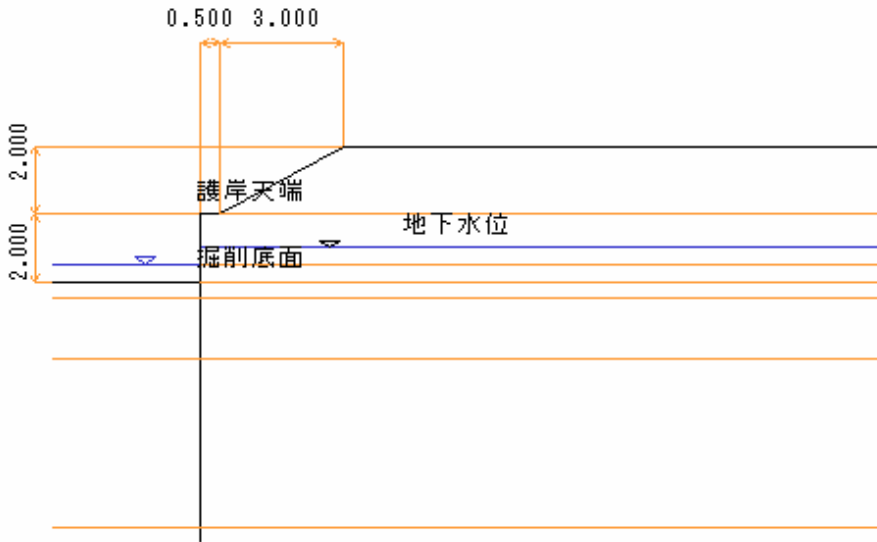


1 . 設計条件と標準断面(換算盛土荷重(常時 + 地震時))

護岸高さ  $H = 2.000(m)$   
 盛土高さ  $h = 2.000(m)$   
 地下水位  $H' = 1.000(m)$   
 内水位  $H_w = 0.500(m)$   
 横方向反力係数  $K_h = 25.000 (kN/m^3)$   
 水平震度空中  $K = 0.10$   
                   水中  $K' = 0.20$   
 許容変位量  $= 5.00(cm)$



2 . 土質条件

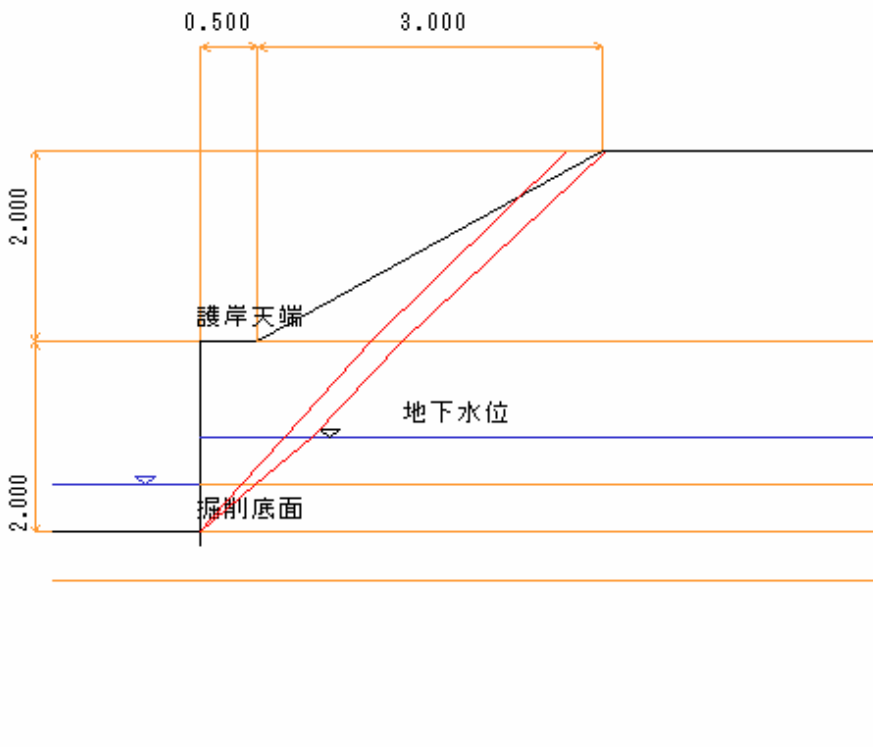
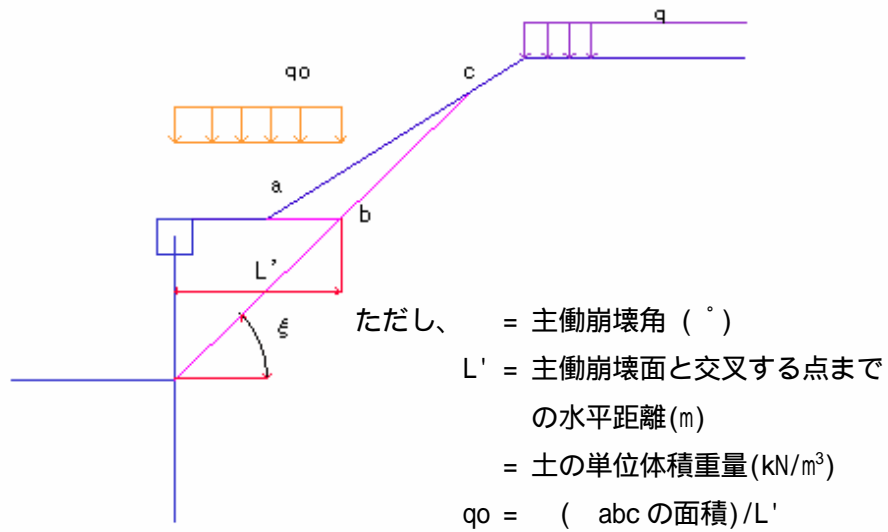
層 No	層 厚	内部摩擦角	粘 着 力	湿潤重量	水中重量	土 質 名
1	2.000	20.00	0.00	16.00	7.00	砂質シルト
2	1.000	25.00	0.00	17.00	8.00	粘土混り粗砂
3	0.500	25.00	0.00	17.00	8.00	シルト混り細砂
4	0.500	26.00	0.00	17.00	8.00	粘土混り粗砂
5	0.500	23.00	0.00	18.00	9.00	シルト混り細砂
6	1.800	25.00	0.00	19.00	10.00	貝殻混り砂
7	5.000	30.00	0.00	19.00	110.00	シルト混り粗砂

### 3. 上 載 荷 重

区 分	主働側上載荷重	受働側上載荷重
常 時	10.000	0.000
地震時	0.000	0.000

#### 3-1. 換算盛土荷重の計算

盛土荷重は、基礎地盤より主働崩壊面を描き、影響する斜面の土圧力を等分布荷重  $q_0$  に換算し、地表面を水平面として算出する。



## a) 常時換算盛土荷重

$$W = \frac{11.804}{1.477} = 7.994 (\text{kN/m}^2)$$

$$dx = 2.266(\text{m}) \quad dy = 1.511(\text{m})$$

層番号 No.	層厚 H(m)	崩壊角 (°)	交点座標		重量 (kN)
			X(m)	Y(m)	
1	2.000	49.518	3.184	4.000	11.804
2	1.000	53.382	1.477	2.000	
3	0.500	53.382	0.733	1.000	
4	0.500	54.103	0.362	0.500	
					11.804

## b) 地震時換算盛土荷重

$$W = \frac{20.528}{1.756} + \frac{0.000 \times 0.027}{1.756} = 11.691 (\text{kN/m}^2)$$

層番号 No.	層厚 H(m)	崩壊角 (°)	交点座標		重量 (kN)
			X(m)	Y(m)	
1	2.000	48.471	3.527	4.000	20.528
2	1.000	52.096	1.756	2.000	
3	0.500	45.180	0.977	1.000	
4	0.500	46.145	0.480	0.500	
					20.528

#### 4. 土圧の計算

砂質土の主働土圧係数  $K_a$  及び主働崩壊角 は次式によって計算される。

$$P_a = K_a \cdot \left[ \gamma \cdot h + \frac{W \cdot \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \right] \cdot \cos \alpha$$

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

$$\cot(\alpha - \delta) = -\tan(\alpha + \beta - \delta) + \sec(\alpha + \beta - \delta) \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \beta) \sin(\alpha + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha - \delta)}}$$

受働土圧係数  $K_p$  及び受働崩壊角 は次式によって計算される。

$$P_p = K_p \cdot \left[ \gamma \cdot h + \frac{W \cdot \cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \right] \cdot \cos \alpha$$

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

$$\cot(\alpha - \delta) = \tan(\alpha - \beta + \delta) + \sec(\alpha - \beta + \delta) \sqrt{\frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha - \delta)}{\cos(\alpha - \delta) \sin(\alpha - \beta)}}$$

ここに  $\alpha$  : 土の内部摩擦角  
 $\beta$  : 土と壁面の摩擦角  
 $\delta$  : 主働側 受働側  
 常時 [15.00°] [-15.00°]  
 地震時 [0.00°] [0.00°]

$\alpha$  : 壁面が鉛直面となす角  
 $\beta$  : 地表面が水平となす角

$K_h$ : 地震時水平震度 地下水位以上  $K_h=0.10$   
 地下水位以下  $K_h=0.20$

粘性土の土圧については、次式によって計算される。

常時の土圧  $P_a = \gamma \cdot h + w - 2 \cdot C \dots \dots \dots (1)$

$$P_a = K_c \cdot (\gamma \cdot h + w) \dots \dots \dots (2)$$

常時の土圧強度は、上の 2 式によって算出し、その合力の大きい方を採用します。

ただし、(1) 式を用いた場合に生じる負の土圧については考えない。

地震時の土圧については (3) 式、および (4) 式によって算出する。

$$P_{as} = \frac{(\gamma \cdot h + w) \sin(\alpha + \beta)}{\cos \alpha \cdot \sin \alpha} - \frac{C}{\cos \alpha \cdot \sin \alpha} \dots \dots \dots (3)$$

$$= \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{(\gamma \cdot h + 2 \cdot w)}{2 \cdot C} \tan \alpha} \dots \dots \dots (4)$$

ここに  $K_c$  : 圧密平衡係数 0.5  
 $\gamma$  : 土の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $h$  : 土層の厚さ (m)  
 $w$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $c$  : 粘性土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$  : 地震合成角

前式に各値を代入して土圧係数、および各層の土圧強度を求めると次のようになる。

常時の土圧 常時上載荷重  $Q_a=7.994(\text{kN/m}^2)$

層番号	層厚	主働土圧				受働土圧		
		崩壊角	土圧係数	土圧強度	残留水圧	崩壊角	土圧係数	土圧強度
2	1.000	47.323°	0.351	3.753	0.000			
				9.720	0.000			
3	0.500	53.382°	0.351	9.720	0.000			
				11.124	5.000			
4	0.500	54.103°	0.338	10.712	5.000			
				12.064	5.000			
5	0.500	51.894°	0.377	13.456	5.000	23.079°	3.376	0.000
				15.153	5.000			15.192
6	1.800	53.382°	0.351	14.108	5.000	22.440°	3.723	16.754
				20.426	5.000			83.768

地震時の土圧 地震時上載荷重  $Q_e=11.691(\text{kN/m}^2)$

層番号	層厚	主働土圧				受働土圧		
		崩壊角	土圧係数	土圧強度	残留水圧	崩壊角	土圧係数	土圧強度
2	1.000	52.096°	0.476	6.850	0.000			
				14.942	0.000			
3	0.500	45.180°	0.564	17.705	0.000			
				19.961	5.000			
4	0.500	46.145°	0.545	19.288	5.000			
				21.468	5.000			
5	0.500	43.079°	0.605	23.832	5.000	027.532°	1.946	0.000
				26.554	5.000			8.757
6	1.800	45.180°	0.564	24.755	5.000	027.434°	2.119	9.535
				34.907	5.000			47.677

## 5. 仮想底面の位置

仮想底面は前表に於ける主働側土圧、水圧と受働側土圧の釣り合い点とする。

常時は前表より第[6]層に釣り合い点があり、釣り合い点は次のようになる。

$$Y_{a'} = \frac{14.108 + 5.000 - 16.754}{(14.108 + 5.000 - 16.754) - (20.426 + 5.000 - 83.768)} \times 1.800 = 0.070(\text{m})$$

$$Y_a = 0.070 + 0.500 = 0.570(\text{m})$$

又、地震時の場合も前表より第[6]層に釣り合い点があり、釣り合い位置は次のようになる。

$$Y_{p'} = \frac{24.755 + 5.000 - 9.535}{(24.755 + 5.000 - 9.535) - (34.907 + 5.000 - 47.677)} \times 1.800 = 1.300(\text{m})$$

$$Y_p = 1.300 + 0.500 = 1.800(\text{m})$$

## 6. 仮想底面から上の土圧水圧による M0, P0, Y0 の計算

## (a) 常時の計算

常時の仮想底面から上の土圧,水圧の合力 P0,モーメント M0 は次のようになる。

層厚	主働土圧				受働土圧			
	土圧強度	合力	作用高	モーメント	土圧強度	合力	作用高	モーメント
	3.753	3.753	2.070	7.769				
	9.720	2.984	1.903	5.679				
	9.720	4.860	1.320	6.415				
	16.124	1.601	1.237	1.980				
	15.712	7.856	0.820	6.442				
	17.064	0.338	0.737	0.249				
	18.456	9.228	0.320	2.953	0.000	0.000	0.320	0.000
	20.153	0.424	0.237	0.100	15.192	3.798	0.237	0.900
	19.108	1.338	0.035	0.047	16.754	1.173	0.035	0.041
	19.354	0.009	0.023	0.000	19.360	0.091	0.023	0.002
合計		32.391		31.634		5.062		0.943

したがって土圧、水圧の合力の作用高さは

$$H_p = \frac{M_a}{P_a} = \frac{31.634 - 0.943}{32.391 - 5.062} = \frac{30.691}{27.329} = 1.123 \text{ (m)}$$

## (b) 地震時の計算

地震時の仮想底面から上の土圧,水圧の合力 P0,モーメント M0 は次のようになる。

層厚	主働土圧				受働土圧			
	土圧強度	合力	作用高	モーメント	土圧強度	合力	作用高	モーメント
	6.850	6.850	3.300	22.605				
	14.942	4.046	3.133	12.676				
	17.705	8.853	2.550	22.575				
	24.961	1.814	2.467	4.475				
	24.288	12.144	2.050	24.895				
	26.468	0.545	1.967	1.072				
	28.832	14.416	1.550	22.345	0.000	0.000	1.550	0.000
	31.554	0.681	1.467	0.999	8.757	2.189	1.467	3.211
	29.755	38.681	0.650	25.143	9.535	12.395	0.650	8.057
	37.087	4.766	0.433	2.064	37.082	17.906	0.433	7.753
合計		92.796		138.849		32.490		19.021

したがって土圧、水圧の合力の作用高さは

$$H_p = \frac{M_s}{P_s} = \frac{138.849 - 19.021}{92.796 - 32.490} = \frac{119.828}{60.306} = 1.987 \text{ (m)}$$

## 7. 矢板の設計

A型矢板を使用すると、矢板に生じるモーメント、応力、たわみ、矢板長さは次のようになる。

腐食考慮時 腐食継手効率考慮時

断面2次モーメント	$I_x = 10600(\text{cm}^4)$ [ 8268( $\text{cm}^4$ ) 6614( $\text{cm}^4$ )]
断面積	$A = 137.53(\text{cm}^2)$ [ 107.27( $\text{cm}^2$ ) 85.82( $\text{cm}^2$ )]
断面係数	$Z = 880.00(\text{cm}^3)$ [ 686.40( $\text{cm}^3$ ) 549.12( $\text{cm}^3$ )]
矢板の弾性係数	$E = 20,000,000(\text{kN/m}^2)$
地盤の横方向反力係数	$K_h = 25.00(\text{kN/m}^3)$
腐食低減率	= 0.78
継手効率	= 0.80

$$\text{特性係数} = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} = \sqrt[4]{\frac{25.000 \times 100}{4 \times 20000000 \times 10600}} = 0.00737(\text{cm}^{-1}) \quad 0.737(\text{m}^{-1})$$

$$\text{特性係数} = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} = \sqrt[4]{\frac{25.000 \times 100}{4 \times 20000000 \times 6614}} = 0.00829(\text{cm}^{-1}) \quad 0.829(\text{m}^{-1})$$

## (a) 常時の計算

$$(イ) \text{ 矢板の根入長 } L' = \frac{3.00}{0.737} = 4.071(\text{m})$$

$$(ロ) \text{ 矢板長さ } L = h + x + L' = 2.000 + 0.570 + 4.071 = 6.641(\text{m}) \quad 7.90(\text{m})$$

$$(ハ) \text{ 最大曲げモーメント } M_{\max} = -Ma \cdot \frac{\sqrt{(1+2 \cdot h_0)^2 + 1}}{2 \cdot h_0} \exp\left[-\tan^{-1} \times \frac{1}{1+2 \cdot h_0}\right]$$

$$M_{\max} = -30.691 \times \frac{\sqrt{(1+2 \times 0.829 \times 1.123)^2 + 1}}{2 \times 0.829 \times 1.123} \times \exp\left[-\tan^{-1} \times \frac{1}{1+2 \times 0.829 \times 1.123 \times 1.123}\right] = -35.705(\text{kN} \cdot \text{m})$$

## (ニ) 最大曲げモーメントの生じる位置

$$L_m = \frac{1}{0.829} \tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2 \cdot h_0}\right) = \frac{1}{0.829} \tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2 \times 0.829 \times 1.123}\right) = 0.405(\text{m})$$

## (ホ) 応力の計算

矢板に発生する応力は次式によって求められる。

$$s = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{3570500}{686} = 5202(\text{kN/m}^2) \quad \boxed{< 18000 \text{ -OK-}}$$

## (ハ) 矢板天端の変位置

矢板天端の変位置は次式によって求める。

$$y = y_1 + y_2 + y_3$$

$y_1$ : 仮想地盤面に於けるたわみ量 (cm)

$$y_1 = \frac{1+ \cdot h_0}{2 \cdot E \cdot I \cdot 3} \cdot H = \frac{1+0.00829 \times 112.3}{2 \times 20000000 \times 6614 \times 0.00829^3} \times 27329 = 0.4(\text{cm})$$

$y_2$  : 仮想地盤面におけるたわみ角  $\times (h + x)$

$$y_2 = \frac{1+2 \cdot \cdot h_0}{2 \cdot E \cdot I \cdot \cdot^2} \cdot H \cdot (h + x)$$

$$= \frac{1+0.829 \times 1.123}{2 \times 20000000 \times 6614 \times 0.829^2} \times 27329.000 \times (200 + 57) = 1.1(\text{cm})$$

$y_3$  : 仮想地盤面より上の土圧 Pa による片持ち梁としてのたわみ量

$$y_3 = \frac{B \cdot (h + x)^3}{E I} \quad Q_i = \frac{1.0 \times (200.0 + 180.0)^3}{20000000 \times 6614 \times 0.829} \times 2606 = 0.3(\text{cm})$$

$$y = 0.4 + 1.1 + 0.3 = 1.8(\text{cm}) \quad \boxed{< 5.0(\text{cm}) \text{ -OK-}}$$

(b) 地震時の計算

(イ) 矢板の根入長  $L' = \frac{3.00}{0.737} = 4.071(\text{m})$

(ロ) 矢板長さ  $L = h + x + L' = 2.000 + 1.800 + 4.071 = 7.871(\text{m}) \quad 7.90(\text{m})$

(ハ) 最大曲げモーメント  $M_{\max} = -M_s \cdot \frac{\sqrt{(1+2 \cdot \cdot h_0)^2 + 1}}{2 \cdot \cdot h_0} \exp[-\tan^{-1} \times \frac{1}{1+2 \cdot \cdot h_0}]$

$$M_{\max} = -119.828 \times \frac{\sqrt{(1+20.829 \times 1.987)^2 + 1}}{2 \times 0.829 \times 1.987}$$

$$\times \exp[-\tan^{-1} \times \frac{1}{1+2 \times 0.829 \times 1.987 \times 1.987}] = -127.582(\text{kN} \cdot \text{m})$$

(ニ) 最大曲げモーメントの生じる位置

$$L_m = \frac{1}{0.829} \tan^{-1} \left( \frac{1}{1+2 \cdot \cdot h_0} \right) = \frac{1}{0.829} \tan^{-1} \left( \frac{1}{1+2 \times 0.829 \times 1.987} \right) = 0.276(\text{m})$$

(ホ) 応力の計算

矢板に発生する応力は次式によって求められる。

$$s = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{12758200}{686} = 18587(\text{kN/m}^2) \quad \boxed{< 27000 \text{ -OK-}}$$

(ハ) 矢板天端の変位量

矢板天端の変位量は次式によって求める。

$$y = y_1 + y_2 + y_3$$

$y_1$  : 仮想地盤面に於けるたわみ量 (cm)

$$y_1 = \frac{1 + \cdot h_0}{2 \cdot E \cdot I \cdot \cdot^3} \cdot H = \frac{1 + 0.00829 \times 198.7}{2 \times 20000000 \times 6614 \times 0.829^3} \times 60306 = 1.1(\text{cm})$$

$y_2$  : 仮想地盤面におけるたわみ角  $\times (h + x)$

$$y_2 = \frac{1+2 \cdot \cdot h_0}{2 \cdot E \cdot I \cdot \cdot^2} \cdot H \cdot (h + x)$$

$$= \frac{1+0.00829 \times 198.7}{2 \times 20000000 \times 6614 \times 0.829^2} \times 60306.000 \times (200 + 180) = 5.4(\text{cm})$$

$y_3$  : 仮想地盤面より上の土圧 Pa による片持ち梁としてのたわみ量

$$y_3 = \frac{B (h + x)^3}{E I} \quad Q_i = \frac{1.0 \times (200.0 + 180.0)^3}{20000000 \times 6614 \times 0.829} \times 7414 = 3.1(\text{cm})$$

$$y = 1.1 + 5.4 + 3.1 = 9.6(\text{cm}) \quad \boxed{< 10.0(\text{cm}) \text{ -OK-}}$$

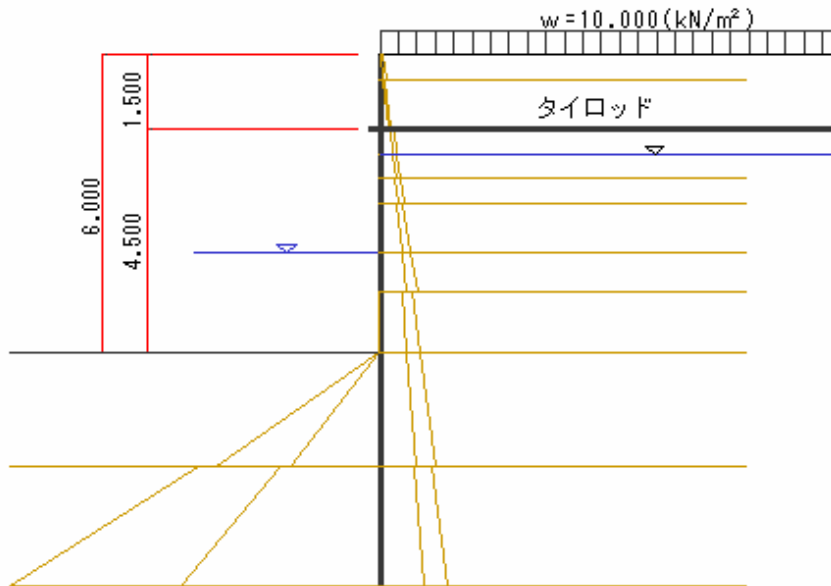


### 控え式矢板の設計

#### 1. 設計条件

掘削深さ	H = 6.000 (m)
地下水位	H = 2.000 (m)
内水位	H = 4.000 (m)
上載荷重 常時	W = 10.000 (N/cm <sup>2</sup> )
地震時	W = 0.000 (N/cm <sup>2</sup> )
アンカ - 取り付け高さ	h = 4.500 (m)
アンカ - 形式	軽量鋼矢板

計算断面と各土層の土圧分布状況を示すと下図のようになる。



層 No	層 厚	内部摩擦角	粘 着 力	湿潤重量	水中重量	土 質 名
1	0.500	20.00	0.00	16.00	7.00	埋 土
2	1.000	25.00	0.00	17.00	8.00	シルト質細砂
3	0.500	0.00	18.00	17.00	8.00	粘土混りシルト
4	0.500	0.00	15.00	17.00	8.00	シルト質粘土
5	0.500	23.00	0.00	18.00	9.00	シルト質細砂
6	1.800	25.00	0.00	19.00	10.00	シルト混り砂
7	3.500	30.00	0.00	19.00	10.00	シルト混り砂
8	2.400	32.00	0.00	19.00	10.00	シルト混り細砂

## 2. 土圧の計算

砂質土の主働土圧係数  $K_a$  及び主働崩壊角 は次式によって計算される。

$$P_a = K_a \cdot \left[ \gamma \cdot h + \frac{W \cdot \cos \delta}{\cos(\delta - \alpha)} \right] \cdot \cos \alpha$$

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

$$\cot(\delta - \beta) = -\tan(\alpha + \beta) + \sec(\alpha + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\alpha + \beta) \sin(\alpha + \beta)}{\cos(\delta - \beta) \cos(\delta - \beta)}}$$

受働土圧係数  $K_p$  及び受働崩壊角 は次式によって計算される。

$$P_p = K_p \cdot \left[ \gamma \cdot h + \frac{W \cdot \cos \delta}{\cos(\delta - \alpha)} \right] \cdot \cos \alpha$$

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

$$\cot(\delta - \beta) = \tan(\delta - \alpha) + \sec(\delta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\delta + \alpha) \cos(\delta - \beta)}{\cos(\delta - \beta) \sin(\alpha - \beta)}}$$

ここに  $\delta$  : 土の内部摩擦角

$\alpha$  : 土と壁面の摩擦角

主働側 受働側

常時 [15.00°] [-15.00°]

地震時 [0.00°] [0.00°]

$\beta$  : 壁面が鉛直面となす角

$\gamma$  : 地表面が水平となす角

$K_h$ : 地震時水平震度 地下水位以上  $K_h=0.10$

地下水位以下  $K_h=0.20$

粘性土の土圧については、次式によって計算される。

常時の土圧  $P_a = \gamma \cdot h + w - 2 \cdot C \dots \dots \dots (1)$

$$P_a = K_c \cdot (\gamma \cdot h + w) \dots \dots \dots (2)$$

常時の土圧強度は、上の 2 式によって算出し、その合力の大きい方を採用します。

ただし、(1) 式を用いた場合に生じる負の土圧については考えない。

地震時の土圧については (3) 式、および (4) 式によって算出する。

$$P_{as} = \frac{(\gamma \cdot h + w) \sin(\alpha + \beta)}{\cos \delta \cdot \sin \beta} - \frac{C}{\cos \delta \cdot \sin \beta} \dots \dots \dots (3)$$

$$= \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{(\gamma \cdot h + 2 \cdot w)}{2 \cdot C} \tan \delta} \dots \dots \dots (4)$$

ここに  $K_c$  : 圧密平衡係数 0.5

$\gamma$  : 土の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 土層の厚さ (m)

$w$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 粘性土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\delta$  : 地震合成角

2-1. 常時土圧の計算

主働土圧計算表

番号	層厚 (m)	土圧係数 Ka	x h	x h + w	Ka( h + w)	2 x C	Ka	2C・ ka	土圧強度	備考
1	0.500	0.420	8.000	10.000 18.000	4.200 4.200	0.000	0.648	0.000	4.200 7.560	
2	1.000	0.351	17.000	18.000 35.000	6.318 6.318	0.000	0.592	0.000	6.318 12.285	
3	0.500	0.500	8.500	35.000 43.500	17.500 17.500	36.000	0.000	0.000	17.500 21.750	
4	0.500	0.500	8.500	43.500 52.000	21.750 21.750	30.000	0.000	0.000	21.750 26.000	
5	0.500	0.377	9.000	52.000 61.000	19.604 19.604	0.000	0.614	0.000	19.604 22.997	
6	1.000	0.351	19.000	61.000 80.000	21.411 21.411	0.000	0.592	0.000	21.411 28.080	
7	0.800	0.351	15.200	80.000 95.200	28.080 28.080	0.000	0.592	0.000	28.080 33.415	
8	1.200	0.291	22.800	95.200 118.000	27.703 27.703	0.000	0.539	0.000	27.703 34.338	
9	2.300	0.291	43.700	118.000 161.700	34.338 34.338	0.000	0.539	0.000	34.338 47.055	
10	2.400	0.270	45.600	161.700 207.300	43.659 43.659	0.000	0.520	0.000	43.659 55.971	

受働土圧計算表

番号	層厚 (m)	土圧係数 Kp	x h	x h + w	Kp( h + w)	2 x C	Kp	2C・ kp	土圧強度	備考
9	2.300	4.807	43.700	0.000 43.700	0.000 210.066	0.000	2.192	0.000	0.000 210.066	
10	2.400	5.352	45.600	43.700 89.300	233.882 477.934	0.000	2.313	0.000	233.882 477.934	

2-2. 地震時土圧の計算

主働土圧計算表

番号	層厚 (m)	土圧係数 Ka	x h	x h + w	Ka( h + w)	2 x C	Ka	2C・ ka	土圧強度	備考
1	0.500	0.569	8.000	0.000 8.000	0.000 0.000	0.000	0.648	0.000	0.000 4.552	
2	1.000	0.476	17.000	8.000 25.000	3.808 3.808	0.000	0.592	0.000	3.808 11.900	
3	0.500	0.500	8.500	25.000 33.500	12.500 12.500	36.000	0.000	0.000	12.500 16.750	
4	0.500	0.558	8.500	33.500 42.000	18.697 18.697	30.000	0.000	0.000	16.750 21.494	
5	0.500	0.605	9.000	42.000 51.000	25.410 25.410	0.000	0.614	0.000	25.410 30.855	
6	1.000	0.564	19.000	51.000 70.000	28.764 28.764	0.000	0.592	0.000	28.764 39.480	
7	0.800	0.564	15.200	70.000 85.200	39.480 39.480	0.000	0.592	0.000	39.480 48.053	
8	1.200	0.473	22.800	85.200 108.000	40.300 40.300	0.000	0.539	0.000	40.300 51.084	
9	2.300	0.473	43.700	108.000 151.700	51.084 51.084	0.000	0.539	0.000	51.084 71.754	
10	2.400	0.441	45.600	151.700 197.300	66.900 66.900	0.000	0.520	0.000	66.900 87.009	

受働土圧計算表

番号	層厚 (m)	土圧係数 Kp	x h	x h + w	Kp( h + w)	2 x C	Kp	2C・ kp	土圧強度	備考
9	2.300	2.629	43.700	108.000 151.700	0.000 114.887	0.000	1.621	0.000	0.000 114.887	
10	2.400	2.871	45.600	151.700 197.300	125.463 256.380	0.000	1.694	0.000	125.463 256.380	

## (3) 矢板の設計

## (3-1) 常時の計算

## (3-1-1) 根入れ長さの計算

矢板の根入れ長は、矢板前面に作用する受働土圧と、背面に作用する主働土圧によるモーメントのタイロッド取り付け位置に於ける釣り合い条件から求める[Free Earth Support]法によって求める。

$$M_p = F_s \cdot M_a$$

$$\text{ここに } M_a = P_a \cdot L_a + P_w \cdot L_w, \quad M_p = P_p \cdot L_p$$

$M_p$  : 受働土圧によるタイロッド取り付け点モーメント (kN・m)

$M_a$  : 主働土圧、水圧によるタイロッド取付点モーメント (kN・m)

$F_s$  : 安全率 常時 1.5 地震時 1.2 とします。

$P_a, P_p, P_w$  : 主働土圧, 受働土圧, 水圧力 (kN/m)

$L_a, L_p, L_w$  :  $P_a, P_p, P_w$  のタイロッド取り付け点に関する作用長 (m)

常時の切梁取り付け点 A 点を中心とする主働、受働土圧によるモーメントの釣り合い深さを、切梁取り付け点より 7.178(m), 根入れ長を 2.678(m) とすれば、

## 各土層の土圧によるモーメント

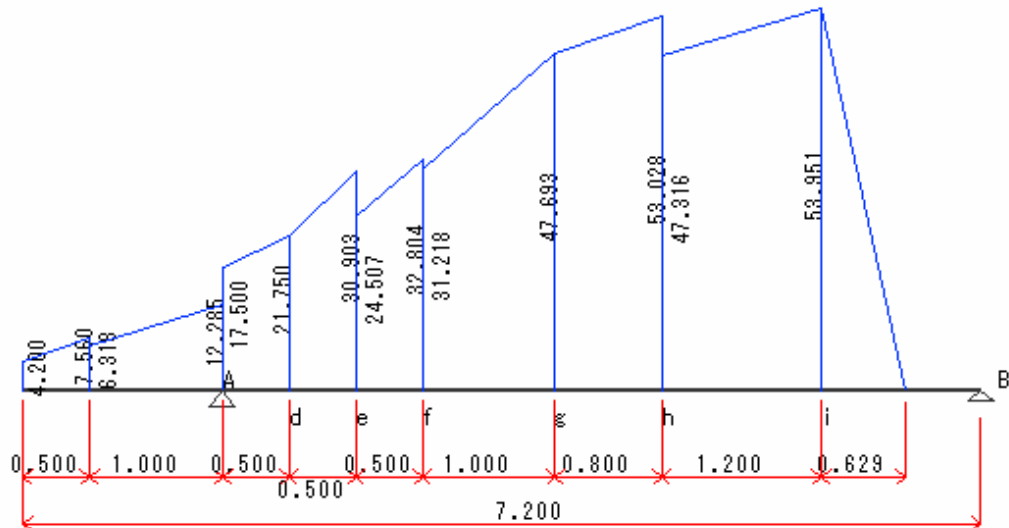
土層番号	$P_p$	$L_p$	$M_p$	$P_a$	$L_a L_w$	$F_s \cdot M_a$
1				2.100 0.840	-1.250 -1.167	-3.937 -1.470
2				6.318 2.984	-0.500 -0.333	-4.738 -1.491
3				8.750 1.063	0.250 0.333	3.281 0.531
4				10.875 1.063	0.750 0.833	12.234 1.328
5				9.802 0.848	1.250 1.333	18.379 1.696
6				21.411 3.335	2.000 2.167	64.233 10.840
7				22.464 2.134	2.900 3.033	97.718 9.709
8				33.244 3.981	3.900 4.100	194.477 24.483
9	0.000 241.576	5.650 6.033	0.000 1457.428	78.977 14.625	5.650 6.033	669.330 132.349
合計	0.000		2126.537	0.000		1405.833
水圧				19.613 39.227 52.524	1.833 3.500 5.839	53.926 205.942 460.031
合計	0.000		2126.537	111.364		2125.732

常時には根切面以下  $L' = 2.678(m)$  が釣り合い点, 必要矢板長は  $L_o = 8.678(m)$  以上となる。

## (3-1-2) 最大曲げモーメント

矢板断面は、タイロッド取り付け点と仮想支点を支点とし、仮想支点より上の土圧と水圧が荷重として作用する単純梁りとして計算する。

常時の主働側土圧と残留水圧を合成すると矢板に作用する荷重は下図のようになる。



## a) 支点反力

A点に関するモーメント  $M_a$

$$\begin{aligned}
 M_a = & - 4.200 \times 0.500 \times 1.250 - 3.360 \times 0.500 \div 2 \times 1.167 \\
 & - 6.318 \times 1.000 \times 0.500 - 5.967 \times 1.000 \div 2 \times 0.333 \\
 & + 17.500 \times 0.500 \times 0.250 + 4.250 \times 0.500 \div 2 \times 0.333 \\
 & + 21.750 \times 0.500 \times 0.750 + 9.153 \times 0.500 \div 2 \times 0.833 \\
 & + 24.507 \times 0.500 \times 1.250 + 8.297 \times 0.500 \div 2 \times 1.333 \\
 & + 31.218 \times 1.000 \times 2.000 + 16.475 \times 1.000 \div 2 \times 2.167 \\
 & + 47.693 \times 0.800 \times 2.900 + 5.335 \times 0.800 \div 2 \times 3.033 \\
 & + 47.316 \times 1.200 \times 3.900 + 6.635 \times 1.200 \div 2 \times 4.100 \\
 & + 53.951 \times 0.629 \div 2 \times 4.710 = 538.006 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

$$B \text{ 点の反力 } R_b = M_a \div L = \frac{538.006}{5.700} = 94.387 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{荷重の合力 } TQ = & (4.200 + 7.560) \times 0.500 \div 2 + (6.318 + 12.285) \times 1.000 \div 2 \\
 & + (17.500 + 21.750) \times 0.500 \div 2 + (21.750 + 30.903) \times 0.500 \div 2 \\
 & + (24.507 + 32.804) \times 0.500 \div 2 + (31.218 + 47.693) \times 1.000 \div 2 \\
 & + (47.693 + 53.028) \times 0.800 \div 2 + (47.316 + 53.951) \times 1.200 \div 2 \\
 & + (53.951 + 0.000) \times 0.629 \div 2 = 207.017 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$A \text{ 点の反力 } R_a = TQ - R_b = 207.017 - 94.387 = 112.630 \text{ (kN)}$$

## b) A点の曲げモーメント

$$Q = (4.200 + 7.560) / 2 \times 0.500 + (6.318 + 12.285) / 2 \times 1.000 = 12.241 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
 M_A = & - 4.200 \times 0.500 \times 1.250 - (7.560 - 4.200) / 2 \times 0.500 \times 1.167 \\
 & - 6.318 \times 1.000 \times 0.500 - (12.285 - 6.318) / 2 \times 1.000 \times 0.333 = -7.759 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

## c) A点～d点間の計算

A点～d点間のモーメントはA点からの距離を  $x$  とすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + MA - Q \cdot x$$

最大曲げモーメントの生じる点は  $Mx' = 0$  とおいて、 $x$  を解くことによって求めることができる。

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

$$\text{ここに、} A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} \quad B = -Q1 \quad C = RA - Q \quad \text{とおくと、}$$

$$A = -\frac{21.750 - 17.500}{2 \times 0.500} = -4.250 \quad B = -17.500 \quad C = 112.630 - 22.054 = 100.389$$

$$x = \frac{17.500 \pm \sqrt{17.500^2 + 4 \times 4.250 \times 100.389}}{-2 \times 4.250} = 3.219(\text{m}), -7.337(\text{m})$$

上式は  $x = 0 \sim 0.500(\text{m})$  の範囲に解が無く、この間に最大曲げモーメントは生じない。

$$\begin{aligned} Md &= Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} L^2 - \frac{Q2 - Q1}{6} L^2 + MA - QA \cdot L \\ &= 112.630 \times 0.500 - \frac{17.500}{2} \times 0.500^2 - \frac{21.750 - 17.500}{6} \times 0.500^2 \\ &\quad - 7.759 - 12.241 \times 0.500 = 40.071(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

d点までの荷重の合計  $Q = (17.500 + 21.750) / 2 \times 0.500 + 12.241 = 22.054(\text{kN})$

## d) d点～e点間の計算

d点～e点間のモーメントはd点からの距離を  $x$  とすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + Md - Q \cdot x$$

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

$$\text{ここに、} A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} \quad B = -Q1 \quad C = RA - Q \quad \text{とおくと、}$$

$$A = -\frac{30.903 - 21.750}{2 \times 0.500} = -9.153 \quad B = -21.750 \quad C = 112.630 - 35.217 = 90.576$$

$$x = \frac{21.750 \pm \sqrt{21.750^2 + 4 \times 9.153 \times 90.576}}{-2 \times 9.153} = 2.175(\text{m}), -4.551(\text{m})$$

上式は  $x = 0 \sim 0.500(\text{m})$  の範囲に解が無く、この間に最大曲げモーメントは生じない。

$$\begin{aligned} Me &= Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} L^2 - \frac{Q2 - Q1}{6} L^2 + Md - Qd \cdot L \\ &= 112.630 \times 0.500 - \frac{21.750}{2} \times 0.500^2 - \frac{30.903 - 21.750}{6} \times 0.500^2 \\ &\quad + 40.071 - 22.054 \times 0.500 = 82.259(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

e点までの荷重の合計  $Q = (21.750 + 30.903) / 2 \times 0.500 + 22.054 = 35.217(\text{kN})$

## e) e点～f点間の計算

e点～f点間のモーメントはe点からの距離をxとすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + Me - Q \cdot x$$

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

ここに、 $A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'}$   $B = -Q1$   $C = RA - Q$  とおくと、

$$A = -\frac{32.804 - 24.507}{2 \times 0.500} = -8.297 \quad B = -24.507 \quad C = 112.630 - 49.544 = 77.413$$

$$x = \frac{24.507 \pm \sqrt{24.507^2 + 4 \times 8.297 \times 77.413}}{-2 \times 8.297} = 1.916(\text{m}), -4.870(\text{m})$$

上式はx=0 0.500(m)の範囲に解が無く、この間に最大曲げモーメントは生じない。

$$Mf = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} L^2 - \frac{Q2 - Q1}{6} L^2 + Me - Qe \cdot L$$

$$= 112.630 \times 0.500 - \frac{24.507}{2} \times 0.500^2 - \frac{32.804 - 24.507}{6} \times 0.500^2 + 82.259 - 35.217 \times 0.500 = 117.557(\text{kN} \cdot \text{m})$$

f点までの荷重の合計  $Q = (24.507 + 32.804) / 2 \times 0.500 + 35.217 = 49.544(\text{kN})$

## f) f点～g点間の計算

f点～g点間のモーメントはf点からの距離をxとすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + Mf - Q \cdot x$$

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

ここに、 $A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'}$   $B = -Q1$   $C = RA - Q$  とおくと、

$$A = -\frac{47.693 - 31.218}{2 \times 1.000} = -8.238 \quad B = -31.218 \quad C = 112.630 - 89.000 = 63.085$$

$$x = \frac{31.218 \pm \sqrt{31.218^2 + 4 \times 8.238 \times 63.085}}{-2 \times 8.238} = 1.459(\text{m}), -5.249(\text{m})$$

上式はx=0 1.000(m)の範囲に解が無く、この間に最大曲げモーメントは生じない。

$$Mg = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} L^2 - \frac{Q2 - Q1}{6} L^2 + Mf - Qf \cdot L$$

$$= 112.630 \times 1.000 - \frac{31.218}{2} \times 1.000^2 - \frac{47.693 - 31.218}{6} \times 1.000^2 + 117.557 - 49.544 \times 1.000 = 162.287(\text{kN} \cdot \text{m})$$

g点までの荷重の合計  $Q = (31.218 + 47.693) / 2 \times 1.000 + 49.544 = 89.000(\text{kN})$

g) g点～h点間の計算

g点～h点間のモーメントはg点からの距離をxとすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + Mg - Q \cdot x$$

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

ここに、 $A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'}$   $B = -Q1$   $C = RA - Q$  とおくと、

$$A = -\frac{53.028 - 47.693}{2 \times 0.800} = -3.334 \quad B = -47.693 \quad C = 112.630 - 0.000 = 23.630$$

$$x = \frac{47.693 \pm \sqrt{47.693^2 + 4 \times 3.334 \times 23.630}}{-2 \times 3.334} = 0.479(\text{m}), -14.784(\text{m})$$

したがって最大曲げモーメントはg点から0.479の位置に生じ、最大曲げモーメントは次のようになる。

$$M_{\max} = 112.630 \times 0.479 - \frac{47.693}{2} \times 0.479^2 - \frac{53.028 - 47.693}{6 \times 0.800} \times 0.479^3 + 162.287 - 89.000 \times 0.479 = 168.012(\text{kN} \cdot \text{m})$$

矢板に必要な断面係数は $Z = M_{\max} \div sa$ より $Z = 16,801,200 \div 18,000 = 933(\text{cm}^3)$ となる。

使用矢板の腐食による断面係数の低減率を0.86,継手効率を0.6とし 型矢板型矢板を用いると、

$$\underline{Z' = 2270 \times 0.86 \times 0.60 = 1171(\text{cm}^3) > 933(\text{cm}^3) - \text{ok.} -}$$

## (3-2)地震時の計算

## (3-2-1) 根入れ長さの計算

地震時の切梁取り付け点 A 点を中心とする主働、受働土圧によるモーメントの釣り合い深さを、切梁取り付け点より 8.913(m) , 根入れ長を 4.413(m) とすれば、

## 各土層の土圧によるモーメント

土層番号	Pp	Lp	Mp	Pa	LaLw	Fs・Ma
1				0.000	-1.250	0.000
				1.138	-1.167	-1.594
2				3.808	-0.500	-2.285
				4.046	-0.333	-1.617
3				6.250	0.250	1.875
				1.063	0.333	0.425
4				8.375	0.750	7.538
				1.186	0.833	1.186
5				12.705	1.250	19.058
				1.361	1.333	2.177
6				28.764	2.000	69.034
				5.358	2.167	13.933
7				31.584	2.900	109.912
				3.429	3.033	12.480
8				48.360	3.900	226.325
				6.470	4.100	31.832
9	0.000	5.650	0.000	117.493	5.650	796.603
	132.120	6.033	797.080	23.770	6.033	172.085
合計	0.000		3879.637	0.000		2976.025
水圧				19.613	1.833	43.141
				39.227	3.500	164.753
				86.553	6.707	696.613
合計	0.000		3879.637	145.393		3880.532

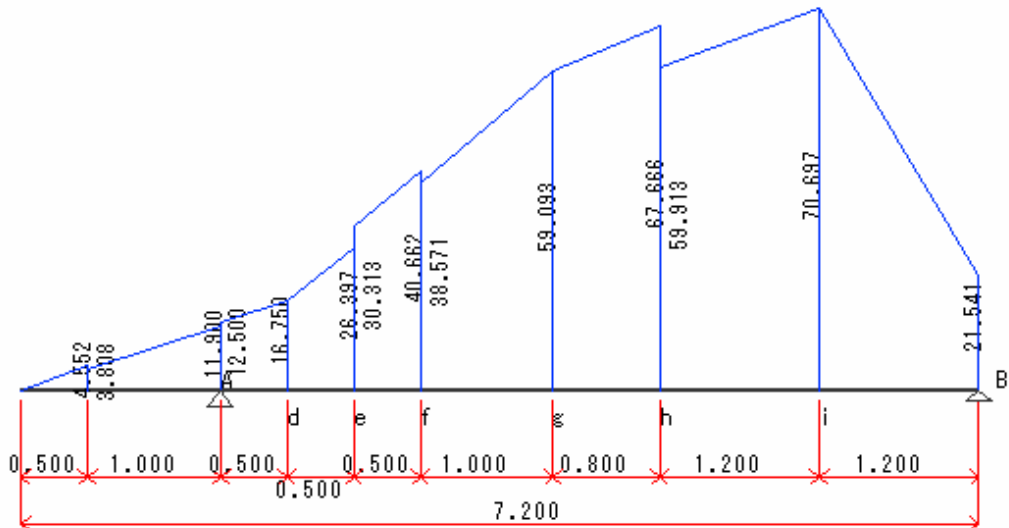
地震時には根切面以下  $L' = 4.413(m)$  が釣り合い点 , 必要矢板長は  $L_0 = 10.413(m)$  以上となる。

したがって、使用矢板の長さを  $L = 10.50(m)$  とする。

(3-2-2) 最大曲げモーメント

矢板断面は、タイロッド取り付け点と仮想支点を支点とし、仮想支点より上の土圧と水圧が荷重として作用する単純梁りとして計算する。

地震時の主働側土圧と残留水圧を合成すると矢板に作用する荷重は下図のようになる。



a) 支点反力

A点に関するモーメント  $M_a$

$$\begin{aligned}
 M_a = & - 0.000 \times 0.500 \times 1.250 - 4.552 \times 0.500 \div 2 \times 1.167 \\
 & - 3.808 \times 1.000 \times 0.500 - 8.092 \times 1.000 \div 2 \times 0.333 \\
 & + 12.500 \times 0.500 \times 0.250 + 4.250 \times 0.500 \div 2 \times 0.333 \\
 & + 16.750 \times 0.500 \times 0.750 + 9.647 \times 0.500 \div 2 \times 0.833 \\
 & + 30.313 \times 0.500 \times 1.250 + 10.349 \times 0.500 \div 2 \times 1.333 \\
 & + 38.571 \times 1.000 \times 2.000 + 20.522 \times 1.000 \div 2 \times 2.167 \\
 & + 59.093 \times 0.800 \times 2.900 + 8.573 \times 0.800 \div 2 \times 3.033 \\
 & + 59.913 \times 1.200 \times 3.900 + 10.784 \times 1.200 \div 2 \times 4.100 \\
 & + 70.697 \times 1.200 \times 5.100 - 49.156 \times 1.200 \div 2 \times 5.300 = 858.166 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\text{B 点の反力 } R_b = M_a \div L = \frac{858.166}{5.700} = 150.555 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{荷重の合力 } TQ = & (0.000 + 4.552) \times 0.500 \div 2 + (3.808 + 11.900) \times 1.000 \div 2 \\
 & + (12.500 + 16.750) \times 0.500 \div 2 + (16.750 + 26.397) \times 0.500 \div 2 \\
 & + (30.313 + 40.662) \times 0.500 \div 2 + (38.571 + 59.093) \times 1.000 \div 2 \\
 & + (59.093 + 67.666) \times 0.800 \div 2 + (59.913 + 70.697) \times 1.200 \div 2 \\
 & + (70.697 + 21.541) \times 1.200 \div 2 = 278.079 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$\text{A 点の反力 } R_a = TQ - R_b = 278.079 - 150.555 = 127.524 \text{ (kN)}$$

b) A点の曲げモーメント

$$Q = (0.000 + 4.552) / 2 \times 0.500 + (3.808 + 11.900) / 2 \times 1.000 = 8.992 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
 MA = & - 0.000 \times 0.500 \times 1.250 - (4.552 - 0.000) / 2 \times 0.500 \times 1.167 \\
 & - 3.808 \times 1.000 \times 0.500 - (11.900 - 3.808) / 2 \times 1.000 \times 0.333 = -4.581 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

## c) A点～d点間の計算

A点～d点間のモーメントはA点からの距離を  $x$  とすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + MA - Q \cdot x$$

最大曲げモーメントの生じる点は  $Mx' = 0$  とおいて、 $x$  を解くことによって求めることができる。

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

$$\text{ここに、} A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} \quad B = -Q1 \quad C = RA - Q \quad \text{とおくと、}$$

$$A = -\frac{16.750 - 12.500}{2 \times 0.500} = -4.250 \quad B = -12.500 \quad C = 127.524 - 16.304 = 118.532$$

$$x = \frac{12.500 \pm \sqrt{12.500^2 + 4 \times 4.250 \times 118.532}}{-2 \times 4.250} = 4.011(\text{m}), -6.953(\text{m})$$

上式は  $x = 0 \sim 0.500(\text{m})$  の範囲に解が無く、この間に最大曲げモーメントは生じない。

$$\begin{aligned} Md &= Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} L^2 - \frac{Q2 - Q1}{6} L^2 + MA - QA \cdot L \\ &= 127.524 \times 0.500 - \frac{12.500}{2} \times 0.500^2 - \frac{16.750 - 12.500}{6} \times 0.500^2 \\ &\quad - 4.581 - 8.992 \times 0.500 = 52.945(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

d点までの荷重の合計  $Q = (12.500 + 16.750) / 2 \times 0.500 + 8.992 = 16.304(\text{kN})$

## d) d点～e点間の計算

d点～e点間のモーメントはd点からの距離を  $x$  とすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + Md - Q \cdot x$$

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

$$\text{ここに、} A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} \quad B = -Q1 \quad C = RA - Q \quad \text{とおくと、}$$

$$A = -\frac{26.397 - 16.750}{2 \times 0.500} = -9.647 \quad B = -16.750 \quad C = 127.524 - 27.091 = 111.220$$

$$x = \frac{16.750 \pm \sqrt{16.750^2 + 4 \times 9.647 \times 111.220}}{-2 \times 9.647} = 2.637(\text{m}), -4.373(\text{m})$$

上式は  $x = 0 \sim 0.500(\text{m})$  の範囲に解が無く、この間に最大曲げモーメントは生じない。

$$\begin{aligned} Me &= Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} L^2 - \frac{Q2 - Q1}{6} L^2 + Md - Qd \cdot L \\ &= 127.524 \times 0.500 - \frac{16.750}{2} \times 0.500^2 - \frac{26.397 - 16.750}{6} \times 0.500^2 \\ &\quad + 52.945 - 16.304 \times 0.500 = 106.060(\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

e点までの荷重の合計  $Q = (16.750 + 26.397) / 2 \times 0.500 + 16.304 = 27.091(\text{kN})$

## e) e点～f点間の計算

e点～f点間のモーメントはe点からの距離をxとすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + Me - Q \cdot x$$

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

ここに、 $A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'}$   $B = -Q1$   $C = RA - Q$  とおくと、

$$A = -\frac{40.662 - 30.313}{2 \times 0.500} = -10.349 \quad B = -30.313 \quad C = 127.524 - 44.835 = 100.433$$

$$x = \frac{30.313 \pm \sqrt{30.313^2 + 4 \times 10.349 \times 100.433}}{-2 \times 10.349} = 1.978(\text{m}), -4.907(\text{m})$$

上式はx=0 0.500(m)の範囲に解が無く、この間に最大曲げモーメントは生じない。

$$Mf = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} L^2 - \frac{Q2 - Q1}{6} L^2 + Me - Qe \cdot L$$

$$= 127.524 \times 0.500 - \frac{30.313}{2} \times 0.500^2 - \frac{40.662 - 30.313}{6} \times 0.500^2 \\ + 106.060 - 27.091 \times 0.500 = 152.056(\text{kN} \cdot \text{m})$$

f点までの荷重の合計  $Q = (30.313 + 40.662) / 2 \times 0.500 + 27.091 = 44.835(\text{kN})$

## f) f点～g点間の計算

f点～g点間のモーメントはf点からの距離をxとすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + Mf - Q \cdot x$$

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

ここに、 $A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'}$   $B = -Q1$   $C = RA - Q$  とおくと、

$$A = -\frac{59.093 - 38.571}{2 \times 1.000} = -10.261 \quad B = -38.571 \quad C = 127.524 - 93.667 = 82.689$$

$$x = \frac{38.571 \pm \sqrt{38.571^2 + 4 \times 10.261 \times 82.689}}{-2 \times 10.261} = 1.525(\text{m}), -5.284(\text{m})$$

上式はx=0 1.000(m)の範囲に解が無く、この間に最大曲げモーメントは生じない。

$$Mg = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} L^2 - \frac{Q2 - Q1}{6} L^2 + Mf - Qf \cdot L$$

$$= 127.524 \times 1.000 - \frac{38.571}{2} \times 1.000^2 - \frac{59.093 - 38.571}{6} \times 1.000^2 \\ + 152.056 - 44.835 \times 1.000 = 212.039(\text{kN} \cdot \text{m})$$

g点までの荷重の合計  $Q = (38.571 + 59.093) / 2 \times 1.000 + 44.835 = 93.667(\text{kN})$

g) g点～h点間の計算

g点～h点間のモーメントはg点からの距離をxとすると、次式によって表わされる。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q1}{2} x^2 - \frac{Q2 - Q1}{6 \cdot L'} x^3 + Mg - Q \cdot x$$

$$Mx' = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'} x^2 - Q1 \cdot x + RA - Q$$

ここに、 $A = -\frac{Q2 - Q1}{2 \cdot L'}$   $B = -Q1$   $C = RA - Q$  とおくと、

$$A = -\frac{67.666 - 59.093}{2 \times 0.800} = -5.358 \quad B = -59.093 \quad C = 127.524 - 0.000 = 33.857$$

$$x = \frac{59.093 \pm \sqrt{59.093^2 + 4 \times 5.358 \times 33.857}}{-2 \times 5.358} = 0.546(\text{m}) , -11.575(\text{m})$$

したがって最大曲げモーメントはg点から0.546の位置に生じ、最大曲げモーメントは次のようになる。

$$M_{\max} = 127.524 \times 0.546 - \frac{59.093}{2} \times 0.546^2 - \frac{67.666 - 59.093}{6 \times 0.800} \times 0.546^3 + 212.039 - 93.667 \times 0.546 = 221.426(\text{kN} \cdot \text{m})$$

矢板に必要な断面係数は $Z = M_{\max} \div sa$ より $Z = 22,142,600 \div 27,000 = 820(\text{cm}^3)$ となる。

使用矢板の腐食による断面係数の低減率を0.86,継手効率を0.6とし 型矢板型矢板を用いると、

$$\underline{Z' = 2270 \times 0.86 \times 0.60 = 1171 (\text{cm}^3) > 820 (\text{cm}^3) - \text{ok.} -}$$

## (4) 腹起しとタイロッドの計算

## (4-1) 常時の計算

## (4-1-1) タイロッド径の決定

$$\text{タイロッドの張力は } T = A_p \cdot L = 112.630 \times 2.40 = 270.312(\text{kN}) \quad 270,312(\text{N})$$

ここに  $A_p$  : タイロッド取り付け点反力 112.630(kN/m)

$L$  : タイロッド取り付け間隔 2.40 (m)

$$\text{タイロッドの必要断面積は } A_o = \frac{T}{a} = \frac{270312}{9000} = 30.035 \text{ (cm}^2\text{)}$$

ここに  $a$  : タイロッドの許容応力度 9,000(N/cm<sup>2</sup>)

これに対して  $A_o$  より大きい断面積を有するタイロッドを選定する。

いま 65 を使用すると、( 腐食代 1.0(mm) を考慮する。)

$$A = 3.14156 \times (6.5 - 0.2)^2 \div 4 = 31.17 \text{ (cm}^2\text{)} > 30.035 \text{ (cm}^2\text{)} \quad - \text{ o k } -$$

## (4-1-2) 腹起し断面の決定

腹起しは、タイロッド取り付け位置を支点とする連続梁りとし、タイロッド取り付け点反力が等分布に作用するものとする。

したがって、腹起しに生じる最大曲げモーメントは

$$M = \frac{T \cdot L}{10} = \frac{270312 \times 2.40}{10} = 64.875(\text{kN} \cdot \text{m})$$

腹起しは、溝形鋼を 2 本 1 組として 2-[ 250・90・9・13 を用いると

単位重量  $w = 34.60 \text{ (N/m)}$

断面積  $A = 44.07 \text{ (cm}^2\text{)}$

断面係数  $Z = 335.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

(腐食代 1.0mm 考慮)  $Z' = 277.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$s = \frac{M}{Z} = \frac{6487500}{2 \times 277.0} = 11,710(\text{N/cm}^2) < 18,000(\text{N/cm}^2)$$

## (4-2) 地震時の計算

## (4-2-1) タイロッド径の決定

$$\text{タイロッドの張力は } T = A_p \cdot L = 127.524 \times 2.40 = 306.058(\text{kN}) \quad 306,058(\text{N})$$

ここに  $A_p$  : タイロッド取り付け点反力 127.524(kN/m)

$L$  : タイロッド取り付け間隔 2.40 (m)

$$\text{タイロッドの必要断面積は } A_o = \frac{T}{a} = \frac{306058}{13500} = 22.671 \text{ (cm}^2\text{)}$$

ここに  $a$  : タイロッドの許容応力度 13,500(N/cm<sup>2</sup>)

これに対して  $A_o$  より大きい断面積を有するタイロッドを選定する。

いま 55 を使用すると、( 腐食代 1.0(mm) を考慮する。)

$$A = 3.14156 \times (5.5 - 0.2)^2 \div 4 = 22.06 \text{ (cm}^2\text{)} > 22.671 \text{ (cm}^2\text{)} \quad - \text{ o k } -$$

## (4-2-2) 腹起し断面の決定

腹起しは、タイロッド取り付け位置を支点とする連続梁とし、タイロッド取り付け点反力が等分布に作用するものとする。

したがって、腹起しに生じる最大曲げモーメントは

$$M = \frac{T \cdot L}{10} = \frac{306058 \times 2.40}{10} = 73.454 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

腹起しは、溝形鋼を2本1組として2-[ 250・90・9・13を用いると

$$\text{単位重量} \quad w = 34.60 (\text{N/m})$$

$$\text{断面積} \quad A = 44.07 (\text{cm}^2)$$

$$\text{断面係数} \quad Z = 335.0 (\text{cm}^2)$$

$$(\text{腐食代 } 1.0\text{mm 考慮}) \quad Z' = 277.0 (\text{cm}^2)$$

$$s = \frac{M}{Z} = \frac{7345400}{2 \times 277.0} = 13,259 (\text{N/cm}^2) < 18,000 (\text{N/cm}^2)$$

## (5) 軽量鋼矢板の設計

## (5-1) 常時の計算

軽量鋼矢板は、杭頭にタイロッド張力を水平力として受ける杭として設計する。 地中埋込み杭頭自由の場合の最大曲げモーメントは次式による。

$$M_{\text{max}} = \frac{T}{4} \exp\left(-\frac{1}{4}\right) \sin\frac{1}{4} = 0.322 \times \frac{T}{4}$$

$$\text{ここに} \quad = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}}$$

T : タイロッド張力 常時 112.630 (kN) 地震時 127.524 (kN)

K = nh · B

nh : 横方向地盤反力係数 15.00 (N/cm<sup>3</sup>)

B : 杭の幅 100.0 (cm)

E : 杭材の弾性係数 21,000,000 (N/cm<sup>2</sup>)

軽量鋼矢板の根入れ長さは、曲げモーメント第1ゼロ点 Lm1 以上とし、Lm1 は次式によって求まる。

$$L_{m1} = \frac{3.0}{\dots}$$

軽量鋼矢板の杭頭変位量は次式によって検討する。

$$= \sqrt[4]{\frac{T}{2E I^3}}$$

いま、軽量鋼矢板 NL-5 t=6 を使用するものとするば、

$$\text{断面積} \quad A = 88.2 \quad (\text{cm}^2)$$

$$\text{断面 2 次モーメント} \quad I = 3,550 \quad (\text{cm}^4)$$

$$\text{断面係数} \quad Z_0 = 473 \quad (\text{cm}^3)$$

$$(\text{腐食代 } 1\text{mm 考慮}) \quad Z' = 358 \quad (\text{cm}^3)$$

$$= \sqrt[4]{\frac{15.000 \times 100}{4 \times 21000000 \times 3550}} = 0.00842 (\text{cm}^{-1}) \quad 0.00842 (\text{m}^{-1})$$

$$M_{\max} = 0.322 \times \frac{112630}{0.00842} = 4,307,228 (\text{N} \cdot \text{cm})$$

$$s = \frac{4307228}{358} = 12,031 (\text{N}/\text{cm}^2) < 14,000 (\text{N}/\text{cm}^2) \quad \text{-o.k.-}$$

$$L_{m1} = \frac{3.0}{0.00842} = \frac{3.0}{0.00842} = 356.3 \quad (\text{cm}) \quad 3.563 \quad (\text{m})$$

$$= \frac{T}{2 E I} = \frac{112630}{2 \times 21000000 \times 3550 \times 0.00842} = 1.27 \quad (\text{cm})$$

(5-2) 地震時の計算

$$M_{\max} = 0.322 \times \frac{127524}{0.00842} = 4,876,810 (\text{N} \cdot \text{cm})$$

$$s = \frac{4876810}{358} = 13,622 (\text{N}/\text{cm}^2) < 21,000 (\text{N}/\text{cm}^2) \quad \text{-o.k.-}$$

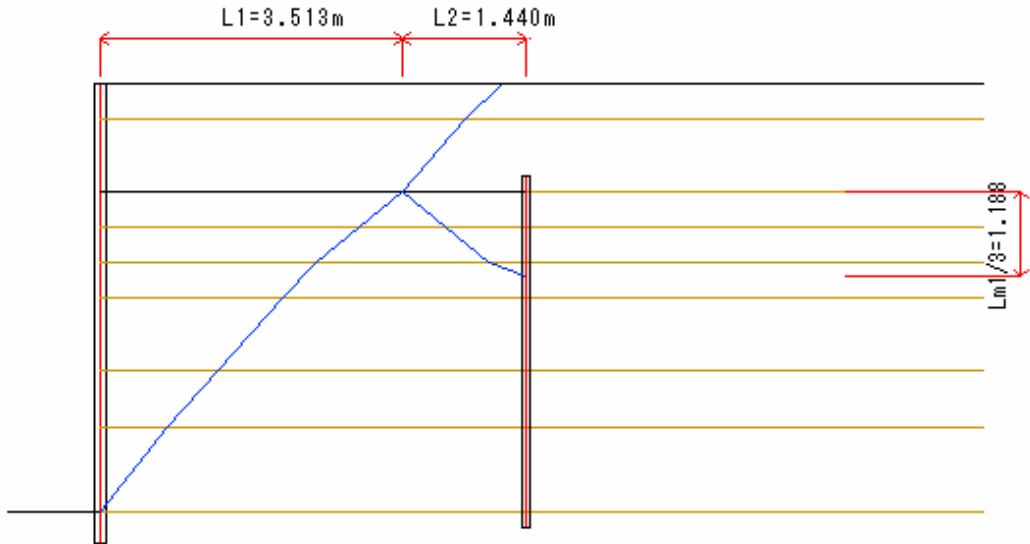
$$L_{m1} = \frac{3.0}{0.00842} = \frac{3.0}{0.00842} = 356.3 \quad (\text{cm}) \quad 3.563 \quad (\text{m})$$

$$= \frac{T}{2 E I} = \frac{127524}{2 \times 21000000 \times 3550 \times 0.00842} = 1.43 \quad (\text{cm})$$

(6) 軽量鋼矢板の設置位置の計算

(6-1) 常時の計算

軽量鋼矢板の設置位置は、控え工とタイロッド取り付け点より  $L_{m1}/3$  の深さの点から引いた軽量鋼矢板前面の受働崩壊面と、掘削底面と矢板の交点から引いた主働崩壊面が、タイロッド取り付け点より下で交わらないように決定する。



主働崩壊面とタイロッド取り付け点までの距離 L1

層番号 位置	崩壊角 (°)	タイロッドとの交点 X(m)	Y(m)	Xの上限値 (m)
8	56.8597	2.938	4.500	0.783
7	53.3817	3.236	4.500	1.378
6	53.3817	3.236	4.500	2.121
5	51.8934	3.298	4.500	2.513
4	44.9999	3.513	4.500	3.013
3	44.9999	3.513	4.500	3.513 * 交点
2	53.3817	3.513	4.500	4.256
1	49.5182	3.403	4.500	4.683

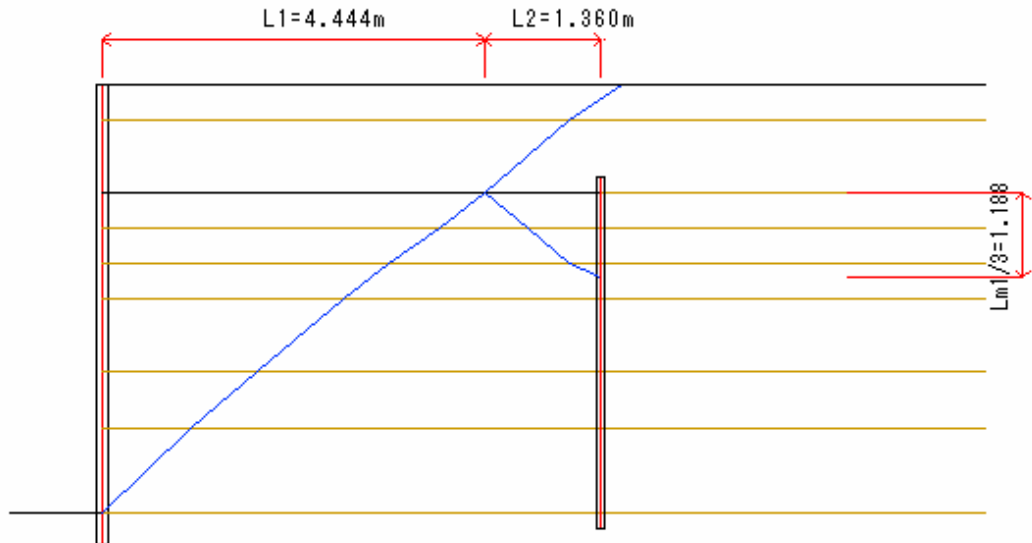
したがって  $L1 = 3.513(m)$  となり、この時の高さは底面から  $y = 4.500(m)$  となる。

軽量鋼矢板の受働崩壊面とタイロッド取り付け高さとの交点までの距離 L2

層番号	層厚 H(m)	崩壊角 (°)	$H \cdot \cot(\ )$ (m)	合計 (m)
3	0.500	44.9999	0.500	0.500
4	0.500	44.9999	0.500	1.000
5	0.188	23.0789	0.440	1.440

$L = L1 + L2 = 3.513 + 1.440 = 4.954(m)$  となる。

(5-2-1) 地震時の計算



主働崩壊面とタイロッド取り付け点までの距離 L1

層番号 位置	崩壊角 (°)	タイロッドとの交点		X の上限値 (m)
		X(m)	Y(m)	
8	49.6041	3.829	4.500	1.021
7	45.1796	4.300	4.500	1.816
6	45.1796	4.300	4.500	2.810
5	43.0790	4.414	4.500	3.345
4	40.8523	4.501	4.500	3.923
3	43.7853	4.444	4.500	4.444 * 交点
2	45.1796	4.444	4.500	5.438
1	39.3054	4.217	4.500	6.049

したがって  $L1 = 4.444(m)$  となり、この時の高さは底面から  $y = 4.500(m)$  となる。

軽量鋼矢板の受働崩壊面とタイロッド取り付け高さとの交点までの距離 L2

層番号	層厚 H (m)	崩壊角 (°)	$H \cdot \cot(\ )$ (m)	合計 (m)
3	0.500	44.9999	0.500	0.500
4	0.500	44.9999	0.500	1.000
5	0.188	27.5321	0.360	1.360

$L = L1 + L2 = 4.444 + 1.360 = 5.804(m)$  となる。

L = 5.804(m)以上とする。