

護岸設計システム for Windows

Ver 4.00

————— D a t a —————

[物件名称] 自立サンプル2

[作成日] 2007/10/09

[タイトル] 災害復旧・自立式鋼矢板

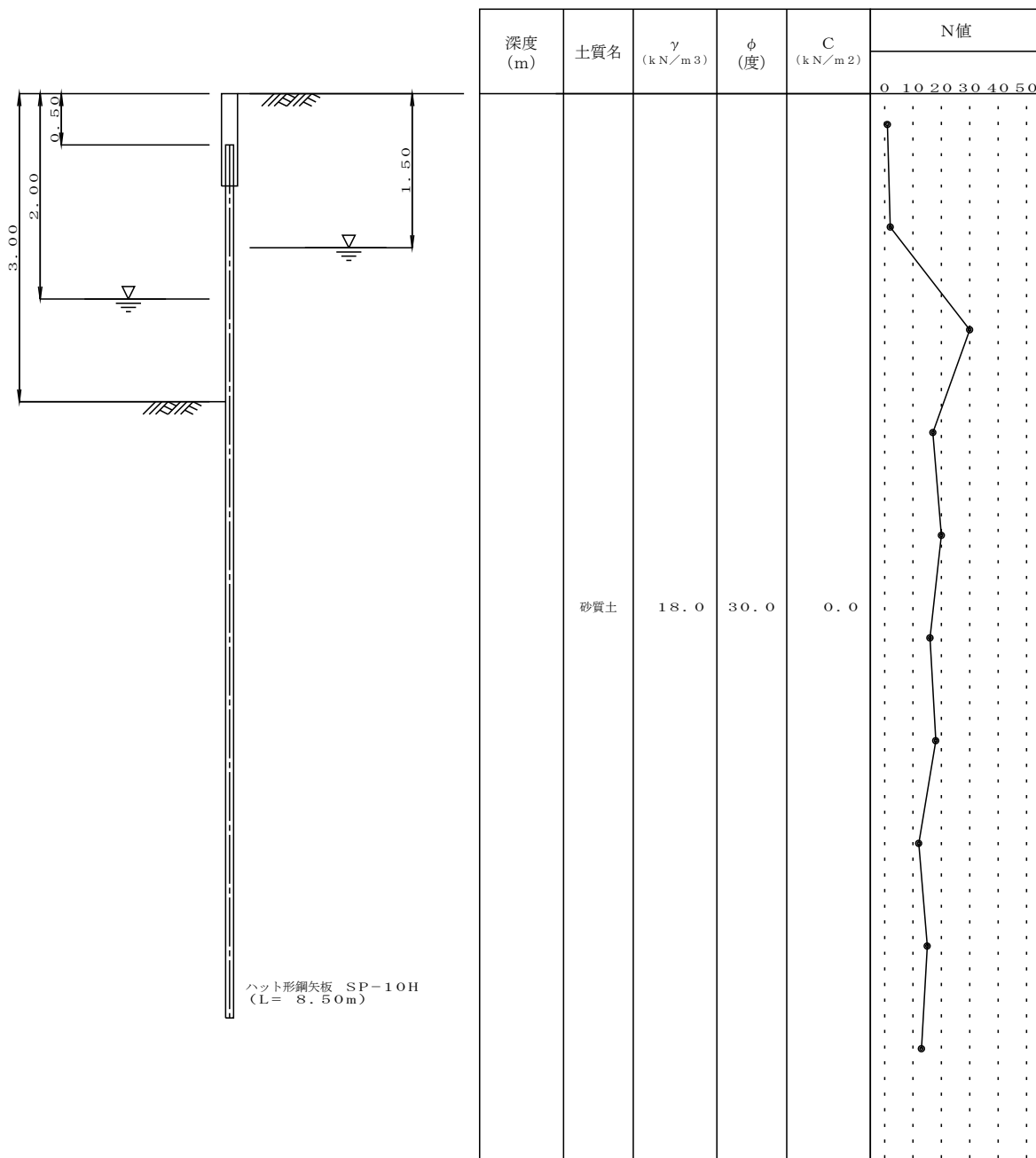
————— Copyright (c) K T S —————

# 目次

1	設計条件	2
1-1	構造図	2
1-2	構造寸法	2
1-3	計算方法	3
1-4	設計定数	3
1-5	横方向地盤反力係数	3
1-6	上載荷重	3
1-7	土質定数	3
1-8	割石	4
1-9	矢板材料	4
1-10	施工時の検討	4
2	側圧の計算	5
2-1	常時	5
2-1-1	主働側の土質定数	5
2-1-2	受働側の土質定数	5
2-1-3	側圧強度	6
2-2	地震時	7
2-2-1	主働側の土質定数	7
2-2-2	受働側の土質定数	7
2-2-3	側圧強度	8
3	仮想地盤面の計算	9
3-1	常時	9
3-2	地震時	10
4	断面力・変位の計算	11
4-1	側圧の合力 $P_0$ および作用位置 $h_0$ の計算	11
4-1-1	常時	11
4-1-2	地震時	11
4-2	断面力の計算	13
4-2-1	常時	13
4-2-2	地震時	13
4-3	応力度の計算	14
4-3-1	常時	14
4-3-2	地震時	14
4-4	変位の計算	14
4-4-1	常時	14
4-4-2	地震時	16
5	根入れ長の計算	18
5-1	矢板の根入れ長と全長 (Chang)	18
5-1-1	常時	18
5-1-2	地震時	18
6	計算結果一覧表	19

1 設計条件

1-1 構造図



1-2 構造寸法

設計面 H = 3.00 m  
 突出長 H<sub>0</sub> = 0.00 m  
 矢板天端位置 H<sub>1t</sub> = 0.50 m  
 内水位 L<sub>wa</sub> = 1.50 m (常時)  
           L<sub>wa'</sub> = 1.50 m (地震時)  
 外水位 L<sub>wp</sub> = 2.00 m (常時)  
           L<sub>wp'</sub> = 2.00 m (地震時)

仮想地盤面 自動計算する

1-3 計算方法

計算方法                    Changの式

根入れ長                     $L = \frac{3}{\beta}$

1-4 設計定数

水の単位体積重量         $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$

水圧タイプ                台形水圧

側圧強度                    自動計算する

側圧計算式                河川

検討ケース                ■ 常時  
                                 ■ 地震時

設計震度 (空气中)         $k = 0.100$   
(水 中)                    各層の見掛けの震度を入力する

地震時の動水圧            考慮しない

任意荷重                     $P_t = 0.0 \text{ kN(常時)}$   
                                  $P_t' = 0.0 \text{ kN(地震時)}$   
 $H_t = 0.00 \text{ m(常時)}$   
 $H_t' = 0.00 \text{ m(地震時)}$

最小崩壊角                 $\zeta_0 = 10\text{度}$

背面傾斜角                考慮しない

粘性土の崩壊角            粘性土の式で求める

圧密平衡係数               $K_c = 0.50$  (地震時は考慮しない)

1-5 横方向地盤反力係数

算出式                       $K_h = 6910 \times N^{0.406}$

平均N値                     $N = 10.00$

1-6 上載荷重

換算荷重                    計算せずに上載荷重を入力する

主働側の上載荷重  
 $Q_a = 10.0 \text{ kN/m}^2$  (常 時)  
 $Q_a' = 5.0 \text{ kN/m}^2$  (地震時)

受働側の上載荷重  
 $Q_p = 0.0 \text{ kN/m}^2$  (常 時)  
 $Q_p' = 0.0 \text{ kN/m}^2$  (地震時)

1-7 土質定数

土質定数

No	深度 m	土質	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	a	k'	$\zeta$ (度)		Kh(kN/m <sup>3</sup> )	
										常時	地震時	常時	地震時
1	10.00	S	10.0	18.00	10.00	30.0	0.0	0.0	0.200	自動	自動	———	———

深度：矢板天端から土層下面までの深さ  
 土質：砂質土(S)、粘性土(C)、中間土(M)  
 N値：層の平均N値  
 $\gamma$ ：土の湿潤単位体積重量  
 $\gamma'$ ：土の水中単位体積重量  
 $\phi$ ：土の内部摩擦角

$C_0$ ：土の粘着力  
 $a$ ：土の粘着力の傾き  
 $k'$ ：設計震度（水中）  
 $\zeta$ ：主働崩壊角  
 $Kh$ ：地盤反力係数

#### 壁面摩擦角

壁面摩擦角	常時	地震時
主働側	15.00°	15.00°
受働側	-15.00°	0.00°

#### 1-8 割石

前面矢板の割石 設置しない

#### 1-9 矢板材料

材料名 ハット形鋼矢板 SP-10H  
 ヤング率  $E = 200000 \text{ N/mm}^2$   
 断面二次モーメント  $I_0 = 10500 \text{ cm}^4$  (腐食前)  
 断面係数  $Z_0 = 902 \text{ cm}^3$  (腐食前)

錆代  $t_c = 1.00 \text{ mm}$   
 腐食率( $I_0$ に関して)  $\alpha = 0.85$   
 腐食率( $Z_0$ に関して)  $\alpha = 0.85$   
 継手効率( $I_0$ に関して)  $\mu = 1.00$   
 継手効率( $Z_0$ に関して)  $\mu = 1.00$

長さの丸め値 0.50 m

許容応力度  $\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$  (常時)  
 $\sigma_a' = 270 \text{ N/mm}^2$  (地震時)

許容変位  $\delta_a = 50.0 \text{ mm}$  (常時)  
 $\delta_a' = 75.0 \text{ mm}$  (地震時)

片持ち梁のたわみ 各層ごとの分布荷重として求める

仮想地盤面での変位 照査しない

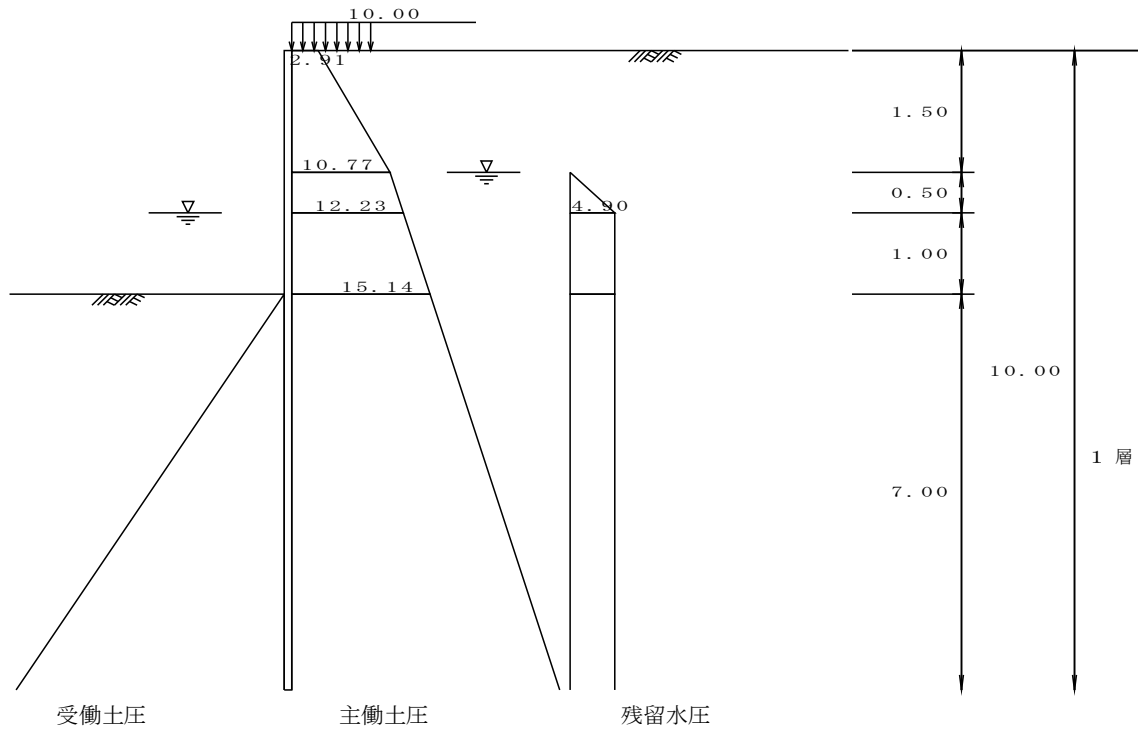
材料の低減 横方向地盤反力係数計算時の  $I_0$  を低減する  
 根入れ長計算時の  $I_0$  を低減しない  
 断面力・変位計算時の  $I_0$  を低減する  
 応力度計算時の  $Z_0$  を低減する

#### 1-10 施工時の検討

施工時の検討 行わない

## 2 側圧の計算

## 2-1 常時



図中の点線は圧密平衡係数を用いた主働土圧強度  $P_{a2}$  を示す。

## 2-1-1 主働側の土質定数

	深さ m	土質名	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h + Q_a$ kN/m <sup>2</sup>	$K_a$	$K_a$ $\times \cos \delta$
1	0.00~ 1.50	砂質土	18.0	30.0	—— ——	10.000 37.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
2	1.50~ 2.00	砂質土	10.0	30.0	—— ——	37.000 42.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
3	2.00~ 3.00	砂質土	10.0	30.0	—— ——	42.000 52.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
4	3.00~ 10.00	砂質土	10.0	30.0	—— ——	52.000 122.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115

- ・砂質土の主働土圧係数 ( $K_a$ ) は以下の式で求める。

$$\delta = 15.00 \text{度}, \beta = 0.00 \text{度}, \theta = 0.00 \text{度}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

## 2-1-2 受働側の土質定数

No	深さ m	土質名	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m <sup>2</sup>	$K_p$	$K_p$ $\times \cos \delta$
4	3.00~ 10.00	砂質土	10.0	30.0	—— ——	0.000 70.000	4.97650 4.97650	4.80693 4.80693

- 砂質土の受働土圧係数 ( $K_p$ ) は以下の式で求める。

$$\delta = -15.00\text{度}, \beta = 0.00\text{度}, \theta = 0.00\text{度}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

### 2-1-3 側圧強度

No	深 さ m	主働側			残留水圧	受働側
		Pa1 kN/m <sup>2</sup>	Pa2 kN/m <sup>2</sup>	Pa kN/m <sup>2</sup>	Pw kN/m <sup>2</sup>	Pp kN/m <sup>2</sup>
1	0.00~ 1.50	2.91	=====	2.91	=====	=====
		10.77	=====	10.77	=====	=====
2	1.50~ 2.00	10.77	=====	10.77	0.00	=====
		12.23	=====	12.23	4.90	=====
3	2.00~ 3.00	12.23	=====	12.23	4.90	=====
		15.14	=====	15.14	4.90	=====
4	3.00~ 10.00	15.14	=====	15.14	4.90	0.00
		35.52	=====	35.52	4.90	336.49

- 主働土圧の算定式

$$\text{砂質土 } P_{a1} = K_a \cdot \left[ \sum \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)} \right] \cdot \cos \delta$$

$$\text{粘性土 } P_{a1} = \sum \gamma h + Q - 2C$$

$$P_{a2} = K_c \cdot (\sum \gamma h + Q)$$

$K_c$ : 圧密平衡係数、 $K_c = 0.50$

$P_{a1}$ 、 $P_{a2}$  のいずれか大きい値をとり、主働土圧 ( $P_a$ ) とする。

$$\text{中間土 } P_{a1} = [ K_a(\sum \gamma h + Q) - 2C\sqrt{K_a} ] \cdot \cos \delta$$

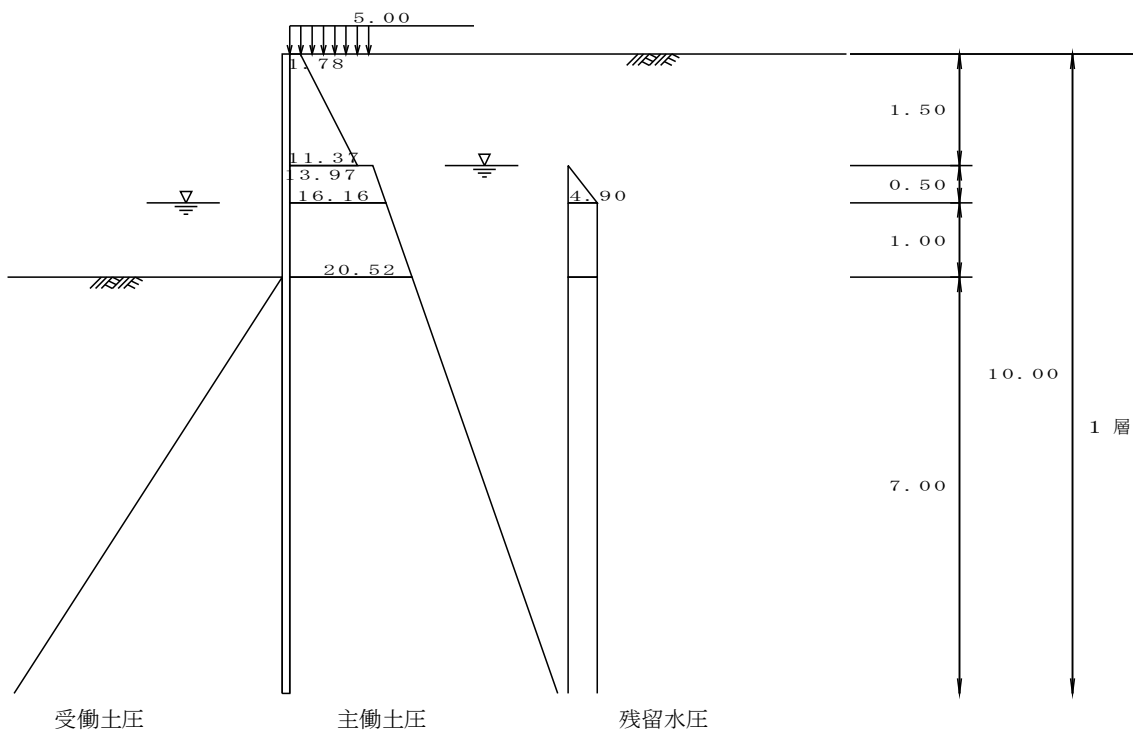
- 受働土圧の算定式

$$\text{砂質土 } P_p = K_p \cdot \left[ \sum \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)} \right] \cdot \cos \delta$$

$$\text{粘性土 } P_p = \sum \gamma h + Q + 2C$$

$$\text{中間土 } P_p = [ K_p(\sum \gamma h + Q) + 2C\sqrt{K_p} ] \cdot \cos \delta$$

2-2 地震時



2-2-1 主働側の土質定数

No	深さ m	土質名	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h + Q$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma whw$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	Ka	Ka $\times \cos \delta$	$\zeta$ 度
1	0.00~ 1.50	砂質土	18.0	30.0	—	5.00	0.00	0.100	5.71	0.36790	0.35537	—
						32.00	0.00	0.100	5.71	0.36790	0.35537	—
2	1.50~ 2.00	砂質土	10.0	30.0	—	32.00	0.00	0.200	11.31	0.45203	0.43663	—
						37.00	4.90	0.200	11.31	0.45203	0.43663	—
3	2.00~ 3.00	砂質土	10.0	30.0	—	37.00	4.90	0.200	11.31	0.45203	0.43663	—
						47.00	14.70	0.200	11.31	0.45203	0.43663	—
4	3.00~ 10.00	砂質土	10.0	30.0	—	47.00	14.70	0.200	11.31	0.45203	0.43663	—
						117.00	83.30	0.200	11.31	0.45203	0.43663	—

- 砂質土の主働土圧係数 ( $K_a$ ) は以下の式で求める。  
 $\delta = 15.00$ 度、 $\beta = 0.00$ 度  
 地震合成角  $\theta = \tan^{-1}k$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

2-2-2 受働側の土質定数

No	深さ m	土質名	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma whw$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	Kp	Kp $\times \cos \delta$
4	3.00~ 10.00	砂質土	10.00	30.0	—	0.000	0.00	0.200	11.31	2.62913	2.62913
						70.000	68.60	0.200	11.31	2.62913	2.62913



- ・砂質土の受働土圧係数 ( $K_p$ ) は以下の式で求める。

$$\delta = 0.00 \text{度}, \beta = 0.00 \text{度}$$

$$\text{地震合成角 } \theta = \tan^{-1}k$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

### 2-2-3 側圧強度

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		$P_a$ kN/m <sup>2</sup>	$P_w$ kN/m <sup>2</sup>	$P_p$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.00~ 1.50	1.78	————	————
		11.37	————	————
2	1.50~ 2.00	13.97	0.00	————
		16.16	4.90	————
3	2.00~ 3.00	16.16	4.90	————
		20.52	4.90	————
4	3.00~ 10.00	20.52	4.90	0.00
		51.09	4.90	184.04

- ・主働土圧の算定式

$$\text{砂質土 } P_a = K_a \cdot \left[ \sum \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)} \right] \cdot \cos \delta$$

$$\text{粘性土 } P_a = \frac{(\sum \gamma h + Q) \cdot \sin(\theta + \zeta)}{\cos \theta \cdot \sin \zeta} - \frac{C}{\cos \zeta \cdot \sin \zeta}$$

$$\text{中間土 } P_a = [ K_a (\sum \gamma h + Q) - 2 C \sqrt{K_a} ] \cdot \cos \delta$$

- ・受働土圧の算定式

$$\text{砂質土 } P_p = K_p \cdot \left[ \sum \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)} \right] \cdot \cos \delta$$

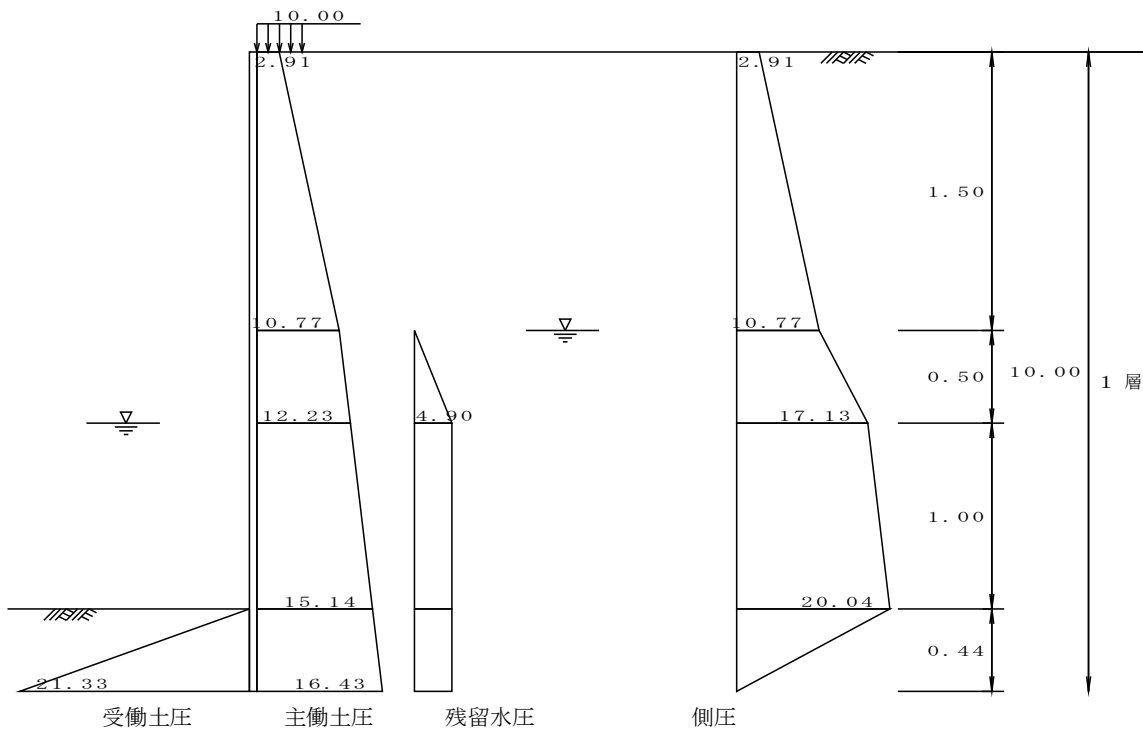
$$\text{粘性土 } P_p = \sum \gamma h + Q + 2 C$$

$$\text{中間土 } P_p = [ K_p (\sum \gamma h + Q) + 2 C \sqrt{K_p} ] \cdot \cos \delta$$

3 仮想地盤面の計算

仮想地盤面 $L_k$ は、設計面以下において主働土圧強度と残留水圧強度の合計が、受働土圧強度とつり合う深さとする。

3-1 常時



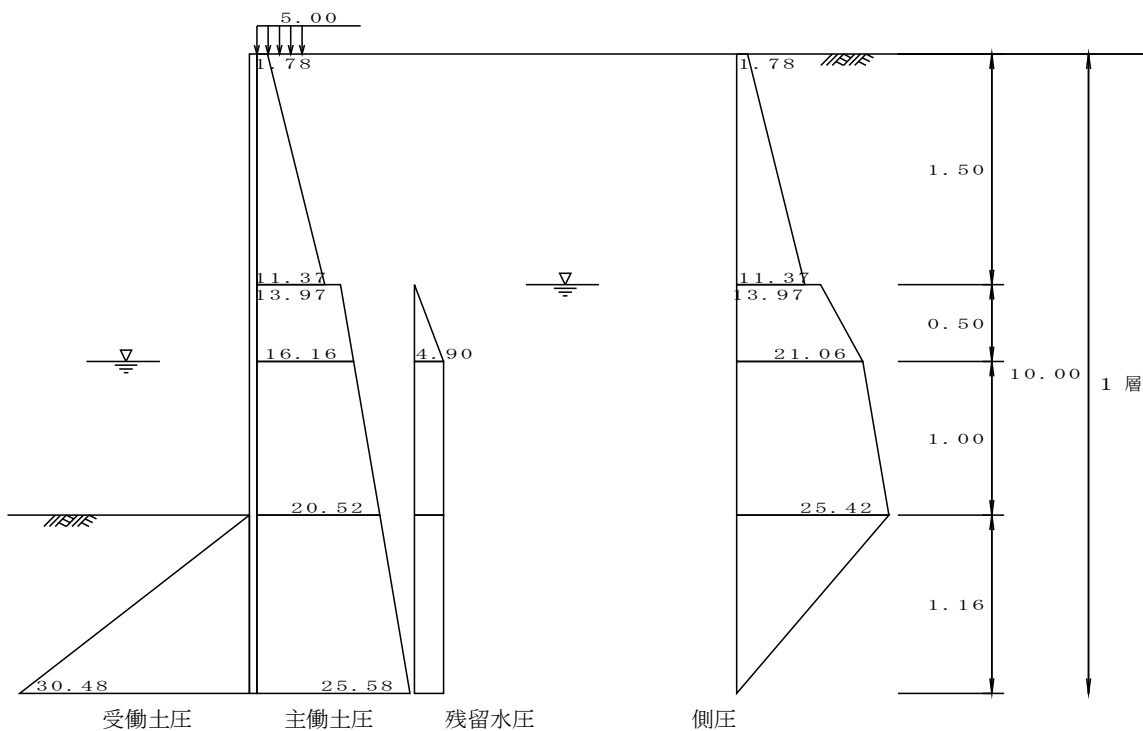
No	深さ m	$P_a$ kN/m <sup>2</sup>	$P_w$ kN/m <sup>2</sup>	$P_p$ kN/m <sup>2</sup>	$P_s$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.00~ 1.50	2.91	———	———	2.91
		10.77	———	———	10.77
2	1.50~ 2.00	10.77	0.00	———	10.77
		12.23	4.90	———	17.13
3	2.00~ 3.00	12.23	4.90	———	17.13
		15.14	4.90	———	20.04
4	3.00~ 3.44	15.14	4.90	0.00	20.04
		16.43	4.90	21.33	0.00
5	3.44~ 10.00	16.43	4.90	21.33	0.00
		35.52	4.90	336.49	-296.07

$P_a$  : 主働土圧強度  
 $P_w$  : 残留水圧強度  
 $P_p$  : 受働土圧強度  
 $P_s$  : 側圧強度

$$P_s = P_a + P_w - P_p$$

仮想地盤面 $L_k = 0.44$  m (GL - 3.44 m) とする

3-2 地震時



No	深さ m	$P_a$ kN/m <sup>2</sup>	$P_w$ kN/m <sup>2</sup>	$P_p$ kN/m <sup>2</sup>	$P_s$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.00~	1.78	——	——	1.78
	1.50	11.37	——	——	11.37
2	1.50~	13.97	0.00	——	13.97
	2.00	16.16	4.90	——	21.06
3	2.00~	16.16	4.90	——	21.06
	3.00	20.52	4.90	——	25.42
4	3.00~	20.52	4.90	0.00	25.42
	4.16	25.58	4.90	30.48	0.00
5	4.16~	25.58	4.90	30.48	0.00
	10.00	51.09	4.90	184.04	-128.05

$P_a$  : 主働土圧強度

$P_w$  : 残留水圧強度

$P_p$  : 受働土圧強度

$P_s$  : 側圧強度

$$P_s = P_a + P_w - P_p$$

仮想地盤面  $L_k = 1.16$  m (G L - 4.16 m) とする

## 4 断面力・変位の計算

矢板の応力・変位・根入れ長は、Changの式で計算する。

## 4-1 側圧の合力P0および作用位置h0の計算

## 4-1-1 常時

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 P <sub>s</sub> kN/m <sup>2</sup>	荷重 P kN	アーム長 Y m	モーメント M kN・m
1	0.00～ 1.50	1.50	2.91 10.77	2.18 8.08	2.94 2.44	6.43 19.74
2	1.50～ 2.00	0.50	10.77 17.13	2.69 4.28	1.78 1.61	4.79 6.90
3	2.00～ 3.00	1.00	17.13 20.04	8.56 10.02	1.11 0.78	9.51 7.79
4	3.00～ 3.44	0.44	20.04 0.00	4.45 0.00	0.30 0.15	1.32 0.00
			Σ P =	40.27	Σ M =	56.47

P<sub>s</sub> : (主働土圧強度+残留水圧強度) - (受働土圧強度)

P : 荷重 P<sub>s</sub> × h / 2 × B

B : 単位幅=1.000m

Y : 仮想地盤面からの作用高さ

M : 荷重によるモーメント P × Y

任意荷重 荷重値 P<sub>t</sub> = 0.0 kN

作用深さ H<sub>t</sub> = 0.00 m

設計面 H = 3.00 m

仮想地盤面 L<sub>k</sub> = 0.44 m

任意荷重によるモーメントM<sub>t</sub>は

$$M_t = P_t \cdot (H + L_k - H_t) = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$h_0 = \frac{M_0}{P_0} = \frac{\Sigma M + M_t}{\Sigma P + P_t}$$

$$= \frac{56.47}{40.27}$$

$$= 1.40 \text{ m}$$

## 4-1-2 地震時

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 P <sub>s</sub> kN/m <sup>2</sup>	荷重 P kN	アーム長 Y m	モーメント M kN・m
1	0.00～ 1.50	1.50	1.78 11.37	1.33 8.53	3.66 3.16	4.88 26.95
2	1.50～ 2.00	0.50	13.97 21.06	3.49 5.26	2.49 2.33	8.71 12.24
3	2.00～ 3.00	1.00	21.06 25.42	10.53 12.71	1.83 1.49	19.23 18.97

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 P <sub>s</sub> kN/m <sup>2</sup>	荷重 P kN	アーム長 Y m	モーメント M kN・m
4	3.00～ 4.16	1.16	25.42 0.00	14.74 0.00	0.77 0.39	11.39 0.00
			Σ P =	56.59	Σ M =	102.37

P<sub>s</sub> : (主働土圧強度+残留水圧強度) - (受働土圧強度)

P : 荷重 P<sub>s</sub> × h / 2 × B

B : 単位幅=1.000m

Y : 仮想地盤面からの作用高さ

M : 荷重によるモーメント P × Y

任意荷重 荷重値 P<sub>t</sub> = 0.0 kN

作用深さ H<sub>t</sub> = 0.00 m

設計面 H = 3.00 m

仮想地盤面 L<sub>k</sub> = 1.16 m

任意荷重によるモーメントM<sub>t</sub>は

$$M_t = P_t \cdot (H + L_k - H_t) = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$h_0 = \frac{M_0}{P_0} = \frac{\Sigma M + M_t}{\Sigma P + P_t}$$

$$= \frac{102.37}{56.59}$$

$$= 1.81 \text{ m}$$

## 4-2 断面力の計算

断面力・変位を計算する際の腐食率と継手効率は、以下の値とする。

材料名	ハット形鋼矢板 SP-10H
単位幅	B = 1.0000 m
錆代	t <sub>c</sub> = 1.00 mm
腐食率	α = 0.85
継手効率	μ = 1.00
ヤング率	E = 200000 N/mm <sup>2</sup>
断面二次モーメント	I <sub>0</sub> = 10500 cm <sup>4</sup> (低減前)
	I = 8925 cm <sup>4</sup> (錆代、継手による低減後)
	E I = 200000 × 10 <sup>3</sup> × 8925 × 10 <sup>-8</sup> = 1.785 × 10 <sup>4</sup>

$$\beta = 4\sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4 E I}}$$

$$\phi_m = \frac{\sqrt{(1 + 2 \beta h_0)^2 + 1}}{2 \beta h_0} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \beta h_0}\right)$$

$$M_{\max} = M_0 \cdot \phi_m$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \times \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \beta h_0}$$

$$l_i = \frac{1}{\beta} \times \tan^{-1} \frac{1 + \beta h_0}{\beta h_0}$$

$$M(x) = \frac{P_0}{\beta} \times \exp^{-\beta x} (\beta h_0 \cdot \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x)$$

## 4-2-1 常時

横方向地盤反力係数	K <sub>h</sub> = 17599 kN/m <sup>3</sup>
特性値	β = 0.70460 m <sup>-1</sup>
土圧合力 (水平力)	P <sub>0</sub> = 40.27 kN/m
荷重の作用高さ	h <sub>0</sub> = 1.40 m
モーメント	M <sub>0</sub> = 56.47 kN・m/m

φ <sub>m</sub> = 1.149 より	
最大曲げモーメント	M <sub>max</sub> = 64.87 kN・m/m
M <sub>max</sub> の発生深さ	l <sub>m</sub> = 0.460 m
第一不動点の深さ	l <sub>i</sub> = 1.575 m

## 4-2-2 地震時

横方向地盤反力係数	K <sub>h</sub> = 17599 kN/m <sup>3</sup>
特性値	β = 0.70460 m <sup>-1</sup>
土圧合力 (水平力)	P <sub>0</sub> = 56.59 kN/m
荷重の作用高さ	h <sub>0</sub> = 1.81 m
モーメント	M <sub>0</sub> = 102.37 kN・m/m

φ <sub>m</sub> = 1.099 より	
最大曲げモーメント	M <sub>max</sub> = 112.52 kN・m/m
M <sub>max</sub> の発生深さ	l <sub>m</sub> = 0.390 m
第一不動点の深さ	l <sub>i</sub> = 1.504 m

### 4-3 応力度の計算

応力度照査時の腐食率と継手効率は、以下の値とする。

材料名	ハット形鋼矢板 SP-10H
鍍代	$t_c = 1.00$ mm
腐食率	$\alpha = 0.85$
継手効率	$\mu = 1.00$
断面係数	$Z_0 = 902$ cm <sup>3</sup> (低減前)
	$Z = 767$ cm <sup>3</sup> (鍍代、継手による低減後)

#### 4-3-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{64.87 \times 10^6}{767 \times 10^3} = 85 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

#### 4-3-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{112.52 \times 10^6}{767 \times 10^3} = 147 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 270 \text{ N/mm}^2$$

### 4-4 変位の計算

#### 4-4-1 常時

変形係数

No	深さ m	Y m	$\alpha$	$\zeta$	P kN	Q kN
1	0.00~ 1.50	2.94	0.855	0.261	2.18	0.570
		2.44	0.710	0.192	8.08	1.553
2	1.50~ 2.00	1.78	0.516	0.110	2.69	0.297
		1.61	0.468	0.092	4.28	0.395
3	2.00~ 3.00	1.11	0.322	0.046	8.56	0.397
		0.78	0.226	0.024	10.02	0.236
4	3.00~ 3.44	0.30	0.086	0.004	4.45	0.016
		0.15	0.043	0.001	0.00	0.000
$\Sigma Q =$						3.465

Y : 仮想地盤面からの作用位置までの高さ

$$\alpha : \alpha = \frac{Y}{H + L_k}$$

$$\zeta : \zeta = \frac{(3 - \alpha) \times \alpha^2}{6}$$

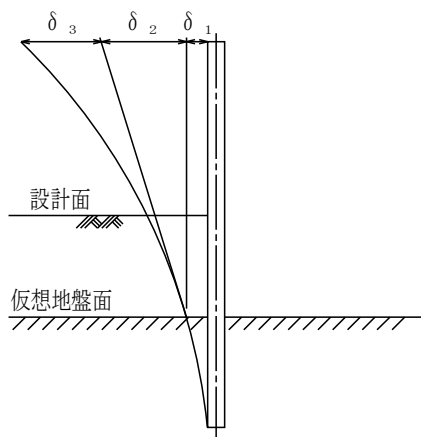
Q :  $\zeta \times P$

P : 水平力

H : 設計面までの深さ

$L_k$  : 設計面から仮想地盤面までの深さ

## 変位の計算



$$\begin{aligned}\delta_1 &= \frac{(1 + \beta h_0) \times P_0}{2 E I \beta^3} \\ &= \frac{(1 + 0.7046 \times 1.40) \times 40.27}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8} \times 0.7046^3} = 0.00641 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_2 &= \frac{(1 + 2 \beta h_0) \times P_0}{2 E I \beta^2} \times (H + L_k) \\ &= \frac{(1 + 2 \times 0.7046 \times 1.40) \times 40.27}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8} \times 0.7046^2} \times (3.00 + 0.44) = 0.02329 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_3 &= \frac{Q \times (H + L_k)^3}{E I} \\ &= \frac{3.46 \times (3.00 + 0.44)^3}{2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8}} = 0.00793 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.00641 + 0.02329 + 0.00793 \\ &= 0.03762 \text{ m} \\ &= 37.62 \leq \delta_a = 50.00 \text{ mm}\end{aligned}$$

ここで、

- $\delta_1$  : 仮想地盤面での変位量
- $\delta_2$  : 仮想地盤面のたわみ角による変位量
- $\delta_3$  : 仮想地盤面より上の片持ち梁としての変位量
- $\delta$  : 矢板頭部の変位量
- $\delta_a$  : 許容変位量



## 4-4-2 地震時

## 変形係数

No	深さ m	Y m	$\alpha$	$\zeta$	P kN	Q kN
1	0.00~ 1.50	3.66	0.880	0.274	1.33	0.365
		3.16	0.760	0.215	8.53	1.837
2	1.50~ 2.00	2.49	0.599	0.144	3.49	0.502
		2.33	0.559	0.127	5.26	0.670
3	2.00~ 3.00	1.83	0.439	0.082	10.53	0.866
		1.49	0.359	0.057	12.71	0.721
4	3.00~ 4.16	0.77	0.186	0.016	14.74	0.239
		0.39	0.093	0.004	0.00	0.000
$\Sigma Q =$						5.199

Y : 仮想地盤面からの作用位置までの高さ

$$\alpha : \alpha = \frac{Y}{H+L_k}$$

$$\zeta : \zeta = \frac{(3-\alpha) \times \alpha^2}{6}$$

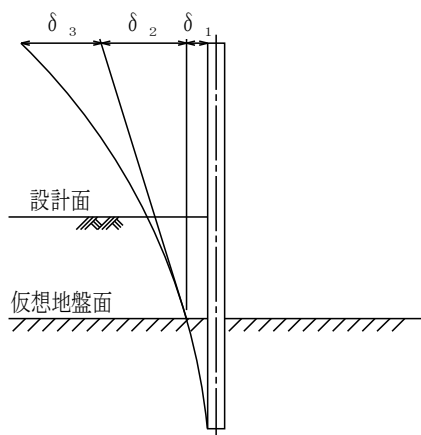
Q :  $\zeta \times P$

P : 水平力

H : 設計面までの深さ

$L_k$  : 設計面から仮想地盤面までの深さ

## 変位の計算



$$\begin{aligned} \delta_1 &= \frac{(1 + \beta h_0) \times P_0}{2 E I \beta^3} \\ &= \frac{(1 + 0.7046 \times 1.81) \times 56.59}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8} \times 0.7046^3} = 0.01031 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{(1 + 2 \beta h_0) \times P_0}{2 E I \beta^2} \times (H + L_k) \\ &= \frac{(1 + 2 \times 0.7046 \times 1.81) \times 56.59}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8} \times 0.7046^2} \times (3.00 + 1.16) = 0.04714 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_3 &= \frac{Q \times (H+L_k)^3}{E I} \\ &= \frac{5.20 \times (3.00+1.16)^3}{2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8}} = 0.02096 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.01031 + 0.04714 + 0.02096 \\ &= 0.07840 \text{ m} \\ &= 78.40 > \delta_a = 75.00 \text{ mm} \quad \text{*** OUT ***}\end{aligned}$$

ここで、

- $\delta_1$  : 仮想地盤面での変位量
- $\delta_2$  : 仮想地盤面のたわみ角による変位量
- $\delta_3$  : 仮想地盤面より上の片持ち梁としての変位量
- $\delta$  : 矢板頭部の変位量
- $\delta_a$  : 許容変位量

## 5 根入れ長の計算

根入れ長を計算する際の腐食率と継手効率は、以下の値とする。

材料名	ハット形鋼矢板 SP-10H
単位幅	$B = 1.0000 \text{ m}$
錆代	考慮しない
腐食率	$\alpha = 1.00$
継手効率	$\mu = 1.00$
ヤング率	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$
断面二次モーメント	$I_0 = 10500 \text{ cm}^4$ (低減前)
	$I = 10500 \text{ cm}^4$ (錆代、継手による低減後)
	$E I = 200000 \times 10^3 \times 10500 \times 10^{-8} = 2.100 \times 10^4$

### 5-1 矢板の根入れ長と全長 (Chang)

仮想地盤面の深さを  $L_k$  とすると、設計面以下の根入れ長 ( $D$ ) と矢板全長 ( $L$ ) は以下となる。

$$D = L_k + \frac{3}{\beta}$$

$$L = H - H_{1t} + D$$

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4 E I}}$$

#### 5-1-1 常時

横方向地盤反力係数	$K_h = 17599 \text{ kN/m}^3$
特性値	$\beta = 0.67655 \text{ m}^{-1}$

$$\text{根入れ長} \quad D = 0.44 + \frac{3}{0.677} = 4.88 \text{ m}$$

$$\text{矢板全長} \quad L = 3.00 - 0.50 + 4.88 = 7.38 \text{ m}$$

#### 5-1-2 地震時

横方向地盤反力係数	$K_h = 17599 \text{ kN/m}^3$
特性値	$\beta = 0.67655 \text{ m}^{-1}$

$$\text{根入れ長} \quad D = 1.16 + \frac{3}{0.677} = 5.59 \text{ m}$$

$$\text{矢板全長} \quad L = 3.00 - 0.50 + 5.59 = 8.09 \text{ m}$$

よって、長さの丸め値  $0.50 \text{ m}$  より、矢板全長は、 $8.50 \text{ m}$  とする。

## 6 計算結果一覧表

前面矢板

ハット形鋼矢板 SP-10H

			常時	地震時
断面二次モーメント	I (cm <sup>4</sup> )	10500		
断面係数	Z (cm <sup>3</sup> )	902		
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m/m)		64.87	112.52
応力度	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		85 ( 180)	147 ( 270)
水平変位	$\delta$ (mm)		37.62 ( 50.0)	78.40 ( 75.0)
根入れ長	D (m)		4.88	5.59
矢板全長	L (m)	8.50		

\*OUT