

注記\* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記\* 2 : 今回検討

表 5.6-2 断面諸元

		基本ケース		垂直リブ考慮	
断面イメージ					
		赤色部分を断面として考慮		赤色部分を断面として考慮	
杭種	仕様	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )
A	φ 2200 t=25mm	1.708×10 <sup>5</sup>	1.010×10 <sup>11</sup>	1.823×10 <sup>5</sup>	1.235×10 <sup>11</sup>
B	φ 2200 t=40mm	2.714×10 <sup>5</sup>	1.584×10 <sup>11</sup>	2.829×10 <sup>5</sup>	1.808×10 <sup>11</sup>
C	φ 2500 t=35mm	2.710×10 <sup>5</sup>	2.059×10 <sup>11</sup>	2.795×10 <sup>5</sup>	2.242×10 <sup>11</sup>
D*	φ 2500 t=25mm	1.944×10 <sup>5</sup>	1.489×10 <sup>11</sup>	1.944×10 <sup>5</sup>	1.489×10 <sup>11</sup>

注記\*：杭種Dには垂直リブは設置されないため、鋼管杭の剛性のみ考慮する。

(3) 評価結果

垂直リブを考慮した検討の評価結果を表 5.6-3～表 5.6-4 及び図 5.6-3～図 5.6-4 に示す。

本検討の結果、垂直リブを考慮しても、鋼管杭の照査値は垂直リブを考慮しない場合とおおむね同等な結果となることから、垂直リブによる鋼管杭の剛性増加の影響は小さいことを確認した。

表 5.6-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面②, S s - D 2 (---))

垂直リブ	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 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
非考慮	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
考慮	①	A	10423	486	122	247	0.50

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.6-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， $S_s-D2$ （—））

垂直リブ	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 $\tau_s / \tau_{sa}$
非考慮	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
考慮	①	C	7796	60	217	0.28

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

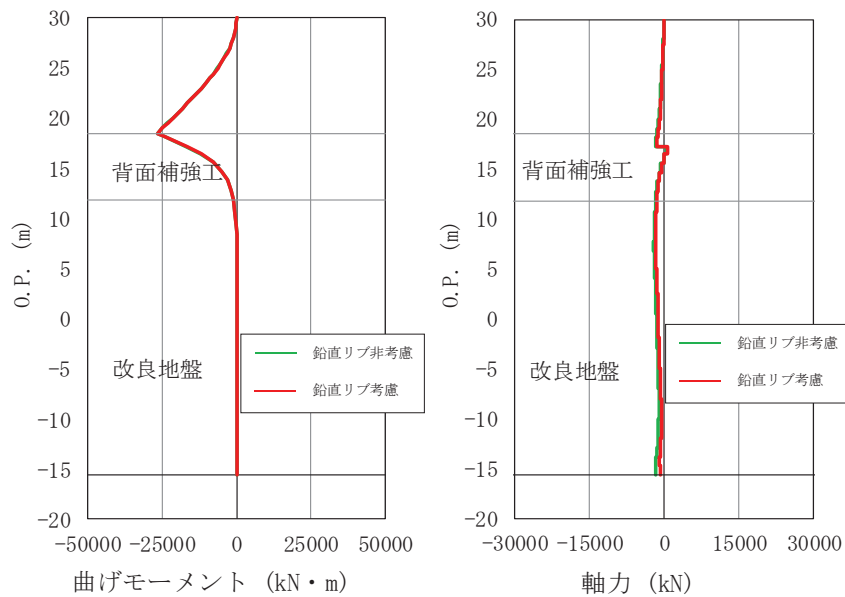


図 5.6-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値時の断面力比較  
(断面②， $S_s-D2$ （—））

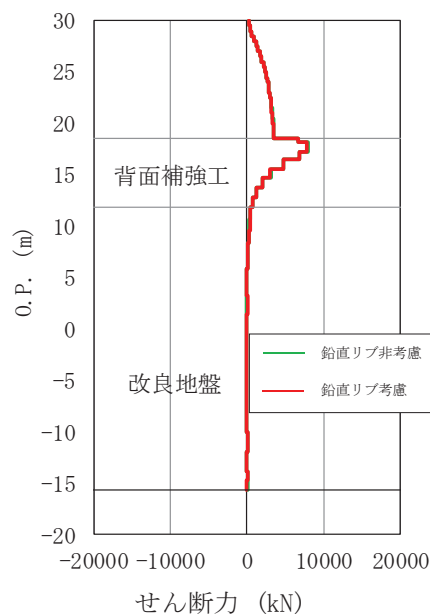


図 5.6-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値時の断面力比較  
(断面②， $S_s-D2$ （—））



(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）のうち一般部の耐震評価においては、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。

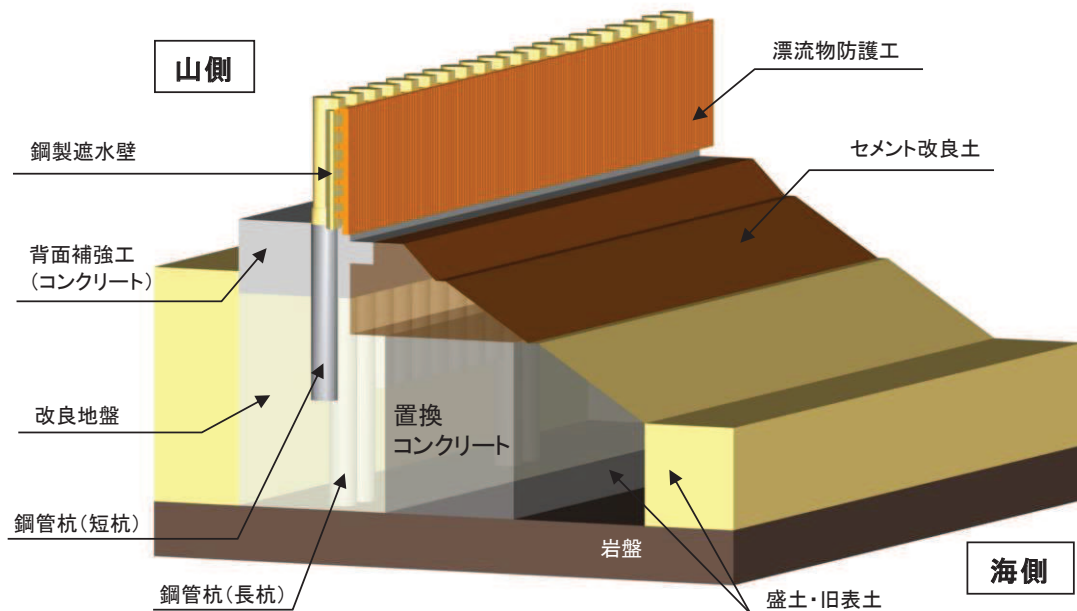


図 1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要

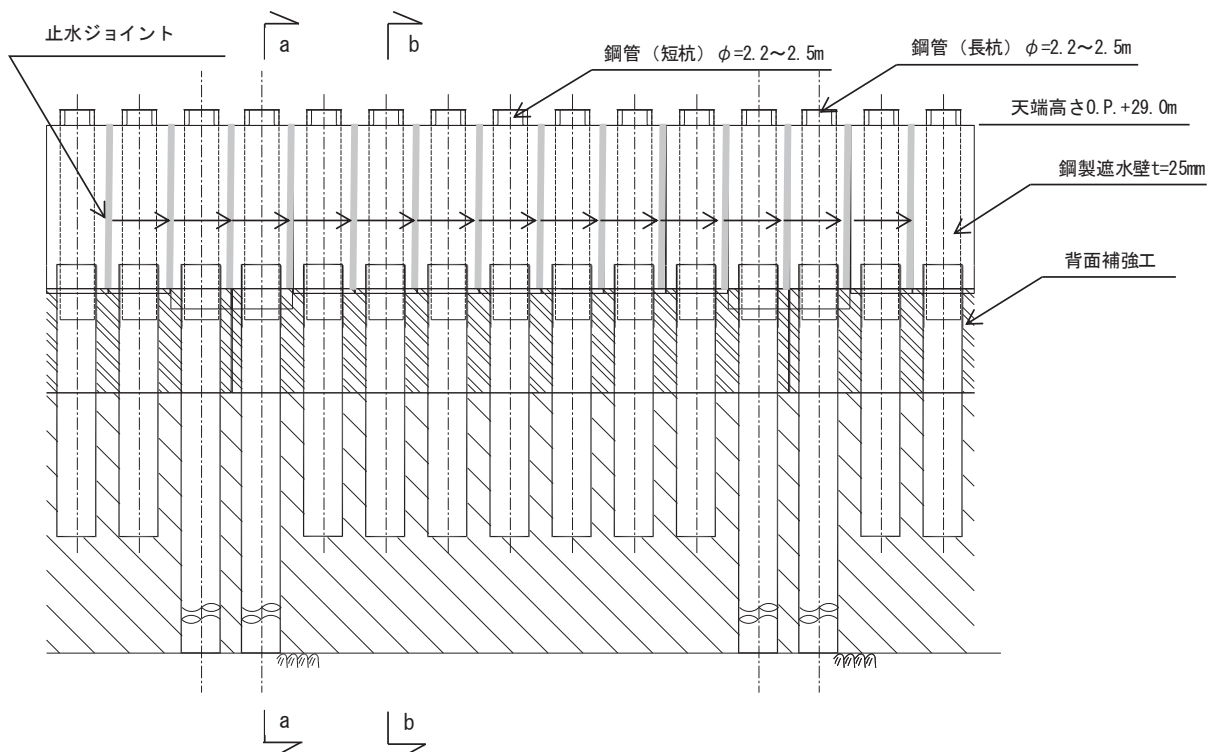


図 1-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

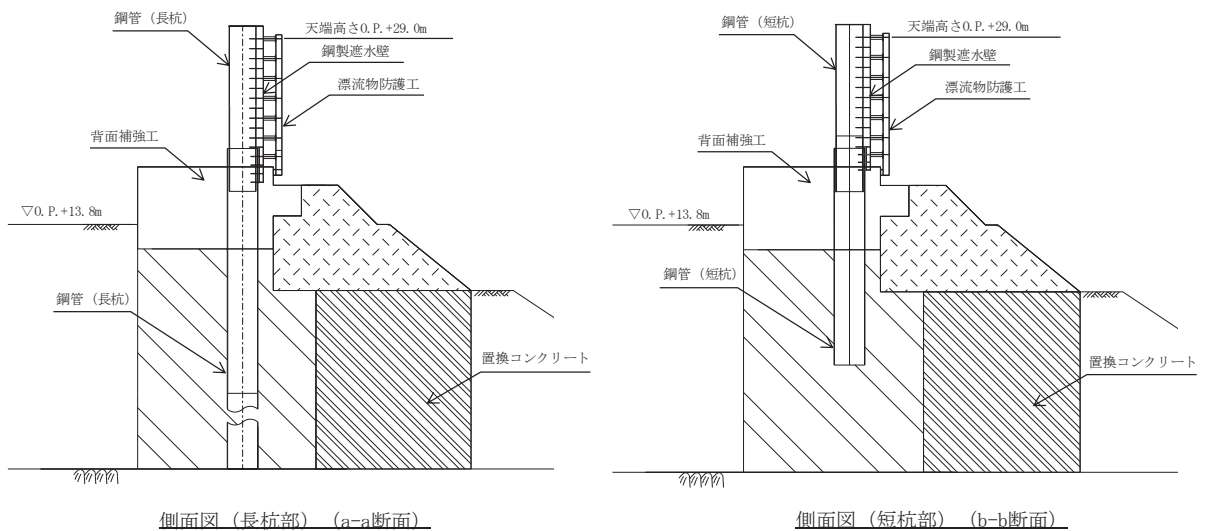


図 1-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（断面図）

## 2. 評価方針

評価対象は、「4. 評価結果」から各断面の解析ケース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を例として地震応答解析モデル（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。

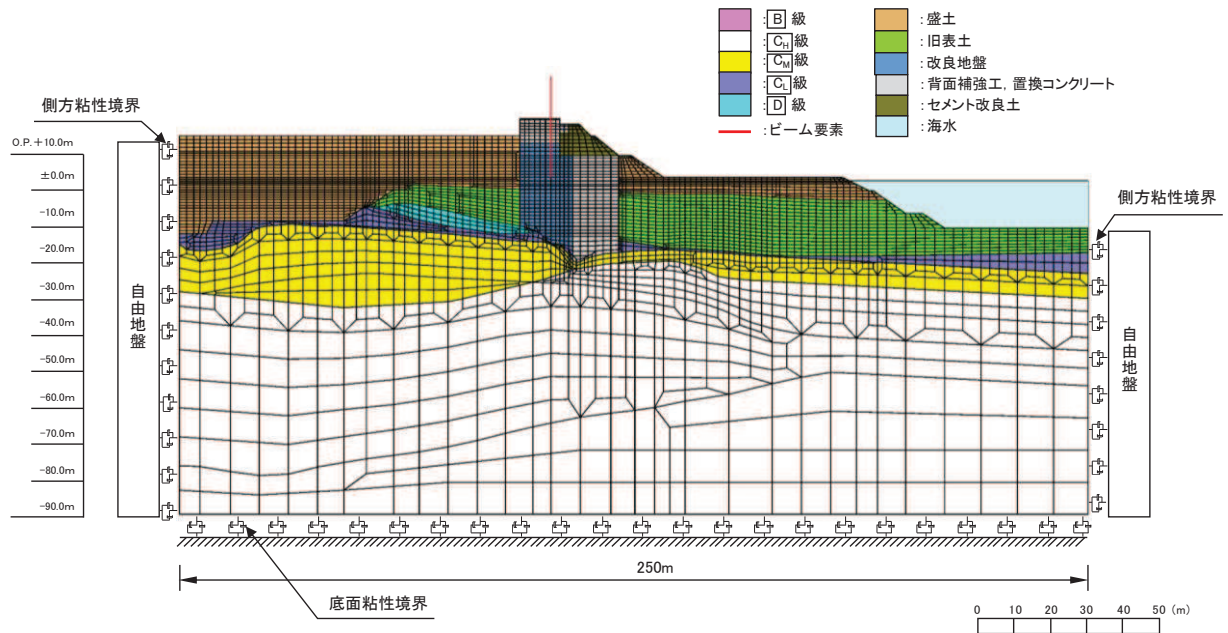


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，短杭）

表 2-1 解析ケース

断面	解析ケース	地震動 (位相)	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)	S s - D 2 (--)	設計基準強度	平均値	平均値

### 3. 評価結果

#### 3.1 断面①

断面①短杭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。

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 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	A	8663	503	102	247	0.42
	②*	A	8287	527	98	247	0.40
	③*	A	8522	486	100	247	0.41
短杭	①	A	8492	494	100	247	0.41

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

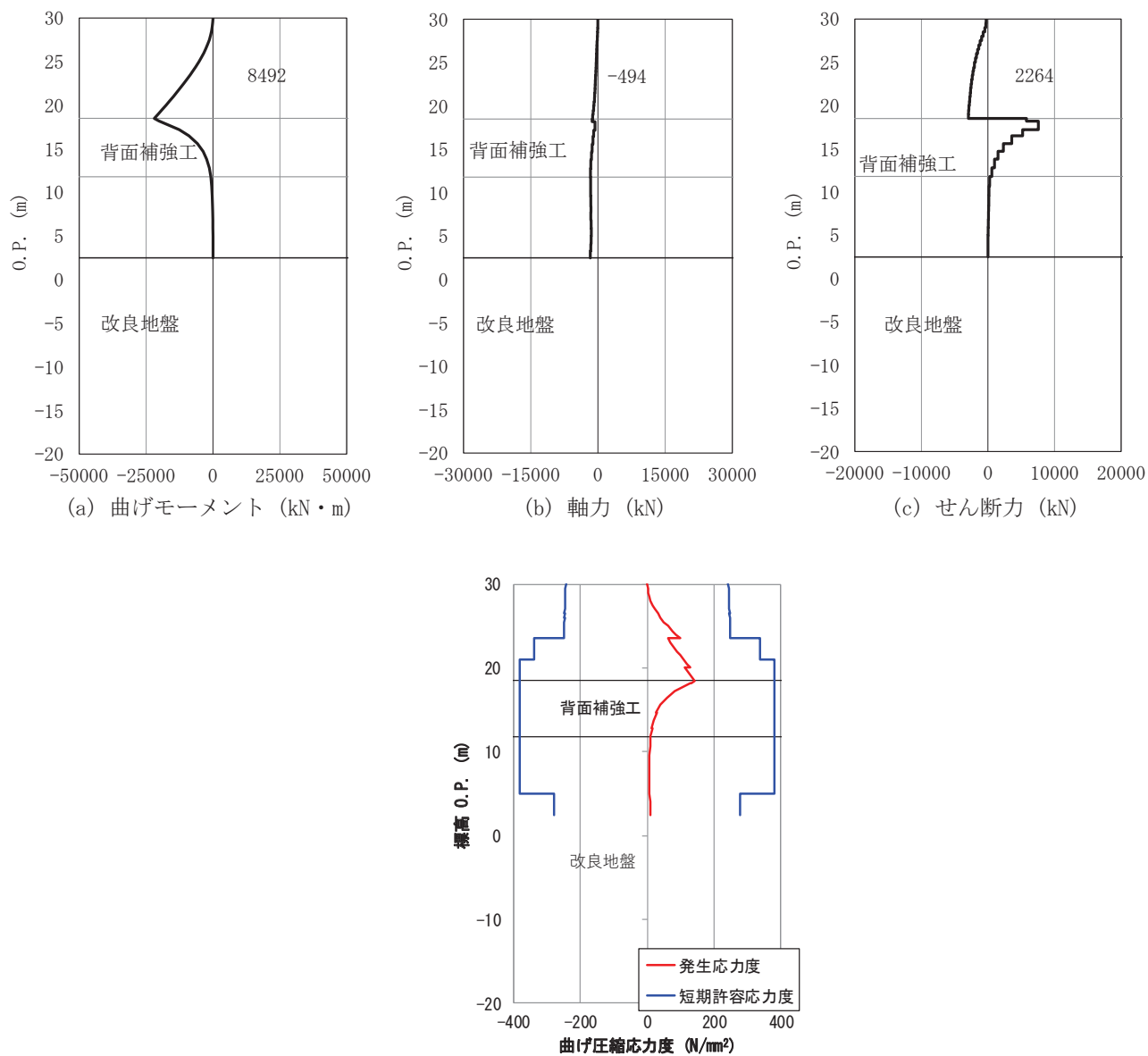


図 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面①, 短杭, S<sub>s</sub>-D2 (---), t=6.92s)

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 $\tau_s / \tau_{sa}$
長杭	①*	C	6589	51	217	0.24
	②*	C	6367	49	217	0.23
	③*	C	6475	50	217	0.24
短杭	①	C	7557	58	217	0.27

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

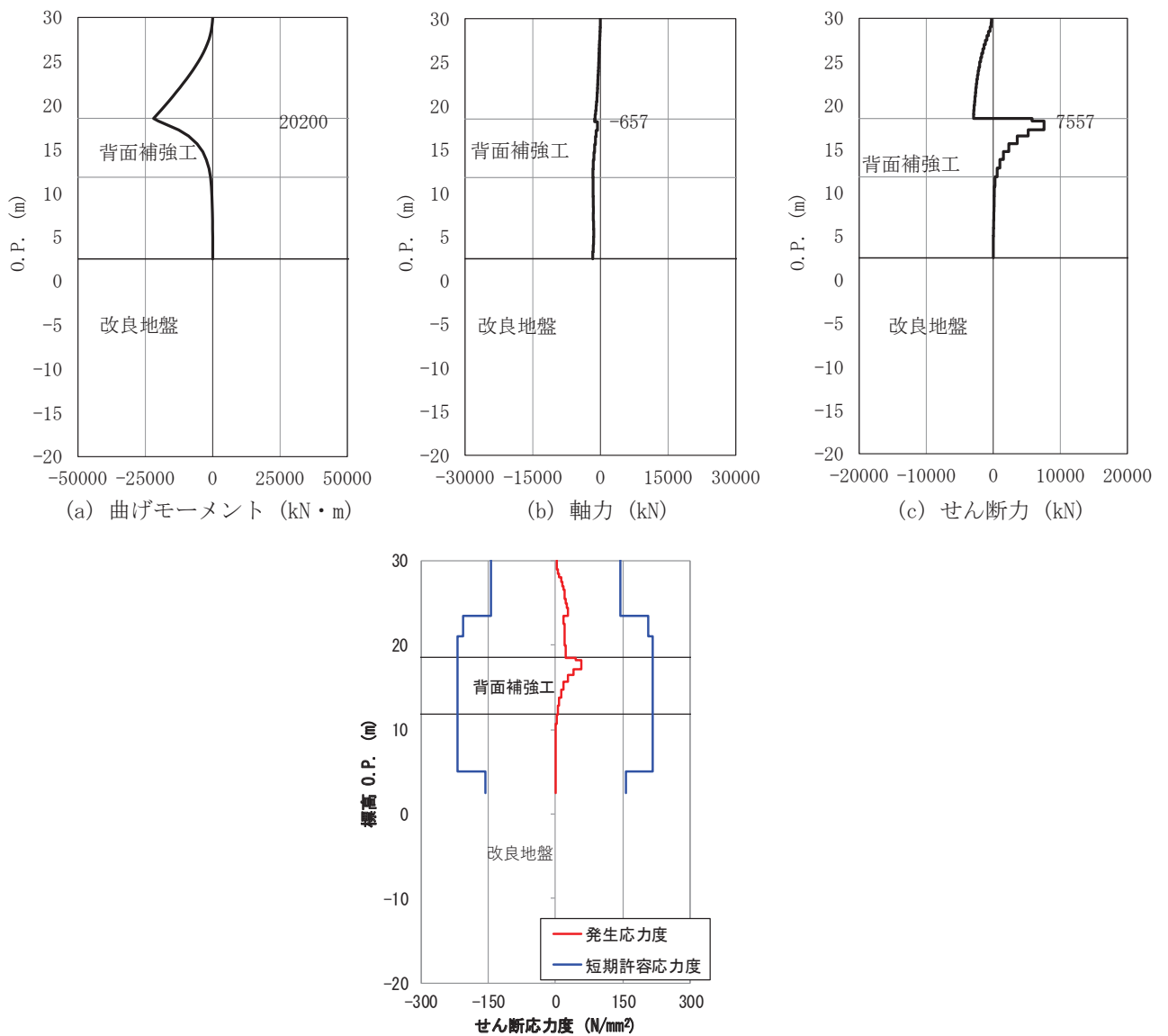


図 3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面①, 短杭,  $S_s - D 2$  (---),  $t = 6.92s$ )

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
長杭	①*	6.92	24.7
	②*	6.92	24.8
	③*	20.34	23.8
短杭	①	6.92	21.9

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

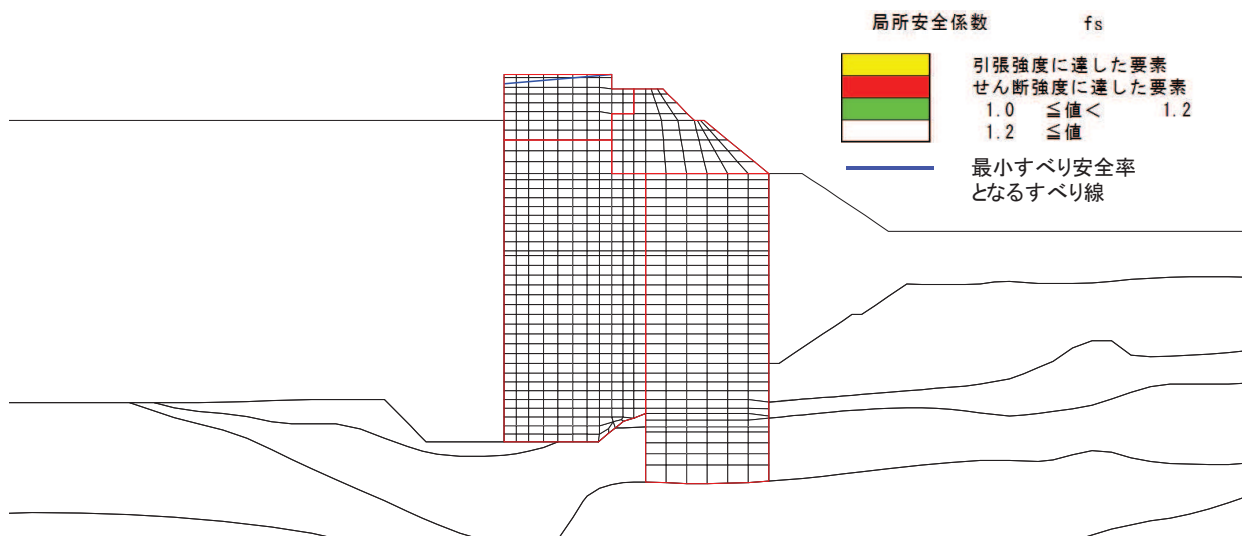


図 3-3 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭,  $S_s - D_2$  (---),  $t=6.92s$ )

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
長杭	①*	25.49	4.9
	②*	25.48	4.6
	③*	25.49	5.3
短杭	①	25.49	5.0

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

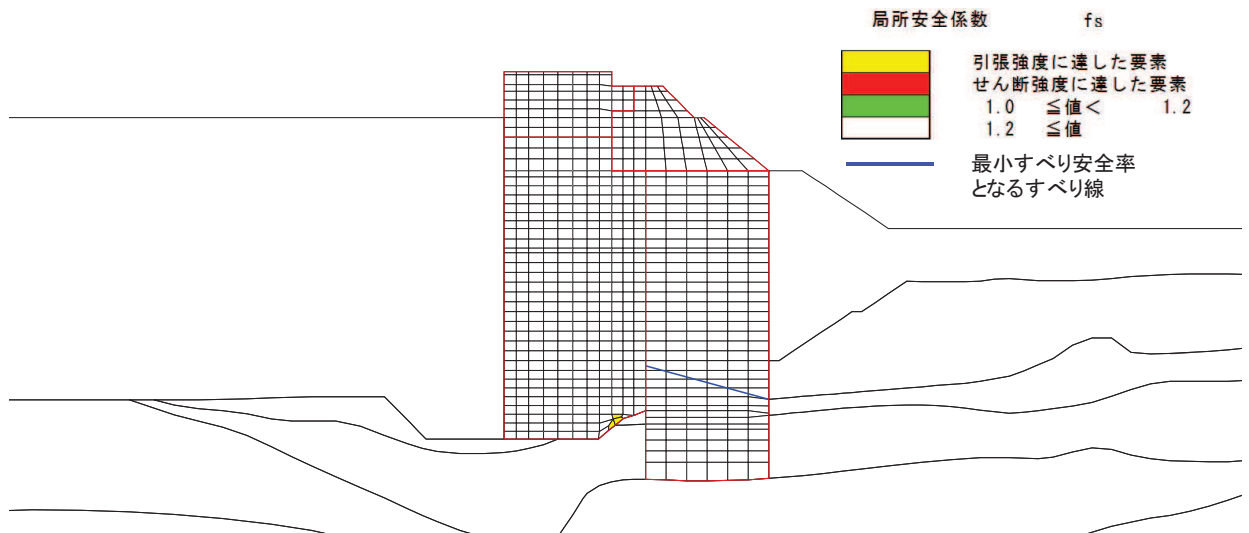


図 3-4 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭, S<sub>s</sub>-D2 (---), t=25.49s)

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
長杭	①*	25.31	3.1
	②*	25.30	2.9
	③*	25.31	3.6
短杭	①	25.30	3.1

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。





図 3-5 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭,  $S_s - D_2$  (---),  $t=25.30s$ )

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
長杭	①*	13.44	3.9
	②*	13.48	4.3
	③*	13.47	3.2
短杭	①	13.48	4.0

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。



図 3-6 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, 短杭,  $S_s - D_2$  (---),  $t=13.48s$ )

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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.7	11.4	0.15
	②*	1.7	11.4	0.15
	③*	1.6	11.4	0.15
短杭	①	0.9	4.4	0.21

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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	0.9	4.4	0.21
	②*	0.9	4.4	0.21
	③*	0.9	4.4	0.21
短杭	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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	4.1	11.4	0.36
	②*	4.3	11.4	0.38
	③*	3.7	11.4	0.33
短杭	①	4.0	11.4	0.36

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

### 3.2 断面②

断面②の短杭の影響評価結果を表 3-8～表 3-14 及び図 3-7～図 3-12 に示す。

表 3-8 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②， $S_s - D2$ （--））

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
短杭	①	A	10418	503	122	247	0.50

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

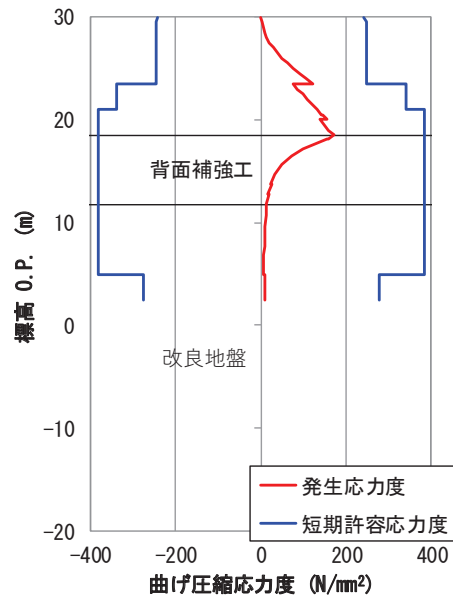
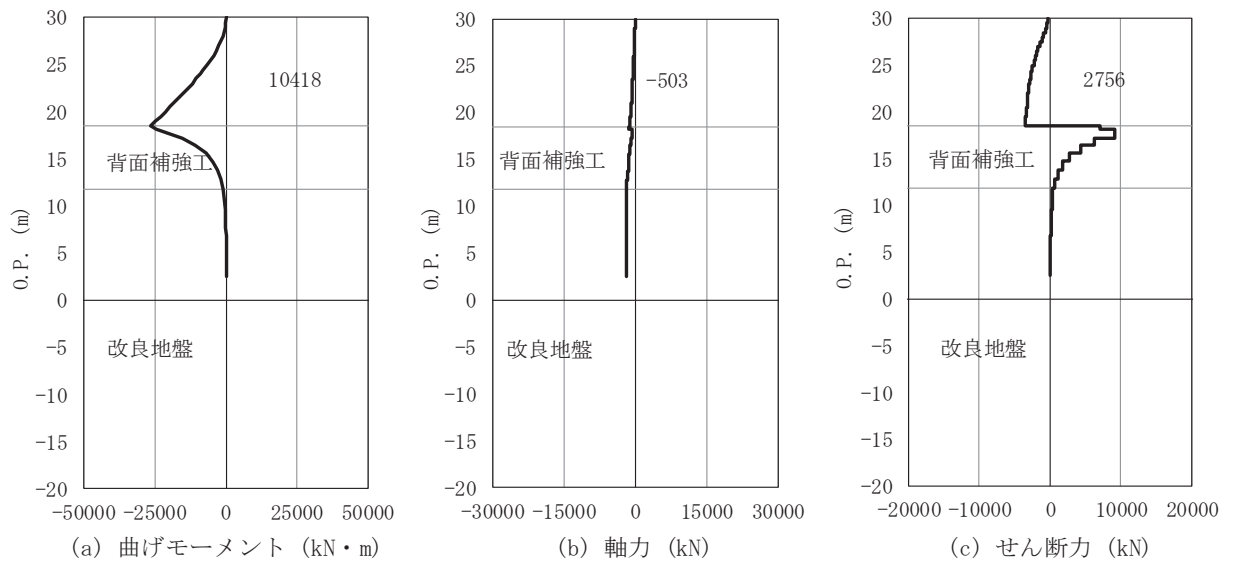


図 3-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面②, 短杭, S s - D 2 ( - - ) , t=6.91s)

表 3-9 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②， $S_s - D 2$ （--））

解析ケース		杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
長杭	①*	C	7946	61	217	0.29
	②*	C	8130	62	217	0.29
	③*	C	7684	59	217	0.28
短杭	①	C	9125	70	217	0.33

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

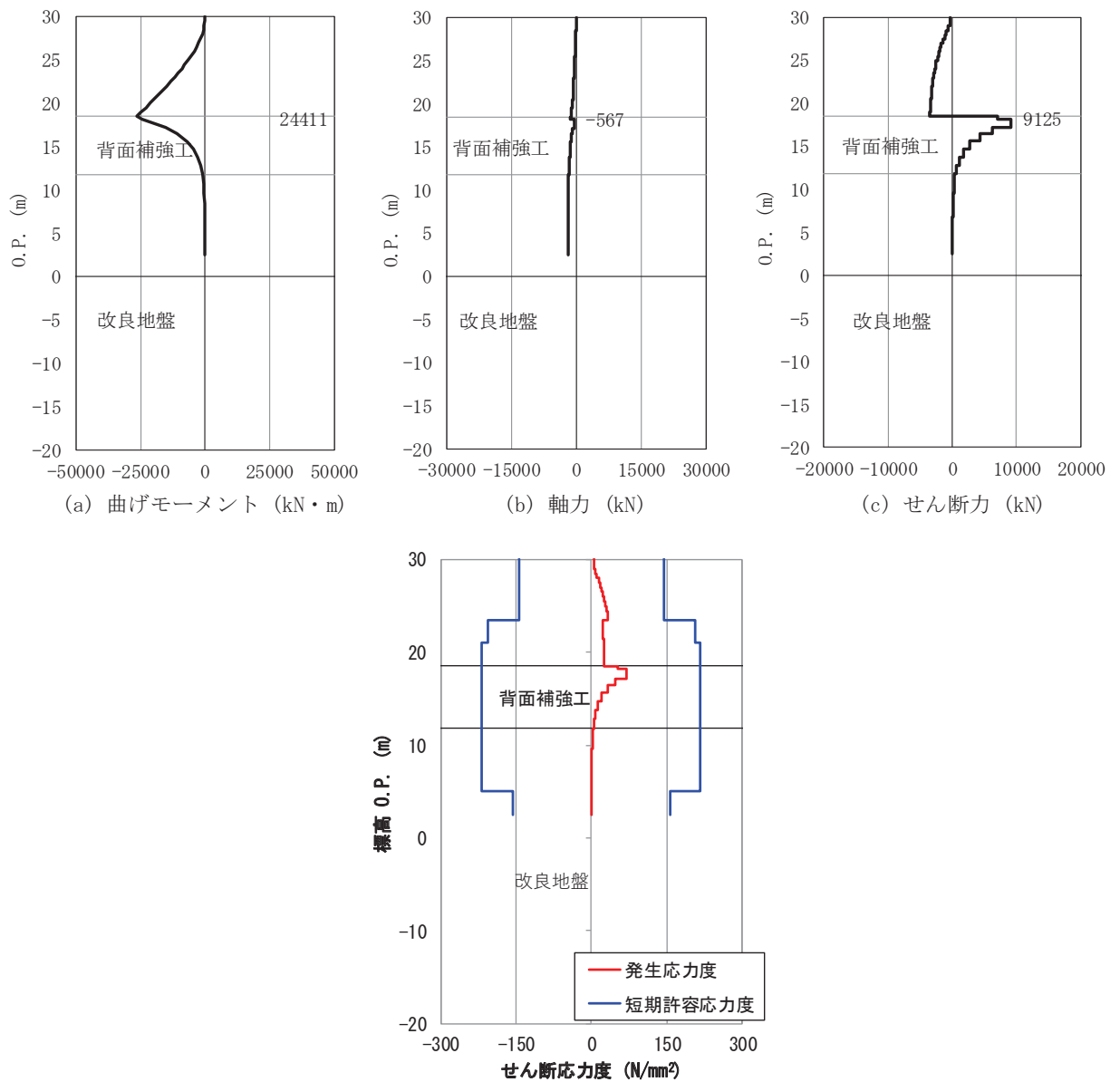


図 3-8 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
（断面②，短杭， $S_s - D 2$ （--）， $t=6.91s$ ）

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
長杭	①*	6.92	21.0
	②*	6.91	20.3
	③*	6.92	21.8
短杭	①	6.91	18.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

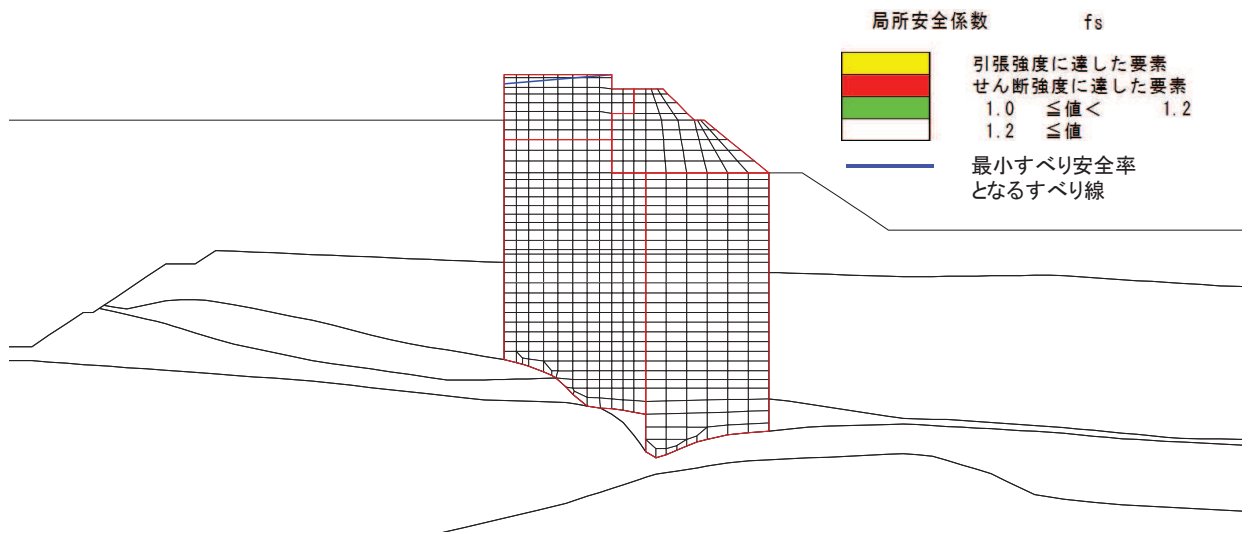


図 3-9 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭, S s - D 2 ( - - ) , t=6.91s)

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
長杭	①*	25.49	5.3
	②*	25.48	5.2
	③*	25.49	5.6
短杭	①	25.49	5.4

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

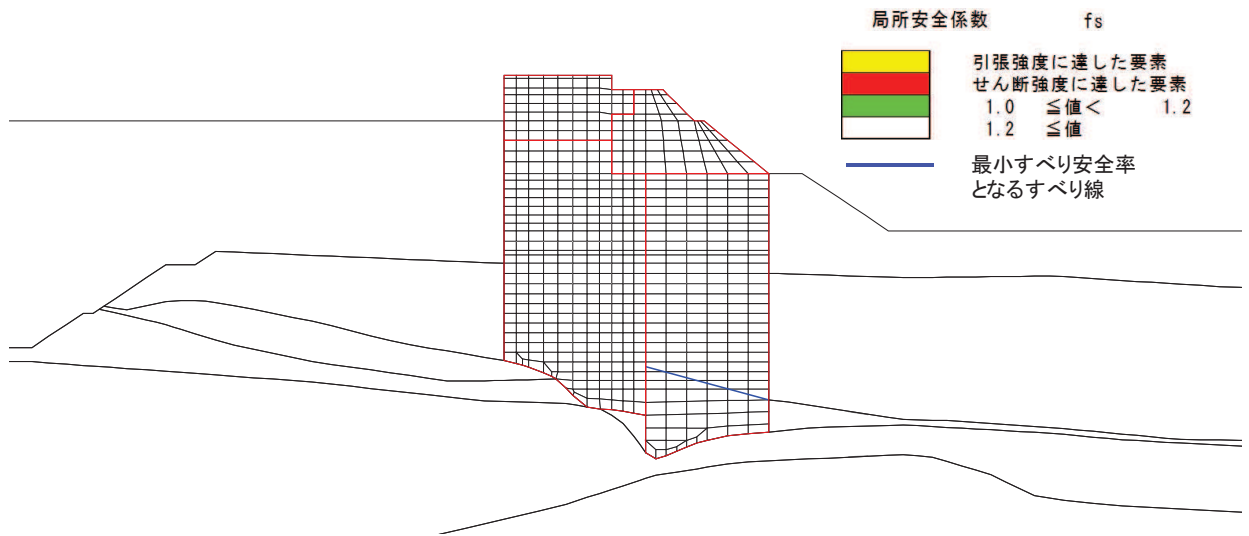


図 3-10 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭,  $S_s - D_2$  (---),  $t=25.49s$ )

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
長杭	①*	25.30	3.7
	②*	25.29	3.6
	③*	25.30	3.8
短杭	①	25.30	3.4

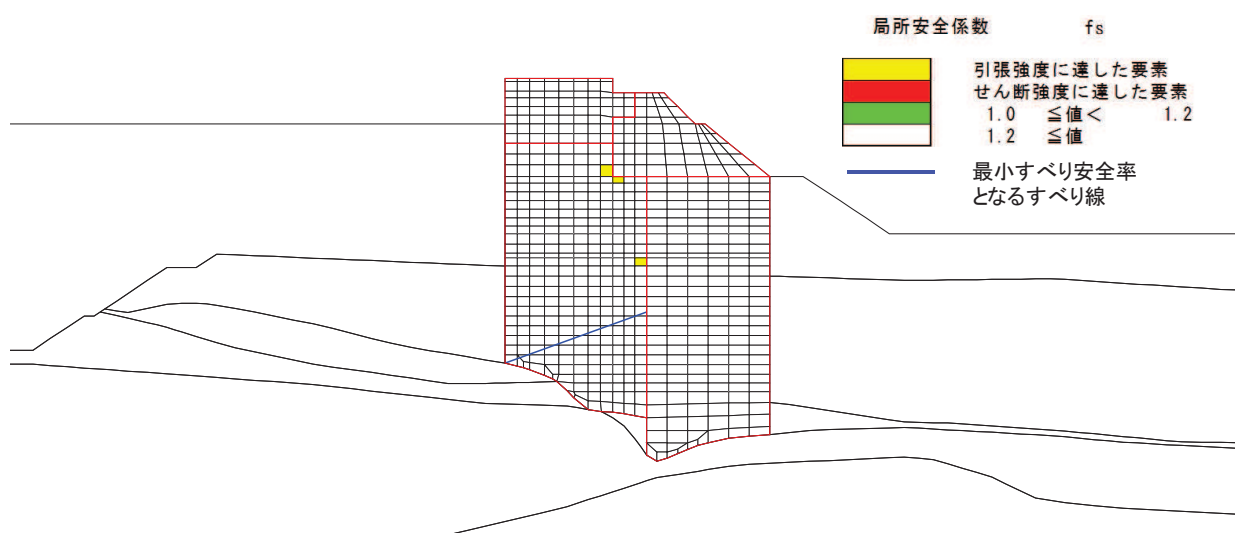


図 3-11 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭, S s - D 2 (---),  $t=25.30s$ )



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
長杭	①*	6.75	3.7
	②*	25.11	4.0
	③*	6.76	3.5
短杭	①	6.75	3.8

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

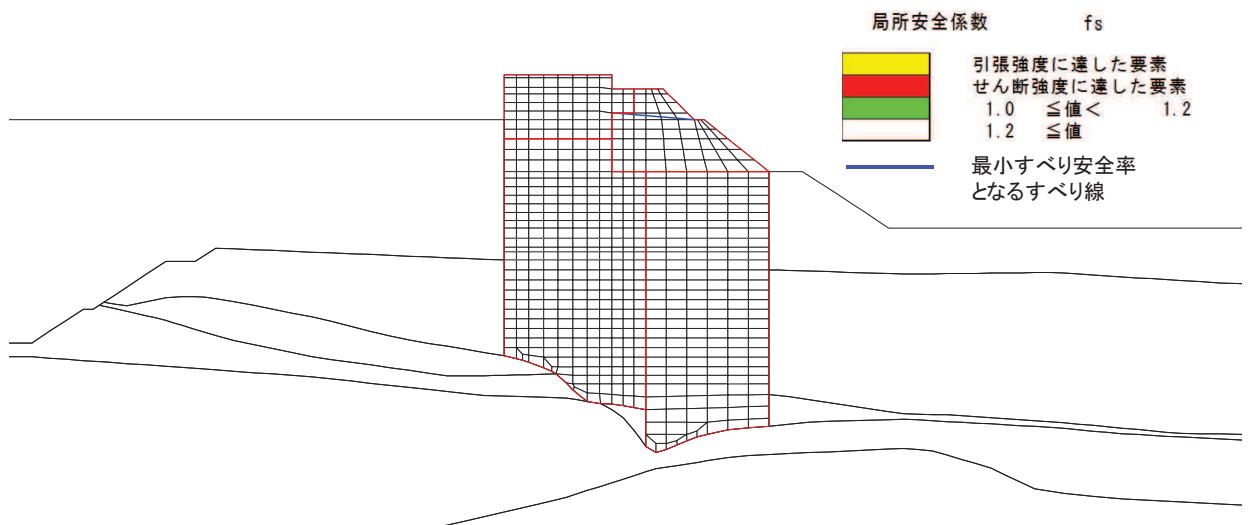


図 3-12 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, 短杭, S s - D 2 ( - - ) , t=6.75s)

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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.3	11.4	0.12
	②*	1.2	11.4	0.11
	③*	1.5	11.4	0.14
短杭	①	0.9	4.4	0.21

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

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

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

### 3.3 断面③

断面③の短杭の影響評価結果を表 3-15～表 3-21 及び図 3-13～図 3-18 に示す。

表 3-15 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	A	9557	603	113	247	0.46
	②*	A	9673	622	114	247	0.47
	③*	A	9285	662	110	247	0.45
短杭	①	A	8906	622	105	247	0.43

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

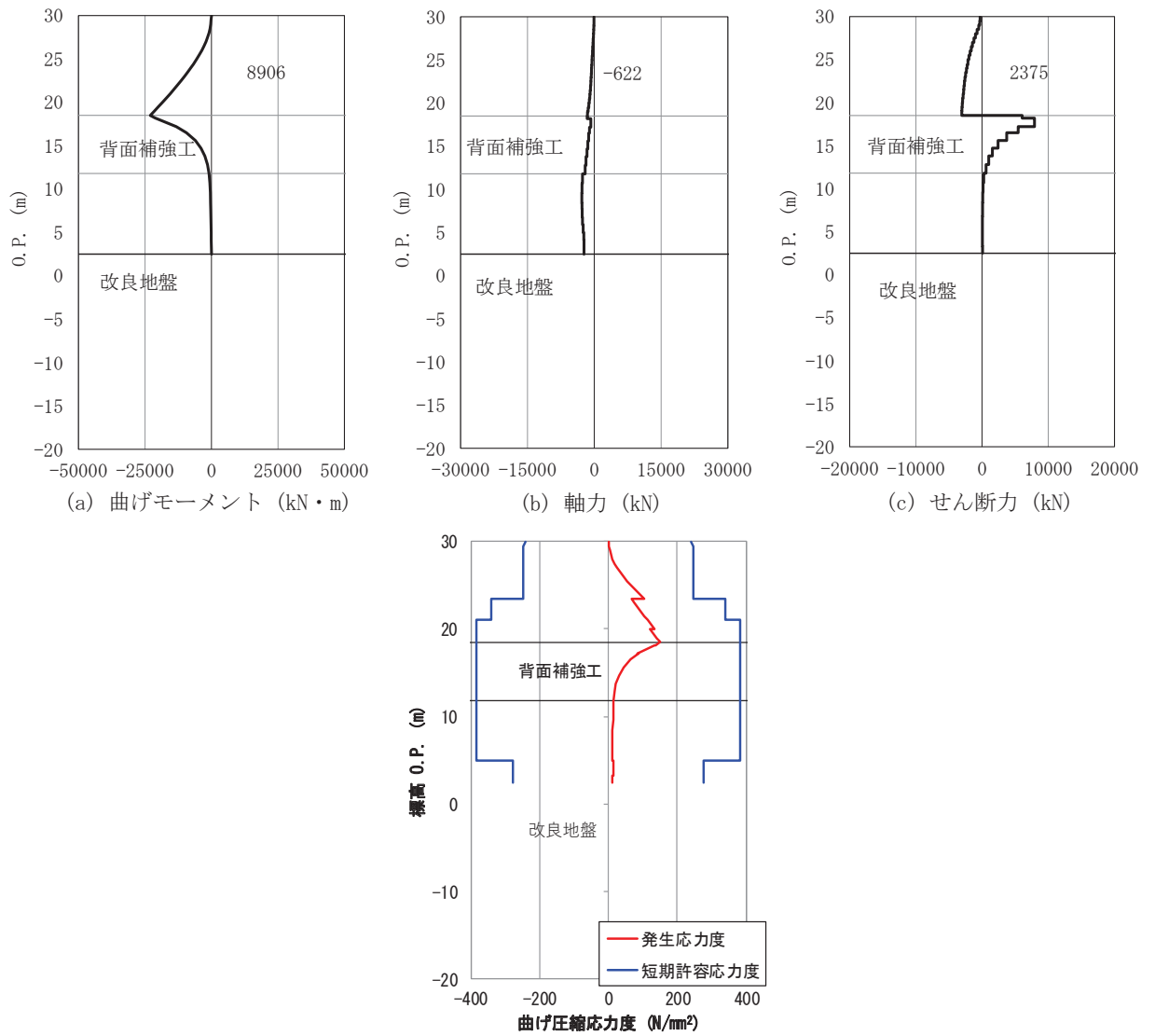


図 3-13 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面③, 短杭, S s - D 2 ( - - ) , t=6.91s)

表 3-16 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$	
				$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
長杭	①*	C	7178	55	217	0.26
	②*	C	7206	55	217	0.26
	③*	C	6952	53	217	0.25
短杭	①	C	7915	61	217	0.29

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

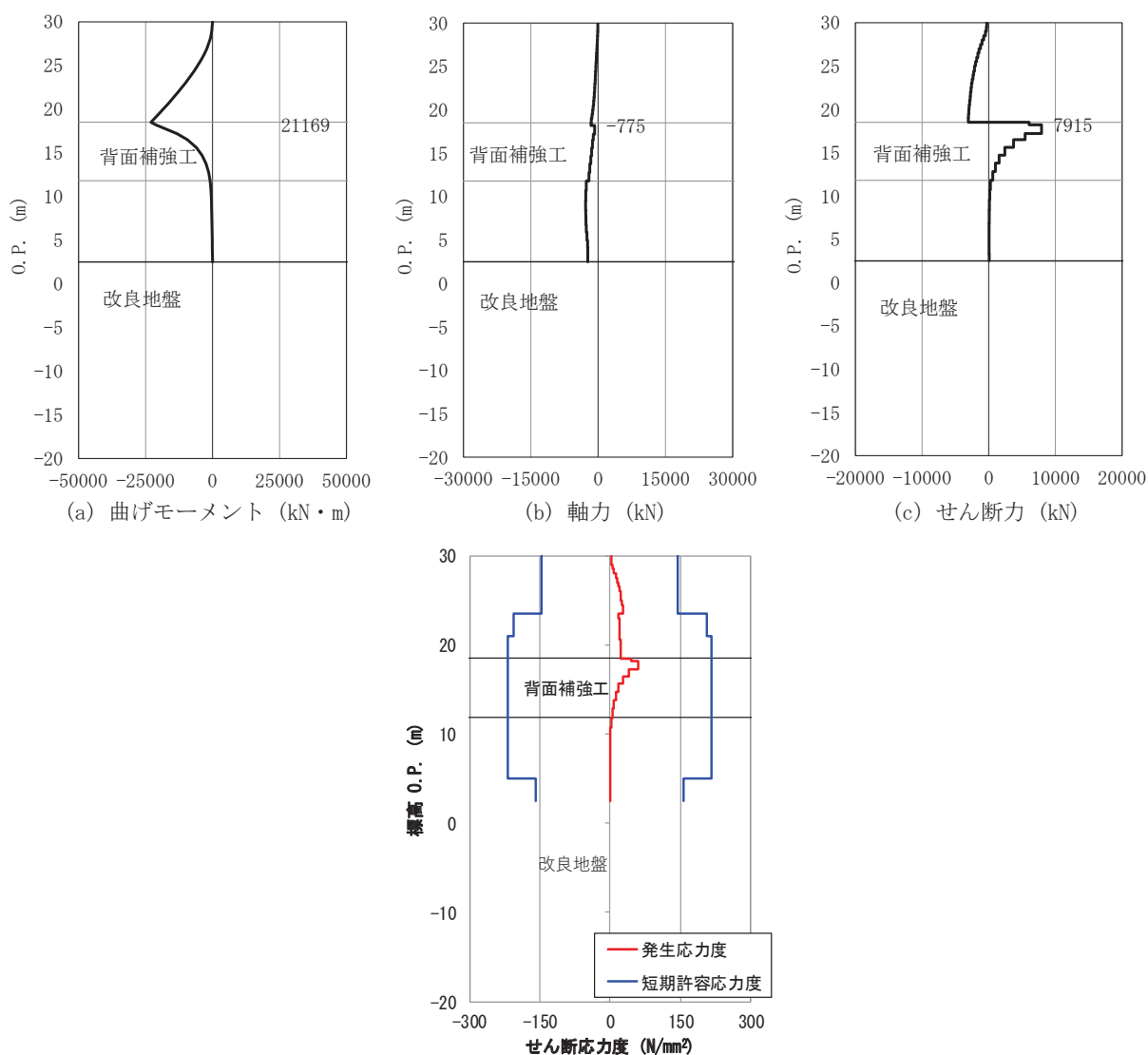


図 3-14 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面③, 短杭, S<sub>s</sub>-D 2 (---), t=6.91s)

表 3-17 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
長杭	①*	6.91	23.3
	②*	6.91	22.8
	③*	6.92	23.9
短杭	①	6.91	21.1

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

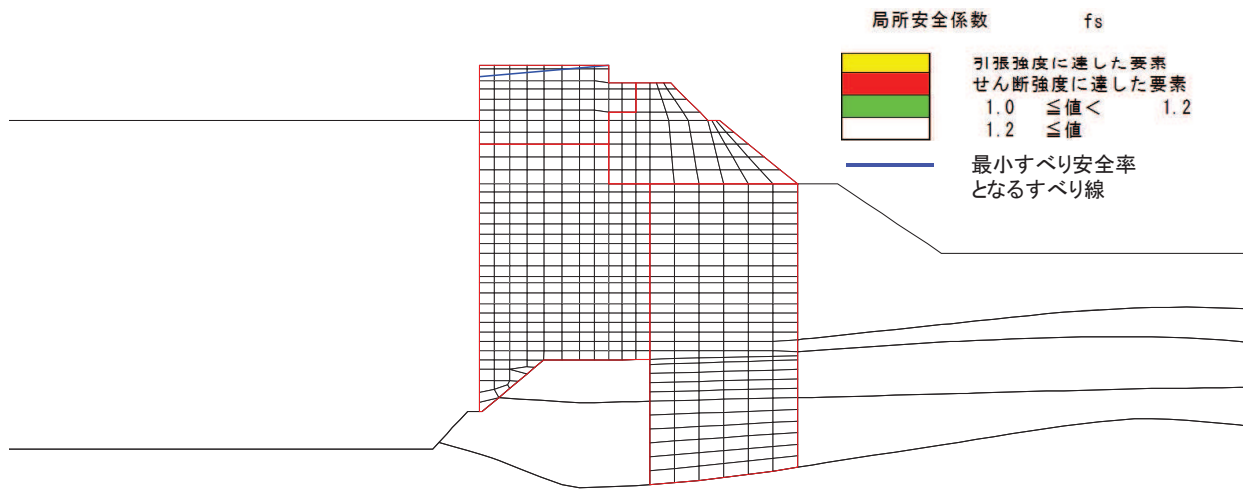


図 3-15 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭, S s - D 2 ( - - ) , t=6.91s)

表 3-18 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
長杭	①*	25.48	6.5
	②*	25.48	6.4
	③*	13.42	6.8
短杭	①	25.48	5.7

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

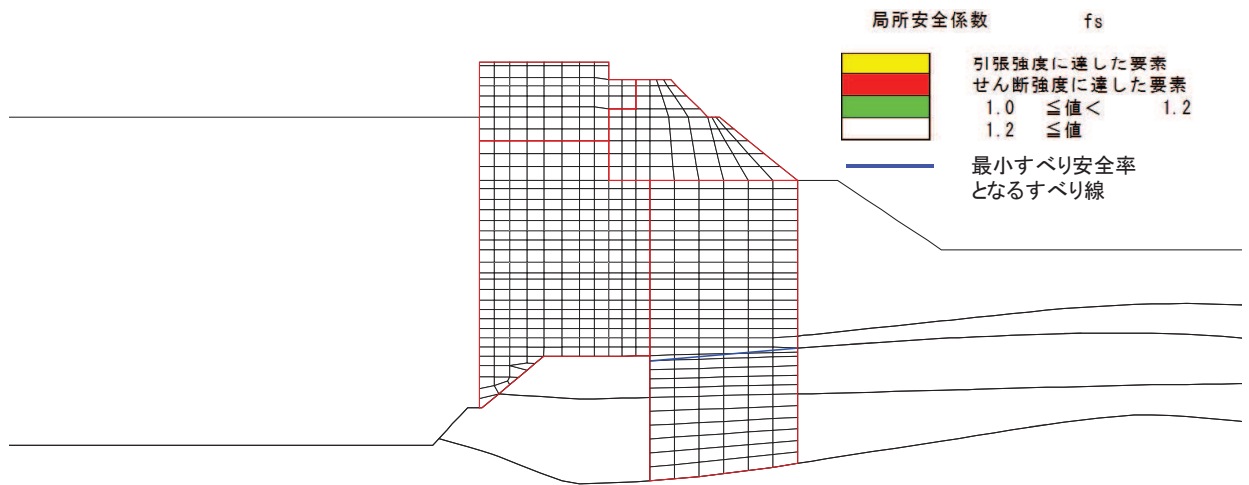


図 3-16 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭,  $S_s - D_2$  (---),  $t=25.48s$ )

表 3-19 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
長杭	①*	25.26
	②*	13.55
	③*	25.30
短杭	①	13.57

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

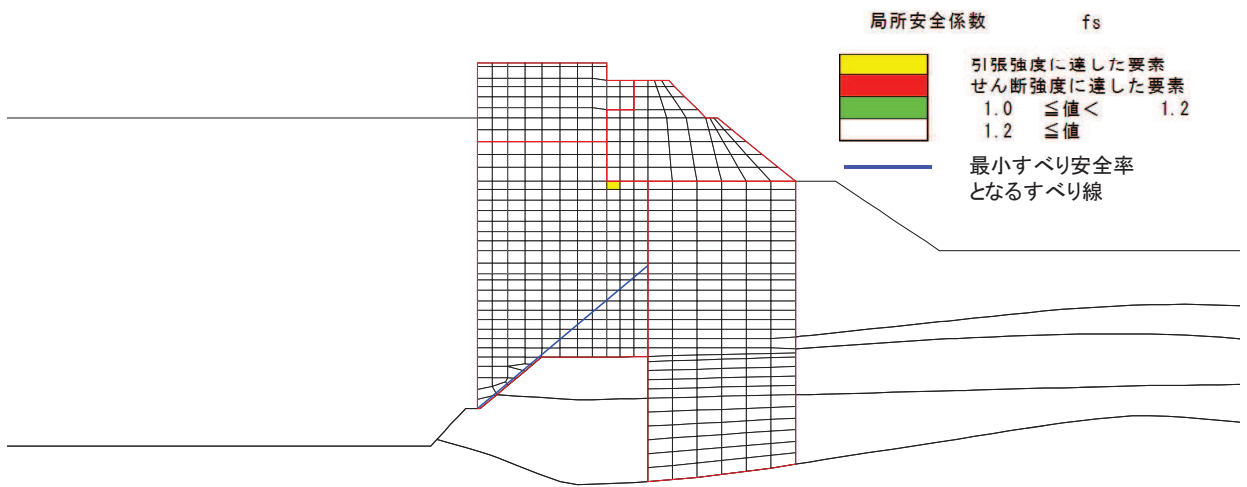


図 3-17 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭,  $S_s - D_2$  (---),  $t=13.57s$ )



表 3-20 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
長杭	①*	6.75	4.0
	②*	6.75	4.5
	③*	24.01	3.8
短杭	①	6.75	4.3

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

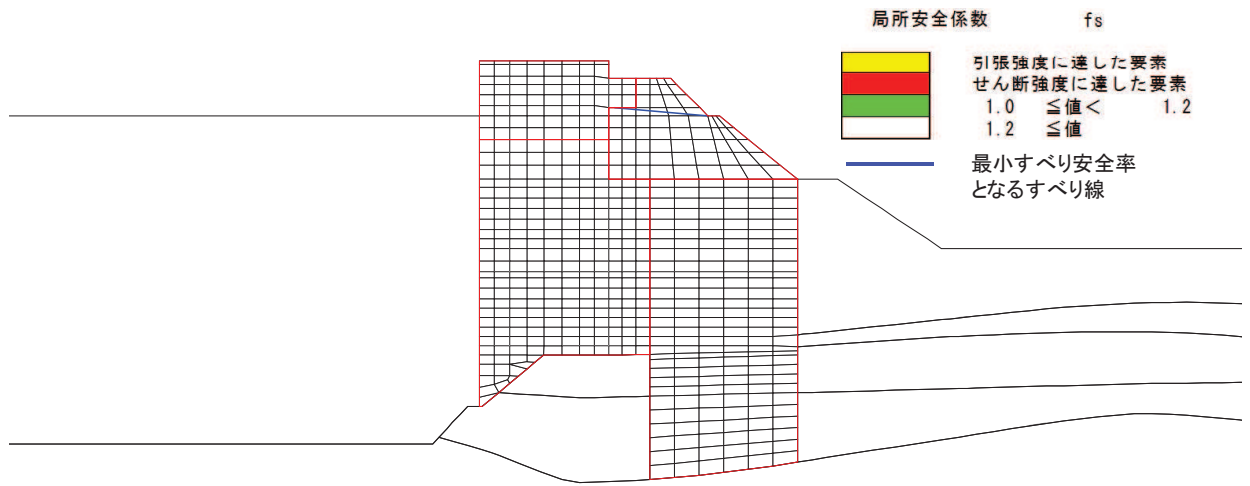


図 3-18 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, 短杭, S s - D 2 ( - - ) ,  $t=6.75s$ )

表 3-21(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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.8	13.7	0.14
	②*	1.7	13.7	0.13
	③*	2.0	13.7	0.15
短杭	①	0.8	4.4	0.19

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-21(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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	0.8	4.4	0.19
	②*	0.8	4.4	0.19
	③*	0.8	4.4	0.19
短杭	①	0.7	4.4	0.16

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-21(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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	2.7	13.7	0.20
	②*	2.8	13.7	0.21
	③*	2.7	13.7	0.20
短杭	①	2.8	13.7	0.21

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

### 3.4 断面④

断面④の短杭の影響評価結果を表 3-22～表 3-28 及び図 3-19～図 3-24 に示す。

表 3-22 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値

解析 ケース		杭種	曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力 度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
長杭	①*	D	1412	20647	124	277	0.45
	②*	D	620	18828	107	277	0.39
	③*	D	1334	23425	138	277	0.50
短杭	①	D	403	5471	33	277	0.12

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

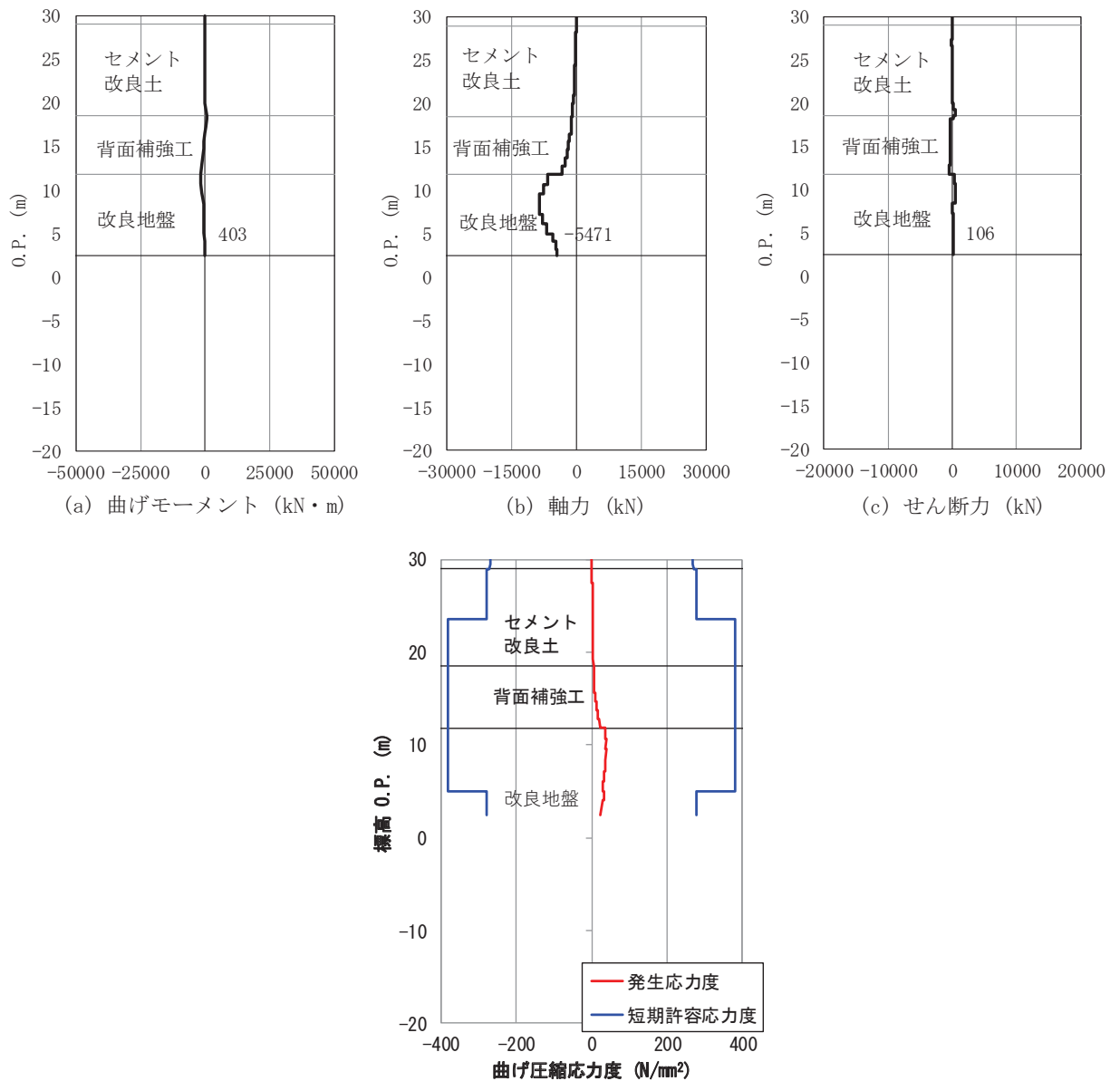


図 3-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面④, 短杭,  $S_s - D 2$  (—),  $t=13.59s$ )

表 3-23 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力 度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
長杭	①*	1569	17	157	0.11
	②*	1242	14	157	0.09
	③*	1543	17	157	0.11
短杭	①	1184	9	217	0.05

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

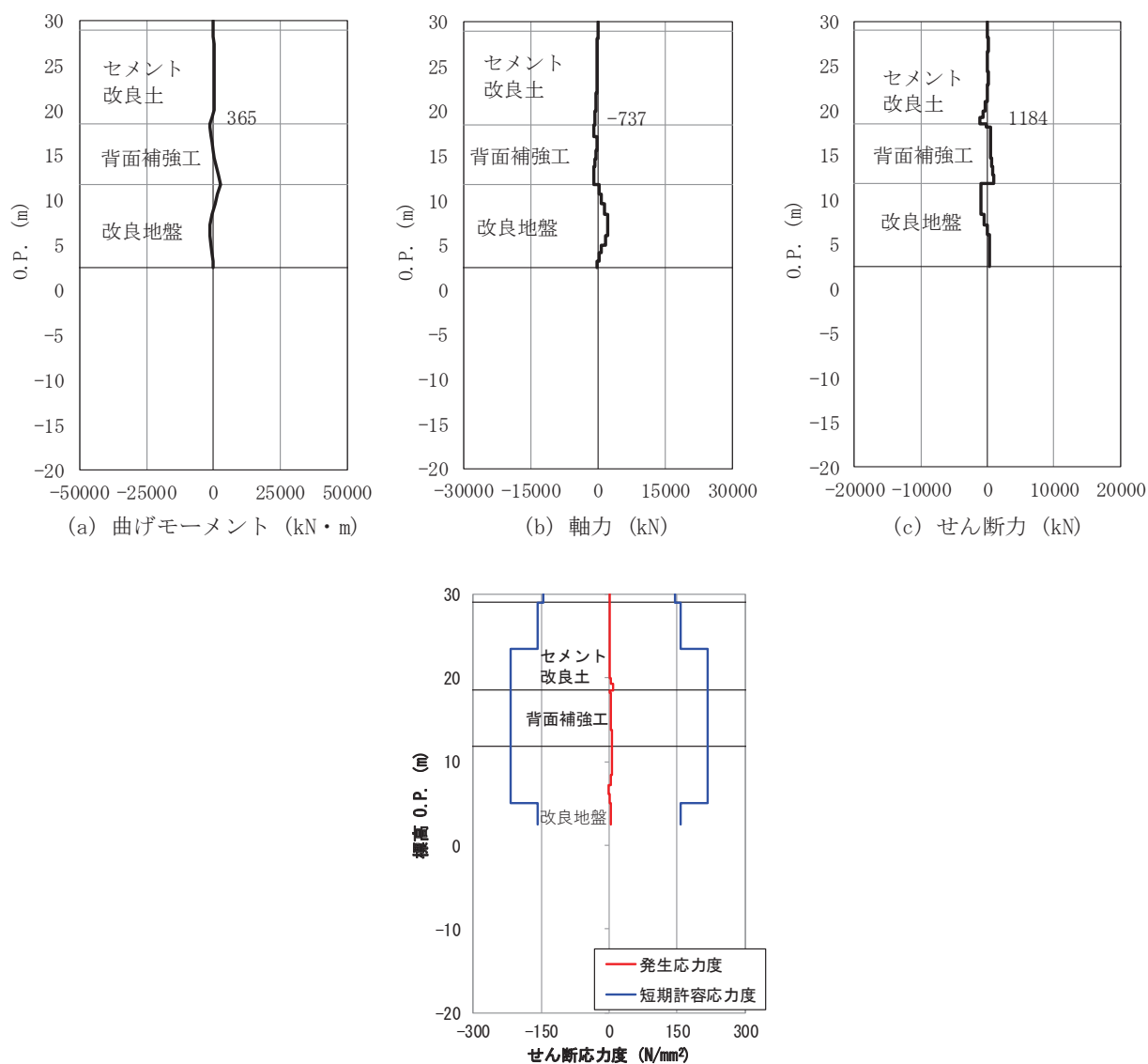


図 3-20 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における評価時刻での  
断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面④, 短杭,  $S_s - D 2$  (---),  $t=25.48s$ )

表 3-24 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
長杭	①*	13.58	13.5
	②*	13.58	13.4
	③*	13.58	12.9
短杭	①	13.57	13.2

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

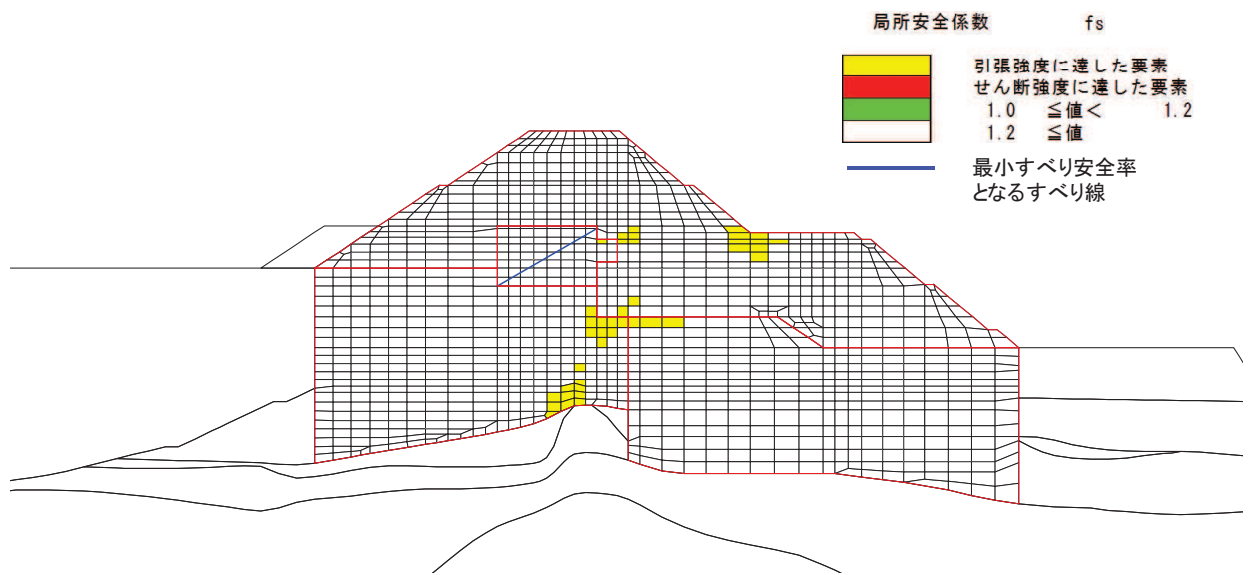


図 3-21 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭,  $S_s - D2$  (---),  $t=13.57s$ )

表 3-25 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
長杭	①*	25.48	8.3
	②*	25.48	8.5
	③*	25.48	8.7
短杭	①	25.48	8.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

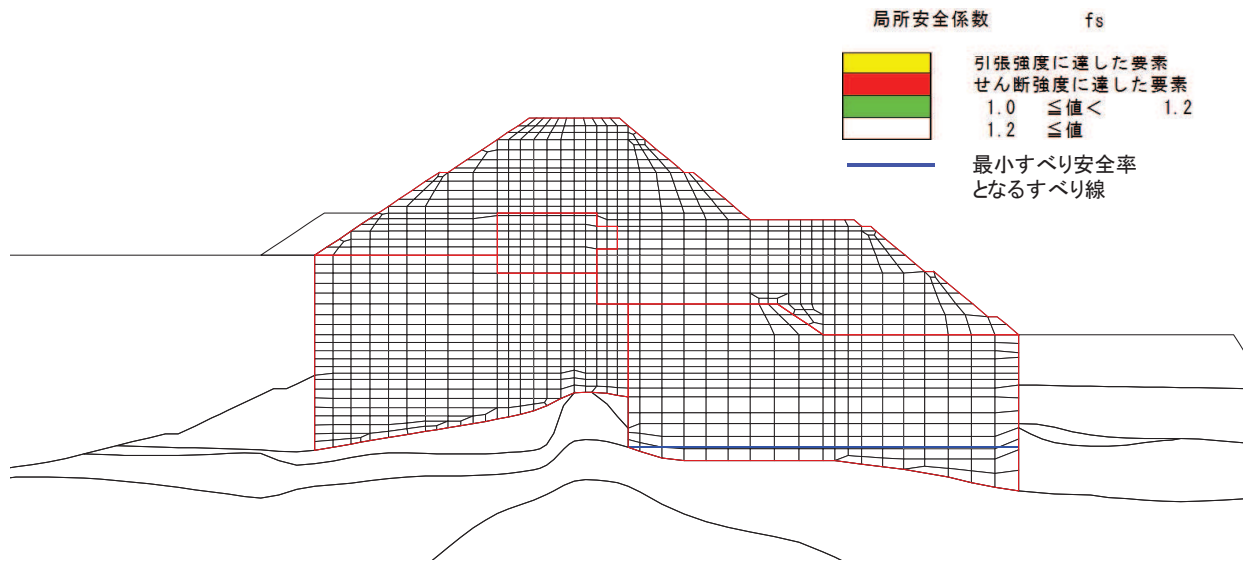


図 3-22 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭,  $S_s - D_2$  (---),  $t=25.48s$ )

表 3-26 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
長杭	①*	13.58	3.5
	②*	13.58	3.6
	③*	13.58	3.3
短杭	①	13.58	3.6

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

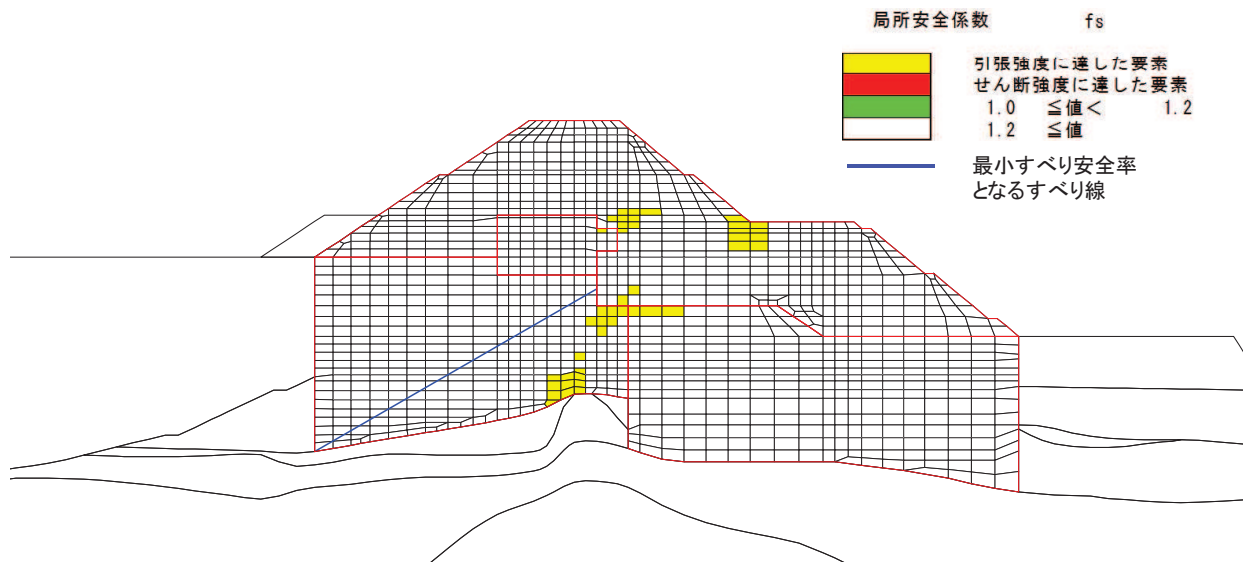


図 3-23 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭,  $S_s - D_2$  (---),  $t=13.58s$ )



表 3-27 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
長杭	①*	8.34	3.7
	②*	8.33	3.8
	③*	8.34	3.9
短杭	①	25.49	3.9

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

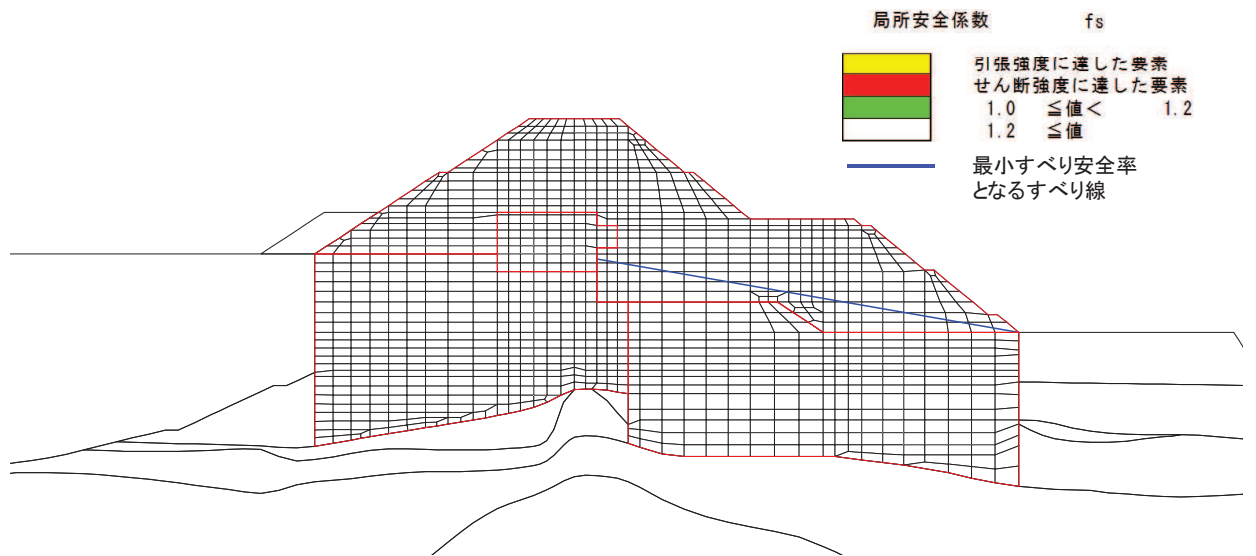


図 3-24 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, 短杭, S s - D 2 ( - - ) , t=25.49s)

表 3-28(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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	4.3	11.4	0.38
	②*	3.9	11.4	0.35
	③*	4.8	11.4	0.43
短杭	①	1.1	4.4	0.25

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-28(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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	1.5	4.4	0.35
	②*	1.5	4.4	0.35
	③*	1.3	4.4	0.30
短杭	①	1.4	4.4	0.32

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-28(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 $R_a/R_{ua}$
長杭	①*	2.5	11.4	0.22
	②*	2.7	11.4	0.24
	③*	2.4	11.4	0.22
短杭	①	2.6	11.4	0.23

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

#### 4. まとめ

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

(参考資料 2) 断面④の鋼管杭の軸力について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち断面④については、図 1-1 に示すとおり、鋼管杭の軸力が他断面と比較して大きくなっている。

この要因について、常時による影響と地震時（常時+地震時増分）による影響に分けて整理した。

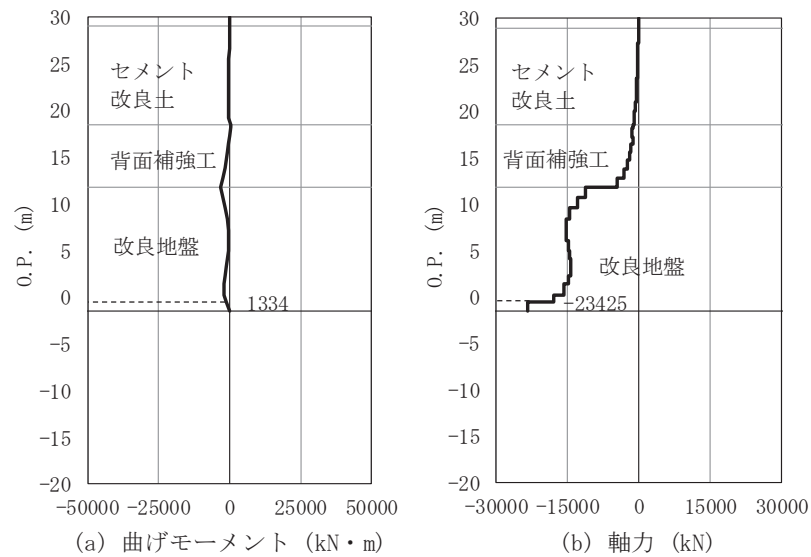


図 1-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
最大照査値の評価時刻での断面力  
(断面④, S s - D 2 (---), t=13.59s)

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）

2. 常時と地震時（常時＋地震時増分）における鋼管杭軸力の確認

断面④について、常時と地震時の曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる時刻（図 1-1 で示した時刻）における、鋼管杭の断面力を比較した。

比較結果の表を表 2-1 に、断面力分布での比較を図 2-1 に示す。

表 2-1 及び図 2-1 の比較により、断面④の鋼管杭の軸力に対しては、地震時の影響が支配的であることを確認した。

地震時に断面④の鋼管杭の軸力が大きくなる要因としては、図 2-2 に示すとおり、鋼管杭と周辺地盤の相互作用により、鋼管杭に伝達される力が断面①～③よりも大きいことが考えられる。これは、断面④は鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の構造が重なる断面であり、断面①～③よりもセメント改良土の重量が大きいためと考えられる。

表 2-1 断面④における常時と地震時の鋼管杭断面力の比較

断面力算出ケース	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> )
常時解析	82	1969	12
地震時 (曲げ・軸力系照査時刻)	1334	23425	138

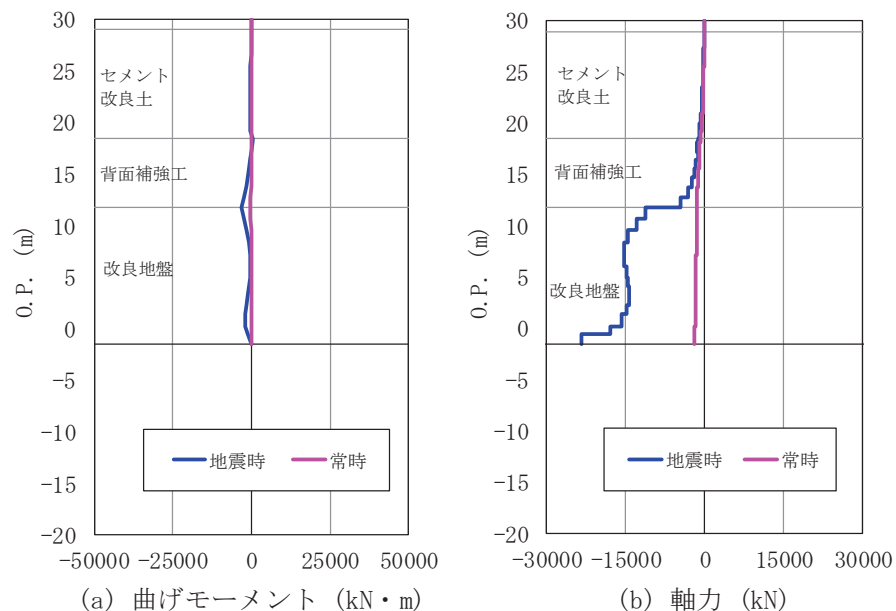


図 2-1 断面④における常時と地震時の鋼管杭断面力分布の比較

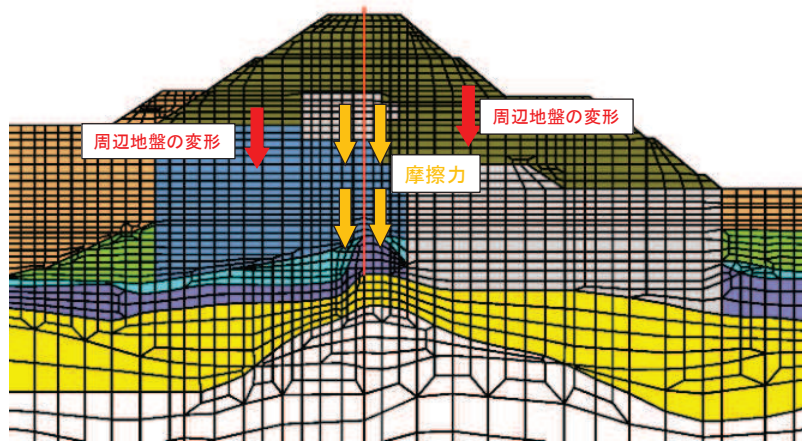


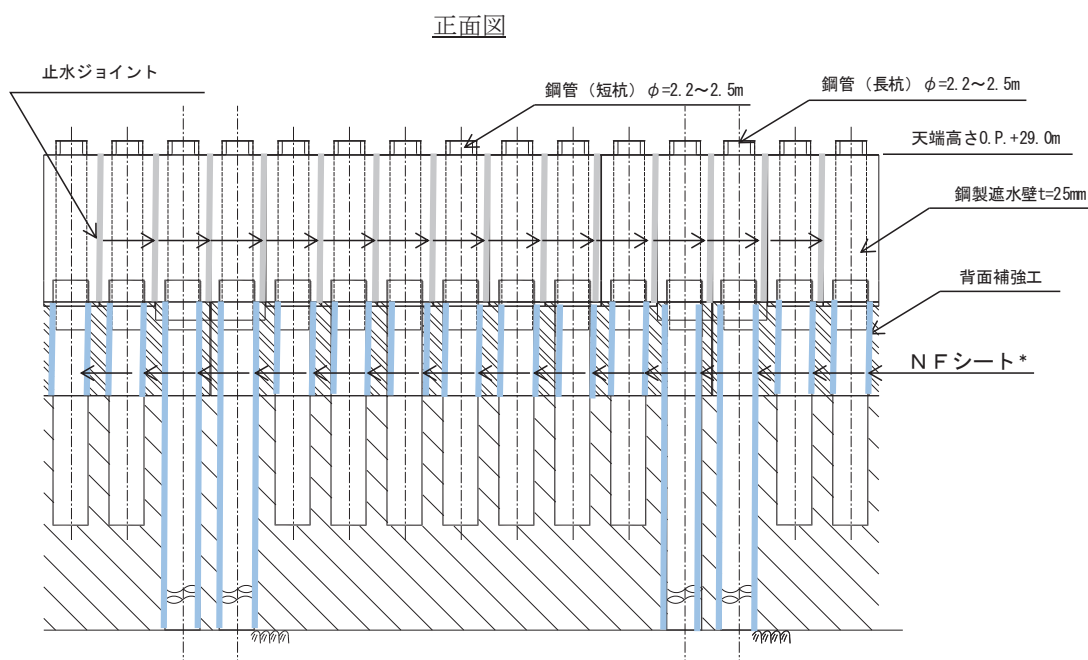
図 2-2 鋼管杭への摩擦力伝達イメージ

(参考資料 3) 鋼管杭—地盤間の境界条件の保守性について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の鋼管杭の周面は、図 1-1 に示すとおり NF シート\*を施工している。一方、NF シートは瞬間的な挙動変化に対して追従できない可能性がある。

上記及び鋼管杭の軸力にとって保守的な評価とするため、鋼管杭と背面補強工及び地盤の境界条件については剛結としているが、NF シートが施工されていることも踏まえ、その影響を検討することで、現在の設定が保守的であることを確認する。その確認方法として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検討を実施する。



注記 \* : アスファルトをシートに成形したものであり、本資料では『NF シート』と呼ぶ。ネガティブフリクション対策として施工したが、沈下しない設計に変更したため、役割を期待しない。

図 1-1 NF シートの配置

## 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、鋼管杭の照査値が最も厳しい「断面②，S<sub>s</sub>-D2（-）」及び鋼管杭の軸力が大きくなる「断面④，S<sub>s</sub>-D2（-）」とする。この2断面において、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する。

断面②及び断面④の地震応答解析モデルを図2-1に、鋼管杭周面の境界条件例を図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。

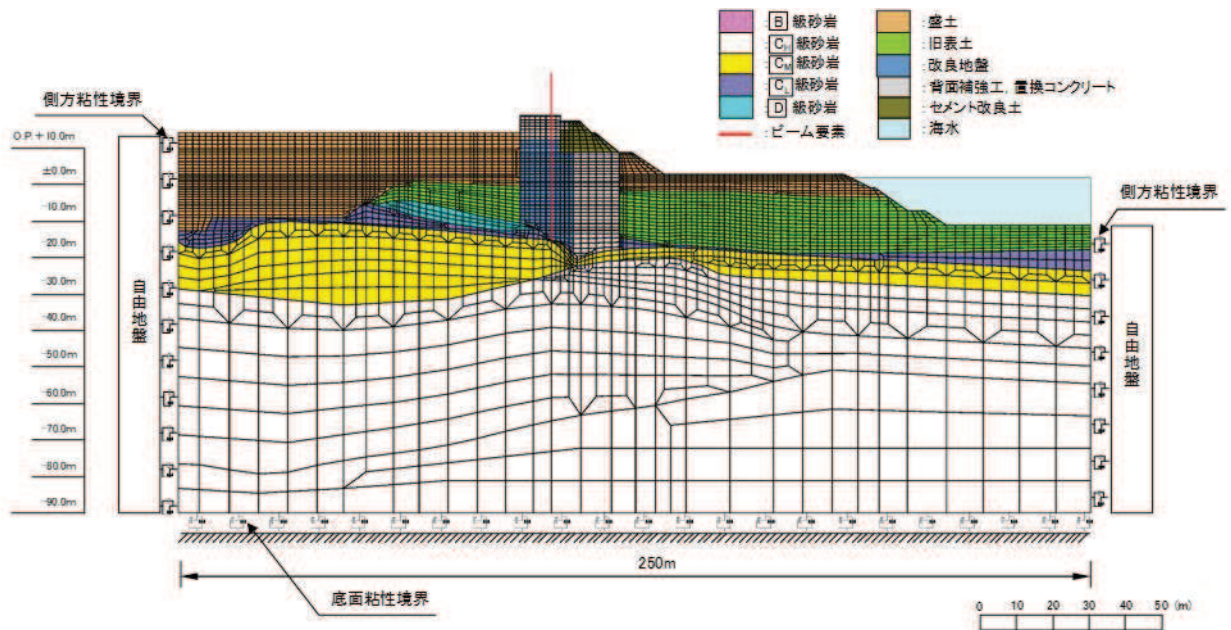


図2-1(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②）

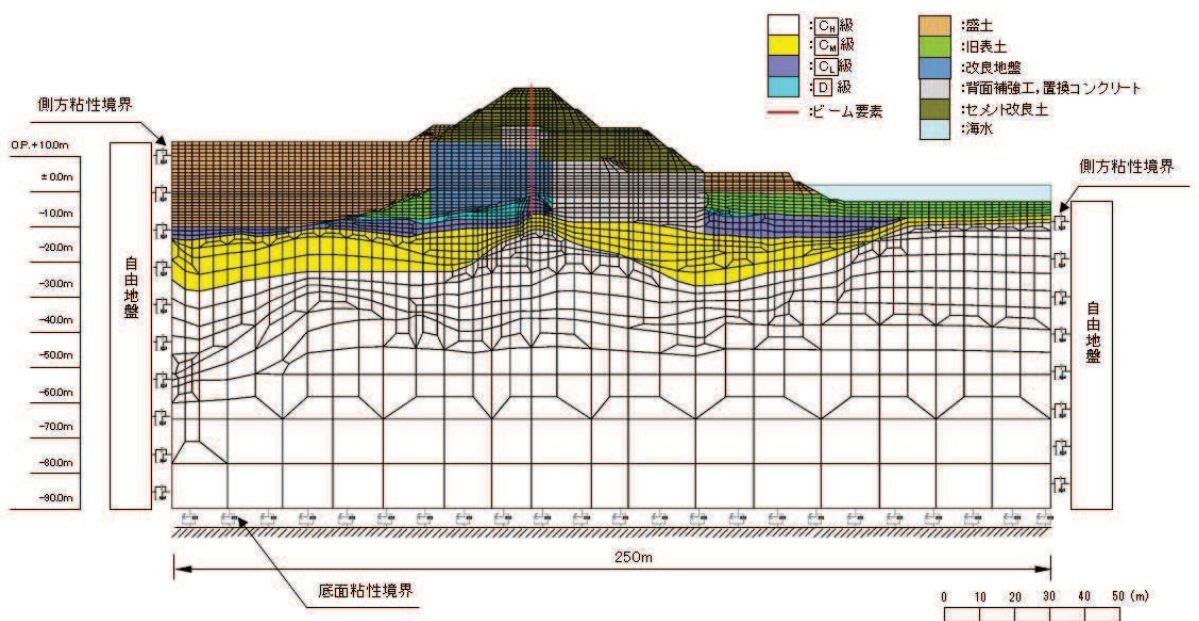


図2-1(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面④）



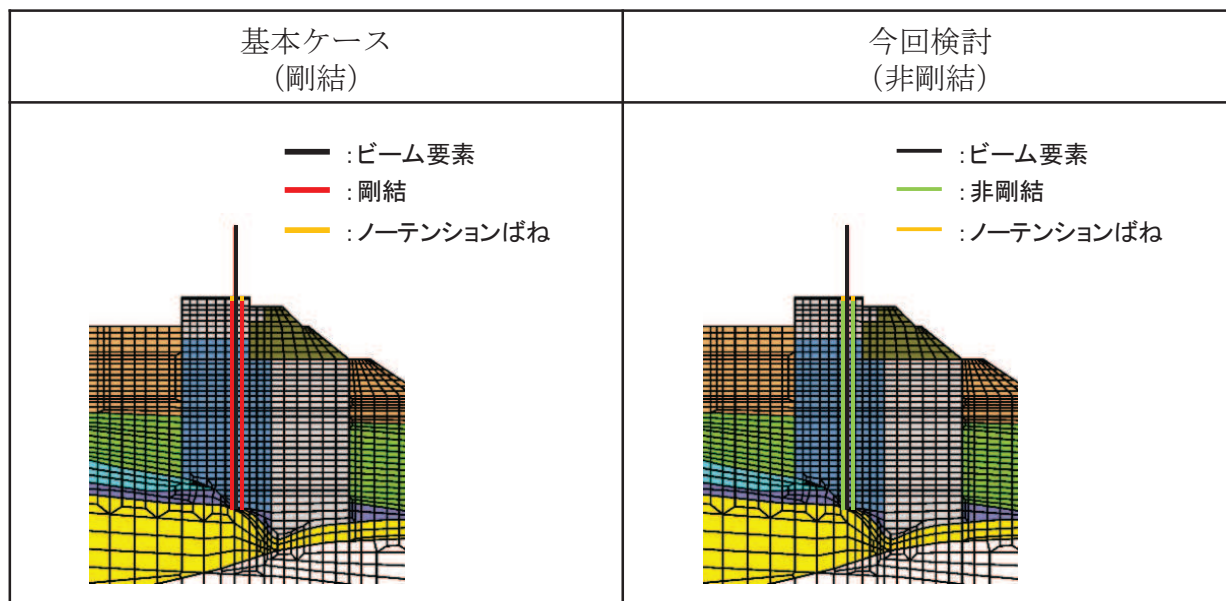


図 2-2 鋼管杭周面の境界条件例 (断面②)

表 2-1 解析ケース

接合方法	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)
剛結	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
非剛結	ケース①* <sup>2</sup>	設計基準強度	平均値	平均値

注記\* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記\* 2 : 今回検討



### 3. 評価結果

#### 3.1 断面②

断面②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 3-1～表 3-7 及び図 3-1～図 3-6 に示す。

本検討の結果，鋼管杭の接地圧について，裕度が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。裕度が向上した要因としては，図 3-7 に示すとおり，鋼管杭の鉛直方向の接合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することが考えられる。

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 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	
						$\sigma_s / \sigma_{sa}$	
剛結	①*	A	10481	586	123	247	0.50
	②*	A	10728	537	126	247	0.52
	③*	A	10106	536	118	247	0.48
非剛結	①	A	10492	631	123	247	0.50

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。