

護岸設計システム for Windows

Ver 4.00

————— D a t a —————

[物件名称] タイロッドサンプル2

[作成日] 2007/10/09

[タイトル] 災害復旧・タイロッド式矢板

————— Copyright (c) K T S —————

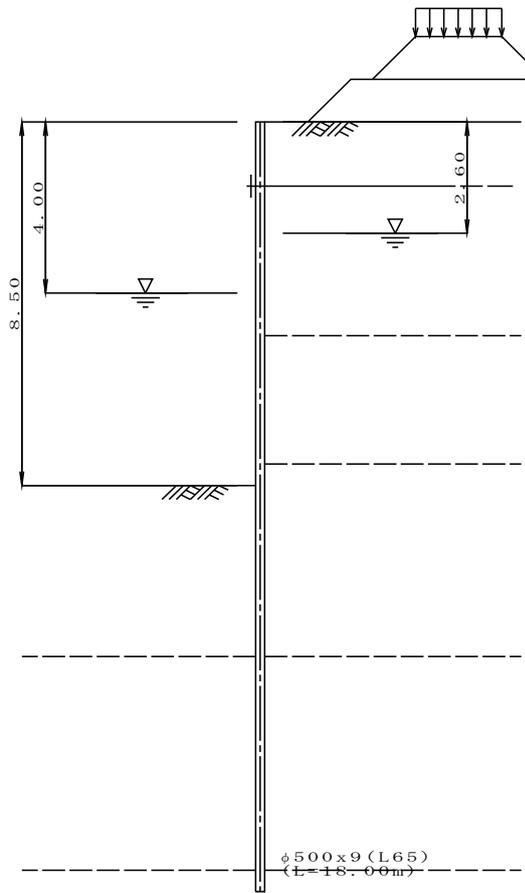
# 目次

1	設計条件	2
1-1	構造図	2
1-2	構造寸法	3
1-3	設計定数	3
1-4	横方向地盤反力係数	4
1-5	上載荷重	4
1-6	土質定数	4
1-7	背面盛土	5
1-8	割石	5
1-9	矢板材料	6
1-10	タイロッド	6
1-11	腹起し	6
1-12	控え矢板	6
2	換算荷重の計算	8
2-1	常時	8
2-1-1	主働崩壊角	8
2-1-2	主働崩壊線の座標	9
2-1-3	背面盛土の換算	9
2-1-4	等分布荷重の換算	9
2-1-5	換算荷重	10
2-2	地震時	11
2-2-1	主働崩壊角	11
2-2-2	主働崩壊線の座標	12
2-2-3	背面盛土の換算	12
2-2-4	等分布荷重の換算	12
2-2-5	換算荷重	12
3	側圧の計算	13
3-1	常時	13
3-1-1	主働側の土質定数	13
3-1-2	受働側の土質定数	14
3-1-3	側圧強度	14
3-2	地震時	16
3-2-1	主働側の土質定数	16
3-2-2	受働側の土質定数	17
3-2-3	側圧強度	17
4	根入れ長の計算	19
4-1	常時	19
4-1-1	主働土圧によるモーメント	19
4-1-2	残留水圧によるモーメント	20
4-1-3	受働土圧によるモーメント	20
4-1-4	根入れ長	21
4-2	地震時	22
4-2-1	主働土圧によるモーメント	22
4-2-2	残留水圧によるモーメント	23
4-2-3	受働土圧によるモーメント	23
4-2-4	根入れ長	24
4-3	矢板全長	24
5	断面力の計算	25
5-1	常時	25
5-1-1	側圧	25
5-1-2	支点反力、最大曲げモーメントの計算	26
5-2	地震時	27

5-2-1 側圧	27
5-2-2 支点反力、最大曲げモーメントの計算	28
6 応力度の計算	29
6-1 常時	29
6-2 地震時	29
7 タイロッドの計算	30
7-1 タイロッド張力および必要径の計算	30
7-1-1 常時	30
7-1-2 地震時	30
7-2 応力度の計算	30
7-2-1 常時	30
7-2-2 地震時	30
8 腹起しの計算	31
8-1 最大曲げモーメントの計算	31
8-1-1 常時	31
8-1-2 地震時	31
8-2 応力度の計算	31
8-2-1 常時	31
8-2-2 地震時	31
9 控え矢板の計算	32
9-1 設計水平力	32
9-2 最大曲げモーメント、変位の計算 (Chang方式)	32
9-2-1 常時	32
9-2-2 地震時	33
9-3 応力度の計算	33
9-3-1 常時	33
9-3-2 地震時	33
9-4 根入れ長 (Chang式)	33
9-4-1 常時	33
9-4-2 地震時	33
10 控え工の設置位置の計算	35
10-1 常時	35
10-1-1 主働崩壊角	35
10-1-2 受働崩壊角	36
10-1-3 設置位置の照査	36
10-2 地震時	38
10-2-1 主働崩壊角	38
10-2-2 受働崩壊角	38
10-2-3 設置位置の照査	39
10-3 設置位置の決定	39
11 計算結果一覧表	40

1 設計条件

1-1 構造図



深度 (m)	土質名	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (度)	C (kN/m <sup>2</sup> )	N値						
					0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
0.00 - 5.00	砂質土	18.0	35.0	0.0	1	2	3	4	5	6	7
5.00 - 8.00	粘性土	17.0	0.0	20.0	1	2	3	4	5	6	7
8.00 - 12.50	砂質土	19.0	30.0	0.0	1	2	3	4	5	6	7
12.50 - 17.50	砂質土	18.0	35.0	0.0	1	2	3	4	5	6	7
17.50 - 18.00	砂質土	20.0	40.0	0.0	1	2	3	4	5	6	7

## 1-2 構造寸法

設計面	H = 8.50 m
突出長	H <sub>0</sub> = 0.00 m
矢板天端位置	H <sub>1t</sub> = 0.00 m
内水位	L <sub>wa</sub> = 2.60 m (常時)
	L <sub>wa'</sub> = 2.60 m (地震時)
外水位	L <sub>wp</sub> = 4.00 m (常時)
	L <sub>wp'</sub> = 4.00 m (地震時)

タイロッド設置位置	H <sub>t</sub> = 1.50 m
タイロッド水平間隔	l = 2.00 m
タイロッド取付角度	θ = 0.00000 度

前面矢板の計算方法 フリーアースサポート法

仮想支持点 設計面位置を単純梁の支点とする

## 1-3 設計定数

水の単位体積重量  $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

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 (空気中)  $k = 0.200$   
(水中) 荒井・横井の提案式により算出する

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_t \cdot h_i + \sum \gamma \cdot h_j + Q) + \gamma \cdot h}{2(\sum \gamma_t \cdot h_i + \sum (\gamma - \gamma_w) \cdot h_j + Q) + (\gamma - \gamma_w) \cdot h} \cdot k$$

地震時の動水圧 考慮しない

船舶のけん引力 作用しない

タイロッド取付点以浅の側圧 考慮する

最小崩壊角  $\zeta_0 = 20$ 度

粘性土の崩壊角 粘性土の式で求める

粘性土地震時崩壊角の適応式

$$\zeta = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\sum \gamma h + 2Q}{2C}} \cdot \tan \theta$$

控え工設置位置の計算における粘性土の受働崩壊角

$\zeta = 45$ 度 (常時)  
 $\zeta = 45$ 度 (地震時)

圧密平衡係数  $K_c = 0.50$  (地震時も考慮する)

根入れ長の安全率 フリーアースサポート法 1.50 (常時)  
1.20 (地震時)

最小根入れ長 0.00 m  
最大根入れ長 0.00 m

### 1-4 横方向地盤反力係数

横方向地盤反力係数  $K_h = 13000 \text{ kN/m}^3$  (常時)  
 $K_h' = 13000 \text{ kN/m}^3$  (地震時)

### 1-5 上載荷重

換算荷重 盛土の形状を入力して、換算荷重を自動計算する

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)

### 1-6 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)	
										常時	地震時
1	5.00	S	14.0	18.00	9.00	35.0	0.0	0.0	自動	自動	自動
2	8.00	C	13.0	17.00	8.00	0.0	20.0	0.0	自動	自動	自動
3	12.50	S	21.0	19.00	10.00	30.0	0.0	0.0	自動	自動	自動
4	17.50	S	30.0	18.00	9.00	35.0	0.0	0.0	自動	自動	自動
5	25.00	S	40.0	20.00	11.00	40.0	0.0	0.0	自動	自動	自動

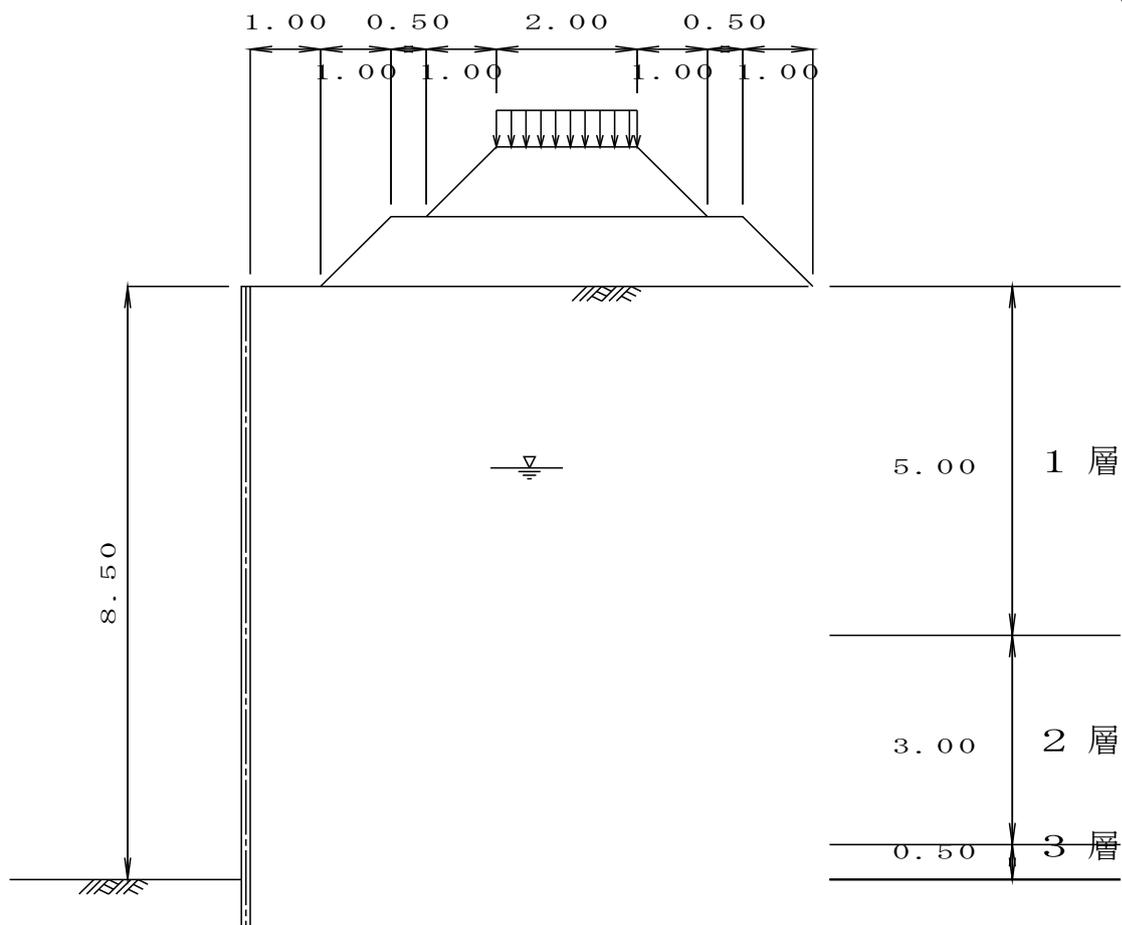
深度：矢板天端から土層下面までの深さ  
 土質：砂質土(S)、粘性土(C)、中間土(M)  
 N値：層の平均N値  
 $\gamma$ ：土の湿潤単位体積重量  
 $\gamma'$ ：土の水中単位体積重量  
 $\phi$ ：土の内部摩擦角

C。：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

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°

### 1-7 背面盛土



盛土の形状および土質定数

No	土質名	X 座 標				層厚 h m	湿潤単重 $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	内部摩擦角 $\phi$ 度	粘着力 C kN/m <sup>2</sup>	崩壊角	
		左下 m	左上 m	右上 m	右下 m					常時 度	地震時 度
1	砂質土	1.00	2.00	7.00	8.00	1.00	18.0	32.0	0.0	自動	自動
2	砂質土	2.50	3.50	5.50	6.50	1.00	18.0	32.0	0.0	自動	自動

背面の盛土に載荷する分布荷重

No	載 荷 範 囲		荷 重 強 度	
	始点 m	終点 m	常時 kN/m <sup>2</sup>	地震時 kN/m <sup>2</sup>
1	3.50	5.50	10.0	5.0

盛土内の壁面摩擦角      考慮しない

盛土内の崩壊角          自動計算する

### 1-8 割石

前面矢板の割石            設置しない  
 控え工の割石 (主働側)    設置しない  
 控え工の割石 (受働側)    設置しない

### 1-9 矢板材料

材料名	φ 500x9 (L65)
外径×厚さ	φ 500.0 × t 9 mm
継手間隔	62.9 mm
ヤング率	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$
断面二次モーメント	$I_0 = 74400 \text{ cm}^4$ (腐食前)
断面係数	$Z_0 = 2970 \text{ cm}^3$ (腐食前)

鑄代  $t_c = 2.00 \text{ mm}$   
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  $\sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2$  (常時)  
 $\sigma_a' = 278 \text{ N/mm}^2$  (地震時)

材料の低減 応力度計算時の  $Z_0$  を低減する

### 1-10 タイロッド

タイロッド径 必要径を自動計算する

腐食 考慮する (2.00mm)

許容応力度  $\sigma_a = 176 \text{ N/mm}^2$  (常時)  
 $\sigma_a' = 264 \text{ N/mm}^2$  (地震時)

### 1-11 腹起し

材料名 2-[250x90x9x13

断面係数 668  $\text{cm}^3$

腐食 考慮しない

許容応力度  $\sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$  (常時)  
 $\sigma_a' = 210 \text{ N/mm}^2$  (地震時)

### 1-12 控え矢板

形式 長杭として計算する

計算方法 Changの式

控え工天端高さ 0.50 m (タイロッド取付点からの高さ)

控え工設置位置 自動計算する

主働崩壊線の始点 設計面とする

材料名 U形鋼矢板 FSP-IV  
ヤング率  $E = 200000 \text{ N/mm}^2$   
断面二次モーメント  $I_0 = 38600 \text{ cm}^4$  (腐食前)  
断面係数  $Z_0 = 2270 \text{ cm}^3$  (腐食前)

鑄代  $t_c = 2.00 \text{ mm}$   
腐食率 ( $I_0$ に関して)  $\alpha = 0.86$   
腐食率 ( $Z_0$ に関して)  $\alpha = 0.86$   
継手効率 ( $I_0$ に関して)  $\mu = 0.80$   
継手効率 ( $Z_0$ に関して)  $\mu = 0.80$

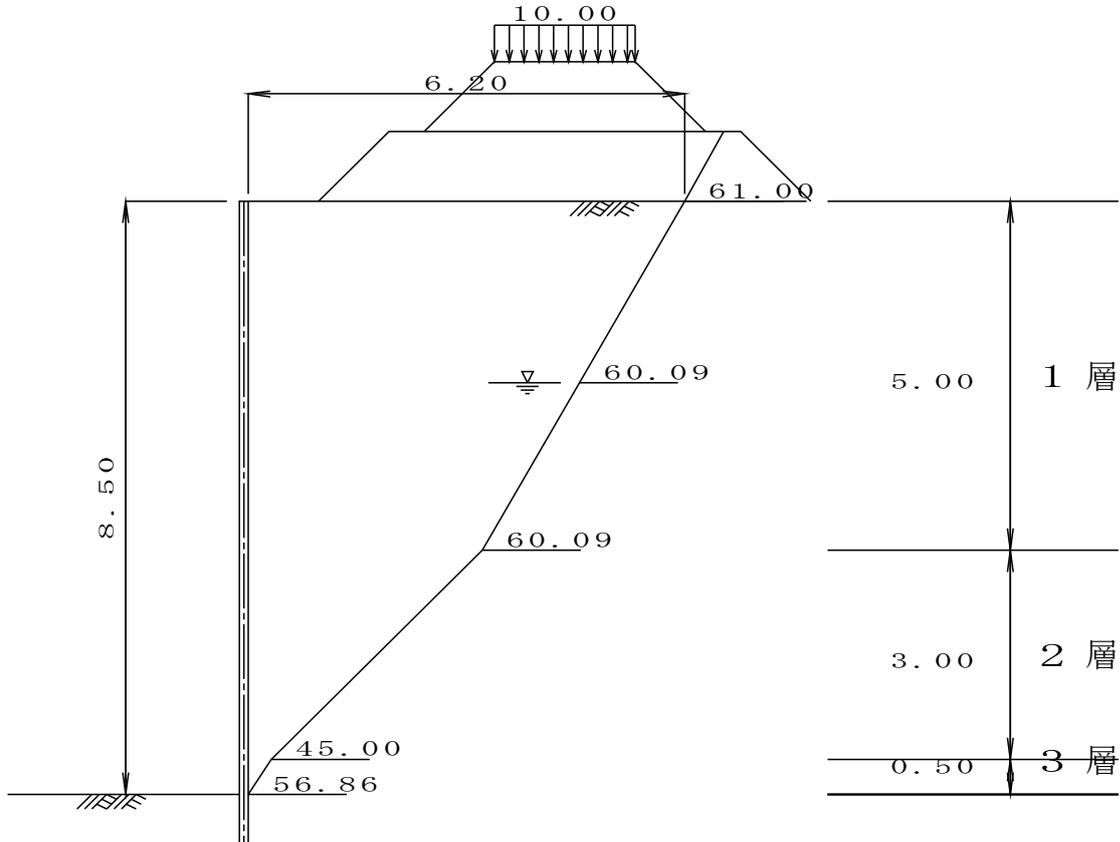
長さの丸め値 0.50 m

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)
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

## 2 換算荷重の計算

設計面から主働崩壊線を引き、地表面と交わる点を載荷幅とする。  
主働崩壊線で囲まれる盛土部分の土塊重量と載荷重の合計を、載荷幅で割った値を換算荷重とする。

### 2-1 常時



#### 2-1-1 主働崩壊角

No	深さ m	土質名	$\phi$ 度	$\delta$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	Q kN/m <sup>2</sup>	$\gamma whw$ kN/m <sup>2</sup>	崩壊角 $\zeta$ 度
1	8.50~ 8.00	砂質土	30.0	15.0	0.0	97.40	26.38	59.00	56.86
2	8.00~ 5.00	粘性土	0.0	15.0	20.0	92.40	26.38	54.00	45.00
3	5.00~ 2.60	砂質土	35.0	15.0	0.0	68.40	26.38	24.00	60.09
4	2.60~ 0.00	砂質土	35.0	15.0	0.0	46.80	26.38	—	60.09
5		盛土	32.0	—	0.0	36.00	10.00	—	61.00

・砂質土、中間土、割石の主働崩壊角

$$\zeta = 90 - \tan^{-1} \frac{-\sin(\phi + \delta) + \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}}{\cos(\phi + \delta)}$$

・粘性土の主働崩壊角

$$\zeta = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\sum \gamma h + 2Q}{2C} \cdot \tan \theta}$$

粘性土の常時の主働崩壊角（ $\zeta$ ）は、 $\theta = 0^\circ$  のため、 $\zeta = 45^\circ$  となります。

ここで、

$\zeta$  : 主働崩壊角 (度) (ただし、 $\zeta \geq 20.00^\circ$ )

$\phi$  : 内部摩擦角 (度)

$\delta$  : 壁面摩擦角 (度)

$\theta$  : 地震合成角 (度)

$\theta = \tan^{-1}k$ 、または、 $\theta = \tan^{-1}k'$

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) (水位以下では浮力を考慮)

$h$  : 層厚 (m)

$Q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$C$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

### 2-1-2 主働崩壊線の座標

設計面をXY原点とし、各層の主働崩壊線が土層境界、水位面などと交差する座標を計算する。

No	崩壊角 $\zeta$ 度	層厚 Z m	下端座標		上端座標	
			X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
1	56.86	0.50	0.00	0.00	0.33	0.50
2	45.00	3.00	0.33	0.50	3.33	3.50
3	60.09	2.40	3.33	3.50	4.71	5.90
4	60.09	2.60	4.71	5.90	6.20	8.50
5	61.00	1.00	6.20	8.50	6.76	9.50

上表より、地表面の載荷幅（L）は、6.20mとする。

### 2-1-3 背面盛土の換算

No	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	A m <sup>2</sup>	$\gamma \times A$ kN/m
1	18.0	4.98	89.64
2	18.0	3.00	54.00
$\Sigma$			143.64

$\gamma$  : 盛土の単位体積重量

A : 主働崩壊線で囲まれる盛土の面積

### 2-1-4 等分布荷重の換算

No	Q kN/m <sup>2</sup>	l m	Q × l kN/m
1	10.0	2.00	20.00
$\Sigma$			20.00

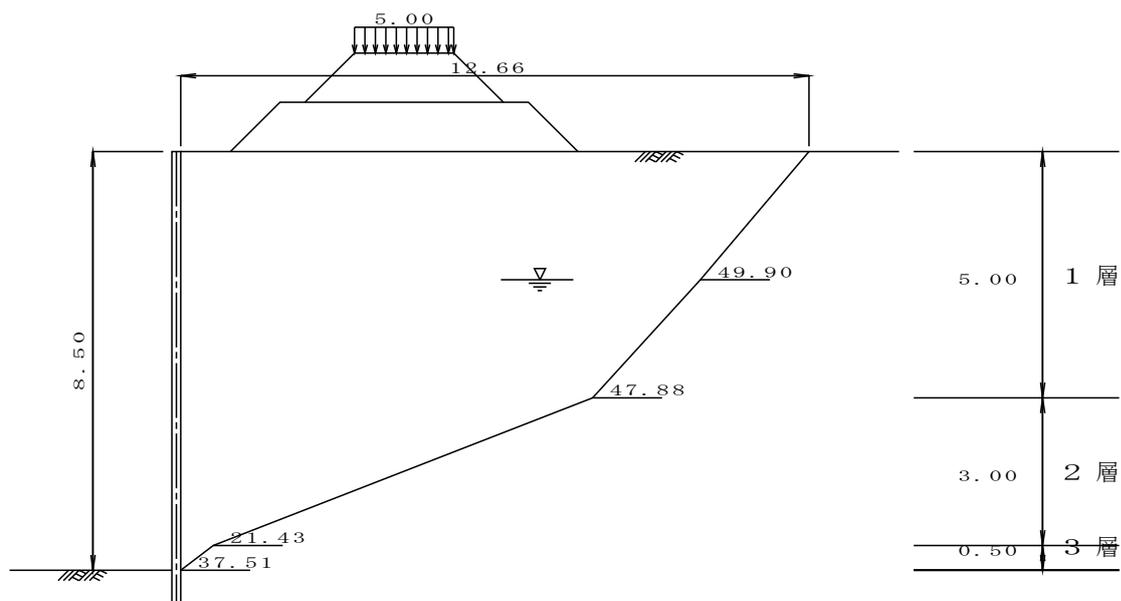
Q : 地表面または、盛土に載荷される等分布荷重

l : 主働崩壊線で囲まれる等分布荷重の載荷幅

2-1-5 換算荷重

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\Sigma(\gamma \times A) + \Sigma(Q \times l) + \Sigma P}{L} \\ &= \frac{143.64 + 20.00 + 0.00}{6.20} \\ &= 26.38 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

## 2-2 地震時



### 2-2-1 主働崩壊角

No	深さ m	土質名	$\phi$ 度	$\delta$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	Q kN/m <sup>2</sup>	$\gamma whw$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	崩壊角 $\zeta$ 度
1	8.50~ 8.00	砂質土	30.0	15.0	0.0	97.40	13.59	59.00	0.304	16.92	37.51
2	8.00~ 5.00	粘性土	0.0	15.0	20.0	92.40	13.59	54.00	0.283	15.80	21.43
3	5.00~ 2.60	砂質土	35.0	15.0	0.0	68.40	13.59	24.00	0.234	13.15	47.88
4	2.60~ 0.00	砂質土	35.0	15.0	0.0	46.80	13.59	—	0.200	11.31	49.90

- ・砂質土、中間土、割石の主働崩壊角

$$\zeta = 90 - \tan^{-1} \frac{-\sin(\phi + \delta) + \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}}{\cos(\phi + \delta)}$$

- ・粘性土の主働崩壊角

$$\zeta = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\Sigma \gamma h + 2Q}{2C} \cdot \tan \theta}$$

ここで、

- $\zeta$  : 主働崩壊角 (度) (ただし、 $\zeta \geq 20.00^\circ$ )
- $\phi$  : 内部摩擦角 (度)
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (度)
- $\theta$  : 地震合成角 (度)
- $\theta = \tan^{-1}k$ , または、 $\theta = \tan^{-1}k'$
- $\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) (水位以下では浮力を考慮)
- $h$  : 層厚 (m)
- $Q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $C$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

### 2-2-2 主働崩壊線の座標

設計面をXY原点とし、各層の主働崩壊線が土層境界、水位面などと交差する座標を計算する。

No	崩壊角 と 度	層厚 Z m	下端座標		上端座標	
			X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
1	37.51	0.50	0.00	0.00	0.65	0.50
2	21.43	3.00	0.65	0.50	8.30	3.50
3	47.88	2.40	8.30	3.50	10.47	5.90
4	49.90	2.60	10.47	5.90	12.66	8.50

上表より、地表面の載荷幅 (L) は、12.66mとする。

### 2-2-3 背面盛土の換算

No	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	A m <sup>2</sup>	$\gamma \times A$ kN/m
1	18.0	6.00	108.00
2	18.0	3.00	54.00
$\Sigma$			162.00

$\gamma$ : 盛土の単位体積重量  
A: 主働崩壊線で囲まれる盛土の面積

### 2-2-4 等分布荷重の換算

No	Q kN/m <sup>2</sup>	l m	Q × l kN/m
1	5.0	2.00	10.00
$\Sigma$			10.00

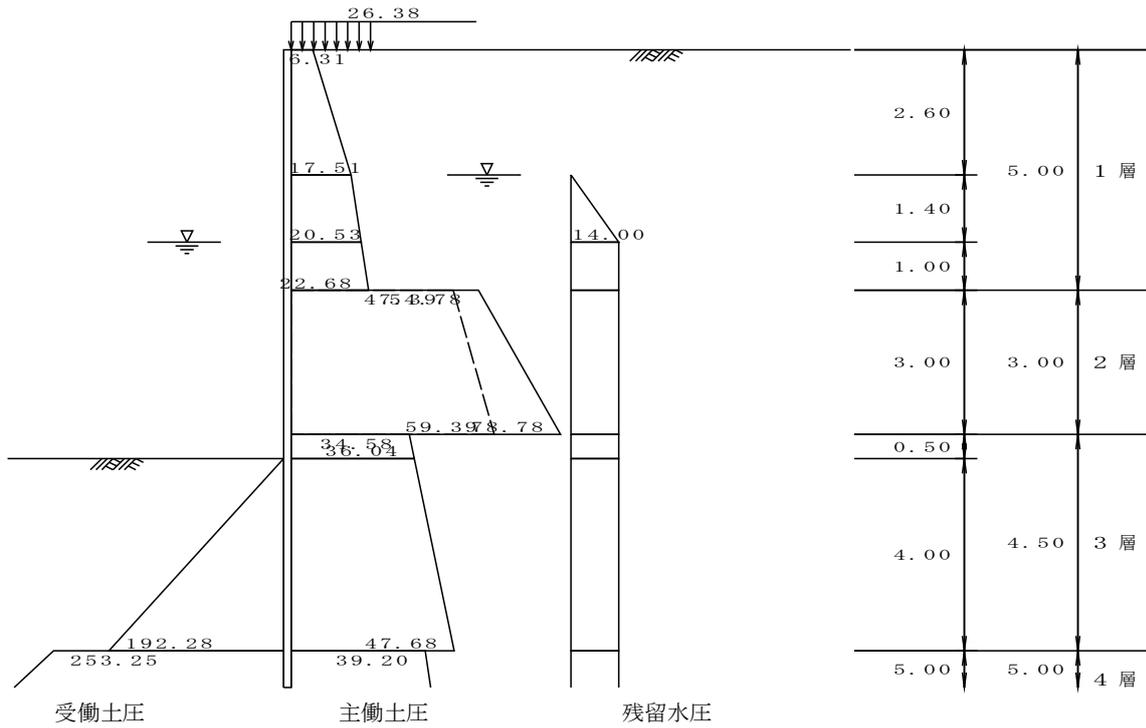
Q: 地表面または、盛土に載荷される等分布荷重  
l: 主働崩壊線で囲まれる等分布荷重の載荷幅

### 2-2-5 換算荷重

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{\Sigma (\gamma \times A) + \Sigma (Q \times l) + \Sigma P}{L} \\
 &= \frac{162.00 + 10.00 + 0.00}{12.66} \\
 &= 13.59 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

### 3 側圧の計算

#### 3-1 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。

#### 3-1-1 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~ 2.60	砂質土	18.0	35.0	— —	26.382 73.182	0.24777 0.24777	0.23932 0.23932
2	2.60~ 4.00	砂質土	9.0	35.0	— —	73.182 85.782	0.24777 0.24777	0.23932 0.23932
3	4.00~ 5.00	砂質土	9.0	35.0	— —	85.782 94.782	0.24777 0.24777	0.23932 0.23932
4	5.00~ 8.00	粘性土	8.0	—	20.0 20.0	94.782 118.782	— —	— —
5	8.00~ 8.50	砂質土	10.0	30.0	— —	118.782 123.782	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
6	8.50~ 12.50	砂質土	10.0	30.0	— —	123.782 163.782	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
7	12.50~ 17.50	砂質土	9.0	35.0	— —	163.782 208.782	0.24777 0.24777	0.23932 0.23932
8	17.50~ 25.00	砂質土	11.0	40.0	— —	208.782 291.282	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420

・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、 $\theta = 0.00$ 度

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

### 3-1-2 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>	Kp	Kp × cos $\delta$
6	8.50~ 12.50	砂質土	10.0	30.0	— —	0.000 40.000	4.97650 4.97650	4.80693 4.80693
7	12.50~ 17.50	砂質土	9.0	35.0	— —	40.000 85.000	6.55472 6.55472	6.33137 6.33137
8	17.50~ 25.00	砂質土	11.0	40.0	— —	85.000 167.500	8.87197 8.87197	8.56967 8.56967

・砂質土の受働土圧係数 ( $K_p$ ) は以下の式で求める。

$\delta = -15.00$ 度、 $\beta = 0.00$ 度、 $\theta = 0.00$ 度

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

### 3-1-3 側圧強度

No	深 さ m	主働側			残留水圧 Pw kN/m <sup>2</sup>	受働側 Pp kN/m <sup>2</sup>
		Pa1 kN/m <sup>2</sup>	Pa2 kN/m <sup>2</sup>	Pa kN/m <sup>2</sup>		
1	0.00~ 2.60	6.31 17.51	— —	6.31 17.51	— —	— —
2	2.60~ 4.00	17.51 20.53	— —	17.51 20.53	0.00 14.00	— —
3	4.00~ 5.00	20.53 22.68	— —	20.53 22.68	14.00 14.00	— —
4	5.00~ 8.00	54.78 78.78	47.39 59.39	54.78 78.78	14.00 14.00	— —
5	8.00~ 8.50	34.58 36.04	— —	34.58 36.04	14.00 14.00	— —
6	8.50~ 12.50	36.04 47.68	— —	36.04 47.68	14.00 14.00	0.00 192.28
7	12.50~ 17.50	39.20 49.97	— —	39.20 49.97	14.00 14.00	253.25 538.17
8	17.50~ 25.00	40.55 56.57	— —	40.55 56.57	14.00 14.00	728.42 1435.42

・主働土圧の算定式

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

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。

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

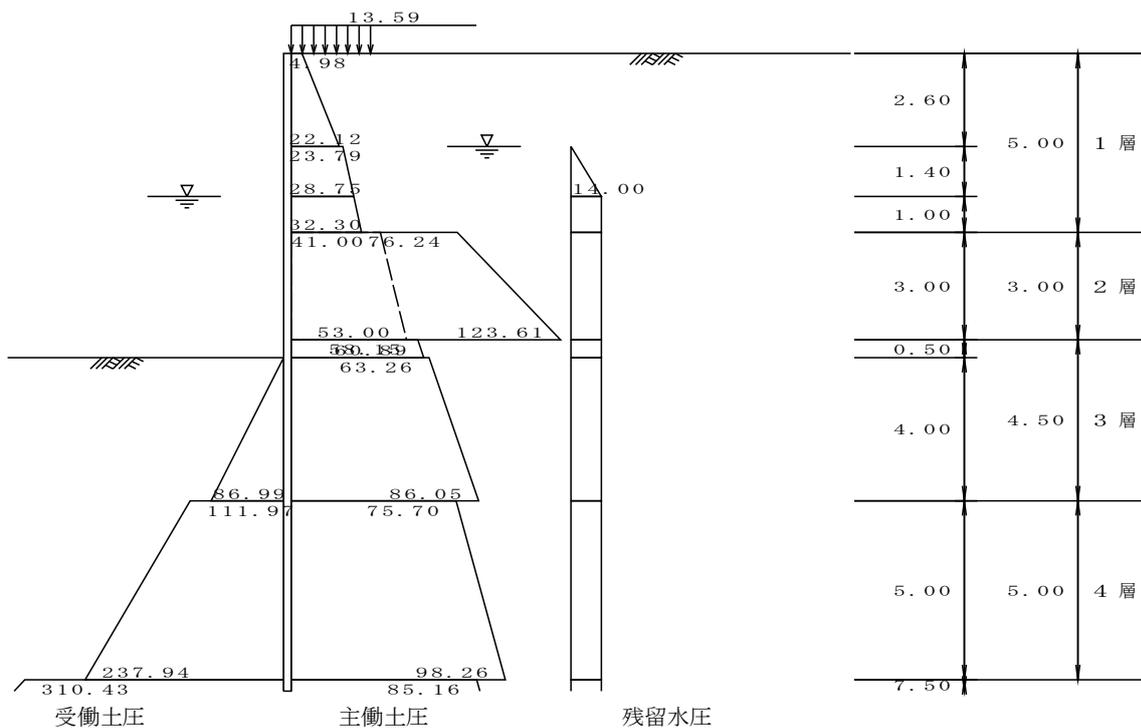
・受働土圧の算定式

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

粘性土  $P_p = \sum \gamma h + Q + 2C$

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

### 3-2 地震時



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。

#### 3-2-1 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	$K_a$	$K_a \times \cos \delta$	$\zeta$ 度
1	0.00~ 2.60	砂質土	18.0	35.0	— —	13.59 60.39	0.00 0.00	0.200 0.200	11.31 11.31	0.37928 0.37928	0.36636 0.36636	— —
2	2.60~ 4.00	砂質土	9.0	35.0	— —	60.39 72.99	0.00 14.00	0.234 0.234	13.15 13.15	0.40784 0.40784	0.39394 0.39394	— —
3	4.00~ 5.00	砂質土	9.0	35.0	— —	72.99 81.99	14.00 24.00	0.234 0.234	13.15 13.15	0.40784 0.40784	0.39394 0.39394	— —
4	5.00~ 8.00	粘性土	8.0	—	20.0 20.0	81.99 105.99	24.00 54.00	0.283 0.283	15.80 15.80	— —	— —	29.64 21.43
5	8.00~ 8.50	砂質土	10.0	30.0	— —	105.99 110.99	54.00 59.00	0.304 0.304	16.92 16.92	0.56796 0.56796	0.54860 0.54860	— —
6	8.50~ 12.50	砂質土	10.0	30.0	— —	110.99 150.99	59.00 99.00	0.321 0.321	17.78 17.78	0.59002 0.59002	0.56991 0.56991	— —
7	12.50~ 17.50	砂質土	9.0	35.0	— —	150.99 195.99	99.00 149.00	0.343 0.343	18.93 18.93	0.51904 0.51904	0.50135 0.50135	— —
8	17.50~ 25.00	砂質土	11.0	40.0	— —	195.99 278.49	149.00 224.00	0.357 0.357	19.66 19.66	0.44986 0.44986	0.43453 0.43453	— —

- 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  $\theta = \tan^{-1}k$

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

- 粘性土において崩壊面が水平となす角度 ( $\zeta$ )

$$\zeta = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\Sigma \gamma h + 2Q}{2C}} \cdot \tan \theta$$

### 3-2-2 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>	$\gamma w h_w$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	$K_p$	$K_p$ $\times \cos \delta$
6	8.50~ 12.50	砂質土	10.00	30.0	———— ————	0.000	0.00	0.400	21.80	2.17471	2.17471
						40.000	40.00	0.400	21.80	2.17471	2.17471
7	12.50~ 17.50	砂質土	9.00	35.0	———— ————	40.000	40.00	0.408	22.20	2.79929	2.79929
						85.000	90.00	0.408	22.20	2.79929	2.79929
8	17.50~ 25.00	砂質土	11.00	40.0	———— ————	85.000	90.00	0.402	21.90	3.65206	3.65206
						167.500	165.00	0.402	21.90	3.65206	3.65206

- 砂質土の受働土圧係数 ( $K_p$ ) は以下の式で求める。

$\delta = 0.00$ 度、 $\beta = 0.00$ 度  
地震合成角  $\theta = \tan^{-1}k$

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

### 3-2-3 側圧強度

No	深さ m	主働側			残留水圧 P <sub>w</sub> kN/m <sup>2</sup>	受働側 P <sub>p</sub> kN/m <sup>2</sup>
		Pa1 kN/m <sup>2</sup>	Pa2 kN/m <sup>2</sup>	Pa kN/m <sup>2</sup>		
1	0.00~ 2.60	4.98	————	4.98	———— ————	———— ————
		22.12	————	22.12		
2	2.60~ 4.00	23.79	————	23.79	0.00 14.00	———— ————
		28.75	————	28.75		
3	4.00~ 5.00	28.75	————	28.75	14.00 14.00	———— ————
		32.30	————	32.30		
4	5.00~ 8.00	76.24	41.00	76.24	14.00 14.00	———— ————
		123.61	53.00	123.61		
5	8.00~ 8.50	58.15	————	58.15	14.00 14.00	———— ————
		60.89	————	60.89		
6	8.50~ 12.50	63.26	————	63.26	14.00 14.00	0.00 86.99
		86.05	————	86.05		

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>
7	12.50～ 17.50	75.70	————	75.70	14.00	111.97
		98.26	————	98.26	14.00	237.94
8	17.50～ 25.00	85.16	————	85.16	14.00	310.43
		121.01	————	121.01	14.00	611.72

・主働土圧の算定式

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

$$\text{粘性土 } P_{a1} = \frac{(\sum \gamma h + Q) \cdot \sin(\theta + \zeta)}{\cos \theta \cdot \sin \zeta} - \frac{C}{\cos \zeta \cdot \sin \zeta}$$

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

$K_c$  : 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。

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

・受働土圧の算定式

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

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

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

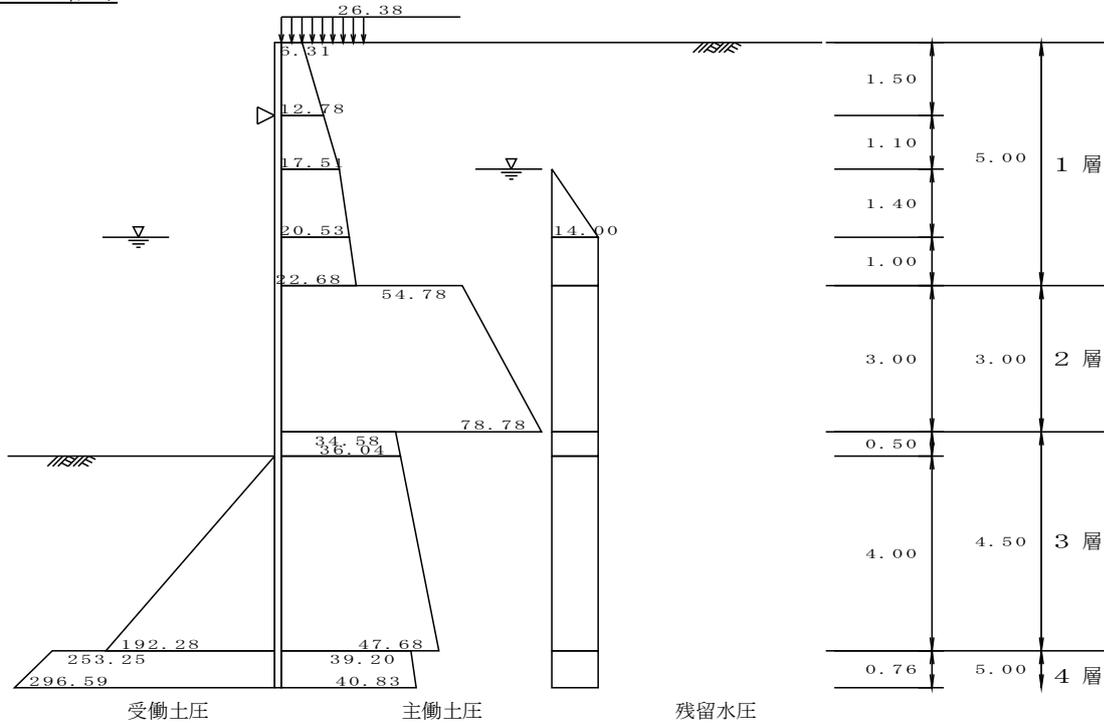
#### 4 根入れ長の計算

矢板壁の根入れ長は、 $F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w) \leq \Sigma M_p$  となる設計面からの深さとする。

ここで、

- $\Sigma M_a$  : 主働土圧によるタイロッド取付点に関するモーメント
- $\Sigma M_w$  : 残留水圧によるタイロッド取付点に関するモーメント
- $\Sigma M_p$  : 受働土圧によるタイロッド取付点に関するモーメント
- $\Sigma M_{dw}$  : 地震時の動水圧によるタイロッド取付点に関するモーメント
- $F_s$  : 安全率 (常時=1.50、地震時=1.20)

##### 4-1 常時



設計面からの根入れ長を、4.76 mと仮定してタイロッド取付点に関するモーメントを計算する。

##### 4-1-1 主働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ m	Pa kN/m²	Sa kN/m	Y m	Ma kN・m/m
1	砂質土	0.00~ 1.50	6.31 12.78	4.74 9.58	-1.00 -0.50	-4.74 -4.79
2	砂質土	1.50~ 2.60	12.78 17.51	7.03 9.63	0.37 0.73	2.58 7.06
3	砂質土	2.60~ 4.00	17.51 20.53	12.26 14.37	1.57 2.03	19.21 29.22
4	砂質土	4.00~ 5.00	20.53 22.68	10.26 11.34	2.83 3.17	29.08 35.92
5	粘性土	5.00~ 8.00	54.78 78.78	82.17 118.17	4.50 5.50	369.78 649.95
6	砂質土	8.00~ 8.50	34.58 36.04	8.65 9.01	6.67 6.83	57.64 61.57
7	砂質土	8.50~ 12.50	36.04 47.68	72.08 95.37	8.33 9.67	600.64 921.90

No	土質名	深 さ m	P <sub>a</sub> kN/m <sup>2</sup>	S <sub>a</sub> kN/m	Y m	M <sub>a</sub> kN・m/m
8	砂質土	12.50～ 13.26	39.20 40.83	14.90 15.53	11.25 11.51	167.71 178.66
主働土圧によるモーメントの合計					ΣM <sub>a</sub> =	3121.38

P<sub>a</sub> : 主働土圧強度

S<sub>a</sub> : 主働土圧による水平力 (S<sub>a</sub> = P<sub>a</sub> × 層厚 / 2)

Y : タイロッド取付点からのアーム長

M<sub>a</sub> : 主働土圧によるモーメント (M<sub>a</sub> = S<sub>a</sub> × Y)

#### 4-1-2 残留水圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P <sub>w</sub> kN/m <sup>2</sup>	S <sub>w</sub> kN/m	Y m	M <sub>w</sub> kN・m/m
1		0.00～ 1.50	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
2		1.50～ 2.60	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
3	砂質土	2.60～ 4.00	0.00 14.00	0.00 9.80	1.57 2.03	0.00 19.93
4	砂質土	4.00～ 5.00	14.00 14.00	7.00 7.00	2.83 3.17	19.83 22.17
5	粘性土	5.00～ 8.00	14.00 14.00	21.00 21.00	4.50 5.50	94.50 115.50
6	砂質土	8.00～ 8.50	14.00 14.00	3.50 3.50	6.67 6.83	23.33 23.92
7	砂質土	8.50～ 12.50	14.00 14.00	28.00 28.00	8.33 9.67	233.33 270.67
8	砂質土	12.50～ 13.26	14.00 14.00	5.32 5.32	11.25 11.51	59.90 61.25
残留水圧によるモーメントの合計					ΣM <sub>w</sub> =	944.33

P<sub>w</sub> : 残留水圧強度

S<sub>w</sub> : 残留水圧による水平力 (S<sub>w</sub> = P<sub>w</sub> × 層厚 / 2)

Y : タイロッド取付点からのアーム長

M<sub>w</sub> : 残留水圧によるモーメント (M<sub>w</sub> = S<sub>w</sub> × Y)

#### 4-1-3 受働土圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P <sub>p</sub> kN/m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> kN/m	Y m	M <sub>p</sub> kN・m/m
1		0.00～ 1.50	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
2		1.50～ 2.60	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
3		2.60～ 4.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
4		4.00～ 5.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————

No	土質名	深 さ m	$P_p$ kN/m <sup>2</sup>	$S_p$ kN/m	Y m	$M_p$ kN・m/m
5		5.00～ 8.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
6		8.00～ 8.50	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
7	砂質土	8.50～ 12.50	0.00 192.28	0.00 384.55	8.33 9.67	0.00 3717.36
8	砂質土	12.50～ 13.26	253.25 296.59	96.29 112.77	11.25 11.51	1083.61 1297.60
受働土圧によるモーメントの合計					$\Sigma M_p =$	6098.57

$P_p$  : 受働土圧強度

$S_p$  : 受働土圧による水平力 ( $S_p = P_p \times \text{層厚} / 2$ )

Y : タイロッド取付点からのアーム長

$M_p$  : 受働土圧によるモーメント ( $M_p = S_p \times Y$ )

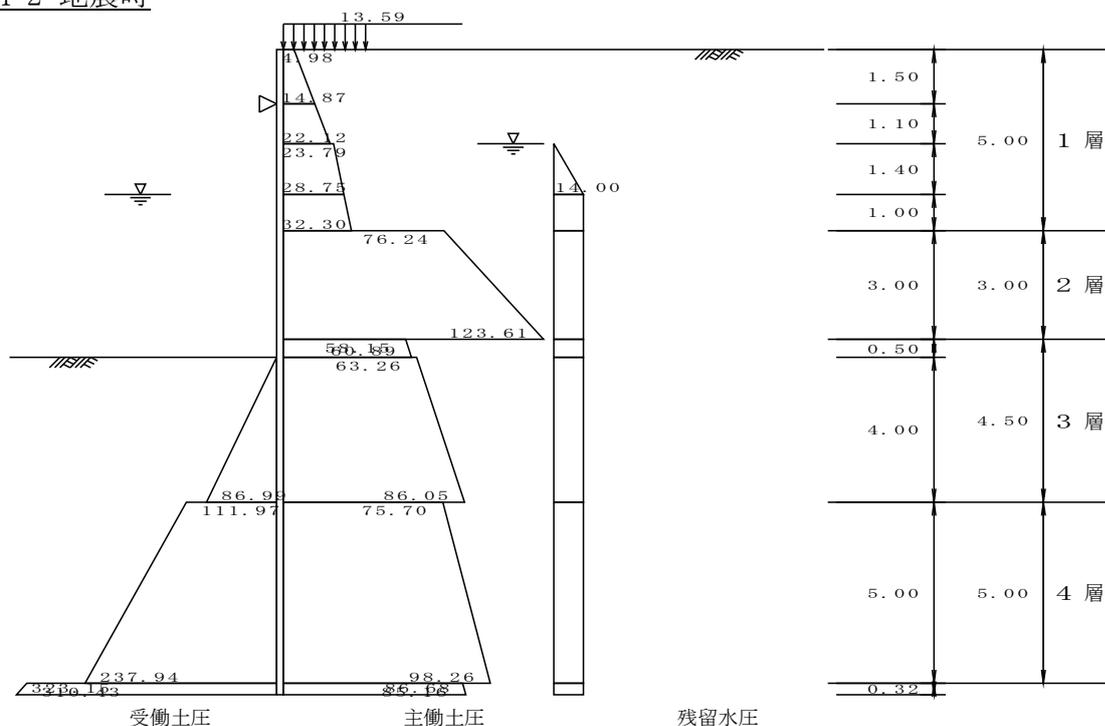
#### 4-1-4 根入れ長

$$F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w) - \Sigma M_p = 1.50 \times (3121.38 + 944.33) - 6098.57 = 0$$

よって、設計面からの根入れ長 (D) は、

$$\text{根入れ長 } D = 4.76 \text{ m}$$

## 4-2 地震時



設計面からの根入れ長を、9.32 mと仮定してタイロッド取付点に関するモーメントを計算する。

### 4-2-1 主働土圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	$P_a$ kN/m <sup>2</sup>	$S_a$ kN/m	Y m	$M_a$ kN・m/m
1	砂質土	0.00~	4.98	3.73	-1.00	-3.73
		1.50	14.87	11.15	-0.50	-5.58
2	砂質土	1.50~	14.87	8.18	0.37	3.00
		2.60	22.12	12.17	0.73	8.92
3	砂質土	2.60~	23.79	16.65	1.57	26.09
		4.00	28.75	20.13	2.03	40.93
4	砂質土	4.00~	28.75	14.38	2.83	40.74
		5.00	32.30	16.15	3.17	51.14
5	粘性土	5.00~	76.24	114.36	4.50	514.61
		8.00	123.61	185.41	5.50	1019.78
6	砂質土	8.00~	58.15	14.54	6.67	96.91
		8.50	60.89	15.22	6.83	104.02
7	砂質土	8.50~	63.26	126.51	8.33	1054.25
		12.50	86.05	172.10	9.67	1663.67
8	砂質土	12.50~	75.70	189.25	12.67	2397.14
		17.50	98.26	245.65	14.33	3520.98
9	砂質土	17.50~	85.16	13.48	16.11	217.17
		17.82	86.68	13.72	16.21	222.48
主働土圧によるモーメントの合計					$\Sigma M_a =$	10972.52

$P_a$  : 主働土圧強度

$S_a$  : 主働土圧による水平力 ( $S_a = P_a \times \text{層厚} / 2$ )

Y : タイロッド取付点からのアーム長

$M_a$  : 主働土圧によるモーメント ( $M_a = S_a \times Y$ )

#### 4-2-2 残留水圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P <sub>w</sub> kN/m <sup>2</sup>	S <sub>w</sub> kN/m	Y m	M <sub>w</sub> kN・m/m
1		0.00~ 1.50	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
2		1.50~ 2.60	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
3	砂質土	2.60~ 4.00	0.00 14.00	0.00 9.80	1.57 2.03	0.00 19.93
4	砂質土	4.00~ 5.00	14.00 14.00	7.00 7.00	2.83 3.17	19.83 22.17
5	粘性土	5.00~ 8.00	14.00 14.00	21.00 21.00	4.50 5.50	94.50 115.50
6	砂質土	8.00~ 8.50	14.00 14.00	3.50 3.50	6.67 6.83	23.33 23.92
7	砂質土	8.50~ 12.50	14.00 14.00	28.00 28.00	8.33 9.67	233.33 270.67
8	砂質土	12.50~ 17.50	14.00 14.00	35.00 35.00	12.67 14.33	443.33 501.67
9	砂質土	17.50~ 17.82	14.00 14.00	2.22 2.22	16.11 16.21	35.70 35.94
残留水圧によるモーメントの合計					ΣM <sub>w</sub> =	1839.81

P<sub>w</sub> : 残留水圧強度

S<sub>w</sub> : 残留水圧による水平力 (S<sub>w</sub> = P<sub>w</sub> × 層厚 / 2)

Y : タイロッド取付点からのアーム長

M<sub>w</sub> : 残留水圧によるモーメント (M<sub>w</sub> = S<sub>w</sub> × Y)

#### 4-2-3 受働土圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P <sub>p</sub> kN/m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> kN/m	Y m	M <sub>p</sub> kN・m/m
1		0.00~ 1.50	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
2		1.50~ 2.60	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
3		2.60~ 4.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
4		4.00~ 5.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
5		5.00~ 8.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
6		8.00~ 8.50	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
7	砂質土	8.50~ 12.50	0.00 86.99	0.00 173.98	8.33 9.67	0.00 1681.78

No	土質名	深 さ m	P <sub>p</sub> kN/m <sup>2</sup>	S <sub>p</sub> kN/m	Y m	M <sub>p</sub> kN・m/m
8	砂質土	12.50~ 17.50	111.97 237.94	279.93 594.85	12.67 14.33	3545.77 8526.18
9	砂質土	17.50~ 17.82	310.43 323.15	49.15 51.17	16.11 16.21	791.62 829.46
受働土圧によるモーメントの合計					ΣM <sub>p</sub> =	15374.80

P<sub>p</sub> : 受働土圧強度

S<sub>p</sub> : 受働土圧による水平力 (S<sub>p</sub> = P<sub>p</sub> × 層厚 / 2)

Y : タイロッド取付点からのアーム長

M<sub>p</sub> : 受働土圧によるモーメント (M<sub>p</sub> = S<sub>p</sub> × Y)

#### 4-2-4 根入れ長

$$F_s \times (\Sigma M_a + \Sigma M_w) - \Sigma M_p = 1.20 \times (10972.52 + 1839.81) - 15374.80 = 0$$

よって、設計面からの根入れ長 (D) は、

$$\text{根入れ長 } D = 9.32 \text{ m}$$

#### 4-3 矢板全長

矢板の根入れ長 (D) は、

$$\text{常時 } D = 4.76 \text{ m}$$

$$\text{地震時 } D = 9.32 \text{ m}$$

設計面=8.50 m、矢板天端位置=0.00 mである事から、矢板全長 (L) は、

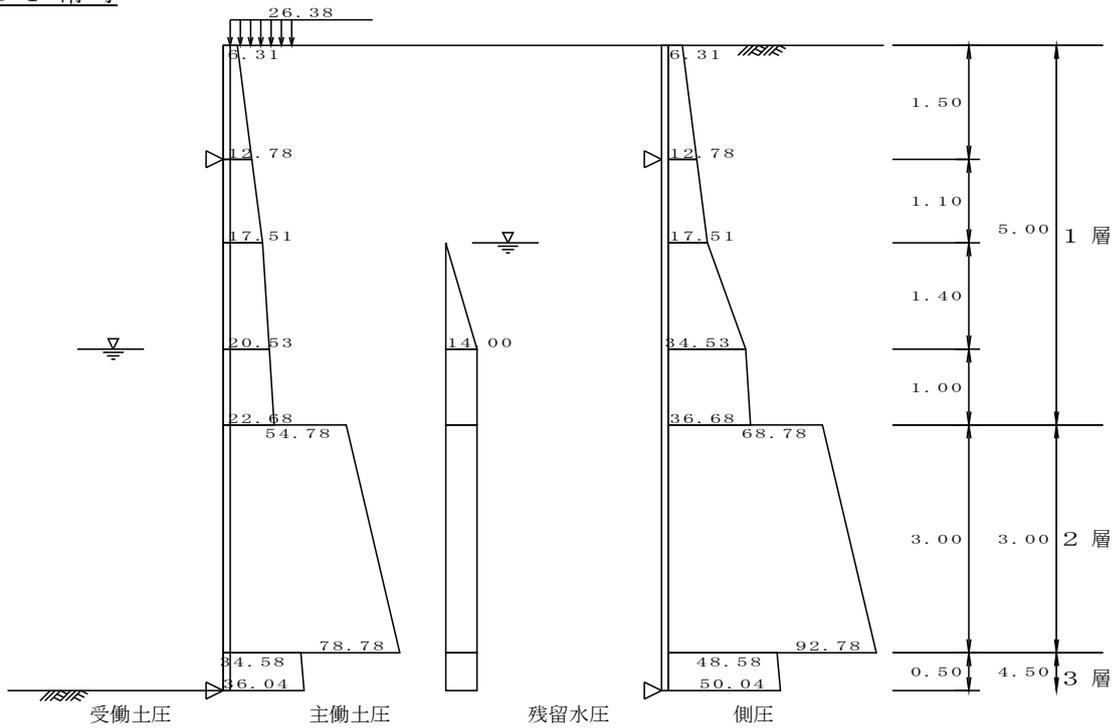
$$L = (8.50 - 0.00) + 9.32 = 17.82 \text{ m}$$

よって、長さの丸め値 0.50 mより、矢板全長は、18.00 mとする。

## 5 断面力の計算

矢板壁に生じる断面力は、タイロッド取付点と設計面を支点とする単純梁として計算する。

### 5-1 常時



#### 5-1-1 側圧

No	土質名	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>	$S$ kN/m	$Y$ m	$M$ kN・m/m
1	砂質土	0.00~ 1.50	6.31 12.78	——— ———	——— ———	6.31 12.78	4.74 9.58	-1.00 -0.50	-4.74 -4.79
2	砂質土	1.50~ 2.60	12.78 17.51	——— ———	——— ———	12.78 17.51	7.03 9.63	0.37 0.73	2.58 7.06
3	砂質土	2.60~ 4.00	17.51 20.53	0.00 14.00	——— ———	17.51 34.53	12.26 24.17	1.57 2.03	19.21 49.15
4	砂質土	4.00~ 5.00	20.53 22.68	14.00 14.00	——— ———	34.53 36.68	17.26 18.34	2.83 3.17	48.92 58.08
5	粘性土	5.00~ 8.00	54.78 78.78	14.00 14.00	——— ———	68.78 92.78	103.17 139.17	4.50 5.50	464.28 765.45
6	砂質土	8.00~ 8.50	34.58 36.04	14.00 14.00	——— ———	48.58 50.04	12.15 12.51	6.67 6.83	80.97 85.48
$\Sigma S = 370.01$								$\Sigma M = 1571.65$	

$P_a$  : 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 ( $P_s = P_a + P_w - P_p \geq 0$ )  
 $S$  : 側圧 ( $S = P_s \times \text{層厚} / 2$ )  
 $Y$  : タイロッド取付点からの深さ  
 $M$  : 各層の側圧によるモーメント ( $M = S \times Y$ )

### 5-1-2 支点反力、最大曲げモーメントの計算

仮想支持点での反力  $R_b$

$$R_b = \frac{\Sigma M}{\text{スパン長}} = \frac{1571.65}{7.000} = 224.52 \text{ kN}$$

タイロッド取付点の反力  $R_a$

$$R_a = \Sigma S - R_b = 370.01 - 224.52 = 145.49 \text{ kN}$$

タイロッド取付点より上方の張出し部の曲げモーメント  $M_{\max}'$

$$M_{\max}' = -9.53 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

タイロッド取付点から仮想支持点までの最大曲げモーメント  $M_{\max}$

最大曲げモーメントの生じる位置を  $X$  とすると、  
 $5.000 \leq 5.000+X \leq 8.000 \text{ m}$  の範囲に生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_x = -1.333 X^3 - 34.391 X^2 + 42.479 X + 324.145$$

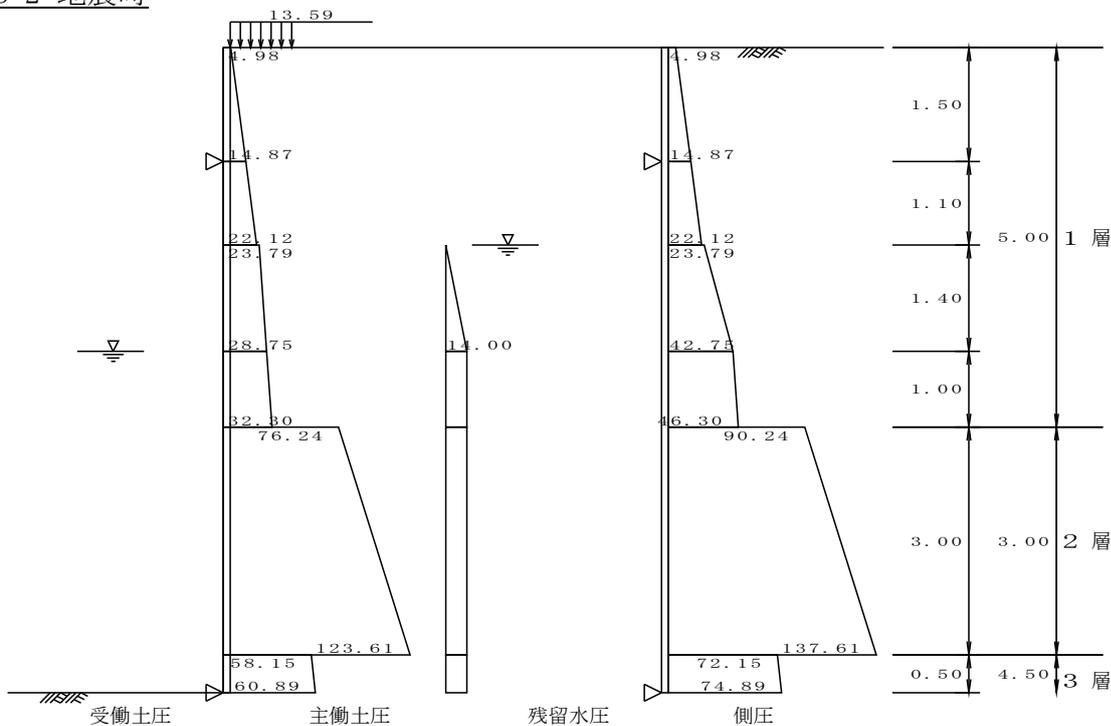
$$\frac{d M_x}{d x} = -4.000 X^2 - 68.782 X + 42.479$$

$$\frac{d M_x}{d x} = 0 \text{ を解くと、} X = 0.597 \text{ m}$$

よって、最大曲げモーメントを生じる深さは、 $5.000 + 0.597 = 5.597 \text{ m}$  で、  
その時の曲げモーメント ( $M_{\max}$ ) は、

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -1.333 \times 0.597^3 - 34.391 \times 0.597^2 + 42.479 \times 0.597 + 324.145 \\ &= 336.96 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

5-2 地震時



5-2-1 側圧

No	土質名	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>	S kN/m	Y m	M kN·m/m
1	砂質土	0.00~ 1.50	4.98	——	——	4.98	3.73	-1.00	-3.73
			14.87	——	——	14.87	11.15	-0.50	-5.58
2	砂質土	1.50~ 2.60	14.87	——	——	14.87	8.18	0.37	3.00
			22.12	——	——	22.12	12.17	0.73	8.92
3	砂質土	2.60~ 4.00	23.79	0.00	——	23.79	16.65	1.57	26.09
			28.75	14.00	——	42.75	29.93	2.03	60.85
4	砂質土	4.00~ 5.00	28.75	14.00	——	42.75	21.38	2.83	60.57
			32.30	14.00	——	46.30	23.15	3.17	73.31
5	粘性土	5.00~ 8.00	76.24	14.00	——	90.24	135.36	4.50	609.11
			123.61	14.00	——	137.61	206.41	5.50	1135.28
6	砂質土	8.00~ 8.50	58.15	14.00	——	72.15	18.04	6.67	120.25
			60.89	14.00	——	74.89	18.72	6.83	127.94
$\Sigma S = 504.87$								$\Sigma M = 2216.00$	

- $P_a$  : 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 ( $P_s = P_a + P_w - P_p \geq 0$ )
- S : 側圧 ( $S = P_s \times \text{層厚} / 2$ )
- Y : タイロッド取付点からの深さ
- M : 各層の側圧によるモーメント ( $M = S \times Y$ )

### 5-2-2 支点反力、最大曲げモーメントの計算

仮想支持点での反力  $R_b$

$$R_b = \frac{\sum M}{\text{スパン長}} = \frac{2216.00}{7.000} = 316.57 \text{ kN}$$

タイロッド取付点の反力  $R_a$

$$R_a = \sum S - R_b = 504.87 - 316.57 = 188.30 \text{ kN}$$

タイロッド取付点より上方の張出し部の曲げモーメント  $M_{\max}'$

$$M_{\max}' = -9.31 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

タイロッド取付点から仮想支持点までの最大曲げモーメント  $M_{\max}$

最大曲げモーメントの生じる位置を  $X$  とすると、  
 $5.000 \leq 5.000+X \leq 8.000 \text{ m}$  の範囲に生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_x = -2.632 X^3 - 45.119 X^2 + 61.959 X + 440.289$$

$$\frac{d M_x}{d x} = -7.895 X^2 - 90.238 X + 61.959$$

$$\frac{d M_x}{d x} = 0 \text{ を解くと、} X = 0.650 \text{ m}$$

よって、最大曲げモーメントを生じる深さは、 $5.000 + 0.650 = 5.650 \text{ m}$  で、  
その時の曲げモーメント ( $M_{\max}$ ) は、

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -2.632 \times 0.650^3 - 45.119 \times 0.650^2 + 61.959 \times 0.650 + 440.289 \\ &= 460.78 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

## 6 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	φ 500x9 (L65)
錆代	$t_c = 2.00$ mm
継手効率	$\mu = 1.00$
断面係数	$Z_0 = 2970$ cm <sup>3</sup> (低減前)
	$Z = 2303$ cm <sup>3</sup> (錆代、継手による低減後)

### 6-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{336.96 \times 10^6}{2303 \times 10^3} = 146 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2$$

### 6-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{460.78 \times 10^6}{2303 \times 10^3} = 200 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2$$

## 7 タイロッドの計算

タイロッドに作用する張力は、最大曲げモーメント算出時におけるタイロッド取付点の反力 ( $R_a$ ) に、タイロッドの水平間隔を乗じて計算する。ただし、船舶のけん引力 ( $P$ ) が係船柱に作用する場合は、その4分の1をタイロッド張力に加えて計算し、その時の許容応力度は地震時扱いとする。

$$\begin{aligned} \text{タイロッドの水平間隔} & l = 2.00 \text{ m} \\ \text{タイロッドが水平となす角度} & \theta = 0.00000 \text{ 度} \\ \text{タイロッド表面の錆代} & t_c = 2.00 \text{ mm} \\ \text{一箇所の係船柱に作用するけん引力の水平成分} & P = 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 7-1 タイロッド張力および必要径の計算

#### 7-1-1 常時

タイロッド張力 ( $T_p$ ) は、

$$\begin{aligned} T_p &= R_a \cdot l \cdot \sec \theta \\ &= 145.49 \times 2.00 \times \sec 0.00000^\circ = 290.99 \text{ kN} \end{aligned}$$

必要径 ( $d_r$ ) は、

$$d_r = \sqrt{\frac{4T_p}{\sigma_a \pi}} + 2t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 290.99 \times 10^3}{176 \cdot \pi}} + 2 \cdot 2.00 = 49.9 \text{ mm}$$

#### 7-1-2 地震時

タイロッド張力 ( $T_p$ ) は、

$$\begin{aligned} T_p &= R_a \cdot l \cdot \sec \theta \\ &= 188.30 \times 2.00 \times \sec 0.00000^\circ = 376.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

必要径 ( $d_r$ ) は、

$$d_r = \sqrt{\frac{4T_p}{\sigma_a \pi}} + 2t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 376.60 \times 10^3}{264 \cdot \pi}} + 2 \cdot 2.00 = 46.6 \text{ mm}$$

### 7-2 応力度の計算

タイロッドは、 $\phi 50\text{mm}$ を用いる。

タイロッドの腐食後の断面積 ( $A_t$ ) は、

$$A_t = \frac{\pi}{4} (50 - 2 \cdot 2.00)^2 = 1662 \text{ mm}^2$$

#### 7-2-1 常時

$$\sigma = \frac{T_p}{A_t} = \frac{290.99 \times 10^3}{1662} = 175 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 176 \text{ N/mm}^2$$

#### 7-2-2 地震時

$$\sigma = \frac{T_p}{A_t} = \frac{376.60 \times 10^3}{1662} = 227 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 264 \text{ N/mm}^2$$

## 8 腹起しの計算

タイロッドの水平間隔  $l = 2.00 \text{ m}$   
一箇所の係船柱に作用するけん引力の水平成分  $P = 0.00 \text{ kN}$

### 8-1 最大曲げモーメントの計算

#### 8-1-1 常時

$$M_{\max} = \frac{1}{10} R_a \cdot l^2 = \frac{1}{10} 145.49 \times 2.00^2 = 58.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### 8-1-2 地震時

$$M_{\max} = \frac{1}{10} R_a \cdot l^2 = \frac{1}{10} 188.30 \times 2.00^2 = 75.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 8-2 応力度の計算

腹起し材は、コンクリートに埋め込むので錆代は考慮しない。

材料名	2-[250x90x9x13
断面係数	$Z_0 = 668 \text{ cm}^3$ (低減前)
	$Z = 668 \text{ cm}^3$ (錆代、継手による低減後)

#### 8-2-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{58.20 \times 10^6}{668.0 \times 10^3} = 87 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$$

#### 8-2-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{75.32 \times 10^6}{668.0 \times 10^3} = 113 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

## 9 控え矢板の計算

控え矢板の計算は、Changの式で計算する。

控え矢板の計算は、長杭として計算する。  
控え矢板の材料および、腐食率・継手効率は、以下の値とする。

材料名	U形鋼矢板 FSP-IV
単位幅	B = 1.0000 m
鍍代	t <sub>c</sub> = 2.00mm
腐食率(I <sub>o</sub> に関して)	α = 0.86
腐食率(Z <sub>o</sub> に関して)	α = 0.86
継手効率(I <sub>o</sub> に関して)	μ = 0.80
継手効率(Z <sub>o</sub> に関して)	μ = 0.80
ヤング率	E = 200000 N/mm <sup>2</sup>
断面二次モーメント	I <sub>o</sub> = 38600 cm <sup>4</sup> (低減前)
	I = 26557 cm <sup>4</sup> (鍍代、継手による低減後)
断面係数	Z <sub>o</sub> = 2270 cm <sup>3</sup> (低減前)
	Z = 1562 cm <sup>3</sup> (鍍代、継手による低減後)
	E I = 200000 × 10 <sup>3</sup> × 26557 × 10 <sup>-8</sup> = 5.311 × 10 <sup>4</sup>

### 9-1 設計水平力

控え矢板に作用する設計水平力は、タイロッド取付点反力とする。

$$\begin{aligned} \text{常時} \quad T = R_a &= 145.49 \text{ kN/m} \\ \text{地震時} \quad T = R_a &= 188.30 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 9-2 最大曲げモーメント、変位の計算 (Chang方式)

最大曲げモーメントおよび、タイロッド取付点の変位は以下の式で求める。

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

$$M_{\max} = -0.322 \frac{T}{\beta}$$

$$\delta = \frac{T}{2 E I \beta^3}$$

#### 9-2-1 常時

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{13000 \times 1.0000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 26557 \times 10^{-8}}} = 0.497 \text{ m}^{-1}$$

$$M_{\max} = -0.322 \times \frac{145.49}{0.497} = -94.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\delta = \frac{145.49}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 26557 \times 10^{-8} \times 0.497^3}$$

$$= 0.0111 \text{ m} = 11.1 \text{ mm} \leq \delta_a = 50.0 \text{ mm}$$

### 9-2-2 地震時

$$\beta = 4\sqrt{\frac{13000 \times 1.0000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 26557 \times 10^{-8}}} = 0.497 \text{ m}^{-1}$$

$$M_{\max} = -0.322 \times \frac{188.30}{0.497} = -121.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\delta = \frac{188.30}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 26557 \times 10^{-8} \times 0.497^3}$$
$$= 0.0144 \text{ m} = 14.4 \text{ mm} \leq \delta_a = 75.0 \text{ mm}$$

### 9-3 応力度の計算

#### 9-3-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{94.19 \times 10^6}{1562 \times 10^3} = 60 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

#### 9-3-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{121.91 \times 10^6}{1562 \times 10^3} = 78 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 270 \text{ N/mm}^2$$

### 9-4 根入れ長 (Chang式)

控え工の根入れ長計算時は、錆代を考慮しない。  
断面二次モーメント  $I = 38600 \text{ cm}^4$

#### 9-4-1 常時

$$\beta = 4\sqrt{\frac{13000 \times 1.0000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8}}} = 0.453 \text{ m}^{-1}$$

$$l_{m1} = \frac{\pi}{\beta} = \frac{\pi}{0.453} = 6.94 \text{ m}$$

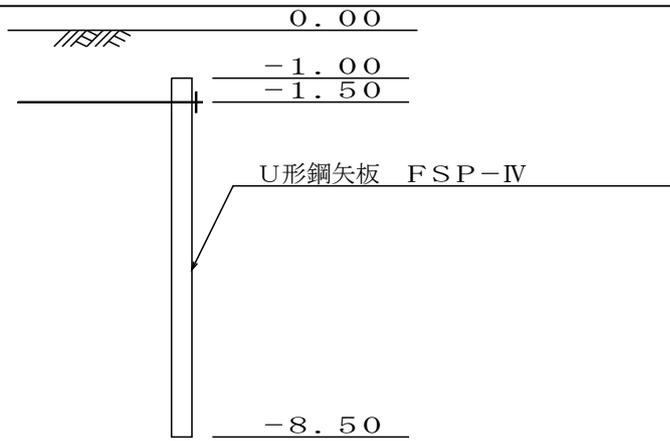
#### 9-4-2 地震時

$$\beta = 4\sqrt{\frac{13000 \times 1.0000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8}}} = 0.453 \text{ m}^{-1}$$

$$l_{m1} = \frac{\pi}{\beta} = \frac{\pi}{0.453} = 6.94 \text{ m}$$

タイロッド取付点より上の控え工天端高さ ( $H_u$ ) は、 $H_u = 0.50 \text{ m}$  であるから、  
控え工の根入れ長 ( $D$ ) と全長 ( $L$ ) は以下となる。

$L = H_u + l_{m1} = 0.50 + 6.94 = 7.44 \text{ m}$   
よって、控え工全長は、 $7.50 \text{ m}$  とする。

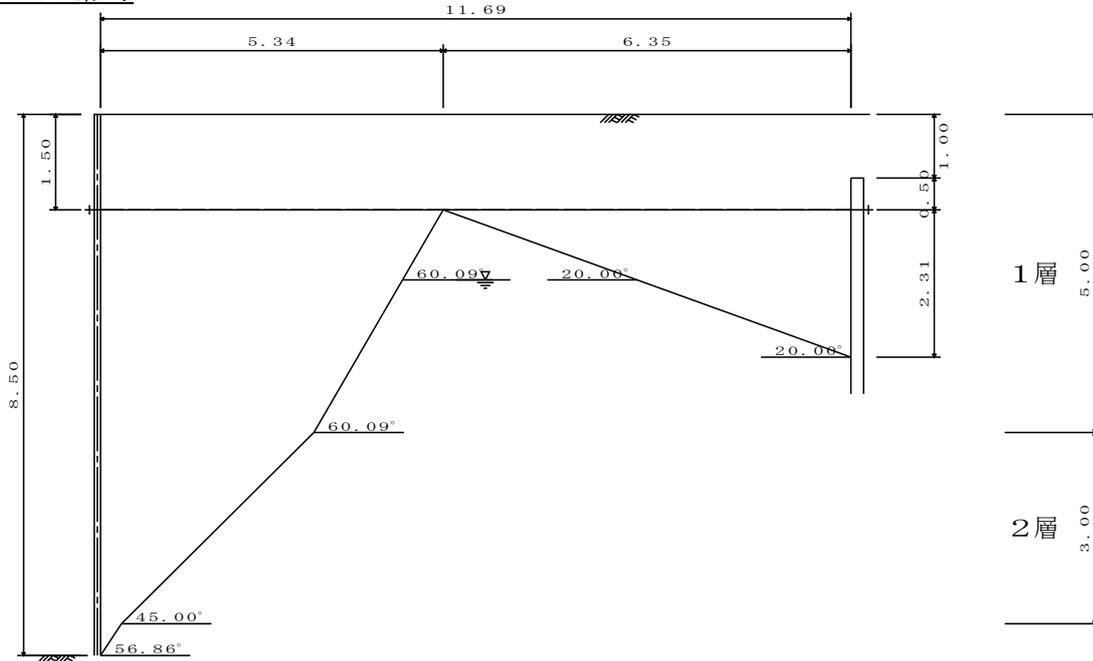


36

## 10 控え工の設置位置の計算

控え矢板（長杭）の設置位置は、前面矢板から引いた主働崩壊面と、矢板とタイロッドの取付点より  $1m/3$  の深さから引いた受働崩壊面の交点が、タイロッドの取付点を含む水平面以下で交わらないように決定する。

### 10-1 常時



#### 10-1-1 主働崩壊角

No	深さ m	土質名	$\phi$ 度	$\delta$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma whw$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	$\zeta$ 度
1	8.50~8.00	砂質土	30.0	15.00	—	—	—	—	—	56.86
2	8.00~5.00	粘性土	0.0	15.00	20.0	92.40	—	—	—	45.00
3	5.00~2.60	砂質土	35.0	15.00	—	—	—	—	—	60.09
4	2.60~1.50	砂質土	35.0	15.00	—	—	—	—	—	60.09

- ・砂質土、中間土、割石の主働崩壊角

$$\zeta = 90 - \tan^{-1} \frac{-\sin(\phi + \delta) + \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}}{\cos(\phi + \delta)}$$

- ・粘性土の主働崩壊角

$$\zeta = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\Sigma \gamma h + 2Q}{2C}} \cdot \tan \theta$$

粘性土の常時の主働崩壊角 ( $\zeta$ ) は、 $\theta = 0^\circ$  のため、 $\zeta = 45^\circ$  となります。

ここで、

- ζ : 主働崩壊角 (度) (ただし、ζ ≥ 20.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan<sup>-1</sup> k、または、θ = tan<sup>-1</sup> k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- C : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

### 10-1-2 受働崩壊角

No	深 さ m	土質名	φ 度	δ 度	C kN/m <sup>2</sup>	Σ γ h kN/m <sup>2</sup>	γ whw kN/m <sup>2</sup>	k (k')	θ 度	ζ 度
1	3.81~ 2.60	砂質土	35.0	-15.00	—	—	—	—	—	20.00
2	2.60~ 1.50	砂質土	35.0	-15.00	—	—	—	—	—	20.00

- ・ 砂質土、中間土、割石の受働崩壊角

$$\zeta = 90 - \tan^{-1} \frac{\sin(\phi - \delta) + \sqrt{\frac{\cos(\delta - \theta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}}{\cos(\phi - \delta)}$$

- ・ 粘性土の受働崩壊角  
粘性土の受働崩壊角は、45度とする。

ここで、

- ζ : 受働崩壊角 (度) (ただし、砂質土はζ ≥ 20.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan<sup>-1</sup> k、または、θ = tan<sup>-1</sup> k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- C : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

### 10-1-3 設置位置の照査

主働崩壊線の始点をXY原点とし、各層の主働崩壊線が土層境界、水位面などと交差する座標を計算する。

主働崩壊線の始点深さ 8.50 m  
 タイロッドが水平となす角度 0.00000 度  
 タイロッド取付点の深さ (前面矢板) 1.50 m  
 タイロッド取付点の深さ (控え工) 1.50 m

タイロッド取付点から控え工崩壊面までの深さ  $l_{m1}/3 = 6.94/3 = 2.31$  m

No	深 さ (m)	高さ Y (m)	層厚 Z (m)	主働崩壊線			受働崩壊線		
				ζ a (度)	d X (m)	Σ X (m)	ζ p (度)	d X (m)	Σ X (m)
1	1.50~ 2.60	7.00	1.10	60.09	0.63	5.34	20.00	3.02	5.34
2	2.60~ 3.81	5.90	1.21	60.09	0.70	4.71	20.00	3.33	8.36
3	3.81~ 5.00	4.69	1.19	60.09	0.68	4.01	—	—	11.69
4	5.00~ 8.00	3.50	3.00	45.00	3.00	3.33	—	—	—
5	8.00~ 8.50	0.50	0.50	56.86	0.33	0.33	—	—	—
6	8.50	0.00	—	—	—	0.00	—	—	—

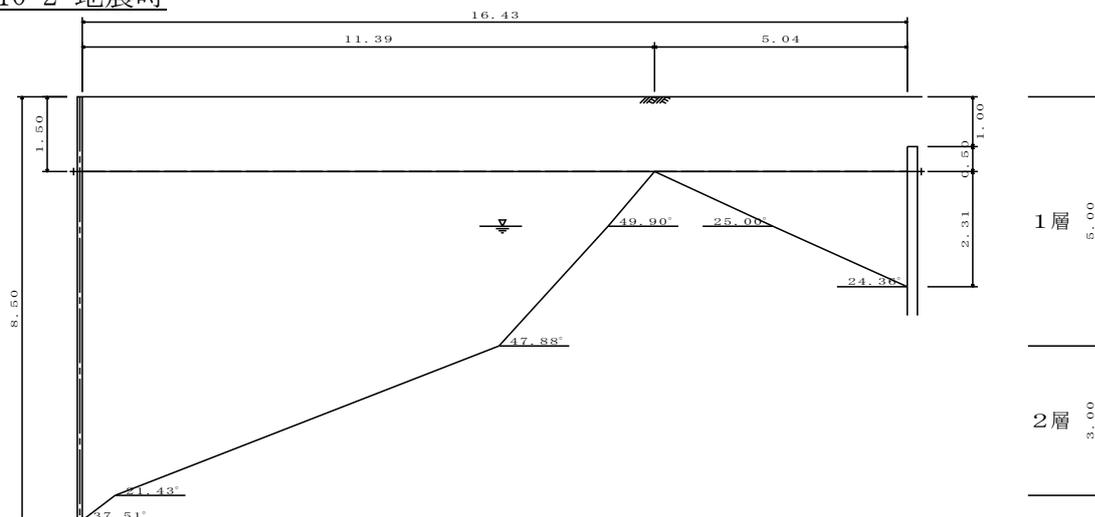
No	深 さ (m)	高さ Y (m)	層厚 Z (m)	主働崩壊線			受働崩壊線		
				$\zeta_a$ (度)	d X (m)	$\Sigma X$ (m)	$\zeta_p$ (度)	d X (m)	$\Sigma X$ (m)

d X : 各層の崩壊線の幅 ( $d X = Z \cdot \cot \zeta$ )

$\Sigma X$  : 前面矢板からの距離

上表より、控え工の設置位置は、 $d = 11.69$  m 以上必要。(常時)

## 10-2 地震時



### 10-2-1 主働崩壊角

No	深 さ m	土質名	$\phi$ 度	$\delta$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma whw$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	$\zeta$ 度
1	8.50~ 8.00	砂質土	30.0	15.00	—	—	59.00	0.304	16.92	37.51
2	8.00~ 5.00	粘性土	0.0	15.00	20.0	92.40	54.00	0.283	15.80	21.43
3	5.00~ 2.60	砂質土	35.0	15.00	—	—	24.00	0.234	13.16	47.88
4	2.60~ 1.50	砂質土	35.0	15.00	—	—	—	0.200	11.31	49.90

- ・砂質土、中間土、割石の主働崩壊角

$$\zeta = 90 - \tan^{-1} \frac{-\sin(\phi + \delta) + \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}}{\cos(\phi + \delta)}$$

- ・粘性土の主働崩壊角

$$\zeta = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{\Sigma \gamma h + 2Q}{2C}} \cdot \tan \theta$$

ここで、

- $\zeta$  : 主働崩壊角 (度) (ただし、 $\zeta \geq 20.00^\circ$ )
- $\phi$  : 内部摩擦角 (度)
- $\delta$  : 壁面摩擦角 (度)
- $\theta$  : 地震合成角 (度)
- $\theta = \tan^{-1} k$ 、または、 $\theta = \tan^{-1} k'$
- $\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) (水位以下では浮力を考慮)
- $h$  : 層厚 (m)
- $Q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $C$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

### 10-2-2 受働崩壊角

No	深 さ m	土質名	$\phi$ 度	$\delta$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma whw$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	$\zeta$ 度
1	3.81~ 2.60	砂質土	35.0	0.00	—	—	12.12	0.242	13.59	24.36
2	2.60~ 1.50	砂質土	35.0	0.00	—	—	—	0.200	11.31	25.00

・砂質土、中間土、割石の受働崩壊角

$$\zeta = 90 - \tan^{-1} \frac{\sin(\phi - \delta) + \sqrt{\frac{\cos(\delta - \theta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}}{\cos(\phi - \delta)}$$

・粘性土の受働崩壊角  
粘性土の受働崩壊角は、45度とする。

ここで、

- ζ : 受働崩壊角 (度) (ただし、砂質土はζ ≥ 20.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan<sup>-1</sup> k, または、θ = tan<sup>-1</sup> k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- C : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

### 10-2-3 設置位置の照査

主働崩壊線の始点をXY原点とし、各層の主働崩壊線が土層境界、水位面などと交差する座標を計算する。

- 主働崩壊線の始点深さ 8.50 m
- タイロッドが水平となす角度 0.00000 度
- タイロッド取付点の深さ (前面矢板) 1.50 m
- タイロッド取付点の深さ (控え工) 1.50 m

タイロッド取付点から控え工崩壊面までの深さ  $l_{m1}/3 = 6.94/3 = 2.31$  m

No	深 さ (m)	高さ Y (m)	層厚 Z (m)	主働崩壊線			受働崩壊線		
				ζ a (度)	d X (m)	Σ X (m)	ζ p (度)	d X (m)	Σ X (m)
1	1.50~ 2.60	7.00	1.10	49.90	0.93	11.39	25.00	2.36	11.39
2	2.60~ 3.81	5.90	1.21	47.88	1.10	10.47	24.36	2.68	13.75
3	3.81~ 5.00	4.69	1.19	47.88	1.07	9.37	—	—	16.43
4	5.00~ 8.00	3.50	3.00	21.43	7.64	8.30	—	—	—
5	8.00~ 8.50	0.50	0.50	37.51	0.65	0.65	—	—	—
6	8.50	0.00	—	—	—	0.00	—	—	—

d X : 各層の崩壊線の幅 (d X = Z · cot ζ)  
Σ X : 前面矢板からの距離

上表より、控え工の設置位置は、d = 16.43 m 以上必要。(地震時)

### 10-3 設置位置の決定

控え工の設置位置 (d) は、  
常時 d = 11.69 m 以上  
地震時 d = 16.43 m 以上

よって、d = 16.43 m 以上とする。

11 計算結果一覧表

前面矢板  $\phi 500 \times 9 (L65)$

			常時	地震時
断面二次モーメント	I (cm <sup>4</sup> )	74400		
断面係数	Z (cm <sup>3</sup> )	2970		
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)		336.96	460.78
応力度	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		146 (185)	200 (278)
根入れ長	D (m)		4.76	9.32
矢板全長	L (m)	18.00		

タイロッド  $\phi 50\text{mm}$

			常時	地震時	けん引時
張力	Tp (kN)		290.99	376.60	_____
応力度	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		175 (176)	227 (264)	_____

腹起し 2-[250x90x9x13]

			常時	地震時	けん引時
断面係数	Z (cm <sup>3</sup> )	668			_____
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)		58.20	75.32	_____
応力度	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		87 (140)	113 (210)	_____

控え矢板 U形鋼矢板 FSP-IV

			常時	地震時	けん引時
断面二次モーメント	I (cm <sup>4</sup> )	38600			
断面係数	Z (cm <sup>3</sup> )	2270			
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)		94.19	121.91	_____
応力度	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		60 (180)	78 (270)	_____
水平変位	$\delta$ (mm)		11.13 (50.00)	14.41 (75.00)	_____
根入れ長	D (m)		6.94	6.94	_____
全長	L (m)	7.50			

控え工設置位置

			常時	地震時
控え工設置位置	d (m)		11.69	16.43