

図 6.7-2(1) 断面力の算定モデル

A点を支点としたとき単位幅(1 m)当りの水圧合力 ( $P_1$ ) 及び設計断面力 ( $M_1$ ,  $S_1$ ) は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

$$M_1 = W \times \frac{L^2}{2}$$

$$S_1 = W \times L$$

ここで、断面力の算出に用いる計算諸言を表 6.7-1 に示す。

表 6.7-1 断面力の算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$P_1$	水圧合力	39	39	39	39	kN/m
$M_1$	曲げモーメント	4.9	4.9	4.9	4.9	kN・m/m
$S_1$	せん断力	39	39	39	39	kN/m
$W$	作用荷重	150	150	150	150	kN/m <sup>2</sup>
$L$	考慮する水圧幅	0.255	0.255	0.255	0.255	m

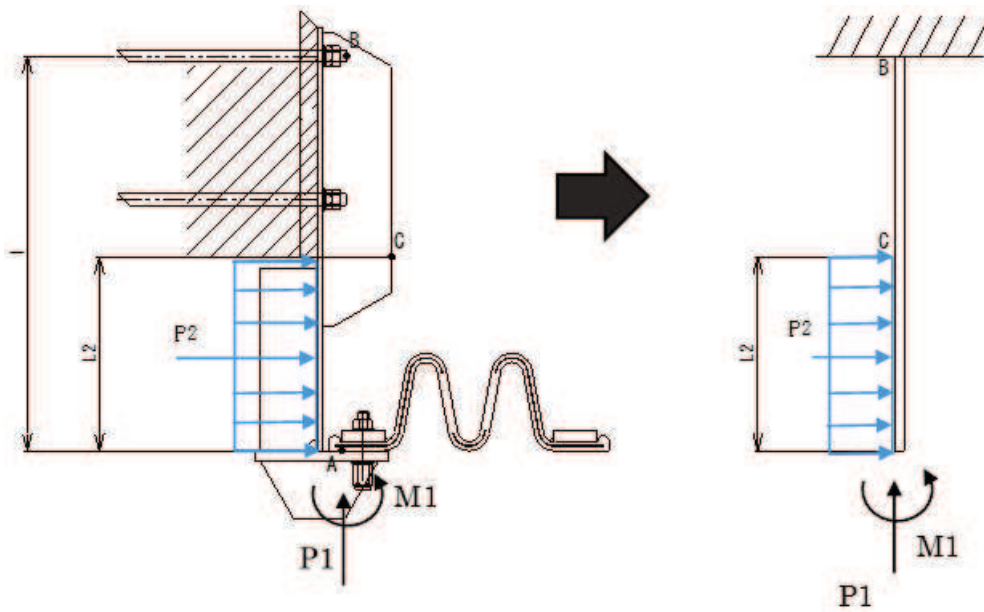


図 6.7-2(2) 断面力の算定モデル

B 点を支点としたとき単位幅 (1 m) 当りの水圧合力 ( $P_2$ ) 及び設計断面力 ( $M_2, S_2, N_2$ ) は下記式により算出する。

$$P_2 = W \times L_2$$

$$N_2 = P_1$$

$$M_2 = M_1 + W \times L_2 \times \left(l - \frac{L_2}{2}\right)$$

$$S_2 = W \times L_2$$

ここで、断面力算出に用いる計算を表 6.7-2 に示す。

表 6.7-2 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$P_2$	水圧合力	51	51	51	51	kN/m
$N_2$	軸力	39	39	39	39	kN/m
$M_2$	曲げモーメント	32	32	32	32	kN・m/m
$S_2$	せん断力	51	51	51	51	kN/m
$W$	作用荷重	150	150	150	150	kN/m <sup>2</sup>
$L_2$	考慮する水圧幅	0.338	0.338	0.338	0.338	m
$l$	ブラケット長さ	0.688	0.688	0.688	0.688	m



C点を支点としたときの単位幅(1m)当りの水圧合力  $P_2$  及び設計断面力 ( $M_2, S_2, N_2$ ) は下記式により算出する。

$$P_2 = W \times L_2$$

$$N_2 = P_1$$

$$M_2 = M_1 + W \times \frac{L_2^2}{2}$$

$$S_2 = W \times L_2$$

ここで、断面力算出に用いる計算を表 6.7-3 に示す。

表 6.7-3 作用荷重算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$P_2$	水圧合力	51	51	51	51	kN/m
$N_2$	軸力	39	39	39	39	kN/m
$M_2$	曲げモーメント	14	14	14	14	kN・m/m
$S_2$	せん断力	51	51	51	51	kN/m
$W$	作用荷重	150	150	150	150	kN/m <sup>2</sup>
$L_2$	考慮する水圧幅	0.338	0.338	0.338	0.338	m

設計断面は荷重伝達を考慮し、  
以下に示す 4 断面について設計することとする。

a. A-A 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

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

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.7-3 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-4 に示す。

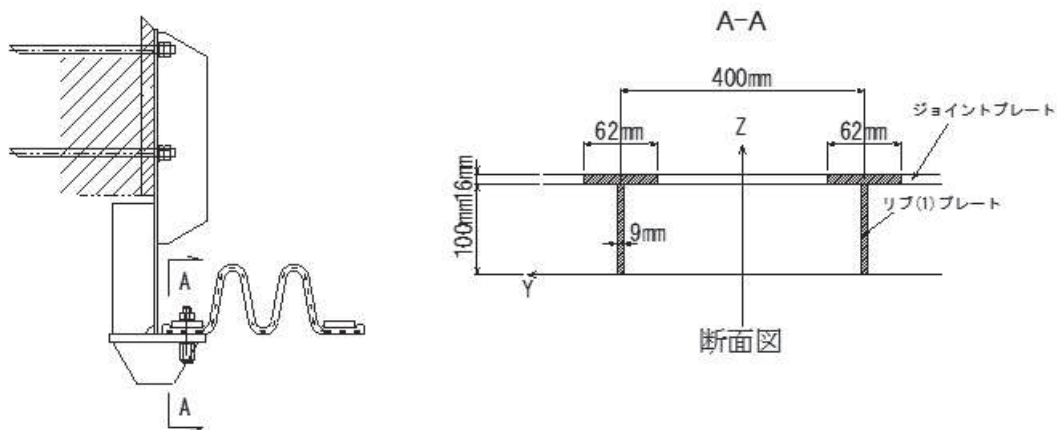


図 6.7-3 ジョイントプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.7-4 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	単位幅当りの曲げモーメント	4.9	4.9	4.9	4.9	kN・m
$Z$	断面係数	73435	73435	73435	73435	mm <sup>3</sup>
$S$	単位幅当りのせん断力	39	39	39	39	kN
$A$	リブプレート断面積	2250	2250	2250	2250	mm <sup>2</sup>

b. B-B 断面

ジョイントプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

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

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.7-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-5 に示す。

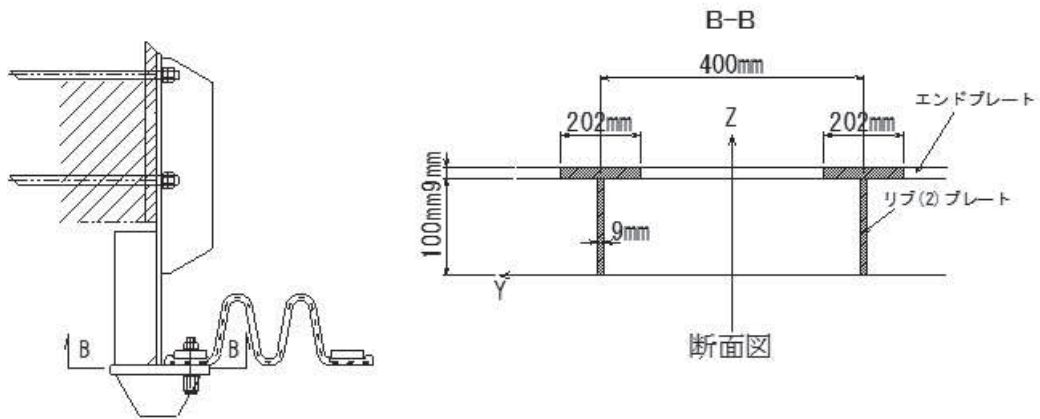


図 6.7-4 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.7-5 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	単位幅当りの曲げモーメント	4.9	4.9	4.9	4.9	kN・m
$Z$	断面係数	80319	80319	80319	80319	mm <sup>3</sup>
$\sigma_c$	軸圧縮応力度	11	11	11	11	N/mm <sup>2</sup>
$N$	軸力	39	39	39	39	kN
$A$	有効断面積	3825	3825	3825	3825	mm <sup>2</sup>
$S$	単位幅当りのせん断力	39	39	39	39	kN
$A$	リブプレート断面積	2250	2250	2250	2250	mm <sup>2</sup>

c. C-C 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

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

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.7-5 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-6 に示す。

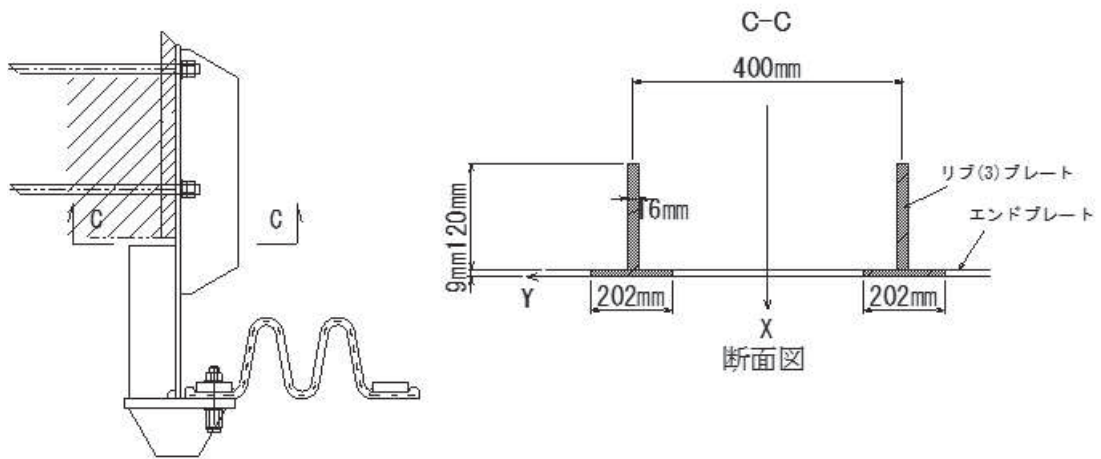


図 6.7-5 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.7-6 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	曲げモーメント	14	14	14	14	kN・m
$Z$	断面係数	169846	169846	169846	169846	mm <sup>3</sup>
$\sigma_c$	軸圧縮応力度	5	5	5	5	N/mm <sup>2</sup>
$N$	軸力	39	39	39	39	kN
$A$	有効断面積	8160	8160	8160	8160	mm <sup>2</sup>
$S$	単位幅当りのせん断力	51	51	51	51	kN
$A$	リブプレート断面積	4800	4800	4800	4800	mm <sup>2</sup>

d. D-D 断面

エンドプレート及びリブプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

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

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元を図 6.7-6 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-7 に示す。

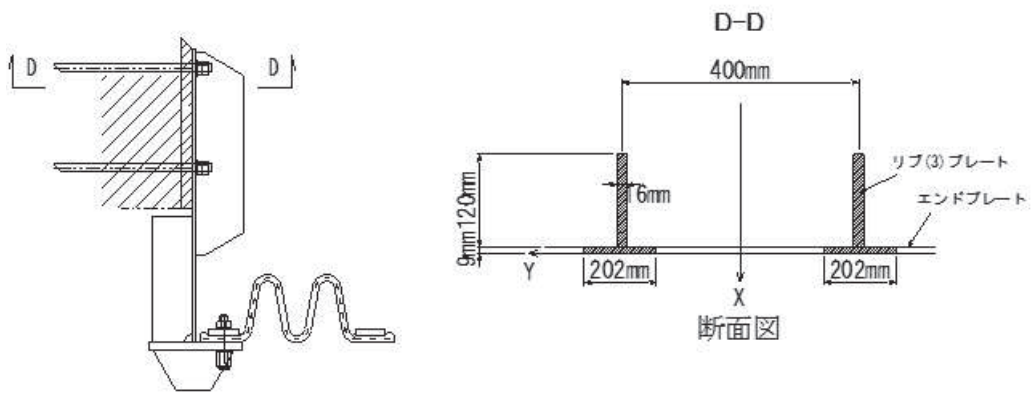


図 6.7-6 エンドプレート及びリブプレートの断面照査諸元

表 6.7-7 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成 応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	曲げモーメント	32	32	32	32	kN・m
$Z$	断面係数	169846	169846	169846	169846	mm <sup>3</sup>
$\sigma_c$	軸圧縮応力度	5	5	5	5	N/mm <sup>2</sup>
$N$	軸力	39	39	39	39	kN
$A$	有効断面積	8160	8160	8160	8160	mm <sup>2</sup>
$S$	単位幅当りのせん断 力	51	51	51	51	kN
$A$	リブプレート断面積	4800	4800	4800	4800	mm <sup>2</sup>

(3) ジョイントプレート（板）の照査

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査も行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.7-7 の E-E 断面及び F-F 断面の 2 箇所で行う。

E-E 断面は両端固定梁、F-F 断面は片持ち梁として断面力を算出する。

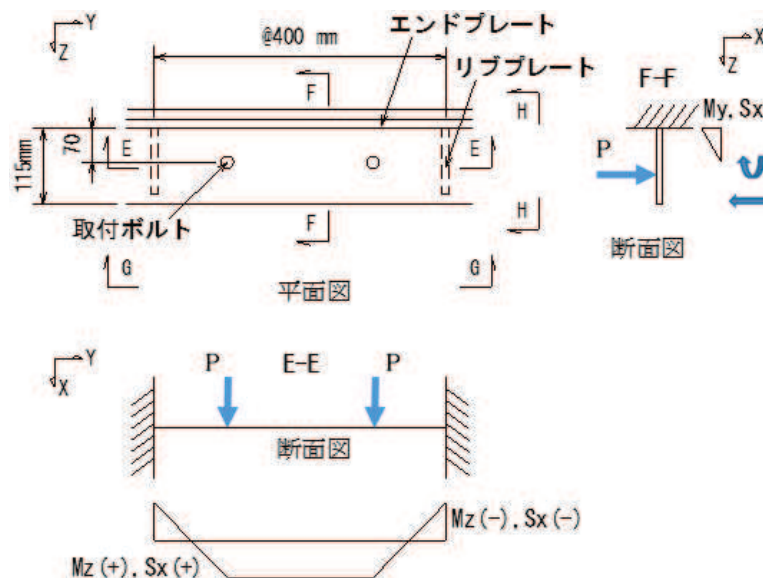


図 6.7-7 断面力の算定モデル

水圧合力 (P) 及び設計断面力 (My, Mz, Sx) は下記式により算出する。

$$P = P_1 \times C$$

$$M_y = P \times l$$

$$M_z = \frac{P \times (L - a)}{L}$$

$$S_x = P$$

$$S_y = P$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.7-8 に示す。

表 6.7-8 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
P	ボルト作用力	8	8	8	8	kN
P <sub>1</sub>	単位幅 (1m) 当りの水圧合力	39	39	39	39	kN/m
C	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m
M <sub>z</sub>	z 軸周り曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
S <sub>x</sub>	x 方向せん断力	8	8	8	8	kN
M <sub>y</sub>	y 軸周り曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
S <sub>y</sub>	y 方向せん断力	8	8	8	8	kN
l	ボトムプレートからボルトまでの距離	0.07	0.07	0.07	0.07	m
L	リブ間距離	0.4	0.4	0.4	0.4	m
a	リブ位置からボルト間距離	0.1	0.1	0.1	0.1	

a. G-G 断面

有効幅はボルトから 45°分布とする。

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

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

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.7-8 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-9 に示す。



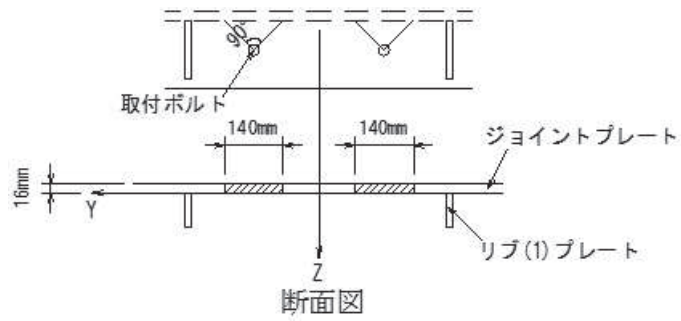


図 6.7-8 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.7-9 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	単位幅当たりの曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
$Z$	断面係数	11947	11947	11947	11947	mm <sup>3</sup>
$S$	単位幅当たりのせん断力	8	8	8	8	kN
$A$	ジョイントプレート断面積	4480	4480	4480	4480	mm <sup>2</sup>

b. H-H 断面

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

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

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.7-9 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-10 に示す。

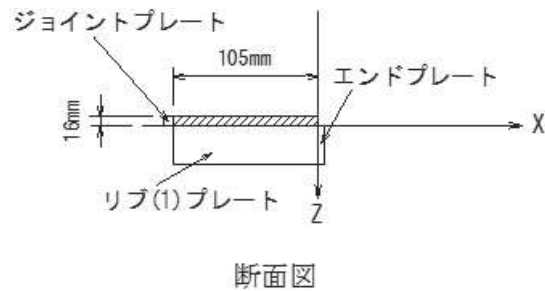


図 6.7-9 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.7-10 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	単位幅当たりの曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
$Z$	断面係数	4480	4480	4480	4480	mm <sup>3</sup>
$S$	単位幅当たりのせん断力	8	8	8	8	kN
$A$	ジョイントプレート断面積	1680	1680	1680	1680	mm <sup>2</sup>

#### (4) エンドプレートの照査

エンドプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。断面照査は正曲げと負曲げの最大箇所として、図 6.7-10 の I-I 断面及び J-J 断面の 2 箇所で行う。

I-I 断面は片持ち梁、J-J 断面は両端固定梁として断面力を算出する。

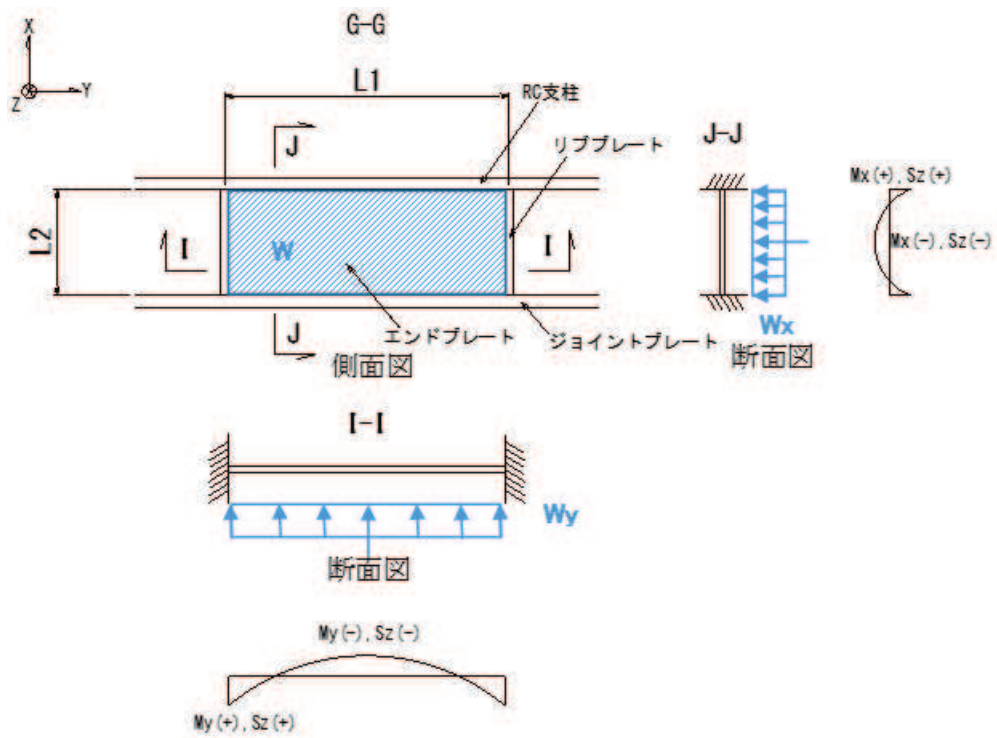


図 6.7-10 断面力の算定モデル

単位幅当たりの水圧 ( $W_x, W_y$ ) 及び設計断面力 ( $M_x, M_y, S_z$ ) は下記式により算出する。

$$W_x = W \times L1$$

$$W_y = W \times L2$$

I-I 断面について

$$M_y = \frac{W_y \times L1^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L1}{2}$$

J-J 断面について

$$M_x = \frac{W_y \times L2^2}{12}$$

$$S_z = \frac{W_y \times L2}{2}$$

ここで、断面力の算出に用いる計算を表 6.7-11 に示す。

表 6.7-11 断面力算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値		単位
		鋼桁 1	鋼桁 4	
$W$	作用荷重	150	150	$\text{kN/m}^2$
$W_y$	単位幅当たりの水圧	24	24	$\text{kN/m}$
$W_x$	単位幅当たりの水圧	75	75	$\text{kN/m}$
$M_y$	曲げモーメント	0.5	0.5	$\text{kN} \cdot \text{m}$
$S_z$	せん断力	6.0	6.0	$\text{kN}$
$L_1$	リブ間距離	0.5	0.5	$\text{m}$
$L_2$	エンドプレート長さ	0.154	0.154	$\text{m}$
$M_x$	曲げモーメント	0.2	0.2	$\text{kN} \cdot \text{m}$
$S_z$	せん断力	5.8	5.8	$\text{kN}$

c. I-I 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

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

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.7-11 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-12 に示す。

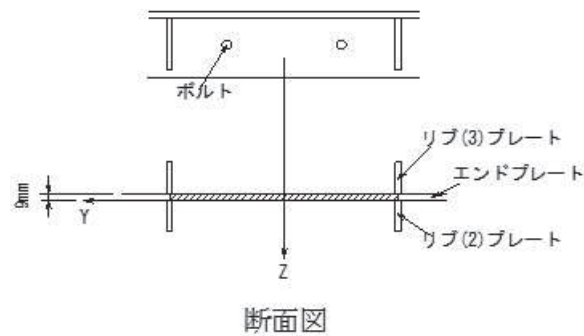


図 6.7-11 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.7-12 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	単位幅当たりの曲げモーメント	0.5	0.5	0.5	0.5	kN・m
$Z$	断面係数	5400	5400	5400	5400	mm <sup>3</sup>
$S$	単位幅当たりのせん断力	16	16	16	16	kN
$A$	ジョイントプレート断面積	3600	3600	3600	3600	mm <sup>2</sup>

d. J-J 断面

エンドプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

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

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ここで、エンドプレートの断面照査諸元を図 6.7-12 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-13 に示す。

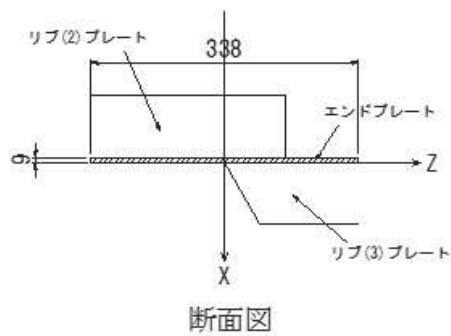


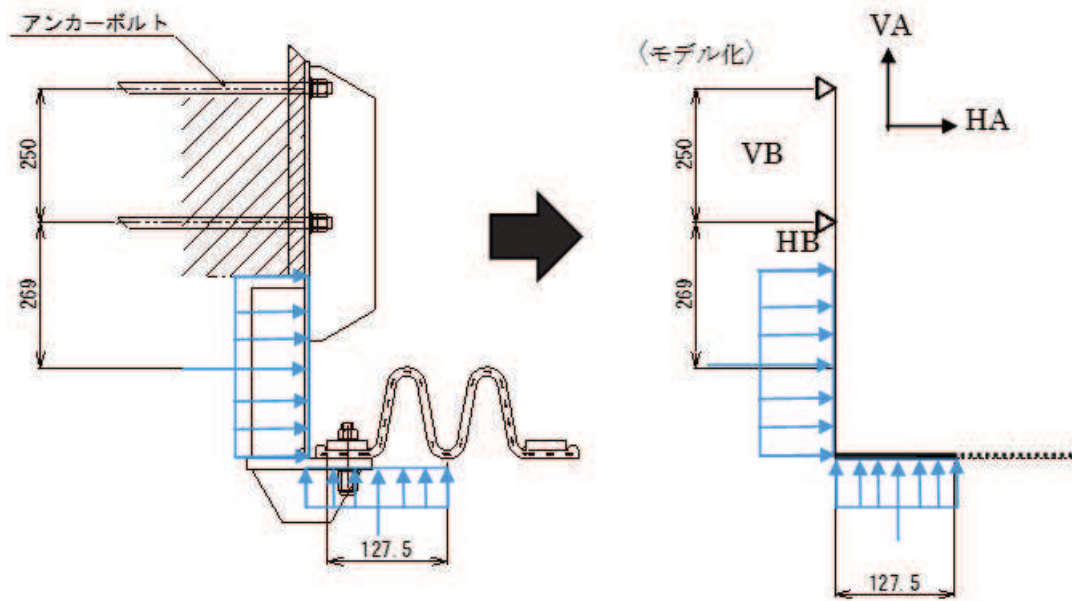
図 6.7-12 エンドプレートの断面照査諸元

表 6.7-13 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値	315	315	315	315	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値	180	180	180	180	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	単位幅当たりの曲げモーメント	0.6	0.6	0.6	0.6	kN・m
$Z$	断面係数	4563	4563	4563	4563	mm <sup>3</sup>
$S$	単位幅当たりのせん断力	7.8	7.8	7.8	7.8	kN
$A$	ジョイントプレート断面積	3042	3042	3042	3042	mm <sup>2</sup>

(5) アンカーボルト

アンカーボルトの発生断面力の算定方法は、図 6.7-13 に示すとおり算出する。



力のつり合いを解くと

$$V_A = 20 \quad \text{kN/m}$$

$$V_B = 20 \quad \text{kN/m}$$

$$H_A = 75 \quad \text{kN/m}$$

$$H_B = -126 \quad \text{kN/m}$$

〈参考〉

$$\Sigma V = V_A + V_B - P_1 = 0 \Leftrightarrow V_A = V_B \Leftrightarrow V_A = 0.5 P_1$$

$$\Sigma H = H_A + H_B + P_2 = 0 \Leftrightarrow H_A + H_B = -P_2$$

$$\Sigma M_A = H_B \times 0.25 + P_2 \times 0.519 + P_1 \times 0.128 = 0$$

$$\Leftrightarrow H_B = (-P_2 \times 0.519 - P_1 \times 0.128) / 0.25$$

$$\Sigma M_B = H_A \times -0.25 + P_2 \times 0.269 + P_1 \times 0.128 = 0$$

$$\Leftrightarrow H_A = (-P_1 \times 0.269 - P_2 \times 0.128) / -0.25$$

図 6.7-13 アンカーボルトの発生断面力の算定方法

$$T_d = H_B \times p$$

$$V_d = V_A \times p$$

ここで、アンカーボルトの評価に用いる計算諸元を表 6.7-14 に示す。

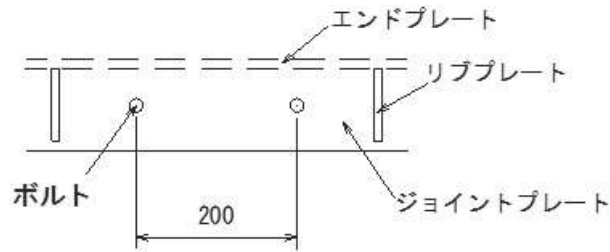
表 6.7-14 アンカーボルトの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$T_d$	アンカーボルト 1 本当たりの引張力	-	-	-	-	kN
$V_d$	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力	-	-	-	-	kN
$H_B$	アンカー位置水平力	126	126	126	126	kN/m
$V_A$	アンカー位置鉛直力	20	20	20	20	kN/m
$p$	奥行き方向の配置ピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m

(6) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.7-14 に示す。



平面図

図 6.7-14 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.7-15 に示す。

表 6.7-15 ボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	曲げ応力度	-	-	-	-	N/mm <sup>2</sup>
$P$	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	8	8	8	8	kN
$A$	ボルト断面積	244.8	244.8	244.8	244.8	mm <sup>2</sup>
$\sigma_a$	ボルト短期許容応力度	210	210	210	210	N/mm <sup>2</sup>



## 6.8 水平梁部ブラケットの設計（鋼桁 2・3・5・6）

### （1）構造概要

水平梁部ブラケットは、止水ジョイントを固定するジョイントプレートで構成されている。

水圧によってブラケットに生じる断面力を算出し、算出した断面力に対して発生する曲げ応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認する。

水平梁部ブラケットの構造概要を図 6.8-1 示す。

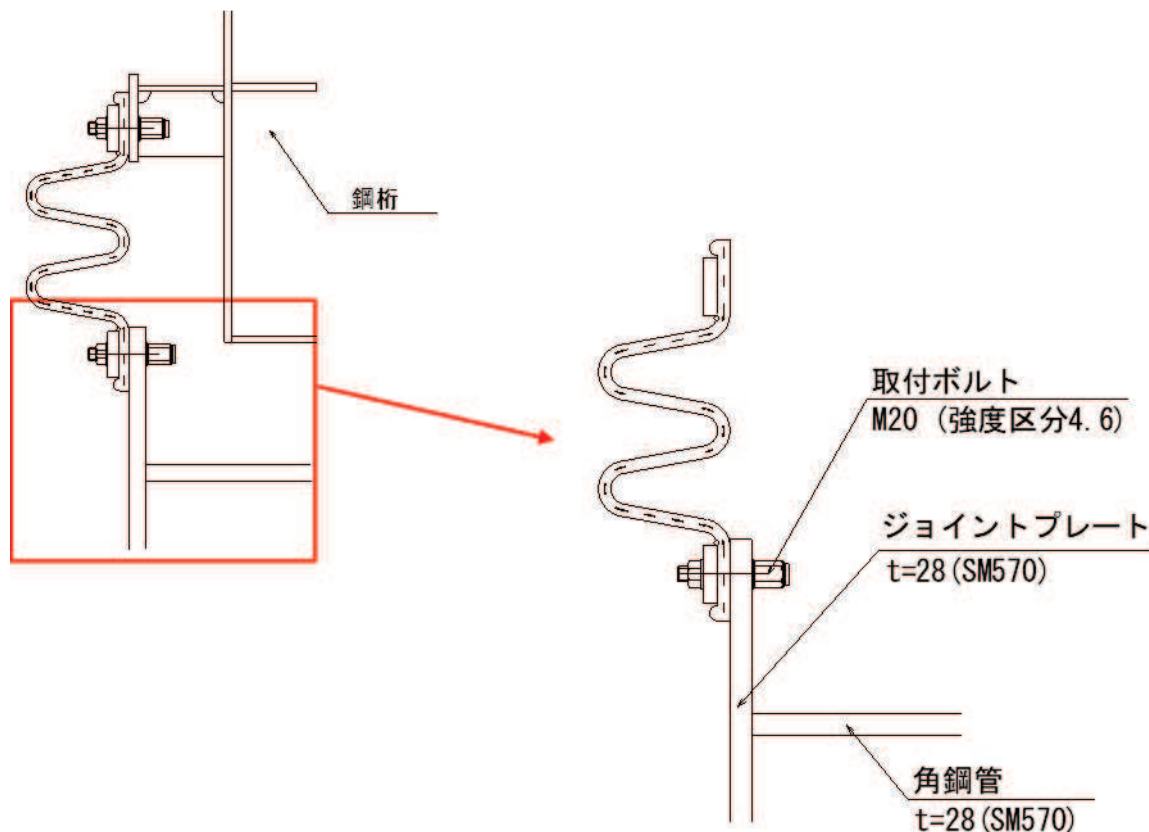


図 6.8-1 水平梁部ブラケットの構造概要

### （2）ジョイントプレート

ジョイントプレートの照査は、止水ジョイントが負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

断面力の算定モデルを図 6.8-2 に示す。

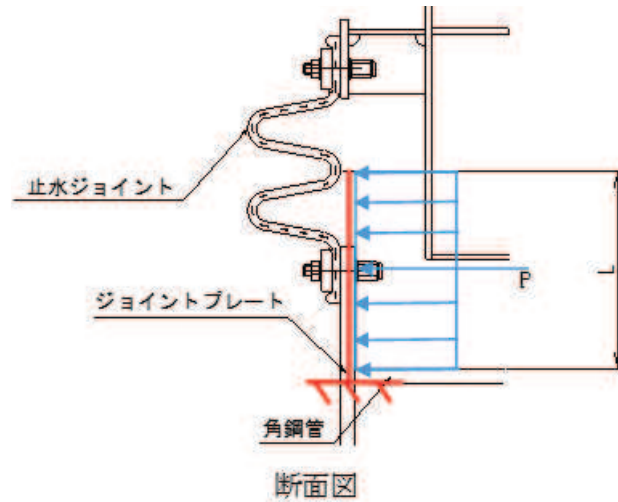


図 6.8-2 断面力の算定モデル

単位幅(1 m)当りの水圧合力 (P<sub>1</sub>) は下記式により算出する。

$$P_1 = W \times L$$

ここで、水圧合力の算出に用いる計算を表 6.8-1 に示す。

表 6.8-1 作用荷重算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$P_1$	水圧合力	55	55	55	55	kN/m
$W$	作用荷重	150	150	150	150	kN/m <sup>2</sup>
$L$	考慮する水圧幅	0.365	0.365	0.365	0.365	m

ジョイントプレートは直接水圧を受けるため板部材としての照査を行う。

その際、角型鋼管を固定端として断面力を算出する。

作用荷重は、止水ジョイントが負担する水圧も含めてジョイントプレートに等分布荷重により载荷されると仮定する。

ここで、ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.8-3 に、作用荷重算出に用いる計算緒言を表 6.8-2 に示す。

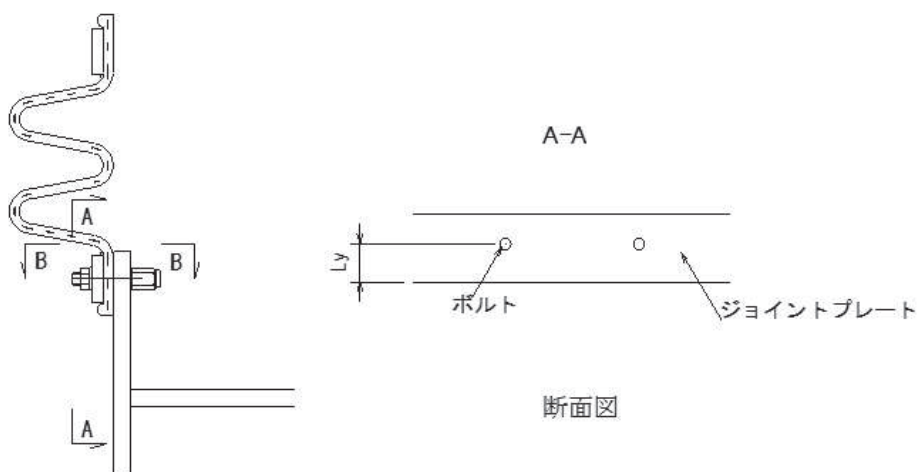


図 6.8-3 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.8-2 作用荷重算出に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$P_1$	水圧合力	55	55	55	55	kN/m
$p$	取付ボルトピッチ	0.2	0.2	0.2	0.2	m
$P$	ボルト作用力	11	11	11	11	kN
$L_y$	鋼管からボルトまでの距離	0.18	0.18	0.18	0.18	m
$M_y$	曲げモーメント	2	2	2	2	kN・m
$S_y$	せん断力	11	11	11	11	kN

ジョイントプレートの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma_c = \frac{N_1}{A}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \sigma_c \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

$$\kappa = \left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq \kappa_a$$

ジョイントプレートの断面照査諸元を図 6.8-4 に、発生応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.8-3 に示す。有効幅はボルトから 45°分布とする。

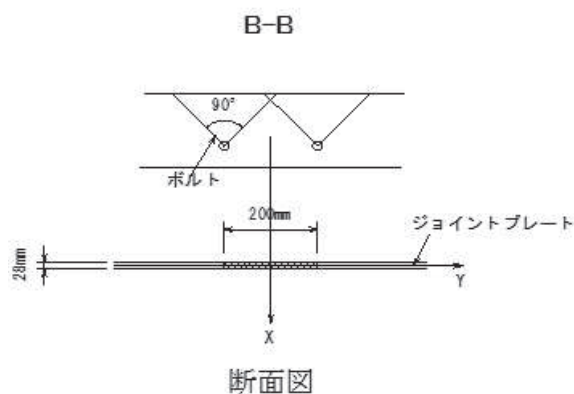


図 6.8-4 ジョイントプレートの断面照査諸元

表 6.8-3 発生応力度の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	垂直応力度の最大値	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\tau$	せん断応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa$	垂直とせん断の合成応力度	—	—	—	—	—
$\sigma_a$	使用鋼材の許容値 (SM570)	382	382	382	382	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_a$	使用鋼材の許容値 (SM570)	217	217	217	217	N/mm <sup>2</sup>
$\kappa_a$	許容合成応力度	1.2	1.2	1.2	1.2	—
$M$	単位幅当たりの曲げモーメント	2	2	2	2	kN・m
$Z$	断面係数	26133	26133	26133	26133	mm <sup>3</sup>
$S$	単位幅当たりのせん断力	11	11	11	11	kN
$A$	ジョイントプレート断面積	5600	5600	5600	5600	mm <sup>2</sup>

(3) 取り付けボルト

取り付けボルトの照査は、ジョイントプレートに作用する荷重に対する 1 本当たりの分担荷重が負担する水圧を含めた作用荷重に対して算出した断面力に対して照査を行う。

取り付けボルトの配置図を図 6.8-5 に示す。

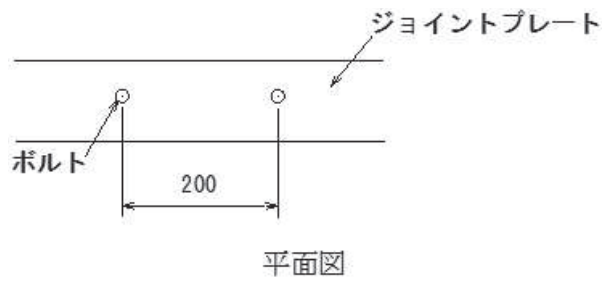


図 6.8-5 取り付けボルトの配置図

取り付けボルトの発生応力度は、下記式により算出する。

$$\sigma = \frac{P}{A} \leq \sigma_a$$

ここで、取り付けボルトの引張応力度の評価に用いる計算諸元を表 6.8-4 に示す。

表 6.8-4 取り付けボルトの引張応力度評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値				単位
		鋼桁 2	鋼桁 3	鋼桁 5	鋼桁 6	
$\sigma$	曲げ応力度	—	—	—	—	N/mm <sup>2</sup>
$P$	取付ボルト 1 本あたりに作用する設計引張力	11	11	11	11	kN
$A$	ボルト断面積	244.8	244.8	244.8	244.8	mm <sup>2</sup>
$\sigma_a$	ボルト短期許容応力度	210	210	210	210	N/mm <sup>2</sup>

## 7. 評価結果

止水ジョイント支持金具の評価結果を表7-1～表7-8に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7-1 鋼桁支間部ブラケット（鋼桁 1・4）の照査結果

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	157	382	0.42
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.17	1.2	0.15
エンドプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	203	382	0.54
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.28	1.2	0.24
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40	210	0.20

表 7-2 鋼桁端部ブラケットの照査結果（鋼桁 1・4）

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	94	382	0.25
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23	217	0.11
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	57	382	0.15
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	215	382	0.57
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40	210	0.20

表 7-3 柱部ブラケットの照査結果 (鋼桁 1・4)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	16	382	0.05
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	217	0.06
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
ジョイントプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	49	382	0.13
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
ジョイントプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	150	382	0.40
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	6	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.15	1.2	0.13
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	25	210	0.12
エンドプレート (F-F 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	30	382	0.08
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (G-G 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	241	382	0.64
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.40	1.2	0.34
アンカーボルト	引張力 (kN)	15	26	0.58
	せん断力 (kN)	3	17	0.18
	合成応力 (-)	0.37	1	0.37
ベースプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	176	382	0.47

表 7-4(1) 水平梁部ブラケットの照査結果 (鋼桁 1・4)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
エンドプレートと リブプレート (A-A 断面) (鋼桁 1)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	79	382	0.21
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	217	0.07
	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
エンドプレートと リブプレート (B-B 断面) (鋼桁 1)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	270	382	0.71
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	23	217	0.11
	合成応力度 (-)	0.52	1.2	0.44
エンドプレートと リブプレート (A-A 断面) (鋼桁 4)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	80	382	0.21
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	14	217	0.07
	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
エンドプレートと リブプレート (B-B 断面) (鋼桁 4)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	240	382	0.63
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	217	0.10
	合成応力度 (-)	0.41	1.2	0.35
ジョイントプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	43	382	0.12
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	217	0.02
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
ジョイントプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	174	382	0.46
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	217	0.04
	合成応力度 (-)	0.21	1.2	0.18
エンドプレート (F-F 断面) (鋼桁 1)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	30	382	0.08
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (G-G 断面) (鋼桁 1)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	250	382	0.66
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.43	1.2	0.36
エンドプレート (F-F 断面) (鋼桁 4)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	30	382	0.08
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (G-G 断面) (鋼桁 4)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	275	382	0.72
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	217	0.03
	合成応力度 (-)	0.52	1.2	0.44



表 7-4(2) 水平梁部ブラケットの照査結果 (鋼桁 1・4)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
アンカーボルト (鋼桁 1)	引張力 (kN)	13	26	0.50
	せん断力 (kN)	5	14	0.36
	合成応力 (-)	0.38	1	0.38
アンカーボルト (鋼桁 4)	引張応力 (kN)	11	28	0.40
	せん断応力 (kN)	5	15	0.34
	合成応力 (-)	0.27	1	0.27
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	37	210	0.18

表 7-5 鋼桁支間部ブラケットの照査結果 (鋼桁 2・3・5・6)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	40	315	0.13
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	9	180	0.05
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
エンドプレートとリ ブプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	64	315	0.21
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	12	180	0.07
	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
ジョイントプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	48	315	0.16
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (F-F 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	121	315	0.39
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.15	1.2	0.13
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	33	210	0.16
エンドプレート (G-G 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	315	0.07
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (H-H 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	158	315	0.51
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.26	1.2	0.22

表 7-6 鋼桁端部ブラケットの照査結果 (鋼桁 2・3・5・6)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	30	315	0.10
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	8	180	0.05
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
エンドプレートと リブプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	46	315	0.15
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	10	180	0.06
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	88	315	0.28
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.08	1.2	0.07
ジョイントプレート (F-F 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	34	315	0.11
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.02	1.2	0.02
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	210	0.10
エンドプレート (G-G 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19	315	0.07
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.01	1.2	0.01
エンドプレート (H-H 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	158	315	0.51
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	4	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.26	1.2	0.22

表 7-7 柱部ブラケットの照査結果 (鋼桁 2・3・5・6)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート とリブプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	67	315	0.22
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	180	0.10
	合成応力度 (-)	0.06	1.2	0.05
エンドプレートと リブプレート (B-B 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	73	315	0.24
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	180	0.1
	合成応力度 (-)	0.07	1.2	0.06
エンドプレートと リブプレート (C-C 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	88	315	0.28
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	180	0.07
	合成応力度 (-)	0.07	1.2	0.06
エンドプレートと リブプレート (D-D 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	194	315	0.62
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	11	180	0.07
	合成応力度 (-)	0.39	1.2	0.33
ジョイントプレート (E-E 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	51	315	0.17
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03
ジョイントプレート (F-F 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	134	315	0.43
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.19	1.2	0.16
エンドプレート (I-I 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	93	315	0.30
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	5	180	0.03
	合成応力度 (-)	0.09	1.2	0.08
エンドプレート (J-J 断面)	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	132	315	0.42
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	180	0.02
	合成応力度 (-)	0.18	1.2	0.15
アンカーボルト	引張力 (kN)	26	41	0.64
	せん断力 (kN)	4	41	0.10
	合成応力 (-)	0.42	1.0	0.42
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	33	210	0.16

表 7-8 水平梁部ブラケットの照査結果 (鋼桁 2・3・5・6)

部位	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
ジョイントプレート	曲げ断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	77	382	0.21
	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
	合成応力度 (-)	0.05	1.2	0.05
取り付けボルト	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	45	210	0.22

(参考資料 2) 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

## 目 次

1. 概要	1
2. 変形抑制, 液状化対策のための地盤改良の検討【検討 1】	5
3. 地盤改良の計画について	10
4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 2】	18
4.1 検討方針	18
4.2 検討用モデル	22
4.3 解析手法	26
4.4 検討結果	27
5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 3】	40
5.1 検討方針	40
5.2 検討用モデル	40
5.3 解析手法	53
5.4 検討結果	53
6. 斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【検討 4】	95
6.1 岩盤斜面部 (第 2 号機放水立坑)	97
6.2 岩盤不陸部 (第 3 号機放水立坑)	103
7. 検討結果まとめ	108
8. 解析条件 (二次元有限要素モデル)	110
8.1 解析手法	110
8.2 解析モデル	111
8.3 構造物のモデル化	121
8.4 地盤のモデル化	125
8.5 減衰定数	125
8.6 地盤の物性値	127
9. 最大応答値分布	128

## 1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）の地震応答解析については、図1-1に示す解析手法の選定フローのとおり、①に分類される2号機放水立坑の岩盤部や②に分類される第3号機放水立坑防潮壁の盛土部（地下水位が岩盤以深）においては全応力解析による評価を行う。

その他の範囲は、基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在するため④に分類されるが、変形抑制及び液状化対策を目的とし、杭周辺の地下水位以深の旧表土或いは盛土は地盤改良を行った上で、側方の液状化等の影響を受けないことを定量的に確認し、全応力解析により評価を行う方針としている。

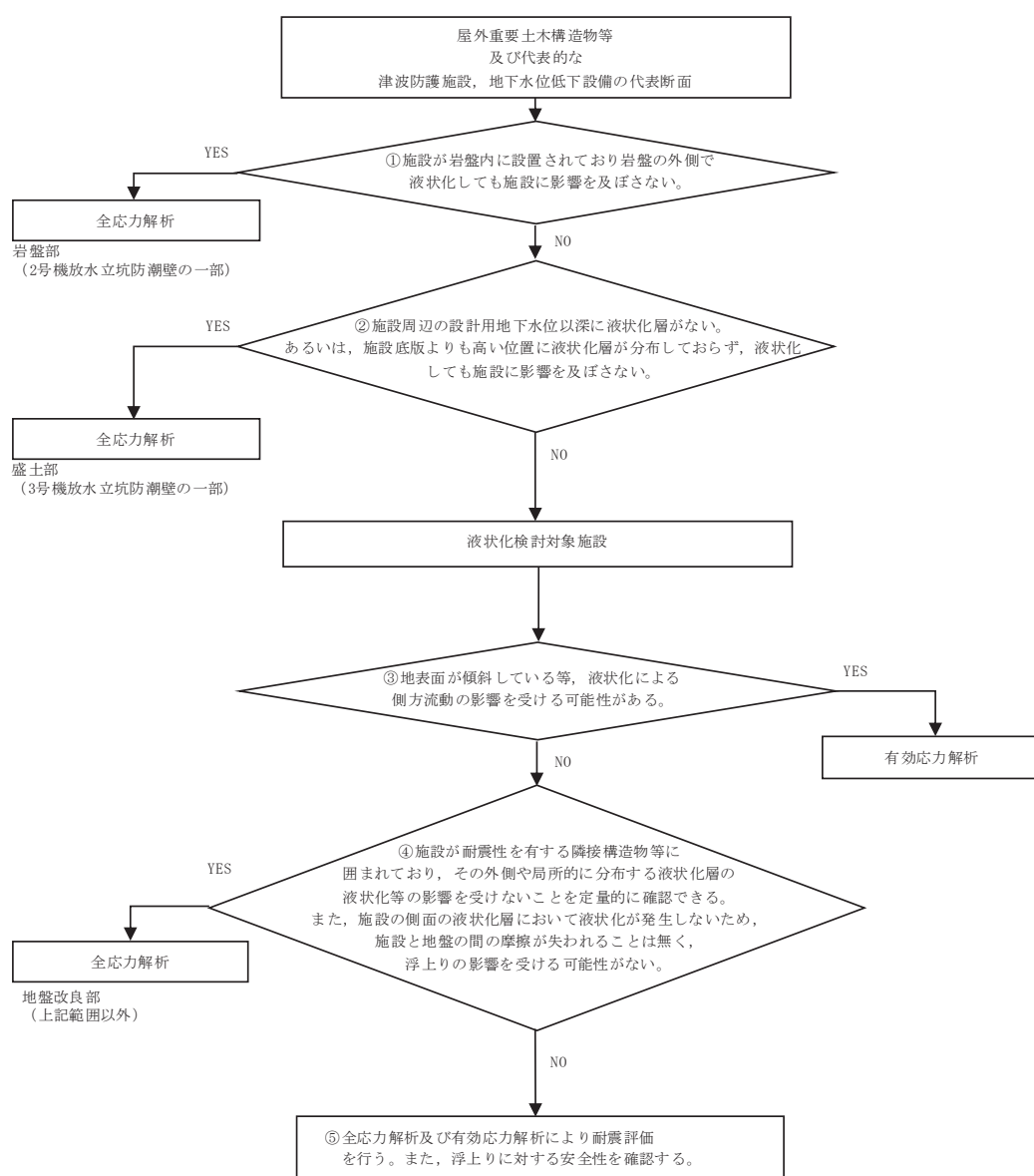


図 1-1 防潮壁の解析手法の選定フロー

その上で、防潮壁の構造が、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる。

ここで、上記手法を用いるにあたっては、全応力解析とすることの妥当性として前述のとおり側方地盤の液状化影響について確認を行い、水平成層一次元地盤モデルとすることの妥当性として改良幅の有限性や周辺地形、隣接構造物等の影響について踏まえた上で、妥当な評価手法であることを確認する必要がある。

よって、本章では、以下の検討 1～検討 3 を実施することで、解析手法の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。

加えて、検討 1～検討 3 の対象外である岩盤部及び盛土部のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響が想定される範囲における解析手法の妥当性を確認するために、検討 4 を実施する。

#### 【検討 1：変形抑制、液状化対策のための地盤改良の検討】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効\*な地盤改良幅を確認するために、二次元有限要素モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

\*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

#### 【検討 2：実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

#### 【検討 3：不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討】

検討 2 の影響検討として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等についてのパラメータスタディを行い、二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。



**【検討4：斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討】**

地盤改良を施工しない第2号機放水立坑岩盤部及び【検討1】～【検討3】の検討結果に包含されない、第2号機放水立坑（岩盤部）及び第3号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から確認する。

図1-2に解析手法の妥当性検討フローを示す。

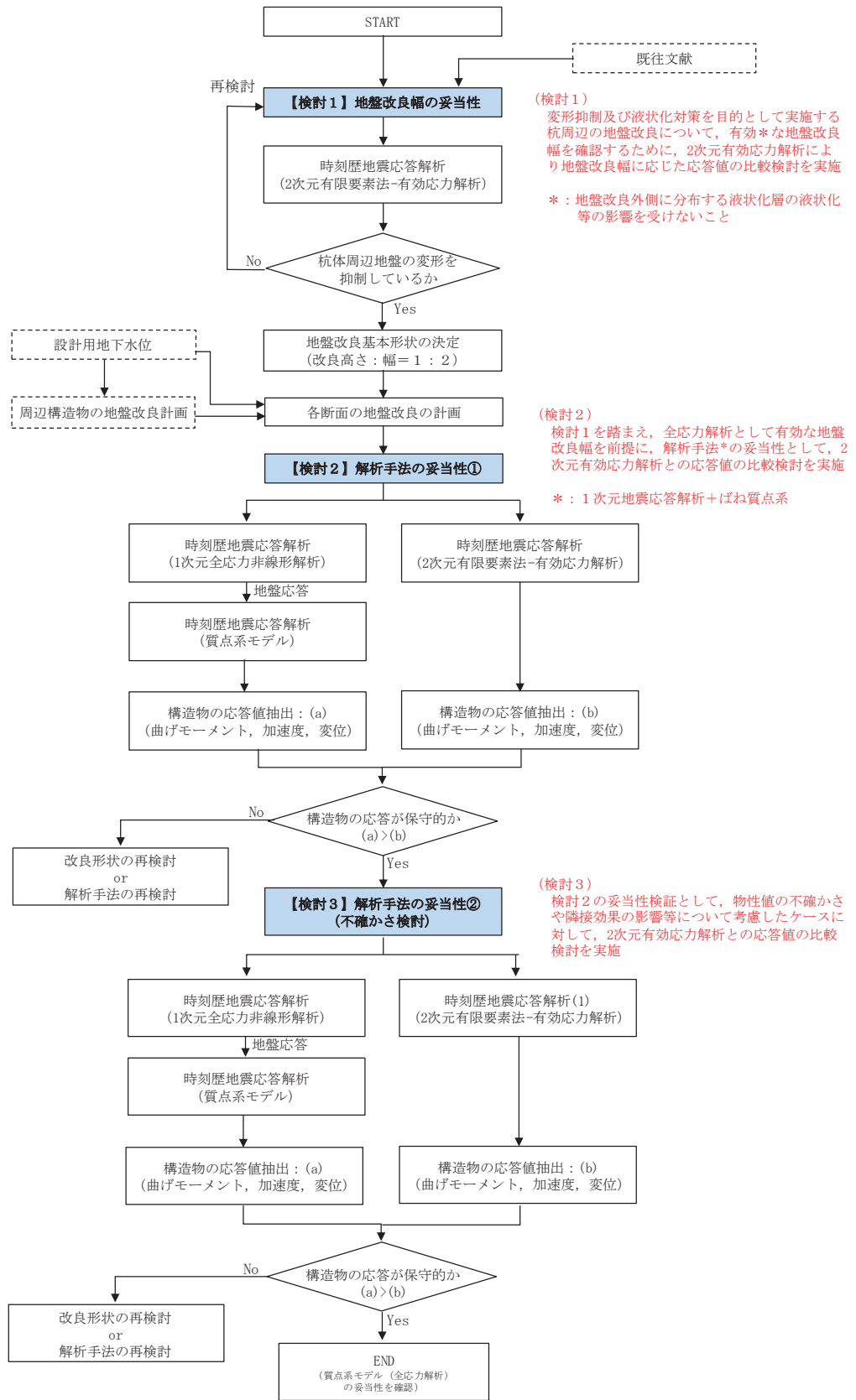


図 1-2 解析手法の妥当性検討フロー  
(検討1～検討3)

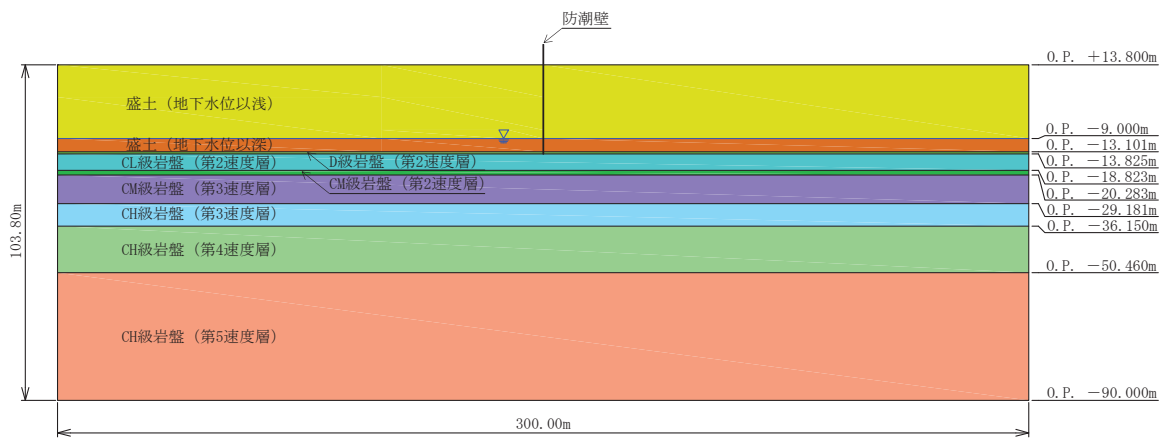
## 2. 変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討【検討1】

防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は，変形抑制及び液状化対策を目的に，地盤改良高さの2倍幅の範囲を改良することを基本とする。

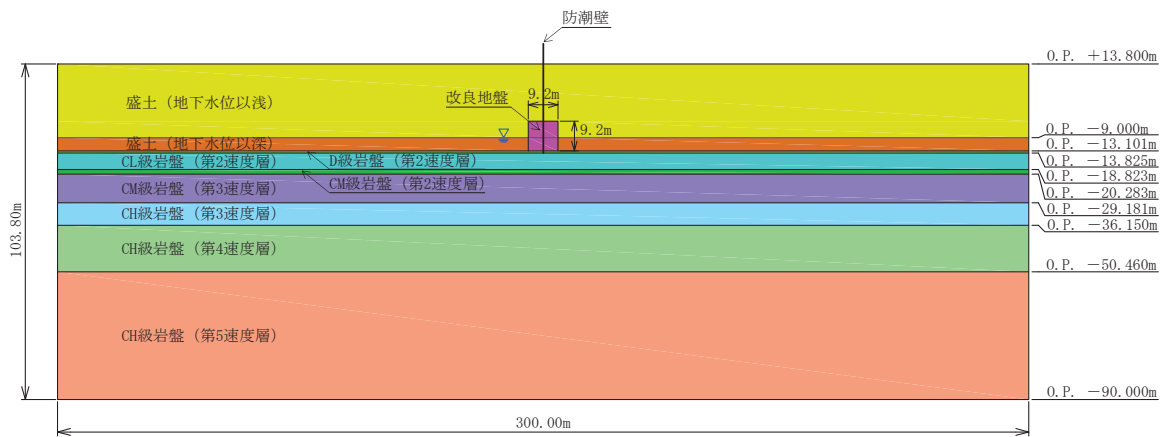
本章では，地盤改良が周辺地盤の液状化等の変形に対して有効に機能し，杭周辺の変形抑制効果を期待するのに十分な改良幅であるかを確認するため，二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた解析により，改良幅の妥当性を確認する。

具体的には，図2-1に示す，改良体無しの場合と改良体有り（改良高さDに対して幅2D及び1D, 3Dとした3ケース）のケースの地震応答解析を行い，防潮壁の深度方向における変位分布の違いを確認した。検討モデルの概要を以下に示す。

なお，解析条件は「8. 解析条件（二次元有限要素モデル）」にて後述する。

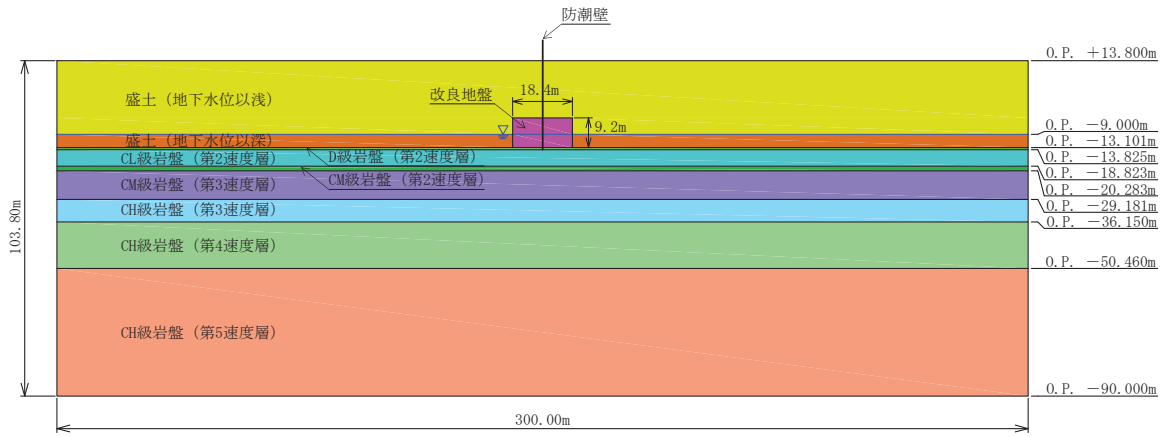


(改良体無し)

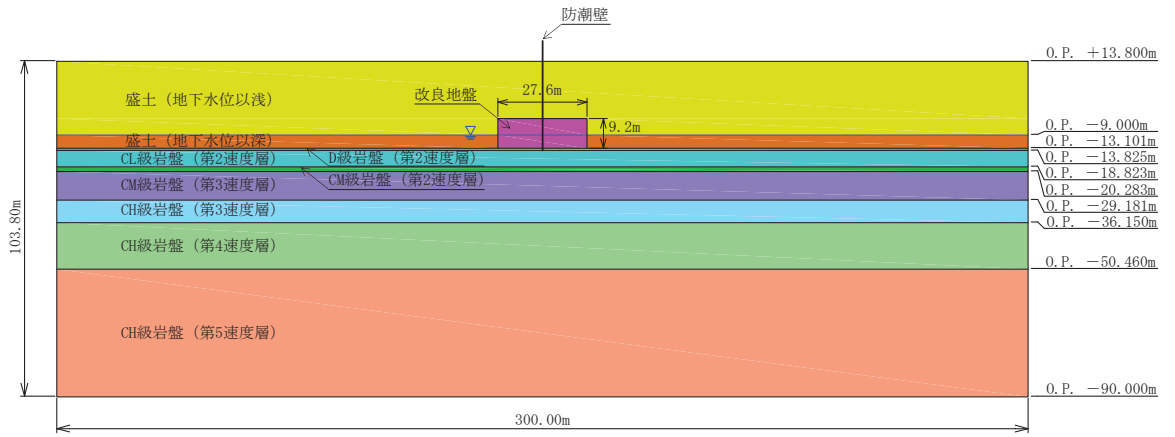


(改良体有り：幅1D)

図2-1(1) 検討モデルの概要



(改良体有り：幅 2D)



(改良体有り：幅 3D)

図 2-1(2) 検討モデルの概要

防潮壁の深度方向の変位分布を図 2-2 に示す。この結果より、改良幅を 2D とすることで、周辺地盤の液状化による地盤変形への抑制効果としては有効であり、さらに改良幅については、1D 及び 3D でも有意な違いはないことを確認した。

なお、これは図 2-3 に示す既往文献「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果（港湾空港技術研究所，2003 年）」の中でも同様の傾向が確認されている。

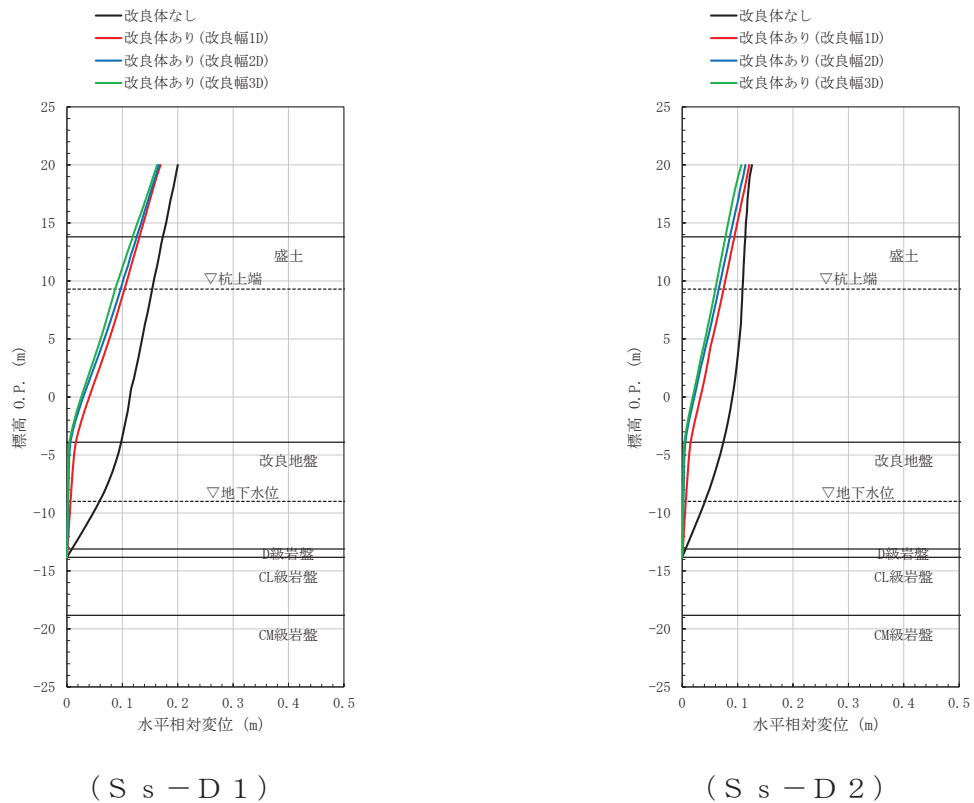
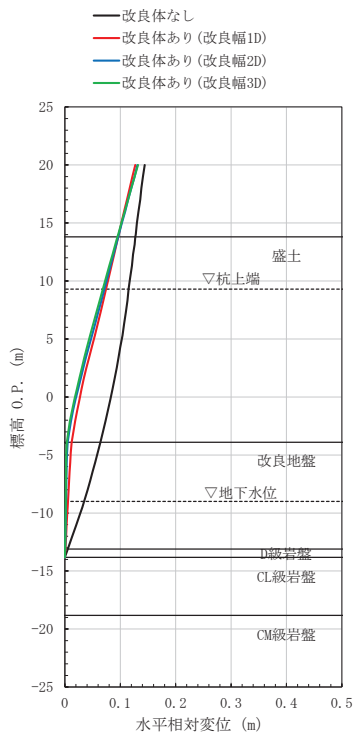
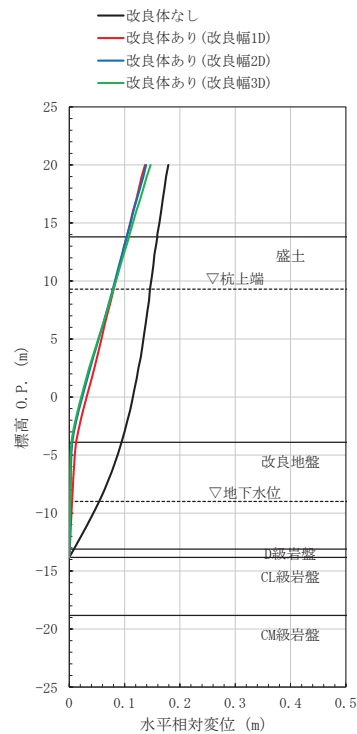


図 2-2(1) 最大変位分布の比較

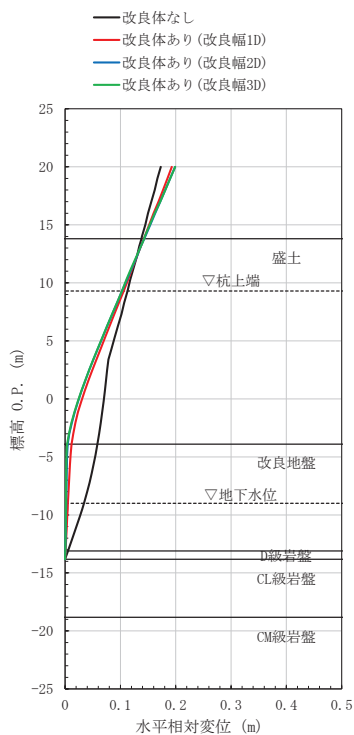


( S s - D 3 )

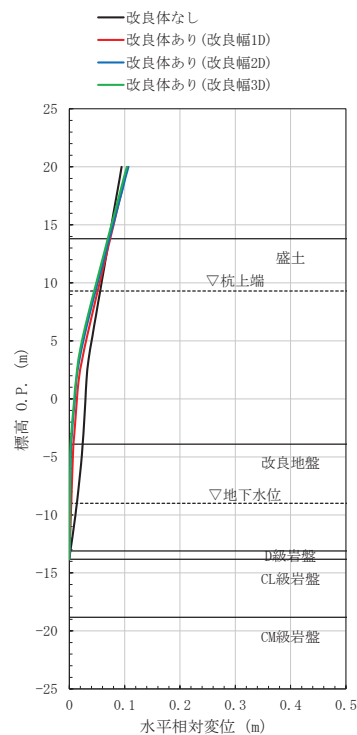


( S s - F 1 )

図 2-2(2) 最大変位分布の比較

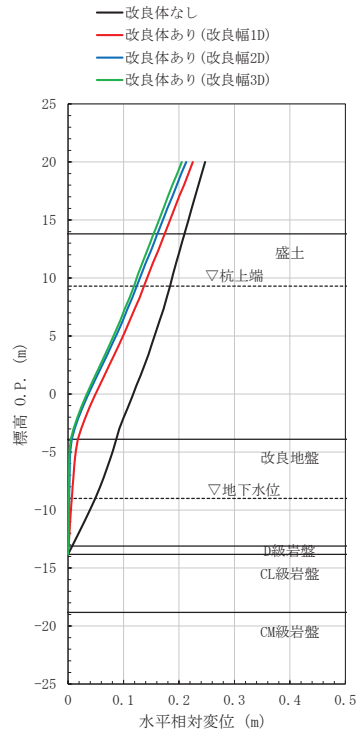


( S s - F 2 )



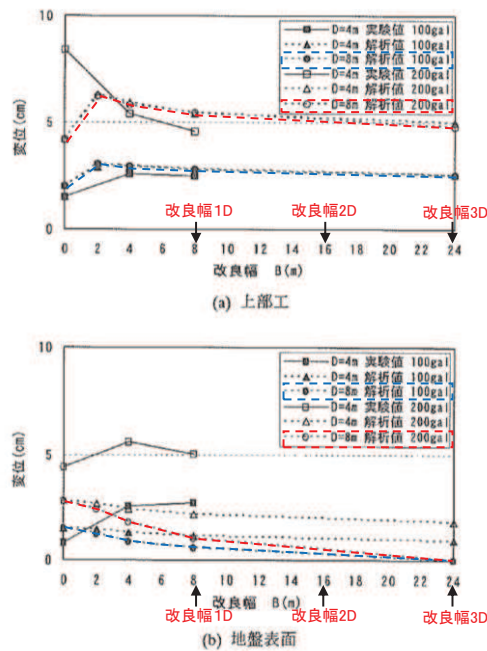
( S s - F 3 )

図 2-2(3) 最大変位分布の比較



( S s - N 1 )

図 2-2(4) 最大変位分布の比較



〔 上記グラフの内、今回の解析条件に類似する  
D = 8m (全深度改良) のケースを参照 〕

図 2-3 既往文献における杭の変位に及ぼす改良幅の影響確認結果

(「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果 (港湾空港技術研究所, 2003 年)」より抜粋 (一部加筆))

### 3. 地盤改良の計画について

【検討 1】の結果を踏まえ、防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、余裕を考慮し設計用地下水位+1m 以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの 2 倍を確保することを基本とする。ここで、設計用地下水位は杭位置での地下水位を指すが、地盤改良側方地盤においても地下水位が地盤改良天端よりも低くなることを確認する。

なお、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において、地盤改良の改良天端が設計用地下水位+1m よりも高い箇所があるが、いずれの場合も改良高さに対して 1:2 の縦横比を確保するよう地盤改良を実施する。

ただし、3 号機放水立坑周辺の地盤改良は放水立坑の損壊時を仮定した場合の周辺土砂の流出防止対策が目的であり、防潮壁の変形抑制及び液状化対策としての効果を期待できる改良幅（地盤改良高さの 2 倍）を満足していないため、防潮壁の耐震・耐津波評価においては改良地盤を考慮した場合と考慮しない場合（盛土として扱う）の両ケースを実施することとし、本資料における改良幅の妥当性確認の対象には含めない。また、この地盤改良の安定性等については参考資料 8 に示す。

地盤改良計画を図 3-1 に示す。



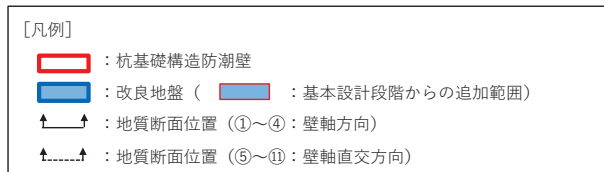
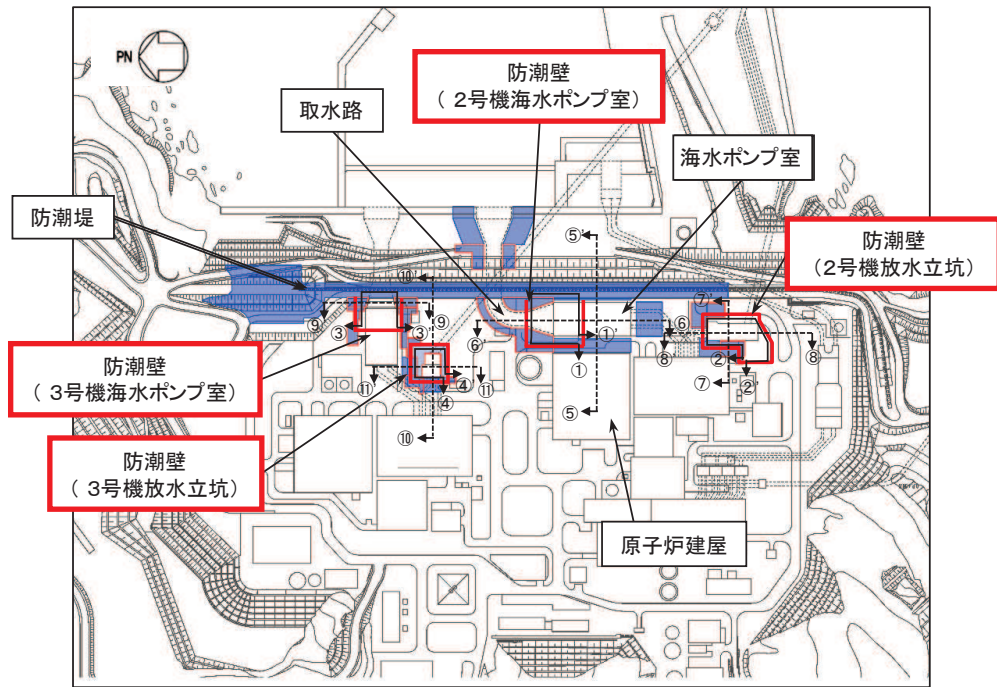
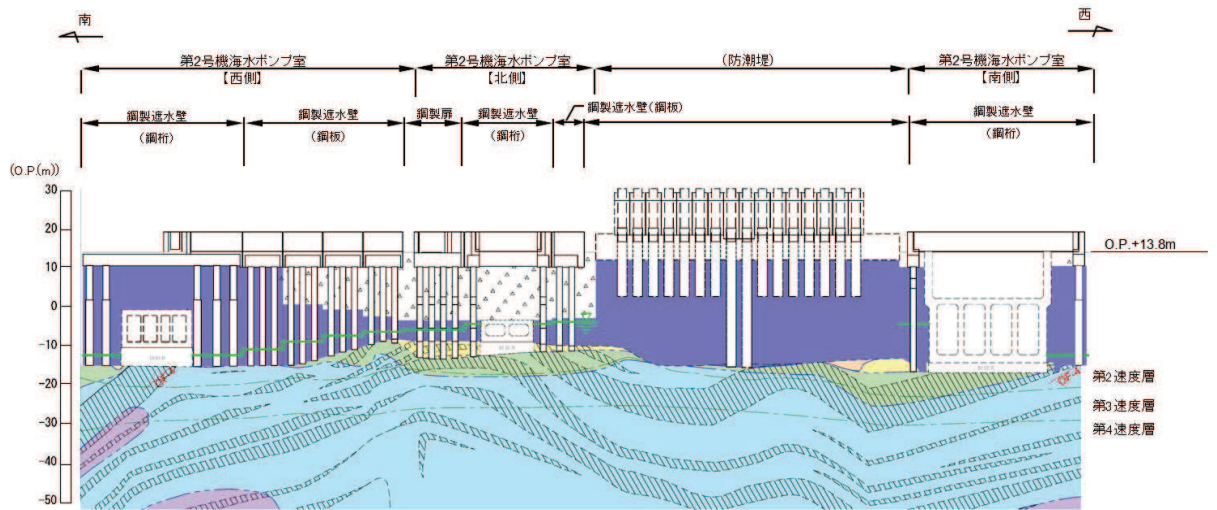
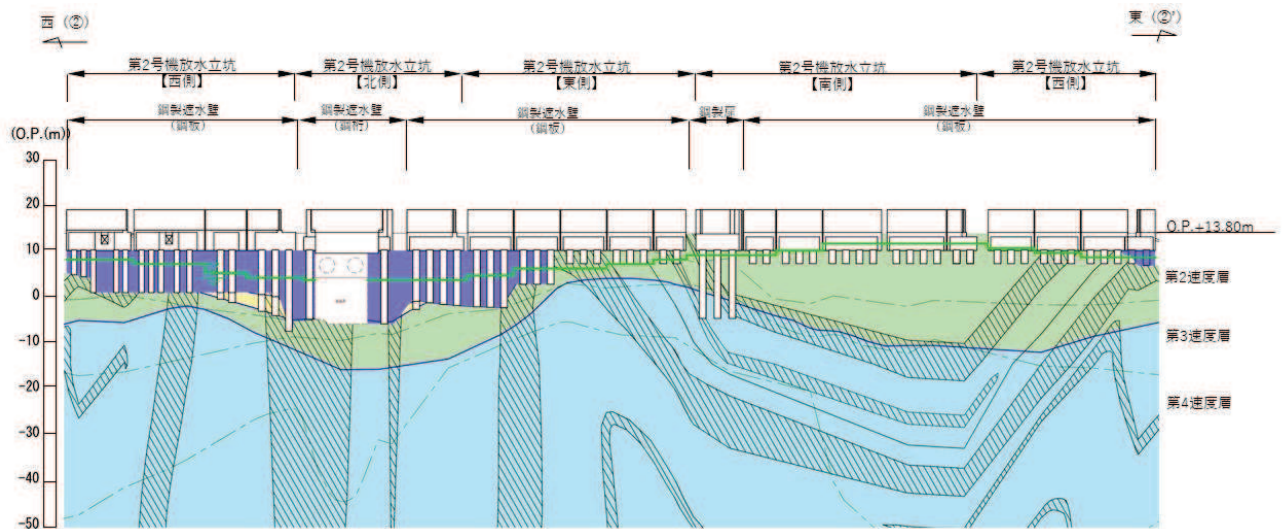


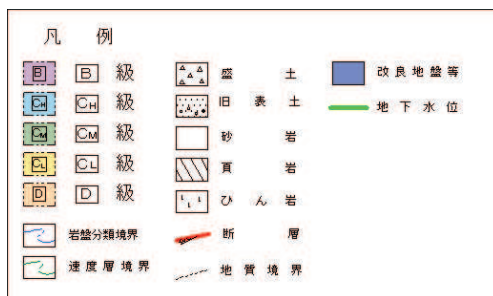
図 3-1 (1) 地盤改良の計画 (全体平面図)



(2号機海水ポンプ室 ①-①' 断面\*1,\*2)



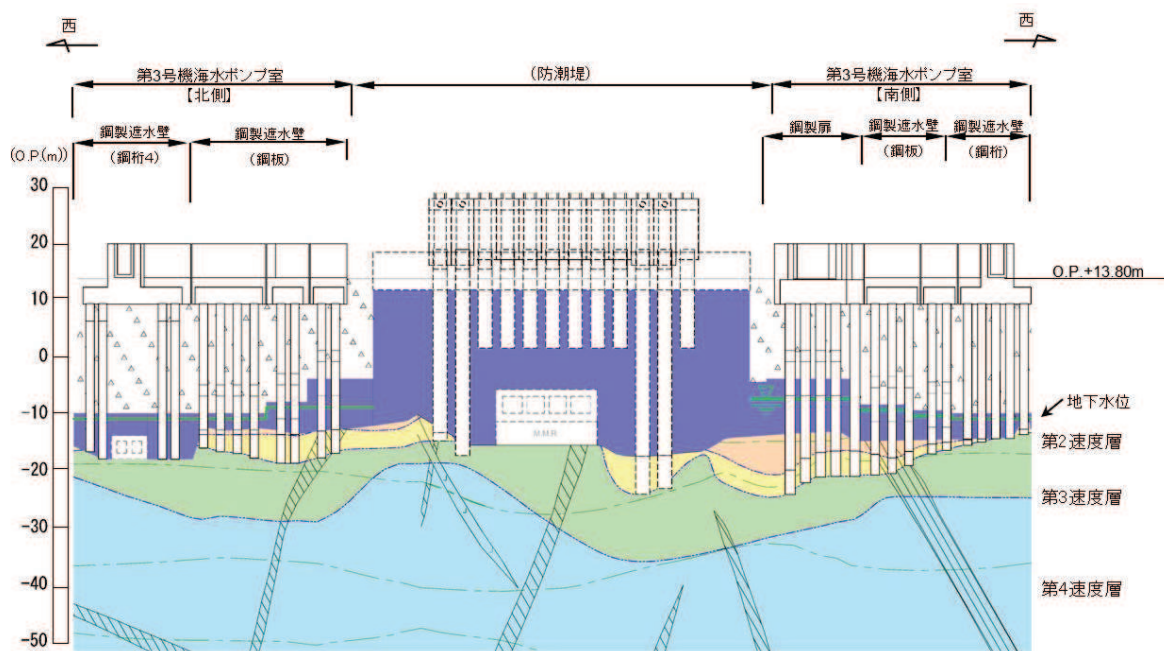
(2号機放水立坑 ②-②' 断面\*1)



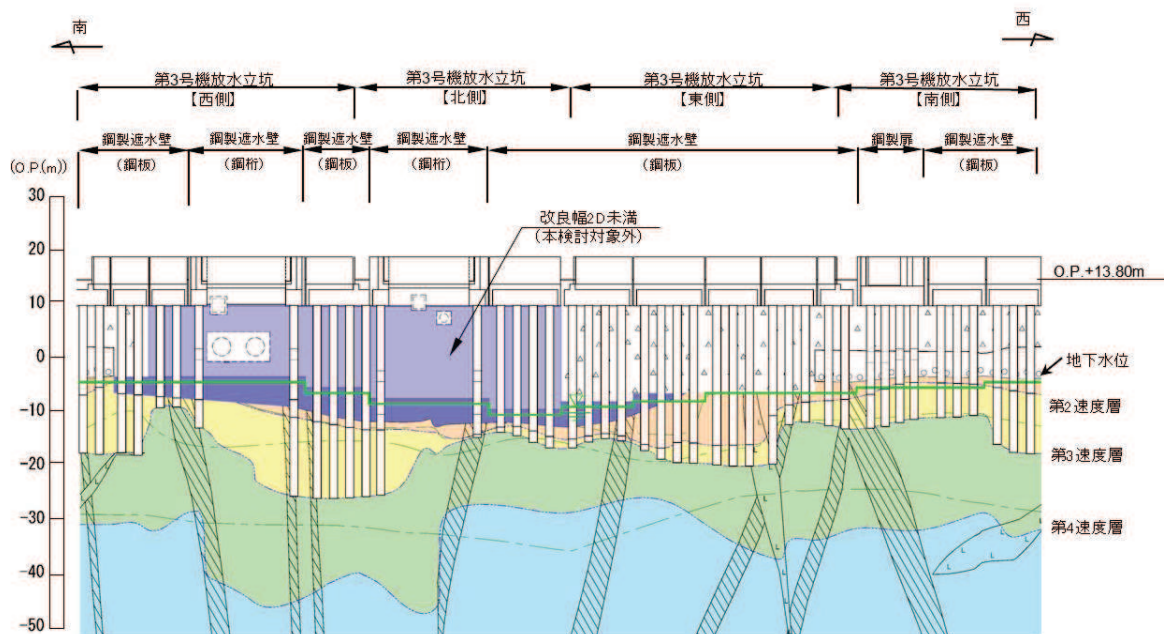
注記：\*1：鋼管杭下端は  $C_L$  級岩盤上面（又は  $C_M$  級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の  $C_L$  級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3-1 (2) 地盤改良の計画 (2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑 縦断方向)



(3号機海水ポンプ室 ③-③'断面\*1,\*2)



(3号機放水立坑 ④-④'断面\*1,\*2)

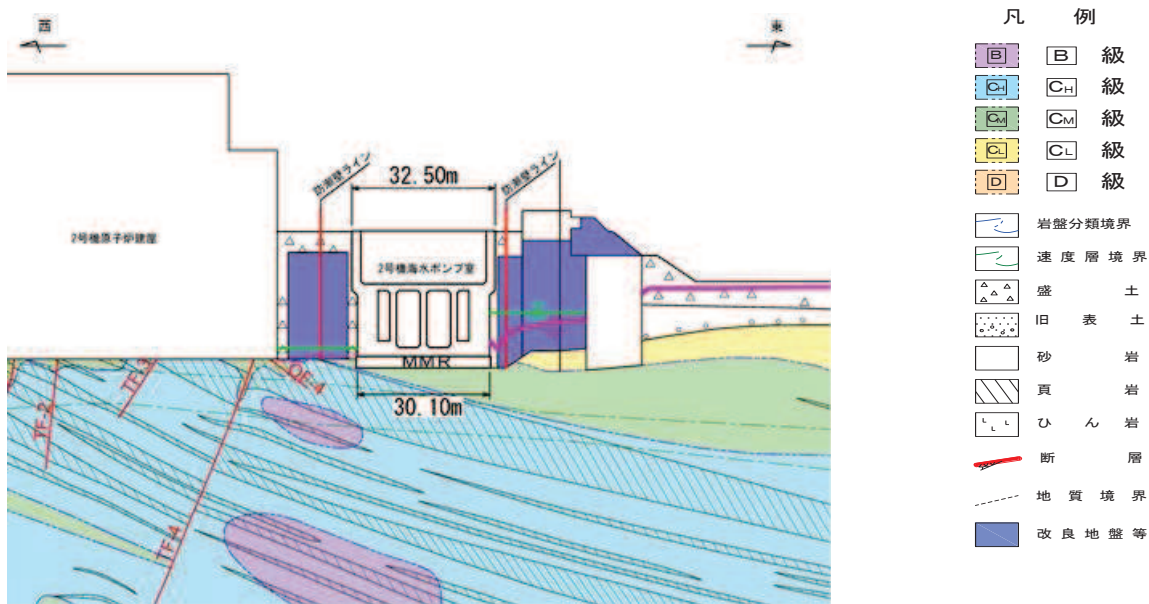
凡例			
	B級		盛土
	C+級		旧表土
	C-M級		砂
	C-L級		頁岩
	D級		ひん岩
	岩盤分類境界		断層
	速度層境界		地質境界
	改良地盤等		地下水位

注記：\*1：鋼管杭下端は  $C_L$  級岩盤上面（又は  $C_M$  級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の  $C_L$  級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

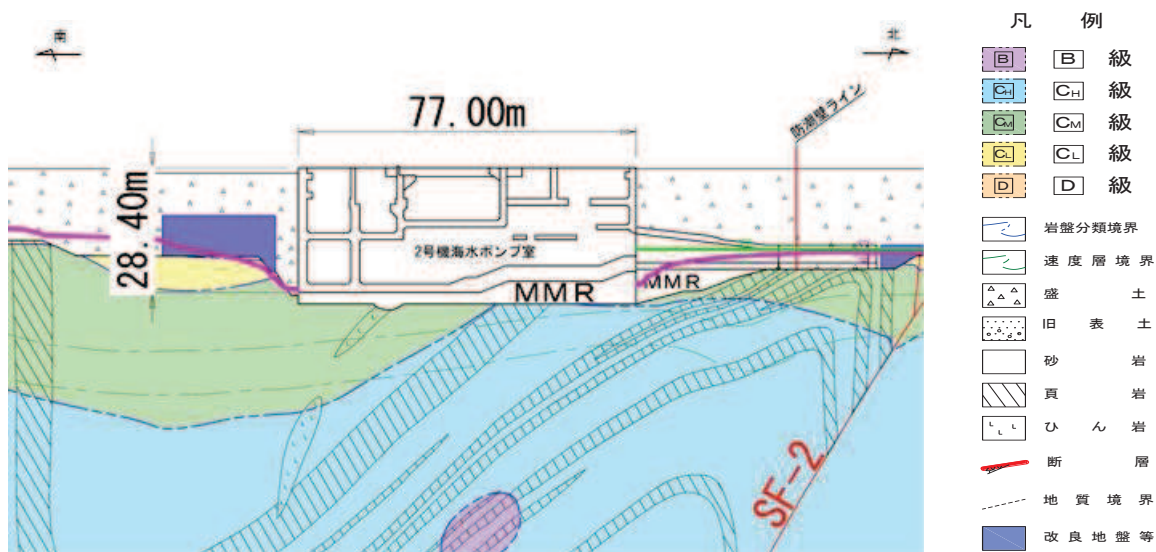
図 3-1 (3) 地盤改良の計画 (3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑 縦断方向)





\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

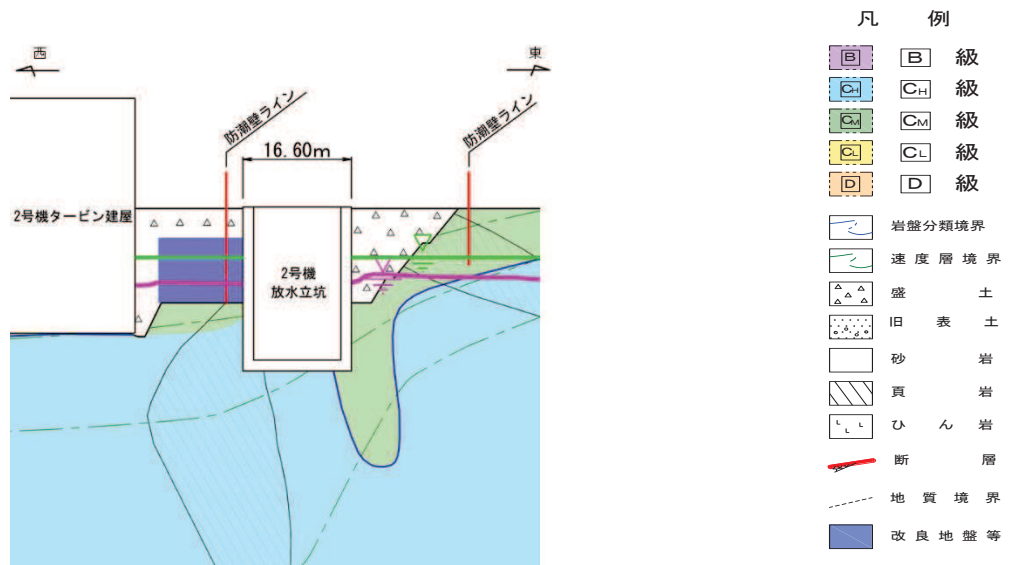
(2号機海水ポンプ室横断方向 (東西) ⑤-⑤' 断面)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

(2号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑥-⑥' 断面)

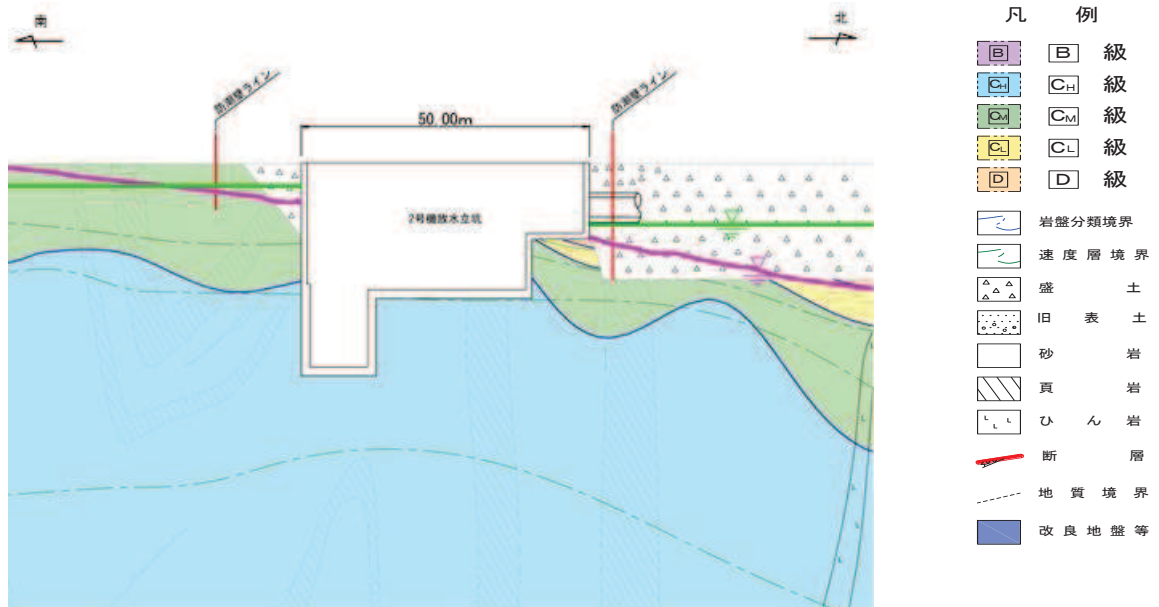
図 3-1 (4) 地盤改良の計画 (2号機海水ポンプ室 横断方向)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位  
設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向(東西) ⑦-⑦' 断面)

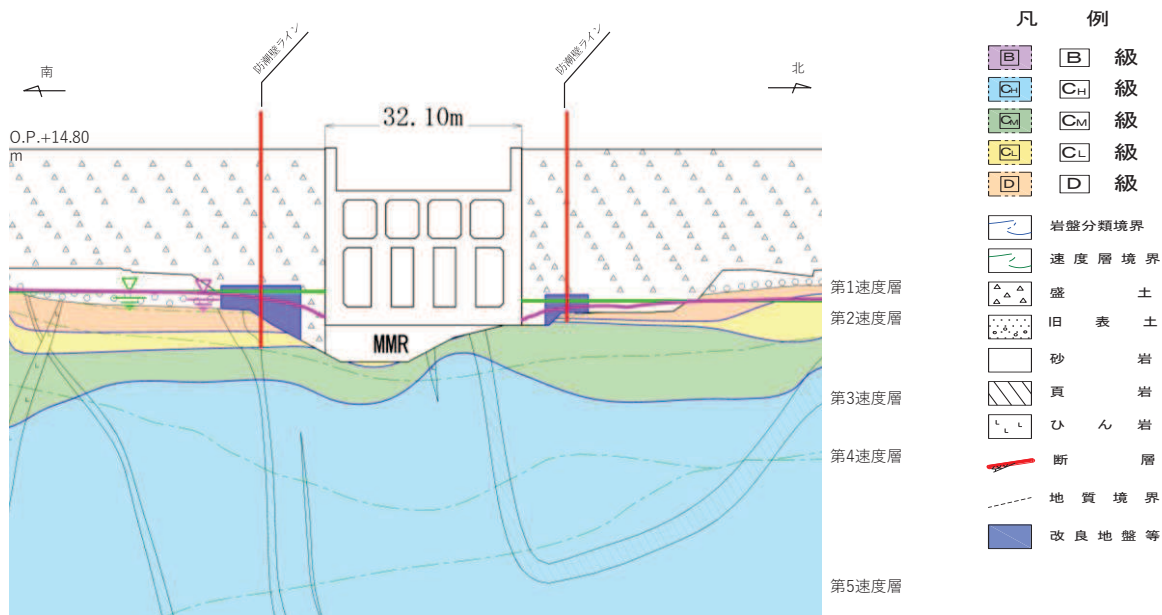


\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位  
設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向(南北) ⑧-⑧' 断面)

図 3-1 (5) 地盤改良の計画 (2号機放水立坑 横断方向)

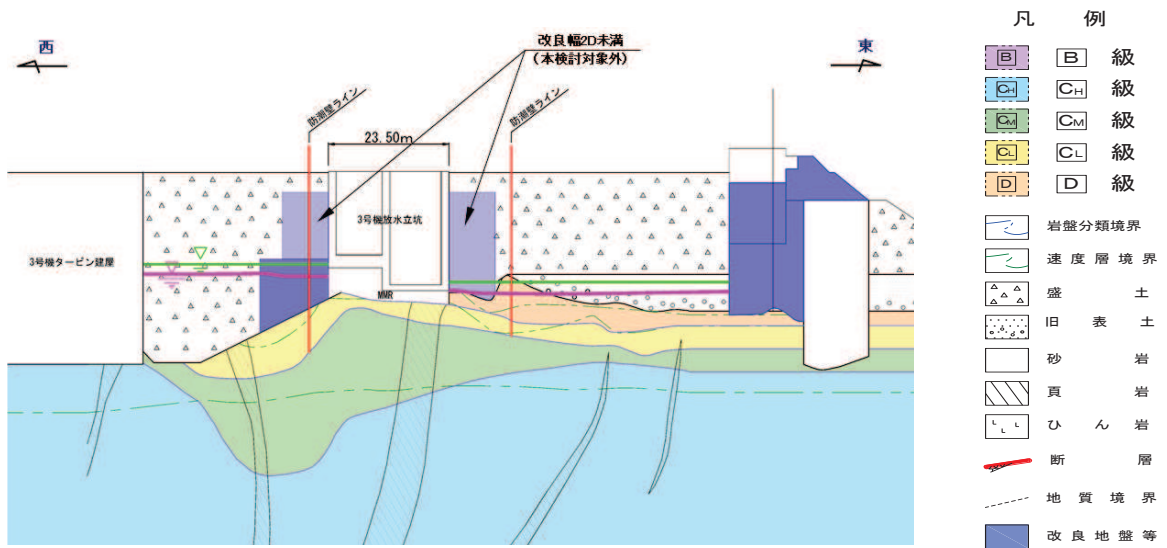


\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位  
 設計用地下水位

(3号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑨-⑨' 断面)

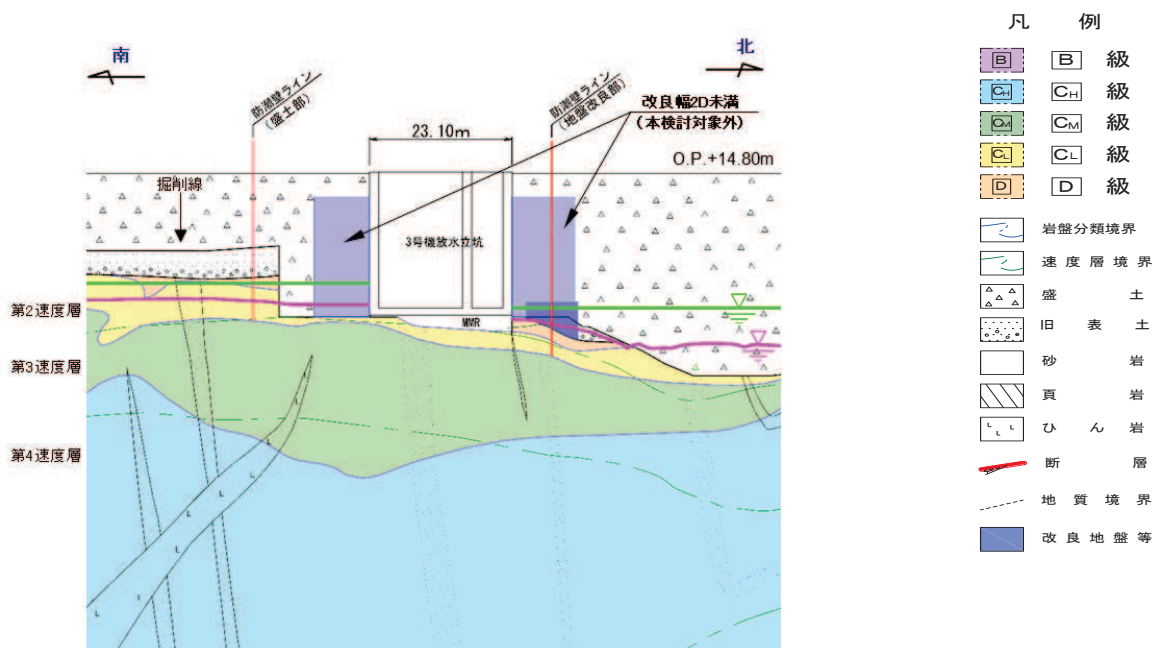
図 3-1 (6) 地盤改良の計画 (3号機海水ポンプ室 横断方向)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位  
設計用地下水位

(3号機放水立坑横断方向(東西)⑩-⑩'断面)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位  
設計用地下水位

(3号機放水立坑横断方向(南北)⑪-⑪'断面)

図 3-1 (7) 地盤改良の計画 (3号機放水立坑 横断方向)

#### 4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討2】

##### 4.1 検討方針

【検討2】では，【検討1】の結果を踏まえ別途定めた2.地盤改良の計画に示した実機計画に基づき，全応力解析として有効な地盤改良幅（地盤改良高さの2倍）を確保することを前提に，解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認する。

確認は，二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較により行う。

ここで，地盤改良は，前述のとおり実機においては，周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において改良天端が設計用地下水位+1m よりも高い箇所がある他，断面毎に岩盤深度等が異なるため，地盤改良の外形の大きさにはバリエーションがある。

よって，本検討においては，実機における地盤改良計画を包絡するよう基本ケース1～基本ケース3を設定した上で，二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析を行い，質点系モデルと二次元有限要素モデルそれぞれの解析結果（構造物の応答等）の比較を行い，質点系モデルによる地震応答解析結果の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。

検討ケースの概要について表4-1に，検討ケースと実施工（全断面）の地盤改良高さの比較を表4-2及び図4-1に，実施工における地盤改良高さの最大及び最小位置を図4-2に示す。

表4-1 検討ケース

解析ケース		地盤改良の設定（考え方）	
		二次元有限要素モデル	質点系モデル
【 検 討 2 】	ケース1 【改良高さ9.2m】	地盤改良幅=18.4m (高さ：幅=1：2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ9.2m】
	ケース2 【改良高さ2.3m】	地盤改良幅=4.6m (高さ：幅=1：2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ2.3m】
	ケース3 【改良高さ13.8m】	地盤改良幅=27.6m (高さ：幅=1：2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ13.8m】



表 4-2 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

解析モデル (改良高さ：幅=1：2)		実施工（全断面）* (改良高さ：幅=1：2を基本)
ケース 1	改良高さ：9.2m	改良高さ：2.5m～11.7m
ケース 2	改良高さ：2.3m	
ケース 3	改良高さ：13.8m	

\*：改良体周辺に地盤が分布しない区間（構造物や岩盤に囲まれた区間）を除く

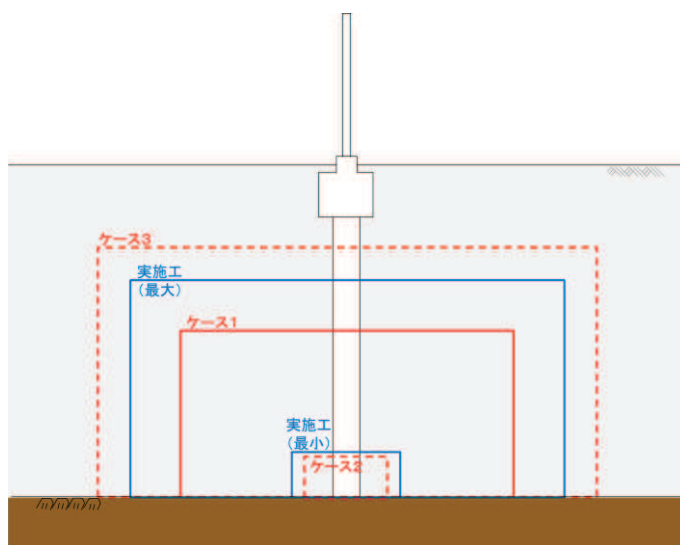


図 4-1 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

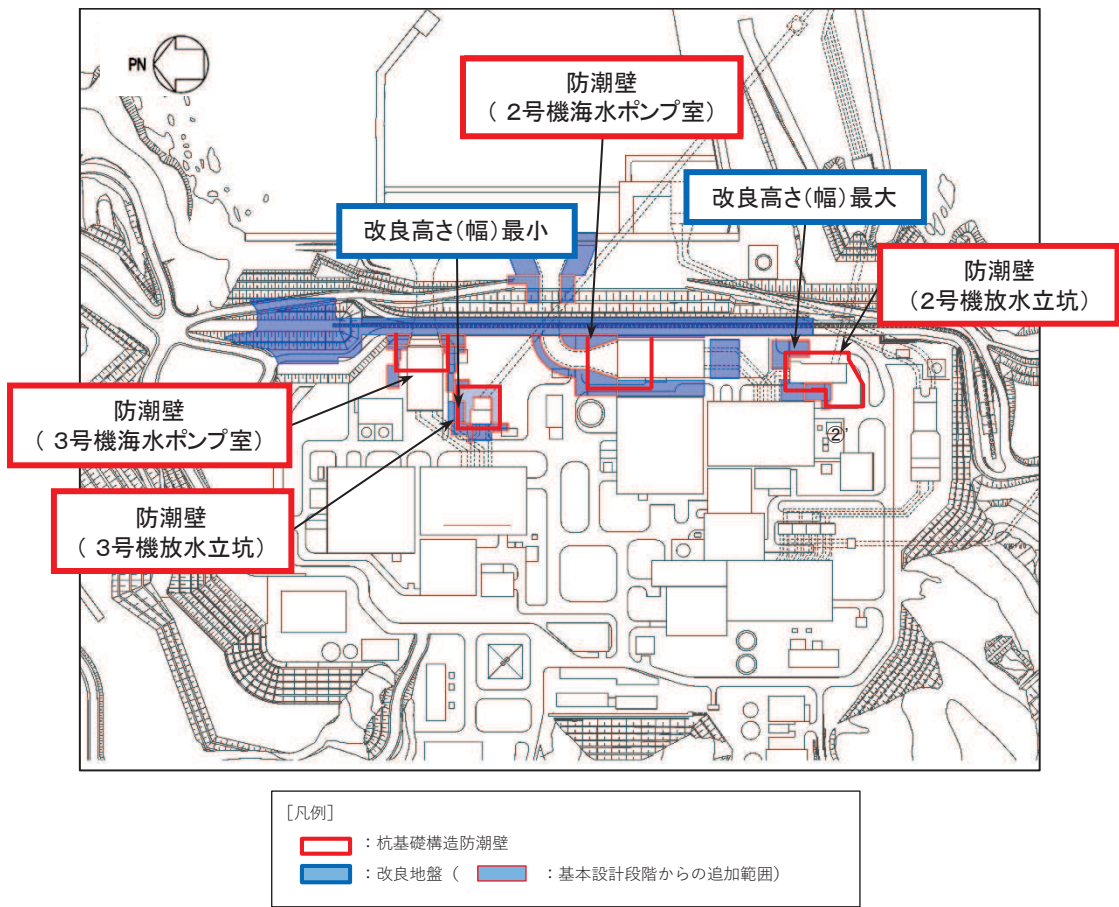
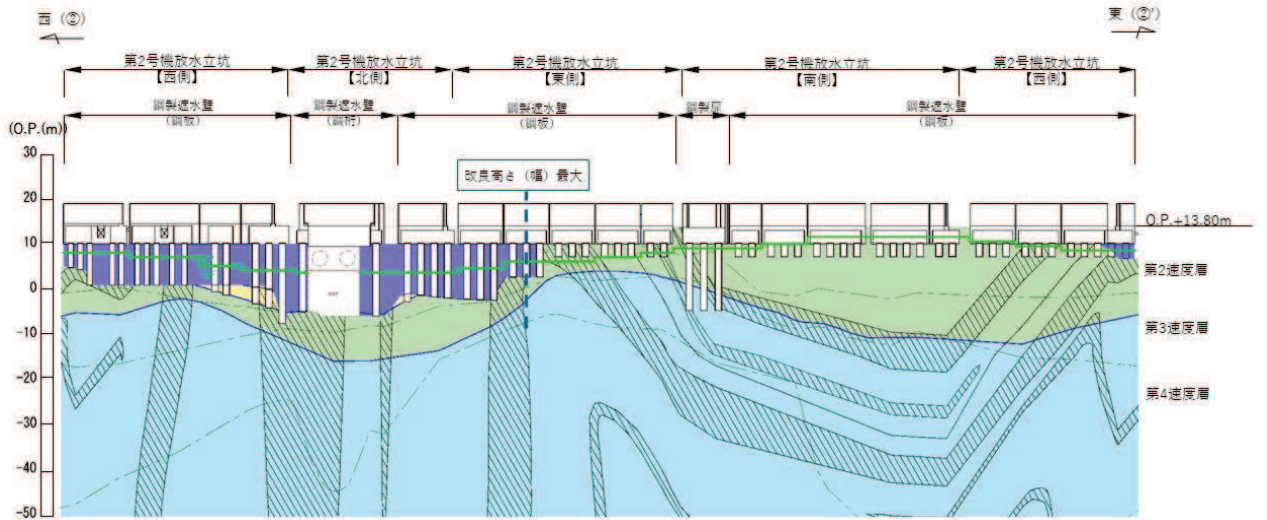
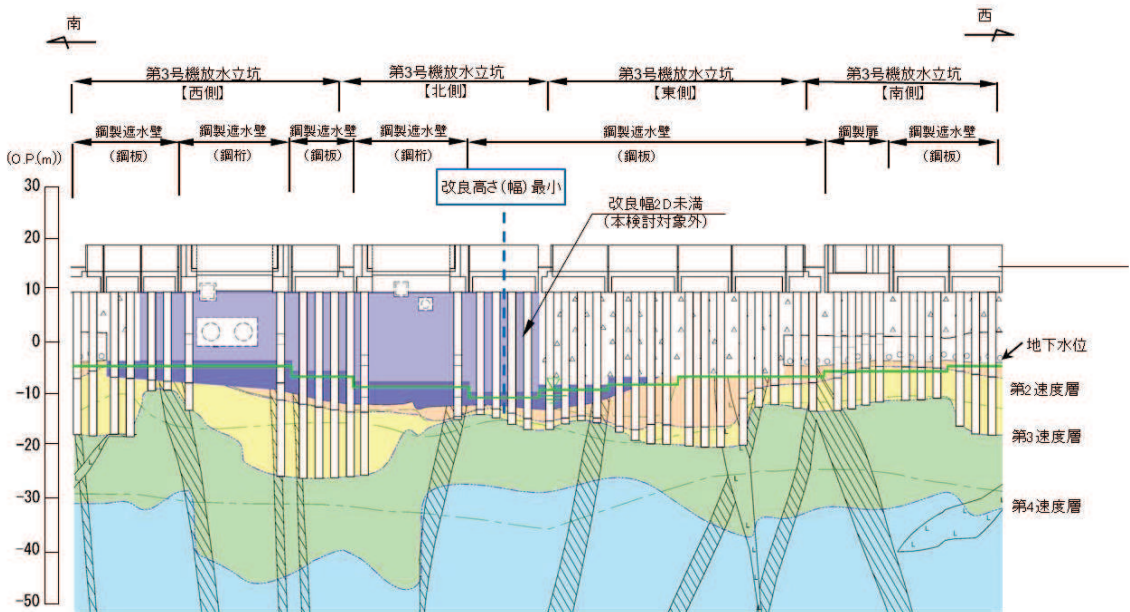


図 4-2(1) 改良高さ (最大・最小) 位置  
(全体平面図)



(2号機放水立坑)



(3号機放水立坑)

図 4-2(2) 改良高さ (最大・最小) 位置

## 4.2 検討用モデル

解析手法の妥当性に用いる検討用モデルは、検討目的を踏まえ、比較的単純な形状である鋼製遮水壁（鋼板形式の中から、壁高が高くかつ盛土厚さが厚いため、上部工・下部工双方の観点で周辺地盤の液状化等の影響が相対的に大きくなると考えられる I 区間の評価対象断面①をベースとしたモデルとする。

なお、横断方向には、前述のとおり、岩盤の傾斜や地下水位分布の不均一性等も部分的に認められるが、下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は水平成層をなしていることから、水平成層地盤としてモデル化する（隣接構造物や岩盤傾斜の影響は【検討 3】にて別途確認する）。

検討用モデルの位置を図 4-3 に、構造図を図 4-4 に、検討ケースの概要を図 4-5 に示す。

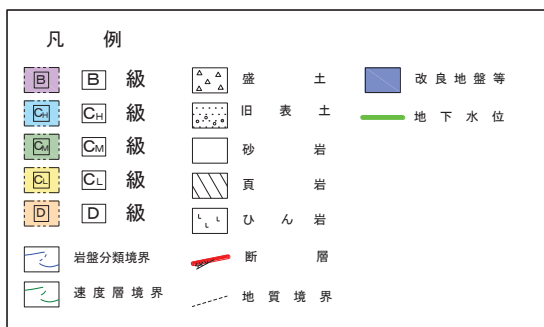
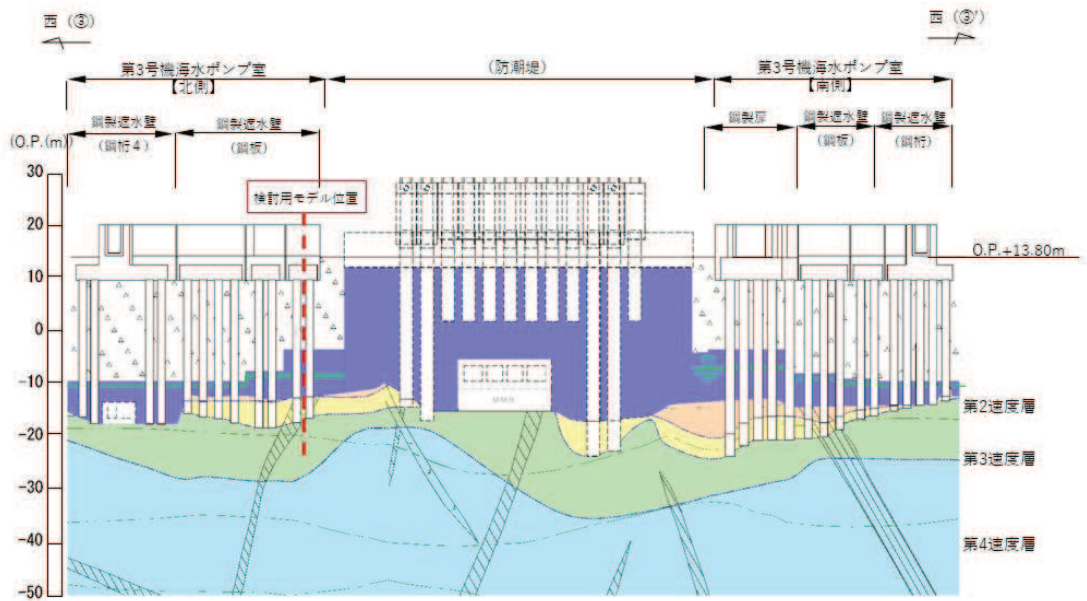
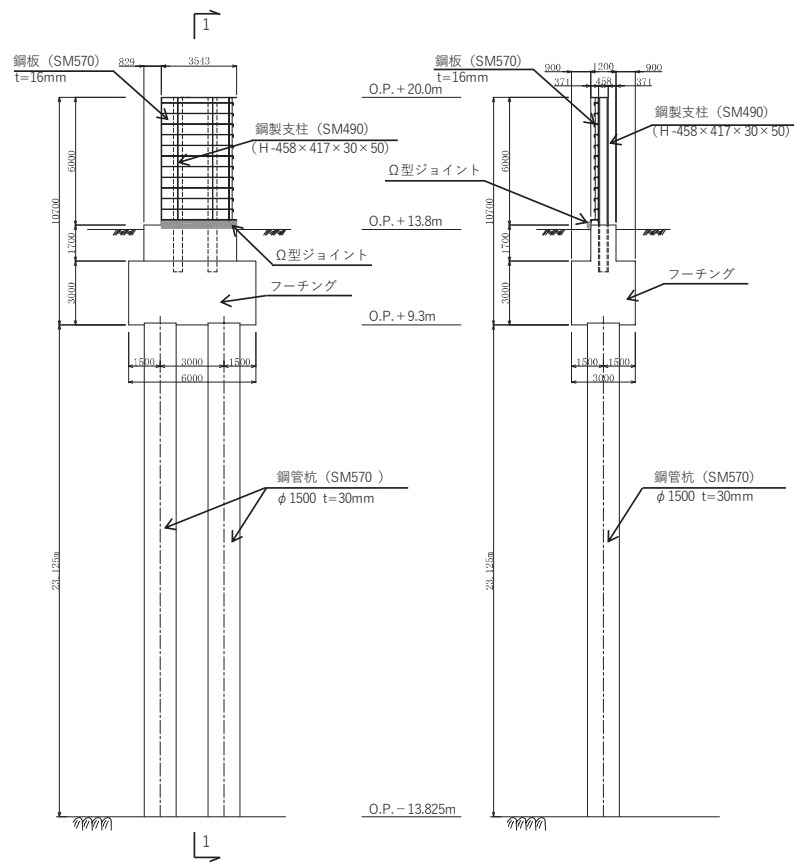


図 4-3 検討用モデル位置  
(地質図-3号機海水ポンプ室縦断図)



正面図

1-1 断面図

図 4-4 検討用モデルの構造概要

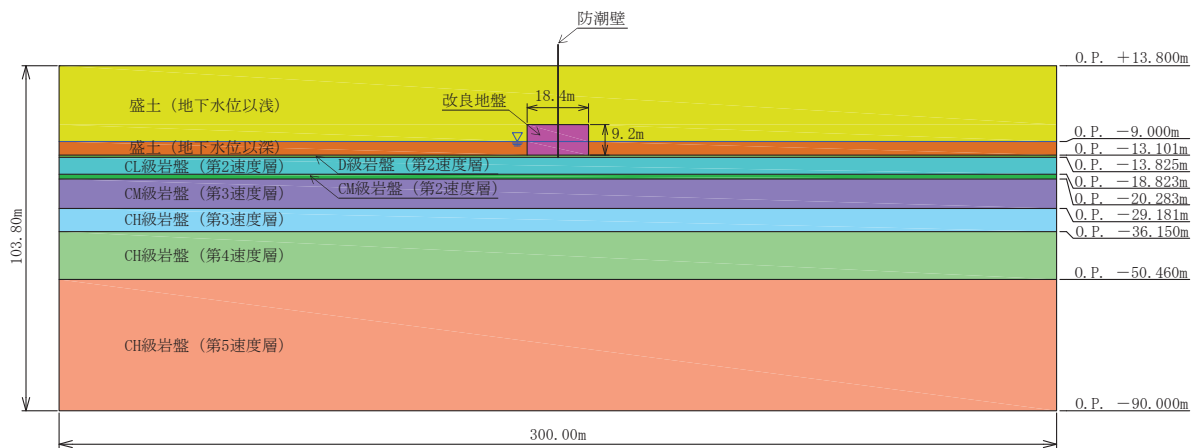


図 4-5(1) 検討ケースの概要 (ケース 1)

【基本ケース 1】

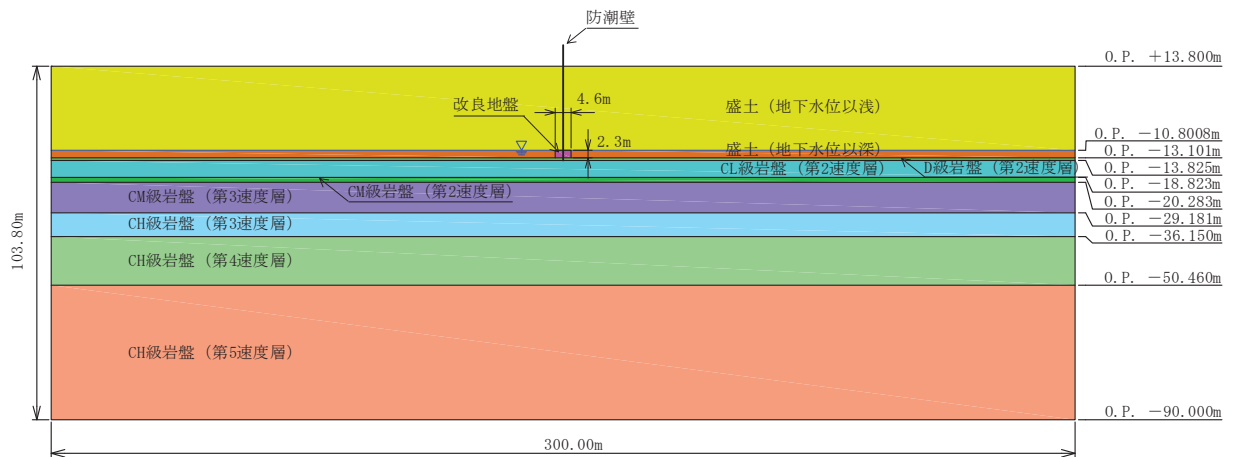


図 4-5(2) 検討ケースの概要 (ケース 2)

【基本ケース 2】

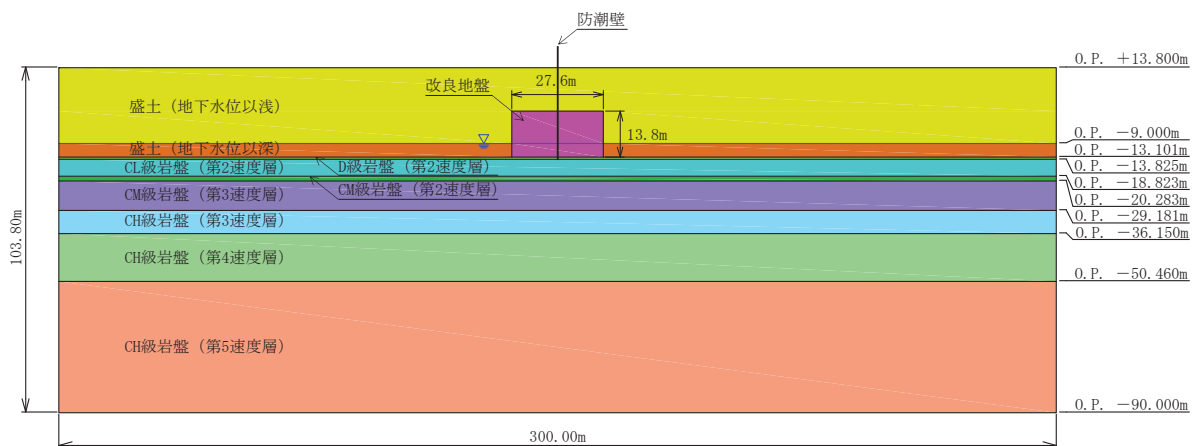


図 4-5(3) 検討ケースの概要 (ケース 3)

【基本ケース 3】



### 4.3 解析手法

質点系モデルについては、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明－3. 耐震評価」に準じる。

二次元有限要素モデルについては、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とし、解析コードは「FLIP Ver.7.3.0\_2」を使用する。なお、液状化パラメータは試験下限値を用いる。

二次元有限要素モデル（有効応力解析）の解析条件の詳細は「8. 解析条件（二次元有限要素モデル）」に示す。なお、応答値の比較においては、上部工の耐震評価において影響が大きい加速度、下部工の耐震評価の観点で影響が大きい曲げモーメント、止水ジョイントの変形性能評価において影響が大きい変位について比較する。なお、質点系モデルと二次元有限要素モデル双方の構造物のモデル化方法の違いを踏まえ、概ね等価な比較となるよう、質点系モデルにおいては主要な構造部材である鋼製支柱から抽出する。

各解析モデルにおける応答値抽出箇所を図4-6に示す。

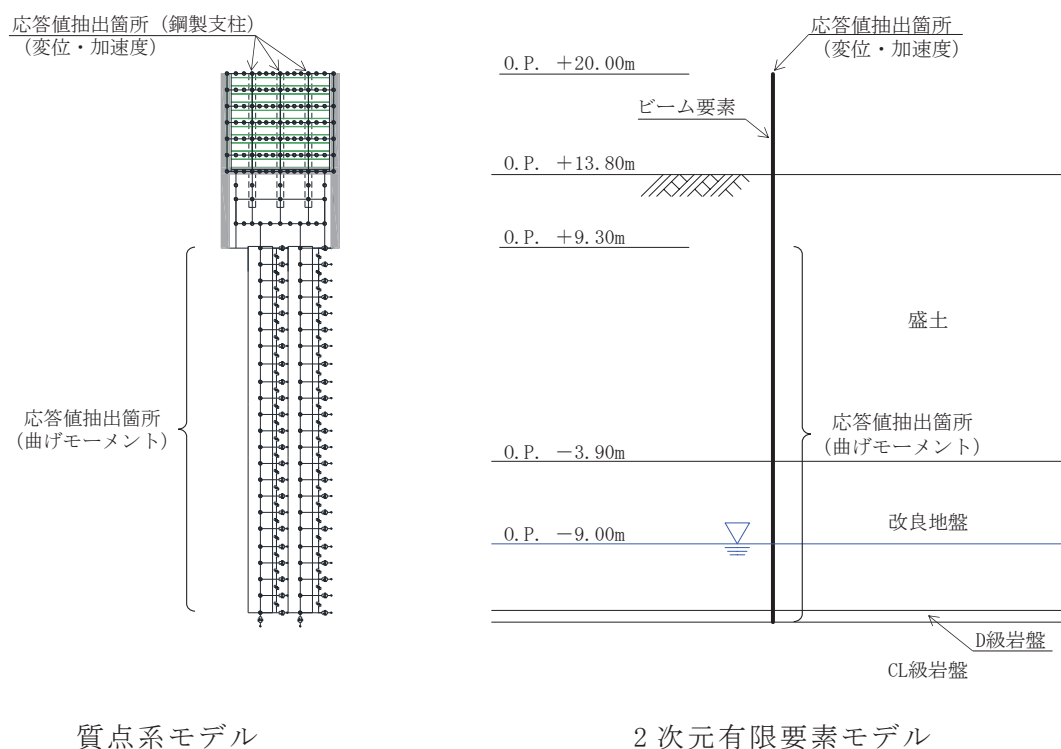


図4-6 質点系モデルと2次元有限要素モデルにおける応答値抽出箇所の概念図



#### 4.4 検討結果

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、下部工（鋼管杭）の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較をそれぞれ表 4-3～表 4-5 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 4-7～図 4-15 に示す。なお、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「9. 最大応答値分布」に示す。

【検討 2】の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

「9. 最大応答値分布」に示すとおり、二次元有限要素モデル（有効応力解析）のケース 1 において地震波 S s - D 1 を入力した検討では、地下水位以深の盛土において過剰間隙水圧の上昇が認められる。しかし、地盤改良による変形抑制及び液状化対策効果により防潮壁周辺の過剰間隙水圧の上昇は抑えられており、地盤の液状化が防潮壁へ及ぼす影響は小さいと考えられる。改良高さが低いケース 2 の検討結果は、ケース 1 の検討結果と比べると、最大曲げモーメントは小さく、最大水平変位は大きい傾向があるが、杭下端の地盤改良体が小さいことが原因として考えられるが、傾向はケース 1 同様である。改良高さが高いケース 3 の各最大応答値は、ケース 1 と比べ大きな差異は認められない。

表 4-3 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大曲げモーメントの比較

検討ケース	地震波	最大曲げモーメント (kN・m/本)	
		二次元有限要素モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	S <sub>s</sub> -D 1	11707	15309
	S <sub>s</sub> -D 2	8527	14594
	S <sub>s</sub> -D 3	8383	11866
	S <sub>s</sub> -F 1	9535	13626
	S <sub>s</sub> -F 2	10714	13684
	S <sub>s</sub> -F 3	4002	7806
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>15176</u>	<u>17586</u>
ケース 2 (基本ケース 2) 【改良高さ 2.3m】	S <sub>s</sub> -D 1	8350	13668
	S <sub>s</sub> -D 2	7804	12777
	S <sub>s</sub> -D 3	6499	12933
	S <sub>s</sub> -F 1	6616	12078
	S <sub>s</sub> -F 2	6100	13479
	S <sub>s</sub> -F 3	3606	7749
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>8806</u>	<u>16050</u>
ケース 3 (基本ケース 3) 【改良高さ 13.8m】	S <sub>s</sub> -D 1	11671	16935
	S <sub>s</sub> -D 2	7117	11821
	S <sub>s</sub> -D 3	8053	11630
	S <sub>s</sub> -F 1	9766	15261
	S <sub>s</sub> -F 2	13666	18848
	S <sub>s</sub> -F 3	6376	7318
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>15398</u>	<u>20966</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 4-4 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大水平加速度の比較

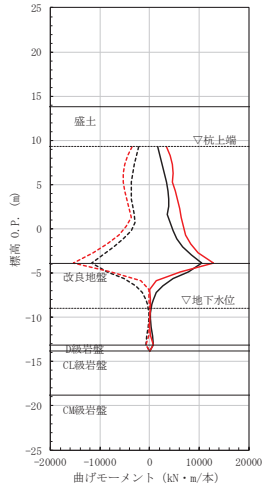
検討ケース	地震波	最大水平加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	
		二次元有限要素モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	S <sub>s</sub> -D 1	1619	2808
	S <sub>s</sub> -D 2	1840	2911
	S <sub>s</sub> -D 3	1531	2671
	S <sub>s</sub> -F 1	1918	1947
	S <sub>s</sub> -F 2	<u>2137</u>	2151
	S <sub>s</sub> -F 3	2016	<u>3056</u>
	S <sub>s</sub> -N 1	1705	2871
ケース 2 (基本ケース 2) 【改良高さ 2.3m】	S <sub>s</sub> -D 1	1435	2204
	S <sub>s</sub> -D 2	1500	2377
	S <sub>s</sub> -D 3	1230	2116
	S <sub>s</sub> -F 1	1664	1561
	S <sub>s</sub> -F 2	<u>1728</u>	2050
	S <sub>s</sub> -F 3	1509	1721
	S <sub>s</sub> -N 1	1589	<u>2409</u>
ケース 3 (基本ケース 3) 【改良高さ 13.8m】	S <sub>s</sub> -D 1	1752	2712
	S <sub>s</sub> -D 2	1586	<u>3009</u>
	S <sub>s</sub> -D 3	1599	3006
	S <sub>s</sub> -F 1	1533	1816
	S <sub>s</sub> -F 2	<u>1930</u>	2507
	S <sub>s</sub> -F 3	1897	2669
	S <sub>s</sub> -N 1	1836	2519

注：下線は各ケースの最大値を示す。

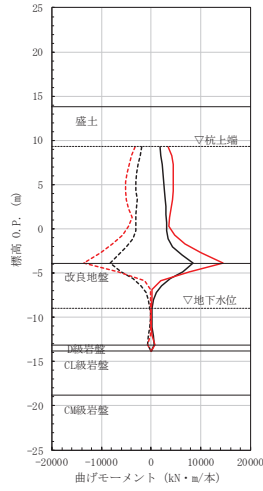
表 4-5 【検討 2】（ケース 1～ケース 3）における最大水平変位の比較

検討ケース	地震波	最大水平変位 (m)	
		二次元有限要素モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1)	S <sub>s</sub> -D 1	0.166	0.217
	S <sub>s</sub> -D 2	0.114	0.161
	S <sub>s</sub> -D 3	0.131	0.177
	S <sub>s</sub> -F 1	0.139	0.202
	S <sub>s</sub> -F 2	0.199	0.279
	S <sub>s</sub> -F 3	0.107	0.134
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
ケース 2 (基本ケース 2)	S <sub>s</sub> -D 1	0.200	0.189
	S <sub>s</sub> -D 2	0.129	0.142
	S <sub>s</sub> -D 3	0.142	0.168
	S <sub>s</sub> -F 1	0.140	0.178
	S <sub>s</sub> -F 2	0.194	0.219
	S <sub>s</sub> -F 3	0.101	0.111
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.238</u>	<u>0.342</u>
ケース 3 (基本ケース 3)	S <sub>s</sub> -D 1	0.150	0.200
	S <sub>s</sub> -D 2	0.0949	0.151
	S <sub>s</sub> -D 3	0.109	0.134
	S <sub>s</sub> -F 1	0.124	0.181
	S <sub>s</sub> -F 2	0.190	<u>0.242</u>
	S <sub>s</sub> -F 3	0.0849	0.125
	S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.204</u>	0.232

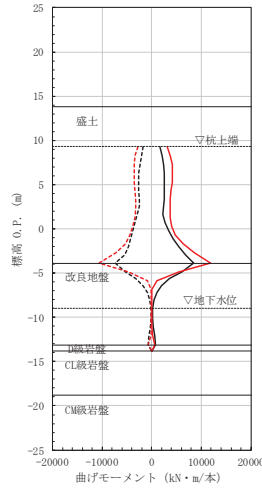
注：下線は各ケースの最大値を示す。



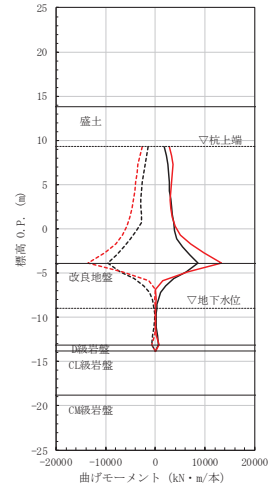
( S s - D 1 )



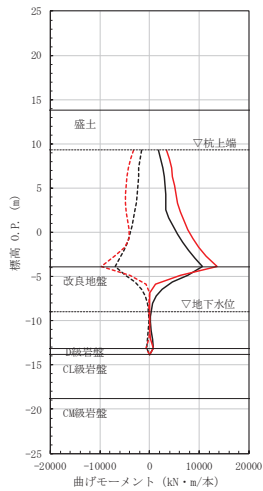
( S s - D 2 )



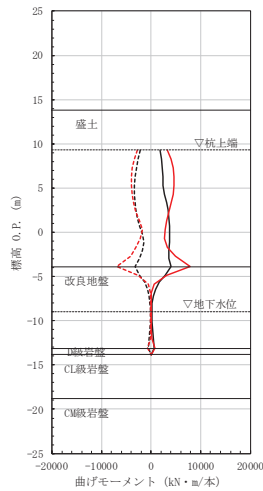
( S s - D 3 )



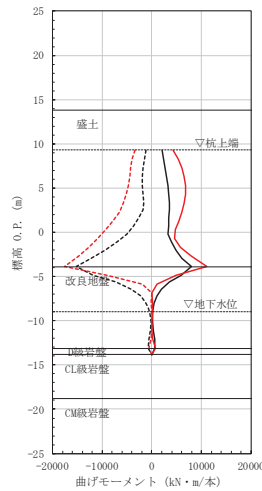
( S s - F 1 )



( S s - F 2 )



( S s - F 3 )



( S s - N 1 )

図 4-7 最大曲げモーメントの比較 (ケース 1)

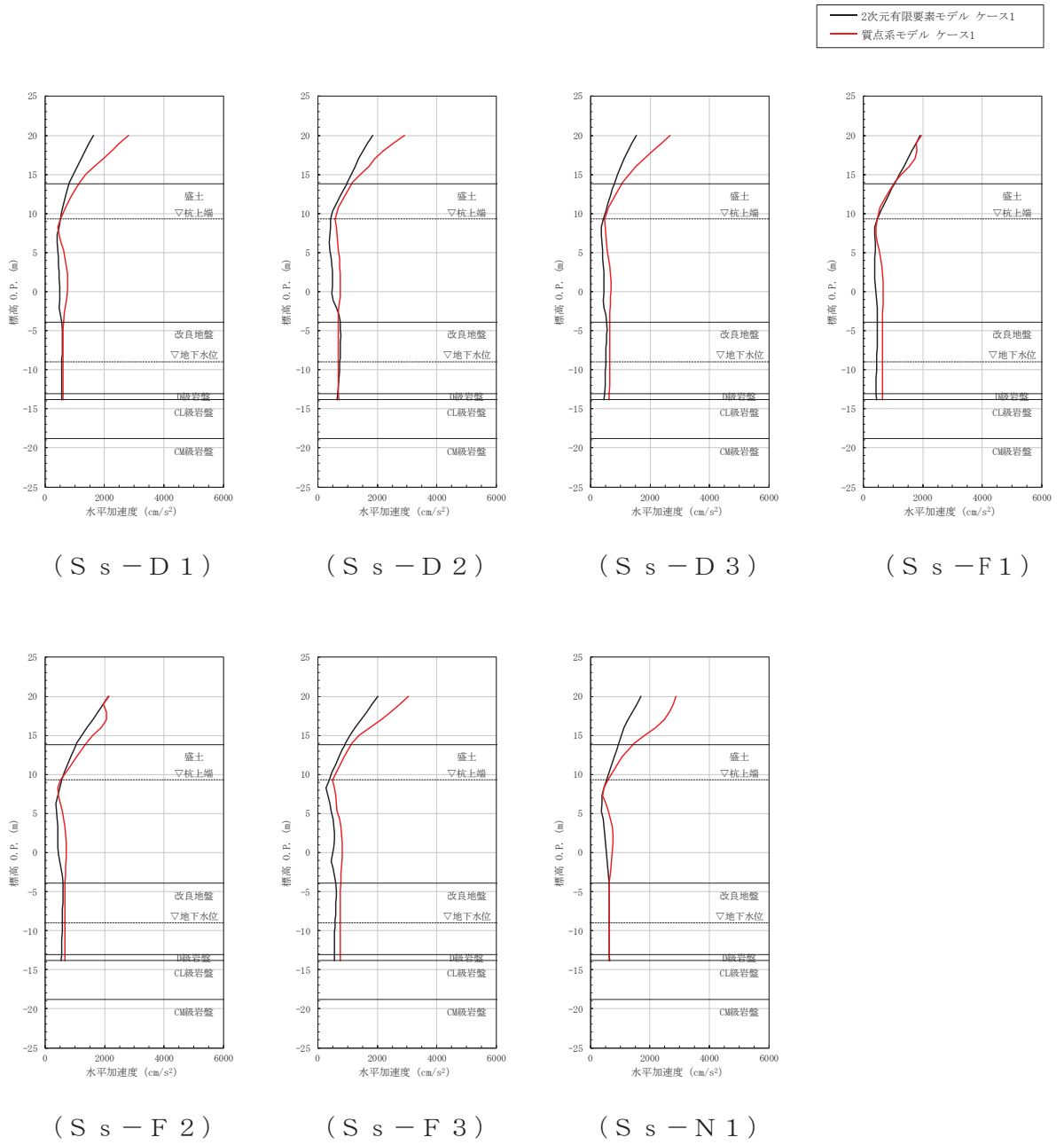


図 4-8 最大水平加速度の比較 (ケース 1)

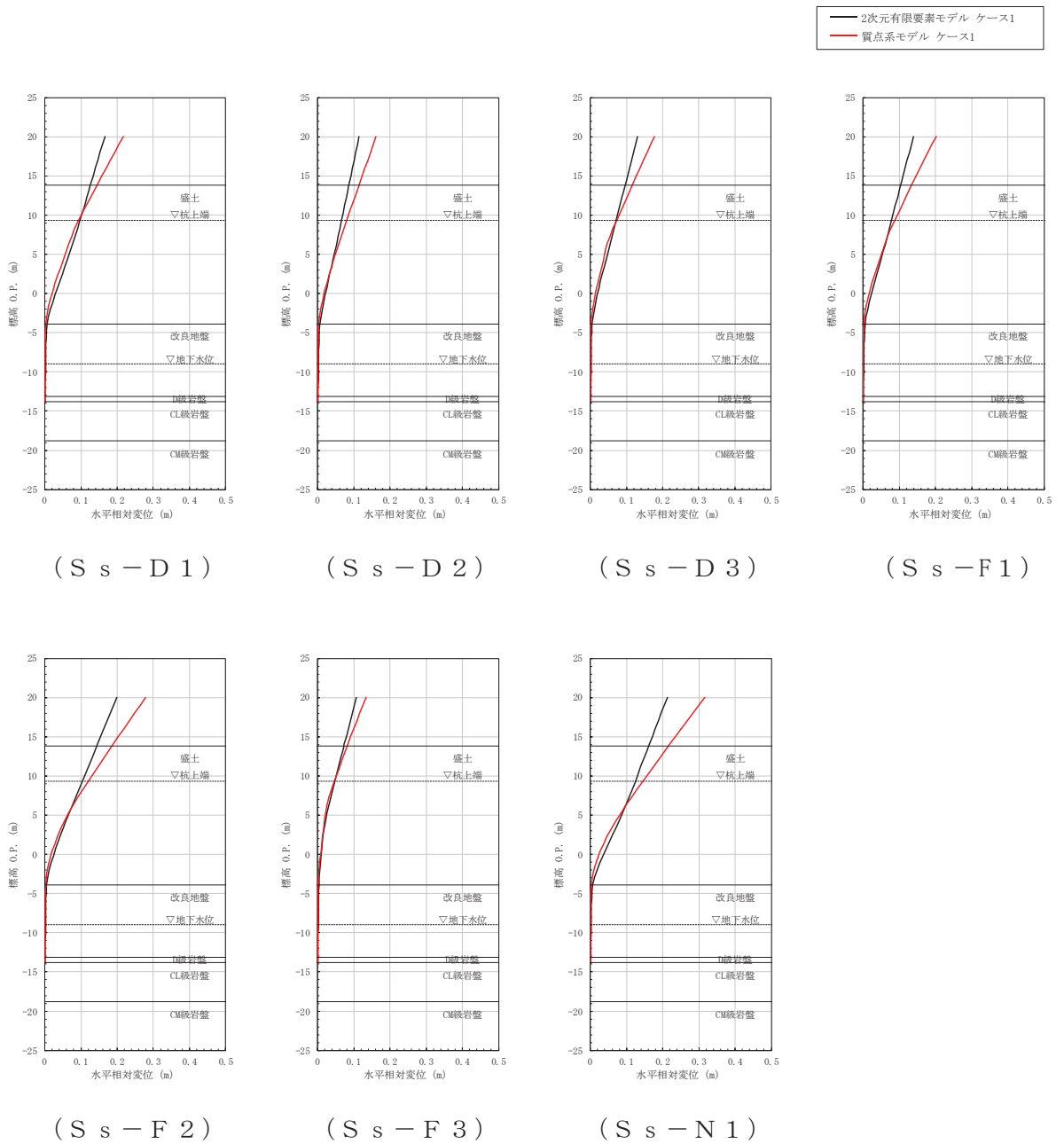


図 4-9 最大水平変位の比較 (ケース 1)

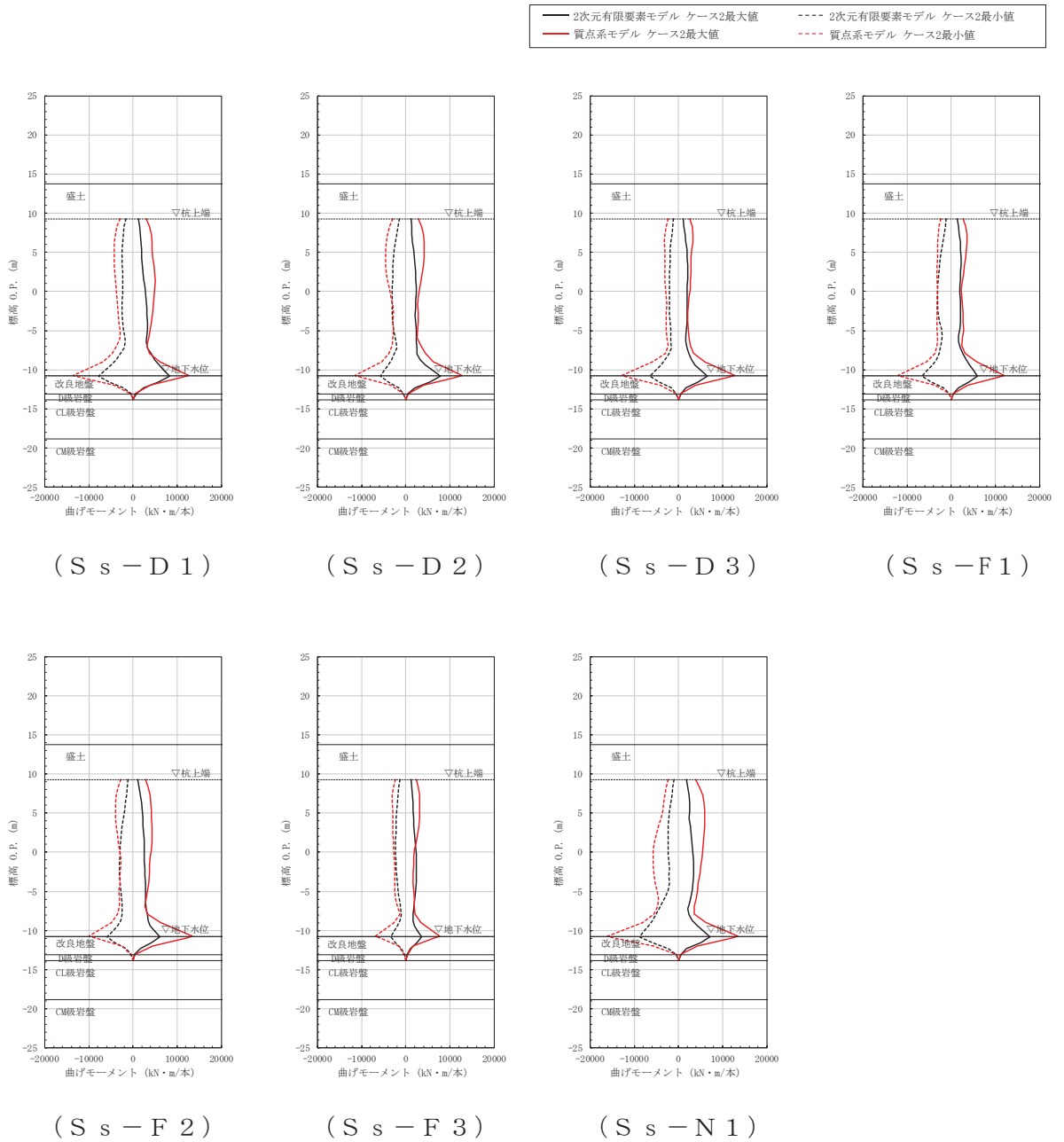


図 4-10 最大曲げモーメントの比較 (ケース 2)



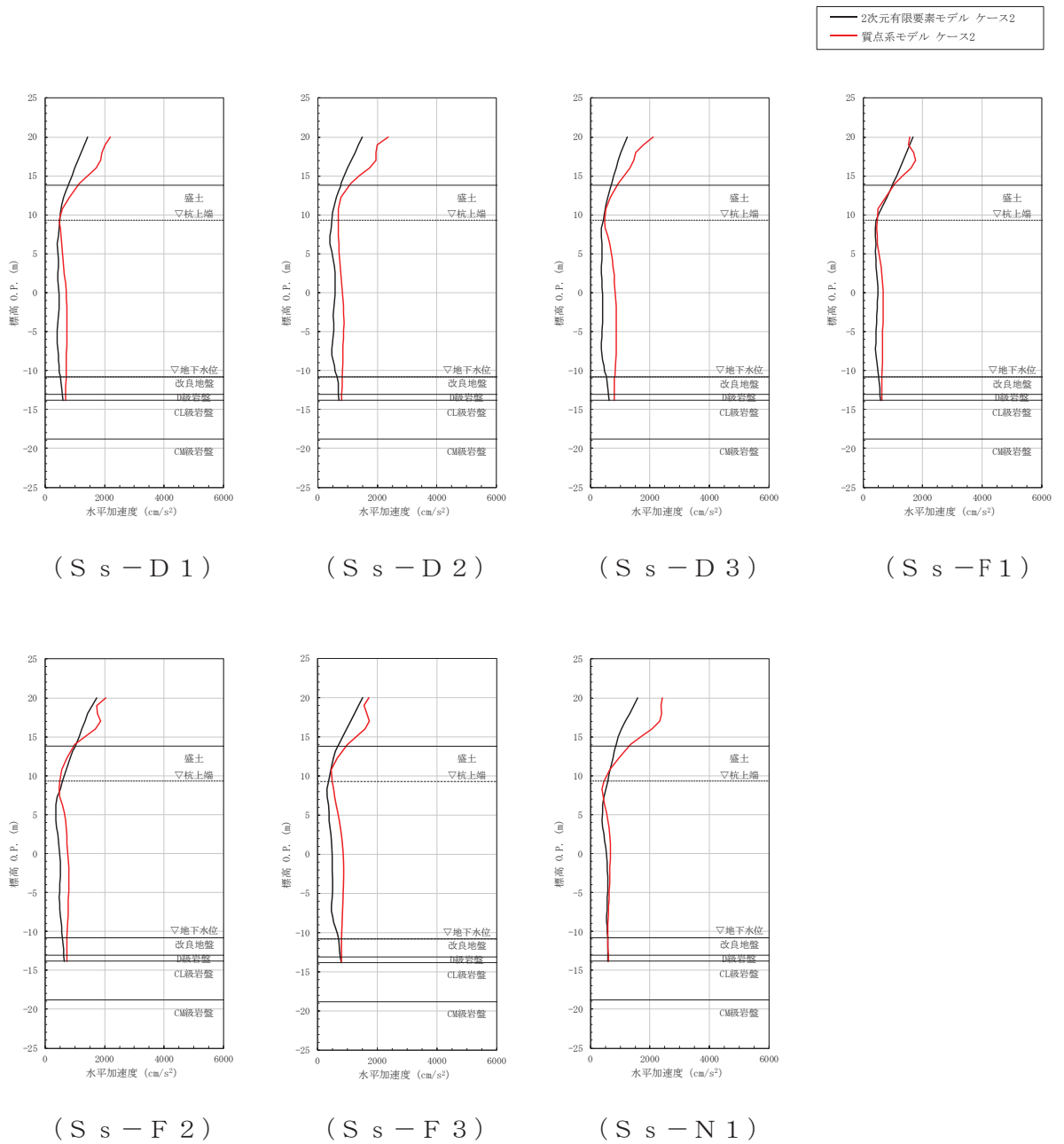


図 4-11 最大水平加速度の比較 (ケース 2)

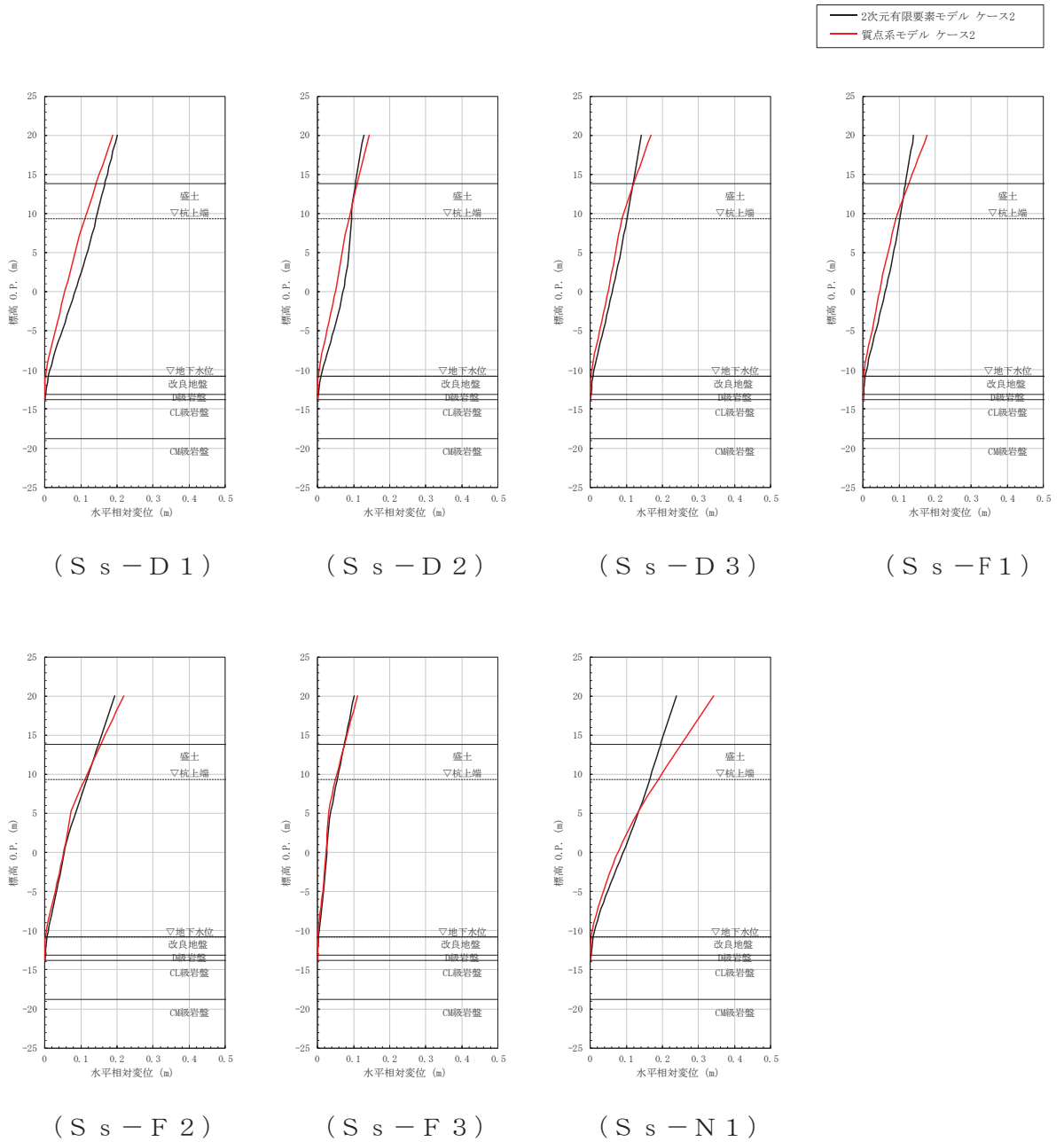


図 4-12 最大水平変位の比較 (ケース 2)

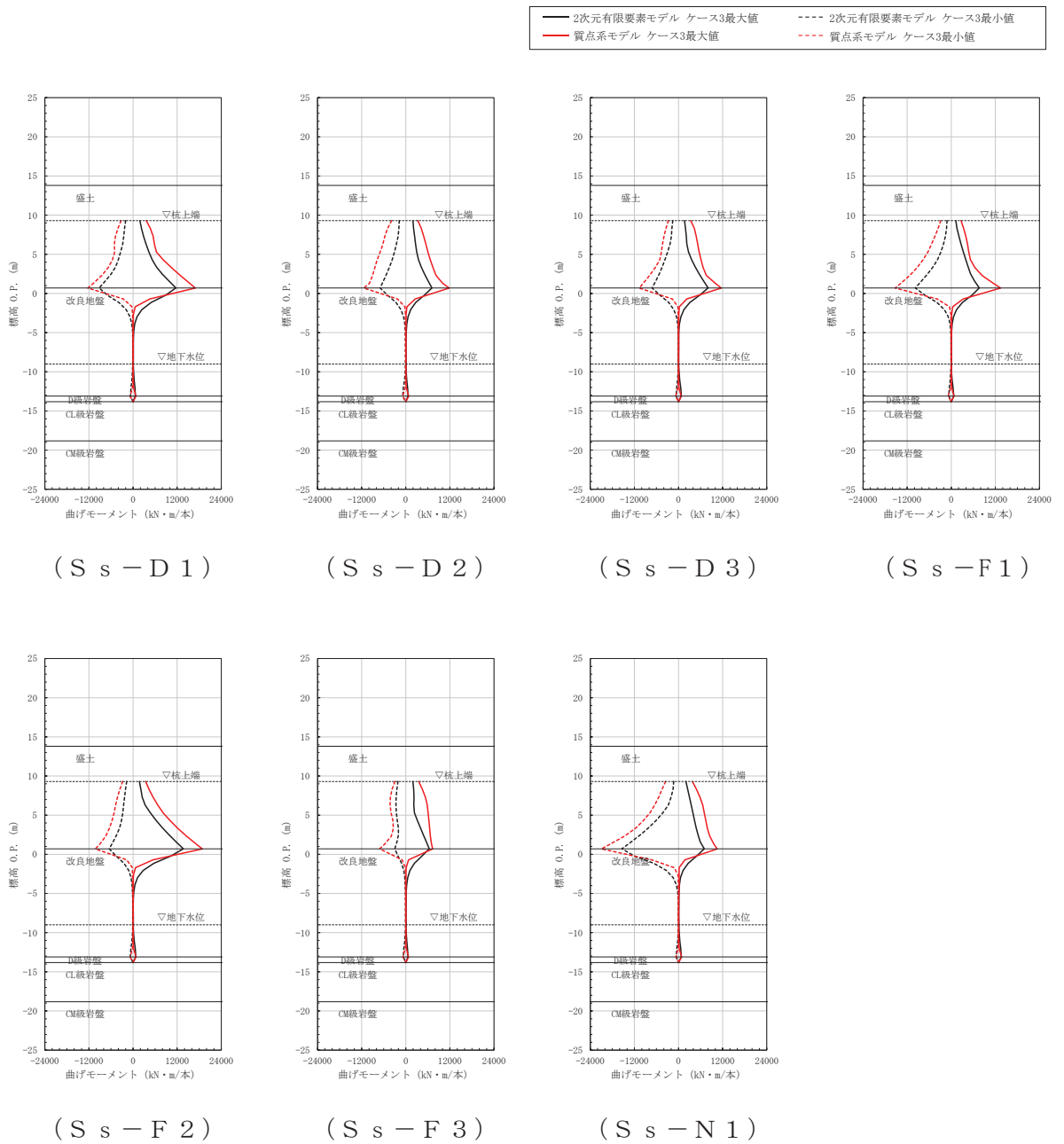


図 4-13 最大曲げモーメントの比較 (ケース 3)

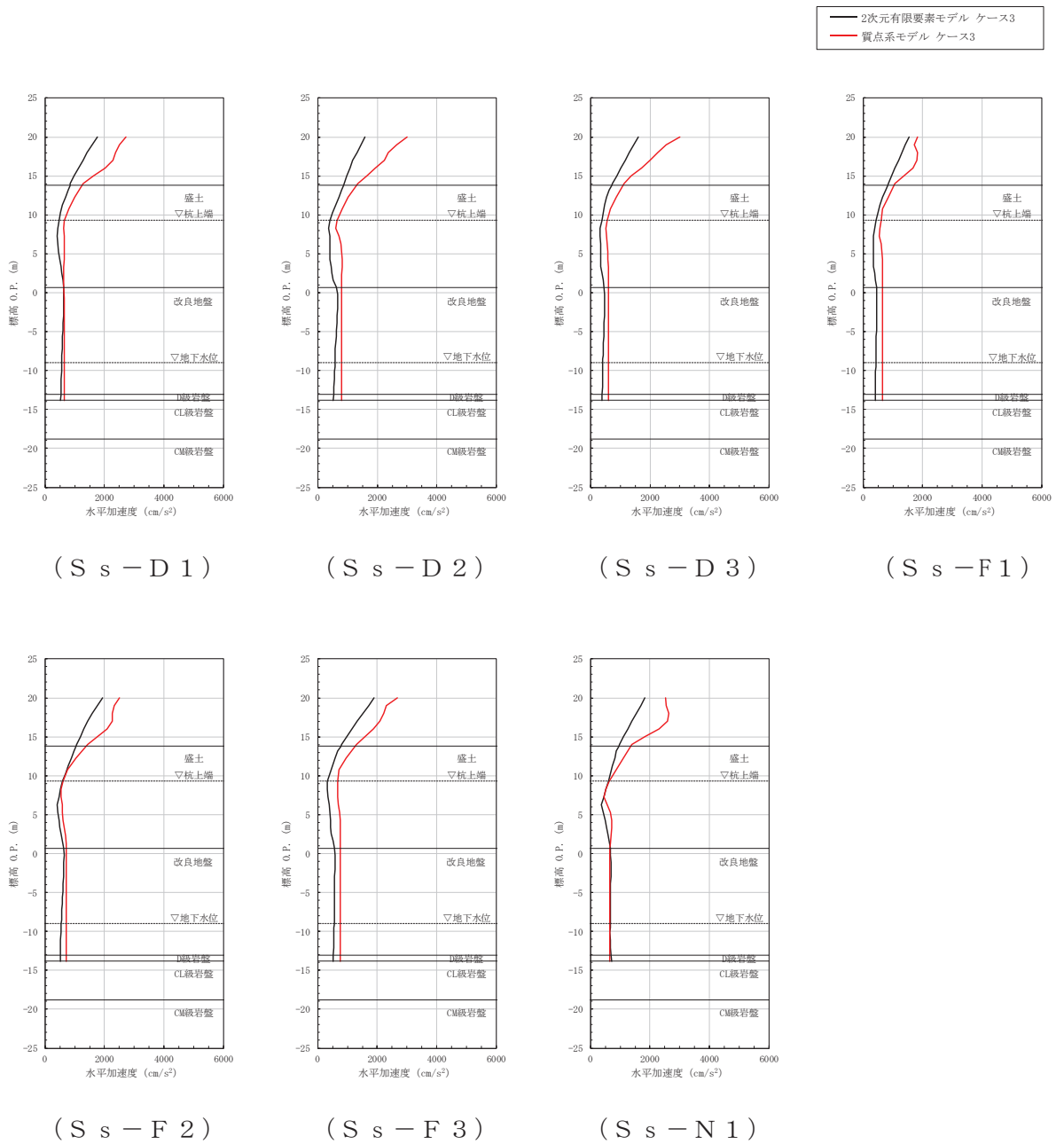


図 4-14 最大水平加速度の比較 (ケース 3)

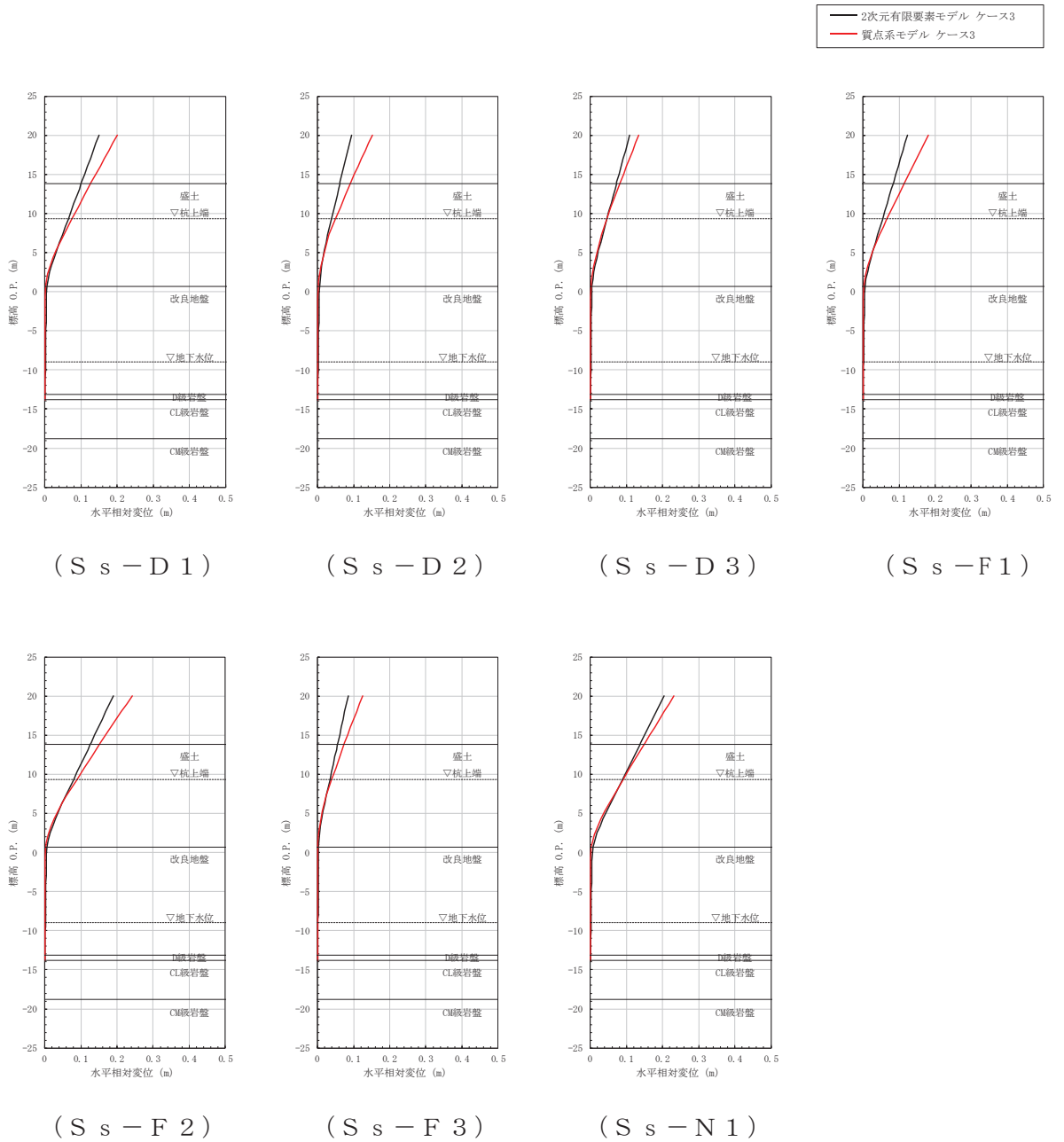


図 4-15 最大水平変位の比較 (ケース 3)

## 5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討3】

### 5.1 検討方針

【検討3】では，【検討2】の結果を踏まえ，以下に示すパラメータスタディを行う。

検討ケースや条件については，「5.2 検討用モデル」に示す。

- ・ 改良幅の違いに対する影響確認（ケース4）
- ・ 地下水位分布等の不確かさに対する影響確認（ケース5）
- ・ 地盤物性値の不確かさに対する影響確認（ケース6）
- ・ 隣接構造物等の効果に対する影響確認（ケース7）
- ・ 岩盤傾斜に対する影響確認（ケース8）
- ・ 防潮堤海側斜面の影響確認（ケース9）

### 5.2 検討用モデル

検討用モデルは，「4.2 検討用モデル」に準じ，「5.1 検討方針」に示した各ケースの目的に応じモデル設定を行う。

検討ケースの概要を図5-1に，検討ケース一覧を表5-

表 5-1 に示す。

なお、検討ケースの内、隣接構造物を考慮した検討（ケース 7）及び岩盤傾斜を考慮した検討（ケース 8）における条件設定根拠は本節巻末に示す。

- ・ 岩盤面の不陸等に伴う改良形状の違いに対する影響確認（ケース 4）

防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m 以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの 2 倍を確保することを基本とするが、岩盤の不陸や傾斜等がある場合には、改良幅がばらつく可能性があるため、改良幅が変動（改良幅 0.5 倍，1.5 倍）した場合の影響を確認する。

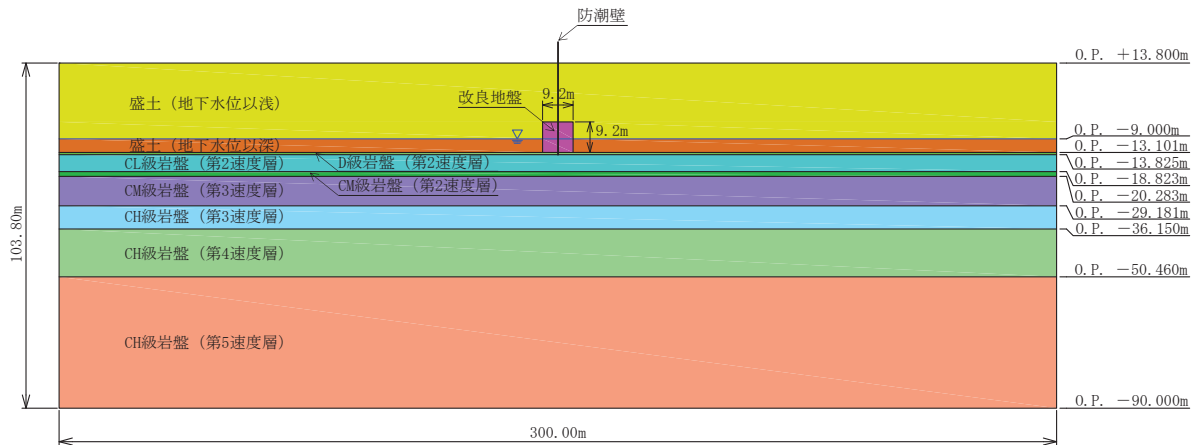


図 5-1(1) 検討ケースの概要（ケース 4(1)）

【ケース 1 に対して改良幅を 0.5 倍】

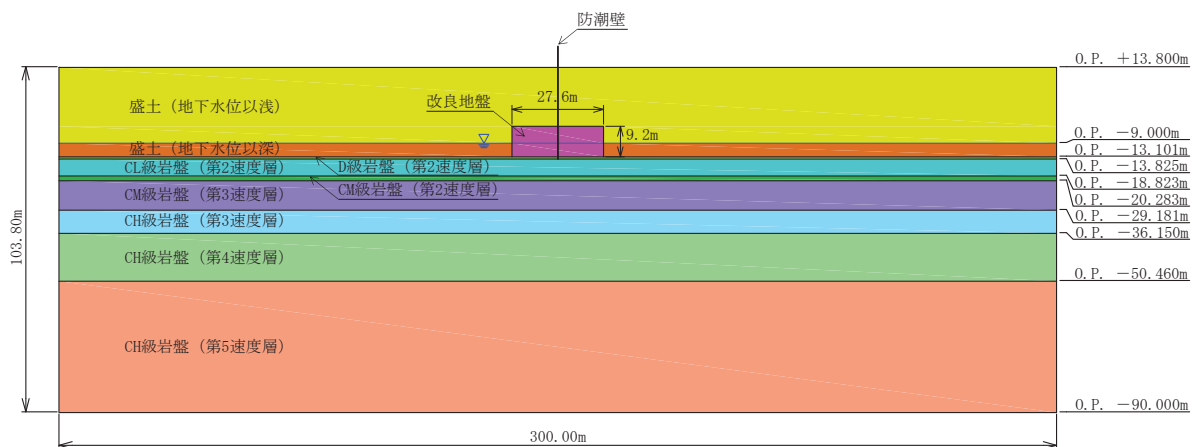


図 5-1(2) 検討ケースの概要（ケース 4(2)）

【ケース 1 に対して改良幅を 1.5 倍】



- 地下水水位分布等の不確かさに対する影響確認（ケース5）

地盤改良高さは改良天端が設計用地下水水位+1mを基本とするが、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のために躯体周辺の地盤改良を行っている箇所においては、地盤改良の改良天端が設計用地下水水位+1mよりも高い箇所がある場合や、地下水水位分布が一定でない箇所があるため、改良体側方の地下水水位が変動（地下水水位：改良体天端，下端）した場合の影響を確認する。

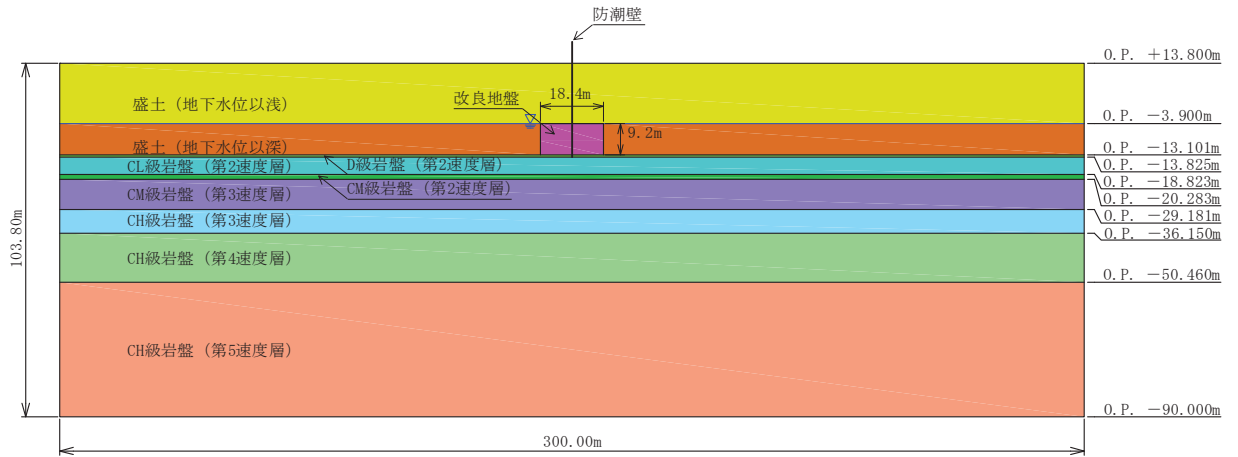


図 5-1(3) 検討ケースの概要（ケース5(1)）

【ケース1に対して地下水水位を改良体天端】

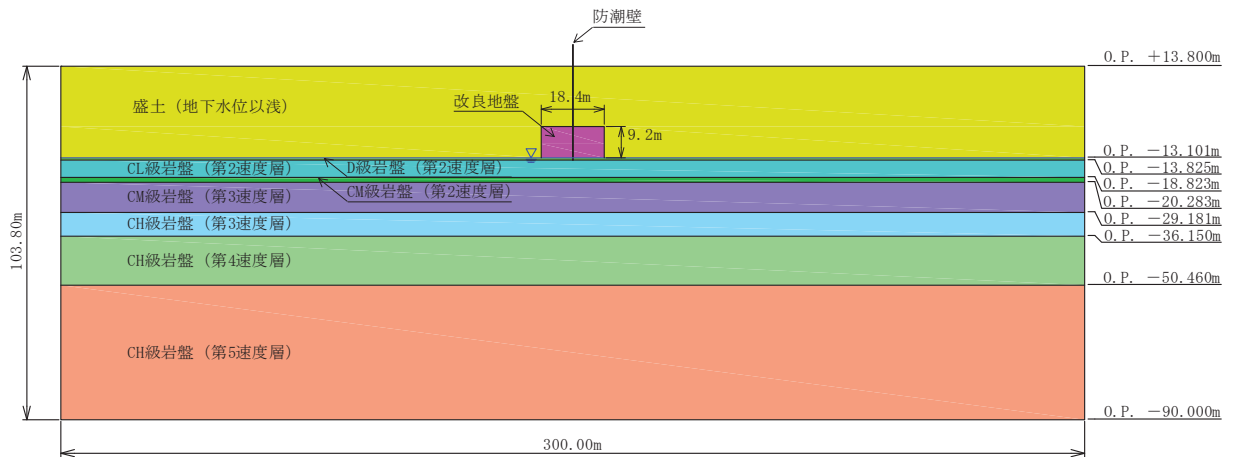


図 5-1(4) 検討ケースの概要（ケース5(2)）

【ケース1に対して地下水水位を改良体下端】

- ・ 地盤物性値の不確かさに対する影響確認（ケース 6）  
 地盤物性値が変動（せん断剛性： $\pm 1\sigma$ ）した場合の影響を確認する。

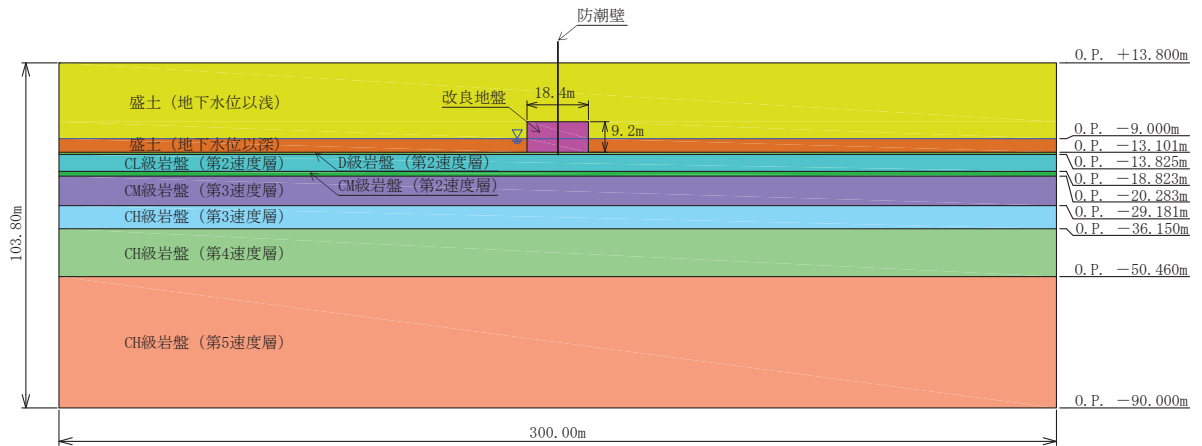


図 5-1(5) 検討ケースの概要（ケース 6(1)）  
 【ケース 1 に対して地盤物性値を平均 $+1\sigma$ 】

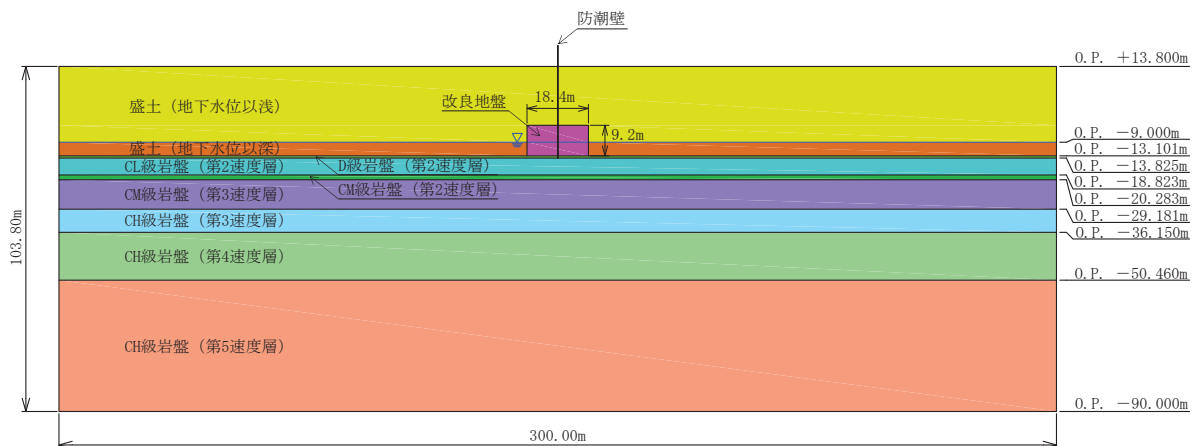


図 5-1(6) 検討ケースの概要（ケース 6(2)）  
 【ケース 1 に対して地盤物性値を平均 $-1\sigma$ 】

- 隣接構造物等の効果に対する影響確認（ケース 7）

隣接構造物がある場合には、地盤変形を抑制することで、地盤改良による変形抑制効果及び液状化対策に寄与するものと考えられることから、主に上部工の加速度応答に対する影響について確認する。なお、図 3-1(4)のとおり、2号機海水ポンプ室防潮壁の一部において、隣接構造物に囲まれている場合に、地盤改良形状が細長で基本形と異なる箇所が存在するため、地盤改良形状の違いによる影響についても確認する。

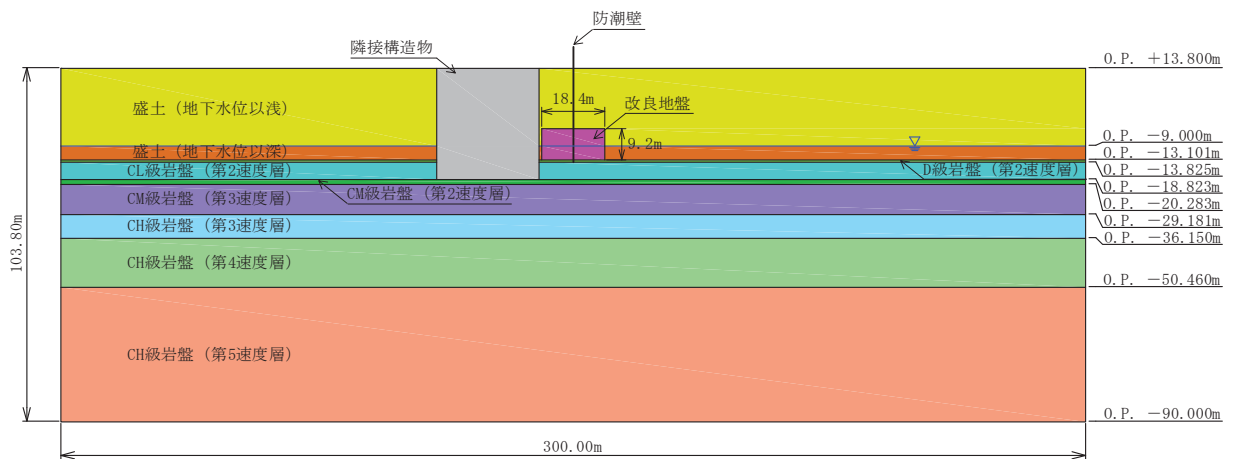


図 5-1(7) 検討ケースの概要（ケース 7(1)）

【ケース 1 に対して隣接構造物（海水ポンプ室相当）をモデル化】

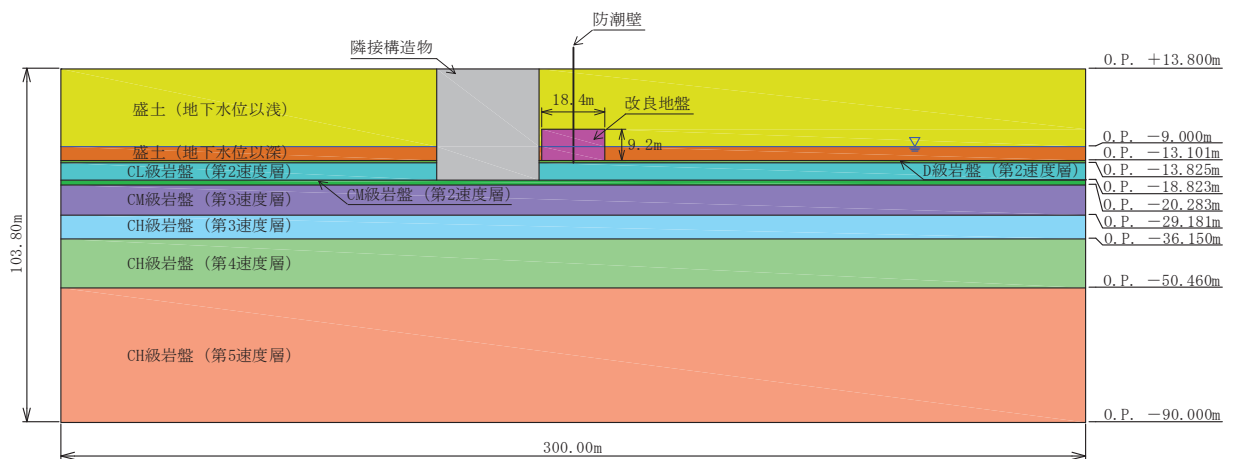


図 5-1(8) 検討ケースの概要（ケース 7(2), (3)）

【(2) ケース 1 に対して隣接構造物 ((1)の剛性×2 倍) をモデル化】

【(3) ケース 1 に対して隣接構造物 ((1)の剛性×0.5 倍) をモデル化】

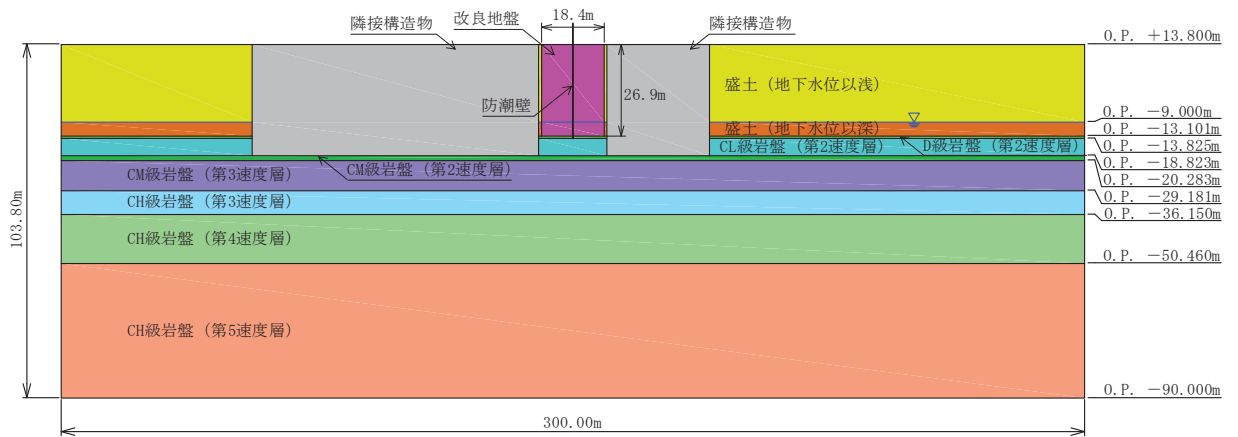


図 5-1(9) 検討ケースの概要 (ケース 7(4))

【ケース 1 に対して隣接構造物 (海水ポンプ室及び原子炉建屋) をモデル化】

・ 岩盤傾斜に対する影響確認 (ケース 8)

下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は水平成層をなしていることから、水平成層地盤としてモデル化することを基本としているが、図 3-1(6)~図 3-1(7)に示すとおり、3号機海水ポンプ室防潮壁や3号機放水立坑防潮壁の一部において改良体底面が傾斜している箇所が存在するため、岩盤傾斜の影響について確認する。

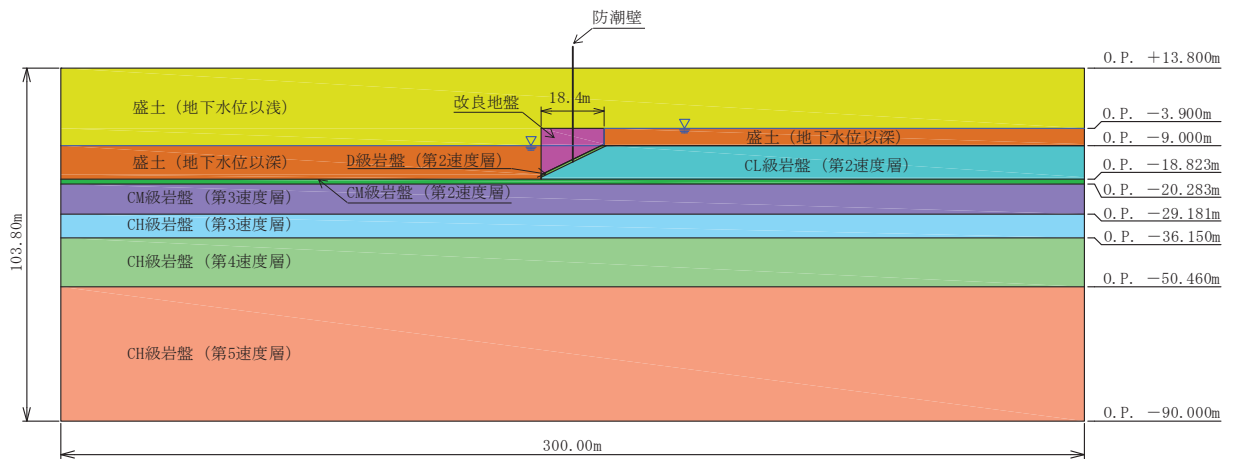


図 5-1(10) 検討ケースの概要 (ケース 8)

【ケース 1 に対して岩盤傾斜を考慮】

### 防潮堤海側への地表面傾斜の影響確認（ケース 9）

防潮堤の東側（海側）は、地下水位が高く（O.P.+2.43m（朔望平均満潮位））、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布していることから、液状化等による影響について確認する。

影響の確認は、防潮堤の耐震評価にて実施している有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に着目する。

解析断面は、防潮堤の東西に旧表土が分布し、液状化による影響が大きいと考えられる防潮堤の耐震評価断面である図 5-2 に示す断面②とし、地震動は防潮堤の耐震評価が厳しくなる  $S_s - D2$ （-）とする。

断面②の解析モデル図を図 5-3 に示す。また、検討ケース一覧を表 5-1 に示す。

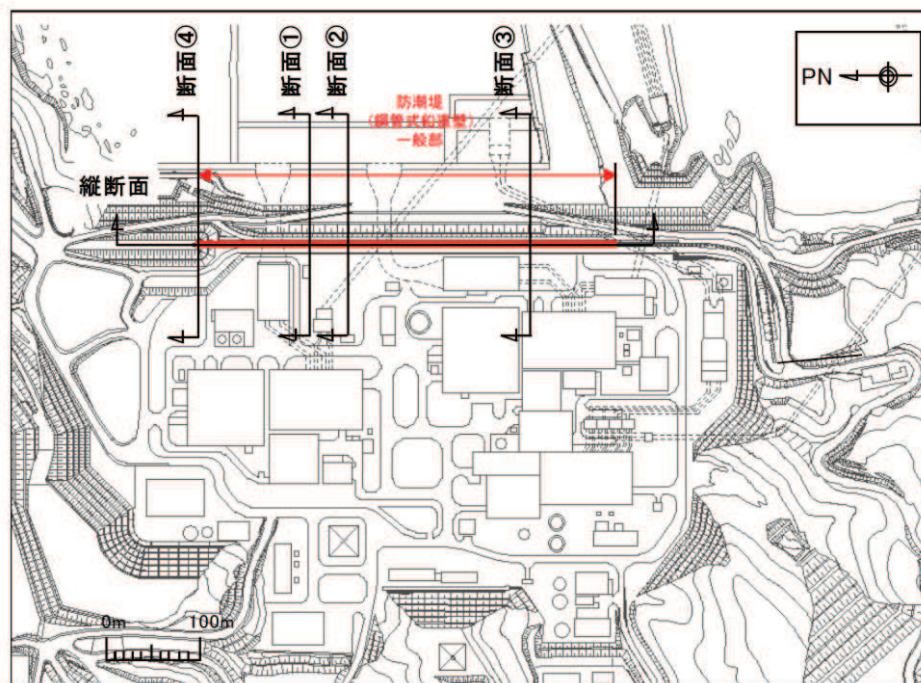


図 5-2 防潮堤の解析断面位置図（断面②）

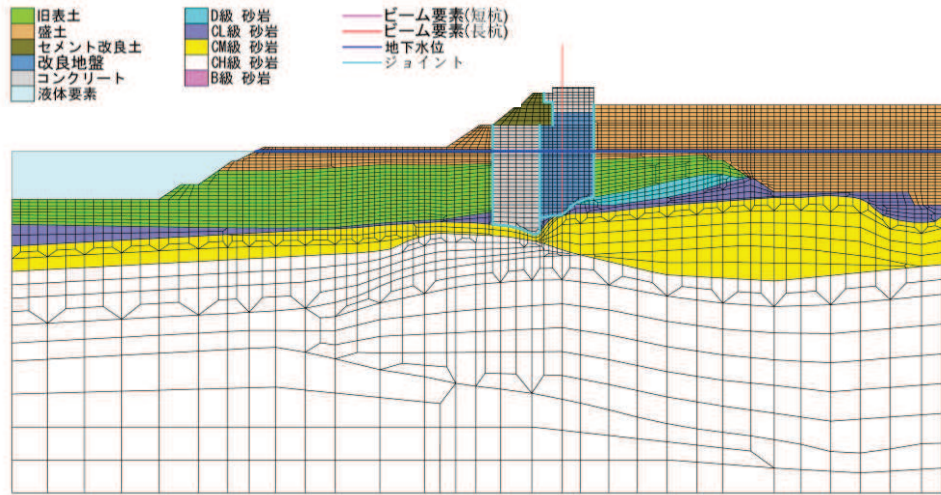


図 5-3 解析モデル図 (断面②)

表 5-1 検討ケース一覧

解析ケース		地盤改良の設定（考え方）	
		二次元有限要素モデル	質点系モデル
【検討2】	ケース 1 （基本ケース 1） 【改良高さ 9.2m】	地盤改良幅 = 18.4m （高さ：幅 = 1：2）	地盤改良幅 = 水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ 9.2m】
	ケース 4 （改良幅の影響確認） 【改良高さ 9.2m】	(1) 地盤改良幅を 0.5 倍 （改良幅 9.2m （高さ：幅 = 1：1）） (2) 地盤改良幅を 1.5 倍 （改良幅 27.6m （高さ：幅 = 1：3））	（=ケース 1）
ケース 5 （地下水位の影響確認） 【改良高さ 9.2m】	(1) 地下水位を改良体天端 (2) 地下水位を改良体下端		
【検討3】	ケース 6 （地盤物性値のばらつきの影響確認） 【改良高さ 9.2m】	(1) 地盤せん断剛性を平均+1σ (2) 地盤せん断剛性を平均-1σ	(1) 地盤改良幅 = 水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ 9.2m】 （地盤せん断剛性を平均+1σ） (2) 地盤改良幅 = 水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ 9.2m】 （地盤せん断剛性を平均-1σ）
	ケース 7 （隣接構造物の影響確認） 【(1)～(3)は改良高さ 9.2m】 【(4)は地表面まで改良】	(1) 隣接構造物をモデル化（海水ポンプ室を想定） (2) 隣接構造物をモデル化（(1)の剛性×2倍） (3) 隣接構造物をモデル化（(1)の剛性×0.5倍） (4) 隣接構造物をモデル化（海水ポンプ室及び原子炉建屋を想定）	（=ケース 1）
ケース 8 （岩盤傾斜の影響確認） 【防潮壁位置の改良高さ 9.2m】	地盤改良底面の岩盤傾斜を考慮		
	ケース 9 （防潮堤斜面形状の影響確認）	- （防潮堤解析モデルを用いて検討）	



(隣接構造物を考慮した検討 (ケース 7) における隣接構造物の想定)

隣接構造物を考慮した検討 (ケース 7) では、隣接する構造物が地震時に与える影響を評価することを目的として、2号機海水ポンプ室と等価となるような剛性の構造物を模擬し、防潮壁に隣接する場合の検討を実施する (ケース 7(1))。また、2号機海水ポンプ室以外にも、表 5-2 に示すとおり剛性の異なる構造物が隣接することを踏まえ、剛性の違いによる影響を評価することを目的として、ケース 7(1)における構造物の剛性 (2号機海水ポンプ室相当) を2倍及び0.5倍としたパラメータスタディを実施する (ケース 7(2), (3))。また、隣接構造物との位置関係で改良形状が基本形状 (2D) ではなく縦長形状となり、地盤改良高さの2倍の改良幅を有していない範囲について、隣接構造物の影響とあわせて、2号機海水ポンプ室と2号機原子炉建屋間を代表ケースとして検討を実施する (ケース 7(4))。

等価ヤング係数の算定方法は「8.3 構造物のモデル化」に示す。

表 5-2 隣接する構造物の等価剛性

隣接構造物	等価ヤング係数 (kN/m <sup>2</sup> ) *1	備考
2号機海水ポンプ室 (スクリーンエリア)	7.6×10 <sup>5</sup> (ケース 7(1)) (1.8×10 <sup>6</sup> ) *2	
3号機海水ポンプ室 (スクリーンエリア)	8.3×10 <sup>5</sup> (1.8×10 <sup>6</sup> ) *2	ケース 7(1)の E×0.5 倍 (3.8×10 <sup>5</sup> kN/m <sup>2</sup> )～E×2 倍 (1.5×10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> )に概ね 網羅される
2号機放水立坑	(3.0×10 <sup>6</sup> ) *2	
3号機放水立坑	(6.4×10 <sup>6</sup> ) *2	
2号機原子炉建屋	9.8×10 <sup>5</sup>	

注記\*1: 平面要素の値を示す。

\*2: 三次元モデルとの水平変位のフィッティング調整前の値を示す。

なお、防潮堤の東側 (海側) は、地下水位が高く (O.P. +2.43m (朔望平均満潮位))、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布している。また、海水ポンプ室と改良地盤の間には地下水位以深の盛土が分布していることから、液状化による海水ポンプ室への影響を確認する。

液状化による影響の確認は、防潮堤の耐震評価にて実施している有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に着目し、解析手法の選定の妥当性について確認する。



(岩盤傾斜を考慮した検討 (ケース 8) における岩盤傾斜量の設定)

岩盤傾斜に対する影響確認 (ケース 8) では、改良地盤下の岩盤の傾斜が構造物の応答に及ぼす影響を評価することを目的として、改良地盤下の岩盤傾斜を模擬した場合の検討を実施する (ケース 8)。

傾斜量の設定は、岩盤傾斜量の大きい 3 号機海水ポンプ室の南側及び 3 号放水立坑西側における岩盤傾斜量を参照し、 $26^{\circ}$  に設定する。

表 5-3 及び図 5-4 に岩盤傾斜量の確認結果を示す。

表 5-3 改良地盤下部の岩盤傾斜量

位置	岩盤傾斜	備考
3 号機海水ポンプ室 (南側)	$26^{\circ}$	D 級・C <sub>L</sub> 級岩盤上面
3 号機放水立坑 (西側)	$26^{\circ}$	C <sub>L</sub> 級岩盤上面
3 号機放水立坑 (北側)	$24^{\circ}$	D 級岩盤上面

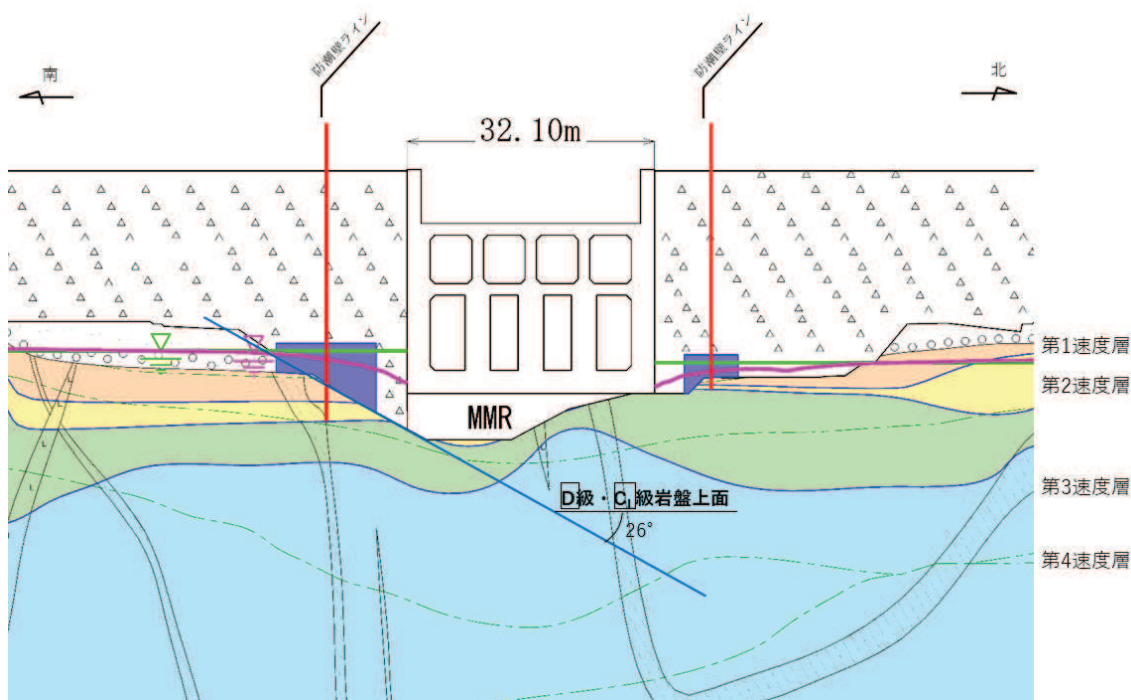


図 5-4 (1) 岩盤傾斜量の確認  
(3 号機海水ポンプ室 横断 (南北) ⑨-⑨' 断面)

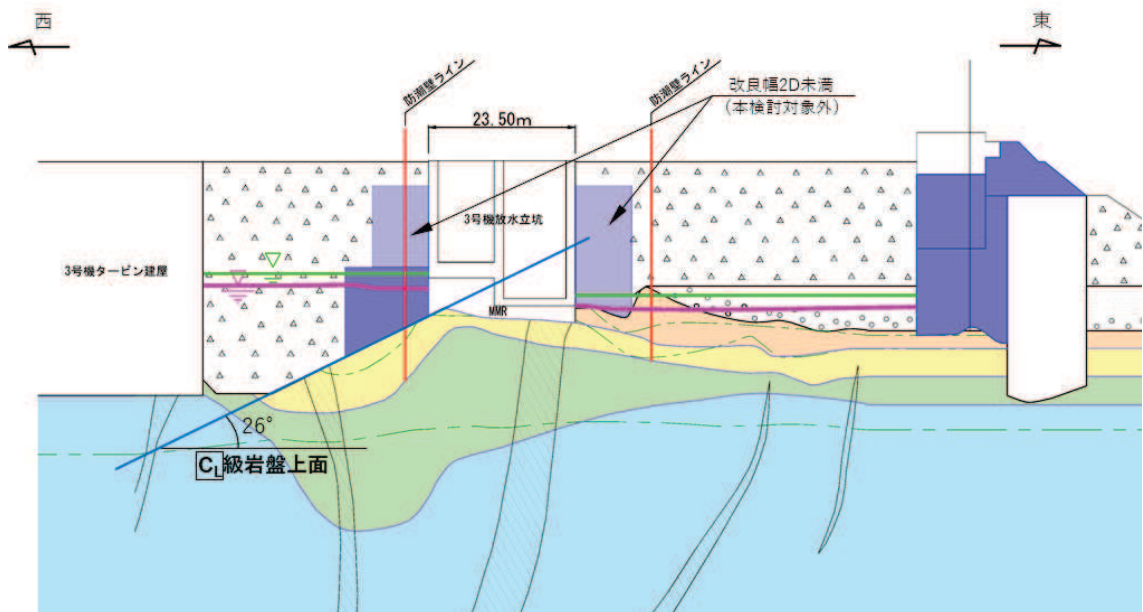


図 5-4 (2) 岩盤傾斜量の確認  
 (3号機放水立坑 横断 (東西) ⑩-⑩' 断面)

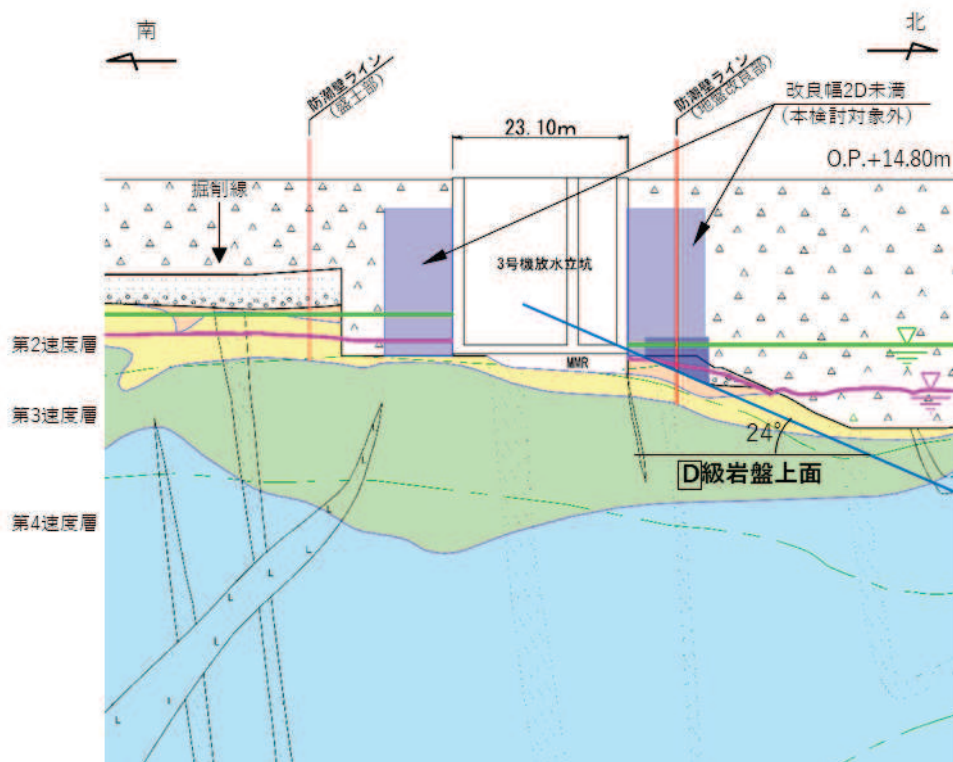


図 5-4 (3) 岩盤傾斜量の確認  
 (3号機放水立坑 横断 (南北) ⑪-⑪' 断面)

### 5.3 解析手法

解析手法は、「4.3 解析手法」及び防潮堤の耐震計算書に準ずる。

### 5.4 検討結果

#### ① 改良幅の影響確認（ケース4）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表5-4～表5-6に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図5-5～図5-10に示す。

【検討3】ケース4の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ、いずれも大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地盤改良幅が小さいケース4(1)及び幅が大きいケース4(2)の検討結果は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）のケース1の検討結果と同程度の応答値を示している。このことから、地盤改良体の幅が、地盤改良体の高さの1倍～3倍程度に変化しても、防潮壁の地震応答に及ぼす影響は小さい結果になっている。

また、「9. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース1との有意な傾向の差は認められない。

表 5-4 【検討 3】 ケース 4 における  
最大曲げモーメントの比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	10333	11155	11707	15309
S <sub>s</sub> -D 2	7714	8155	8527	14594
S <sub>s</sub> -D 3	7642	8074	8383	11866
S <sub>s</sub> -F 1	8587	9454	9535	13626
S <sub>s</sub> -F 2	9799	11056	10714	13684
S <sub>s</sub> -F 3	4368	4008	4002	7806
S <sub>s</sub> -N 1	<u>13636</u>	<u>14905</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-5 【検討 3】 ケース 4 における  
最大水平加速度の比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大水平加速度（単位：cm/s <sup>2</sup> ）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	1594	1848	1619	2808
S <sub>s</sub> -D 2	1587	<u>2064</u>	1840	2911
S <sub>s</sub> -D 3	1391	1594	1531	2671
S <sub>s</sub> -F 1	1555	1907	1918	1947
S <sub>s</sub> -F 2	1809	2004	<u>2137</u>	2151
S <sub>s</sub> -F 3	<u>1895</u>	1876	2016	<u>3056</u>
S <sub>s</sub> -N 1	1729	1747	1705	2871

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-6 【検討 3】 ケース 4 における  
最大水平変位の比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大水平変位（単位：m）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	0.169	0.163	0.166	0.217
S <sub>s</sub> -D 2	0.121	0.107	0.114	0.161
S <sub>s</sub> -D 3	0.127	0.132	0.131	0.177
S <sub>s</sub> -F 1	0.137	0.147	0.139	0.202
S <sub>s</sub> -F 2	0.193	0.199	0.199	0.279
S <sub>s</sub> -F 3	0.105	0.104	0.107	0.134
S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.225</u>	<u>0.205</u>	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

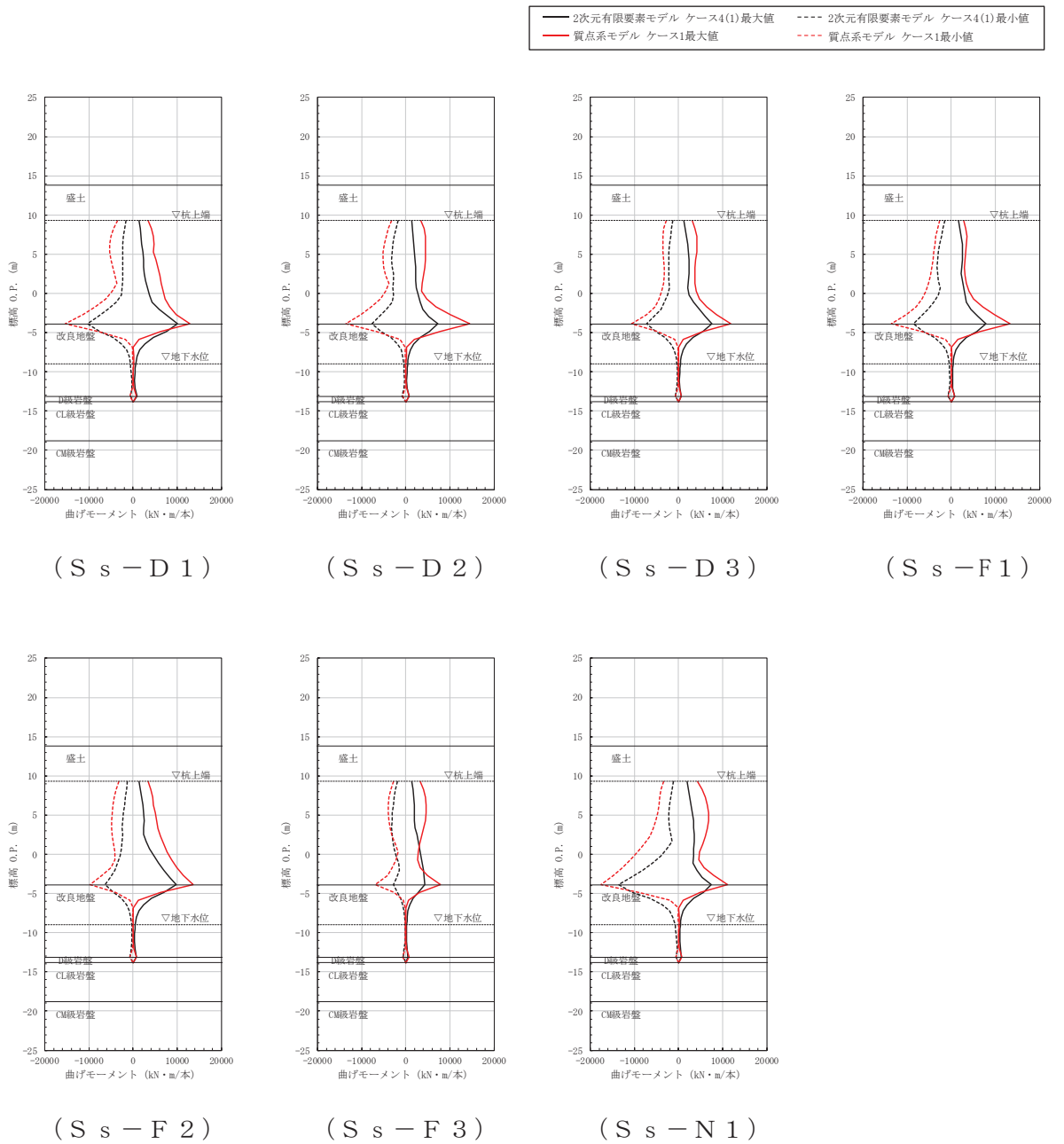


図 5-5 最大曲げモーメントの比較 (ケース 4(1))

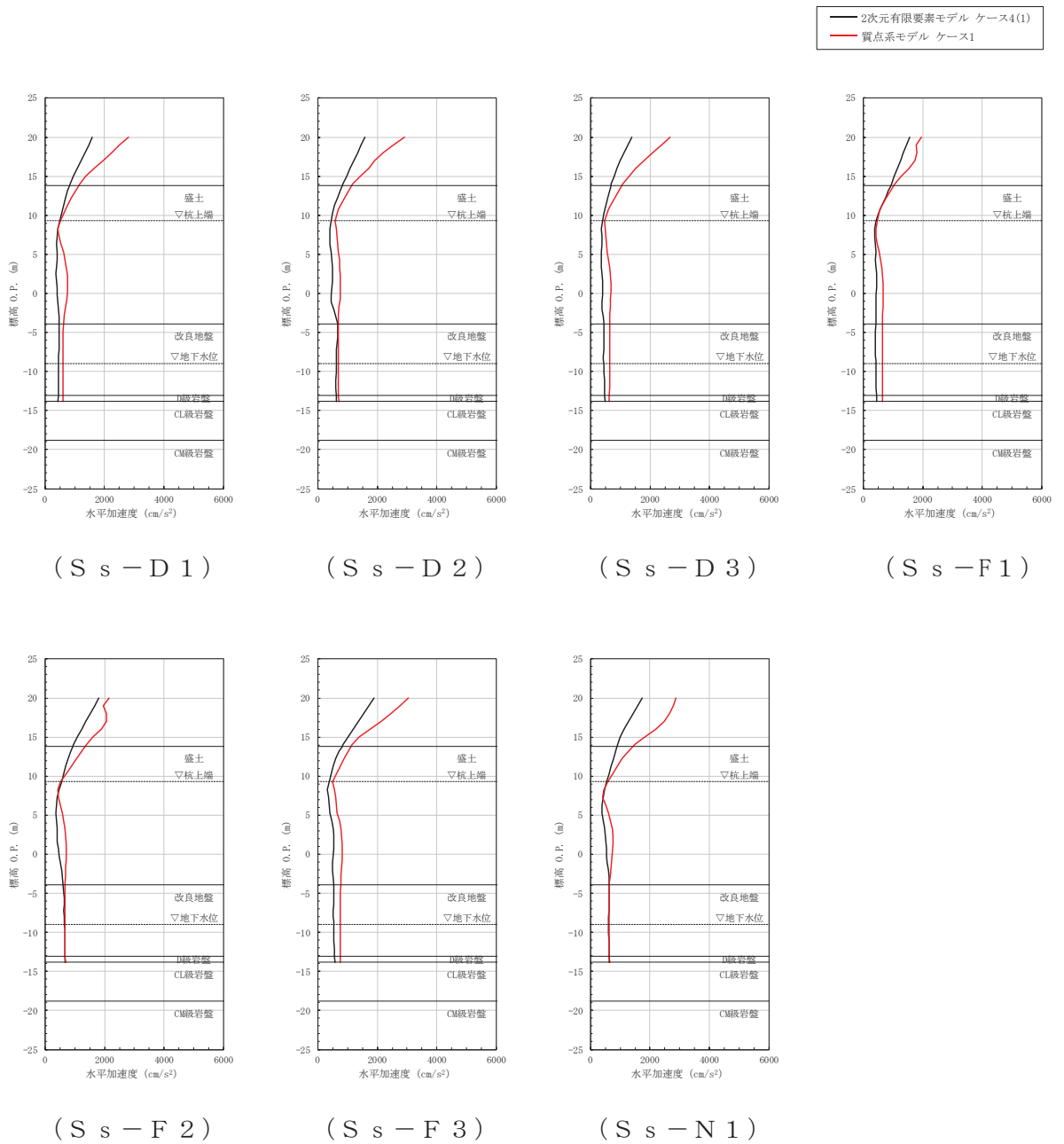


図 5-6 最大水平加速度の比較 (ケース 4(1))

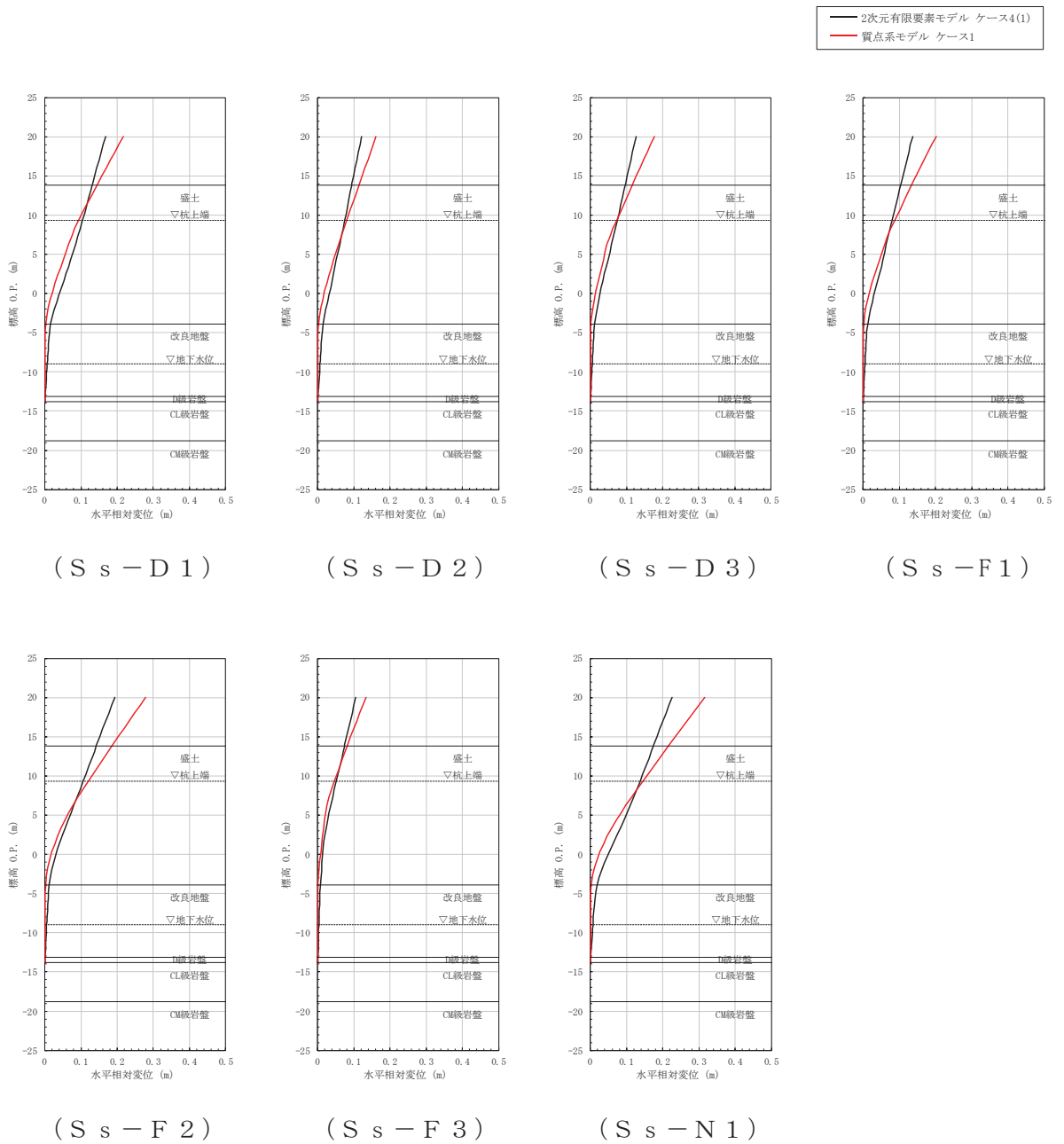


図 5-7 最大水平変位の比較 (ケース 4(1))

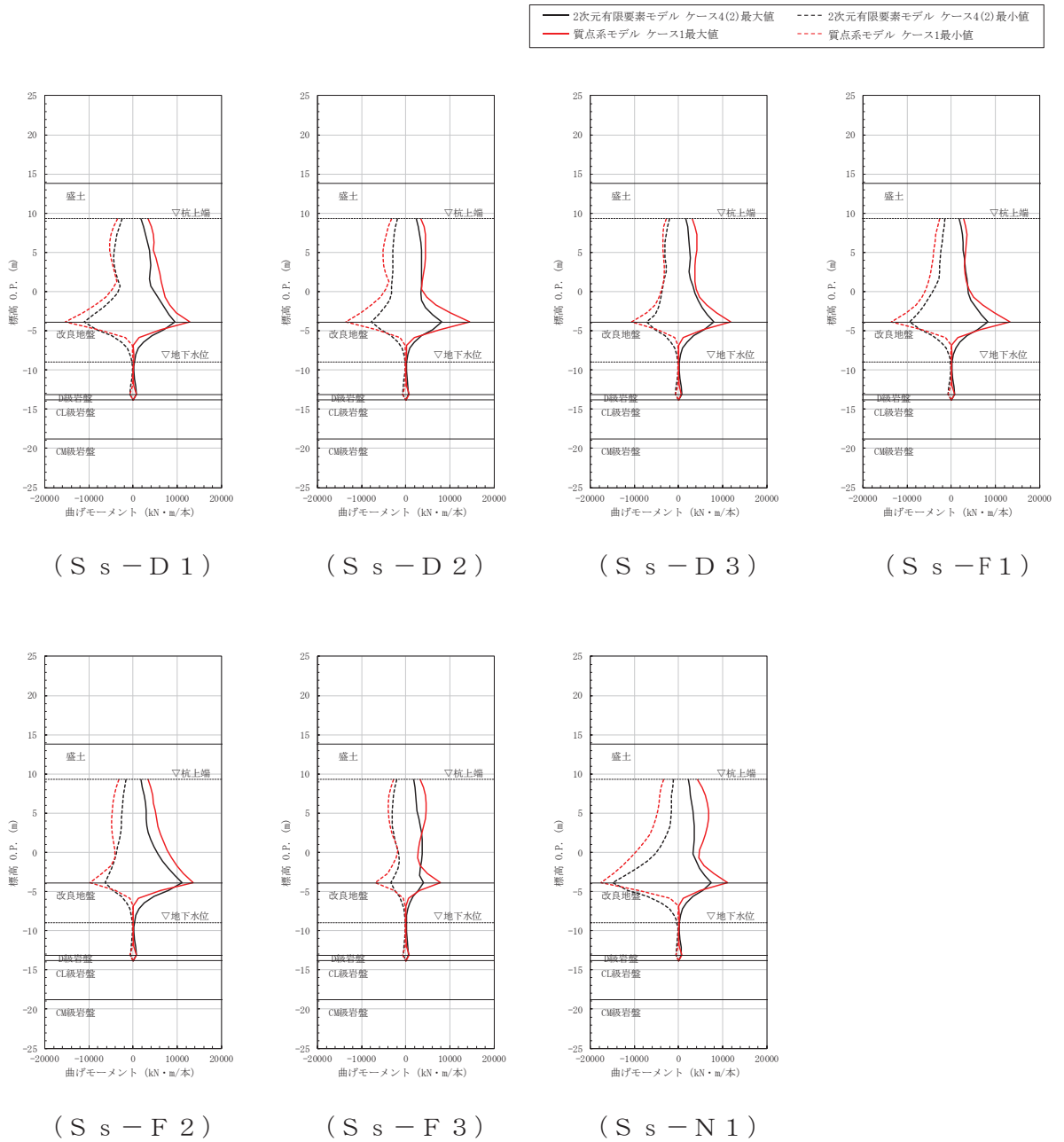


図 5-8 最大曲げモーメントの比較 (ケース 4(2))



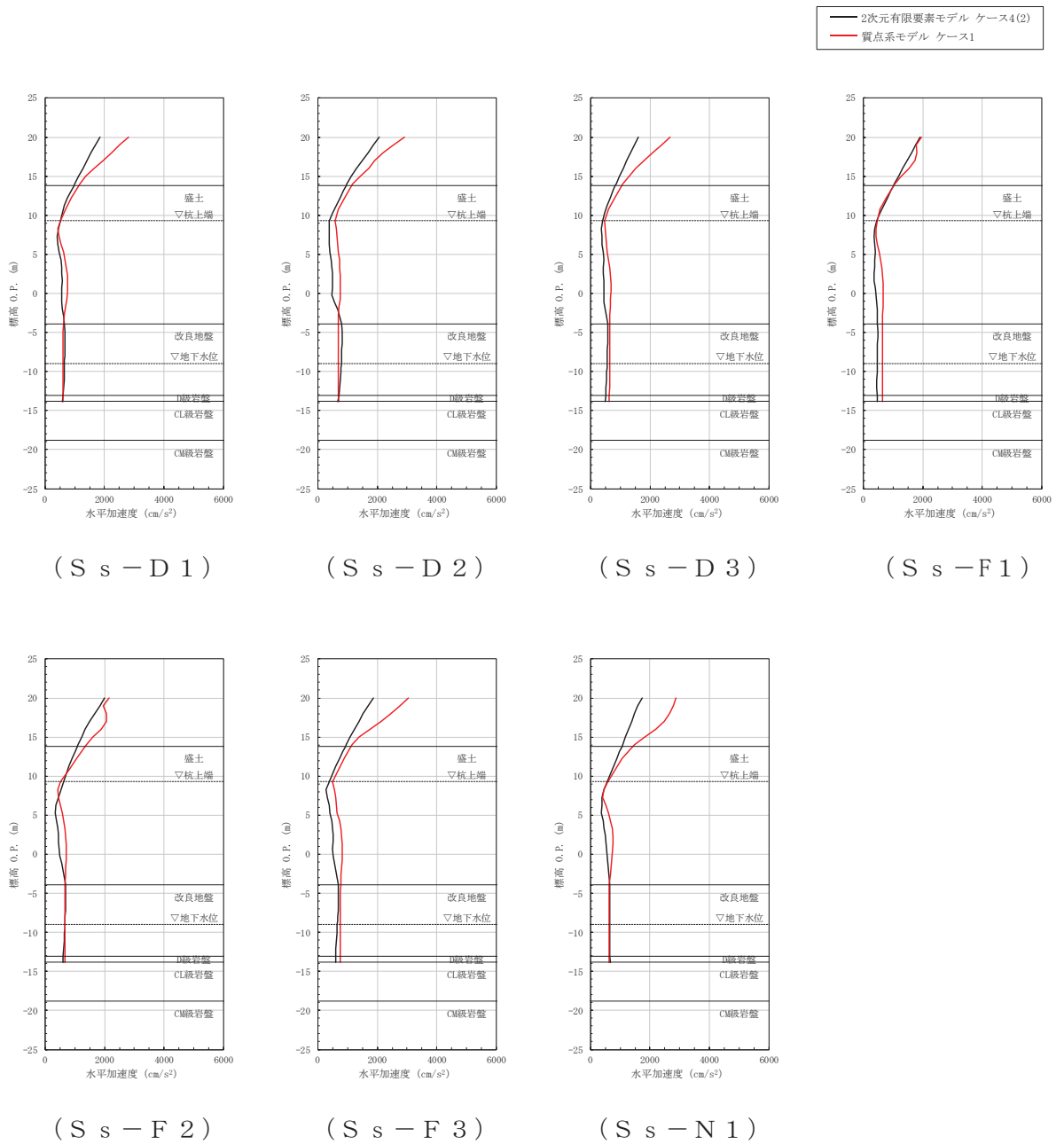


図 5-9 最大水平加速度の比較 (ケース 4(2))

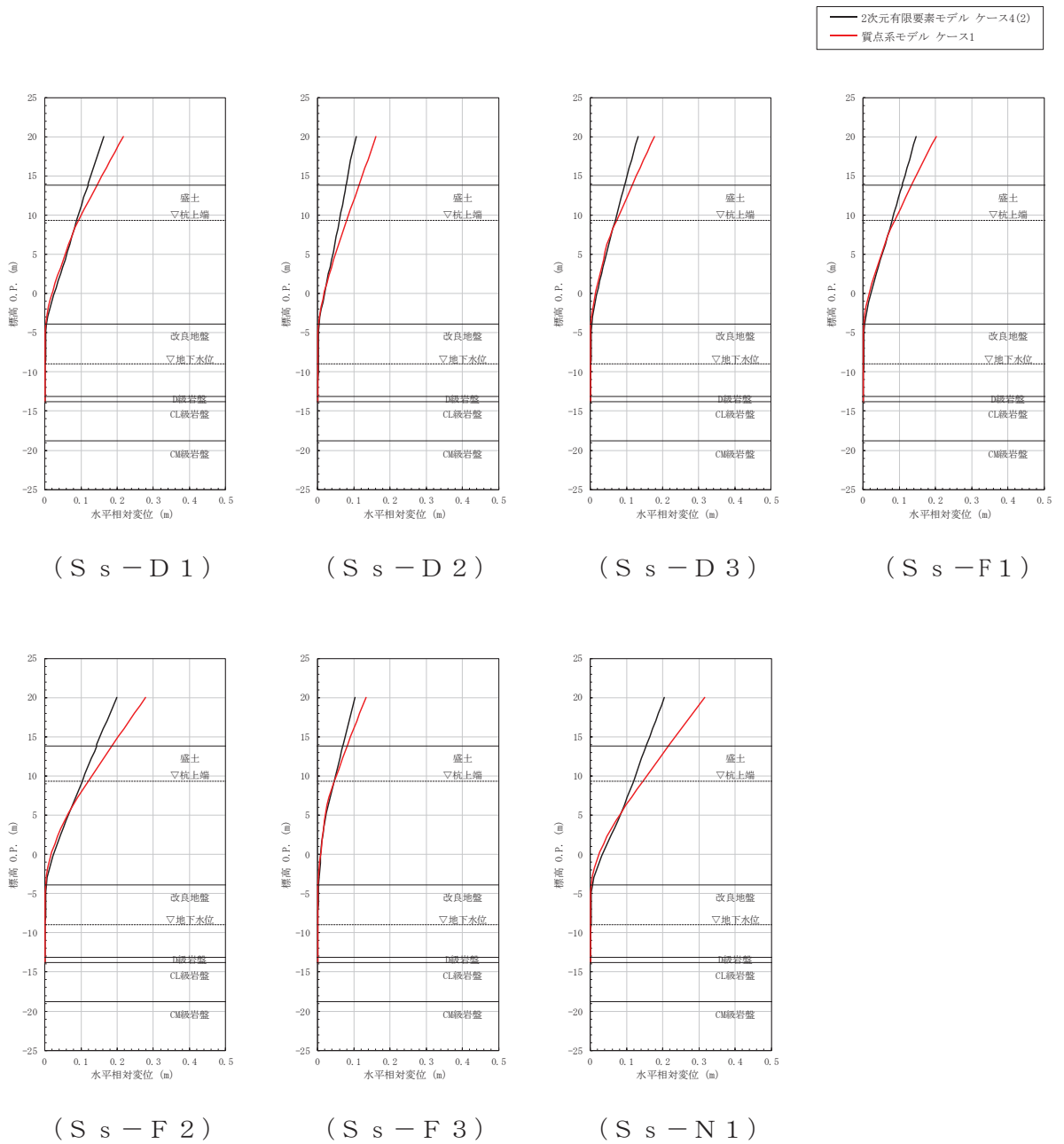


図 5-10 最大水平変位の比較 (ケース 4(2))

## ② 地下水位の影響確認（ケース 5）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-7～表 5-9 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-11～図 5-16 に示す。

【検討 3】 ケース 5 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地下水位を低く設定したケース 5(2)の検討結果は、ケース 5(1)の検討結果と比べると、各応答値に大きな差異は認められない。このことから、地盤改良体側方地盤中の地下水位の高さが変化しても、防潮壁の地震応答に及ぼす影響は小さい結果と考えられる。

また、「9. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース 1 との有意な傾向の差は認められない。

表 5-7 【検討 3】 ケース 5 における  
最大曲げモーメントの比較（地下水位の影響）

地震動	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	11371	10861	11707	15309
S <sub>s</sub> -D 2	9166	9775	8527	14594
S <sub>s</sub> -D 3	8893	8716	8383	11866
S <sub>s</sub> -F 1	10027	10879	9535	13626
S <sub>s</sub> -F 2	9112	11458	10714	13684
S <sub>s</sub> -F 3	4098	4023	4002	7806
S <sub>s</sub> -N 1	<u>16628</u>	<u>14725</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-8 【検討 3】 ケース 5 における  
最大水平加速度の比較（地下水位の影響）

地震動	最大水平加速度（単位：cm/s <sup>2</sup> ）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	1575	2007	1619	2808
S <sub>s</sub> -D 2	1814	2046	1840	2911
S <sub>s</sub> -D 3	1633	1560	1531	2671
S <sub>s</sub> -F 1	1922	1972	1918	1947
S <sub>s</sub> -F 2	2078	<u>2189</u>	<u>2137</u>	2151
S <sub>s</sub> -F 3	<u>2162</u>	1942	2016	<u>3056</u>
S <sub>s</sub> -N 1	1841	1796	1705	2871

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-9 【検討 3】 ケース 5 における  
最大水平変位の比較（地下水位の影響）

地震動	最大水平変位（単位：m）			
	二次元有限要素モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	0.149	0.160	0.166	0.217
S <sub>s</sub> -D 2	0.106	0.138	0.114	0.161
S <sub>s</sub> -D 3	0.127	0.149	0.131	0.177
S <sub>s</sub> -F 1	0.142	0.146	0.139	0.202
S <sub>s</sub> -F 2	0.162	<u>0.233</u>	0.199	0.279
S <sub>s</sub> -F 3	0.106	0.106	0.107	0.134
S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.225</u>	0.206	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

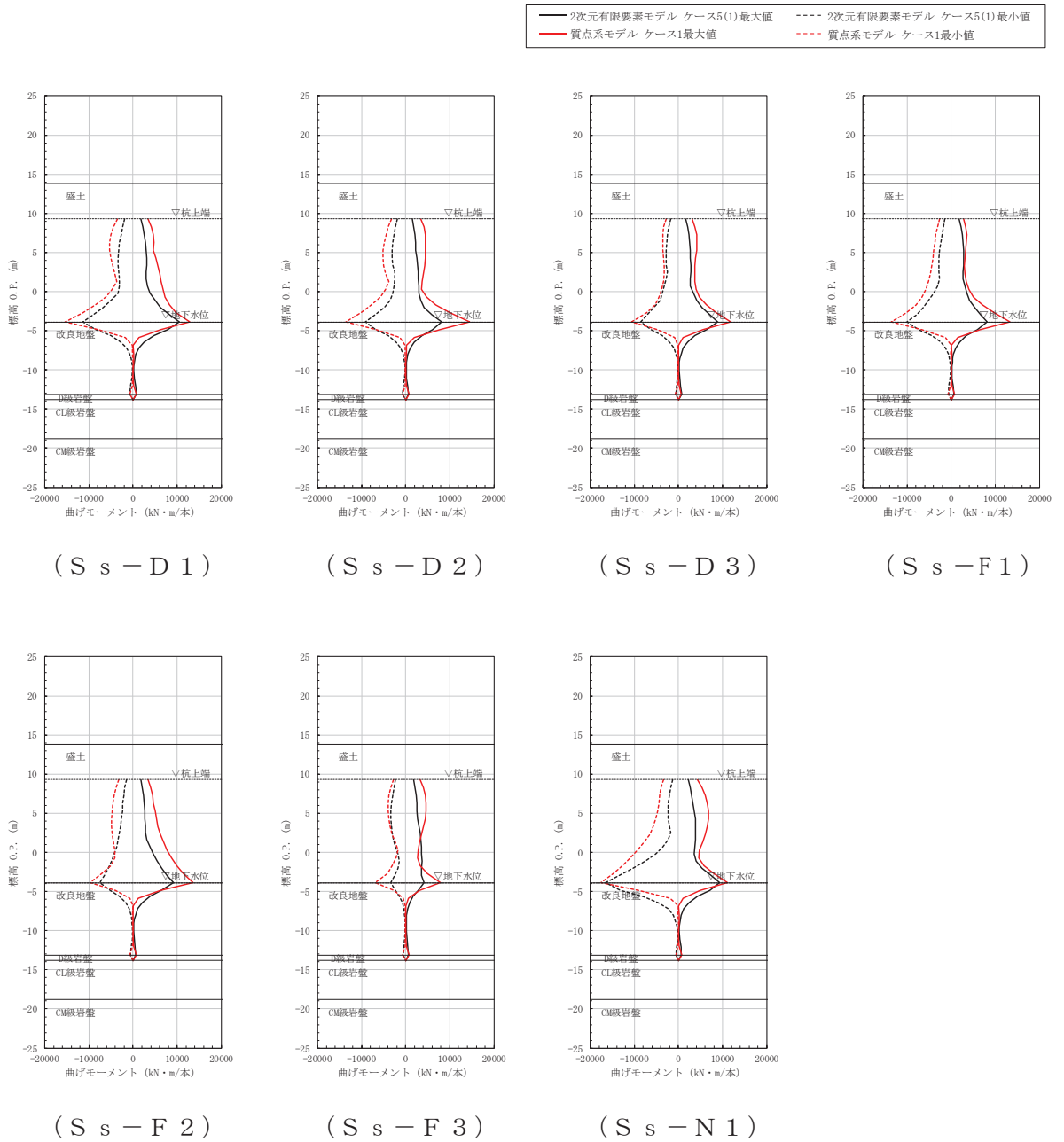


図 5-11 最大曲げモーメントの比較 (ケース 5(1))

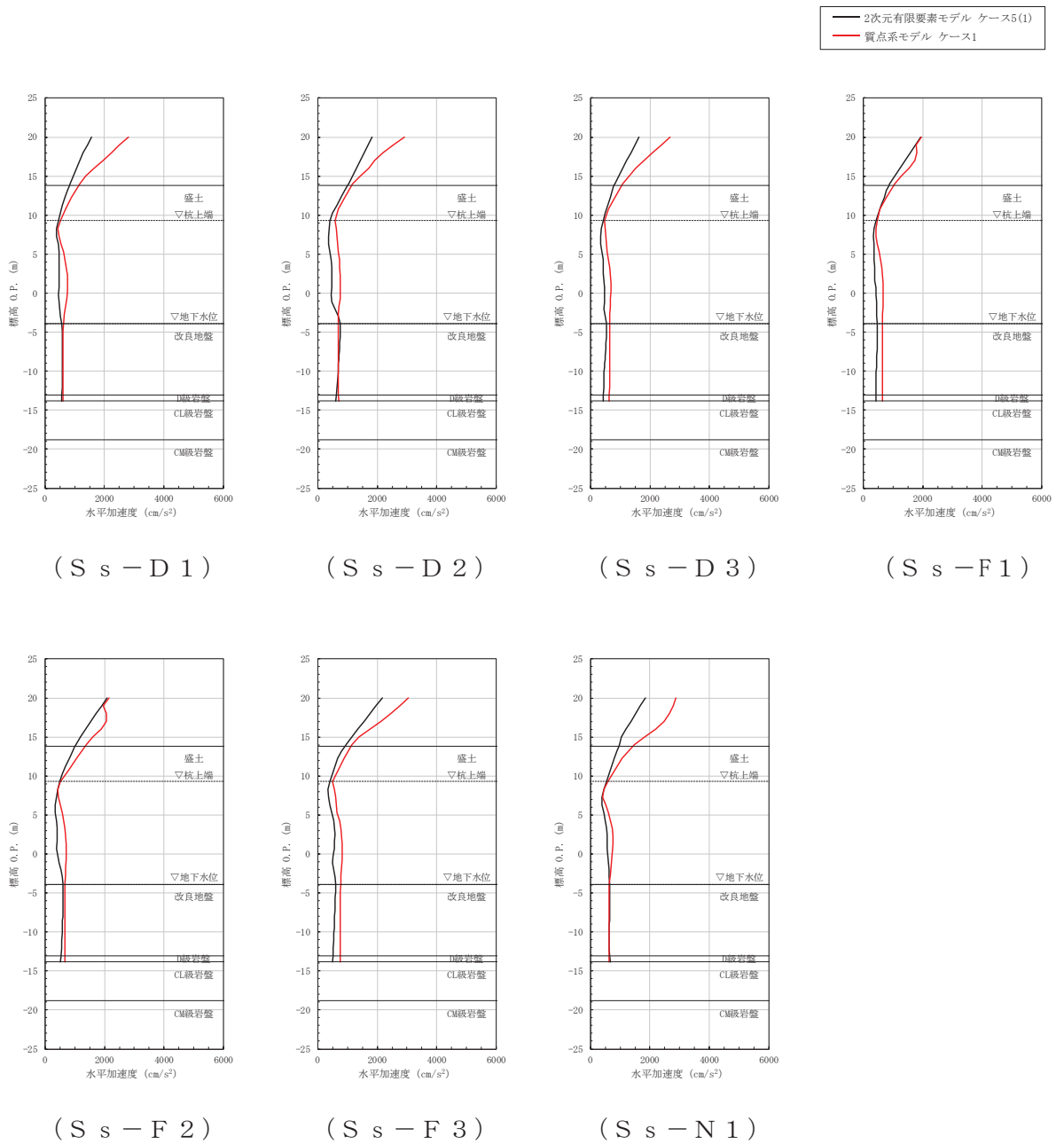


図 5-12 最大水平加速度の比較 (ケース 5(1))

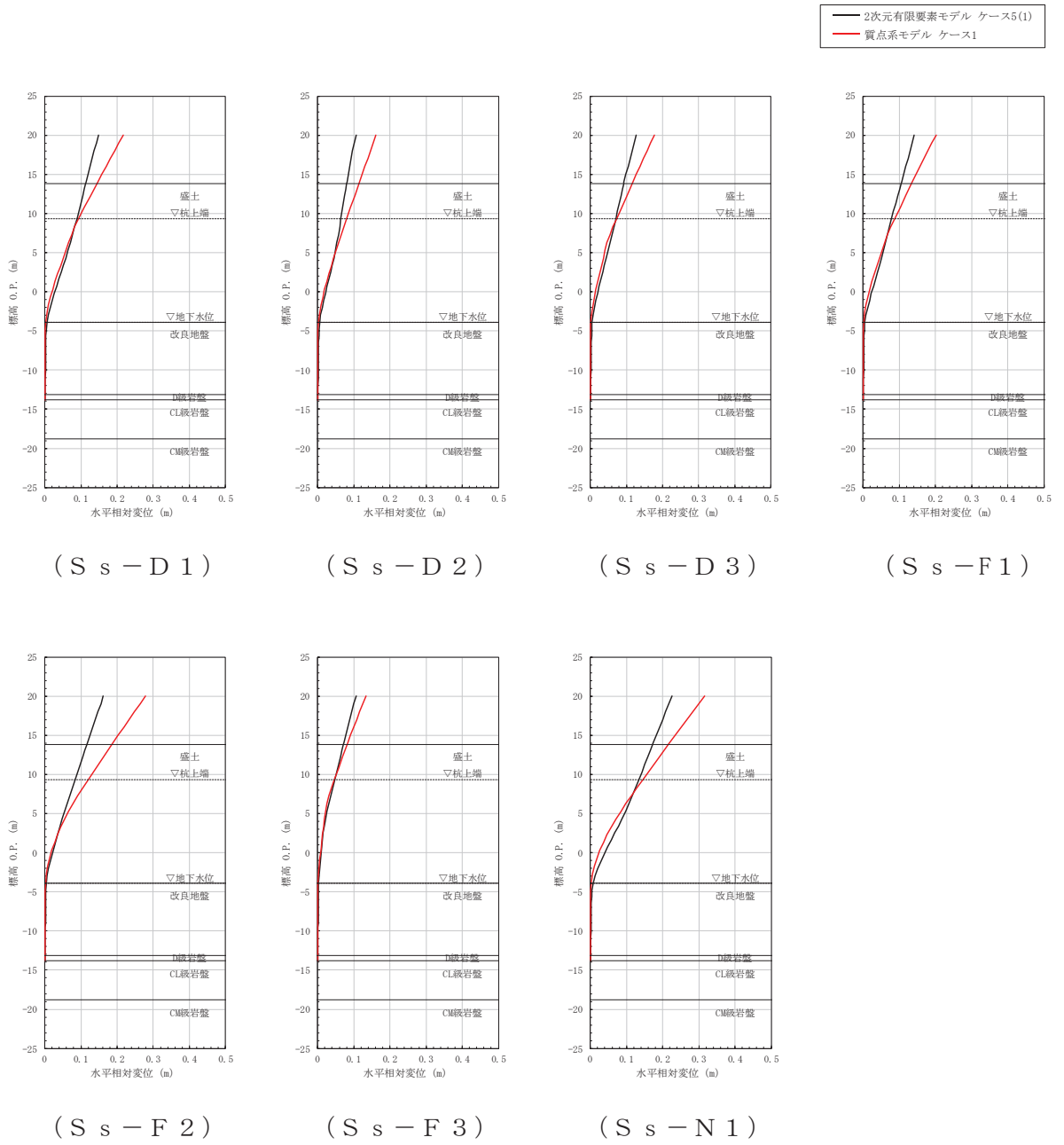


図 5-13 最大水平変位の比較 (ケース 5(1))

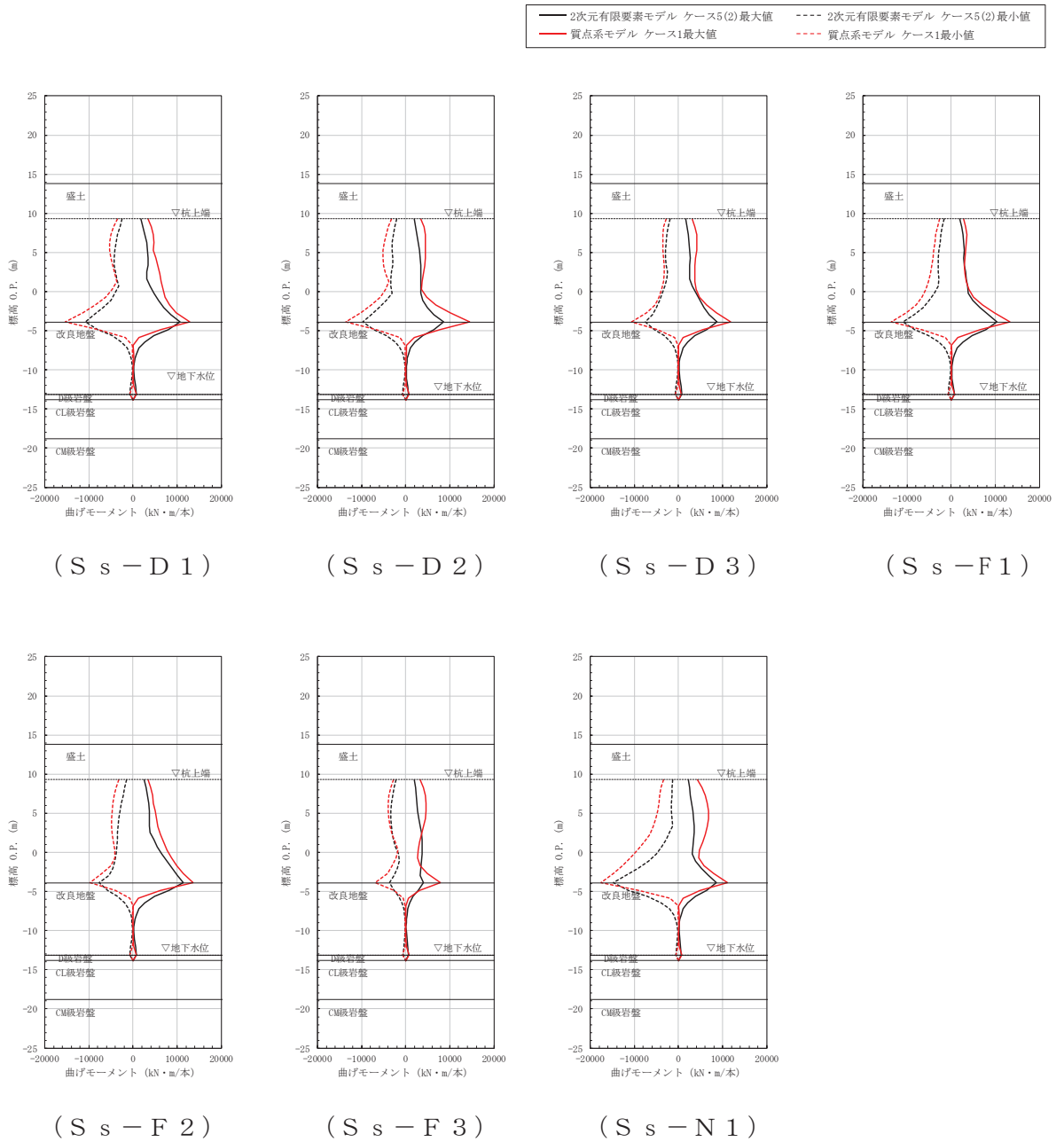


図 5-14 最大曲げモーメントの比較 (ケース 5(2))



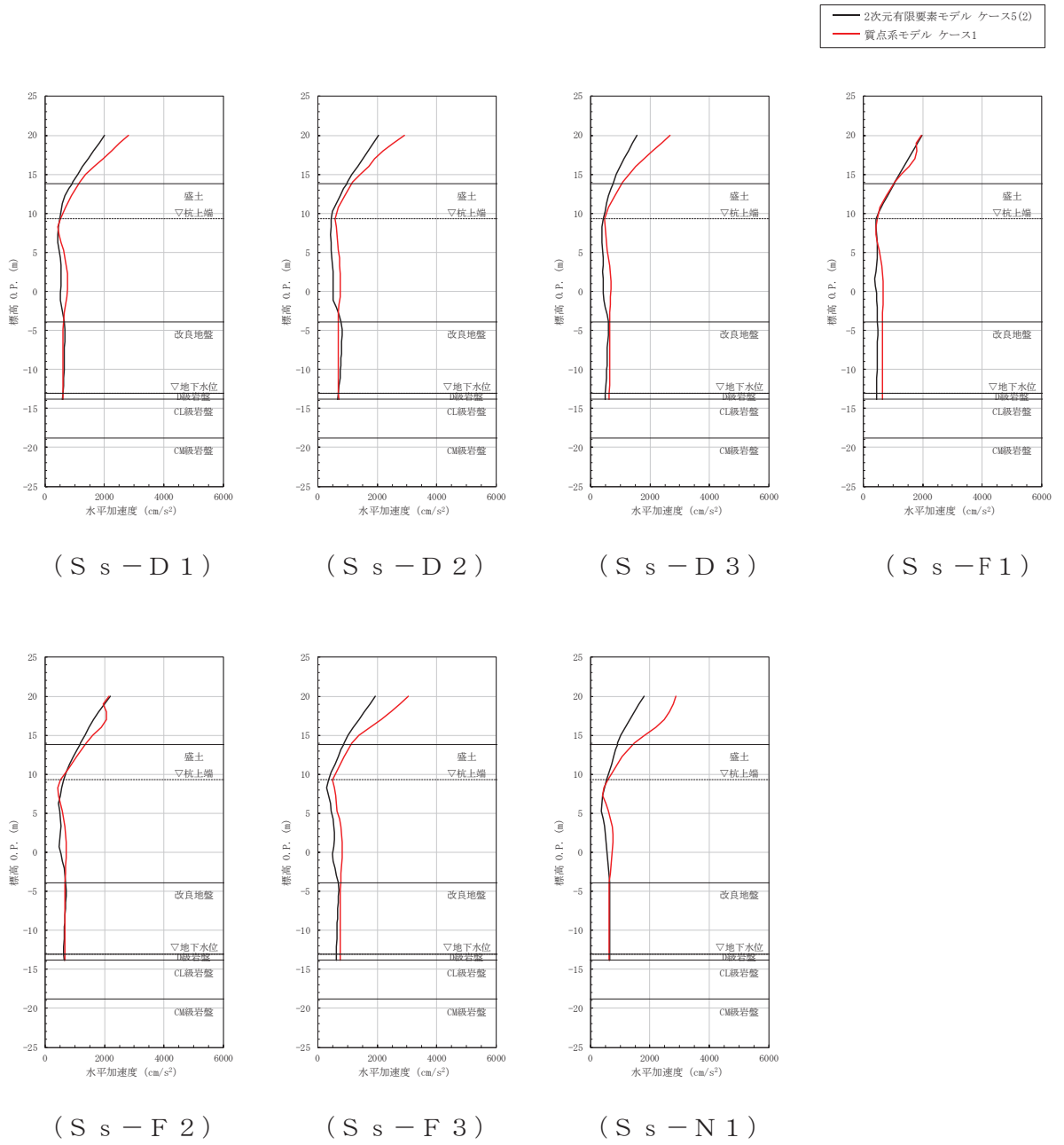


図 5-15 最大水平加速度の比較 (ケース 5(2))

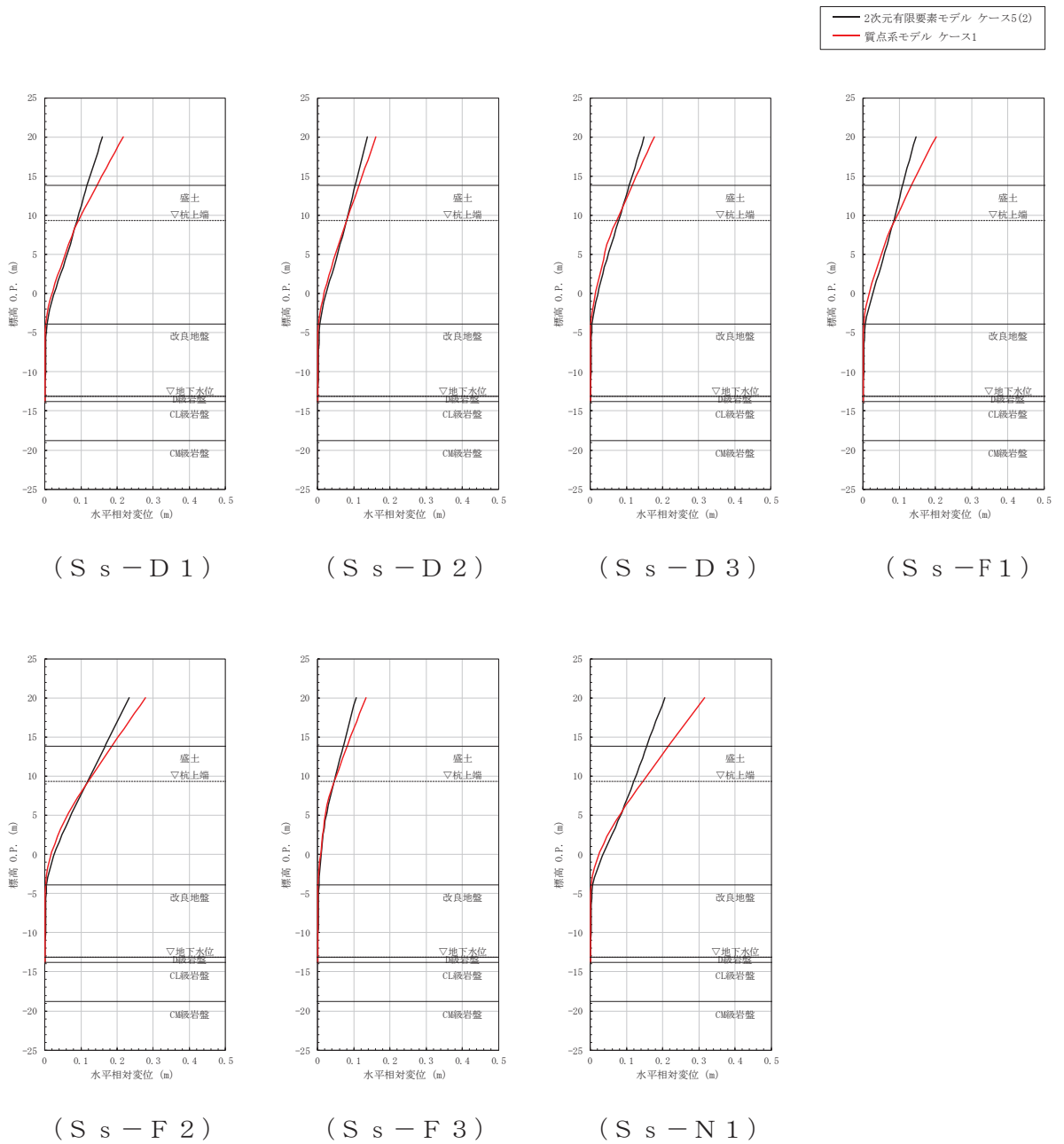


図 5-16 最大水平変位の比較 (ケース 5(2))

### ③ 地盤物性値のばらつきの影響確認（ケース 6）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-10～表 5-12 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-17～図 5-22 に示す。

【検討 3】ケース 6 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地盤せん断剛性を平均値 $+1\sigma$ と変化させたケース 6(1)及び地盤せん断剛性を平均値 $-1\sigma$ と変化させたケース 6(2)の各最大応答値は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）のケース 1 と比べ、大きな差異は認められない。

また、「9. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース 1 との有意な傾向の差は認められない。

表 5-10 【検討 3】 ケース 6 における  
最大曲げモーメントの比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）				
	二次元有限要素モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S <sub>s</sub> -D 1	11824	11137	11707	14275	13139
S <sub>s</sub> -D 2	9064	8074	8527	13817	12291
S <sub>s</sub> -D 3	9010	7984	8383	10684	10442
S <sub>s</sub> -F 1	9808	9223	9535	13283	11226
S <sub>s</sub> -F 2	11650	9316	10714	13318	11614
S <sub>s</sub> -F 3	4224	4008	4002	7270	6748
S <sub>s</sub> -N 1	<u>15323</u>	<u>14926</u>	<u>15176</u>	<u>16670</u>	<u>14891</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-11 【検討 3】 ケース 6 における  
最大水平加速度の比較（地盤物性値のばらつきの影響）

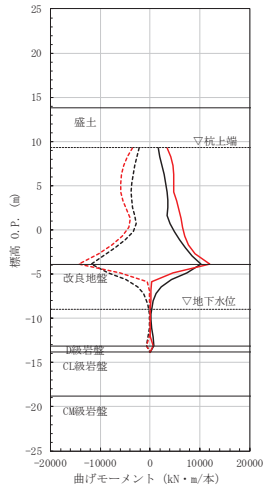
地震動 (位相)	最大水平加速度（単位：cm/s <sup>2</sup> ）				
	二次元有限要素モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S <sub>s</sub> -D 1	1644	1614	1619	2731	2836
S <sub>s</sub> -D 2	1865	1781	1840	<u>3068</u>	<u>3266</u>
S <sub>s</sub> -D 3	1547	1500	1531	2633	2843
S <sub>s</sub> -F 1	1823	2040	1918	2052	2025
S <sub>s</sub> -F 2	<u>2031</u>	<u>2266</u>	<u>2137</u>	2014	2249
S <sub>s</sub> -F 3	1987	2054	2016	2632	2621
S <sub>s</sub> -N 1	1711	1735	1705	2615	2656

注：下線は各ケースの最大値を示す。

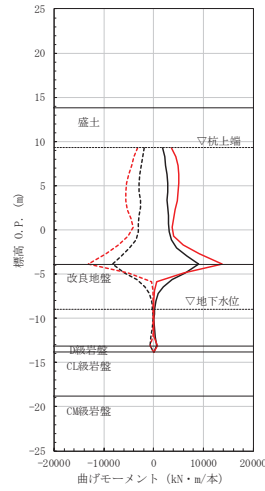
表 5-12 【検討 3】 ケース 6 における  
最大水平変位の比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大水平変位（単位：m）				
	二次元有限要素モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S <sub>s</sub> -D 1	0.163	0.176	0.166	0.200	0.207
S <sub>s</sub> -D 2	0.107	0.123	0.114	0.157	0.157
S <sub>s</sub> -D 3	0.142	0.128	0.131	0.169	0.175
S <sub>s</sub> -F 1	0.134	0.147	0.139	0.251	0.193
S <sub>s</sub> -F 2	0.198	0.196	0.199	0.257	0.260
S <sub>s</sub> -F 3	0.102	0.112	0.107	0.126	0.131
S <sub>s</sub> -N 1	<u>0.204</u>	<u>0.225</u>	<u>0.213</u>	<u>0.287</u>	<u>0.299</u>

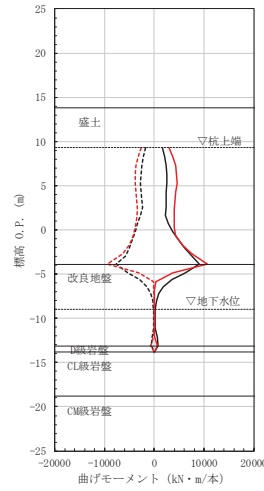
注：下線は各ケースの最大値を示す。



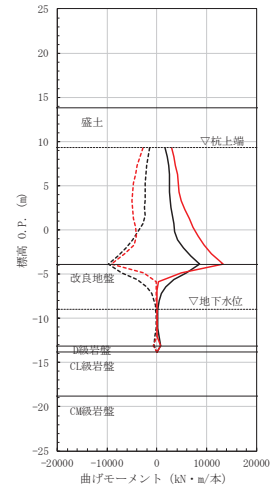
( S s - D 1 )



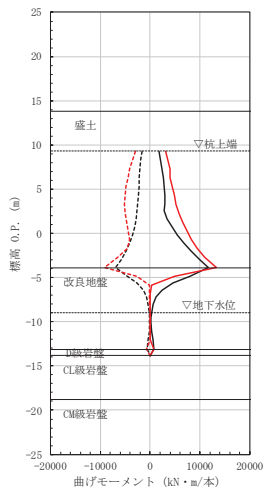
( S s - D 2 )



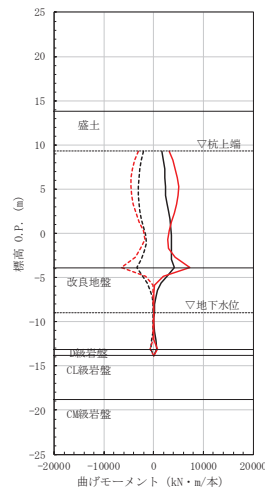
( S s - D 3 )



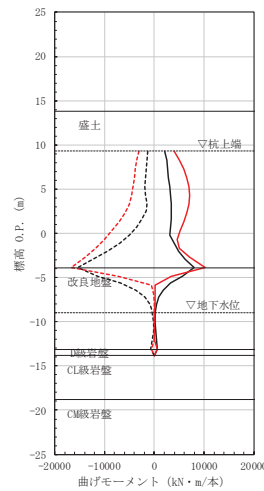
( S s - F 1 )



( S s - F 2 )



( S s - F 3 )



( S s - N 1 )

図 5-17 最大曲げモーメントの比較 (ケース 6(1))

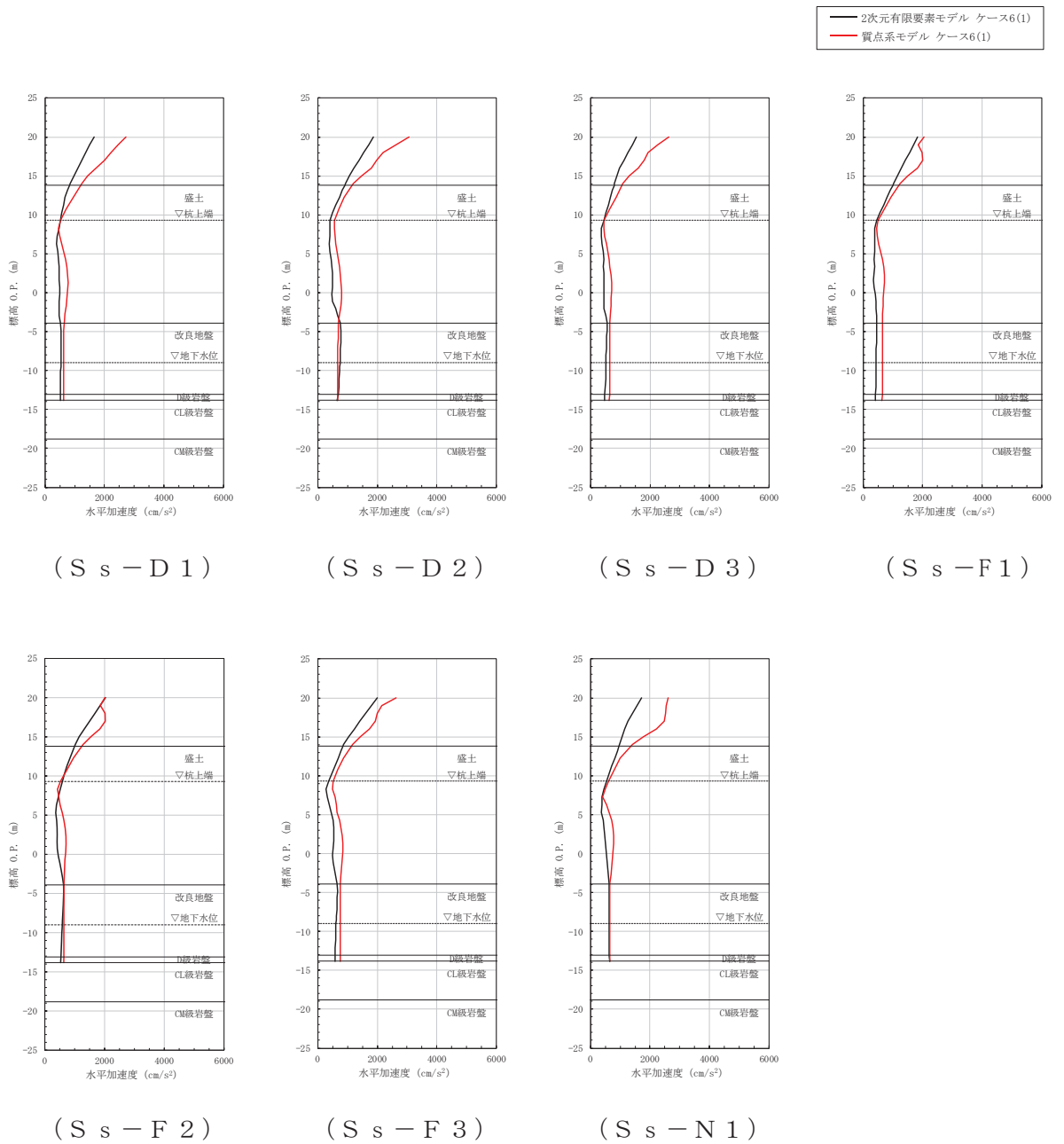


図 5-18 最大水平加速度の比較 (ケース 6(1))

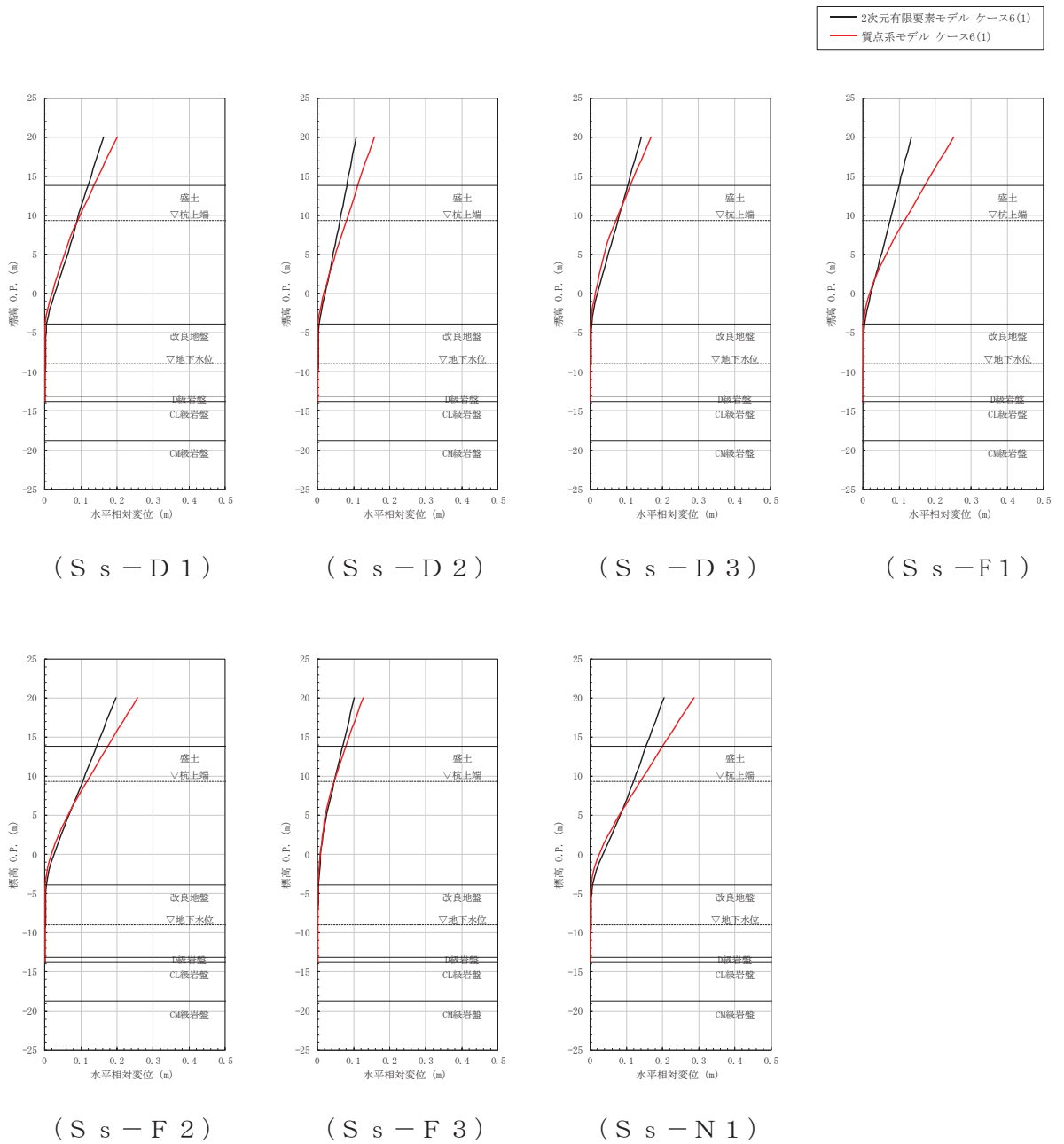
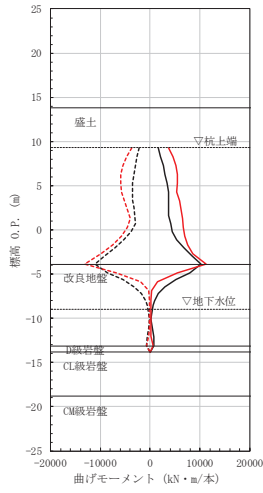
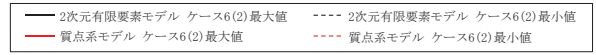
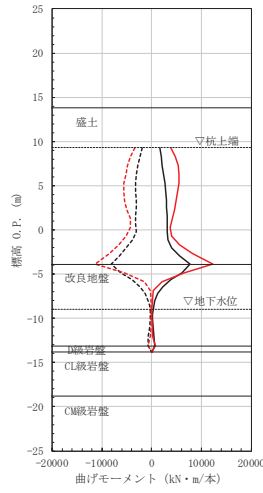


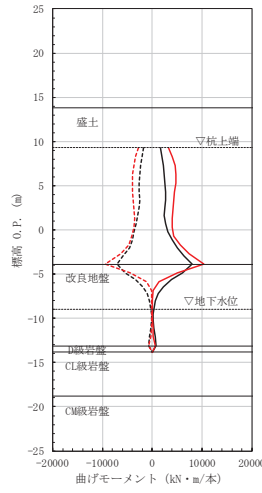
図 5-19 最大水平変位の比較 (ケース 6(1))



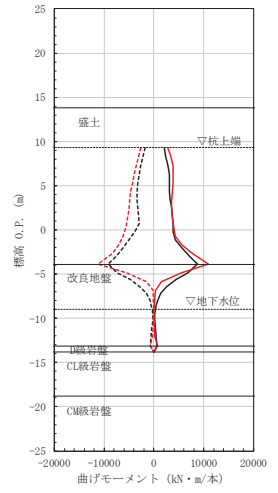
( S s - D 1 )



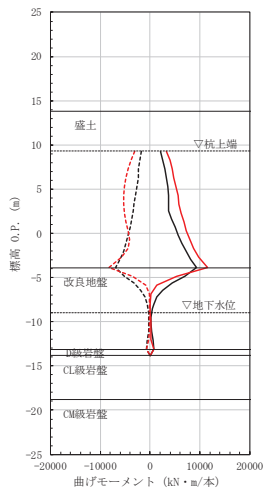
( S s - D 2 )



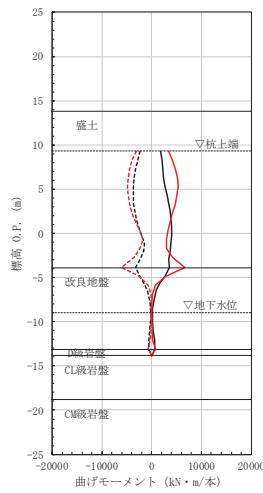
( S s - D 3 )



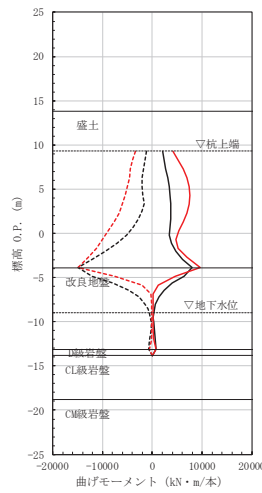
( S s - F 1 )



( S s - F 2 )



( S s - F 3 )



( S s - N 1 )

図 5-20 最大曲げモーメントの比較 (ケース 6(2))



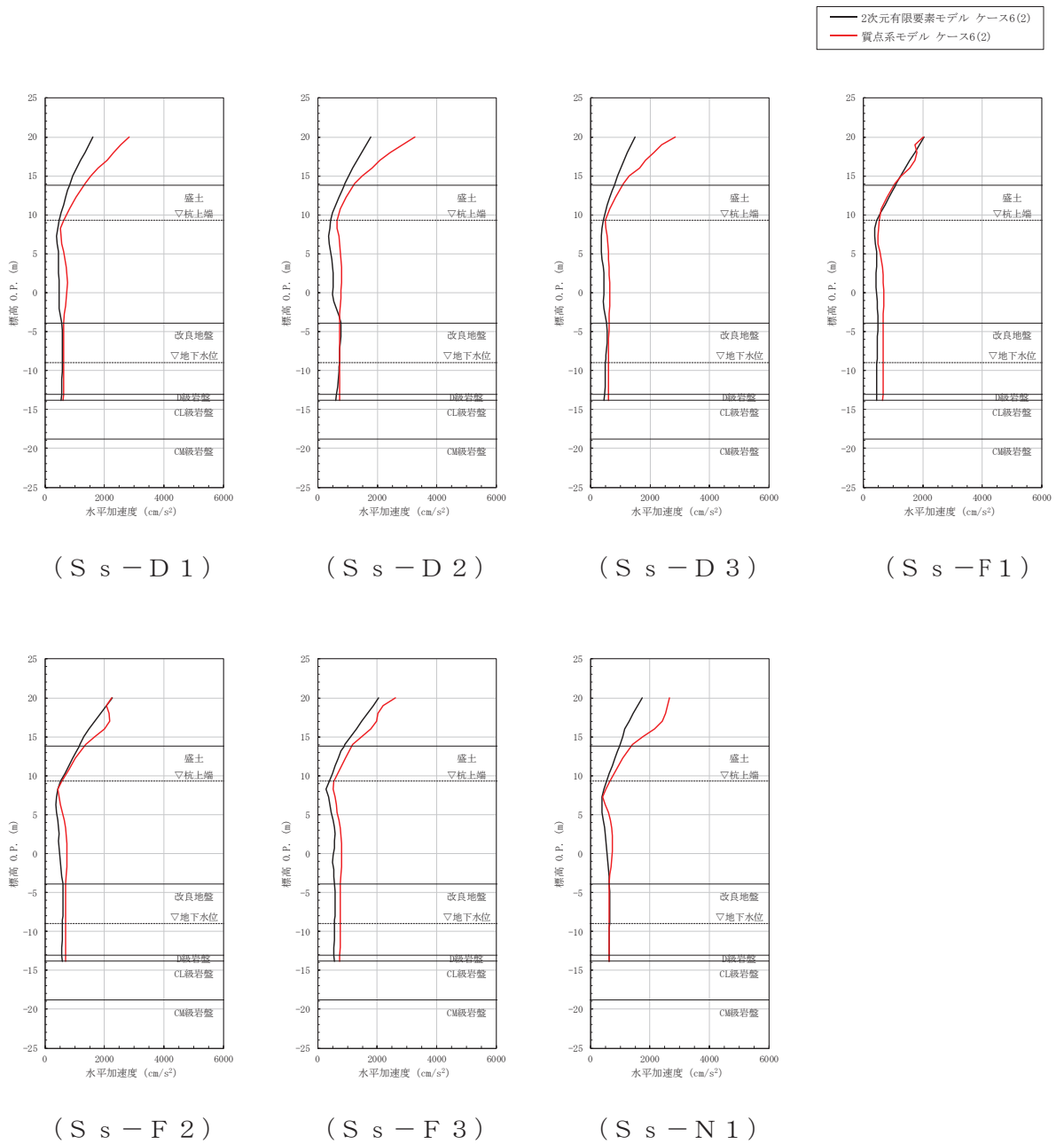


図 5-21 最大水平加速度の比較 (ケース 6(2))

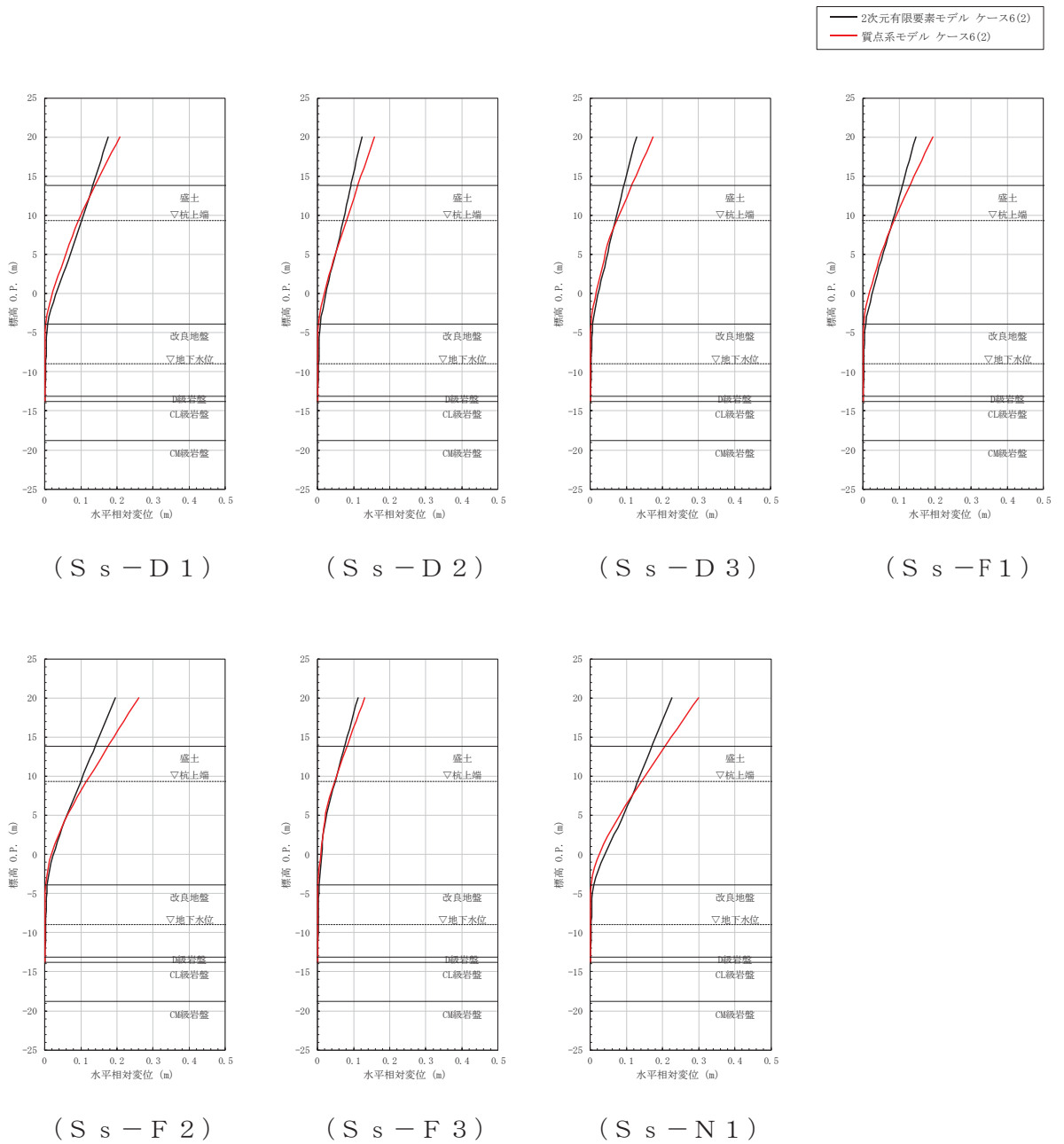


図 5-22 最大水平変位の比較 (ケース 6(2))

#### ④ 隣接構造物の影響確認（ケース 7）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-13～表 5-15 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-23～図 5-34 に示す。また、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「9. 最大応答値分布」に示す。なお、検討ケース 7 における検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S s - N 1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S s - D 1 及び S s - D 2 を選定した。

2 号機海水ポンプ室を想定した隣接構造物をモデル化したケース 7(1)における上部工の最大水平加速度は、他のケースに比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大水平加速度と概ね一致、もしくは小さい値を示した。一方、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減した。

隣接構造物の剛性を 2 倍としたケース 7(2)および 0.5 倍としたケース 7(3)における上部工の最大水平加速度は、ケース 7(1)のケースと概ね一致もしくは小さい値を示しており、質点系モデルの最大水平加速度より小さい値を示している。また、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減している。

2 号機海水ポンプ室と 2 号機原子炉建屋間の改良形状が縦長の代表ケース 7(4)における上部工の最大水平加速度は、質点系モデルのケース 1 における最大水平加速度より小さい値を示し、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減した。

【検討 3】 ケース 7 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

表 5-13 【検討 3】 ケース 7 における最大曲げモーメントの比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)					
		二次元有限要素モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	5989	5164	7165	724	11707	15309
	-+	5593	-	-	706		
S <sub>s</sub> -D 2	++	5110	-	-	599	8527	14594
	-+	4944	4710	5284	660		
S <sub>s</sub> -N 1	++	<u>7882</u>	<u>6886</u>	<u>8860</u>	<u>780</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>
	-+	6955	-	-	690		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-14 【検討 3】 ケース 7 における最大水平加速度の比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大水平加速度 (単位: cm/s <sup>2</sup> )					
		二次元有限要素モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	<u>2847</u>	<u>2837</u>	<u>2760</u>	1703	1619	2808
	-+	2416	-	-	1480		
S <sub>s</sub> -D 2	++	2504	-	-	<u>1717</u>	<u>1840</u>	<u>2911</u>
	-+	2313	2302	2367	1615		
S <sub>s</sub> -N 1	++	1803	1676	1748	1315	1705	2871
	-+	2330	-	-	1562		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-15 【検討 3】 ケース 7 における最大水平変位の比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大水平変位 (単位: m)					
		二次元有限要素モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.0987	0.0879	0.111	0.0238	0.166	0.217
	-+	0.120	-	-	0.0217		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.0956	-	-	0.0250	0.114	0.161
	-+	0.0921	0.0877	0.0920	0.0222		
S <sub>s</sub> -N 1	++	<u>0.206</u>	<u>0.193</u>	<u>0.212</u>	0.0255	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
	-+	0.139	-	-	<u>0.0297</u>		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

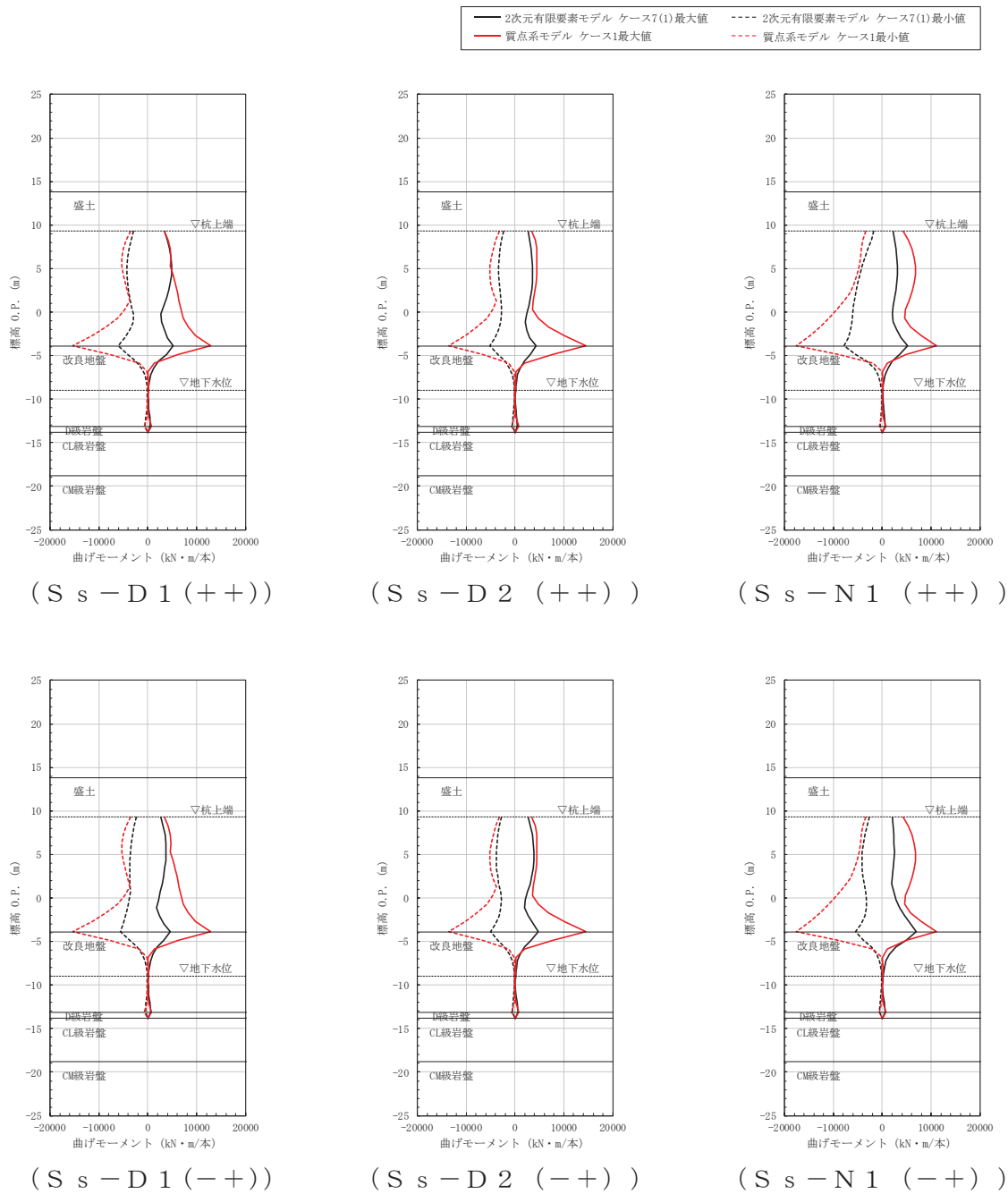


図 5-23 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(1))

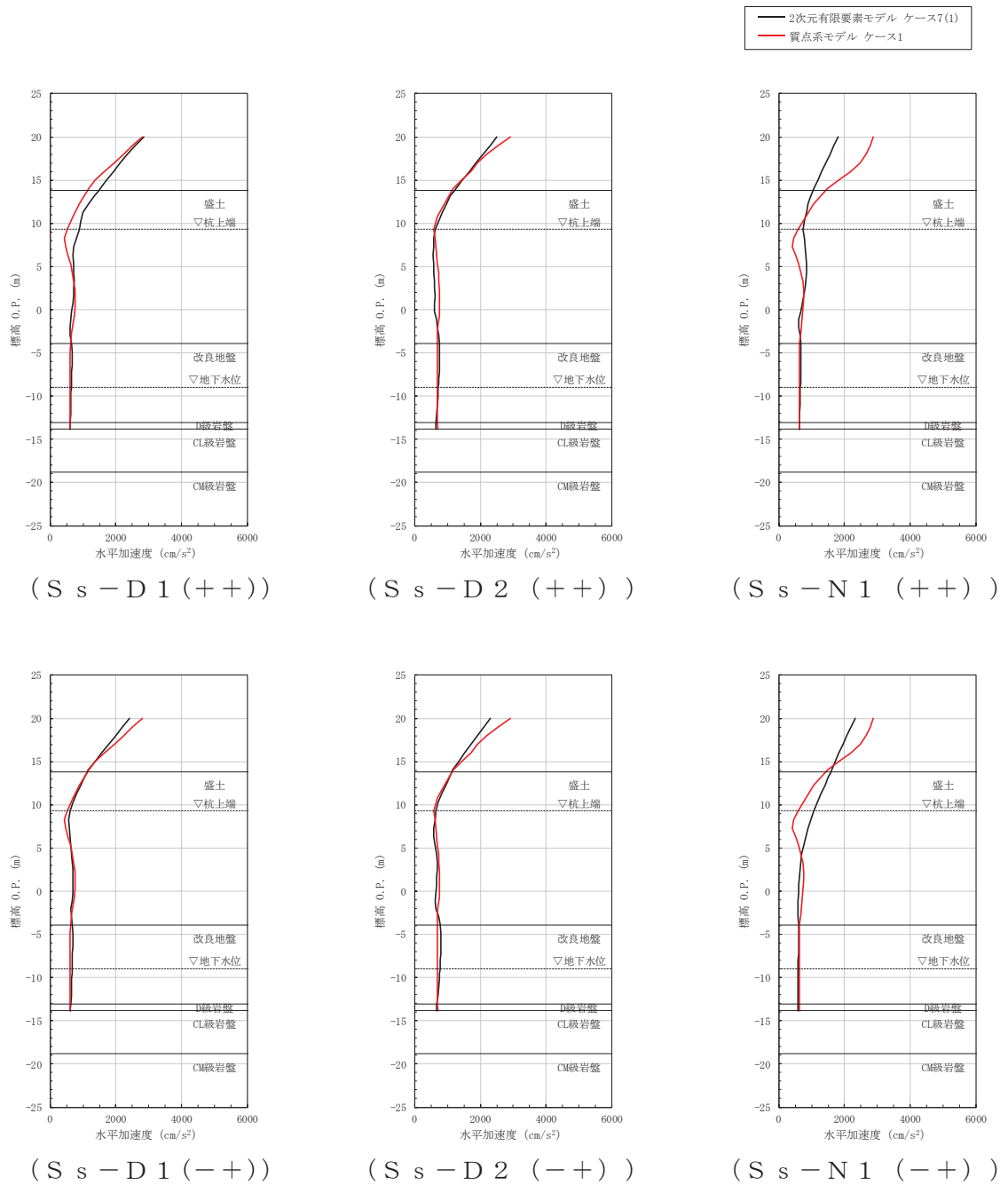


図 5-24 最大水平加速度の比較 (ケース 7(1))

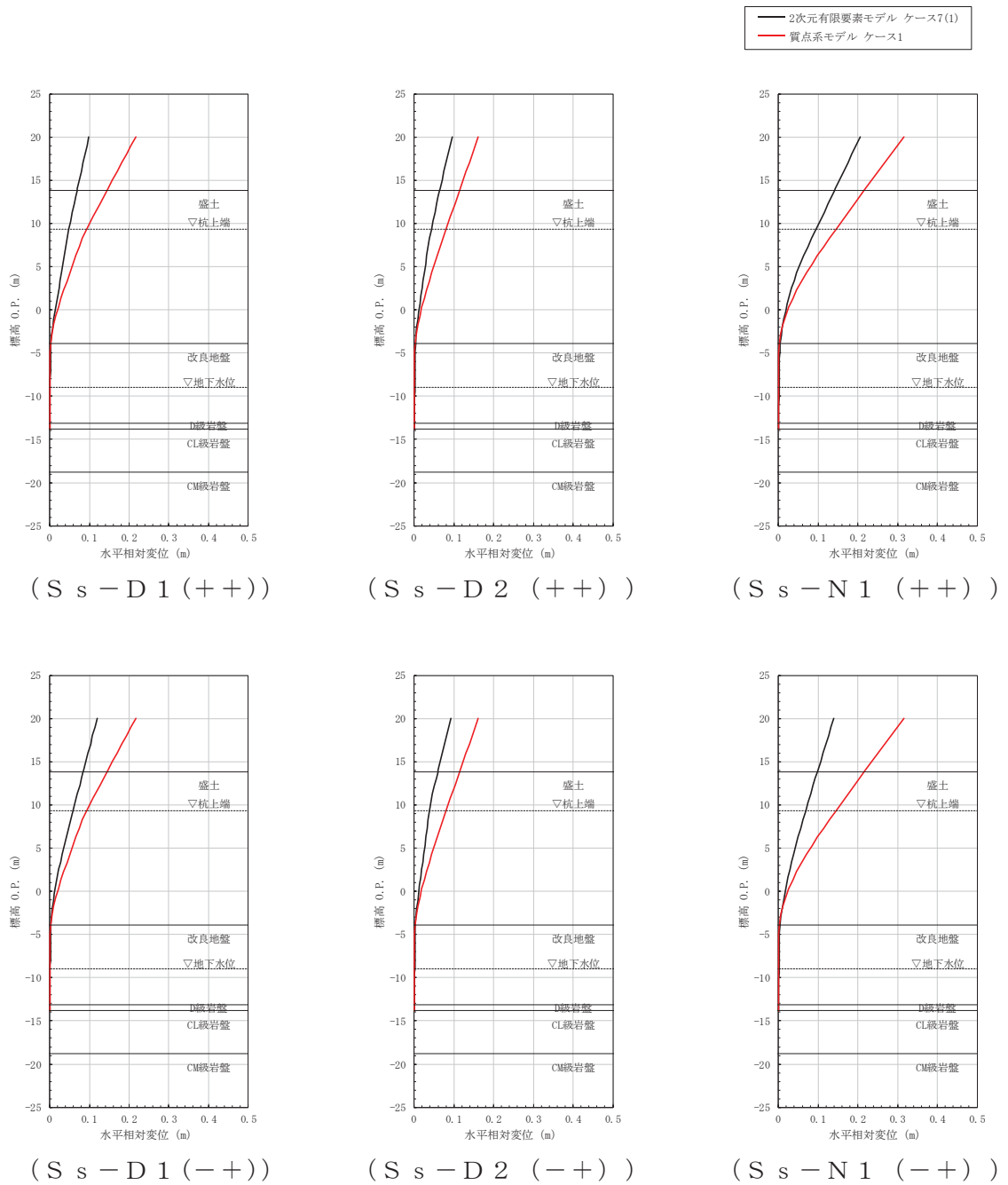


図 5-25 最大水平変位の比較 (ケース 7(1))

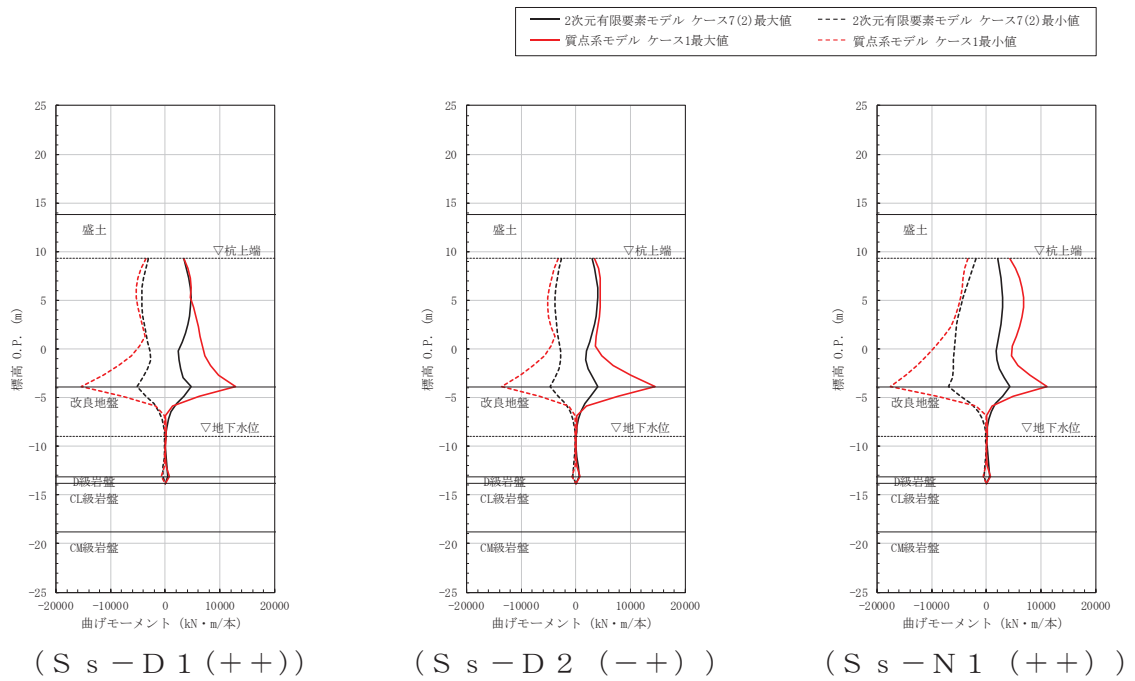


図 5-26 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(2))

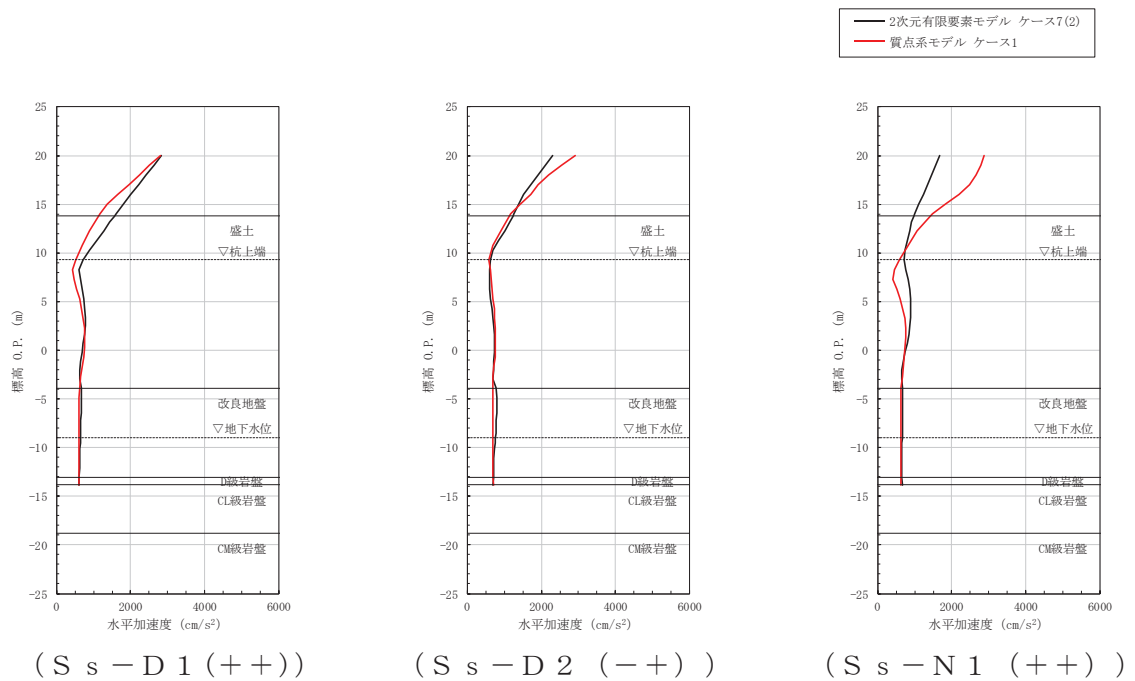


図 5-27 最大水平加速度の比較 (ケース 7(2))



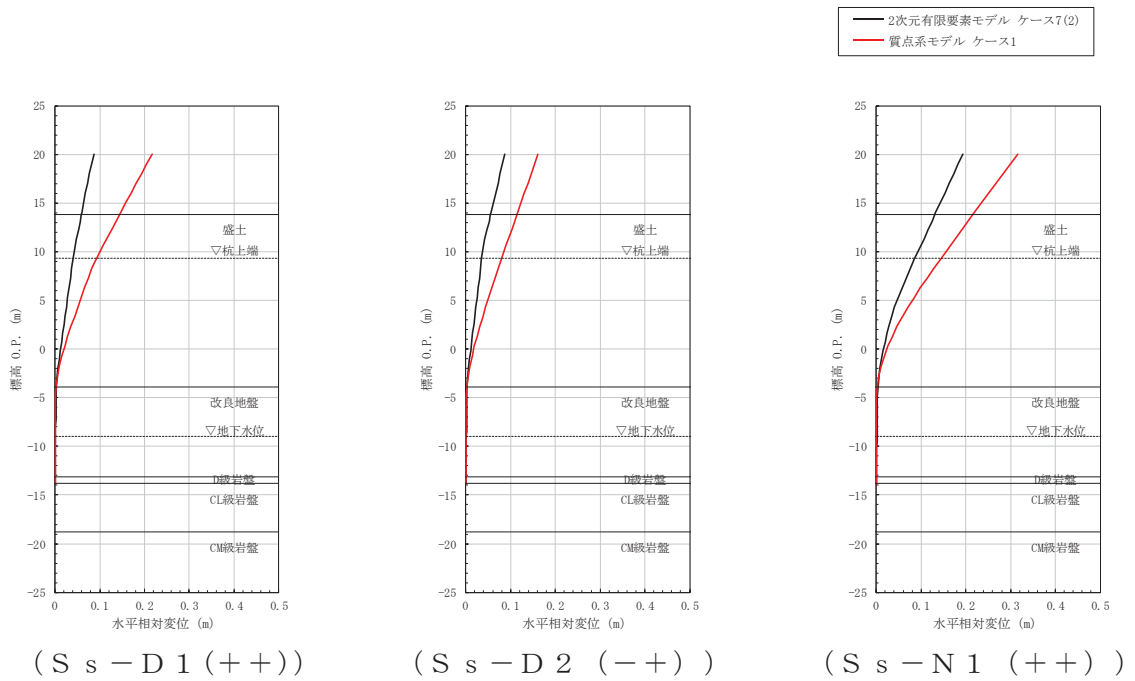


図 5-28 最大水平変位の比較 (ケース 7(2))

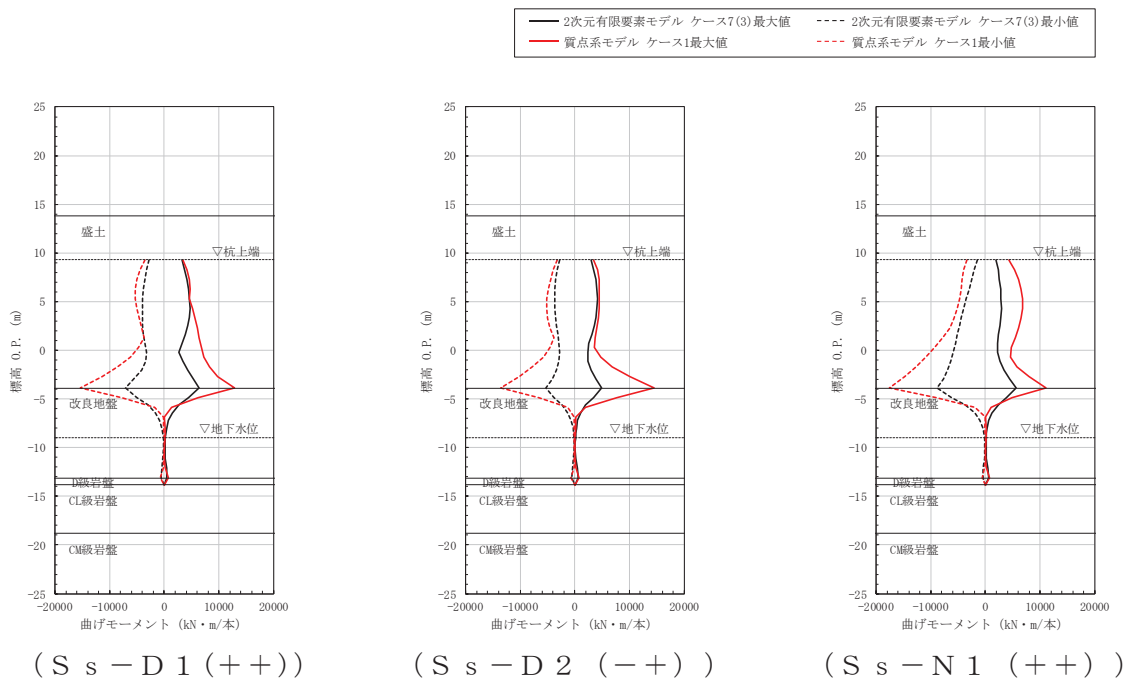


図 5-29 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(3))

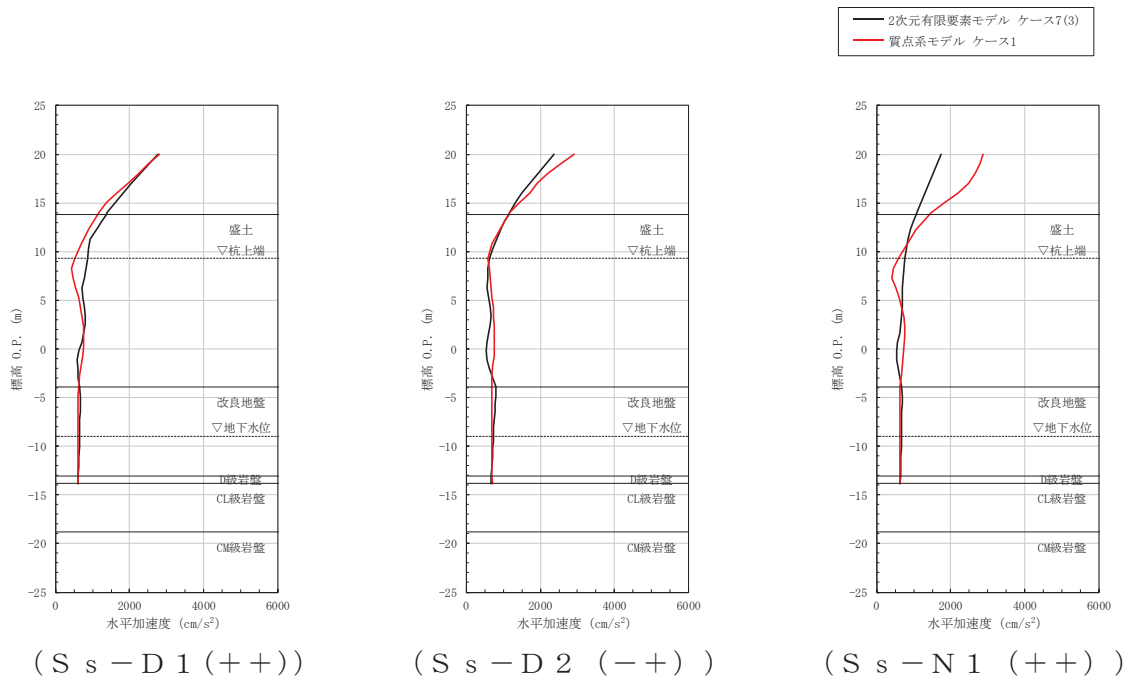


図 5-30 最大水平加速度の比較 (ケース 7(3))

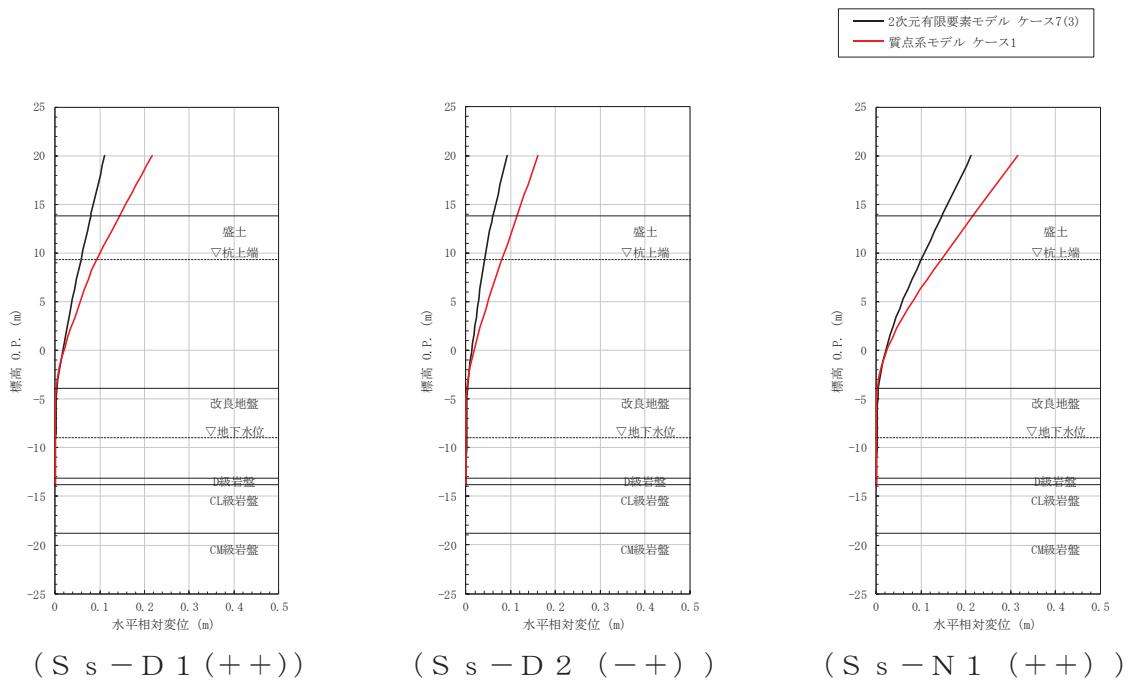


図 5-31 最大水平変位の比較 (ケース 7(3))

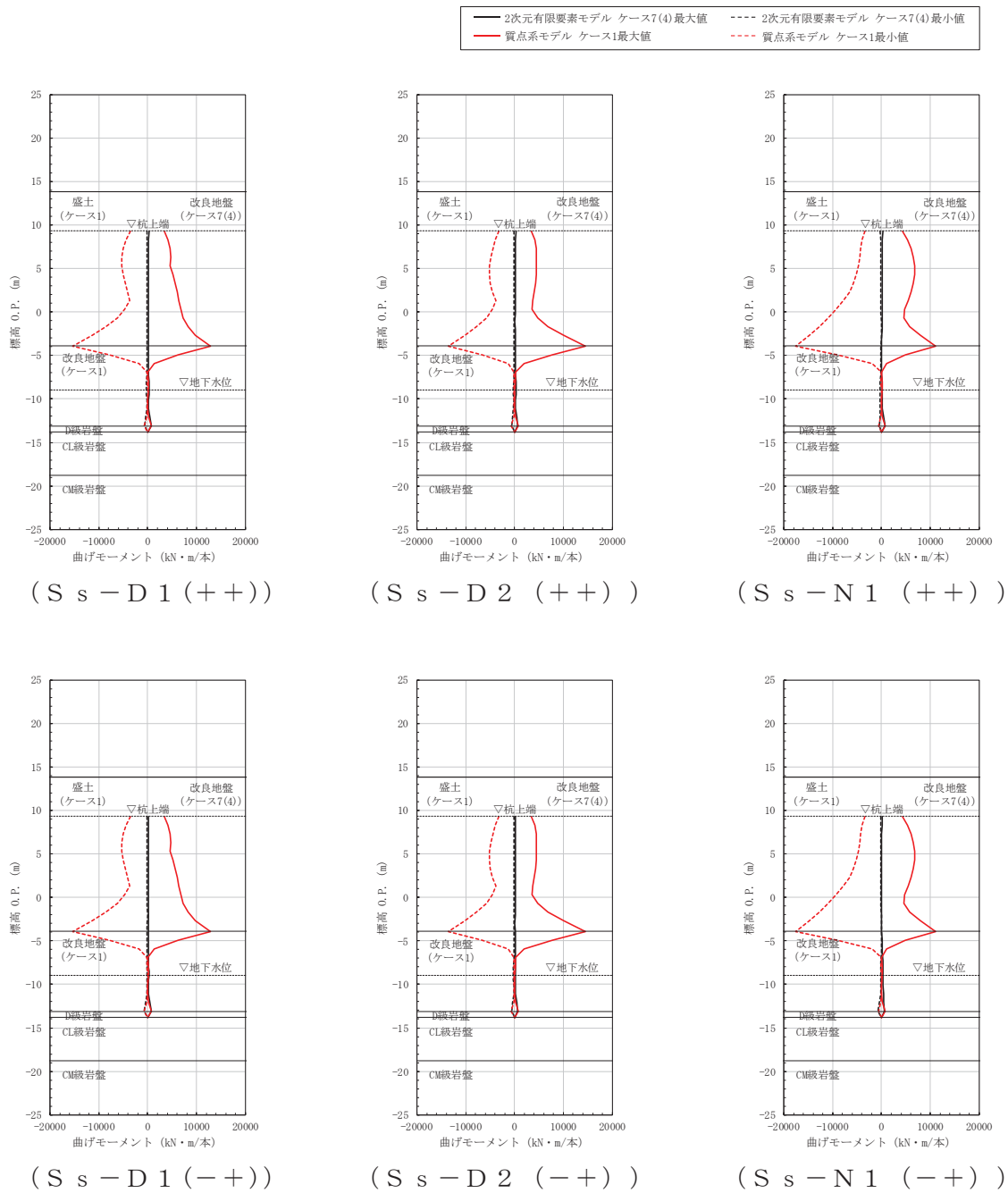


図 5-32 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(4))

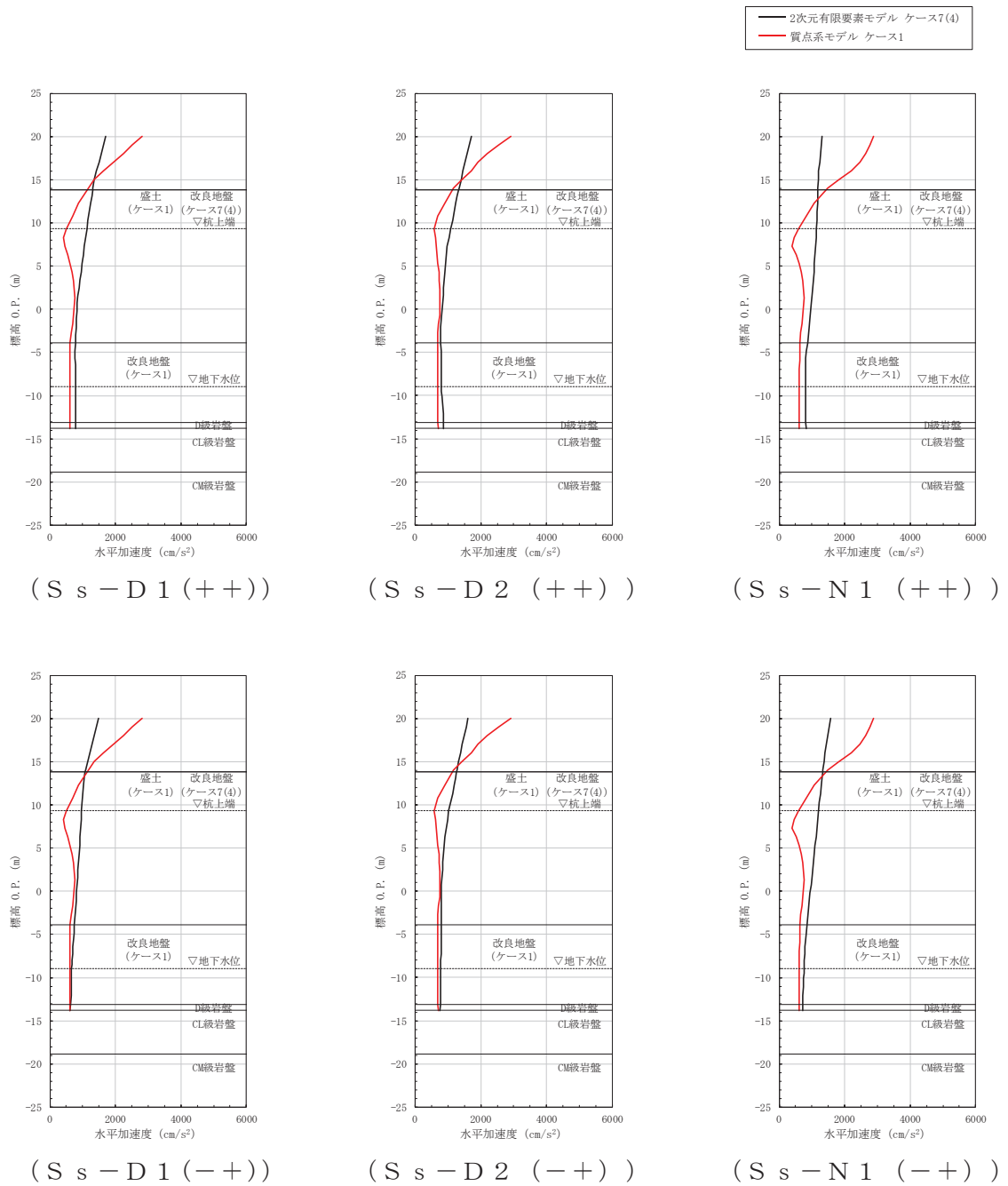


図 5-33 最大水平加速度の比較 (ケース 7(4))

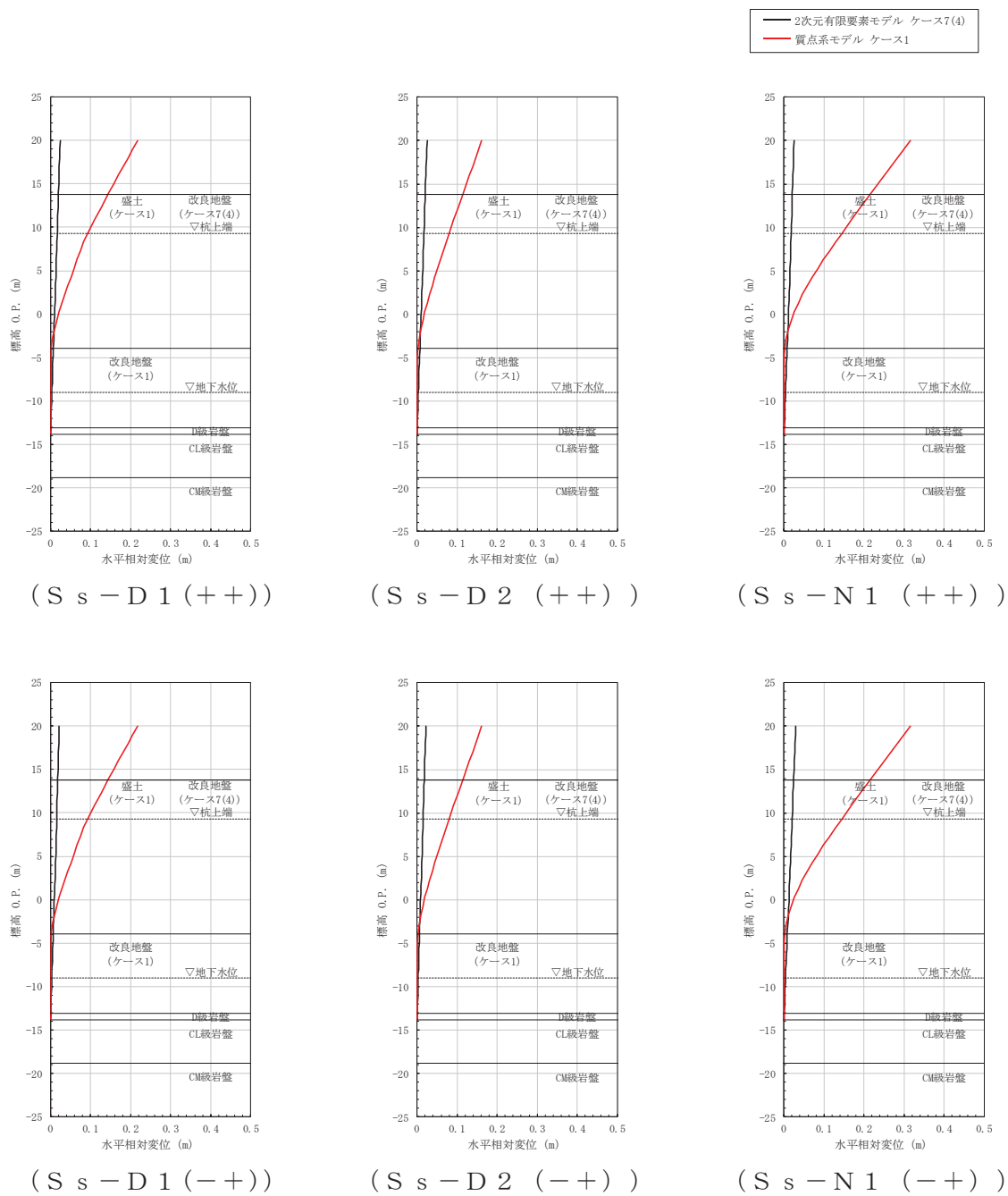


図 5-34 最大水平変位の比較 (ケース 7(4))

#### ⑤ 岩盤傾斜の影響確認（ケース 8）

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-16～表 5-18 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-35～図 5-37 に示す。また、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「9. 最大応答値分布」に示す。なお、検討ケース 8 における検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S s - N 1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S s - D 1 及び S s - D 2 を選定した。

地盤改良底面の岩盤傾斜を考慮したケース 8 においては、岩盤の傾斜の下方に分布する地下水位以深の過剰間隙水圧の上昇は、比較的抑えられる傾向が認められた。一方で、地震波 S s - N 1 を入力した検討では、岩盤の傾斜に従って盛土が変形し、広い範囲で最大せん断ひずみが大きくなる傾向が認められる。応答値としては、上部工の最大応答値は、傾斜を考慮していないケース 1 に比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大応答値より小さい値を示している。

ただし、【検討 3】ケース 8 の検討の結果としては、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

表 5-16 【検討 3】 ケース 8 における最大曲げモーメントの比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）		
		二次元有限要素モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	9748	11707	15309
	-+	9925		
S <sub>s</sub> -D 2	++	8260	8527	14594
	-+	9958		
S <sub>s</sub> -N 1	++	<u>16856</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>
	-+	15422		

注：表中の符号+，-は地震動の位相（水平，鉛直）を示す。

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-17 【検討 3】 ケース 8 における最大水平加速度の比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大水平加速度（単位：cm/s <sup>2</sup> ）		
		二次元有限要素モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	1844	1619	2808
	-+	1988		
S <sub>s</sub> -D 2	++	1793	<u>1840</u>	<u>2911</u>
	-+	<u>2360</u>		
S <sub>s</sub> -N 1	++	1937	1705	2871
	-+	1923		

注：表中の符号+，-は地震動の位相（水平，鉛直）を示す。

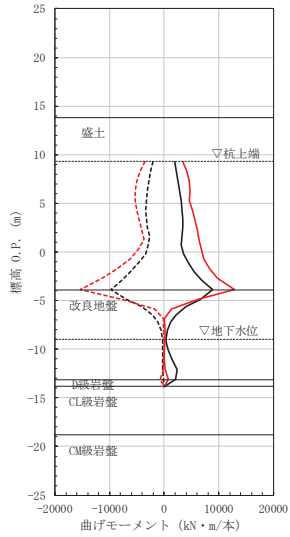
注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-18 【検討 3】 ケース 8 における最大水平変位の比較（岩盤傾斜の影響）

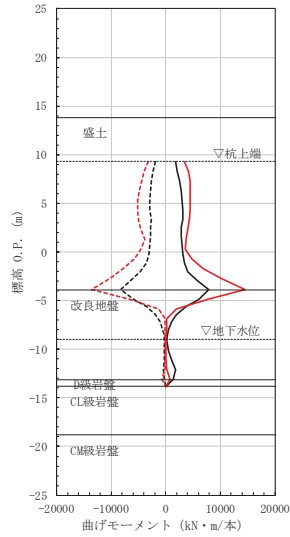
地震動 (位相)		最大水平変位（単位：m）		
		二次元有限要素モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.151	0.166	0.217
	-+	0.152		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.108	0.114	0.161
	-+	0.118		
S <sub>s</sub> -N 1	++	<u>0.229</u>	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
	-+	0.226		

注：表中の符号+，-は地震動の位相（水平，鉛直）を示す。

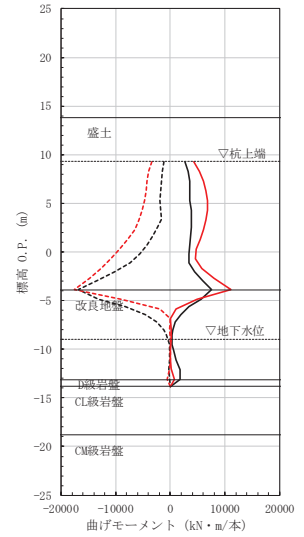
注：下線は各ケースの最大値を示す。



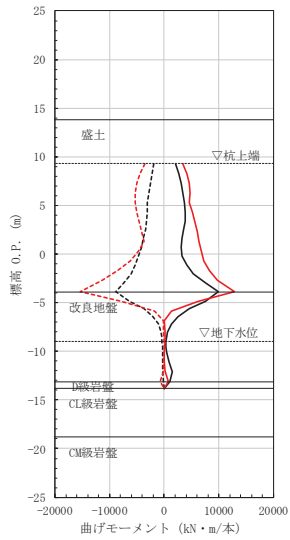
( S s - D 1 ( + + ) )



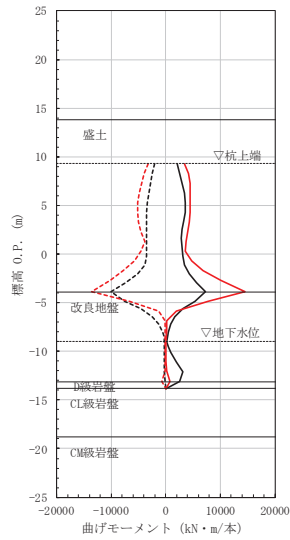
( S s - D 2 ( + + ) )



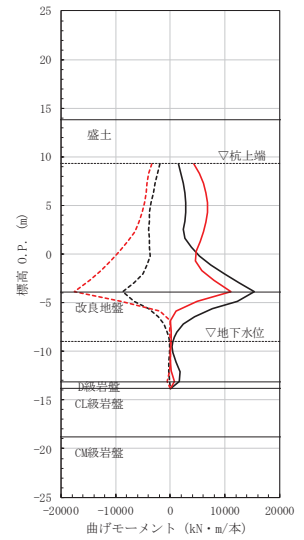
( S s - N 1 ( + + ) )



( S s - D 1 ( - + ) )



( S s - D 2 ( - + ) )



( S s - N 1 ( - + ) )

図 5-35 最大曲げモーメントの比較 (ケース 8)



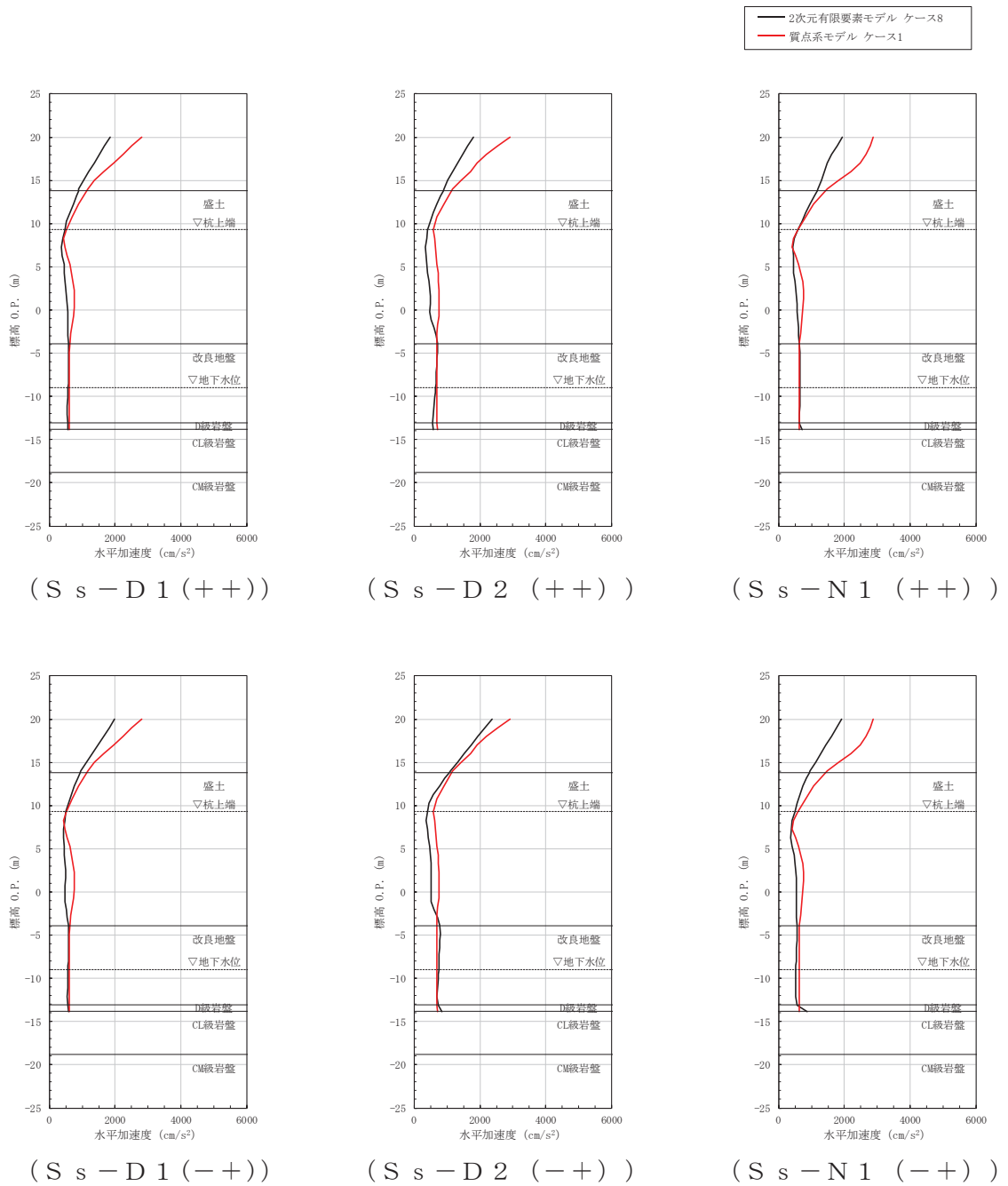


図 5-36 最大水平加速度の比較 (ケース 8)

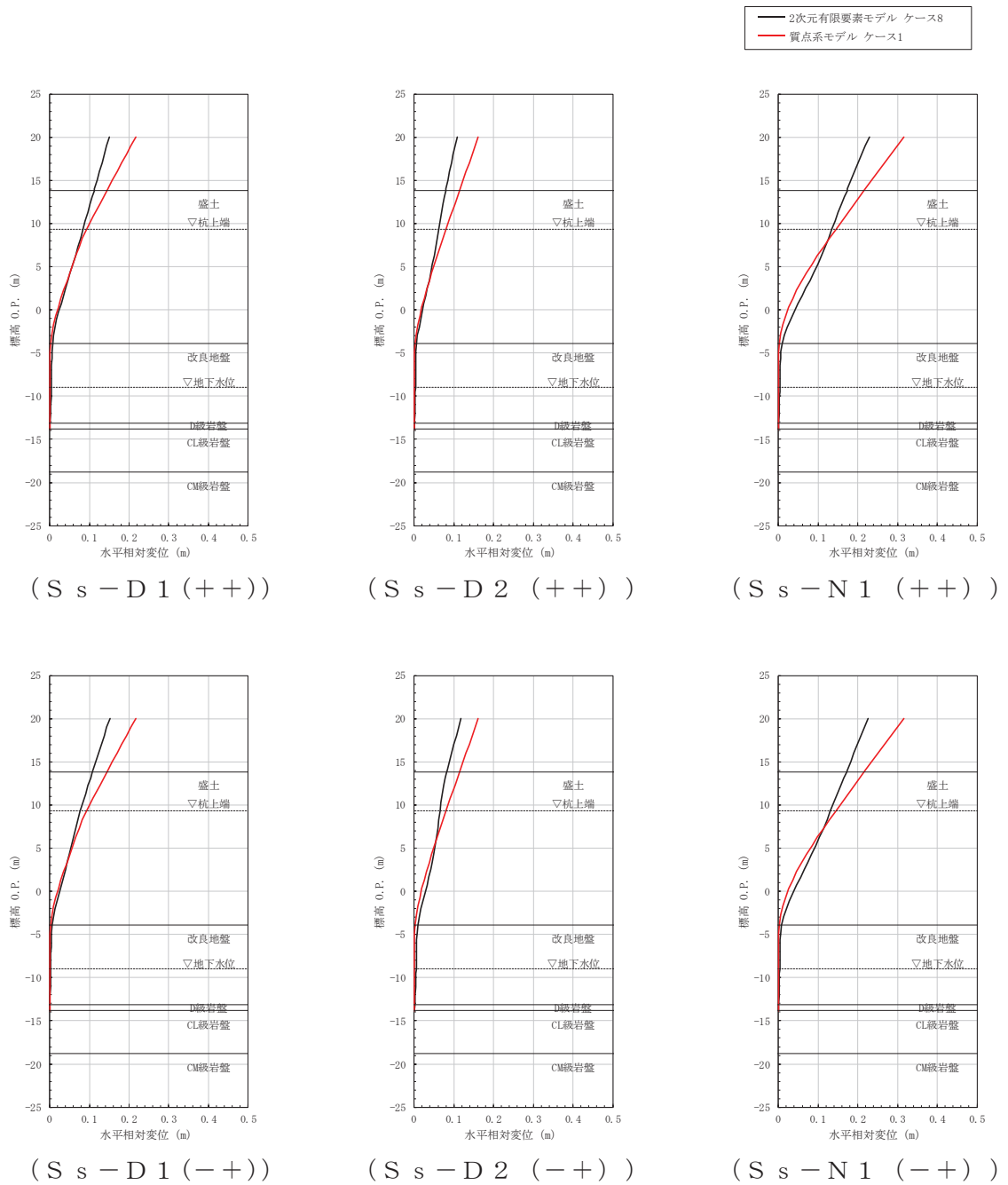


図 5-37 最大水平変位の比較 (ケース 8)

#### ⑥ 防潮堤海側への地表面傾斜の影響確認（ケース 9）

断面②における最大せん断ひずみ分布図を図 5-38 に、防潮堤の局所安全係数分布を図 5-39 に示す。

図 5-38 に示すとおり、防潮堤東側の盛土及び旧表土の最大せん断ひずみは、有効応力解析の方が大きく液状化の影響があると考えられるが、防潮堤西側（陸側）の最大せん断ひずみは、分布の違いはあるが、ひずみレベルは同等であること、防潮堤海側に比べ敷地側では有意なせん断ひずみが発生していないことから、液状化の影響を含め、防潮堤海側の地表面傾斜の影響は敷地側には及ばず、モデル化による影響はないと考えられる。

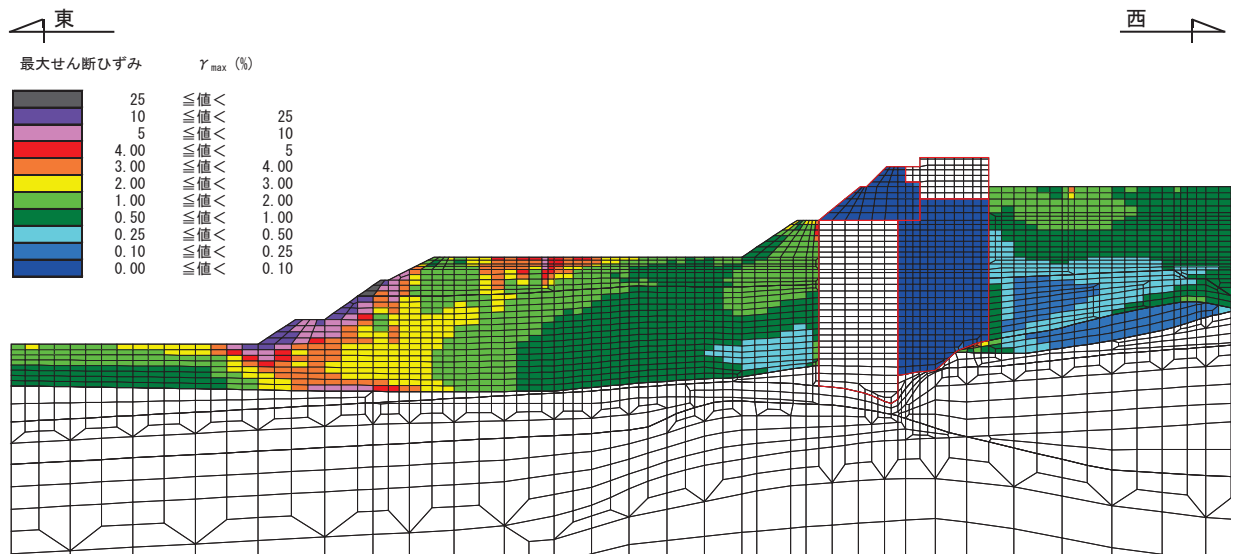


図 5-38 (1) 最大せん断ひずみ分布図 (S s - D 2 ( - - ) ) : 全応力解析

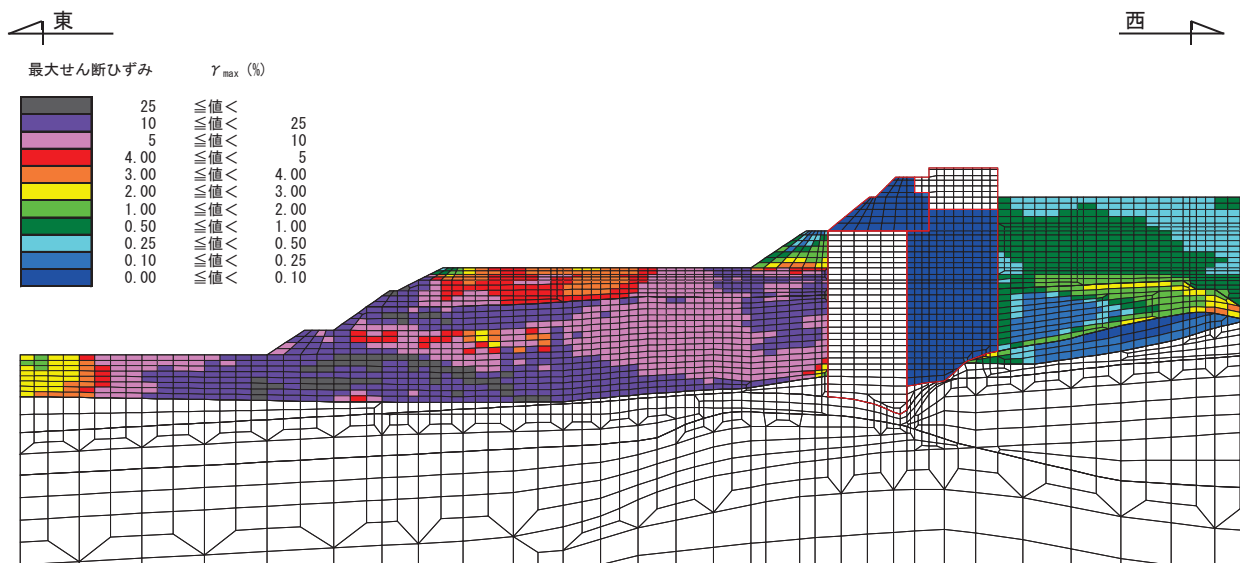


図 5-38 (2) 最大せん断ひずみ分布図 (S s - D 2 ( - - ) ) : 有効応力解析

## 6. 斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【検討4】

【検討4】では，【検討1】～【検討3】で地盤改良工を考慮した場合の地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響，隣接構造物による影響等について，解析手法の妥当性を検討したが，地盤改良を施工しない第2号機放水立坑岩盤部のうち岩盤斜面の影響を受ける可能性のある断面や第3号機放水立坑盛土部（地下水位が岩盤以深）のうち岩盤不陸部について，解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認する。

岩盤部のうち斜面の影響が想定される第2号機放水立坑の南面及び東面の地質分布を図6-1に，盛土部のうち岩盤の不陸の影響が想定される第3号機放水立坑北面の地質分布を図6-2に示す。

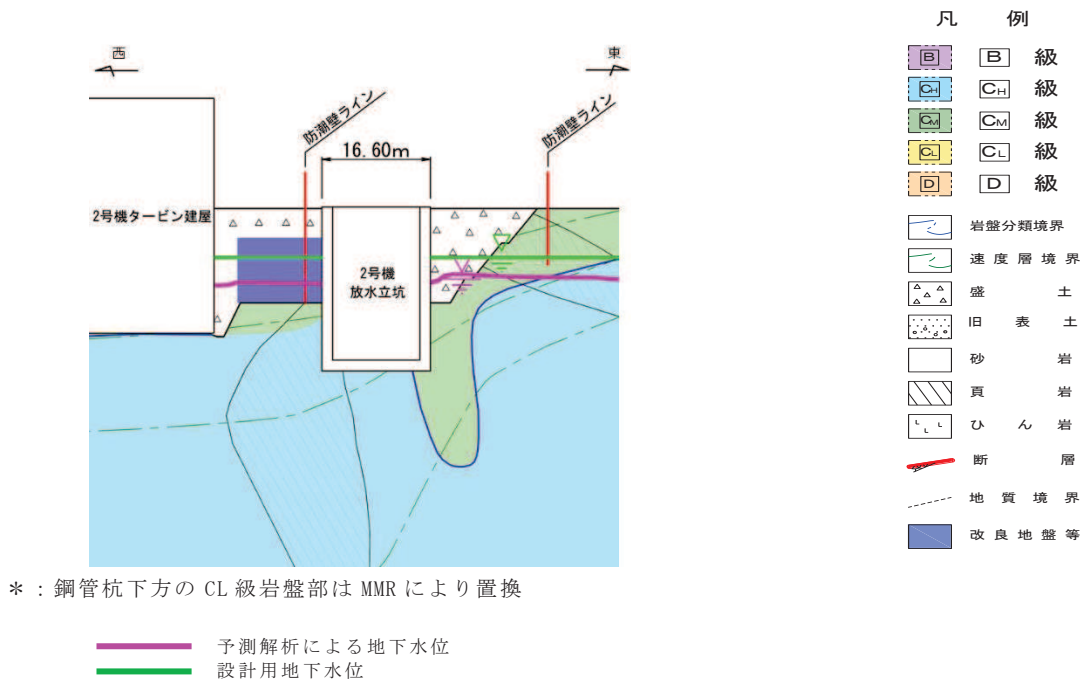
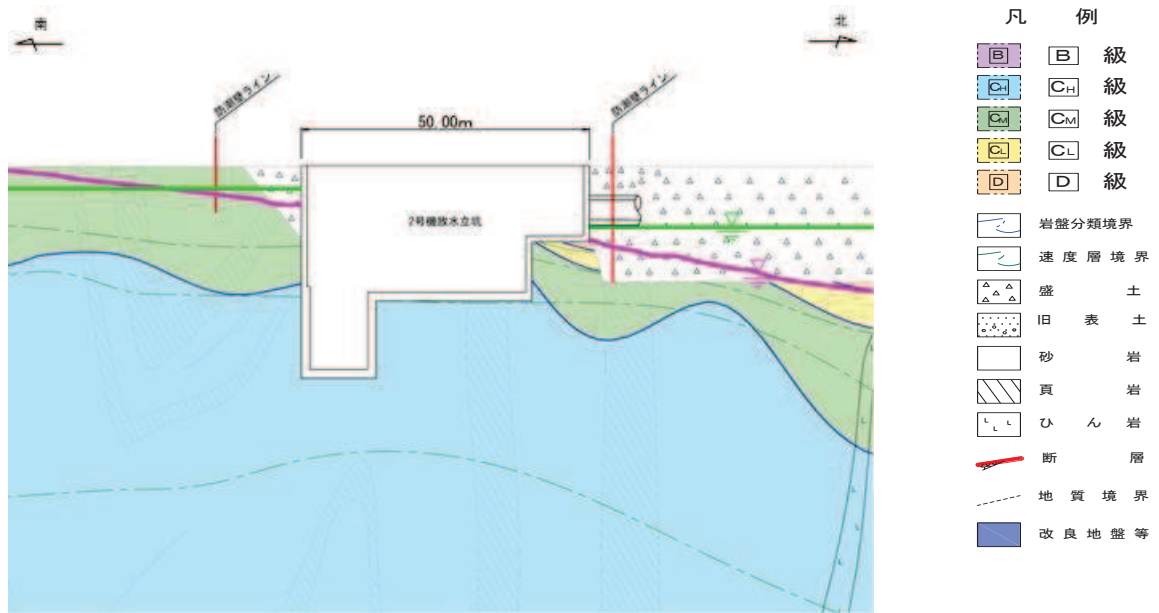


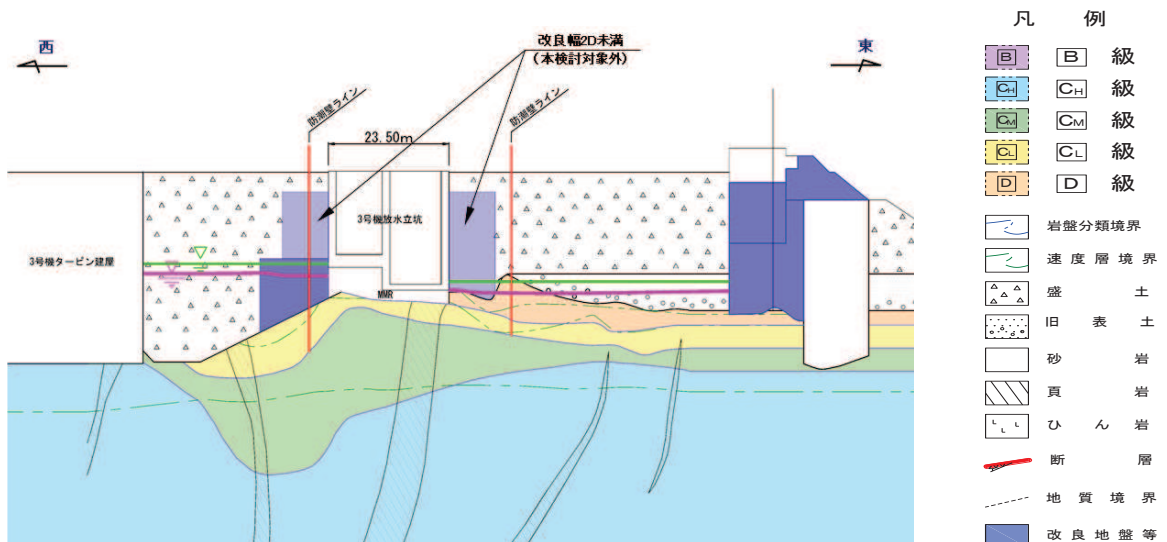
図 6-1 (1) 第 2 号機放水立坑の地質分布  
(⑦-⑦' 断面)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

図 6-1 (2) 第 2 号機放水立坑の地質分布  
 (⑧-⑧' 断面)



\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

図 6-2 第 3 号機放水立坑の地質分布  
 (⑩-⑩' 断面)

## 6.1 岩盤斜面部（第2号機放水立坑）

岩盤斜面形状の影響について、構造物の応答へ与える影響と杭側方の地盤抵抗の低減の影響を考慮する。

なお、岩盤斜面形状の考慮にあたり、第2号機放水立坑については、第2号機放水立坑については、既設躯体の半分程度が岩盤内に埋め込まれている箇所があること、並びに躯体周辺における盛土が躯体下端位置付近にある箇所は地盤改良することによって既設躯体の耐震性が向上することから、地震時において躯体が大規模な損壊に至り機能が失われるような事象は想定しにくいと見られるが、保守的に2号放水立坑が大規模損壊した場合を仮定し、岩盤斜面側方は空虚として考える。

### ① 斜面形状の有無による地盤応答の影響

岩盤斜面部による影響については、斜面形状の有無を考慮した二次元モデルでの応答値の比較を行う。岩盤部につき、構造物の応答に支配的となる上部工の加速度応答について整理する。なお、斜面とより近接している⑦-⑦'断面の東面の形状に基づき検討用モデルの斜面形状をモデル化する。

検討用モデルを図6-3に、応答値の抽出位置を図6-4に、抽出した加速度応答スペクトルの比較結果を図6-5に示す。

検討の結果より、岩盤部につき上部工の応答が支配的である固有周期帯（0.102s）においては、斜面形状を考慮した場合の地盤応答の違いについては、設計上有意な影響はないと判断される。

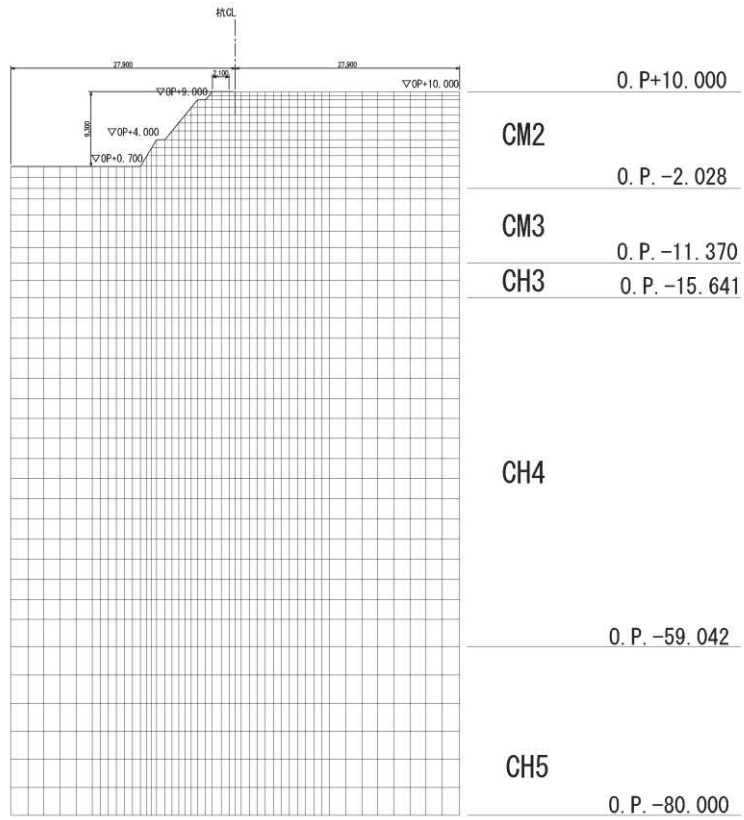
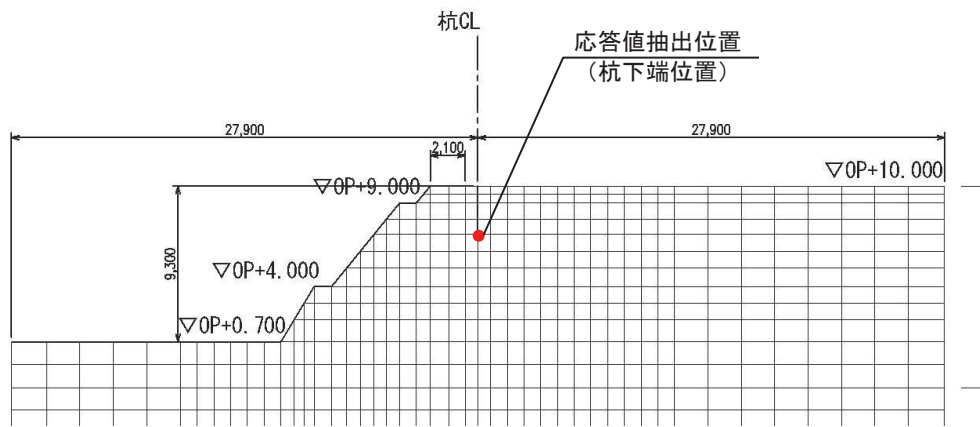
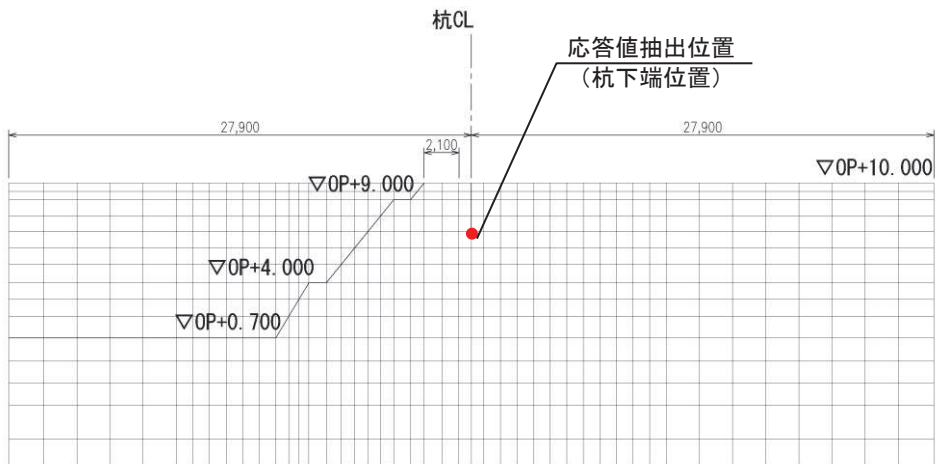


図 6-3 評価用モデル



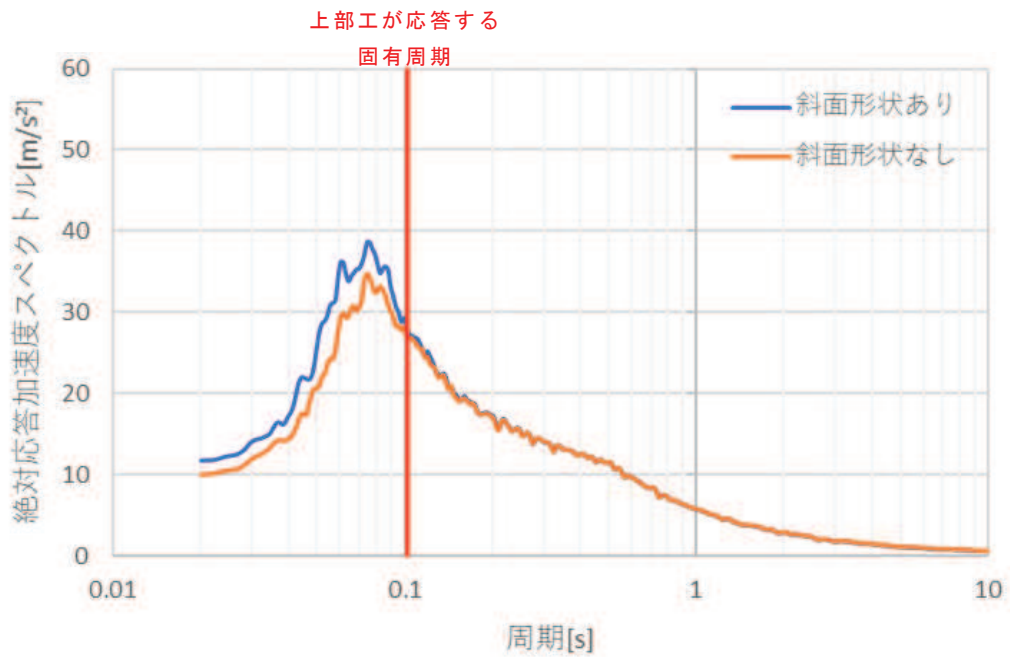


(斜面形状有り)

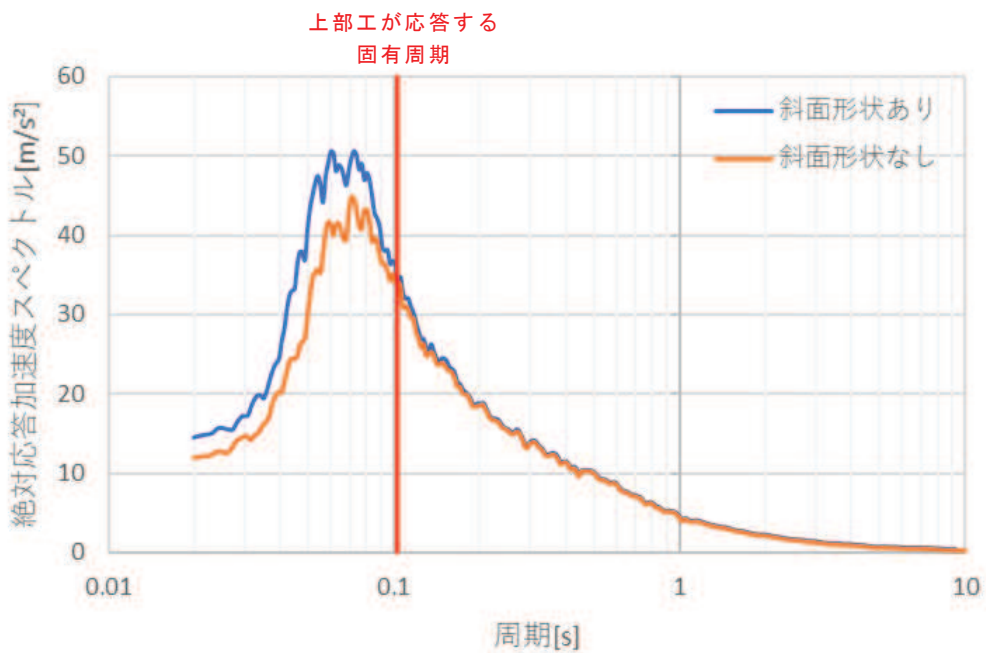


(斜面形状無し)

図 6-4 応答値の抽出位置



( S s - D 1 )



( S s - D 2 )

図 6-5 杭下端位置における加速度応答スペクトルの比較  
(モデル全体へ入力する加速度の比較)

② 地盤ばねの低下による応答値への影響

影響評価は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に示される斜面上の基礎における水平地盤反力係数の補正方法に基づき、地盤ばね剛性を低減させた場合の影響評価を行う。影響評価は上部工・下部

工の観点から鋼製支柱及び鋼管杭の曲げ・軸力系を代表に確認する。

斜面上の基礎の水平地盤反力係数の補正方法を図 6-6 に、地盤ばねの補正を考慮した場合の応答値の評価結果を表 6-1～表 6-2 に示す。

この結果より、保守的に躯体損壊を想定して斜面側方が空虚となり水平抵抗の低減を考慮した場合においても、応答値は許容限界以内に収まることを確認した。

斜面上の基礎の地盤反力係数は、基礎前面における地盤が有限であり水平地盤に比べて小さな値をとると考えられる。このため、式(解 15.5.1)に示すように式(解 15.5.2)により算出される補正係数 $\alpha_{H\theta}$ を乗じて水平方向地盤反力係数を低減する。

$$\left. \begin{array}{ll} \alpha_{H\theta}=0 & (0 \leq \alpha_H < 0.5) \\ \alpha_{H\theta}=0.3 \log_{10} \alpha_H + 0.7 & (0.5 \leq \alpha_H < 10) \\ \alpha_{H\theta}=1.0 & (10 \leq \alpha_H) \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 15.5.2)}$$

ここに、

- $\alpha_{H\theta}$  : 斜面の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数
- $\alpha_H$  : 斜面までの水平土かぶりと基礎径  $D$  の比

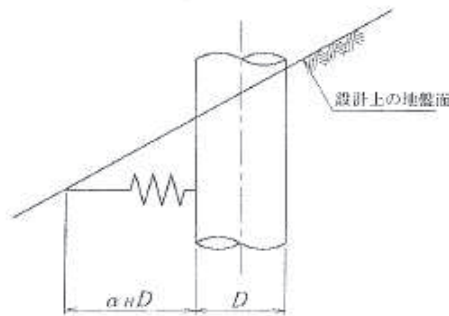


図-解 15.5.1 斜面までの水平土かぶりと基礎径  $D$  の比 $\alpha_H$

深礎基礎では杭基礎と同様に、杭中心間隔が小さい場合に群杭効果の影響を考慮する必要がある。ただし、斜面上に建設される基礎であることから、水平地盤の杭基礎に比べて隣接杭の影響による低減の度合いを厳しく評価する必要がある。このため、杭中心間隔が基礎径の 5 倍未満で複数列配置となる場合を対象に、式(解 15.5.1)に示すように式(解 15.5.3)により算出される補正係数 $\mu$ を乗じて水平方向地盤反力係数を低減する。

$$\mu = \frac{1}{6} \sqrt{\left(\frac{P_1}{D} + 1\right) \left(\frac{P_2}{D} + 1\right)} \dots\dots\dots \text{(解 15.5.3)}$$

ここに、

- $\mu$  : 隣接杭の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数
- $P_1$  : 荷重直角方向に隣接する杭の中心間隔 (m)
- $P_2$  : 荷重方向に隣接する杭の中心間隔 (m)
- $D$  : 基礎径 (m)

図 6-6 斜面上の基礎の水平地盤反力係数の補正方法

(「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」)

表 6-1 鋼製支柱の照査結果（曲げ・軸力の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		発生応力度 (kN/m <sup>2</sup> )	許容値 (kN/m <sup>2</sup> )	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ばね値低減 無し	S s - D 2 (++)	1431	3291	238	382	0.63
ばね値低減 あり		1758	3931	325		0.86

表 6-2 鋼管杭の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
ばね値低減 無し	S s - N 1 (++)	7226	1059	17754	0.41
ばね値低減 あり		8426	823	17840	0.48

## 6.2 岩盤不陸部（第3号機放水立坑）

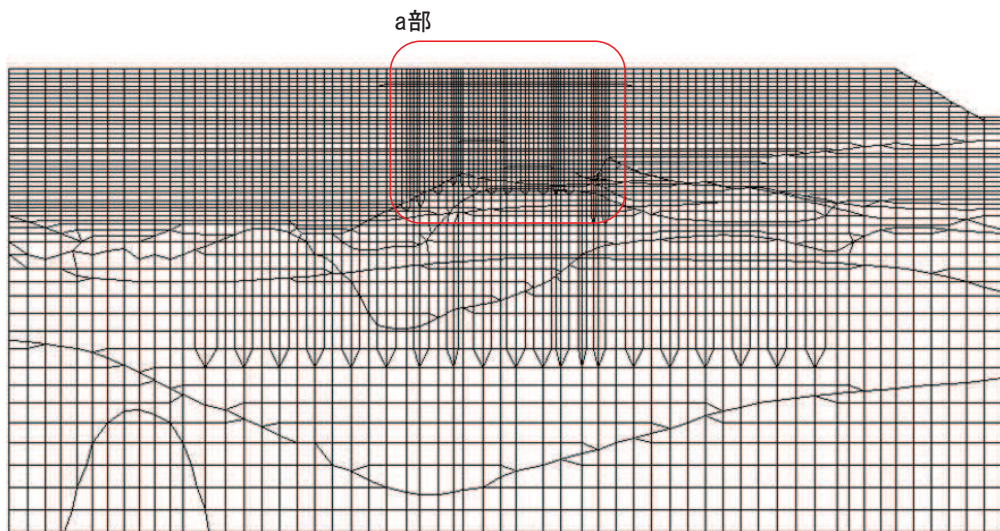
岩盤不陸部の影響についても、6.1 岩盤斜面部（第2号機放水立坑）同様に影響を確認する。なお、第3号機放水立坑については、参考資料8に示すとおり、仮に放水立坑が大規模損壊した場合を想定したとしても、防潮壁の安定性に影響を及ぼさないよう、躯体周辺に地盤改良体を構築することとしているため、側方抵抗に対しての影響は無いものと想定される。

したがって、岩盤不陸部については構造物へ与える応答の影響について評価する。なお、盛土部につき下部工及び上部工それぞれへの影響の観点で整理する。なお、検討は隣接する鋼板断面⑧における照査値が厳しい、鋼管杭に着目し、上位2波である $S_s - N1$ 及び $S_s - D1$ について検討した。

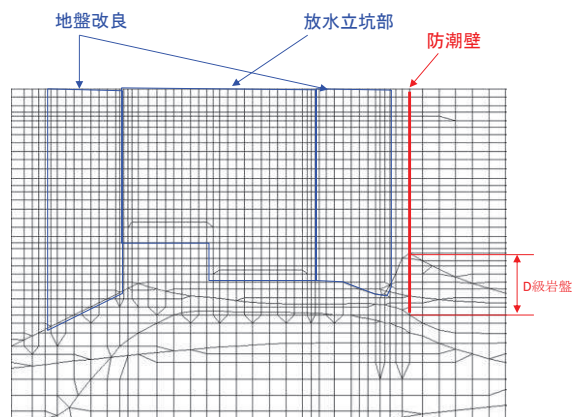
検討用モデルの概要を図6-7に示す。

(西)

(東)



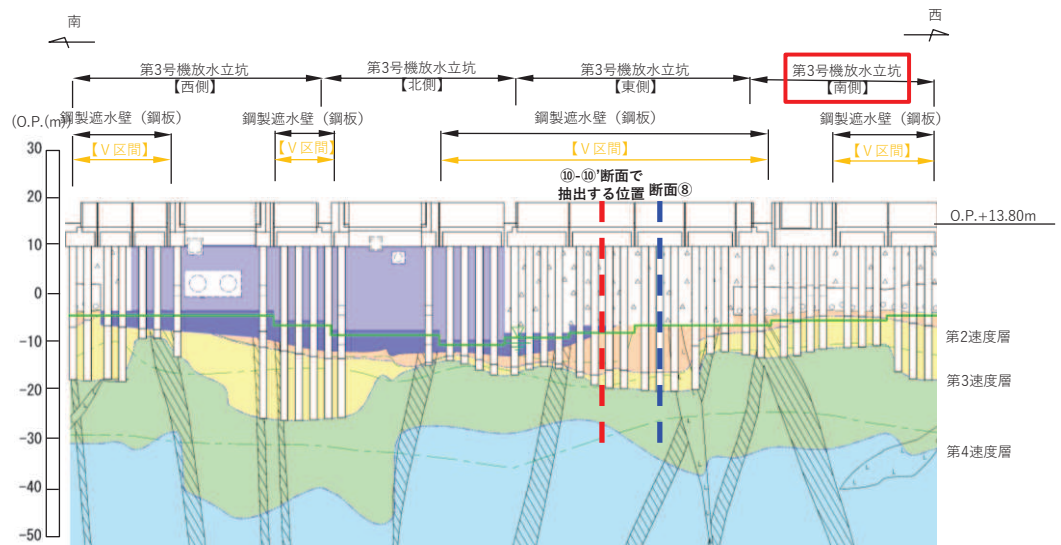
(⑩-⑩' 断面)



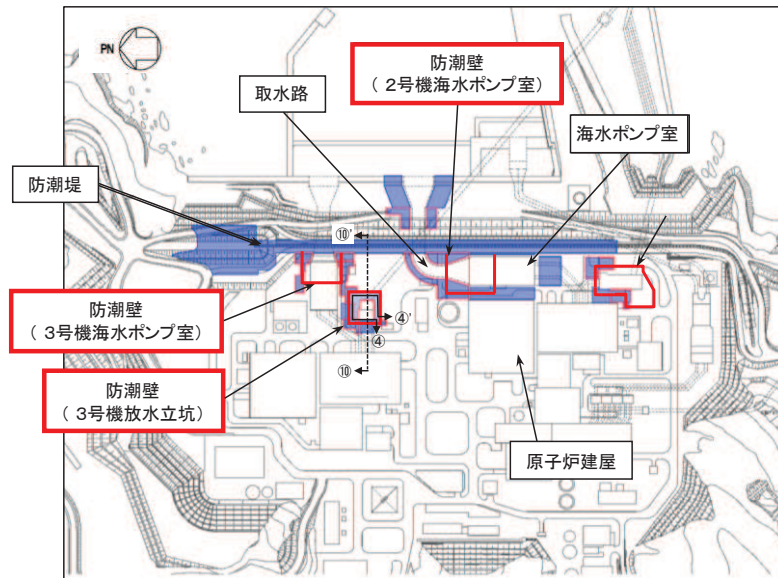
(a部拡大)

図6-7(1) 検討用モデルの概要





(④-④'断面)



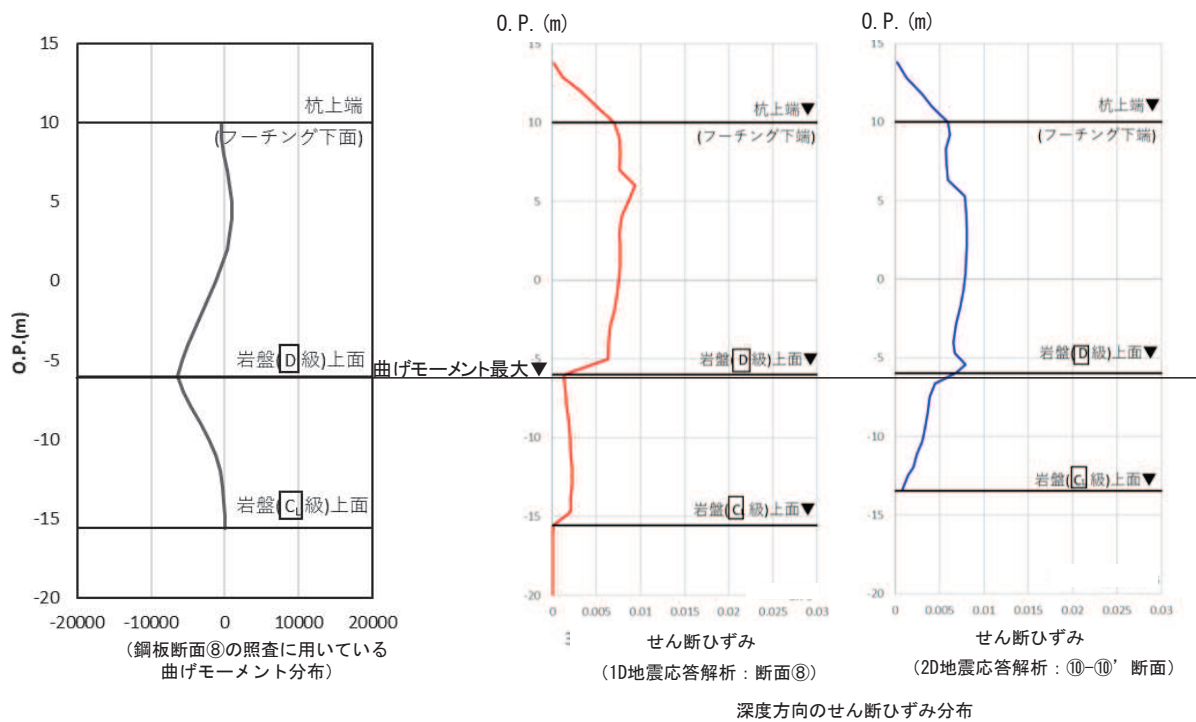
(全体配置図)

図 6-7(2) 検討用モデルの概要

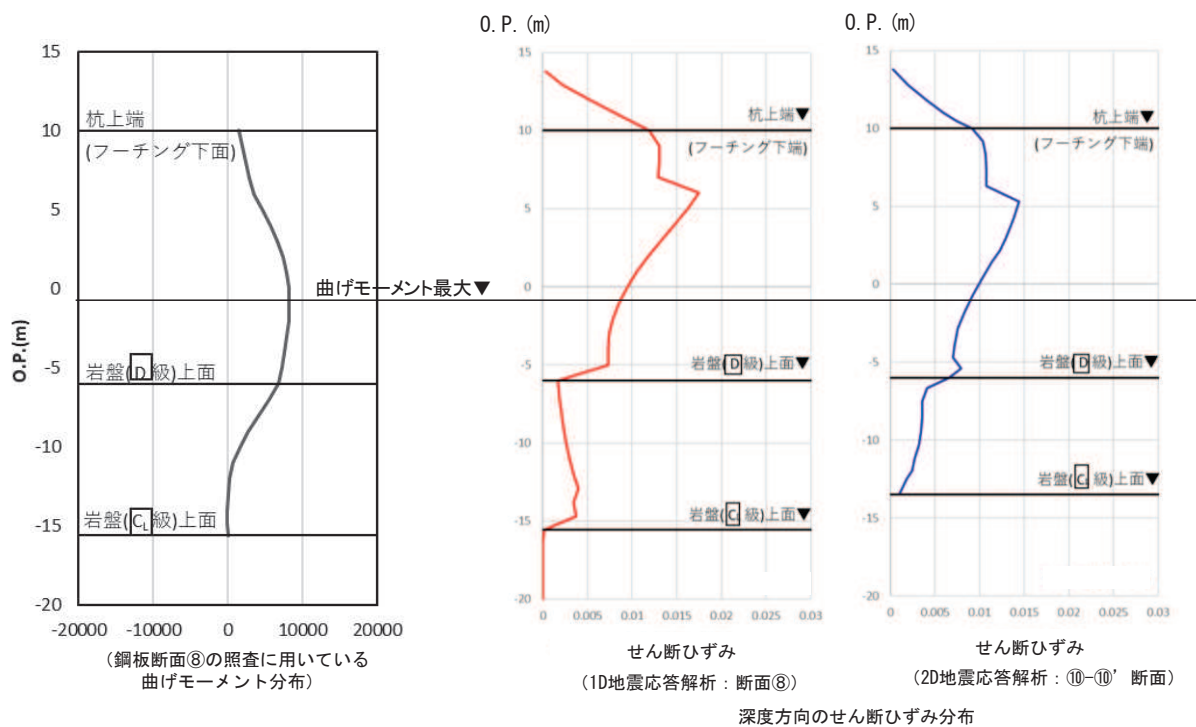
① 下部工への影響

下部工に作用する地盤応答として、杭の設計に影響が大きいと考えられる深度方向のせん断ひずみ分布を図 6-8 に示す。

この結果より、1次元地震応答解析と岩盤の不陸を考慮した2次元地震応答解析において、傾向の若干の違いはあるものの、最大曲げモーメント位置を含め全体的に、地盤のせん断ひずみや地盤全体の変形量は概ね同程度であり、照査値にも有意な影響は生じないものと判断される。

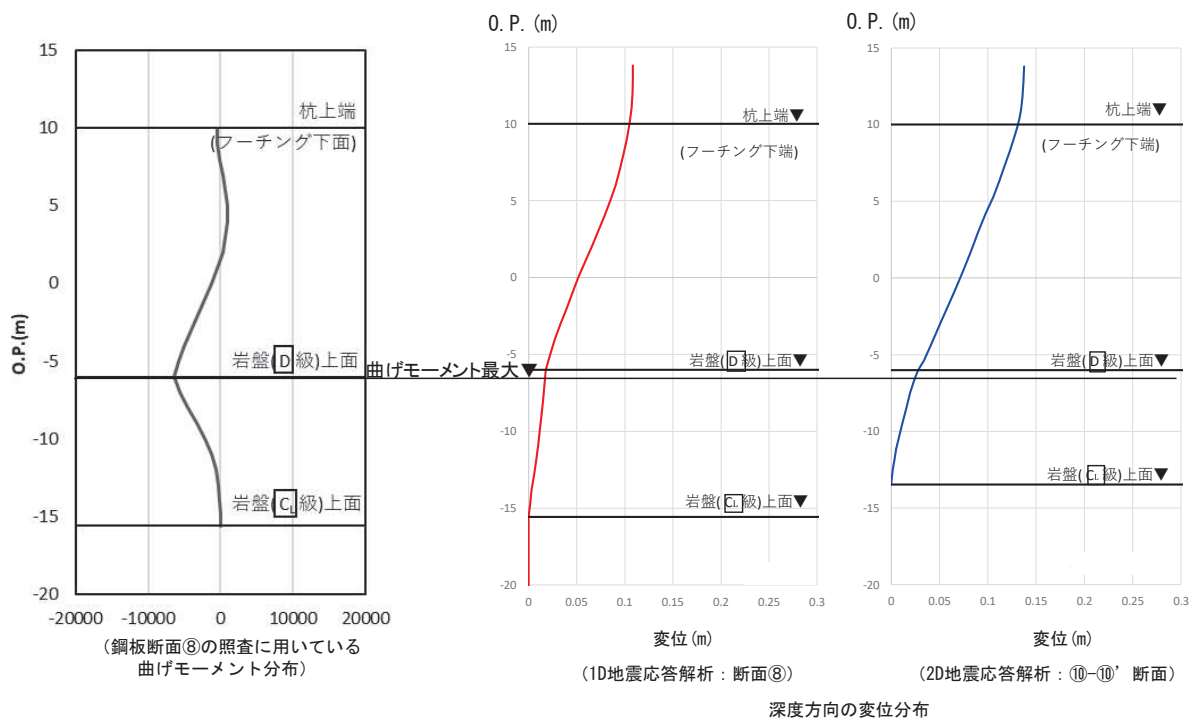


( S s - D 1 )

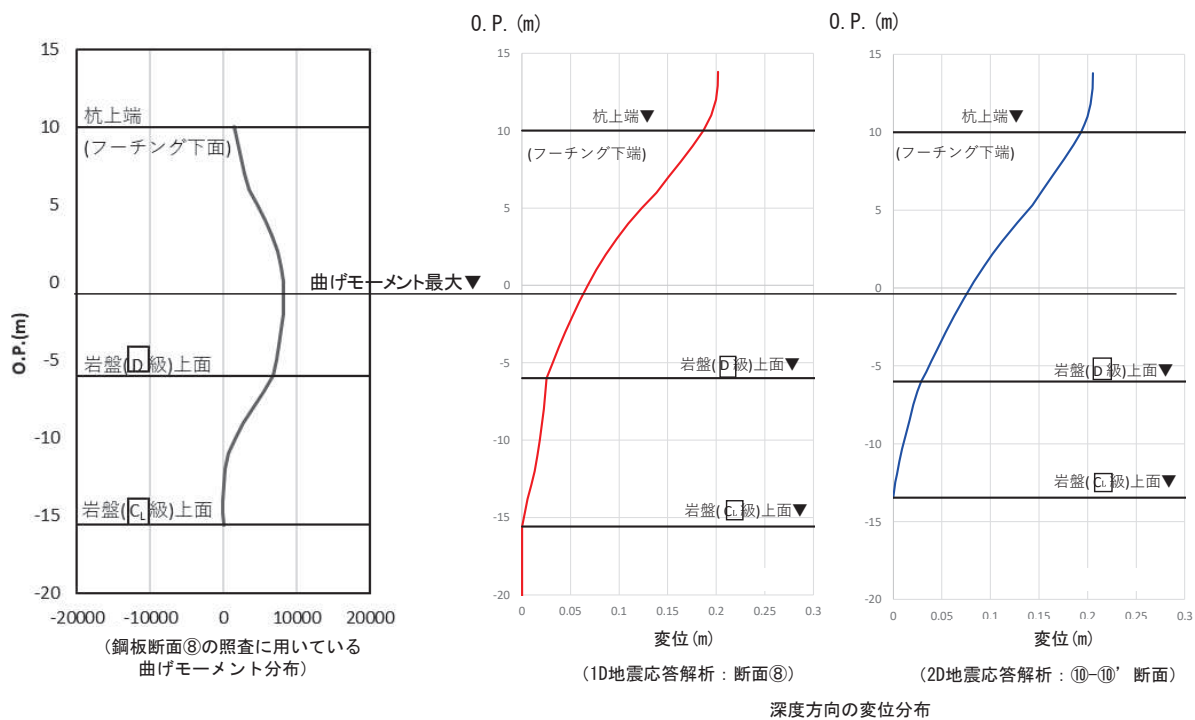


( S s - N 1 )

図 6-8(1) 地盤のせん断ひずみ分布



( S s - D 1 )



( S s - N 1 )

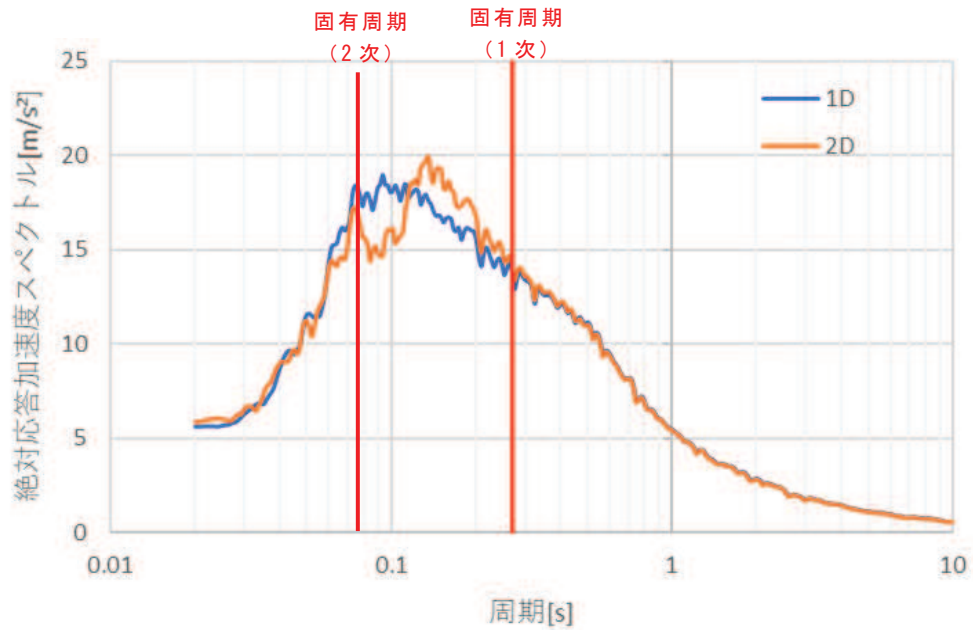
図 6-8(2) 地盤の応答分布 (変位)



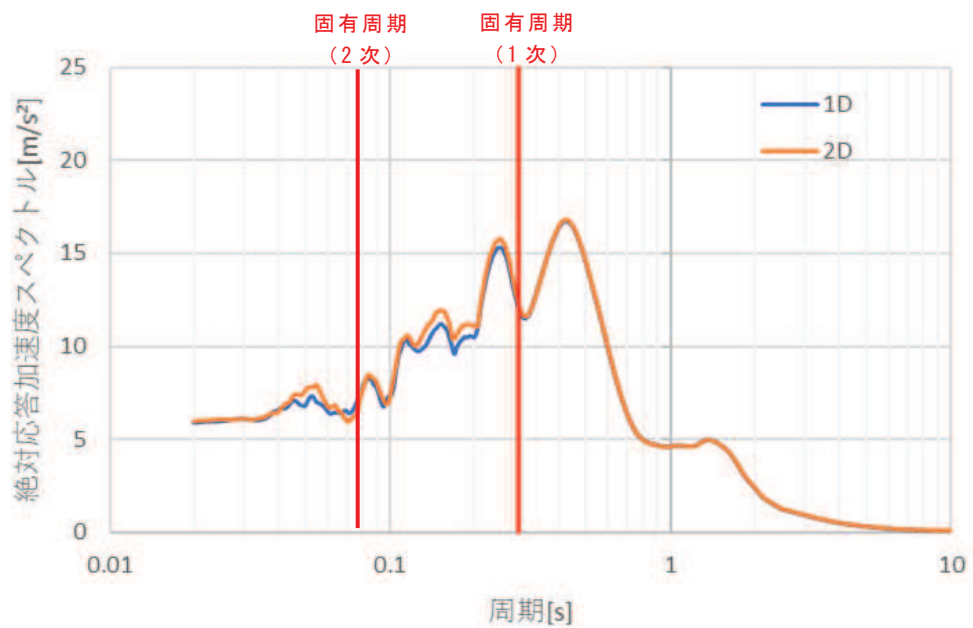
② 上部工への影響

上部工に作用する地盤応答として、フーチング下端部位置における加速度応答スペクトルを図6-9に示す。ここで、固有周期については、固有値解析の結果より1次モードと上部工がより応答する2次モードを示している。

検討の結果より、一次元と二次元を比較して、大きな差異はないことから断面力への影響も軽微で照査値に有意な影響は生じないものと判断される。



( S s - D 1 )



( S s - N 1 )

図6-9 杭下端位置における加速度応答スペクトルの比較

## 7. 検討結果まとめ

地震応答解析に質点系モデルを用いること及びその入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を入力することを基本方針としており、その前提として地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響、隣接構造物による影響等を把握する必要があるため、本資料では以下の検討を行った。

### 【検討 1】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効\*な地盤改良幅を確認するために、二次元有限要素モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

注記\*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

### 【検討 2】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

### 【検討 3】

検討 2 の妥当性検証として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等について考慮したケースについて、それぞれの解析手法による解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

検討の結果を以下に示す。

- ・ 基礎杭周辺において地下水位以深の旧表土或いは盛土を地盤改良し、地盤改良幅を改良高さの 2 倍確保することで、周辺の液状化影響等が改良体の剛性により基礎杭に及ばないことを、二次元有限要素モデル（有効応力解析）により確認し、全応力解析による評価とすることの妥当性を確認した。（【検討 1】）
- ・ 検討 1 を踏まえ、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法について、二次元有限要素モデル（有効応力解析）による応答値の比較により、保守的な応答を得ることを確認した。（【検討 2】）
- ・ 検討 2 の結果を踏まえ、検討 2 のパラメータスタディとして、地盤改良体の幅や地下水位分布のばらつき、隣接構造物や岩盤傾斜の影響を考慮した二次元有限要素モデル（有効応力解析）との応答値の比較を行った。いずれの場合においても一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法から得られた応答は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の応答値と比べ、保守的又は同等の応答を得ることを確認し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系

モデルによる解析手法は妥当な評価となることを確認した。（【検討3】）

以上より、一定の改良形状（高さ：D〔設計用地下水位+1m〕，幅：2D程度）を有することで、地盤改良体の改良幅の有限性や周辺地盤等の影響を考慮せず、水平成層一次元モデルで作成した地盤応答（全応力解析）を用いた質点系モデルによる地震応答解析を行うことは、本構造における耐震評価上概ね保守的な結果を得ており、地震応答解析手法として妥当であることを確認した。

また、【検討4】として、地盤改良を施工しない第2号機放水立坑岩盤部及び【検討1】～【検討3】の検討結果に包含されない、第2号機放水立坑（岩盤部）及び第3号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から2次元モデルを用いた影響検討を実施し、応答値の違いはあるものの、概ね同等もしくは保守性を踏まえた上で安全性に影響のないレベルであることを確認した。

## 8. 解析条件（二次元有限要素モデル）

### 8.1 解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。

解析手法は、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等の影響を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

地震応答解析手法の選定フローを図 8-1 に示す。

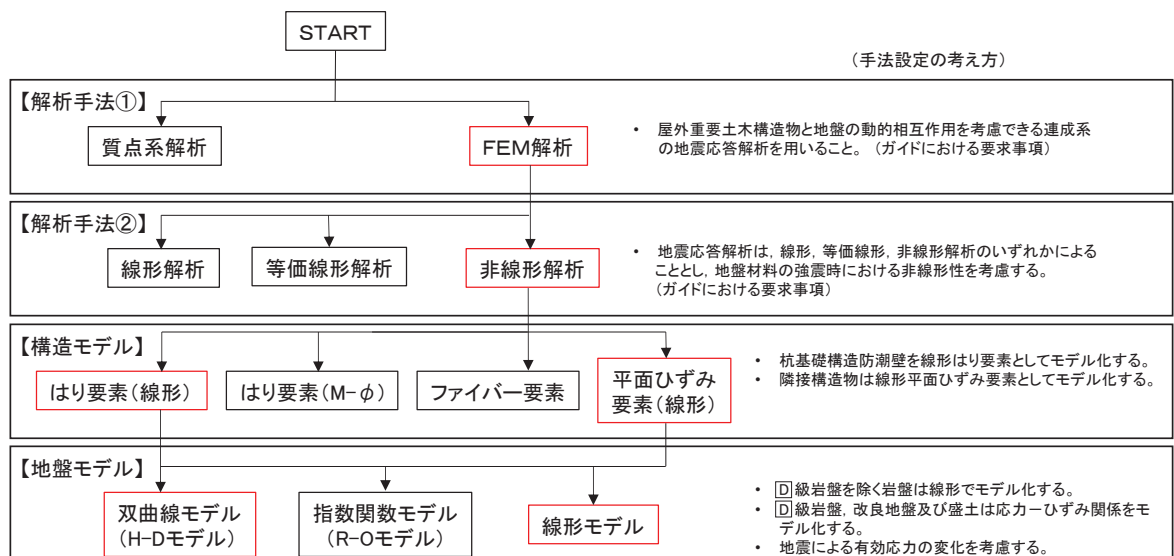


図 8-1 地震応答解析手法の選定フロー

## 8.2 解析モデル

各ケースの解析モデル図を図 8-2 に示す。

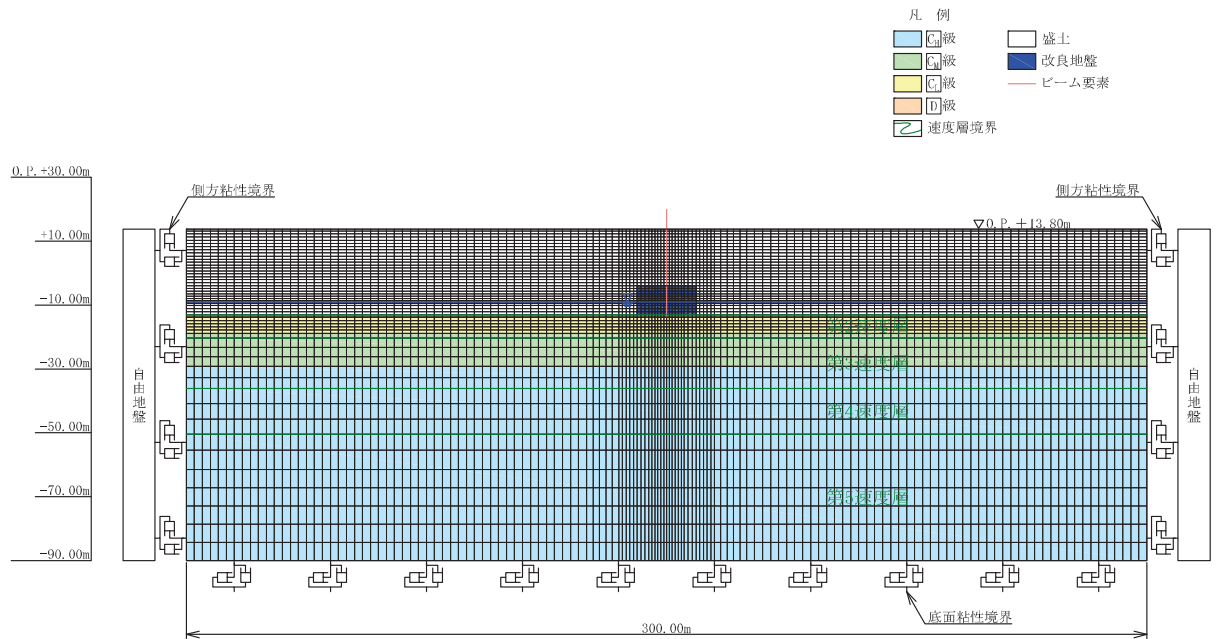


図 8-2(1) 検討用解析モデル  
(ケース 1 (基本ケース 1) )

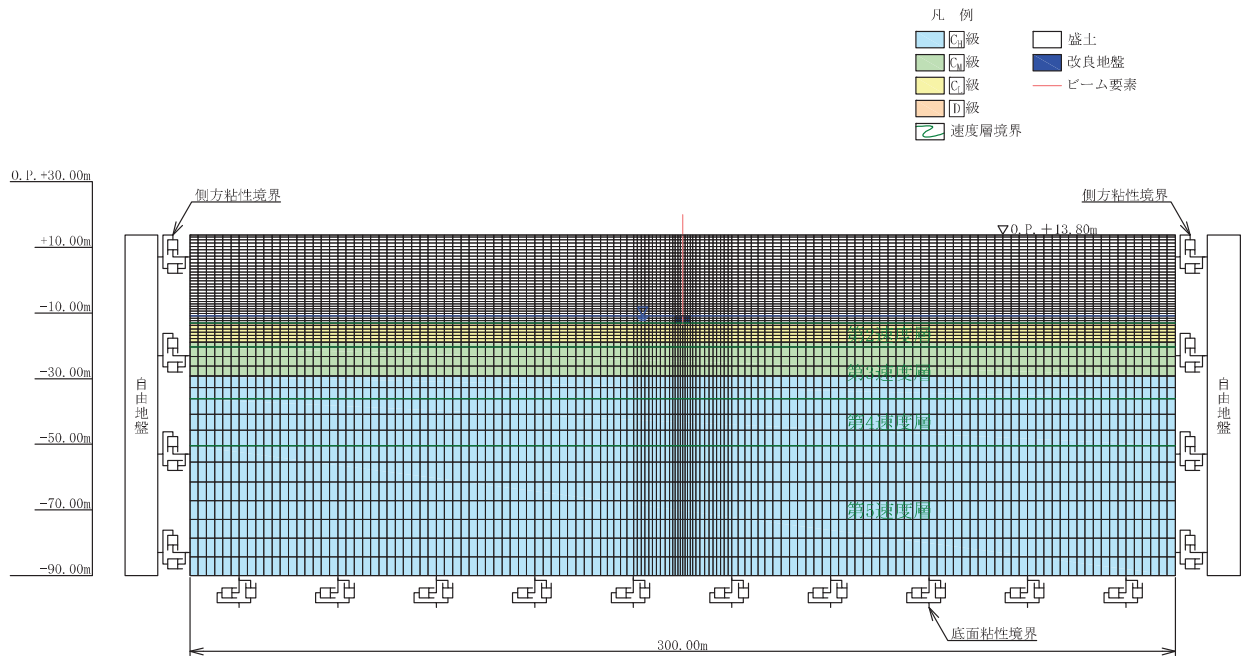


図 8-2(2) 検討用解析モデル  
(ケース 2 (基本ケース 2) )

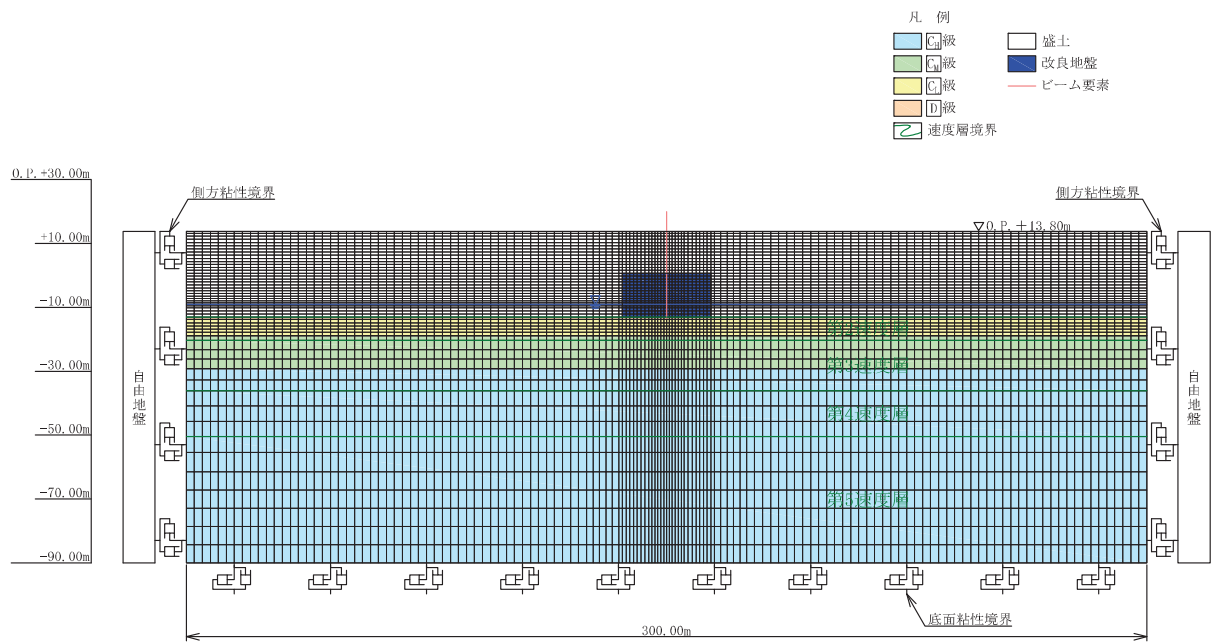


図 8-2(3) 検討用解析モデル  
(ケース 3 (基本ケース 3) )

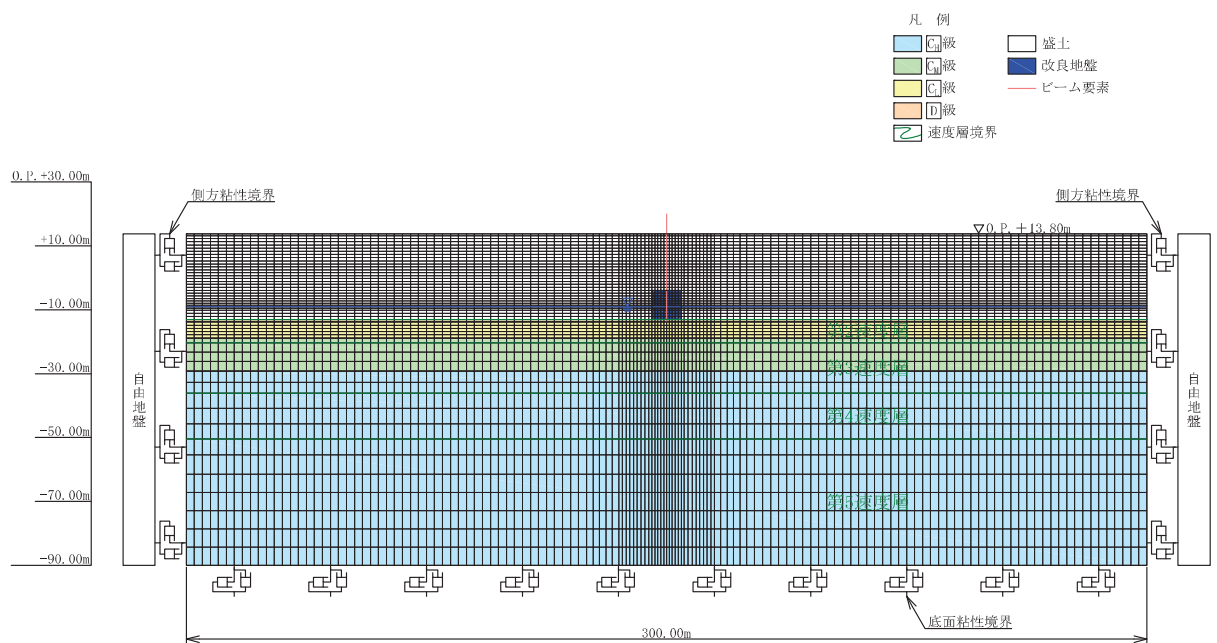


図 8-2(4) 検討用解析モデル  
(ケース 4(1))

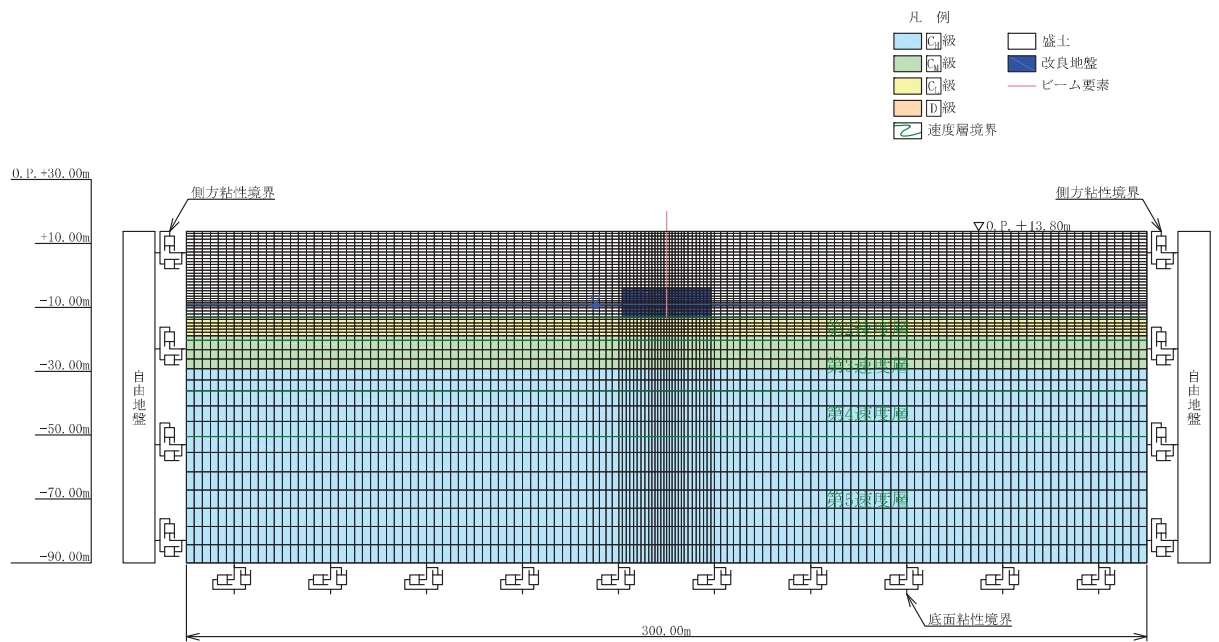


図 8-2(5) 検討用解析モデル  
(ケース 4(2))

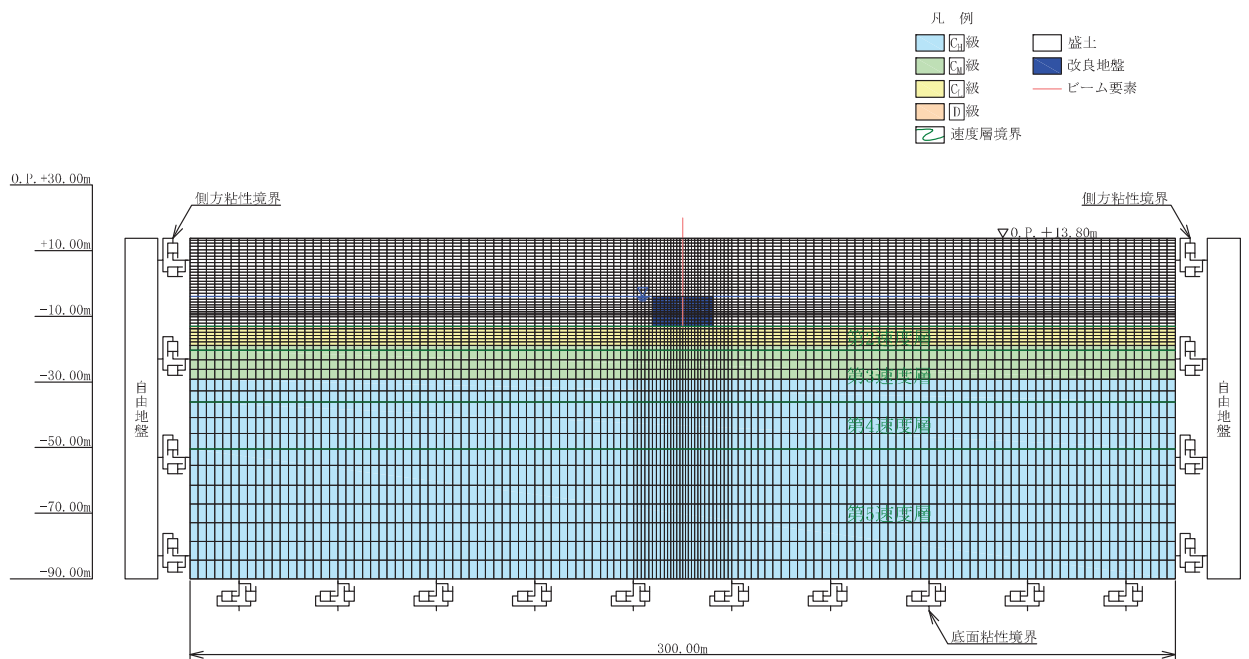


図 8-2(6) 検討用解析モデル  
(ケース 5(1))

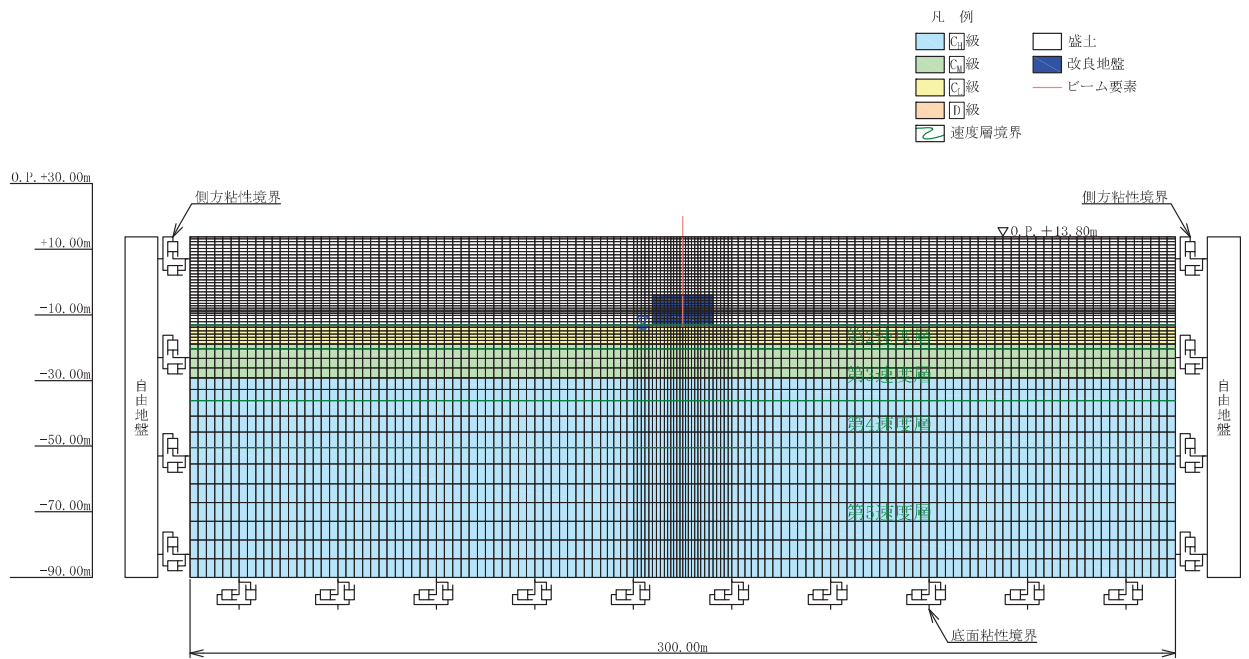


図 8-2(7) 検討用解析モデル  
(ケース 5(2))

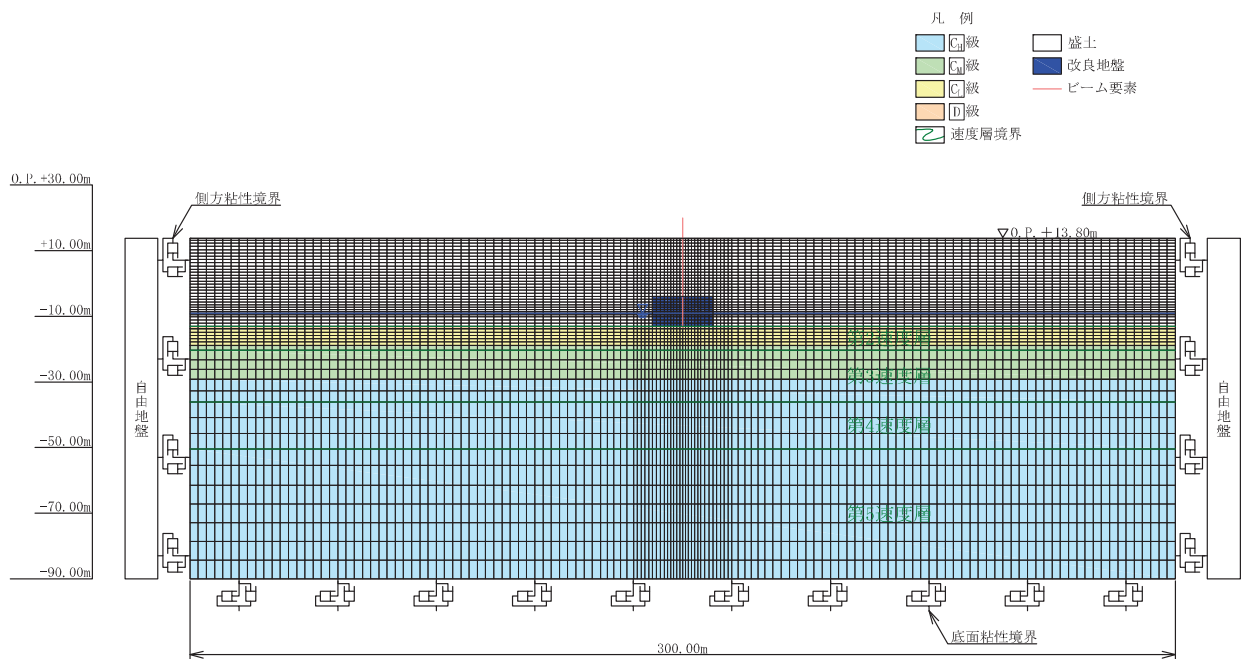


図 8-2(8) 検討用解析モデル  
(ケース 6(1))



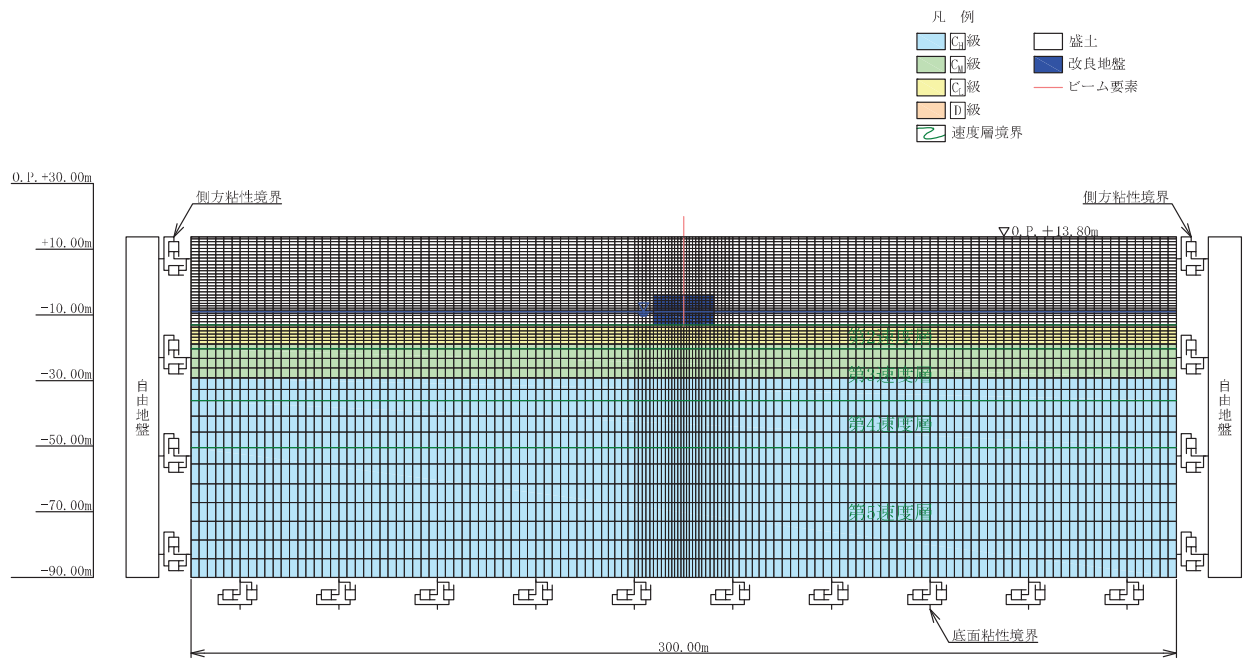


図 8-2(9) 検討用解析モデル  
(ケース 6(2))

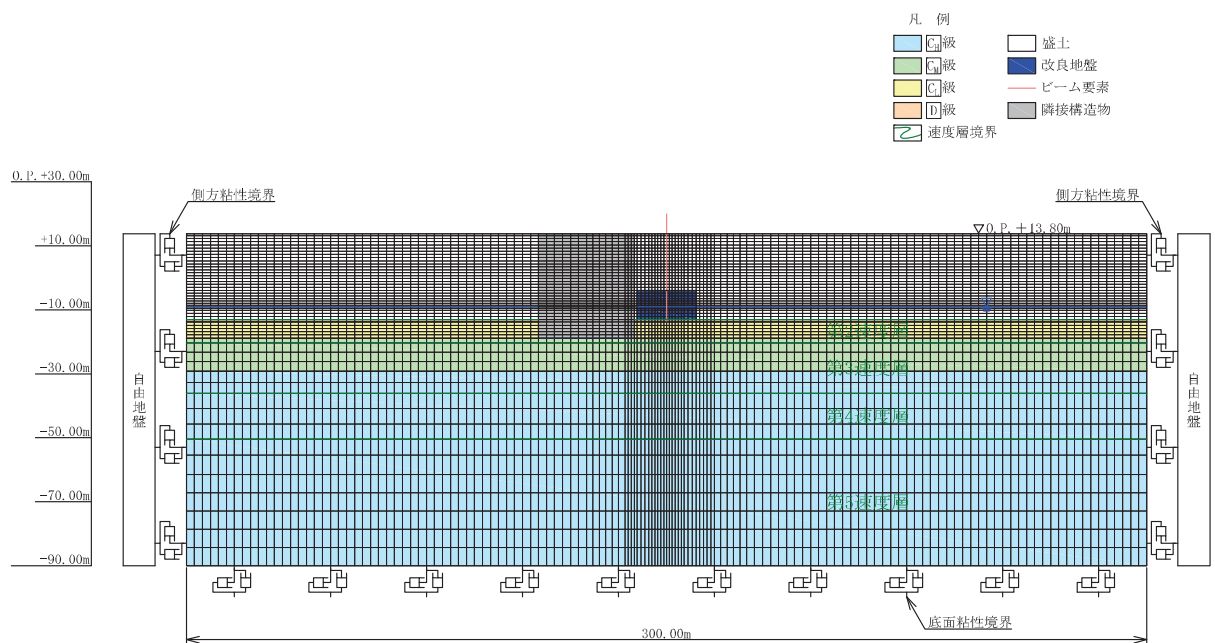


図 8-2(10) 検討用解析モデル  
(ケース 7(1))

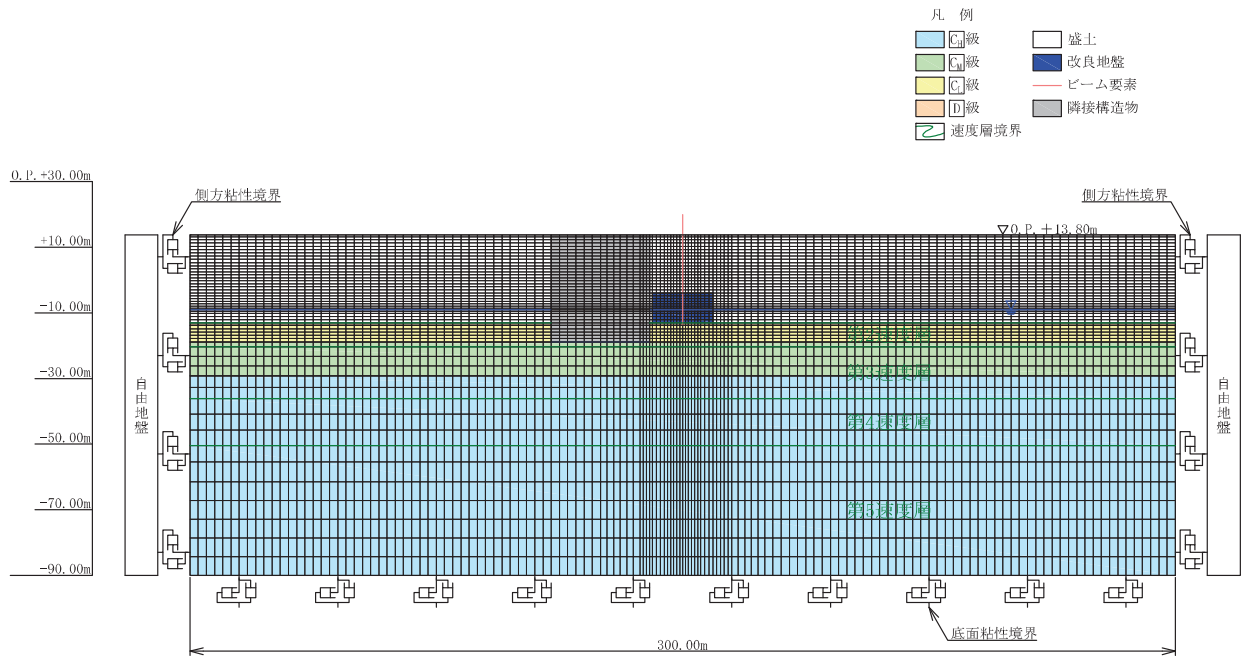


図 8-2(11) 検討用解析モデル  
(ケース 7(2))

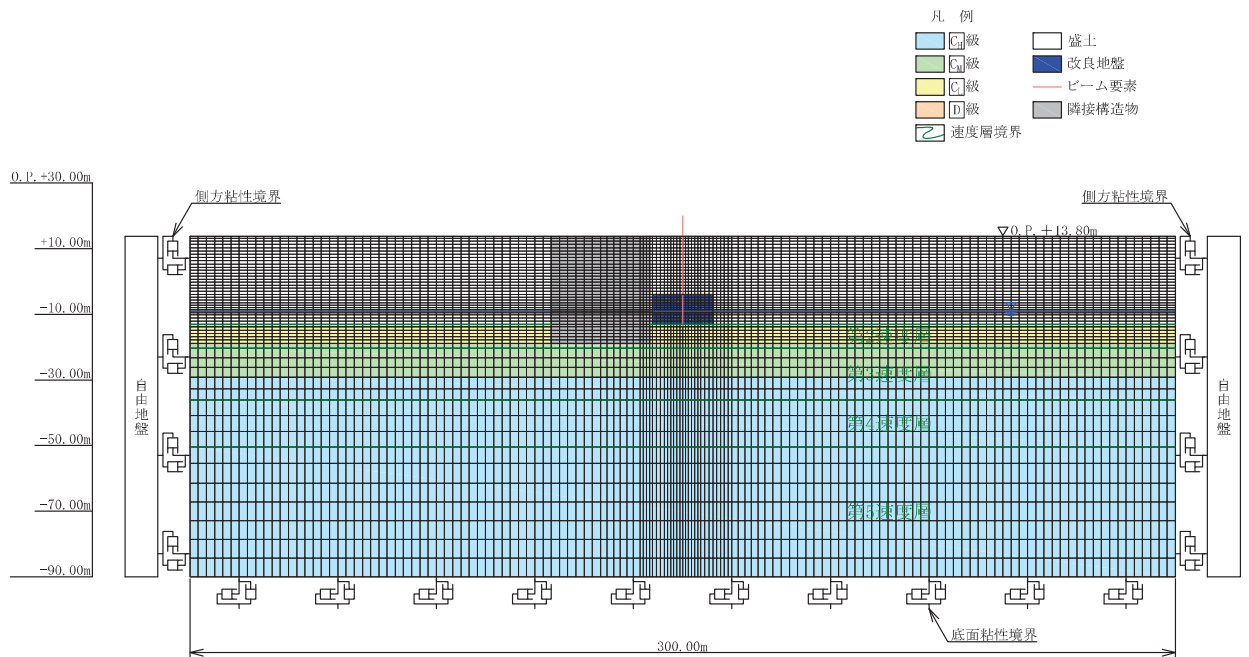


図 8-2(12) 検討用解析モデル  
(ケース 7(3))

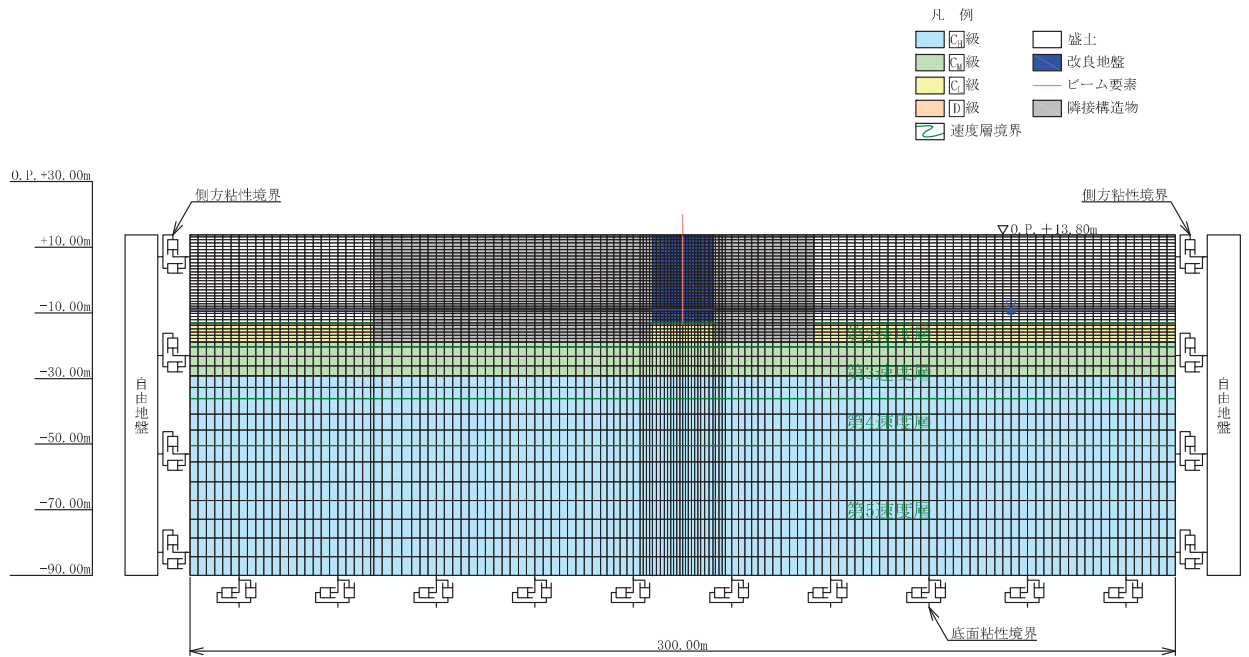


図 8-2(13) 検討用解析モデル  
(ケース 7(4))

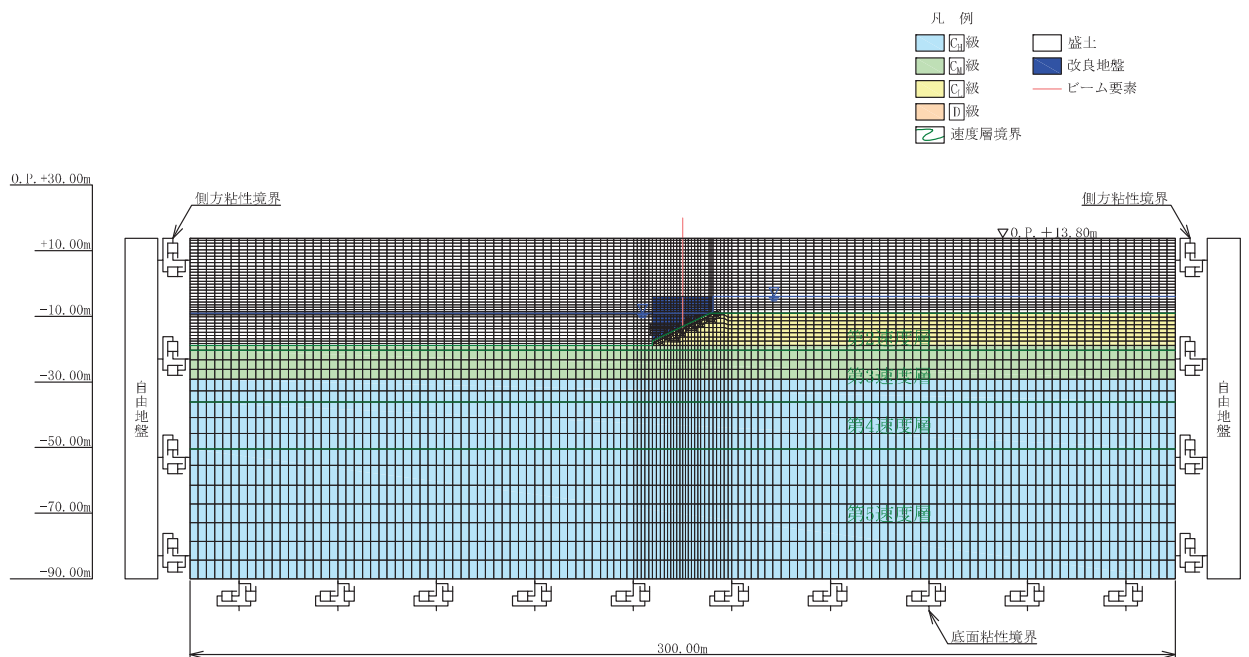


図 8-2(14) 検討用解析モデル  
(ケース 8)

⑦ 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を参考に、図 8-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

解析モデルの下端については、O. P. -90.0m までモデル化する。

地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 8-4 に示す。

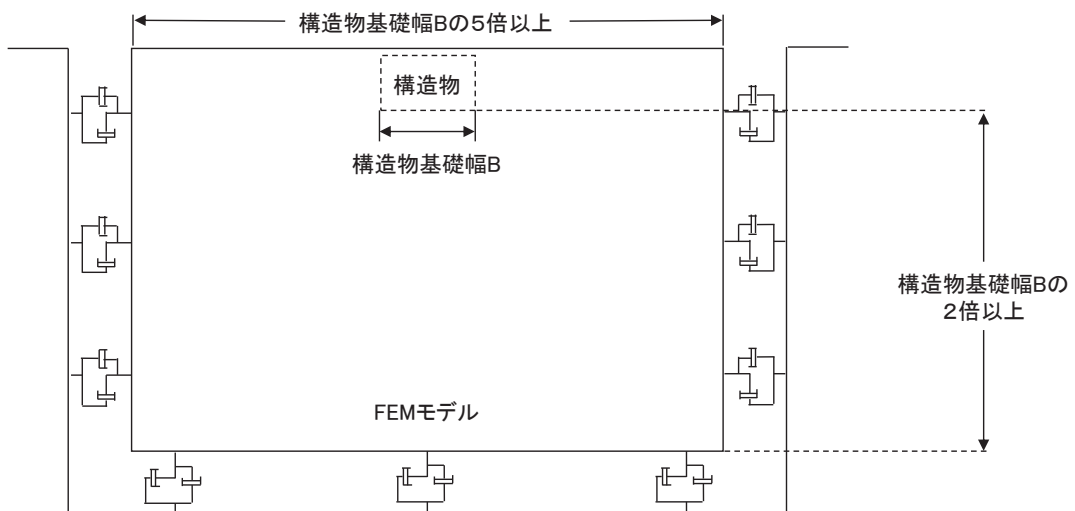


図 8-3 モデル化範囲の考え方

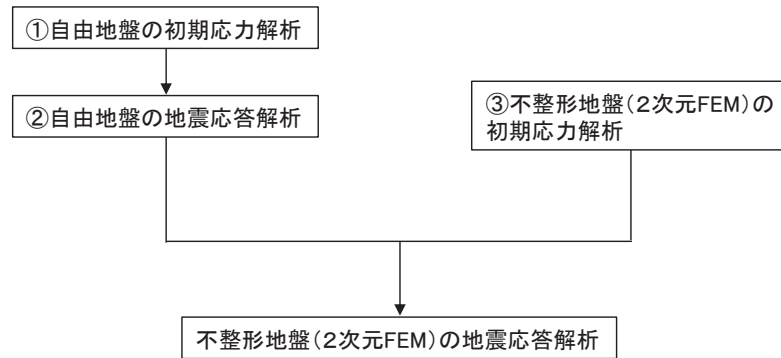


図 8-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

### ⑧ 境界条件

#### a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 8-5 に示す。

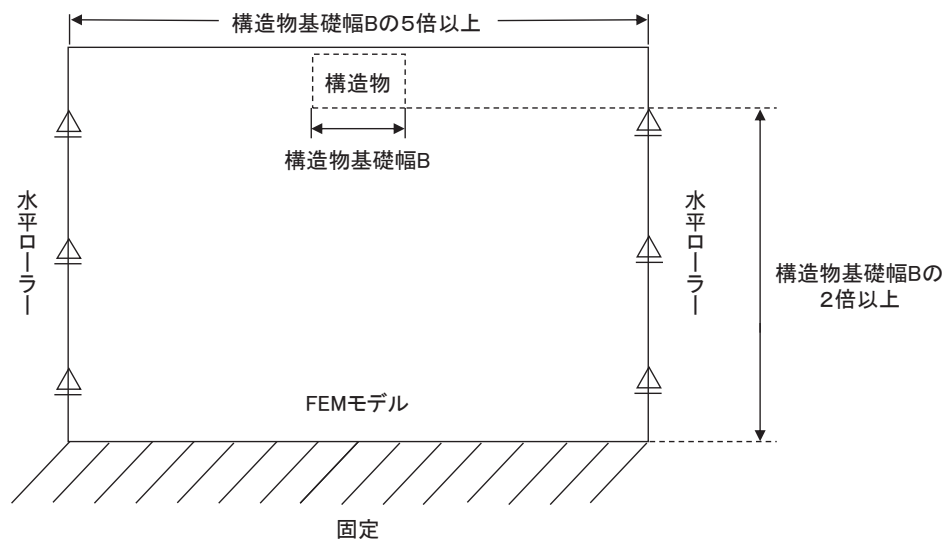


図 8-5 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図8-6に示す。

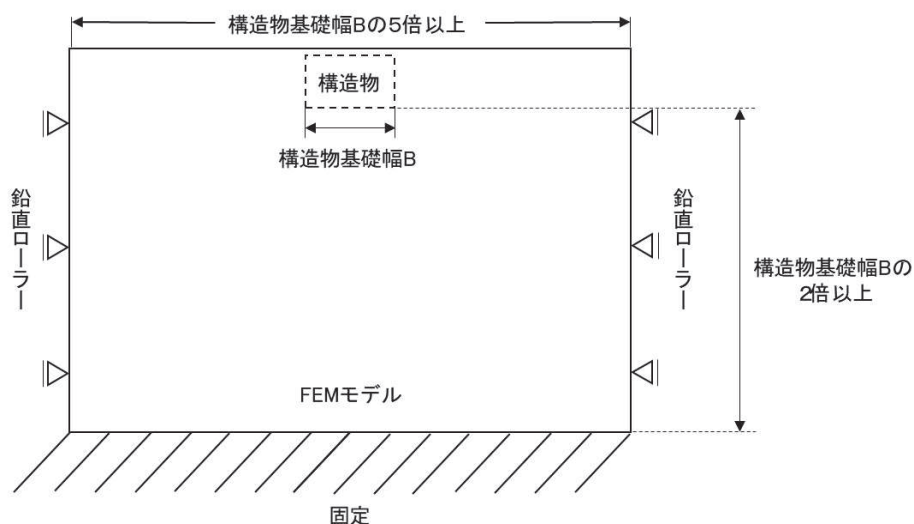


図8-6 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、二次元有限要素法解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

### 8.3 構造物のモデル化

#### ① 防潮壁

防潮壁は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。表 8-1 に材料の物性値を示す。

鋼管杭，フーチング，ペデスタル，上部工の断面諸元は，それぞれ杭一本あたりに換算して解析モデルに反映させている。上部工については，図 8-7，図 8-8 に示すように鋼製支柱（H 鋼）及び鋼板（鋼製パネル）の平面的な配置に基づいて断面諸元を設定している。

鋼管杭，フーチング，ペデスタル及び上部工は図 8-9 に示すように，解析断面奥行き方向に 3m 間隔で杭が配置されるような様な構造をとるものとしてモデル化する。

表 8-1 材料の物性値（線形はり要素）

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.5	$2.8 \times 10^4$	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	$2.0 \times 10^5$	0.3

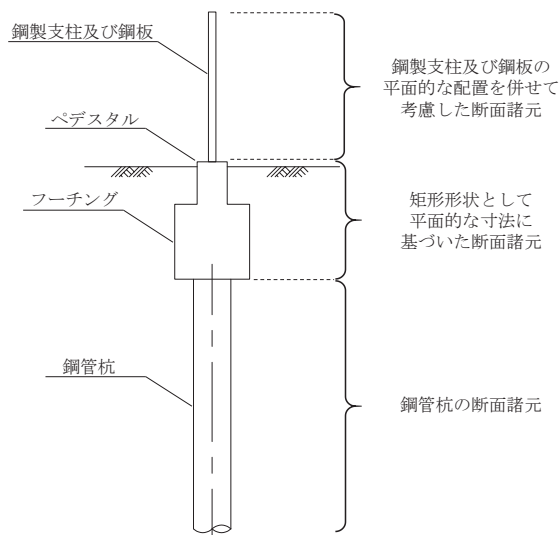
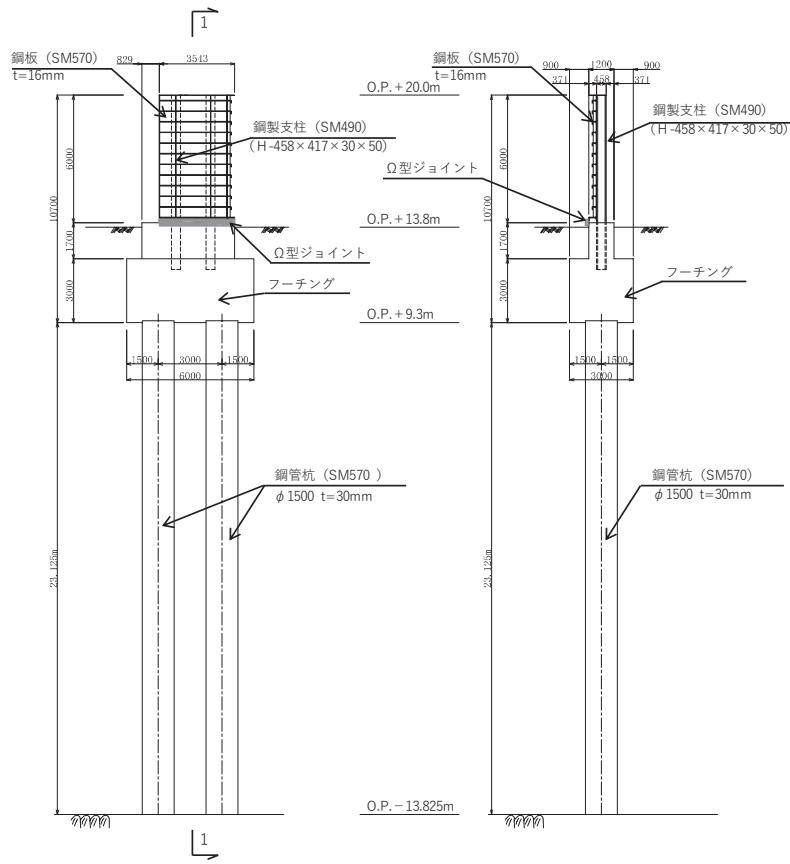


図 8-7 防潮壁の断面諸元概要



正面図

1-1 断面図

図 8-8 検討用モデルの構造概要

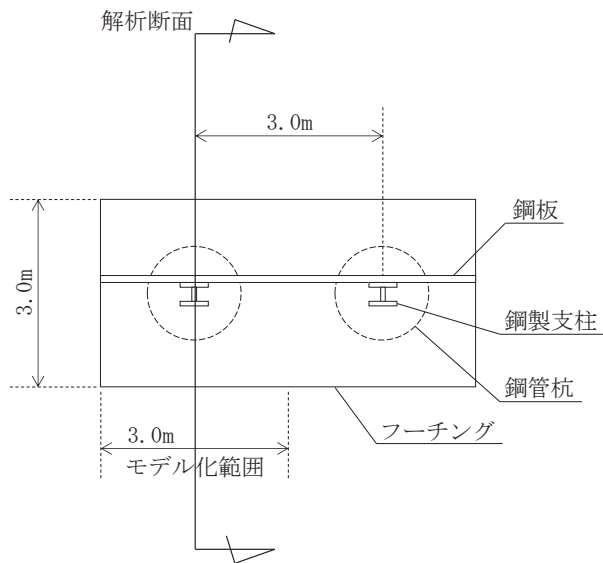


図 8-9 断面奥行き方向のモデル化概要 (平面図)



## ② 隣接構造物

隣接構造物は、2号機海水ポンプ室相当の等価剛性を与えた平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する（ケース7(1)）。なお、前述のとおり剛性のパラメータスタディ（ケース7(2)、(3)）においては、剛性を2倍、0.5倍としてモデル化する。さらに、原子炉建屋と海水ポンプ室間を模擬したパラメータスタディ（ケース7(4)）においては、原子炉建屋相当の等価剛性を与えた線形平面応力要素でモデル化する。

等価剛性の設定は、「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】資料1 11. 等価剛性モデルの設定方針」に示す方法に準じ算定する。なお、原子炉建屋においては、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術〈技術資料〉」（土木学会、2009）を参考に、原子炉建屋のSRモデルから算定する。

表8-2に隣接構造物の物性値を、図8-10に隣接構造物のモデル化概要図を示す。

表8-2 隣接構造物の物性値

想定する 隣接構造物	適用ケース	ヤング係数* (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
海水ポンプ室	ケース7(1) 及びケース7(4)	$7.625 \times 10^2$	0.2
	ケース7(2)	$1.525 \times 10^3$	0.2
	ケース7(3)	$3.812 \times 10^2$	0.2
原子炉建屋	ケース7(4)	$9.770 \times 10^2$	0.3

注記\*：実際のモデルでは深度方向の物性値の違い等があるが、本検討においては解析手法の妥当性として隣接効果の影響を確認することが目的であるため、面積重みづけ平均により平均化し、一律の物性値でモデル化を行う。

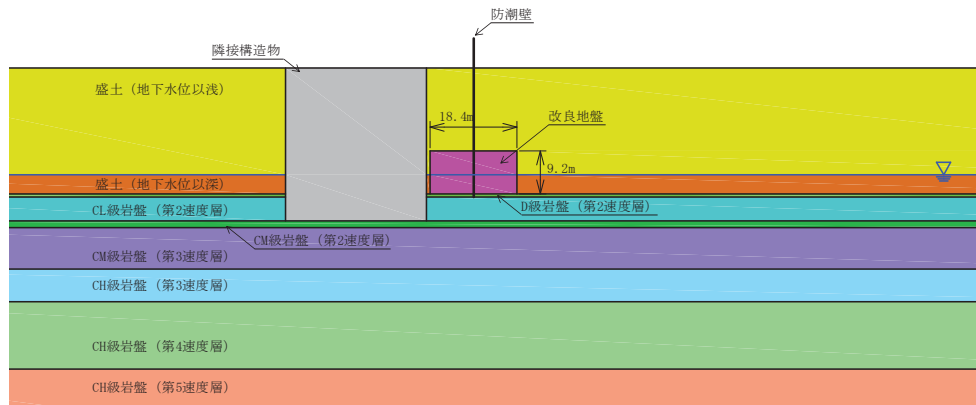


図 8-10(1) 隣接構造物のモデル化概要図  
(ケース 7(1)～ケース 7(3))

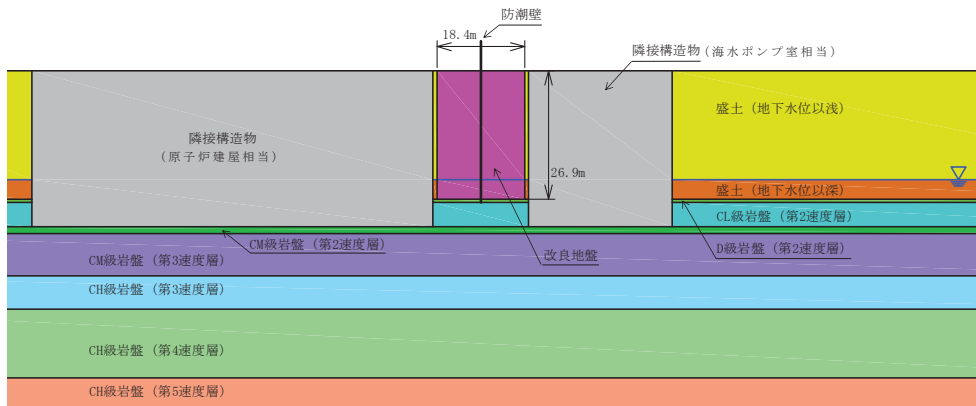


図 8-10(2) 隣接構造物のモデル化概要図  
(ケース 7(4))

#### 8.4 地盤のモデル化

地盤は、 $D_1$ 級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、 $D_2$ 級岩盤、改良地盤及び盛土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。そのうち、盛土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

#### 8.5 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮することとし、粘性減衰は、Rayleigh減衰を考慮する。

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰（ $\alpha = 0$ ）を考慮する。係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に、 $\beta = 0.002$  に設定する。

なお、防潮壁をモデル化する線形はり要素は、Rayleigh 減衰を部材別に設定する。部材別の係数  $\beta$  を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき、表 8-3 に示す減衰定数及び地震応答解析モデルの固有値解析により求められた 1 次固有振動数を用いて、下記の式により算定する。

$$\beta = \frac{h}{\pi \cdot f}$$

ここで、 $\beta$ ：減衰マトリクスにおける剛性マトリクスの係数

$h$ ：各材料の減衰定数

$f$ ：固有値解析により求められた 1 次固有振動数

固有値解析結果及び設定した係数  $\beta$  を表 8-4 に示す。また、1 次固有モードの変形形状を図 8-11 に示す。

表 8-3 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 8-4 一次固有周期と  $\beta$  の値

	鋼板・鋼製支柱	鋼管杭	フーチング
一次固有周期 (s)	0.87	0.87	0.87
減衰定数	0.02 (上部工・鋼材)	0.03 (下部工・鋼材)	0.05 (下部工・鉄筋コ ンクリート部材)
$\beta$	0.005	0.008	0.013

(一次固有周期 : 0.87s)

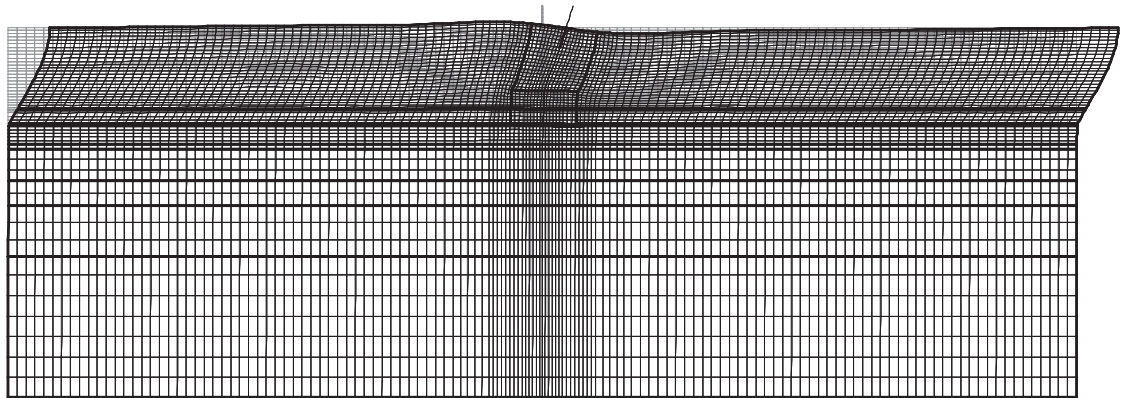


図 8-11 一次固有モードの変形形状

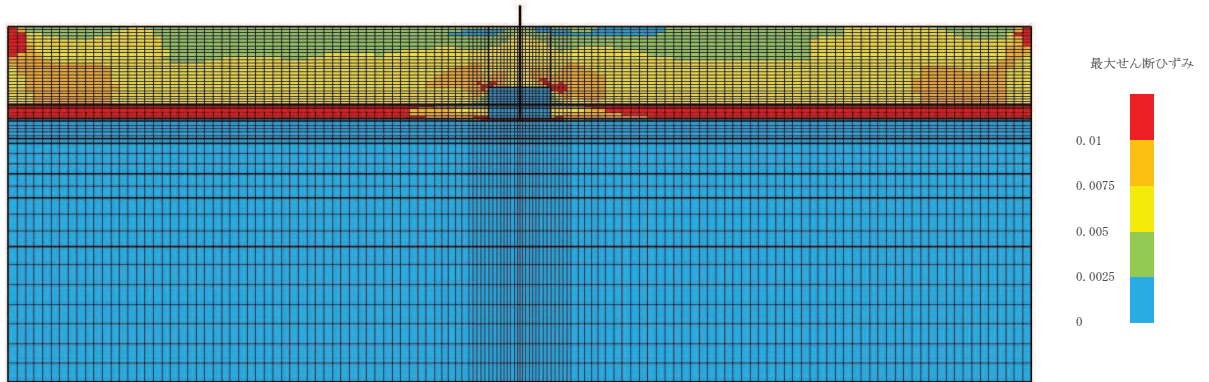
## 8.6 地盤の物性値

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

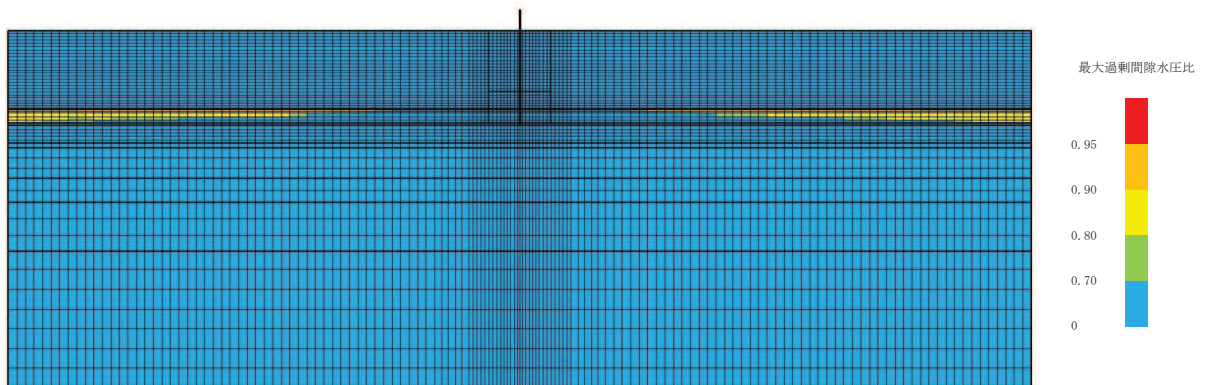
なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

## 9. 最大応答値分布

図 9-1～図 9-8 に各検討ケースにおける最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布を示す。

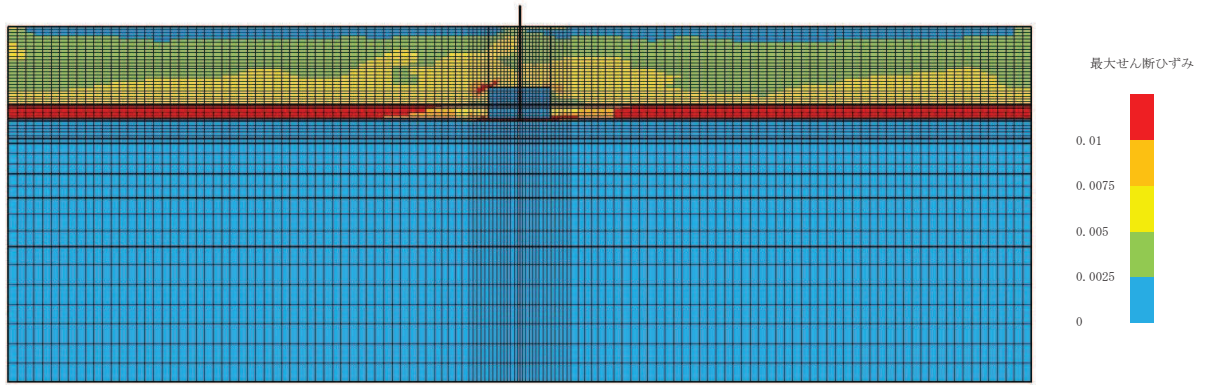


(最大せん断ひずみ分布)

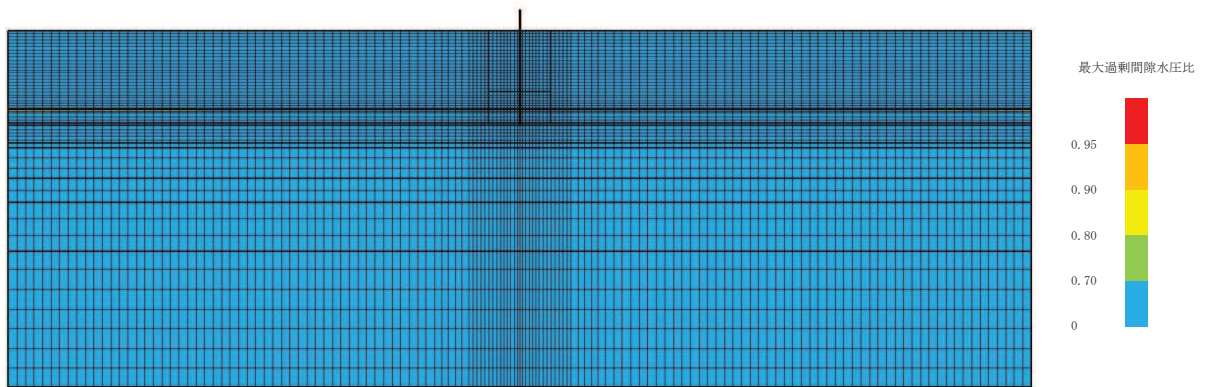


(最大過剰間隙水圧比分布)

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



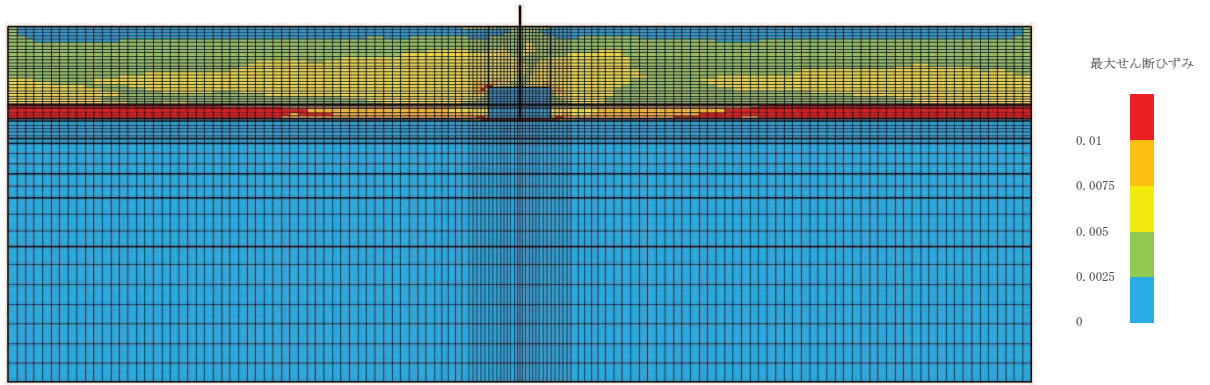
(最大せん断ひずみ分布)



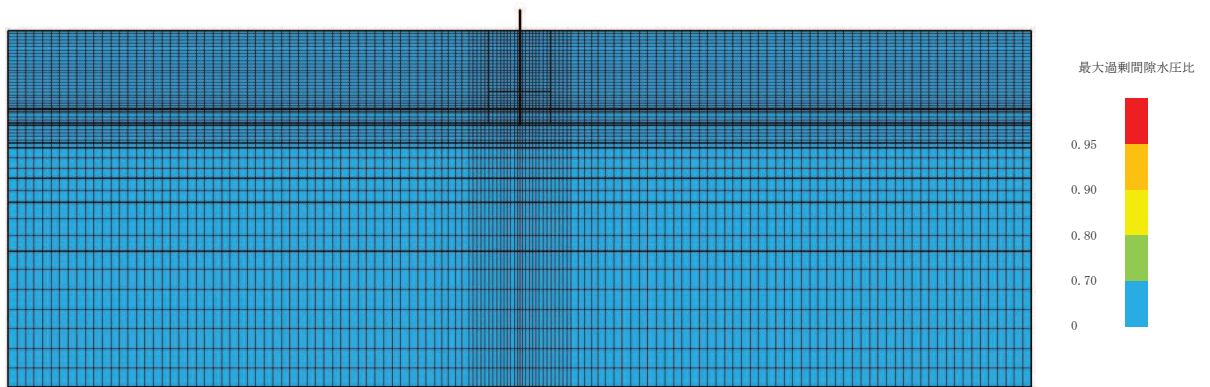
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-1 (2) 最大応答値分布 (ケース 1,  $S_s - D_2$ )





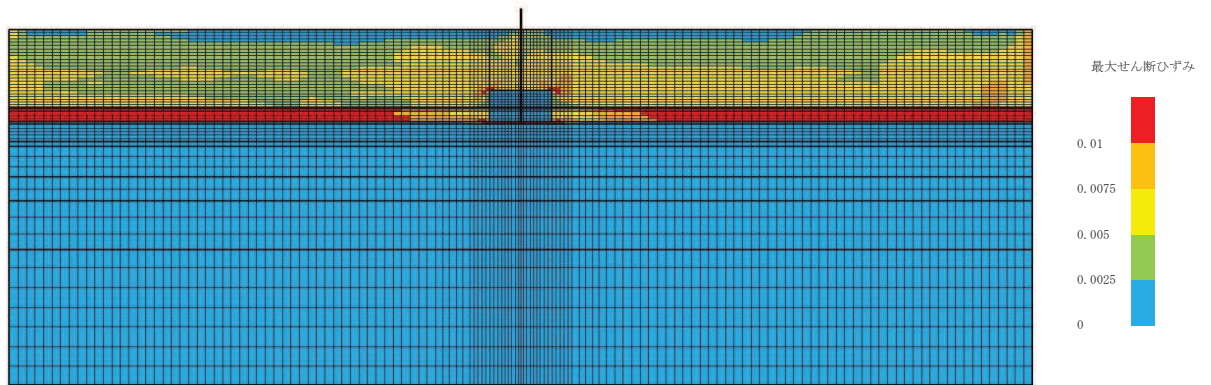
(最大せん断ひずみ分布)



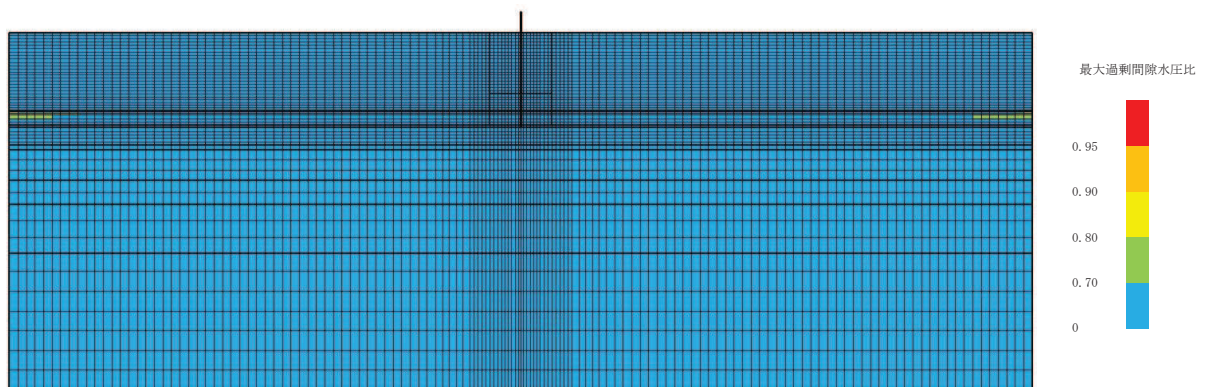
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-1 (3) 最大応答値分布 (ケース 1, S<sub>s</sub>-D3)



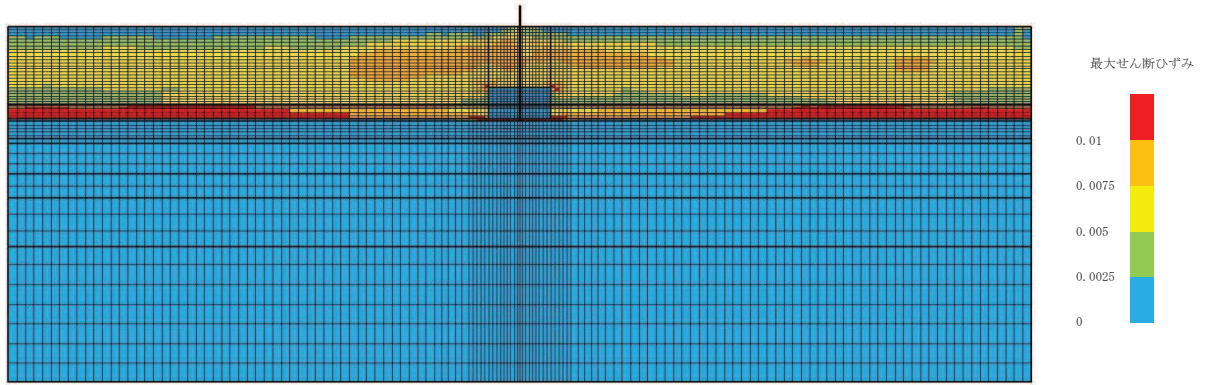


(最大せん断ひずみ分布)

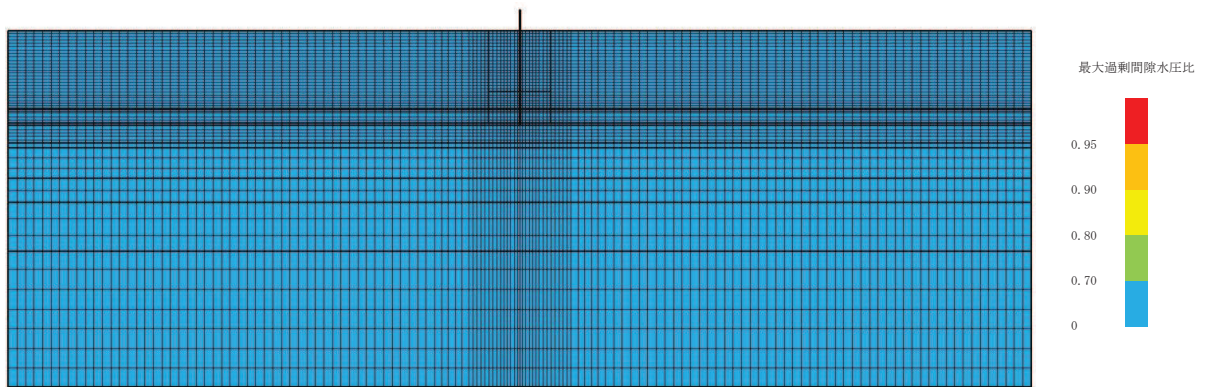


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

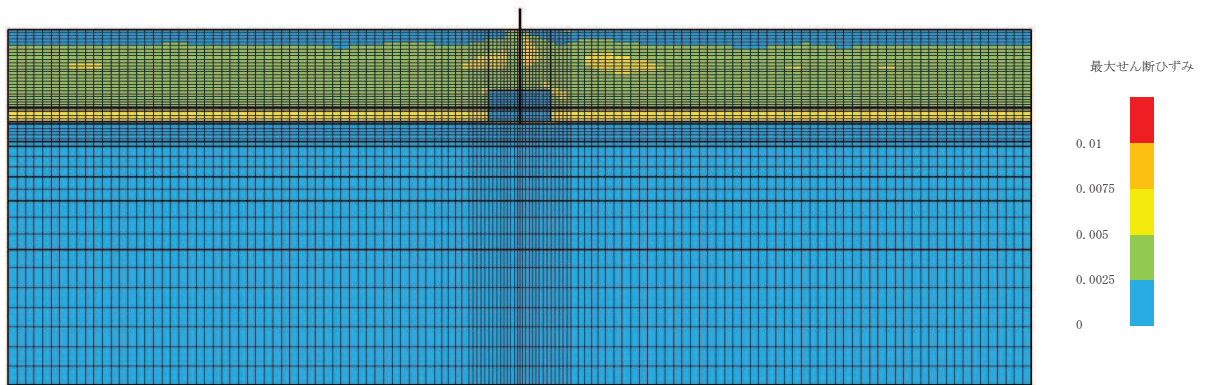


(最大せん断ひずみ分布)

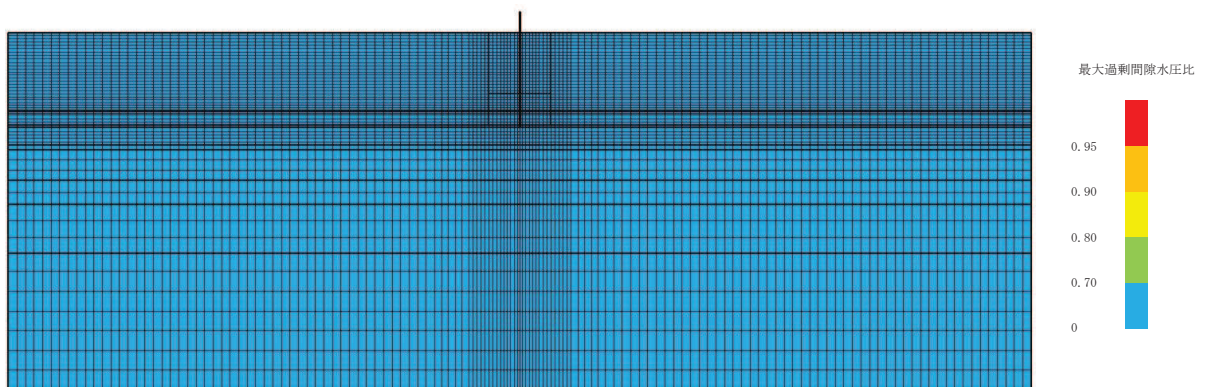


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-1 (5) 最大応答値分布 (ケース 1,  $S_s - F_2$ )



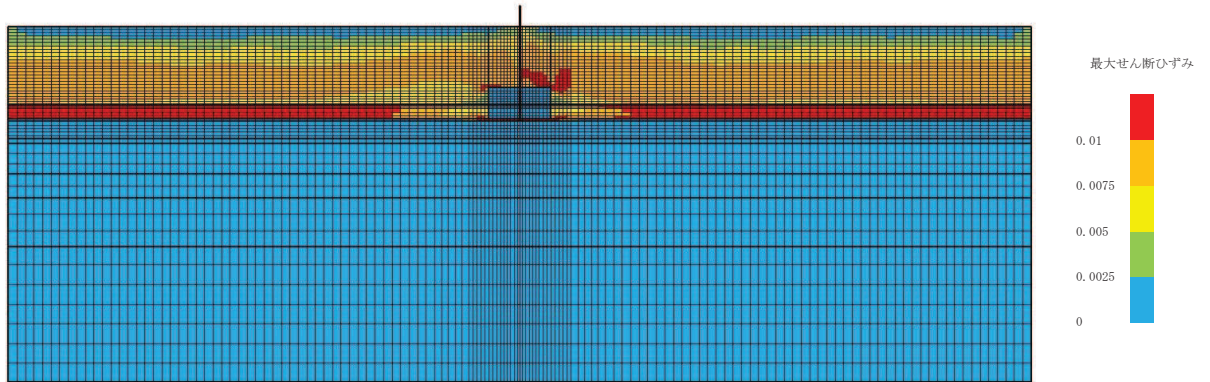
(最大せん断ひずみ分布)



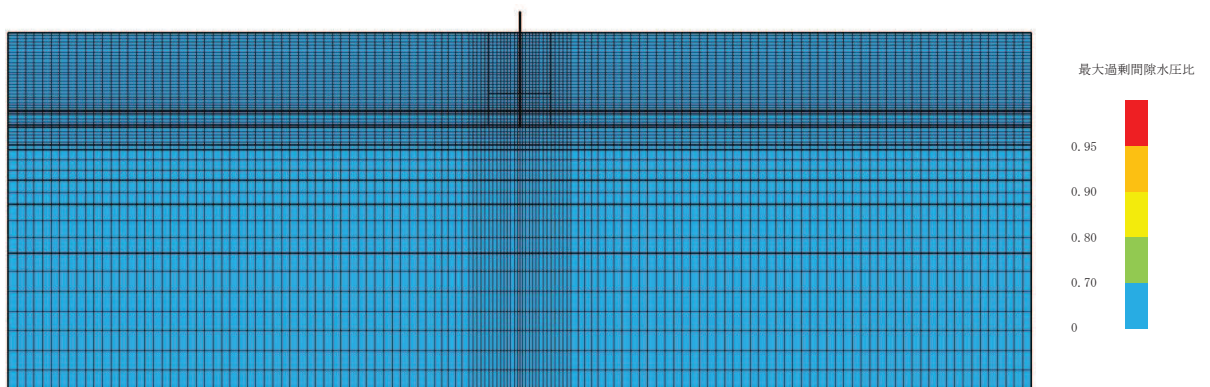
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-1 (6) 最大応答値分布 (ケース 1, S<sub>s</sub>-F3)



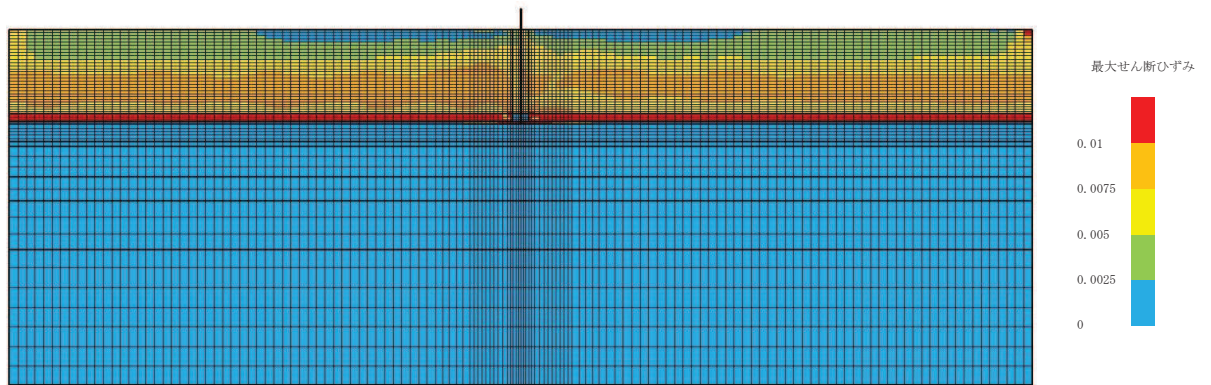


(最大せん断ひずみ分布)

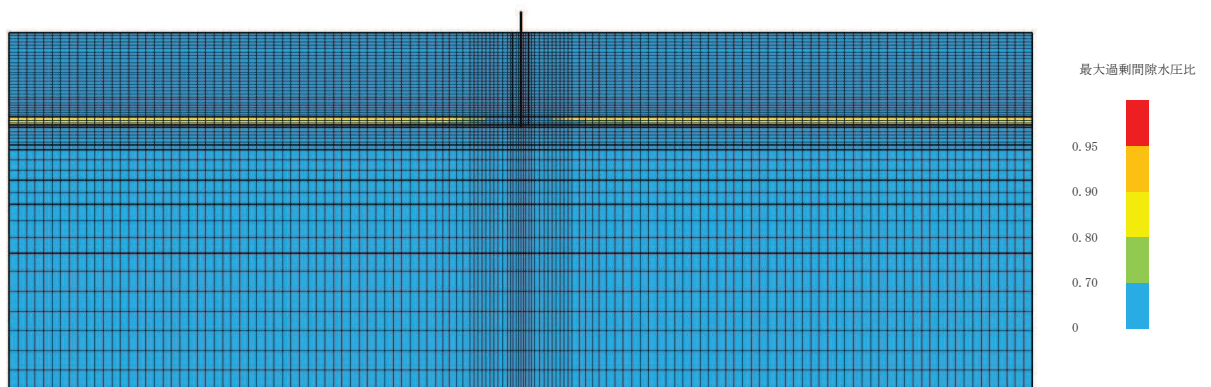


(最大過剰間隙水圧比分布)

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

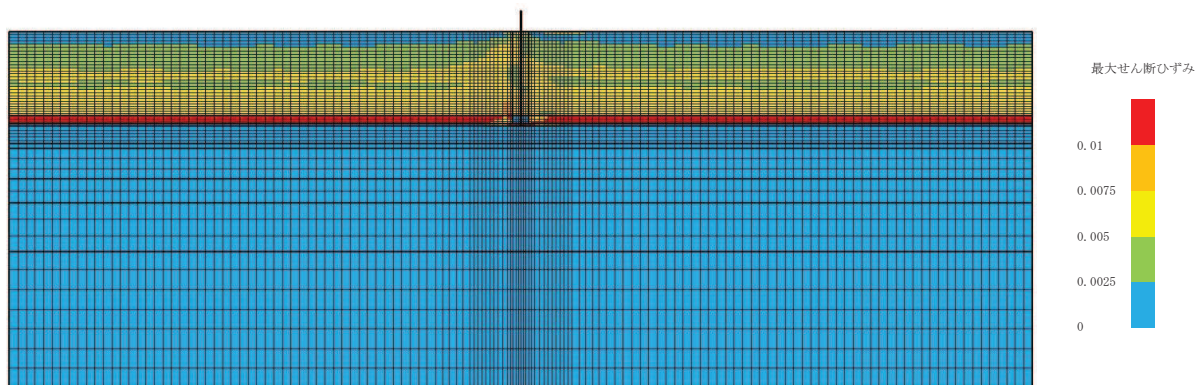


(最大せん断ひずみ分布)

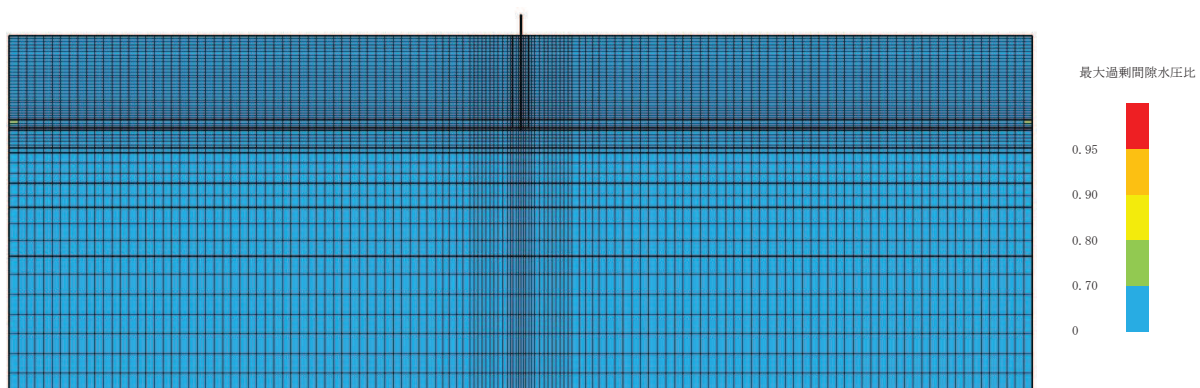


(最大過剰間隙水圧比分布)

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



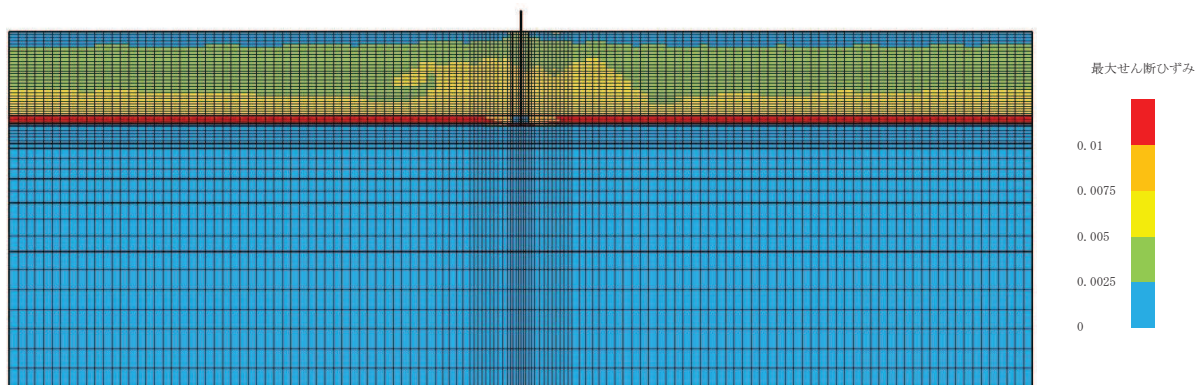
(最大せん断ひずみ分布)



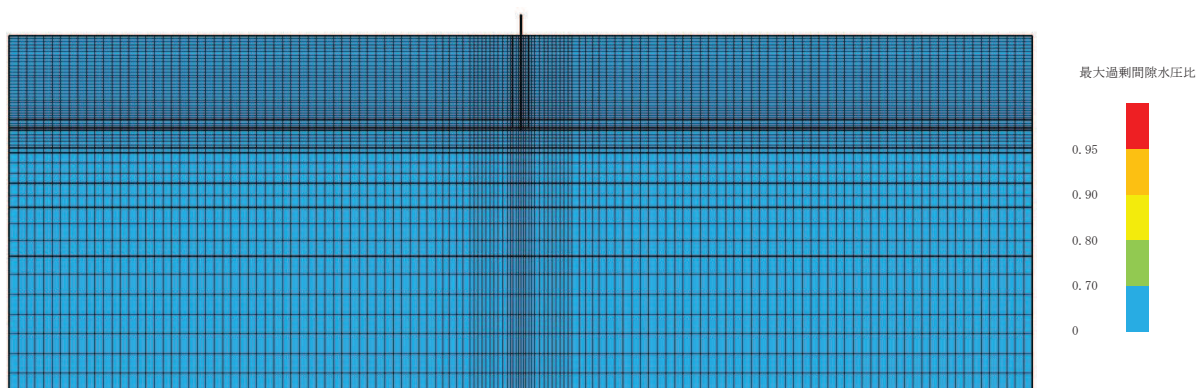
(最大過剰間隙水圧比分布)

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



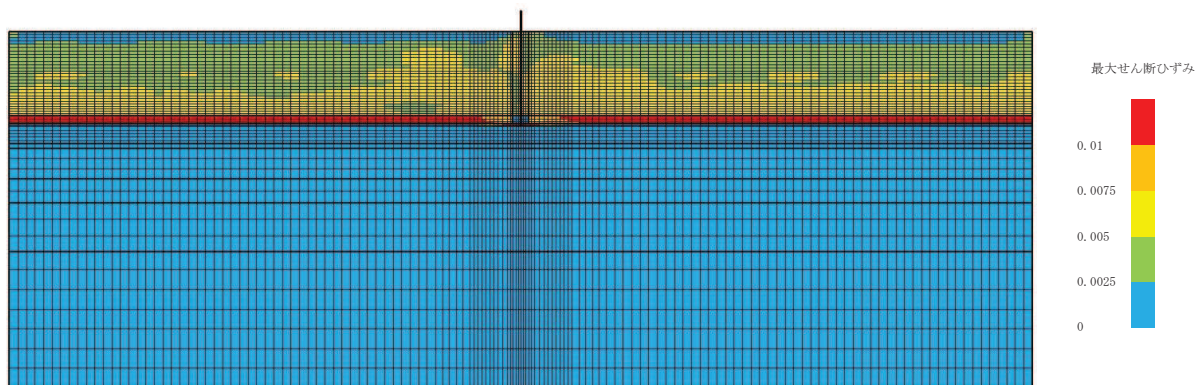


(最大せん断ひずみ分布)

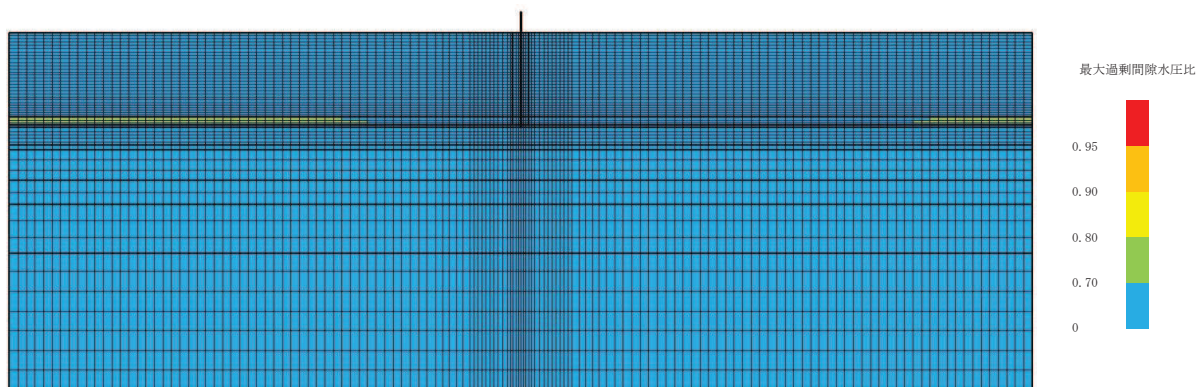


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-2 (3) 最大応答値分布 (ケース 2, S<sub>s</sub>-D3)



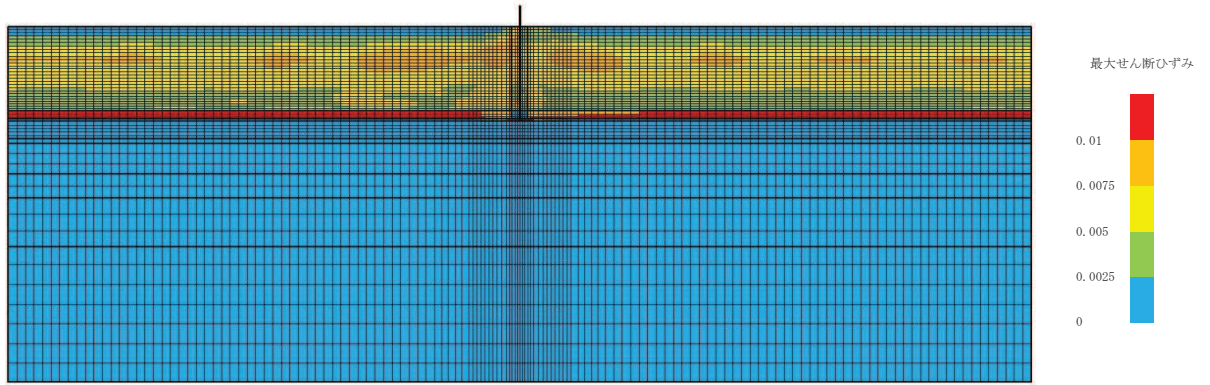
(最大せん断ひずみ分布)



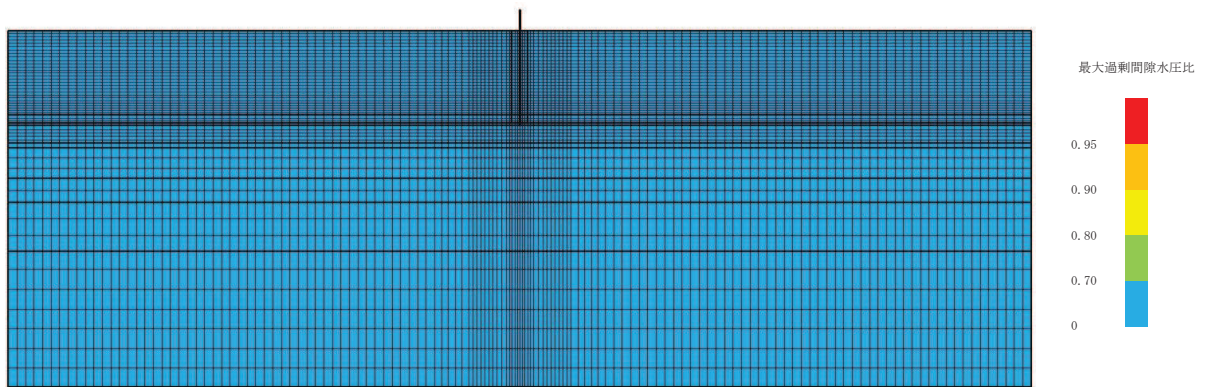
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-2 (4) 最大応答値分布 (ケース 2,  $S_s - F1$ )



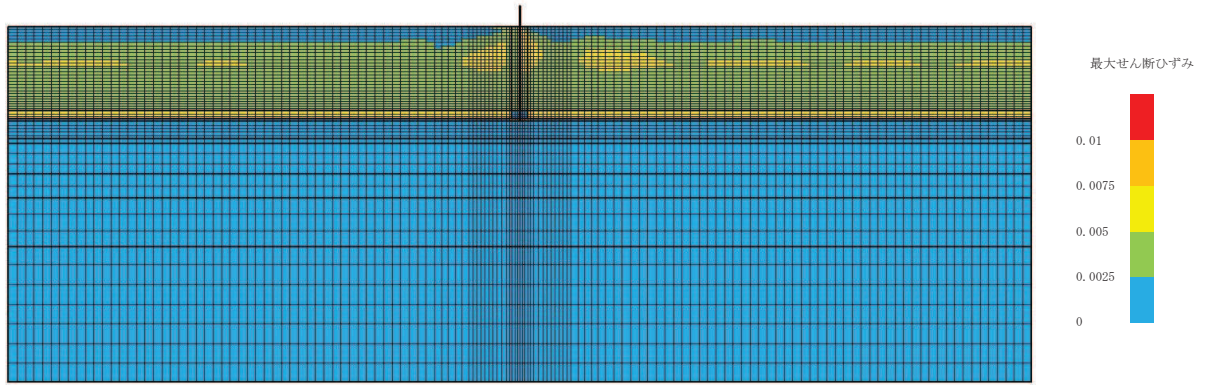


(最大せん断ひずみ分布)

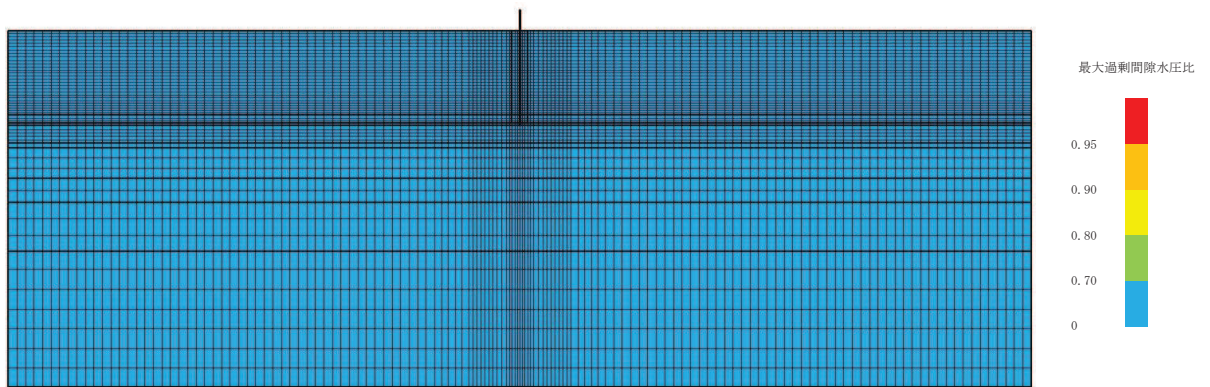


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-2 (5) 最大応答値分布 (ケース 2,  $S_s - F_2$ )

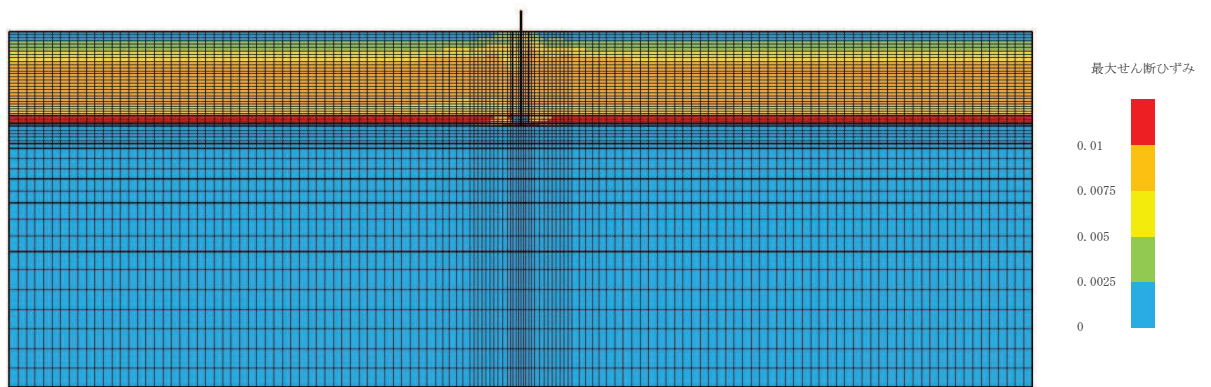


(最大せん断ひずみ分布)

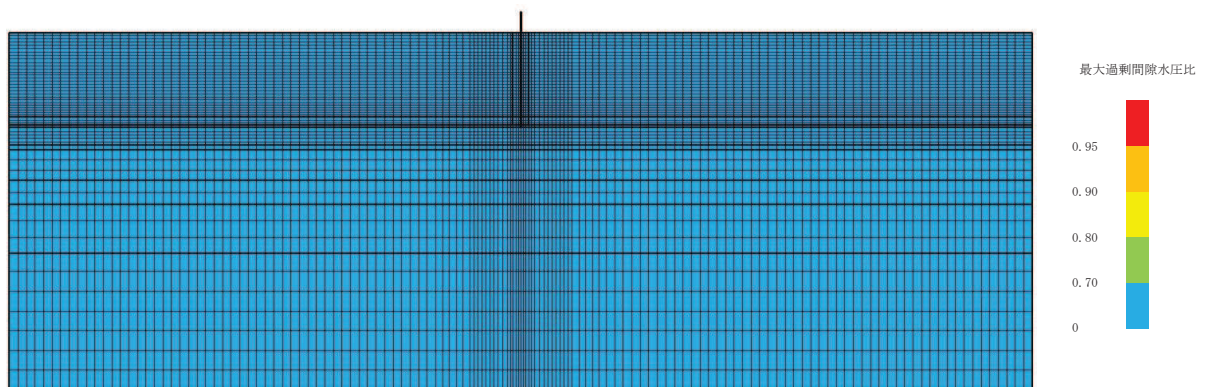


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-2 (6) 最大応答値分布 (ケース 2, S<sub>s</sub> - F 3)



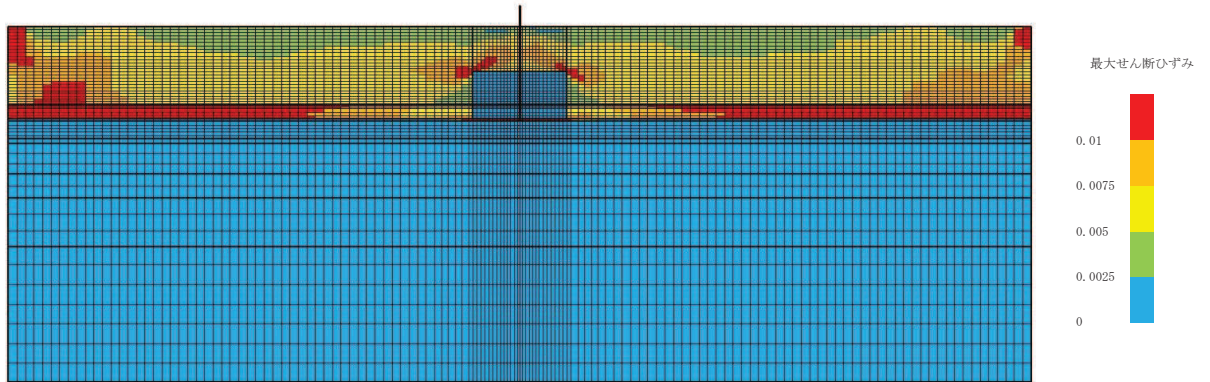
(最大せん断ひずみ分布)



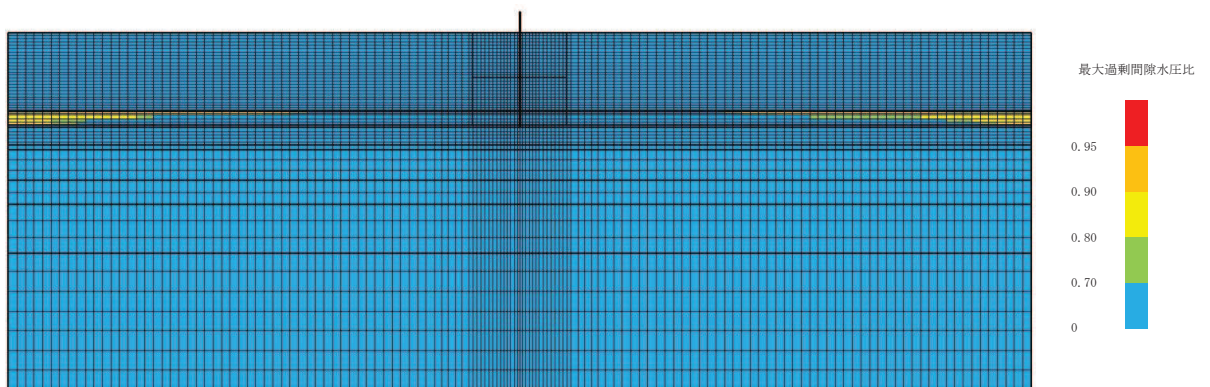
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-2 (7) 最大応答値分布 (ケース 2, S<sub>s</sub> - N1)



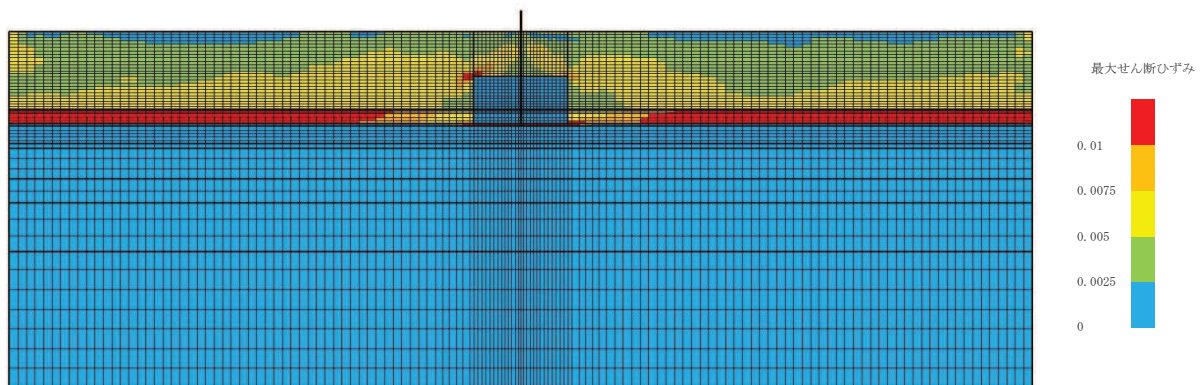


(最大せん断ひずみ分布)

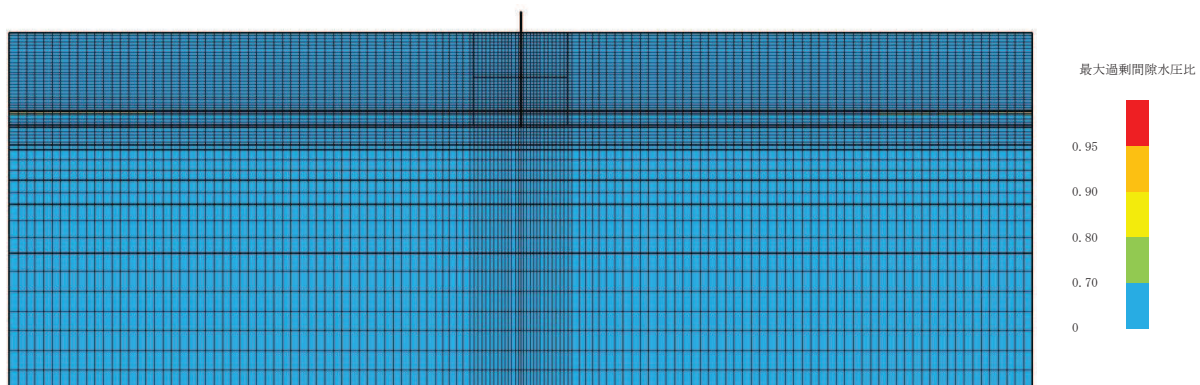


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-3 (1) 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - D1$ )

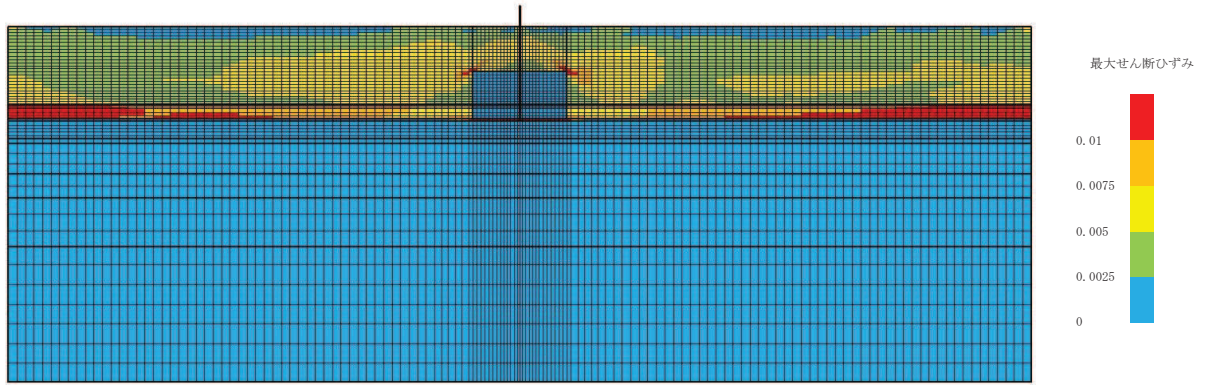


(最大せん断ひずみ分布)

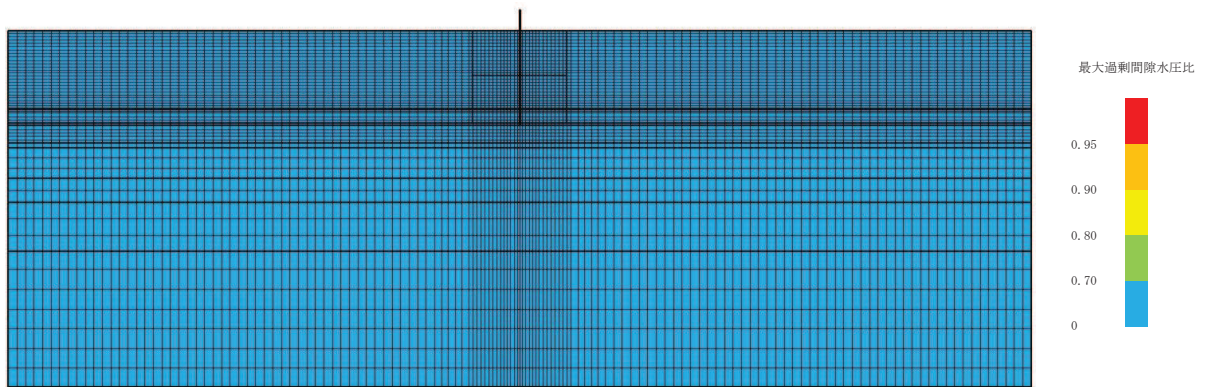


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-3 (2) 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - D2$ )



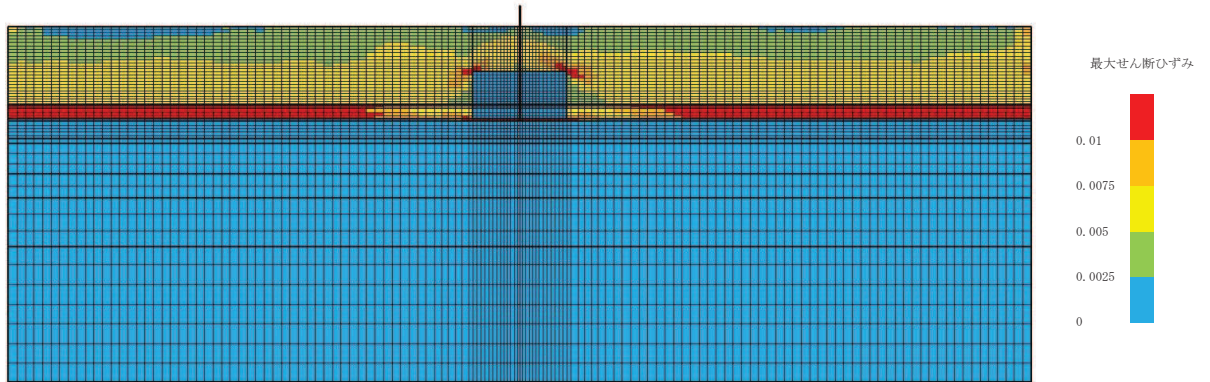
(最大せん断ひずみ分布)



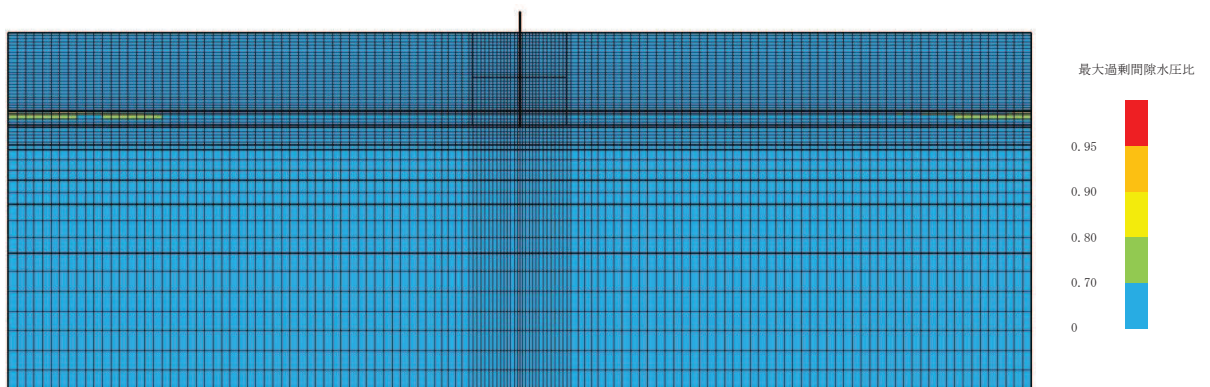
(最大過剰間隙水圧比分布)

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



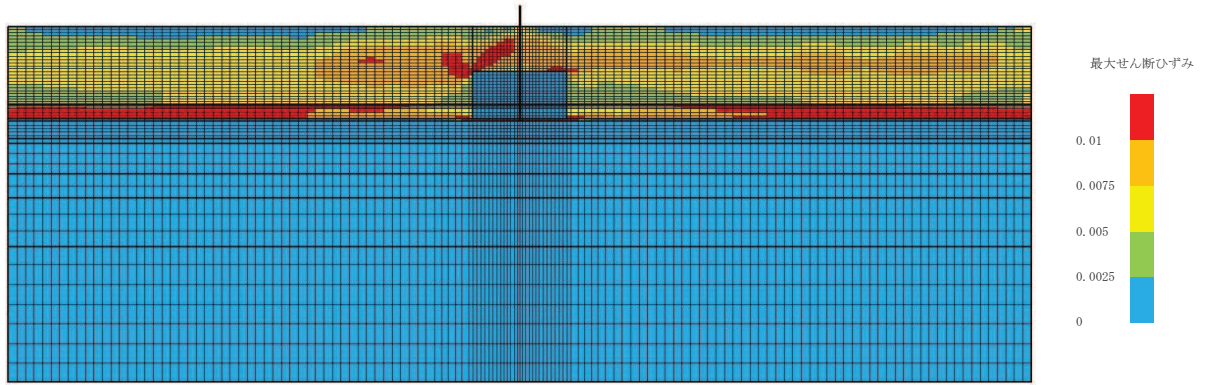


(最大せん断ひずみ分布)

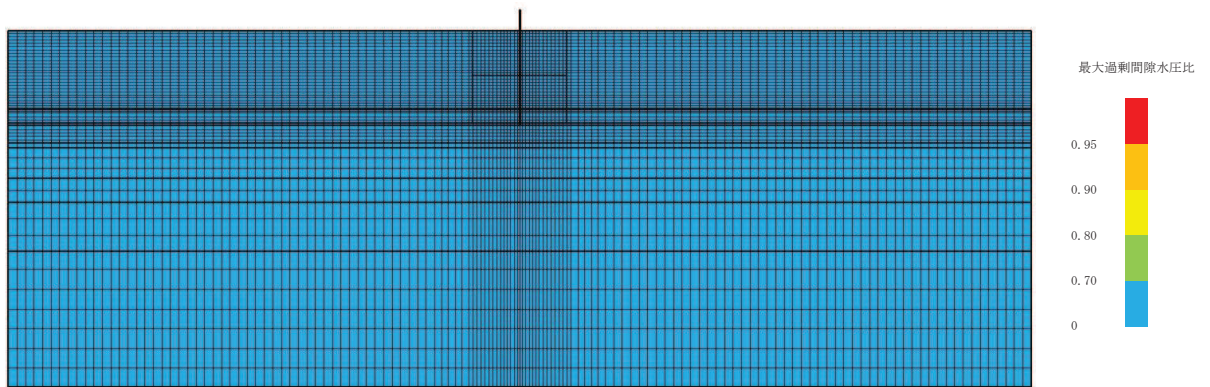


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-3 (4) 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - F1$ )



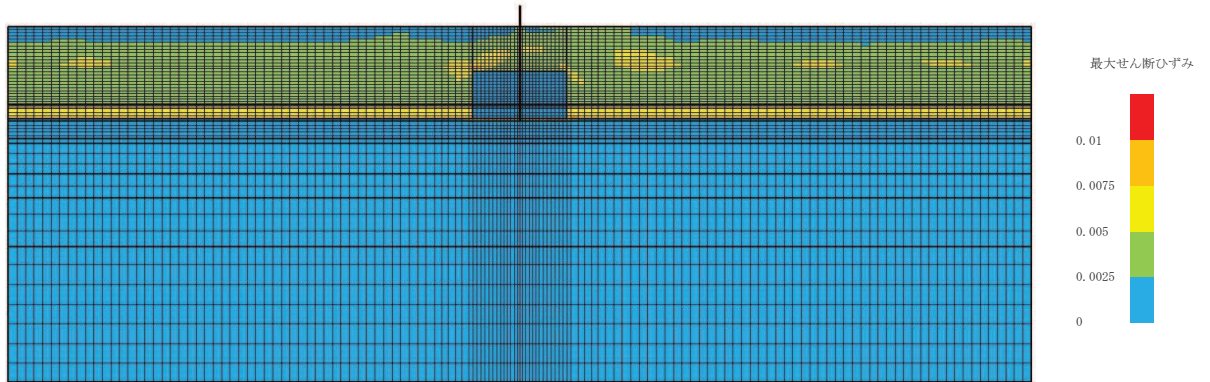
(最大せん断ひずみ分布)



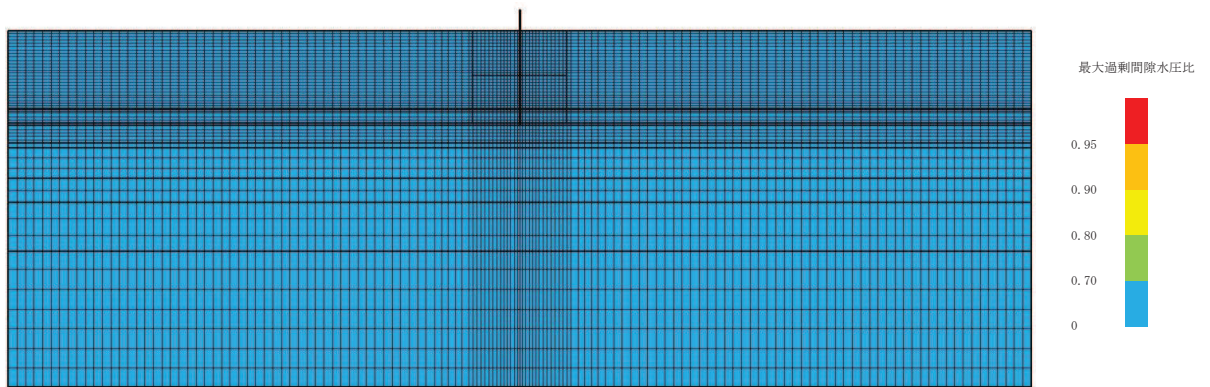
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-3 (5) 最大応答値分布 (ケース 3, S<sub>s</sub>-F2)



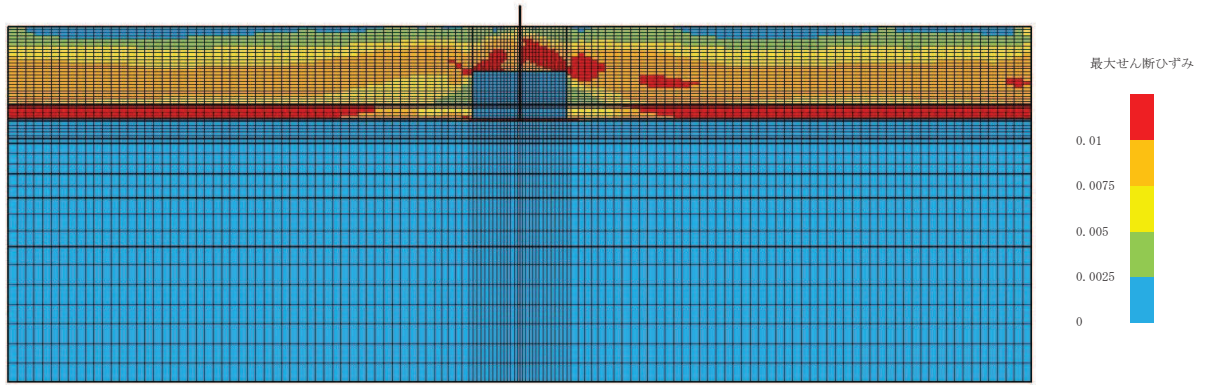


(最大せん断ひずみ分布)

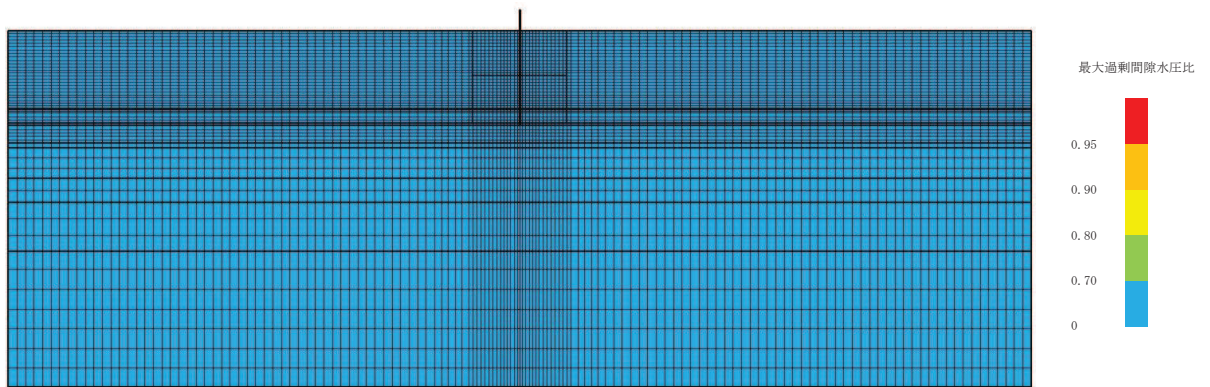


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-3 (6) 最大応答値分布 (ケース 3,  $S_s - F3$ )

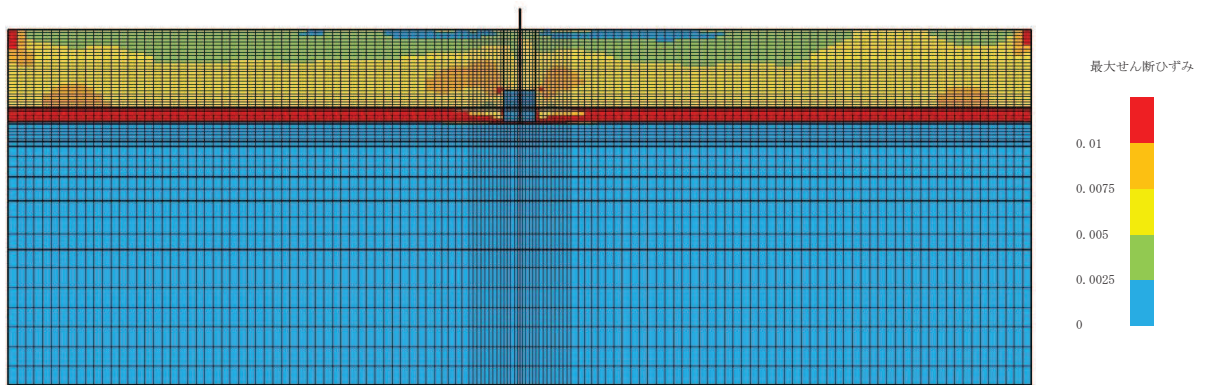


(最大せん断ひずみ分布)

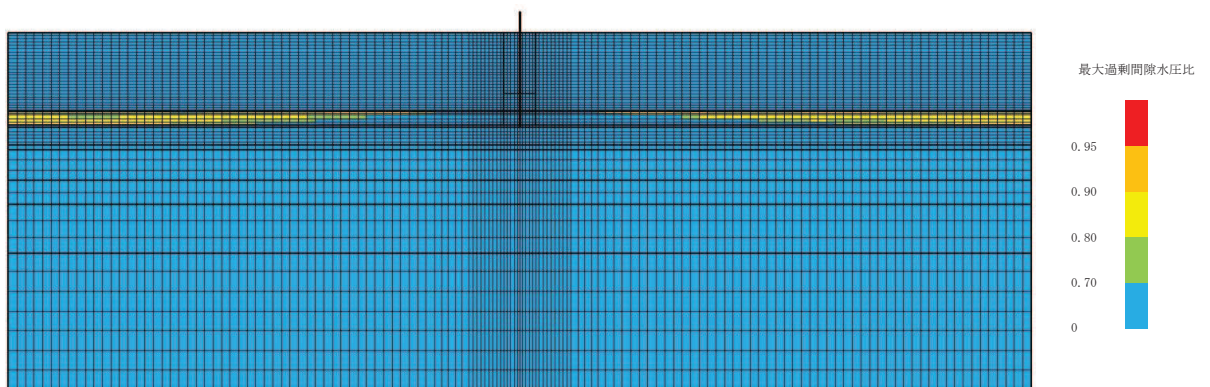


(最大過剰間隙水圧比分布)

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



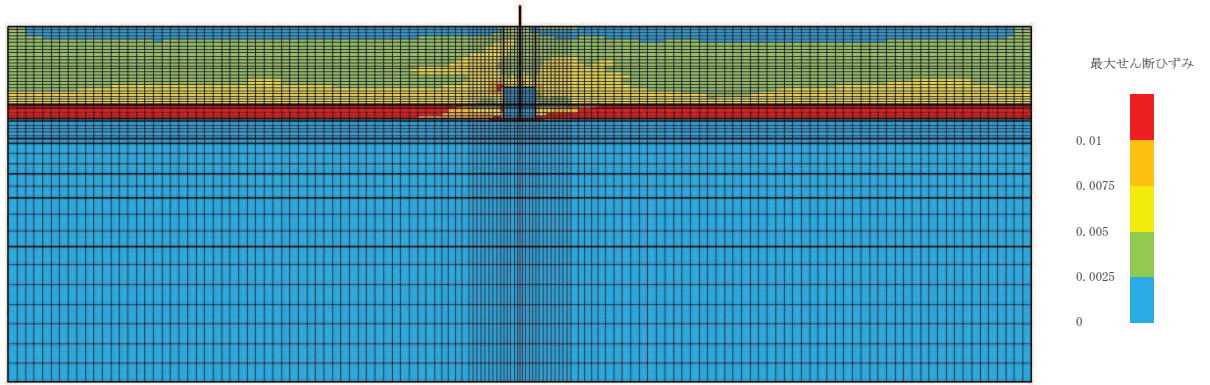
(最大せん断ひずみ分布)



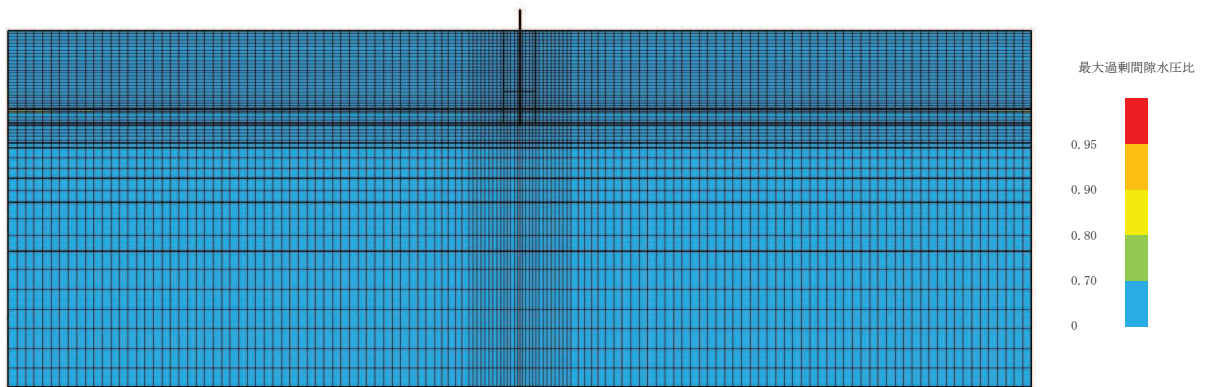
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (1) 最大応答値分布 (ケース 4(1),  $S_s - D1$ )



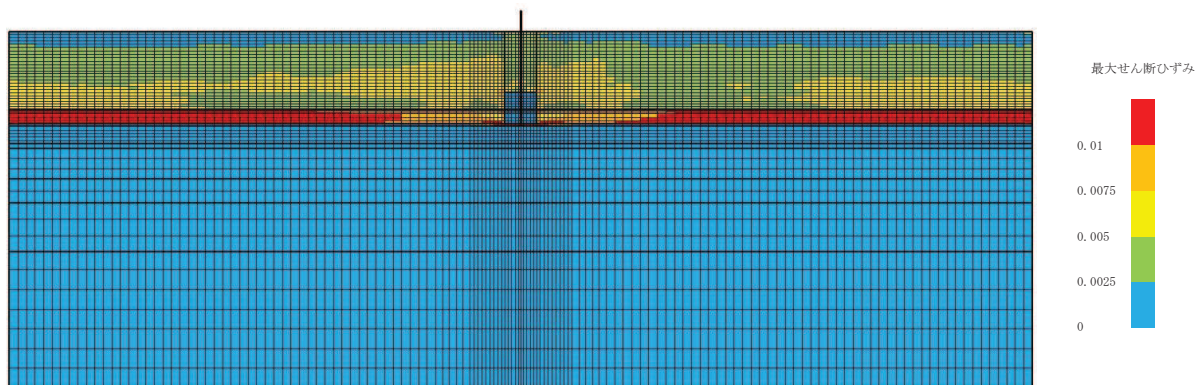


(最大せん断ひずみ分布)

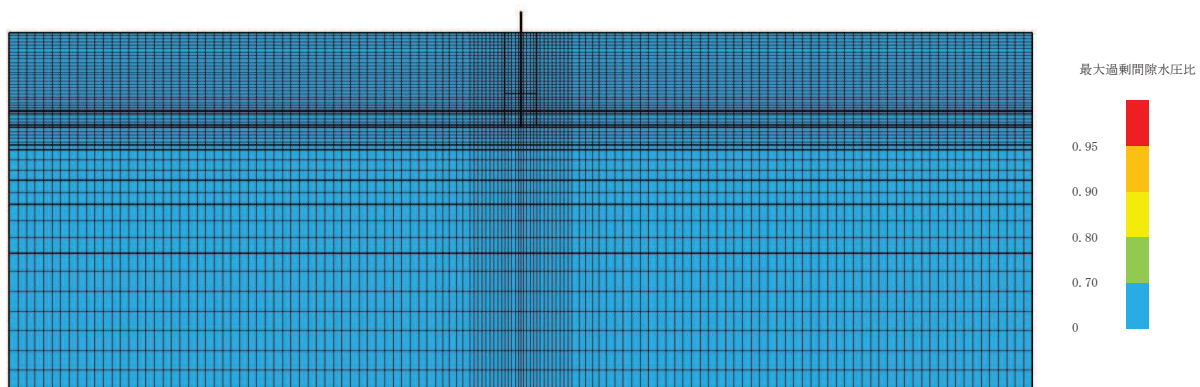


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (2) 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-D2)

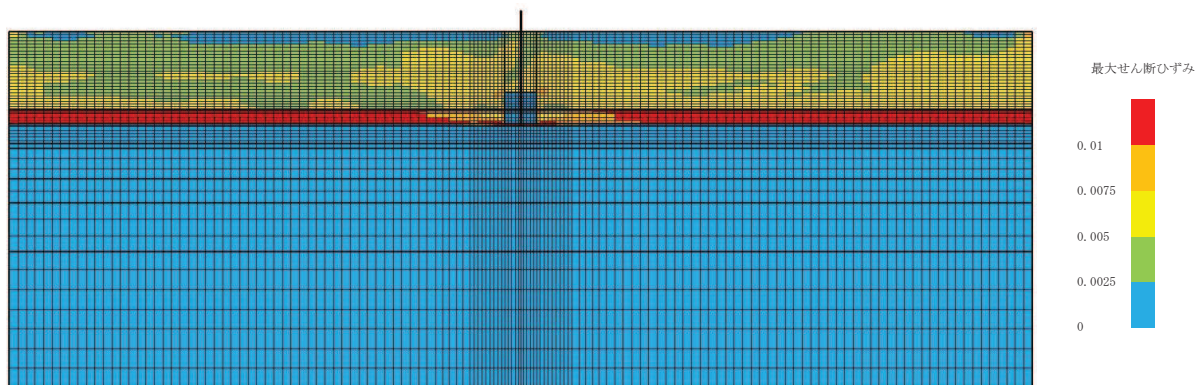


(最大せん断ひずみ分布)

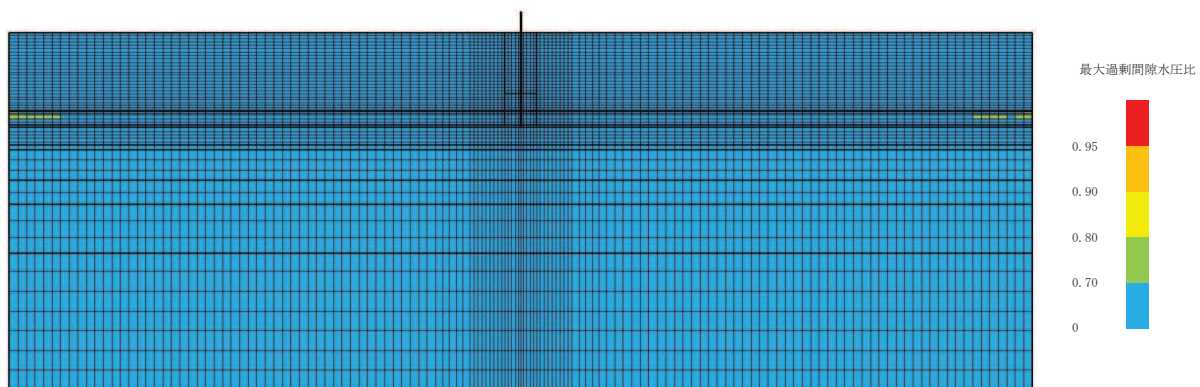


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (3) 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-D3)



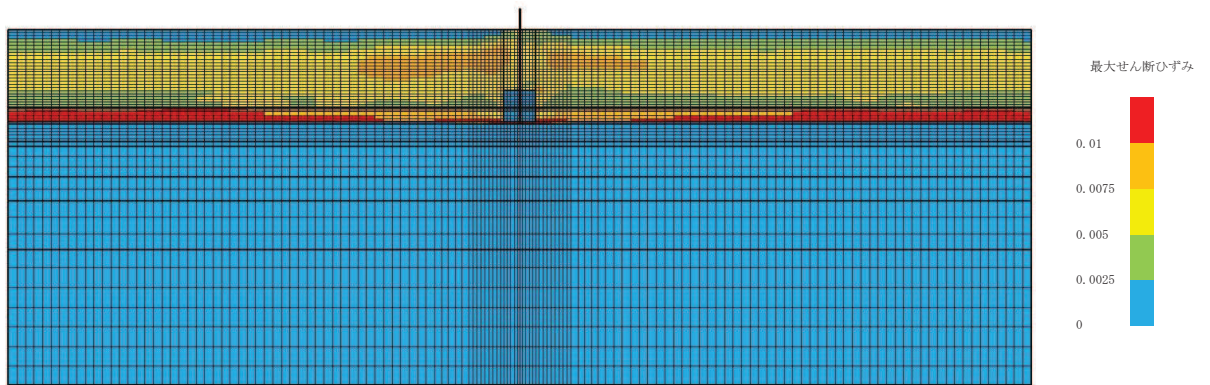
(最大せん断ひずみ分布)



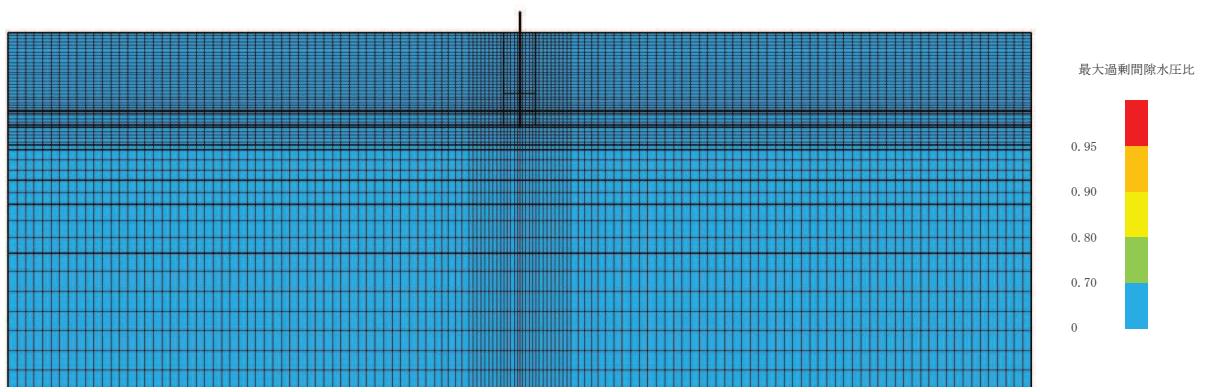
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (4) 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-F1)



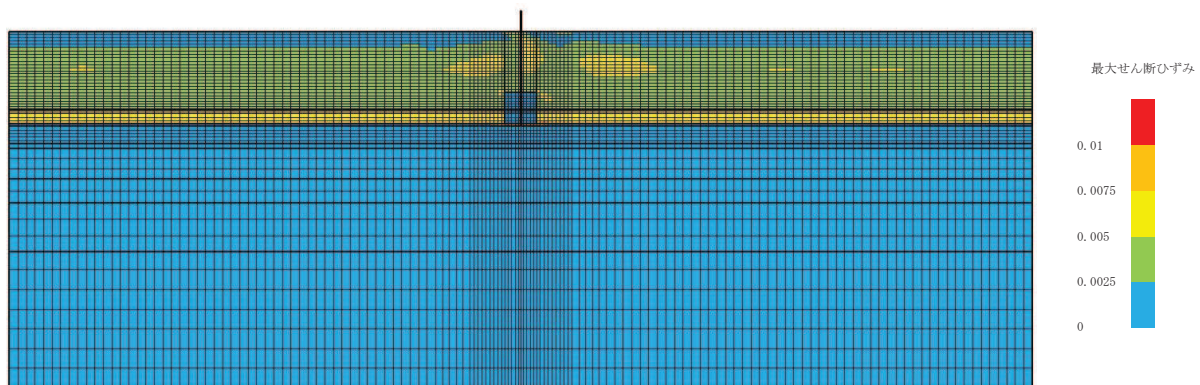


(最大せん断ひずみ分布)

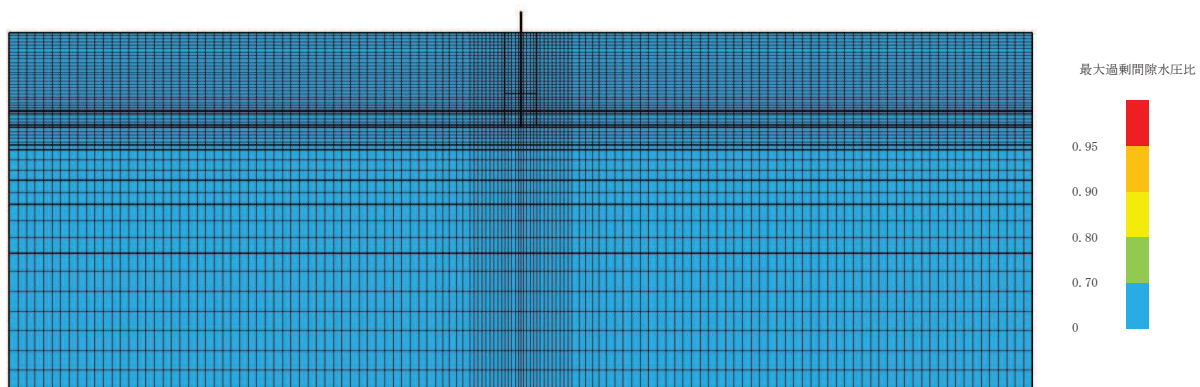


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (5) 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-F 2)



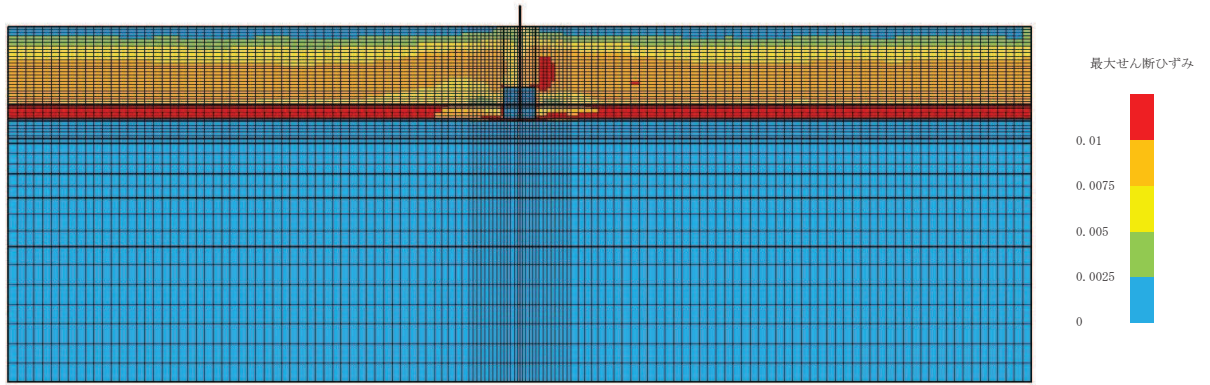
(最大せん断ひずみ分布)



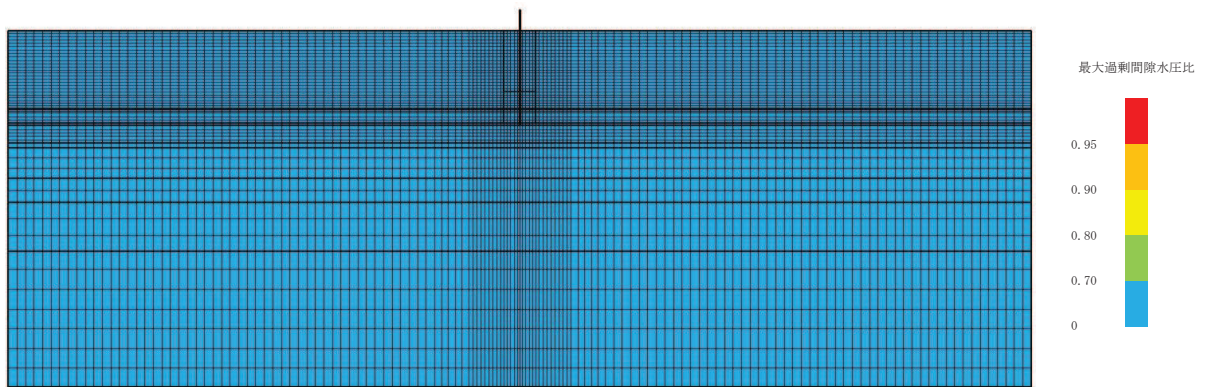
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (6) 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-F3)



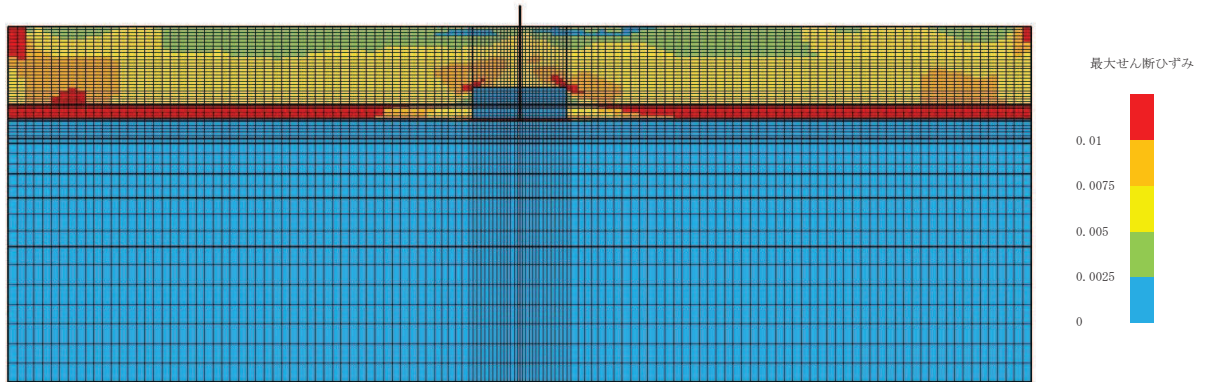


(最大せん断ひずみ分布)

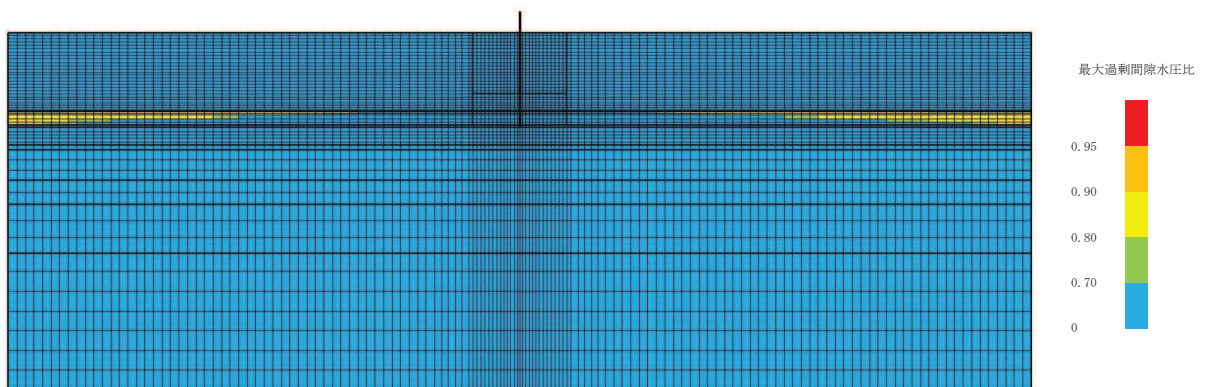


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (7) 最大応答値分布 (ケース 4(1), S<sub>s</sub>-N1)

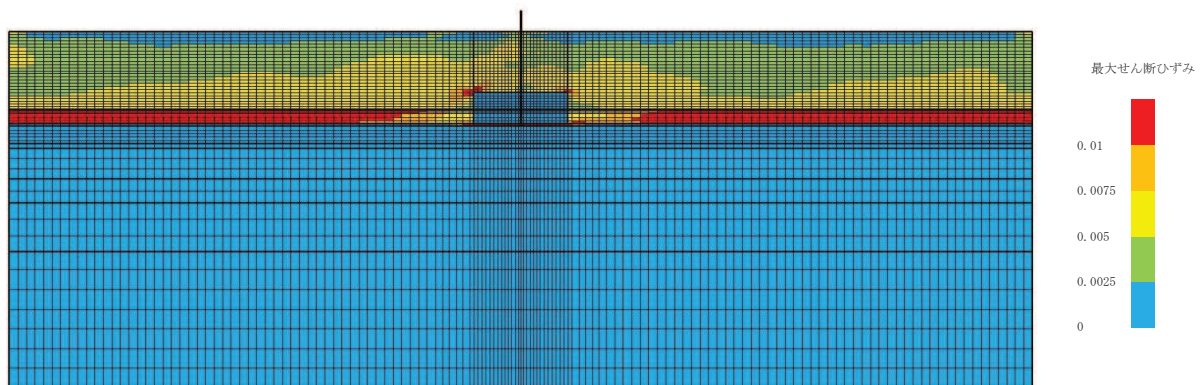


(最大せん断ひずみ分布)

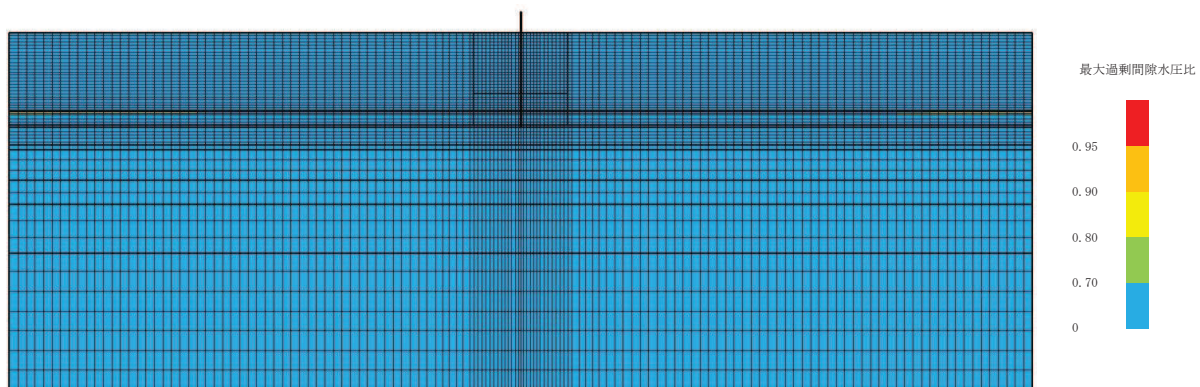


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (8) 最大応答値分布 (ケース 4(2), S<sub>s</sub>-D1)



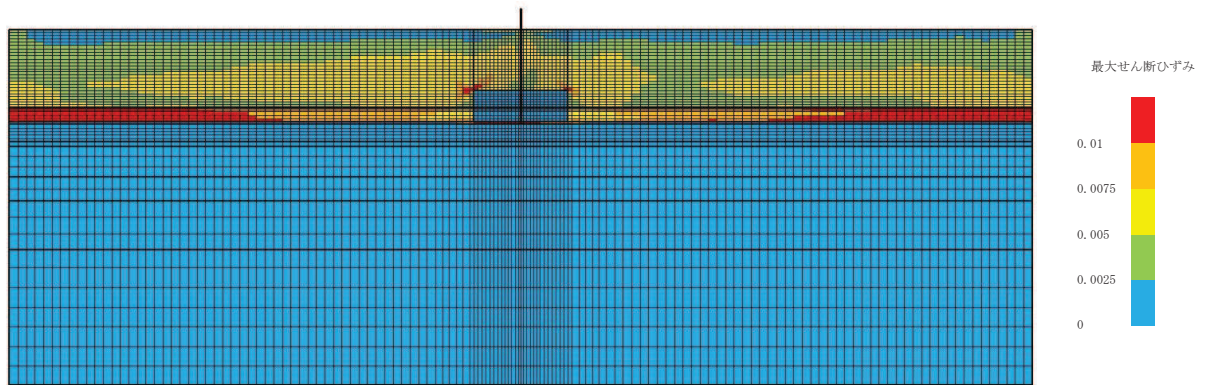
(最大せん断ひずみ分布)



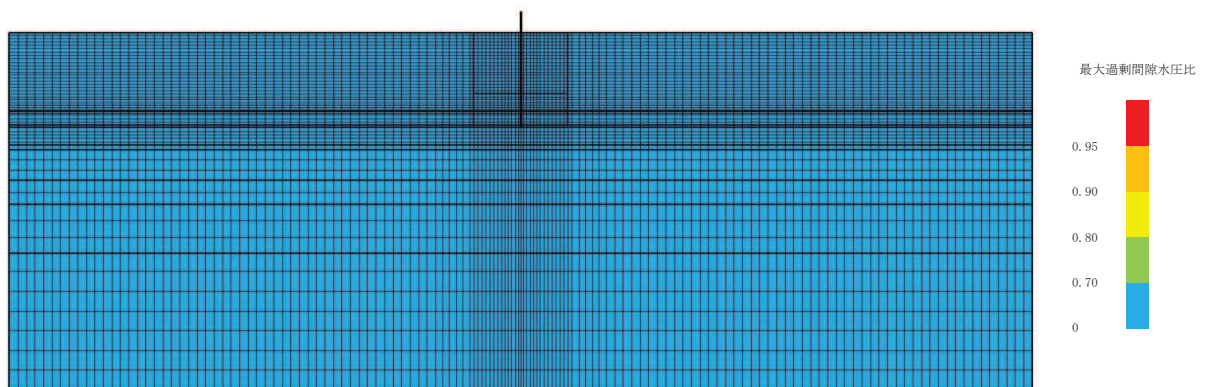
(最大過剰間隙水圧比分布)

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



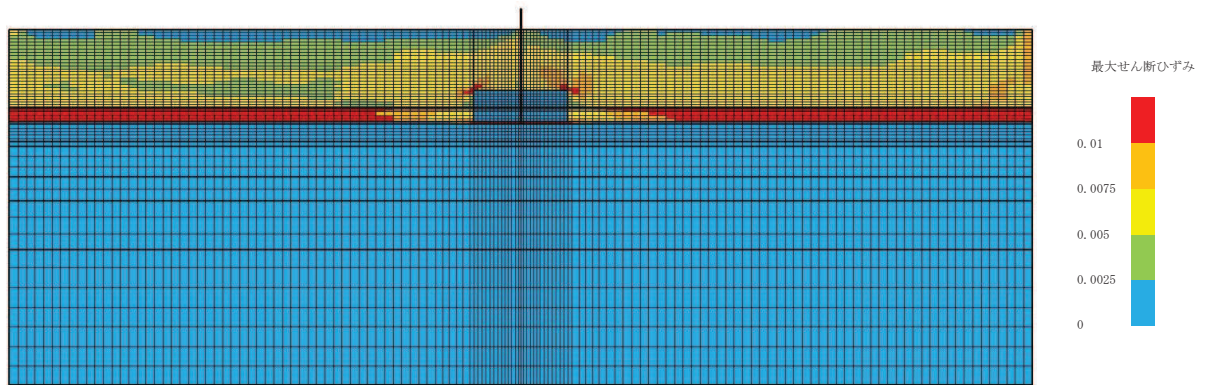


(最大せん断ひずみ分布)

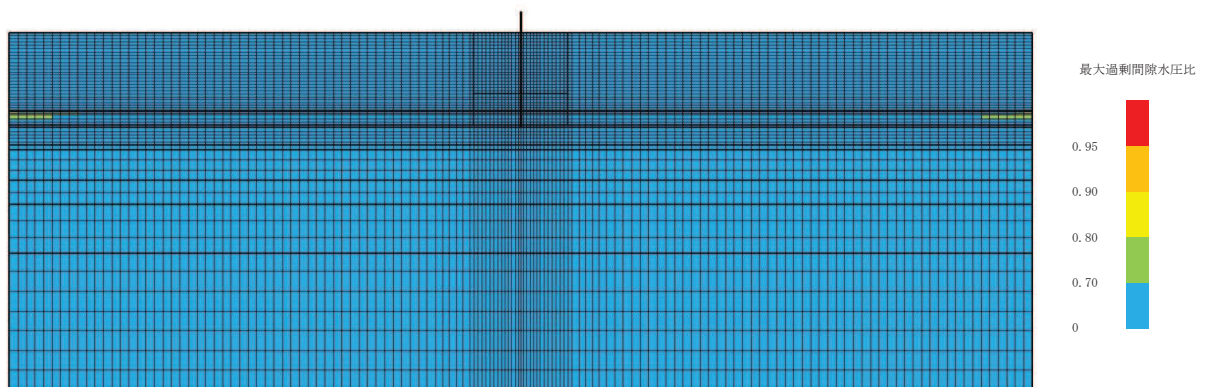


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (10) 最大応答値分布 (ケース 4(2),  $S_s - D3$ )

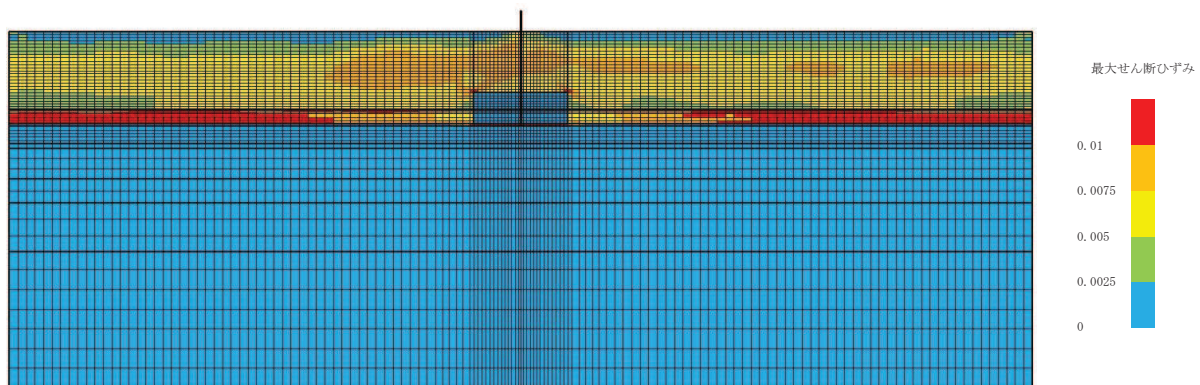


(最大せん断ひずみ分布)

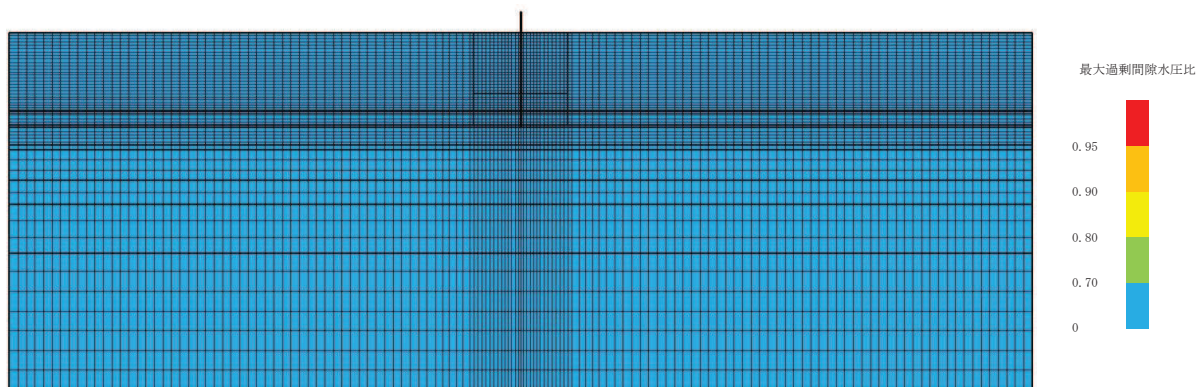


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (11) 最大応答値分布 (ケース 4(2),  $S_s - F1$ )



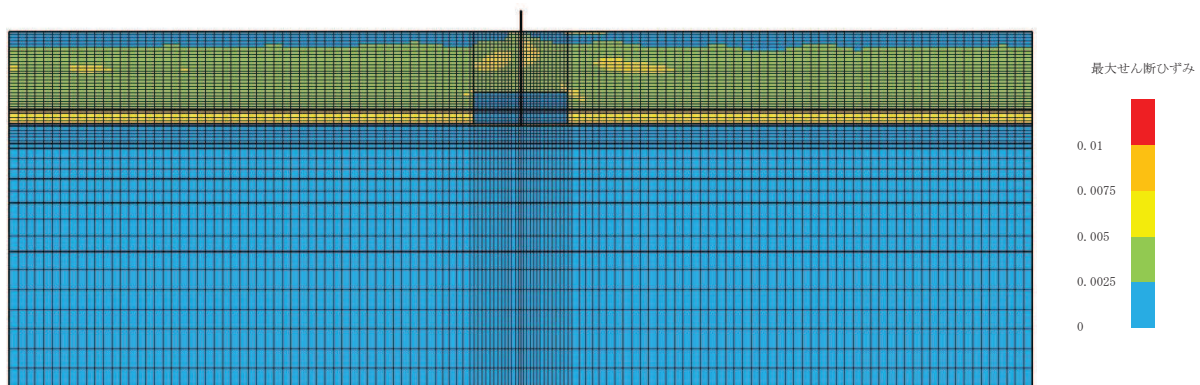
(最大せん断ひずみ分布)



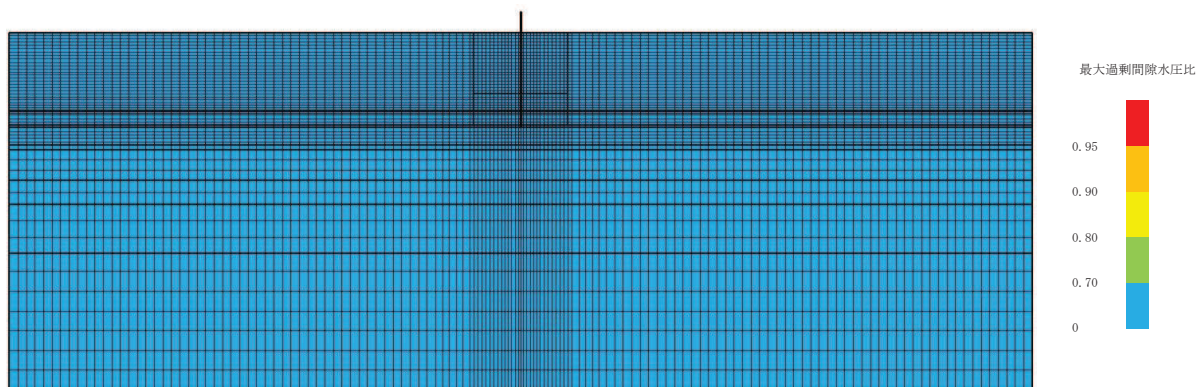
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (12) 最大応答値分布 (ケース 4(2),  $S_s - F_2$ )



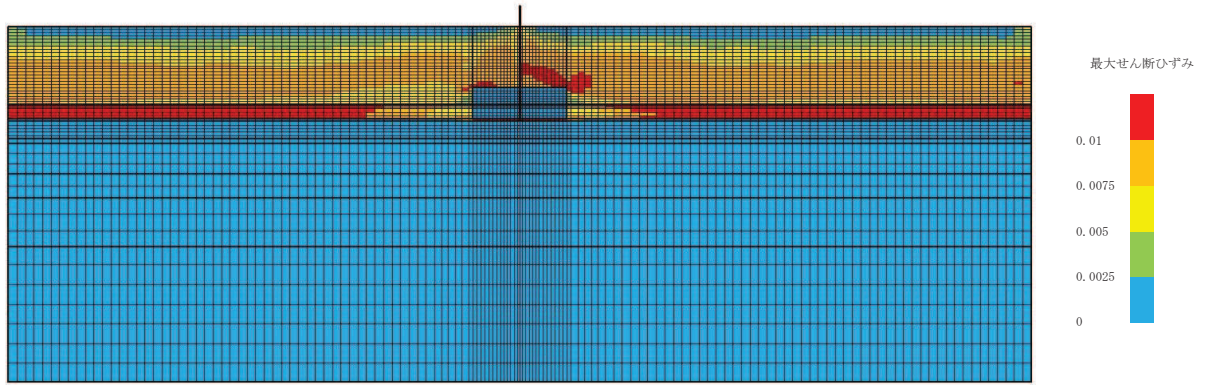


(最大せん断ひずみ分布)

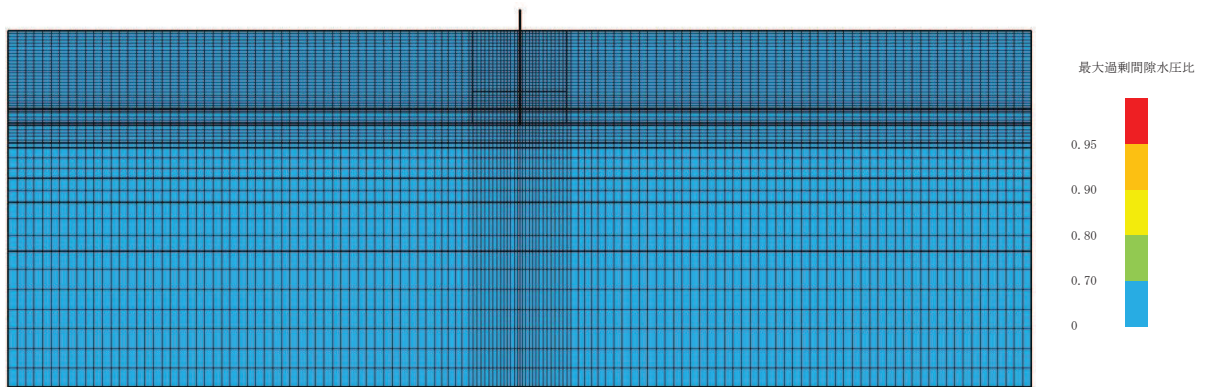


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (13) 最大応答値分布 (ケース 4(2),  $S_s - F3$ )



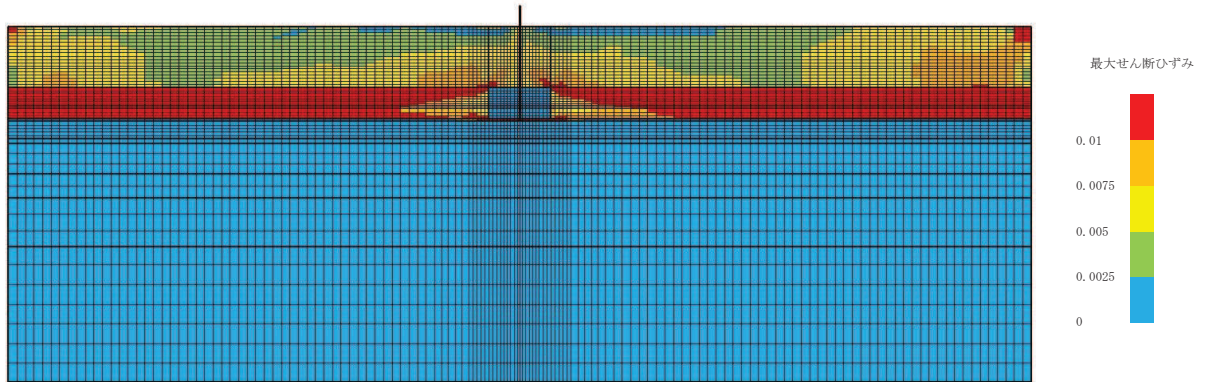
(最大せん断ひずみ分布)



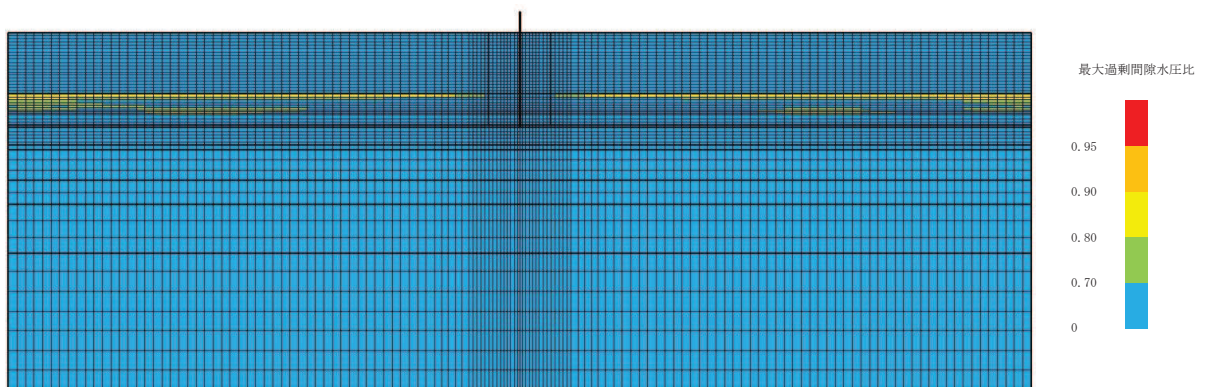
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-4 (14) 最大応答値分布 (ケース 4(2),  $S_s - N1$ )



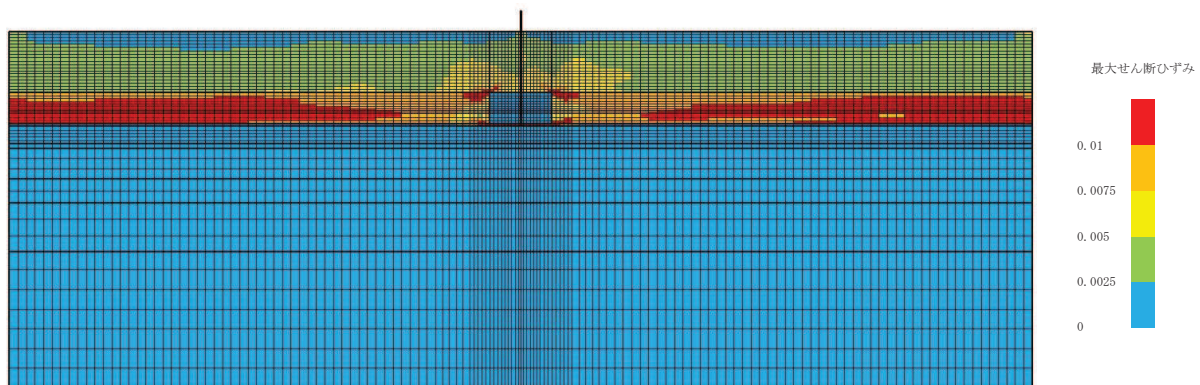


(最大せん断ひずみ分布)

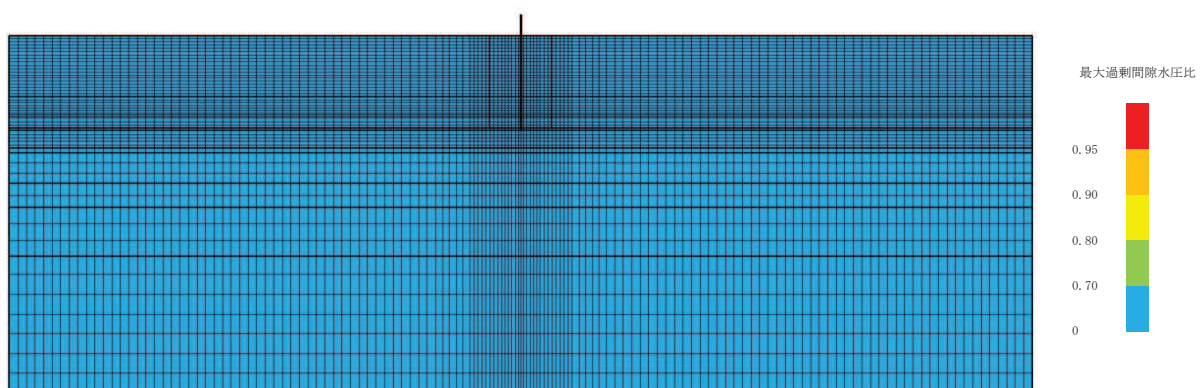


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (1) 最大応答値分布 (ケース 5(1), S<sub>s</sub>-D1)

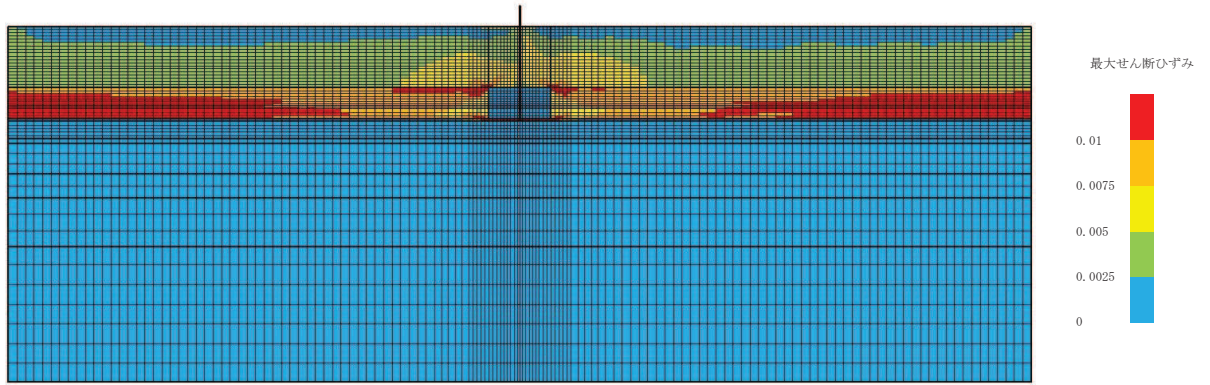


(最大せん断ひずみ分布)

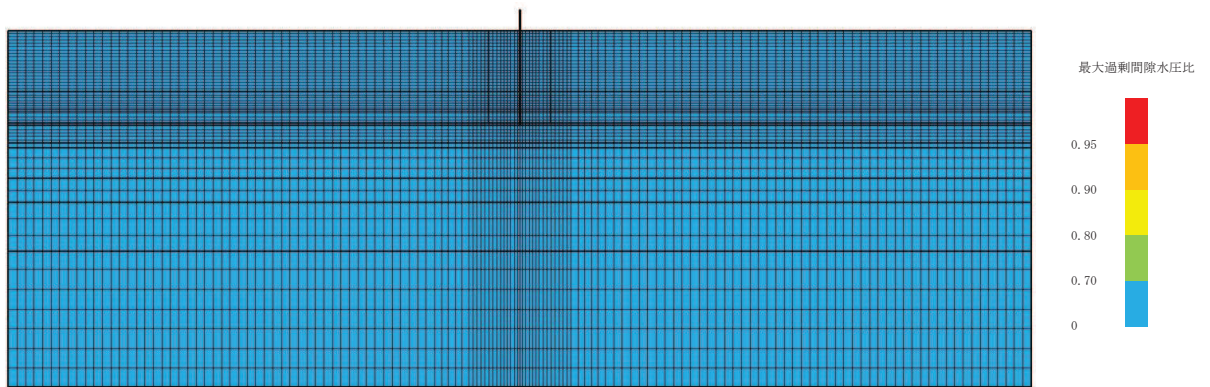


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (2) 最大応答値分布 (ケース 5(1), S<sub>s</sub>-D2)



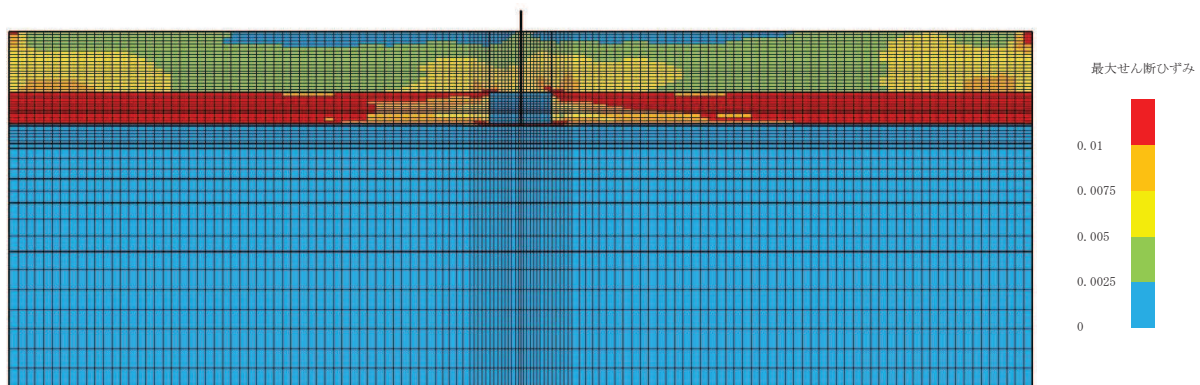
(最大せん断ひずみ分布)



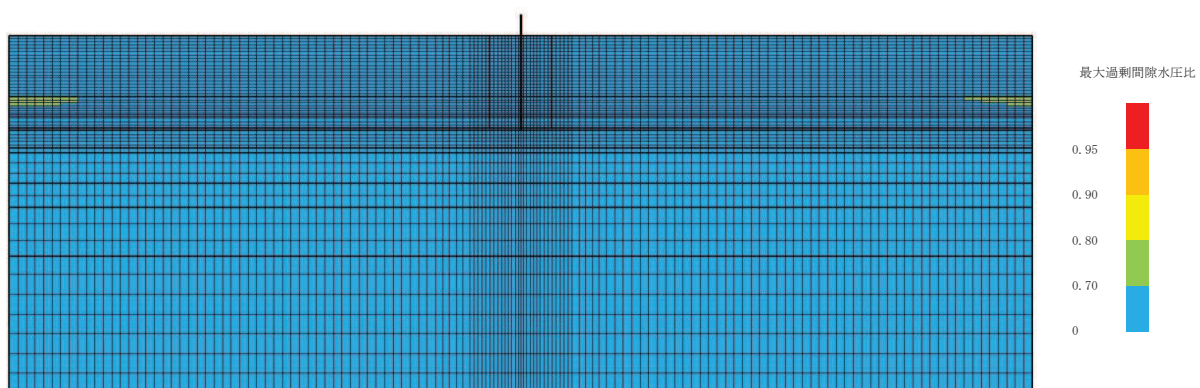
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (3) 最大応答値分布 (ケース 5(1), S<sub>s</sub>-D3)



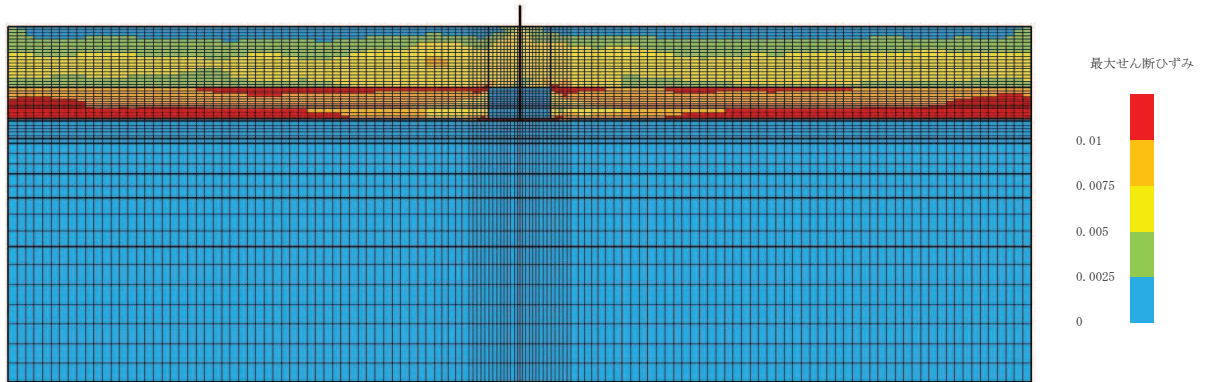


(最大せん断ひずみ分布)

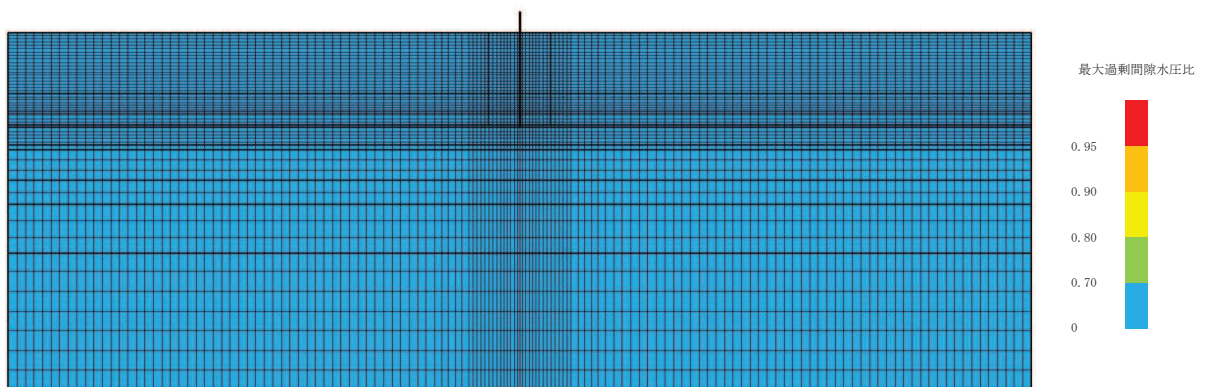


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (4) 最大応答値分布 (ケース 5(1), S<sub>s</sub>-F1)

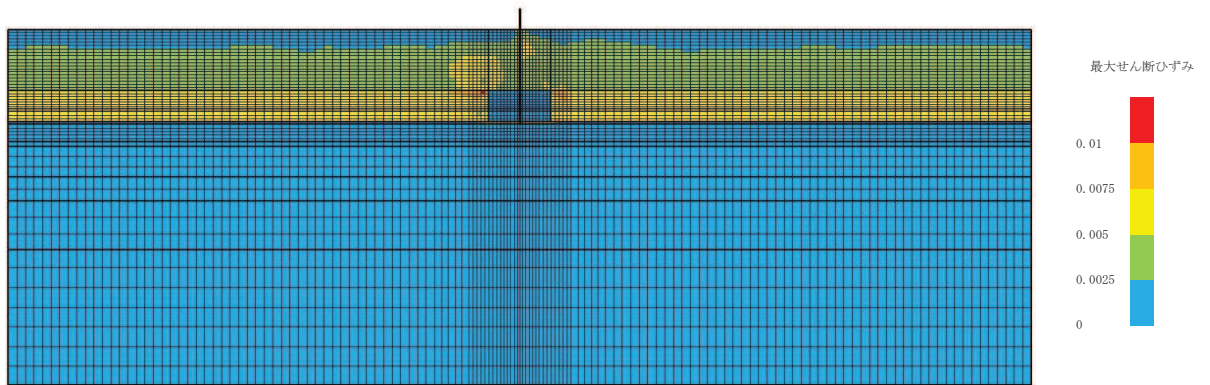


(最大せん断ひずみ分布)

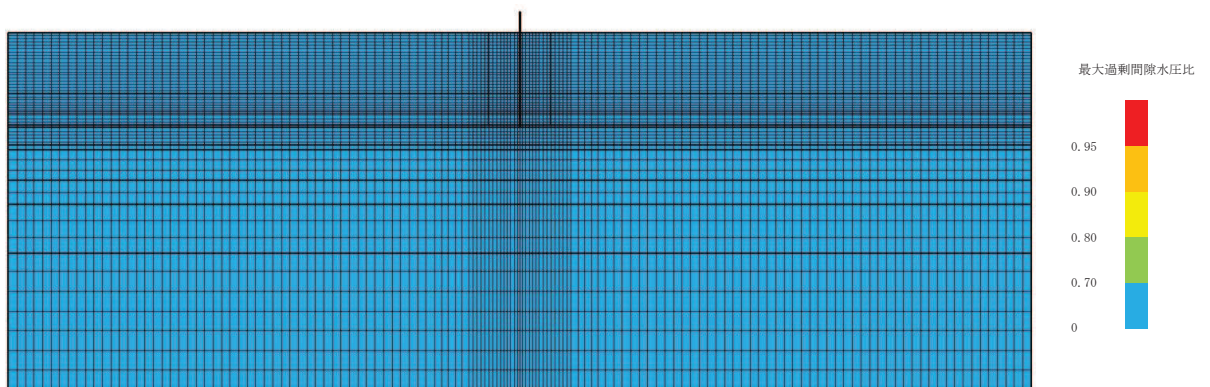


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (5) 最大応答値分布 (ケース 5(1), S<sub>s</sub>-F 2)



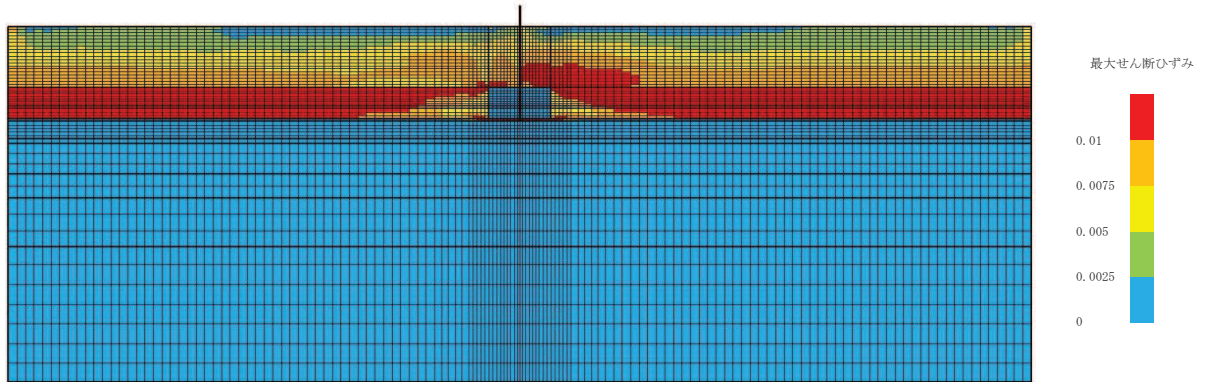
(最大せん断ひずみ分布)



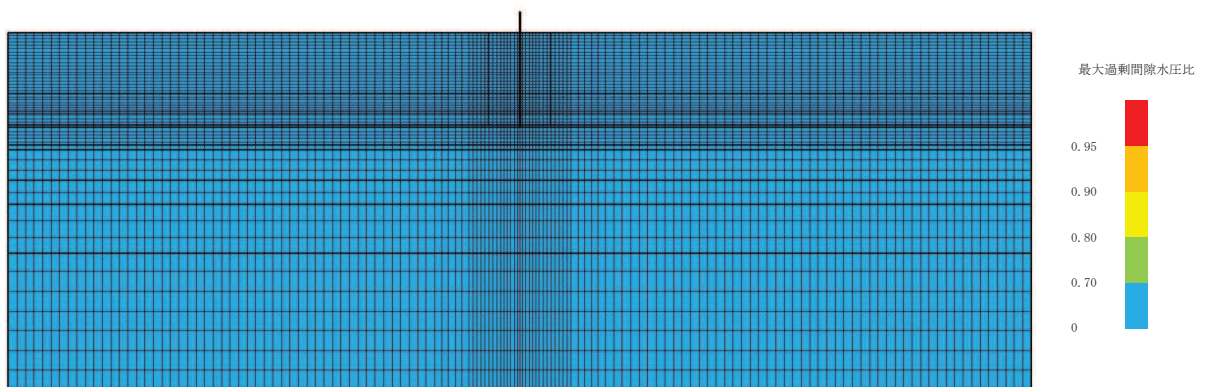
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (6) 最大応答値分布 (ケース 5(1), S<sub>s</sub>-F3)





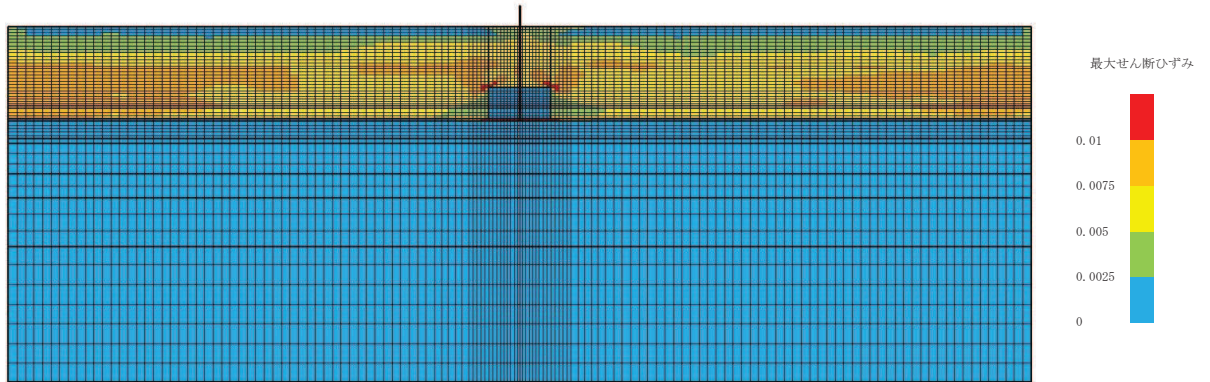
(最大せん断ひずみ分布)



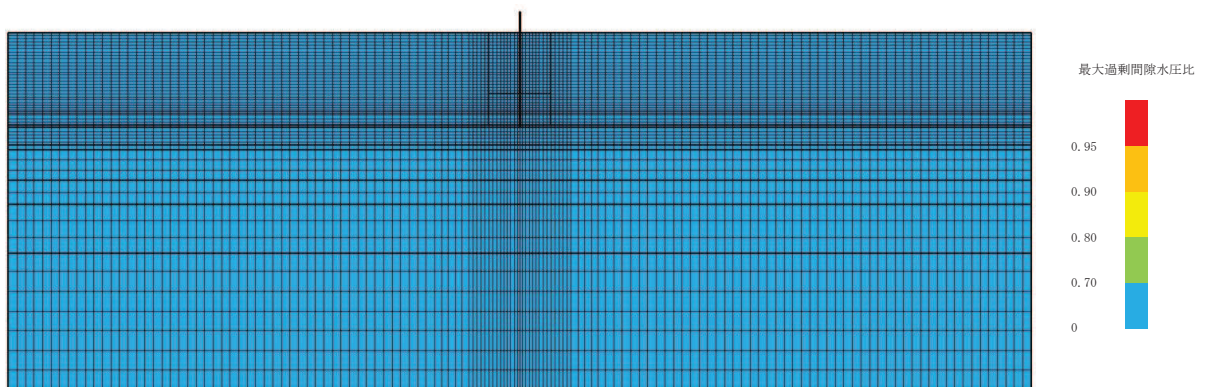
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (7) 最大応答値分布 (ケース 5(1), S<sub>s</sub>-N1)



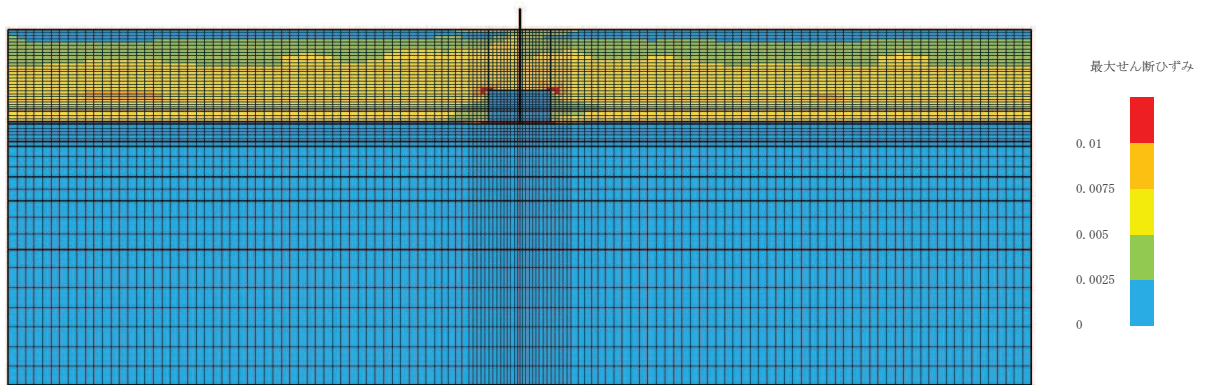


(最大せん断ひずみ分布)

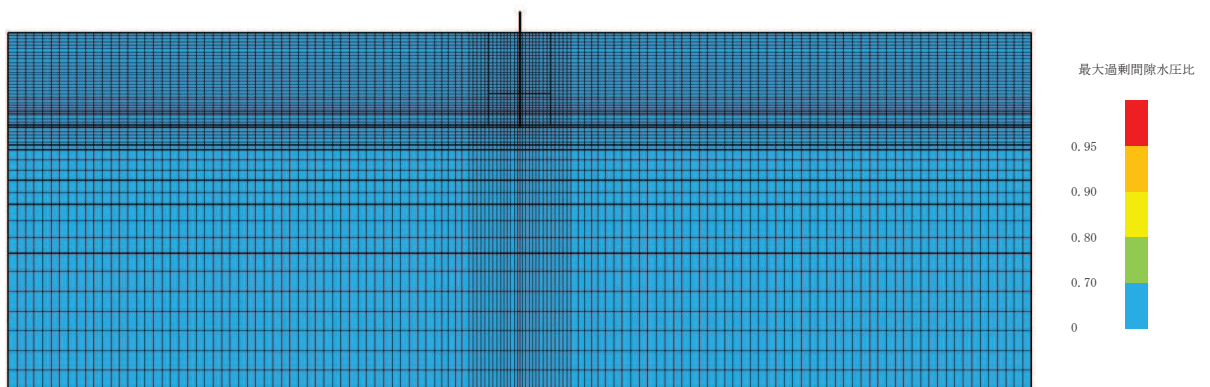


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (8) 最大応答値分布 (ケース 5(2), S<sub>s</sub>-D1)

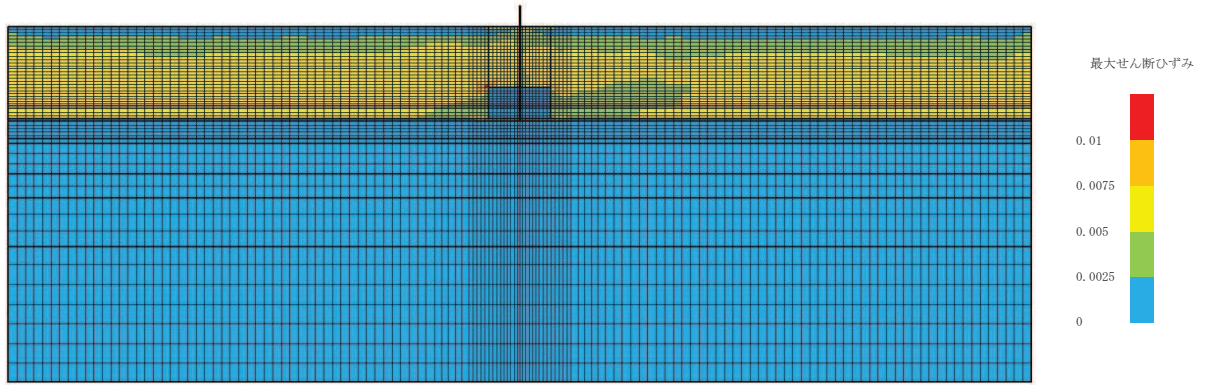


(最大せん断ひずみ分布)

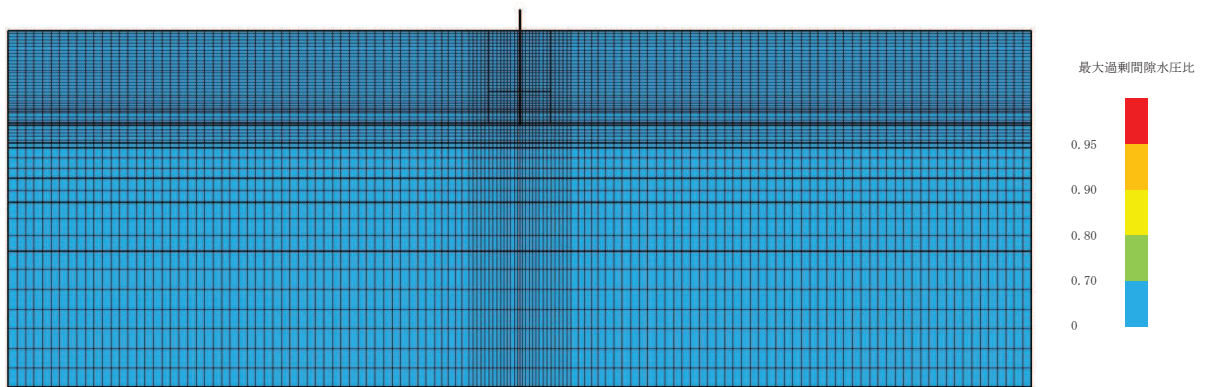


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (9) 最大応答値分布 (ケース 5(2), S<sub>s</sub>-D2)



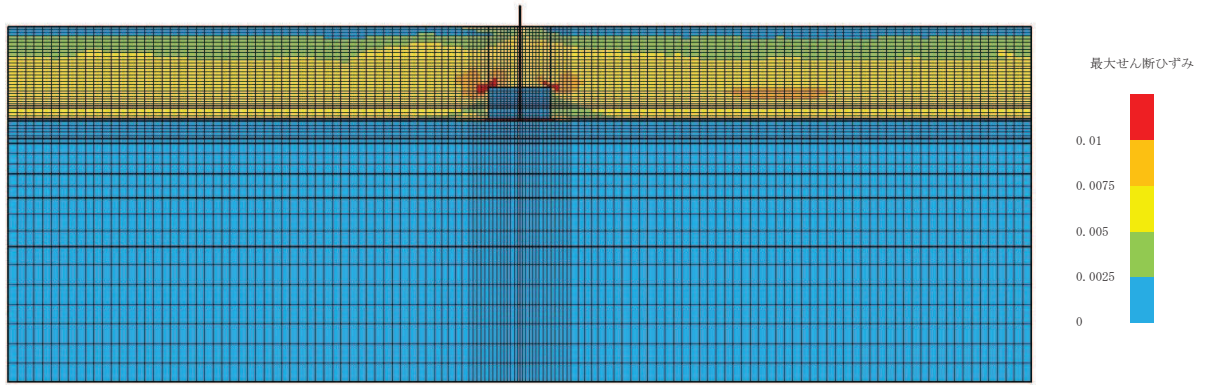
(最大せん断ひずみ分布)



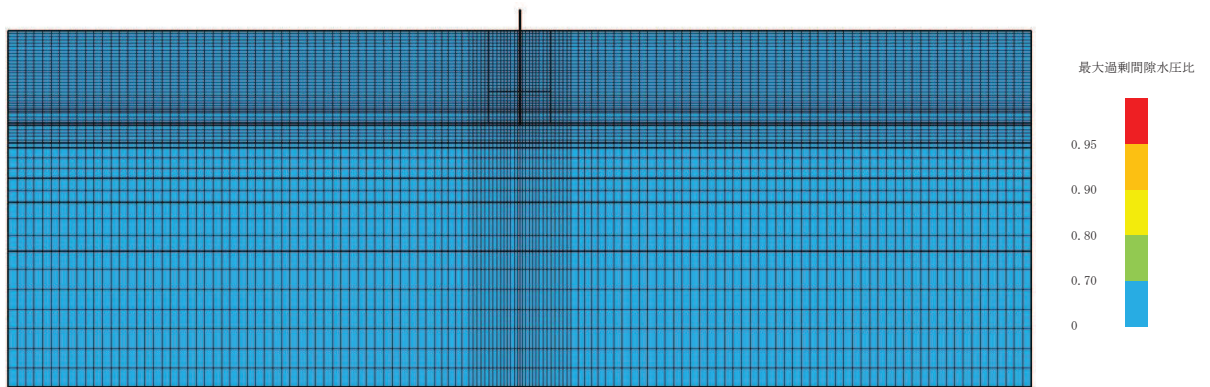
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (10) 最大応答値分布 (ケース 5(2),  $S_s - D3$ )



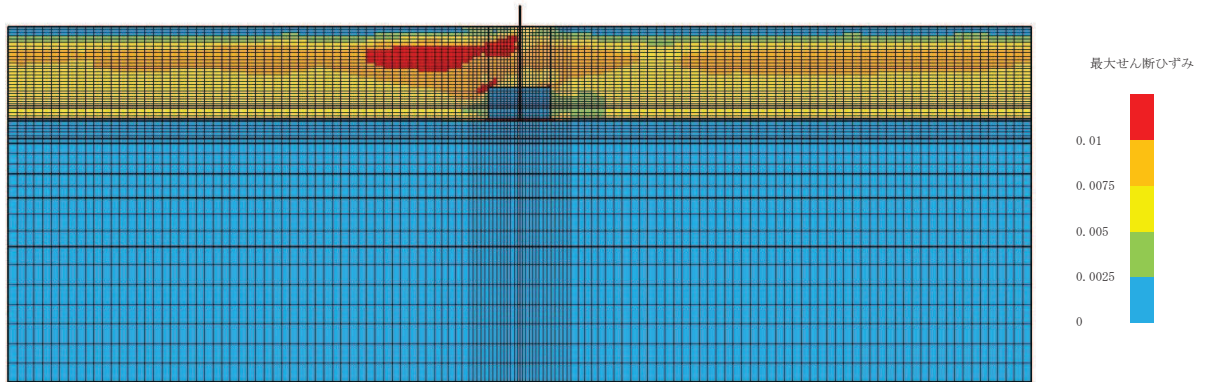


(最大せん断ひずみ分布)

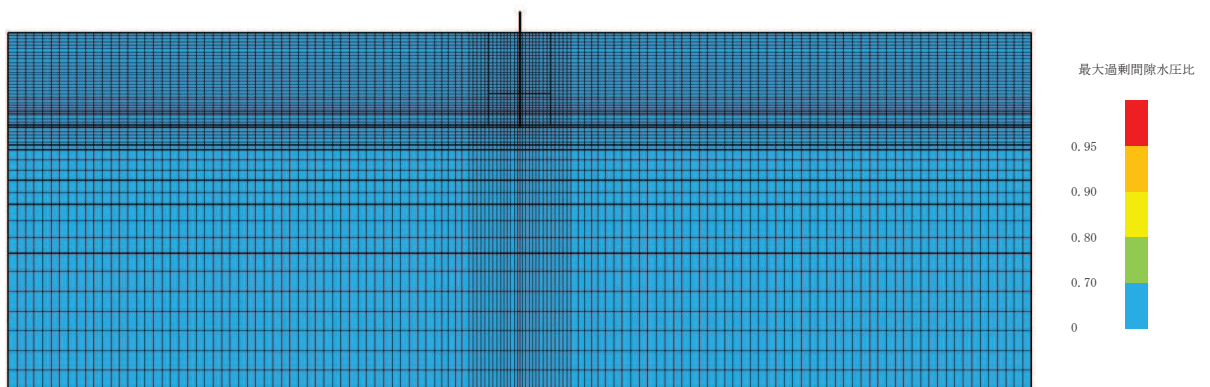


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (11) 最大応答値分布 (ケース 5(2),  $S_s - F1$ )

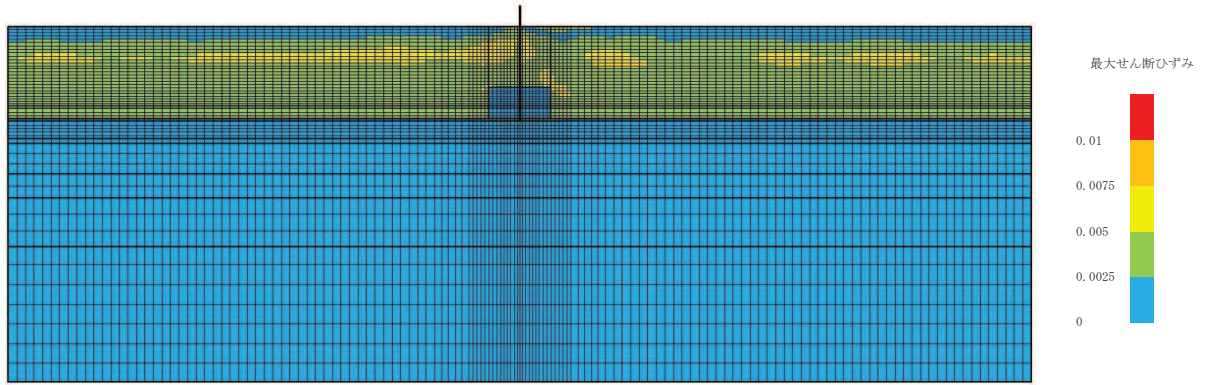


(最大せん断ひずみ分布)

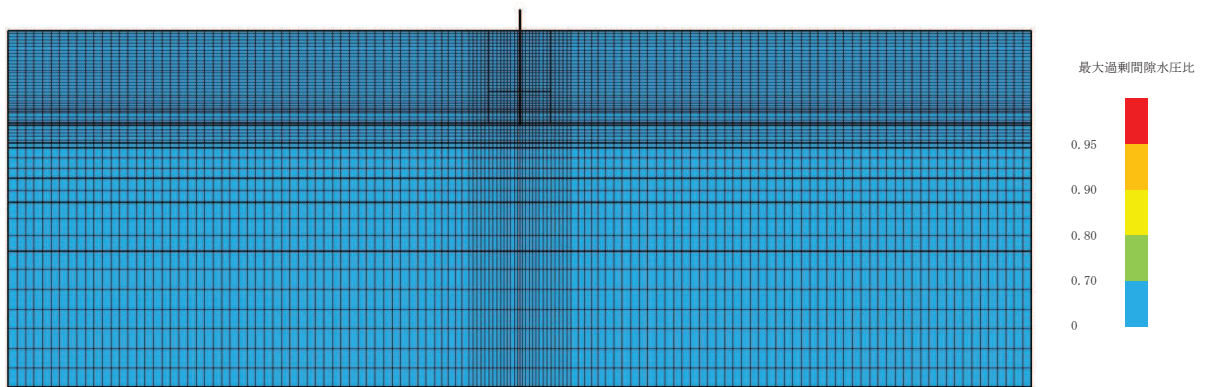


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (12) 最大応答値分布 (ケース 5(2),  $S_s - F_2$ )



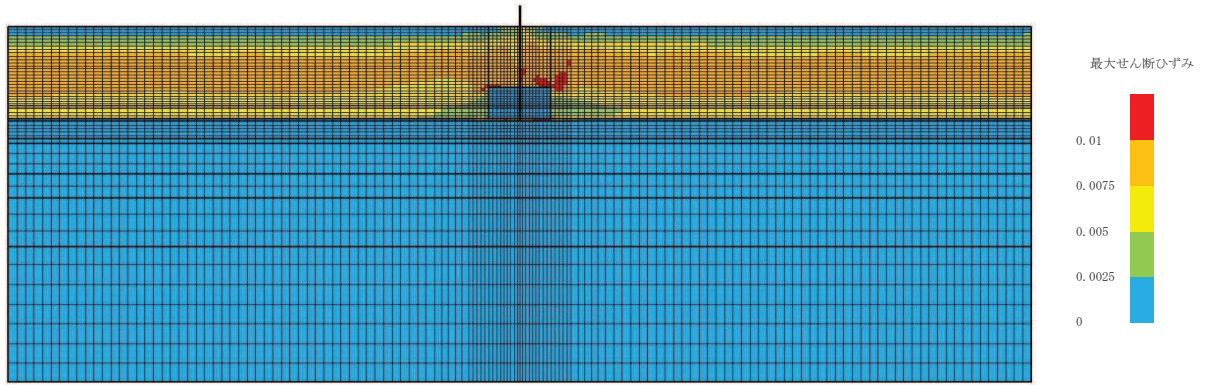
(最大せん断ひずみ分布)



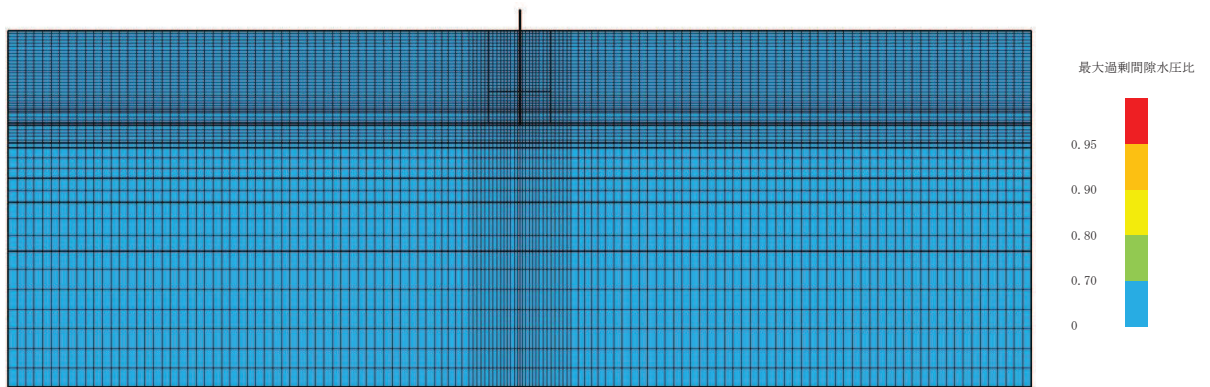
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (13) 最大応答値分布 (ケース 5(2), S<sub>s</sub>-F3)





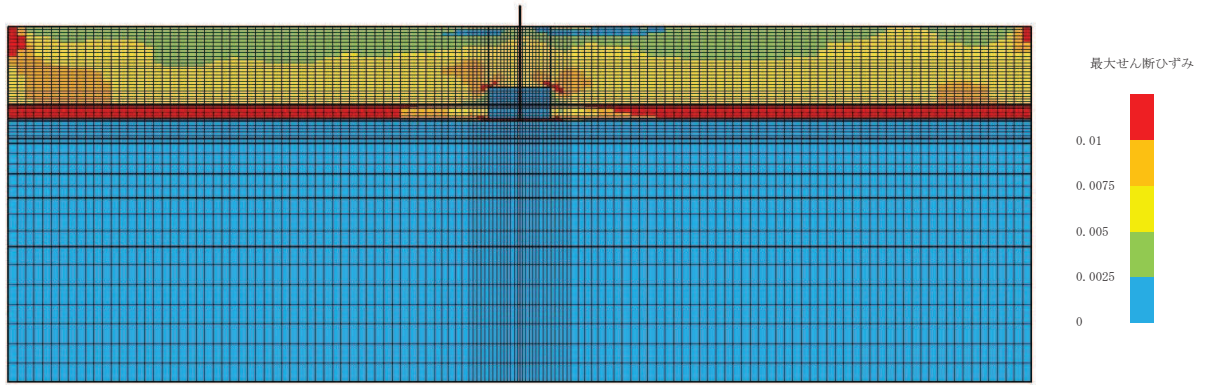
(最大せん断ひずみ分布)



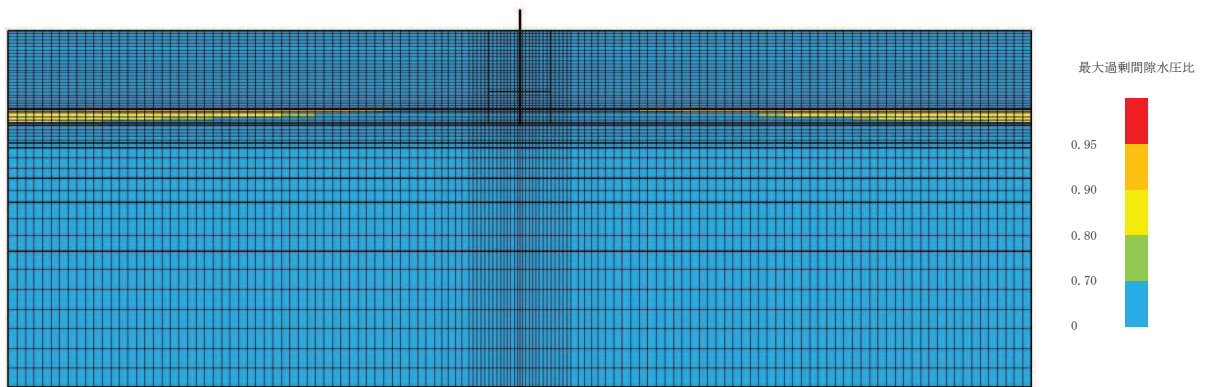
(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-5 (14) 最大応答値分布 (ケース 5(2),  $S_s - N1$ )



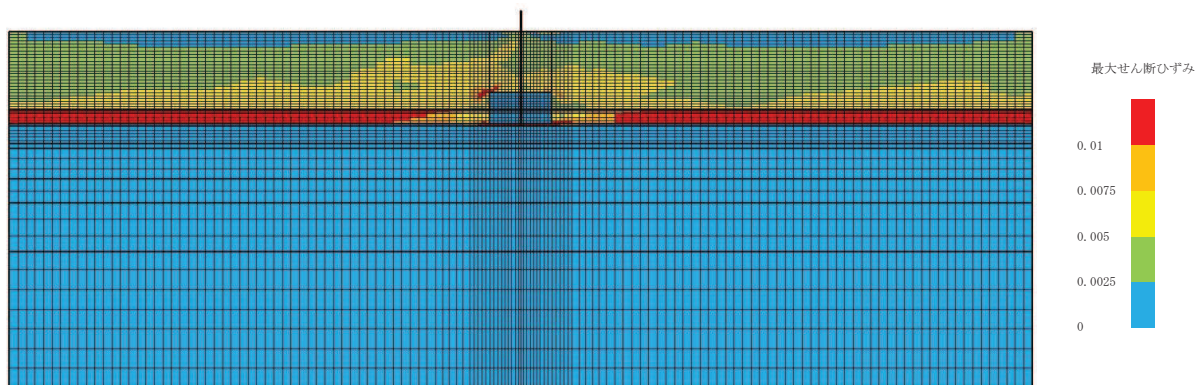


(最大せん断ひずみ分布)

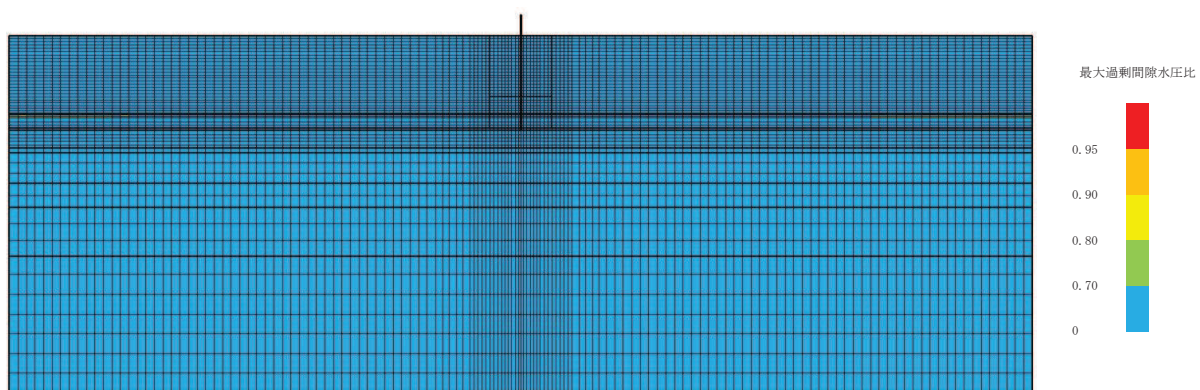


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (1) 最大応答値分布 (ケース 6(1), S<sub>s</sub>-D1)



(最大せん断ひずみ分布)



(最大過剰間隙水圧比分布)

図 9-6 (2) 最大応答値分布 (ケース 6(1), S<sub>s</sub>-D2)