

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1

[作成日] 2007/10/09

[タイトル] 港湾基準・控え矢板式係船岸

————— Copyright (c) K T S —————

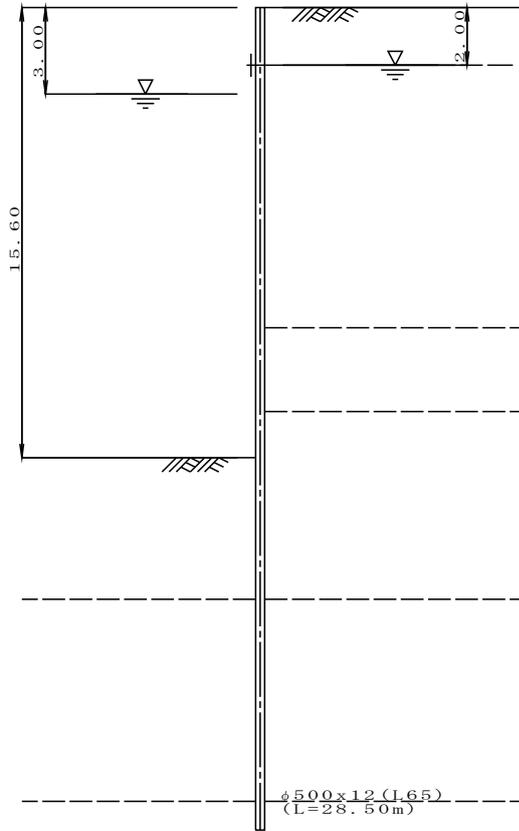
目次

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	上載荷重	4
1-5	土質定数	4
1-6	割石	4
1-7	矢板材料	4
1-8	タイロッド	5
1-9	腹起し	5
1-10	控え直杭	5
2	側圧の計算	6
2-1	常時	6
2-1-1	主働側の土質定数	6
2-1-2	受働側の土質定数	7
2-1-3	側圧強度	7
2-2	地震時	9
2-2-1	主働側の土質定数	9
2-2-2	受働側の土質定数	10
2-2-3	側圧強度	10
2-2-4	地震時の動水圧	11
3	根入れ長の計算	13
3-1	常時	13
3-1-1	主働土圧によるモーメント	13
3-1-2	残留水圧によるモーメント	14
3-1-3	受働土圧によるモーメント	14
3-1-4	根入れ長	15
3-2	地震時	16
3-2-1	主働土圧によるモーメント	16
3-2-2	残留水圧によるモーメント	17
3-2-3	受働土圧によるモーメント	17
3-2-4	地震時の動水圧によるモーメント	18
3-2-5	根入れ長	19
3-3	矢板全長	19
4	断面力の計算	20
4-1	常時	20
4-1-1	側圧	20
4-1-2	支点反力、最大曲げモーメントの計算	21
4-2	地震時	22
4-2-1	側圧	22
4-2-2	支点反力、最大曲げモーメントの計算	24
5	応力度の計算	25
5-1	常時	25
5-2	地震時	25
6	タイロッドの計算	26
6-1	タイロッド張力および必要径の計算	26
6-1-1	常時	26
6-1-2	地震時	26
6-2	応力度の計算	26
6-2-1	常時	26

6-2-2 地震時	26
7 腹起しの計算	27
7-1 最大曲げモーメントの計算	27
7-1-1 常時	27
7-1-2 地震時	27
7-2 応力度の計算	27
7-2-1 常時	27
7-2-2 地震時	27
8 控え直杭の計算	28
8-1 設計水平力	28
8-2 最大曲げモーメント、変位の計算（港研方式）	28
8-2-1 常時	28
8-2-2 地震時	28
8-3 応力度の計算	29
8-3-1 常時	29
8-3-2 地震時	29
8-4 根入れ長（港研方式）	29
8-4-1 常時	29
8-4-2 地震時	29
9 控え工の設置位置の計算	30
9-1 常時	30
9-1-1 主働崩壊角	30
9-1-2 受働崩壊角	31
9-1-3 設置位置の照査	31
9-2 地震時	32
9-2-1 主働崩壊角	32
9-2-2 受働崩壊角	32
9-2-3 設置位置の照査	33
9-3 設置位置の決定	33
10 計算結果一覧表	34

1 設計条件

1-1 構造図



深度 (m)	土質名	γ (kN/m ³)	ϕ (度)	C (kN/m ²)	N値					
					0	10	20	30	40	50
0.00	砂質土	18.0	40.0	0.0	0	0	0	0	0	0
11.10	砂質土	18.0	34.0	0.0	0	0	0	0	0	0
14.00	砂質土	18.0	38.0	0.0	0	0	0	0	0	0
20.50	粘性土	14.3	0.0	60.0	0	0	0	0	0	0
27.50	粘性土	15.7	0.0	150.0	0	0	0	0	0	0

1-2 構造寸法

設計面	H = 15.60 m
突出長	H ₀ = 0.00 m
矢板天端位置	H _{1t} = 0.00 m
内水位	L _{wa} = 2.00 m (常時)
	L _{wa'} = 2.00 m (地震時)
外水位	L _{wp} = 3.00 m (常時)
	L _{wp'} = 3.00 m (地震時)

タイロッド設置位置	H _t = 2.00 m
タイロッド水平間隔	l = 2.36 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 $\gamma_w = 10.1 \text{ kN/m}^3$

水圧タイプ 台形水圧

側圧強度 自動計算する

側圧計算式 港湾 (平成11年)

検討ケース
■ 常時
■ 地震時

設計震度 (空気中) $k = 0.190$
(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 分布荷重として考慮する
分割ピッチ 1.00 m
設計震度 $k_{hs} = 0.190$

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 $\zeta_0 = 10$ 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)

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 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

$$Q_a = 30.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (常時)}$$

$$Q_a' = 15.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (地震時)}$$

受働側の上載荷重

$$Q_p = 0.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (常時)}$$

$$Q_p' = 0.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (地震時)}$$

1-5 土質定数

土質定数

No	深度 m	土質	N値	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	a	k'	ζ (度)	
										常時	地震時
1	11.10	S	5.0	18.00	10.00	40.0	0.0	0.0	自動	自動	自動
2	14.00	S	6.0	18.00	10.00	34.0	0.0	0.0	自動	自動	自動
3	20.50	S	21.0	18.00	10.00	38.0	0.0	0.0	自動	自動	自動
4	27.50	C	3.0	14.30	6.30	0.0	60.0	0.0	自動	自動	自動
5	40.00	C	40.0	15.70	7.70	0.0	150.0	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
 γ ：土の湿潤単位体積重量
 γ' ：土の水中単位体積重量
 ϕ ：土の内部摩擦角

C_o：土の粘着力
 a：土の粘着力の傾き
 k'：設計震度(水中)
 ζ ：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°	-15.00°

1-6 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

1-7 矢板材料

材料名 $\phi 500 \times 12$ (L65)
 外径×厚さ $\phi 500.0 \times t 12 \text{ mm}$
 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 $I_0 = 97400 \text{ cm}^4$ (腐食前)
 断面係数 $Z_0 = 3890 \text{ cm}^3$ (腐食前)

錆代 $t_c = 2.00 \text{ mm}$
 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

1-8 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)

1-9 腹起し

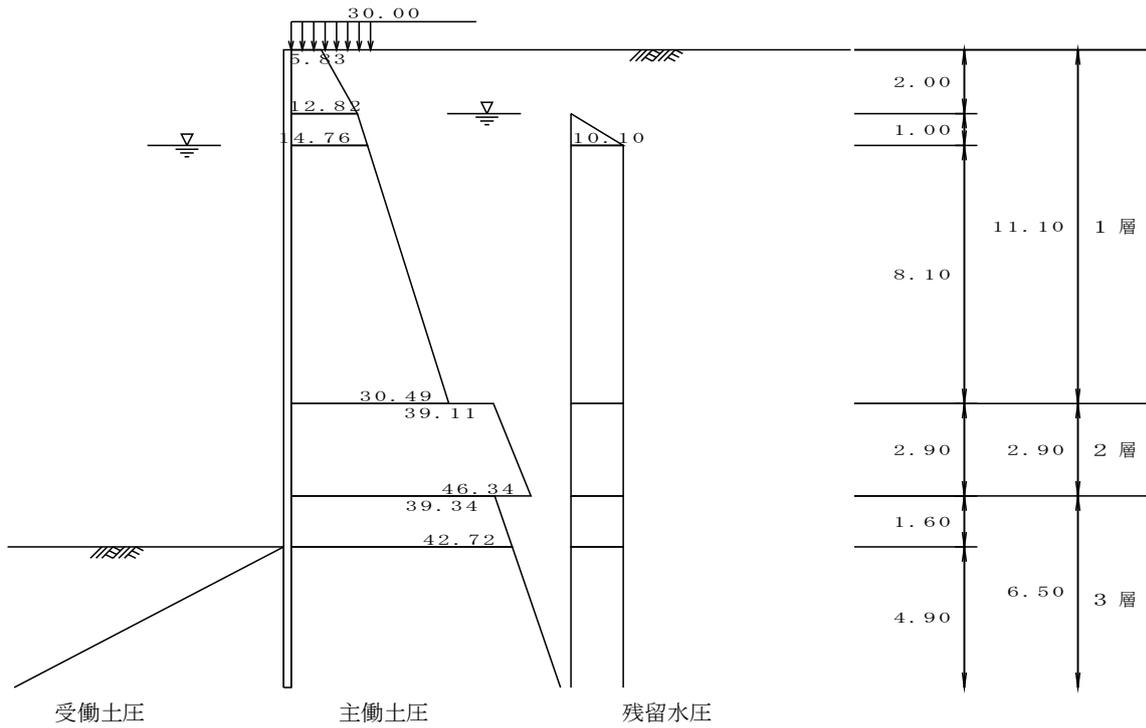
材料名	2-[380x100x10.5x16
断面係数	1526 cm ³
腐食	考慮しない
許容応力度	$\sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$ (常時) $\sigma_a' = 210 \text{ N/mm}^2$ (地震時)

1-10 控え直杭

計算方法	港研方式
地盤種別	C型地盤とし、 $k_c = 2000 \text{ kN/m}^2 \cdot 5$ (N値=10.00)
控え工天端高さ	0.00 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 外径×厚さ	$\phi 500 \times 14$ $\phi 500.0 \times t 14 \text{ mm}$
ヤング率	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$
断面二次モーメント	$I_0 = 63200 \text{ cm}^4$ (腐食前)
断面係数	$Z_0 = 2530 \text{ cm}^3$ (腐食前)
錆代	$t_c = 2.00 \text{ mm}$
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)
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	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 側圧の計算

2-1 常時



2-1-1 主働側の土質定数

	深 さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Qa$ kN/m ²	Ka	Ka $\times \cos \delta$
1	0.00~ 2.00	砂質土	18.0	40.0	— —	30.000 66.000	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
2	2.00~ 3.00	砂質土	10.0	40.0	— —	66.000 76.000	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
3	3.00~ 11.10	砂質土	10.0	40.0	— —	76.000 157.000	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
4	11.10~ 14.00	砂質土	10.0	34.0	— —	157.000 186.000	0.25791 0.25791	0.24912 0.24912
5	14.00~ 15.60	砂質土	10.0	38.0	— —	186.000 202.000	0.21896 0.21896	0.21150 0.21150
6	15.60~ 20.50	砂質土	10.0	38.0	— —	202.000 251.000	0.21896 0.21896	0.21150 0.21150
7	20.50~ 27.50	粘性土	6.3	—	60.0 60.0	251.000 295.100	— —	— —
8	27.50~ 28.14	粘性土	7.7	—	150.0 150.0	295.100 300.000	— —	— —
9	28.14~ 40.00	粘性土	7.7	—	150.0 150.0	300.000 391.350	— —	— —

- ・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

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

2-1-2 受働側の土質定数

No	深 さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m ²	Kp	Kp $\times \cos \delta$
6	15.60~ 20.50	砂質土	10.0	38.0	— —	0.000 49.000	7.83013 7.83013	7.56332 7.56332
7	20.50~ 27.50	粘性土	6.3	0.0	60.0 60.0	49.000 93.100	— —	— —
8	27.50~ 28.14	粘性土	7.7	0.0	150.0 150.0	93.100 98.000	— —	— —
9	28.14~ 40.00	粘性土	7.7	0.0	150.0 150.0	98.000 189.350	— —	— —

- ・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

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

2-1-3 側圧強度

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		Pa kN/m ²	Pw kN/m ²	Pp kN/m ²
1	0.00~ 2.00	5.83 12.82	— —	— —
2	2.00~ 3.00	12.82 14.76	0.00 10.10	— —
3	3.00~ 11.10	14.76 30.49	10.10 10.10	— —
4	11.10~ 14.00	39.11 46.34	10.10 10.10	— —
5	14.00~ 15.60	39.34 42.72	10.10 10.10	— —
6	15.60~ 20.50	42.72 53.09	10.10 10.10	0.00 370.60
7	20.50~ 27.50	131.00 175.10	10.10 10.10	169.00 213.10
8	27.50~ 28.14	0.00 0.00	10.10 10.10	393.10 398.00

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		P _a kN/m ²	P _w kN/m ²	P _p kN/m ²
9	28.14~ 40.00	0.00 91.35	10.10 10.10	398.00 489.35

・主働土圧の算定式

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

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

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

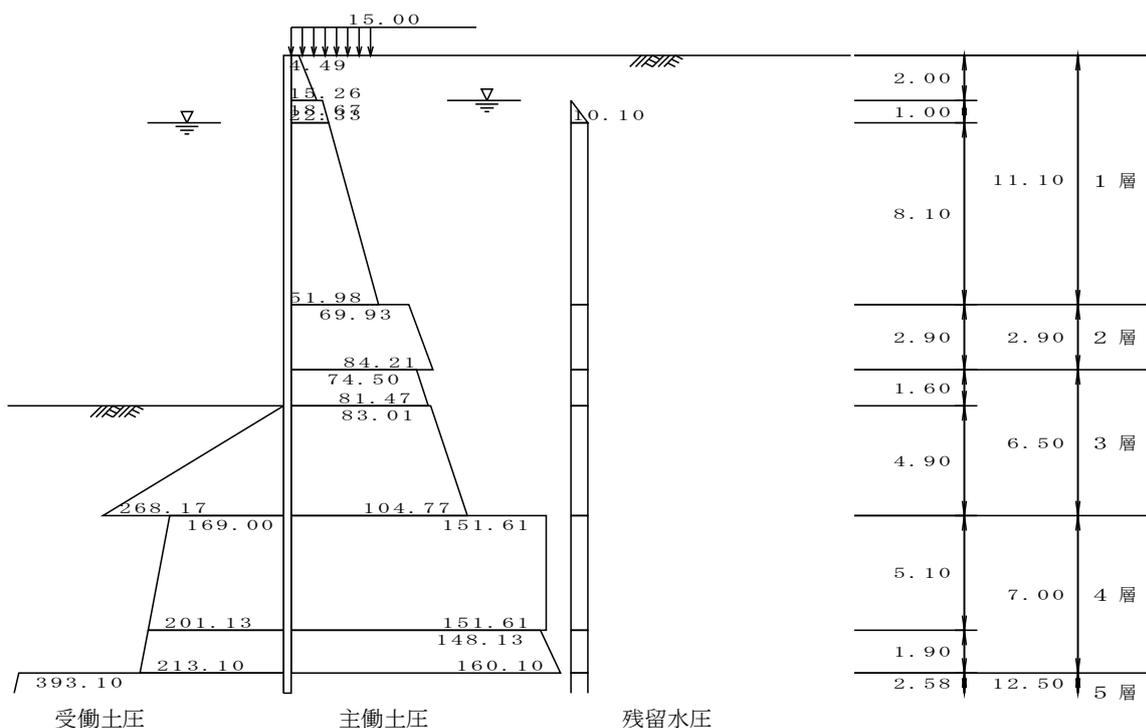
・受働土圧の算定式

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

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

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

2-2 地震時



2-2-1 主働側の土質定数

No	深 さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q$ kN/m ²	$\gamma_w h_w$ kN/m ²	k (k')	θ 度	Ka	Ka $\times \cos \delta$	ζ 度
1	0.00~ 2.00	砂質土	18.0	40.0	—	15.00	0.00	0.190	10.76	0.30982	0.29926	—
			—		51.00	0.00	0.190	10.76	0.30982	0.29926	—	
2	2.00~ 3.00	砂質土	10.0	40.0	—	51.00	0.00	0.280	15.67	0.37898	0.36607	—
			—		61.00	10.10	0.280	15.67	0.37898	0.36607	—	
3	3.00~ 11.10	砂質土	10.0	40.0	—	61.00	10.10	0.280	15.67	0.37898	0.36607	—
			—		142.00	91.91	0.280	15.67	0.37898	0.36607	—	
4	11.10~ 14.00	砂質土	10.0	34.0	—	142.00	91.91	0.319	17.71	0.50981	0.49244	—
			—		171.00	121.20	0.319	17.71	0.50981	0.49244	—	
5	14.00~ 15.60	砂質土	10.0	38.0	—	171.00	121.20	0.327	18.12	0.45105	0.43568	—
			—		187.00	137.36	0.327	18.12	0.45105	0.43568	—	
6	15.60~ 20.50	砂質土	10.0	38.0	—	187.00	137.36	0.336	18.55	0.45959	0.44393	—
			—		236.00	186.85	0.336	18.55	0.45959	0.44393	—	
7	20.50~ 25.60	粘性土	6.3	—	60.0	236.00	186.85	0.354	19.47	—	—	33.41
			—		268.13	238.36	0.354	19.47	—	—	—	
8	25.60~ 27.50	粘性土	6.3	—	60.0	268.13	238.36	0.354	19.47	—	—	45.00
			—		280.10	257.55	0.354	19.47	—	—	45.00	
9	27.50~ 30.08	粘性土	7.7	—	150.0	280.10	257.55	0.376	20.59	—	—	45.00
			—		300.00	—	—	—	—	—	—	
10	30.08~ 40.00	粘性土	7.7	—	150.0	300.00	—	—	—	—	—	—
			—		376.35	383.80	0.376	20.59	—	—	45.00	

- ・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 (ζ)

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

- ・粘性土の地震時の土圧を算出する場合、設計面下10m以下においては震度を0とする。
震度を0とした場合は、 $\theta = 0^\circ$ 、 $\zeta = 45^\circ$ となる。

2-2-2 受働側の土質定数

No	深さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m ²	$\gamma_w h_w$ kN/m ²	k (k')	θ 度	K_p	$K_p \times \cos \delta$
6	15.60~ 20.50	砂質土	10.00	38.0	———— ————	0.000	0.00	0.382	20.90	5.66597	5.47290
						49.000	49.49	0.382	20.90	5.66597	5.47290
7	20.50~ 25.60	粘性土	6.30	0.0	60.0	49.000	49.49	0.417	22.63	————	————
					60.0	81.130	101.00	0.417	22.63	————	————
8	25.60~ 27.50	粘性土	6.30	0.0	60.0	81.130	101.00	0.417	22.63	————	————
					60.0	93.100	120.19	0.417	22.63	————	————
9	27.50~ 30.08	粘性土	7.70	0.0	150.0	93.100	120.19	0.437	23.59	————	————
					150.0	113.000	————	————	————	————	
10	30.08~ 40.00	粘性土	7.70	0.0	150.0	113.000	————	————	————	————	————
					150.0	189.350	246.44	0.437	23.59	————	————

- ・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
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 P _w kN/m ²	受働側
		P _a kN/m ²		P _p kN/m ²
1	0.00~ 2.00	4.49	———— ————	————
		15.26		————
2	2.00~ 3.00	18.67	0.00 10.10	————
		22.33		————
3	3.00~ 11.10	22.33	10.10 10.10	————
		51.98		————

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		P _a kN/m ²	P _w kN/m ²	P _p kN/m ²
4	11.10～ 14.00	69.93	10.10	————
		84.21	10.10	————
5	14.00～ 15.60	74.50	10.10	————
		81.47	10.10	————
6	15.60～ 20.50	83.01	10.10	0.00
		104.77	10.10	268.17
7	20.50～ 25.60	151.61	10.10	169.00
		151.61	10.10	201.13
8	25.60～ 27.50	148.13	10.10	201.13
		160.10	10.10	213.10
9	27.50～ 30.08	0.00	10.10	393.10
		0.00	10.10	413.00
10	30.08～ 40.00	0.00	10.10	413.00
		76.35	10.10	489.35

・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

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

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

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

2-2-4 地震時の動水圧

No	深さ Z m	水位 y m	p _{dw} kN/m ²
1	3.00	0.00	0.00
2	4.00	1.00	5.96
3	5.00	2.00	8.43
4	6.00	3.00	10.32
5	7.00	4.00	11.92
6	8.00	5.00	13.33
7	9.00	6.00	14.60
8	10.00	7.00	15.77
9	11.00	8.00	16.86
10	12.00	9.00	17.88
11	13.00	10.00	18.85
12	14.00	11.00	19.77

No	深さ Z m	水位 y m	p _{dw} kN/m ²
13	15.00	12.00	20.65
14	15.60	12.60	21.16

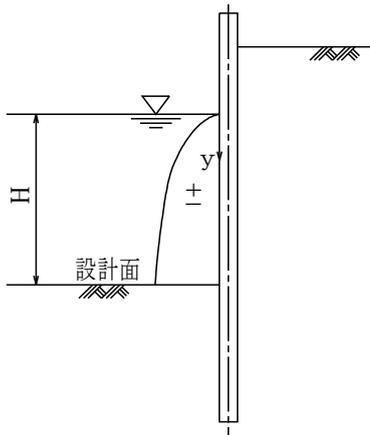
$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k_{hs} \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot y}$$

k_{hs} : 動水圧を算出する設計震度

γ_w : 水の単位体積重量

H : 水深

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ



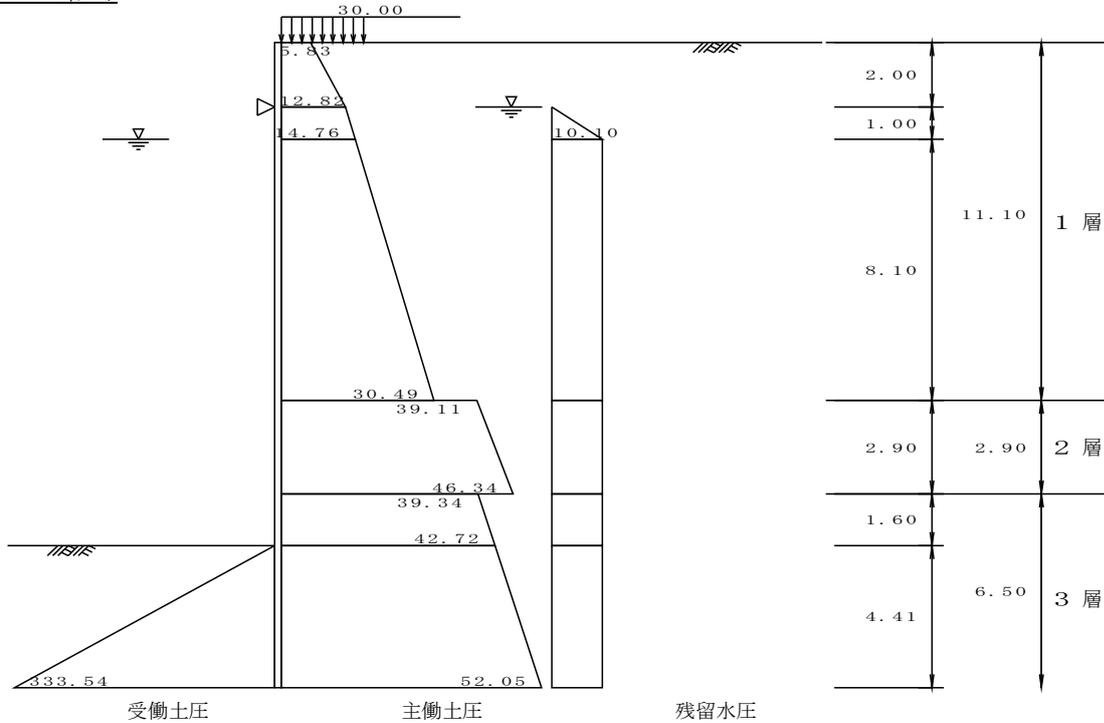
3 根入れ長の計算

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、

- ΣM_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
- ΣM_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
- ΣM_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
- ΣM_{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)

3-1 常時



設計面からの根入れ長を、4.41 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。

3-1-1 主働土圧によるモーメント

No	土質名	深さ m	Pa kN/m ²	Sa kN/m	Y m	Ma kN・m/m
1	砂質土	0.00~	5.83	5.83	-1.33	-7.77
		2.00	12.82	12.82	-0.67	-8.54
2	砂質土	2.00~	12.82	6.41	0.33	2.14
		3.00	14.76	7.38	0.67	4.92
3	砂質土	3.00~	14.76	59.77	3.70	221.17
		11.10	30.49	123.48	6.40	790.28
4	砂質土	11.10~	39.11	56.71	10.07	570.91
		14.00	46.34	67.19	11.03	741.31
5	砂質土	14.00~	39.34	31.47	12.53	394.44
		15.60	42.72	34.18	13.07	446.60
6	砂質土	15.60~	42.72	94.21	15.07	1419.68
		20.01	52.05	114.77	16.54	1898.33
主働土圧によるモーメントの合計					$\Sigma M_a =$	6473.46

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 ($M_a = S_a \times Y$)

3-1-2 残留水圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P_w kN/m ²	S_w kN/m	Y m	M_w kN・m/m
1		0.00~ 2.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
2	砂質土	2.00~ 3.00	0.00 10.10	0.00 5.05	0.33 0.67	0.00 3.37
3	砂質土	3.00~ 11.10	10.10 10.10	40.91 40.91	3.70 6.40	151.35 261.79
4	砂質土	11.10~ 14.00	10.10 10.10	14.65 14.65	10.07 11.03	147.43 161.58
5	砂質土	14.00~ 15.60	10.10 10.10	8.08 8.08	12.53 13.07	101.27 105.58
6	砂質土	15.60~ 20.01	10.10 10.10	22.27 22.27	15.07 16.54	335.62 368.36
残留水圧によるモーメントの合計					$\Sigma M_w =$	1636.34

P_w : 残留水圧強度
 S_w : 残留水圧による水平力 ($S_w = P_w \times \text{層厚} / 2$)
 Y : タイロッド取付点からのアーム長
 M_w : 残留水圧によるモーメント ($M_w = S_w \times Y$)

3-1-3 受働土圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P_p kN/m ²	S_p kN/m	Y m	M_p kN・m/m
1		0.00~ 2.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
2		2.00~ 3.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
3		3.00~ 11.10	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
4		11.10~ 14.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
5		14.00~ 15.60	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
6	砂質土	15.60~ 20.01	0.00 333.54	0.00 735.47	15.07 16.54	0.00 12164.70
受働土圧によるモーメントの合計					$\Sigma M_p =$	12164.70

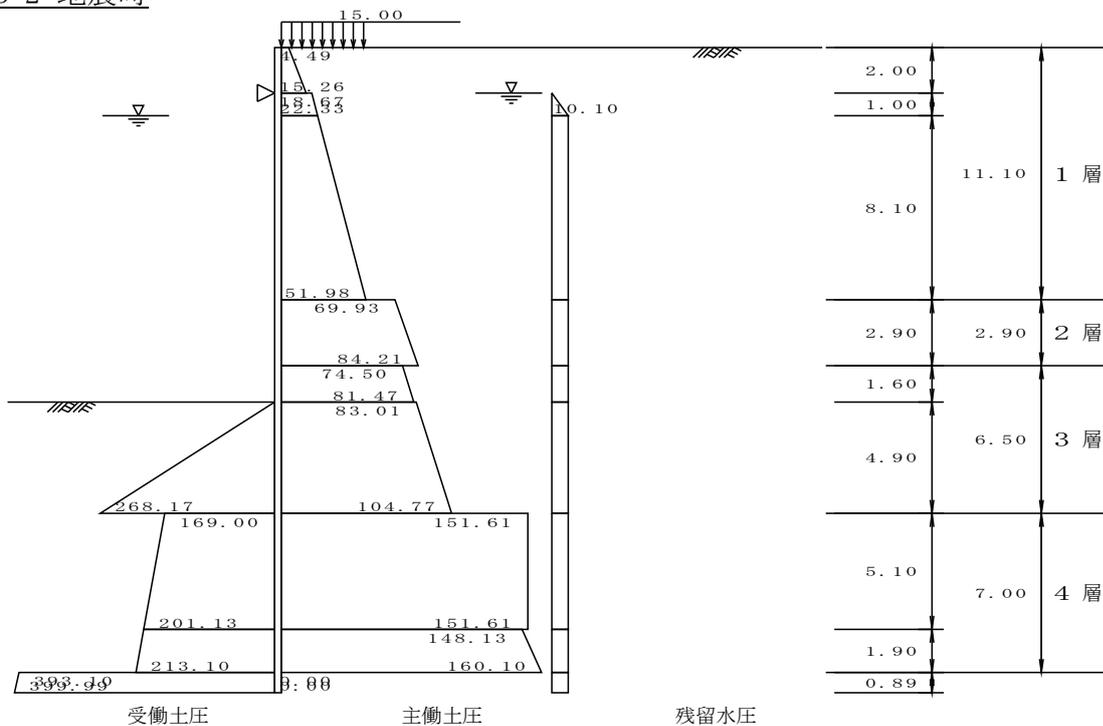
P_p : 受働土圧強度
 S_p : 受働土圧による水平力 ($S_p = P_p \times \text{層厚} / 2$)
 Y : タイロッド取付点からのアーム長
 M_p : 受働土圧によるモーメント ($M_p = S_p \times Y$)

3-1-4 根入れ長

$$F_s \times (\sum M_a + \sum M_w) - \sum M_p = 1.50 \times (6473.46 + 1636.34) - 12164.70 = 0$$

よって、設計面からの根入れ長 (D) は、
根入れ長 $D = 4.41 \text{ m}$

3-2 地震時



設計面からの根入れ長を、12.80 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。

3-2-1 主働土圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P_a kN/m ²	S_a kN/m	Y m	M_a kN・m/m
1	砂質土	0.00~ 2.00	4.49 15.26	4.49 15.26	-1.33 -0.67	-5.99 -10.17
2	砂質土	2.00~ 3.00	18.67 22.33	9.33 11.17	0.33 0.67	3.11 7.44
3	砂質土	3.00~ 11.10	22.33 51.98	90.44 210.52	3.70 6.40	334.61 1347.36
4	砂質土	11.10~ 14.00	69.93 84.21	101.39 122.10	10.07 11.03	1020.70 1347.18
5	砂質土	14.00~ 15.60	74.50 81.47	59.60 65.18	12.53 13.07	747.00 851.65
6	砂質土	15.60~ 20.50	83.01 104.77	203.39 256.68	15.23 16.87	3098.26 4329.34
7	粘性土	20.50~ 25.60	151.61 151.61	386.61 386.61	20.20 21.90	7809.62 8466.87
8	粘性土	25.60~ 27.50	148.13 160.10	140.72 152.09	24.23 24.87	3410.20 3782.09
9	粘性土	27.50~ 28.40	0.00 0.00	0.00 0.00	25.80 26.10	0.00 0.00
主働土圧によるモーメントの合計					$\Sigma M_a =$	36539.28

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 ($M_a = S_a \times Y$)

3-2-2 残留水圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P _w kN/m ²	S _w kN/m	Y m	M _w kN・m/m
1		0.00～ 2.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
2	砂質土	2.00～ 3.00	0.00 10.10	0.00 5.05	0.33 0.67	0.00 3.37
3	砂質土	3.00～ 11.10	10.10 10.10	40.91 40.91	3.70 6.40	151.35 261.79
4	砂質土	11.10～ 14.00	10.10 10.10	14.65 14.65	10.07 11.03	147.43 161.58
5	砂質土	14.00～ 15.60	10.10 10.10	8.08 8.08	12.53 13.07	101.27 105.58
6	砂質土	15.60～ 20.50	10.10 10.10	24.75 24.75	15.23 16.87	376.95 417.37
7	粘性土	20.50～ 25.60	10.10 10.10	25.76 25.76	20.20 21.90	520.25 564.03
8	粘性土	25.60～ 27.50	10.10 10.10	9.60 9.60	24.23 24.87	232.52 238.60
9	粘性土	27.50～ 28.40	10.10 10.10	4.52 4.52	25.80 26.10	116.56 117.91
残留水圧によるモーメントの合計					ΣM _w =	3516.55

P_w : 残留水圧強度

S_w : 残留水圧による水平力 (S_w = P_w × 層厚 / 2)

Y : タイロッド取付点からのアーム長

M_w : 残留水圧によるモーメント (M_w = S_w × Y)

3-2-3 受働土圧によるモーメント

No	土質名	深 さ m	P _p kN/m ²	S _p kN/m	Y m	M _p kN・m/m
1		0.00～ 2.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
2		2.00～ 3.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
3		3.00～ 11.10	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
4		11.10～ 14.00	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
5		14.00～ 15.60	———— ————	———— ————	———— ————	———— ————
6	砂質土	15.60～ 20.50	0.00 268.17	0.00 657.02	15.23 16.87	0.00 11081.77
7	粘性土	20.50～ 25.60	169.00 201.13	430.95 512.88	20.20 21.90	8705.19 11232.11

No	土質名	深 さ m	P _p kN/m ²	S _p kN/m	Y m	M _p kN・m/m
8	粘性土	25.60～ 27.50	201.13 213.10	191.07 202.44	24.23 24.87	4630.35 5034.13
9	粘性土	27.50～ 28.40	393.10 399.99	175.85 178.94	25.80 26.10	4536.74 4669.61
受働土圧によるモーメントの合計					ΣM _p =	49889.90

P_p : 受働土圧強度

S_p : 受働土圧による水平力 (S_p = P_p × 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 × Y)

3-2-4 地震時の動水圧によるモーメント

No	深 さ m	p _{dw} kN/m ²	P _{dw} kN/m	Y m	M _{dw} kN・m/m	
1	3.00～ 4.00	0.00 5.96	0.00 2.98	1.33 1.67	0.00 4.97	
2	4.00～ 5.00	5.96 8.43	2.98 4.22	2.33 2.67	6.95 11.24	
3	5.00～ 6.00	8.43 10.32	4.22 5.16	3.33 3.67	14.05 18.93	
4	6.00～ 7.00	10.32 11.92	5.16 5.96	4.33 4.67	22.37 27.82	
5	7.00～ 8.00	11.92 13.33	5.96 6.66	5.33 5.67	31.79 37.76	
6	8.00～ 9.00	13.33 14.60	6.66 7.30	6.33 6.67	42.20 48.67	
7	9.00～ 10.00	14.60 15.77	7.30 7.89	7.33 7.67	53.53 60.45	
8	10.00～ 11.00	15.77 16.86	7.89 8.43	8.33 8.67	65.71 73.05	
9	11.00～ 12.00	16.86 17.88	8.43 8.94	9.33 9.67	78.67 86.42	
10	12.00～ 13.00	17.88 18.85	8.94 9.42	10.33 10.67	92.39 100.52	
11	13.00～ 14.00	18.85 19.77	9.42 9.88	11.33 11.67	106.81 115.31	
12	14.00～ 15.00	19.77 20.65	9.88 10.32	12.33 12.67	121.90 130.77	
13	15.00～ 15.60	20.65 21.16	6.19 6.35	13.20 13.40	81.76 85.05	
動水圧によるモーメントの合計					ΣM _{dw} =	1519.08

p_{dw} : 動水圧

S_{dw} : 動水圧による水平力 (S_{dw} = p_{dw} × 層厚 / 2)

Y : タイロッド取付点からのアーム長

M_{dw} : 動水圧によるモーメント (M_{dw} = S_{dw} × Y)

3-2-5 根入れ長

$F_s \times (\sum M_a + \sum M_w + \sum M_{dw}) - \sum M_p = 1.20 \times (36539.28 + 3516.55 + 1519.08) - 49889.90 = 0$
よって、設計面からの根入れ長 (D) は、
根入れ長 D = 12.80 m

3-3 矢板全長

矢板の根入れ長 (D) は、

常時 D = 4.41 m

地震時 D = 12.80 m

設計面=15.60 m、矢板天端位置=0.00 mである事から、矢板全長 (L) は、

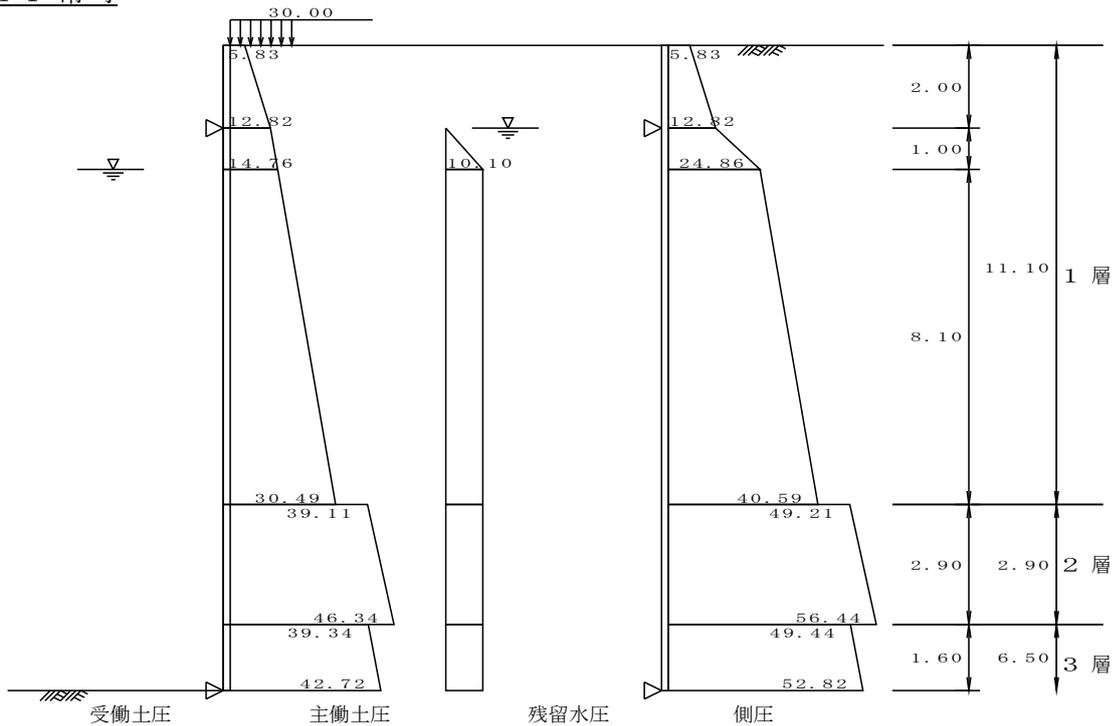
$L = (15.60 - 0.00) + 12.80 = 28.40 \text{ m}$

よって、長さの丸め値 0.50 mより、矢板全長は、28.50 mとする。

4 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。

4-1 常時



4-1-1 側圧

No	土質名	深 さ m	P_a kN/m ²	P_w kN/m ²	P_p kN/m ²	P_s kN/m ²	S kN/m	Y m	M kN・m/m
1	砂質土	0.00~ 2.00	5.83	—————	—————	5.83	5.83	-1.33	-7.77
			12.82			12.82	-0.67	-8.54	
2	砂質土	2.00~ 3.00	12.82	0.00	—————	12.82	6.41	0.33	2.14
			14.76	10.10		24.86	12.43	0.67	8.29
3	砂質土	3.00~ 11.10	14.76	10.10	—————	24.86	100.68	3.70	372.51
			30.49	10.10		40.59	164.39	6.40	1052.08
4	砂質土	11.10~ 14.00	39.11	10.10	—————	49.21	71.36	10.07	718.33
			46.34	10.10		56.44	81.83	11.03	902.89
5	砂質土	14.00~ 15.60	39.34	10.10	—————	49.44	39.55	12.53	495.71
			42.72	10.10		52.82	42.26	13.07	552.18
$\Sigma S =$							537.55	$\Sigma M =$	4087.82

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 ($M = S \times Y$)

4-1-2 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

$$R_b = \frac{\Sigma M}{\text{スパン長}} = \frac{4087.82}{13.600} = 300.58 \text{ kN}$$

タイロッド取付点の反力 R_a

$$R_a = \Sigma S - R_b = 537.55 - 300.58 = 236.97 \text{ kN}$$

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}'

$$M_{\max}' = -16.31 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

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、
 $3.000 \leq 3.000+X \leq 11.100 \text{ m}$ の範囲に生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_x = -0.324X^3 - 12.430X^2 + 199.493X + 193.602$$

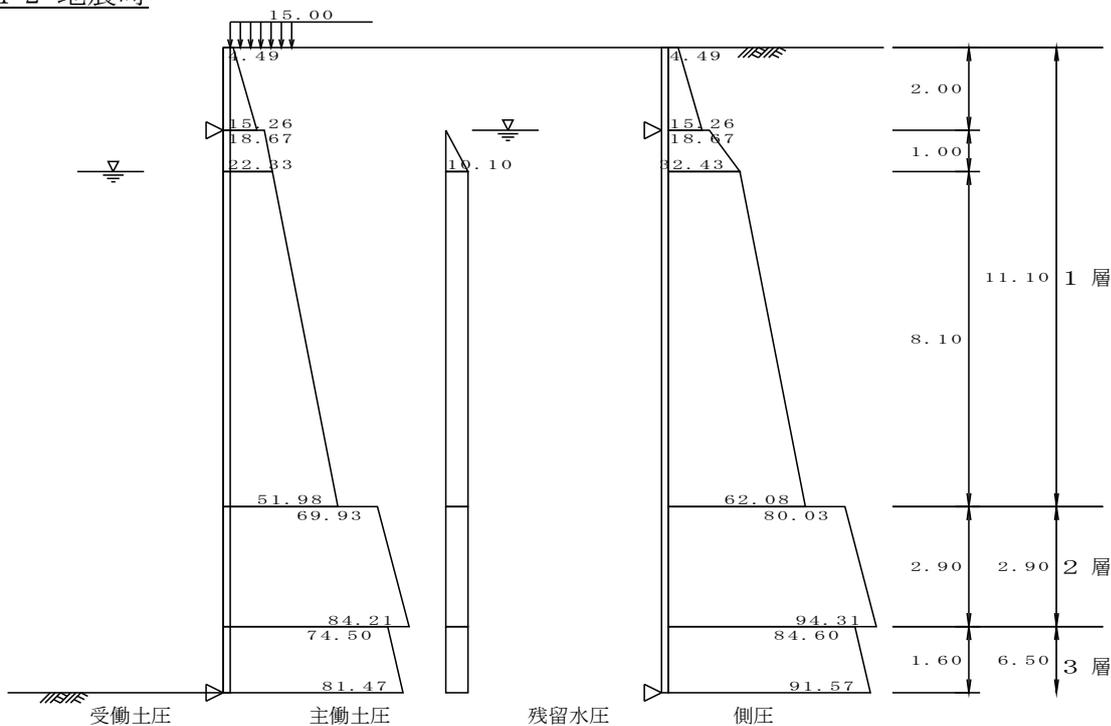
$$\frac{dM_x}{dX} = -0.971X^2 - 24.859X + 199.493$$

$$\frac{dM_x}{dX} = 0 \text{ を解くと、} X = 6.417 \text{ m}$$

よって、最大曲げモーメントを生じる深さは、 $3.000+6.417=9.417 \text{ m}$ で、
その時の曲げモーメント (M_{\max}) は、

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -0.324 \times 6.417^3 - 12.430 \times 6.417^2 + 199.493 \times 6.417 + 193.602 \\ &= 876.40 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

4-2 地震時



4-2-1 側圧

No	土質名	深さ m	P_a kN/m ²	P_w kN/m ²	P_p kN/m ²	P_s kN/m ²	S kN/m	Y m	M kN·m/m
1	砂質土	0.00~ 2.00	4.49 15.26	—— ——	—— ——	4.49 15.26	4.49 15.26	-1.33 -0.67	-5.99 -10.17
2	砂質土	2.00~ 3.00	18.67 22.33	0.00 10.10	—— ——	18.67 32.43	9.33 16.22	0.33 0.67	3.11 10.81
3	砂質土	3.00~ 11.10	22.33 51.98	10.10 10.10	—— ——	32.43 62.08	131.34 251.43	3.70 6.40	485.96 1609.15
4	砂質土	11.10~ 14.00	69.93 84.21	10.10 10.10	—— ——	80.03 94.31	116.04 136.75	10.07 11.03	1168.12 1508.77
5	砂質土	14.00~ 15.60	74.50 81.47	10.10 10.10	—— ——	84.60 91.57	67.68 73.26	12.53 13.07	848.27 957.23
$\Sigma S = 821.79$								$\Sigma M = 6575.26$	

- 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 ($M = S \times Y$)

地震時の動水圧によるモーメント

No	深さ m	p_{dw} kN/m ²	P_{dw} kN/m	Y m	M_{dw} kN·m/m
1	3.00~ 4.00	0.00 5.96	0.00 2.98	1.33 1.67	0.00 4.97

No	深 さ m	p _{dw} kN/m ²	P _{dw} kN/m	Y m	M _{dw} kN・m/m
2	4.00～ 5.00	5.96 8.43	2.98 4.22	2.33 2.67	6.95 11.24
3	5.00～ 6.00	8.43 10.32	4.22 5.16	3.33 3.67	14.05 18.93
4	6.00～ 7.00	10.32 11.92	5.16 5.96	4.33 4.67	22.37 27.82
5	7.00～ 8.00	11.92 13.33	5.96 6.66	5.33 5.67	31.79 37.76
6	8.00～ 9.00	13.33 14.60	6.66 7.30	6.33 6.67	42.20 48.67
7	9.00～ 10.00	14.60 15.77	7.30 7.89	7.33 7.67	53.53 60.45
8	10.00～ 11.00	15.77 16.86	7.89 8.43	8.33 8.67	65.71 73.05
9	11.00～ 12.00	16.86 17.88	8.43 8.94	9.33 9.67	78.67 86.42
10	12.00～ 13.00	17.88 18.85	8.94 9.42	10.33 10.67	92.39 100.52
11	13.00～ 14.00	18.85 19.77	9.42 9.88	11.33 11.67	106.81 115.31
12	14.00～ 15.00	19.77 20.65	9.88 10.32	12.33 12.67	121.90 130.77
13	15.00～ 15.60	20.65 21.16	6.19 6.35	13.20 13.40	81.76 85.05
		Σ P _{dw} =	176.55	Σ M _{dw} =	1519.08

p_{dw} : 動水圧

S_{dw} : 動水圧による水平力 (S_{dw} = p_{dw} × 層厚 / 2)

Y : タイロッド取付点からのアーム長

M_{dw} : 動水圧によるモーメント (M_{dw} = S_{dw} × Y)

よって、

$$\Sigma S = 821.80 + 176.55 = 998.35$$

$$\Sigma M = 6575.26 + (1519.08) = 8094.34$$

4-2-2 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

$$R_b = \frac{\Sigma M}{\text{スパン長}} = \frac{8094.34}{13.600} = 595.17 \text{ kN}$$

タイロッド取付点の反力 R_a

$$R_a = \Sigma S - R_b = 998.35 - 595.17 = 403.17 \text{ kN}$$

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}'

$$M_{\max}' = -16.16 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

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、
 $9.000 \leq 9.000+X \leq 10.000 \text{ m}$ の範囲に生じる曲げモーメントは次式で表される。

$$M_x = -0.805 X^3 - 34.497 X^2 + 40.140 X + 1653.25$$

$$\frac{d M_x}{d x} = -2.415 X^2 - 68.994 X + 40.140$$

$$\frac{d M_x}{d x} = 0 \text{ を解くと、} X = 0.570 \text{ m}$$

よって、最大曲げモーメントを生じる深さは、 $9.000 + 0.570 = 9.570 \text{ m}$ で、
その時の曲げモーメント (M_{\max}) は、

$$\begin{aligned} M_{\max} &= -0.805 \times 0.570^3 - 34.497 \times 0.570^2 + 40.140 \times 0.570 + 1653.25 \\ &= 1664.78 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

5 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 500x12 (L65)
錆代	$t_c = 2.00$ mm
継手効率	$\mu = 1.00$
断面係数	$Z_0 = 3890$ cm ³ (低減前)
	$Z = 3230$ cm ³ (錆代、継手による低減後)

5-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{876.40 \times 10^6}{3230 \times 10^3} = 271 \text{ N/mm}^2 > \sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

5-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{1664.78 \times 10^6}{3230 \times 10^3} = 515 \text{ N/mm}^2 > \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

6 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。

$$\begin{aligned} \text{タイロッドの水平間隔} & l = 2.36 \quad \text{m} \\ \text{タイロッドが水平となす角度} & \theta = 0.00000 \quad \text{度} \\ \text{タイロッド表面の錆代} & t_c = 2.00 \quad \text{mm} \\ \text{一箇所の係船柱に作用するけん引力の水平成分} & P = 0.00 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

6-1 タイロッド張力および必要径の計算

6-1-1 常時

タイロッド張力 (T_p) は、

$$\begin{aligned} T_p &= R_a \cdot l \cdot \sec \theta \\ &= 236.97 \times 2.36 \times \sec 0.00000^\circ = 559.26 \text{ kN} \end{aligned}$$

必要径 (d_r) は、

$$d_r = \sqrt{\frac{4T_p}{\sigma_a \pi}} + 2t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 559.26 \times 10^3}{176 \cdot \pi}} + 2 \cdot 2.00 = 67.6 \text{ mm}$$

6-1-2 地震時

タイロッド張力 (T_p) は、

$$\begin{aligned} T_p &= R_a \cdot l \cdot \sec \theta \\ &= 403.17 \times 2.36 \times \sec 0.00000^\circ = 951.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

必要径 (d_r) は、

$$d_r = \sqrt{\frac{4T_p}{\sigma_a \pi}} + 2t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 951.49 \times 10^3}{264 \cdot \pi}} + 2 \cdot 2.00 = 71.7 \text{ mm}$$

6-2 応力度の計算

タイロッドは、 $\phi 75\text{mm}$ を用いる。

タイロッドの腐食後の断面積 (A_t) は、

$$A_t = \frac{\pi}{4} (75 - 2 \cdot 2.00)^2 = 3959 \text{ mm}^2$$

6-2-1 常時

$$\sigma = \frac{T_p}{A_t} = \frac{559.26 \times 10^3}{3959} = 141 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 176 \text{ N/mm}^2$$

6-2-2 地震時

$$\sigma = \frac{T_p}{A_t} = \frac{951.49 \times 10^3}{3959} = 240 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 264 \text{ N/mm}^2$$

7 腹起しの計算

タイロッドの水平間隔 $l = 2.36 \text{ m}$
一箇所の係船柱に作用するけん引力の水平成分 $P = 0.00 \text{ kN}$

7-1 最大曲げモーメントの計算

7-1-1 常時

$$M_{\max} = \frac{1}{10} R_a \cdot l^2 = \frac{1}{10} 236.97 \times 2.36^2 = 131.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

7-1-2 地震時

$$M_{\max} = \frac{1}{10} R_a \cdot l^2 = \frac{1}{10} 403.17 \times 2.36^2 = 224.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

7-2 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-[380x100x10.5x16
断面係数	$Z_0 = 1526 \text{ cm}^3$ (低減前)
	$Z = 1526 \text{ cm}^3$ (錆代、継手による低減後)

7-2-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{131.99 \times 10^6}{1526.0 \times 10^3} = 86 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$$

7-2-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{224.55 \times 10^6}{1526.0 \times 10^3} = 147 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

8 控え直杭の計算

控え直杭の計算は、港研方式（C型地盤）で計算する。

N値を10.00とすると、 $K_c = 2000 \text{ kN/m}^2 \cdot 5$ である。

控え直杭の材料および、腐食率・継手効率は、以下の値とする。

材料名	$\phi 500 \times 14$
単位幅	$B = 0.5000 \text{ m}$
錆代	$t_c = 2.00 \text{ mm}$
ヤング率	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$
断面二次モーメント	$I_0 = 63200 \text{ cm}^4$ (低減前)
	$I = 53462 \text{ cm}^4$ (錆代、継手による低減後)
断面係数	$Z_0 = 2530 \text{ cm}^3$ (低減前)
	$Z = 2156 \text{ cm}^3$ (錆代、継手による低減後)
	$E I = 200000 \times 10^3 \times 53462 \times 10^{-8} = 1.069 \times 10^5$

8-1 設計水平力

控え直杭はタイロッドと同間隔に設置するものとする。

控え直杭に作用する設計水平力は、タイロッド張力の水平成分とする。

$$\begin{aligned} \text{常時} \quad T &= R_a \cdot l = 236.97 \times 2.36 = 559.26 \text{ kN} \\ \text{地震時} \quad T &= R_a \cdot l = 403.17 \times 2.36 = 951.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

8-2 最大曲げモーメント、変位の計算（港研方式）

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。

$$\log M_{\max} = -0.28846 + \frac{1}{5} \log E I - \frac{2}{5} \log B K_c + \frac{6}{5} \log T$$

$$\log \delta = 0.11328 - \frac{2}{5} \log E I - \frac{6}{5} \log B K_c + \frac{8}{5} \log T$$

$$\log B K_c = \log(0.50 \times 2000) = 3.0000$$

$$\log E I = \log(1.069 \times 10^5) = 5.0291$$

8-2-1 常時

$$\log T = \log(559.26) = 2.7476$$

$$\log M_{\max} = -0.28846 + \frac{1}{5} \times 5.0291 - \frac{2}{5} \times 3.0000 + \frac{6}{5} \times 2.7476 = 2.8145$$

$$M_{\max} = 652.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\log \delta = 0.11328 - \frac{2}{5} \times 5.0291 - \frac{6}{5} \times 3.0000 + \frac{8}{5} \times 2.7476 = -1.1022$$

$$\delta = 0.0790 \text{ m} = 79.0 \text{ mm} > \delta_a = 50.0 \text{ mm} \quad \text{*** OUT ***}$$

8-2-2 地震時

$$\log T = \log(951.49) = 2.9784$$

$$\log M_{\max} = -0.28846 + \frac{1}{5} \times 5.0291 - \frac{2}{5} \times 3.0000 + \frac{6}{5} \times 2.9784 = 3.0914$$

$$M_{\max} = 1234.35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\log \delta = 0.11328 - \frac{2}{5} \times 5.0291 - \frac{6}{5} \times 3.0000 + \frac{8}{5} \times 2.9784 = -0.7329$$

$$\delta = 0.1850 \text{ m} = 185.0 \text{ mm} > \delta_a = 75.0 \text{ mm} \quad \text{*** OUT ***}$$

8-3 応力度の計算

8-3-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{652.36 \times 10^6}{2156 \times 10^3} = 303 \text{ N/mm}^2 > \sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

8-3-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{1234.35 \times 10^6}{2156 \times 10^3} = 573 \text{ N/mm}^2 > \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

8-4 根入れ長 (港研方式)

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5} \log E I - \frac{2}{5} \log B K_c + \frac{1}{5} \log T$$

$$\log B K_c = \log(0.50 \times 2000) = 3.0000$$

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 $I = 63200 \text{ cm}^4$

$$\log E I = \log(1.264 \times 10^5) = 5.1018$$

8-4-1 常時

$$\log T = \log(559.26) = 2.7476$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5} \times 5.1018 - \frac{2}{5} \times 3.0000 + \frac{1}{5} \times 2.7476 = 0.9219$$

$$l_{m1} = 8.35 \text{ m}$$

8-4-2 地震時

$$\log T = \log(951.49) = 2.9784$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5} \times 5.1018 - \frac{2}{5} \times 3.0000 + \frac{1}{5} \times 2.9784 = 0.9681$$

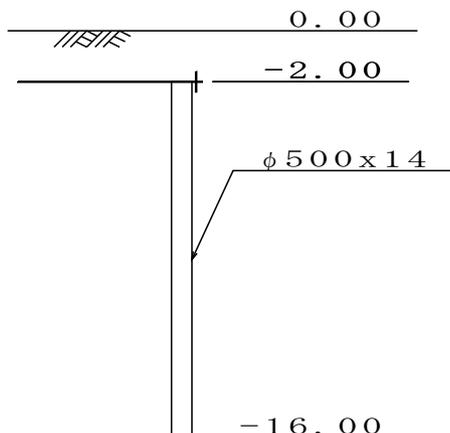
$$l_{m1} = 9.29 \text{ m}$$

タイロッド取付点より上の控え工天端高さ (H_u) は、 $H_u=0.00 \text{ m}$ であるから、
控え工の根入れ長 (D) と全長 (L) は以下となる。

$$\text{根入れ長 } D = 1.5 \times l_{m1} = 1.5 \times 9.29 = 13.94 \text{ m}$$

$$\text{全長 } L = H_u + D = 0.00 + 13.94 = 13.94 \text{ m}$$

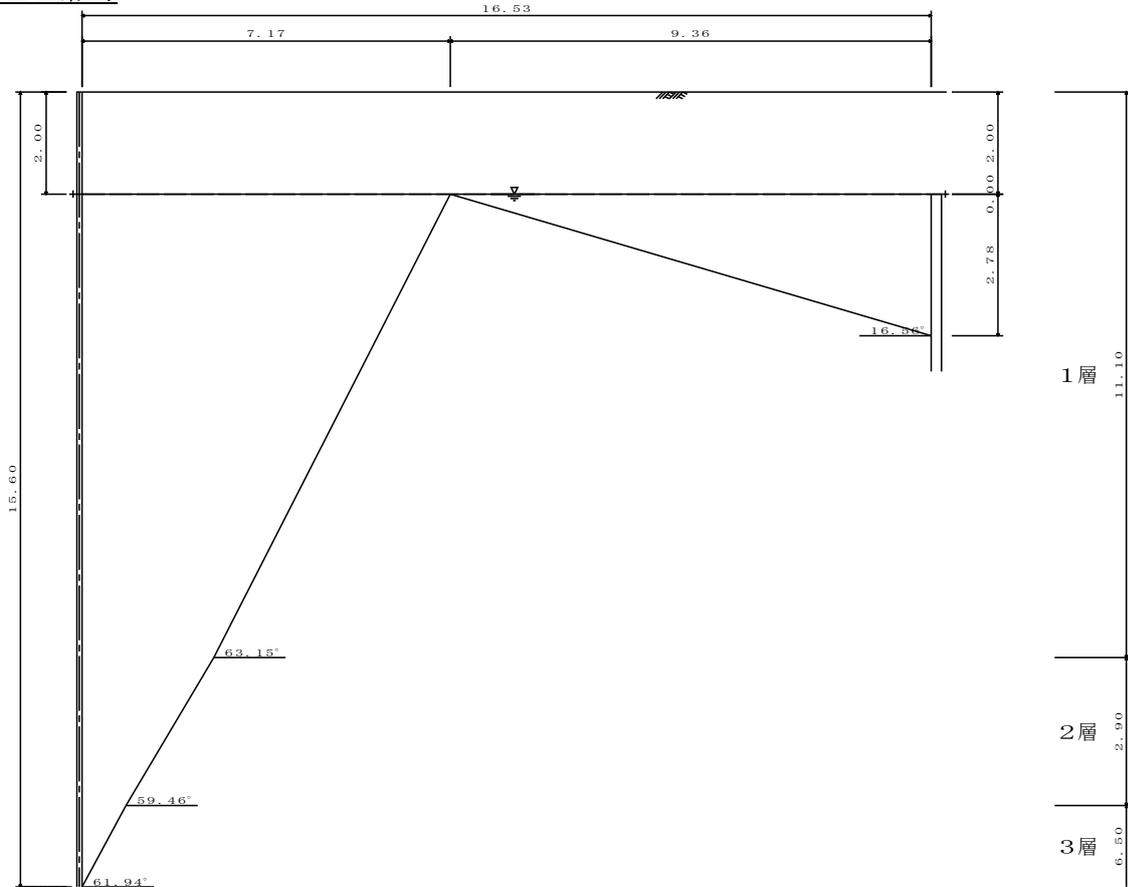
よって、控え工全長は、14.00 mとする。



9 控え工の設置位置の計算

控え直杭の設置位置は、前面矢板から引いた主動崩壊面と、杭とタイロッドの取付点より $1_{ml}/3$ 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。

9-1 常時



9-1-1 主動崩壊角

No	深さ m	土質名	ϕ 度	δ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h$ kN/m ²	γwhw kN/m ²	k (k')	θ 度	ζ 度
1	15.60~14.00	砂質土	38.0	15.00	—	—	—	—	—	61.94
2	14.00~11.10	砂質土	34.0	15.00	—	—	—	—	—	59.46
3	11.10~2.00	砂質土	40.0	15.00	—	—	—	—	—	63.15

- 砂質土、中間土、割石の主動崩壊角

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

- 粘性土の主動崩壊角

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

粘性土の常時の主動崩壊角 (ζ) 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 ≥ 10.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan⁻¹ k、または、θ = tan⁻¹ k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m²)
- C : 土の粘着力 (kN/m²)

9-1-2 受働崩壊角

No	深さ m	土質名	φ 度	δ 度	C kN/m ²	Σ γ h kN/m ²	γ whw kN/m ²	k (k')	θ 度	ζ 度
1	4.78~ 2.00	砂質土	40.0	-15.00	—	—	—	—	—	16.56

- ・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 ≥ 10.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan⁻¹ k、または、θ = tan⁻¹ k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m²)
- C : 土の粘着力 (kN/m²)

9-1-3 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	15.60	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)	2.00	m
タイロッド取付点の深さ (控え工)	2.00	m

タイロッド取付点から控え工崩壊面までの深さ $l_{m1}/3 = 8.35/3 = 2.78$ m

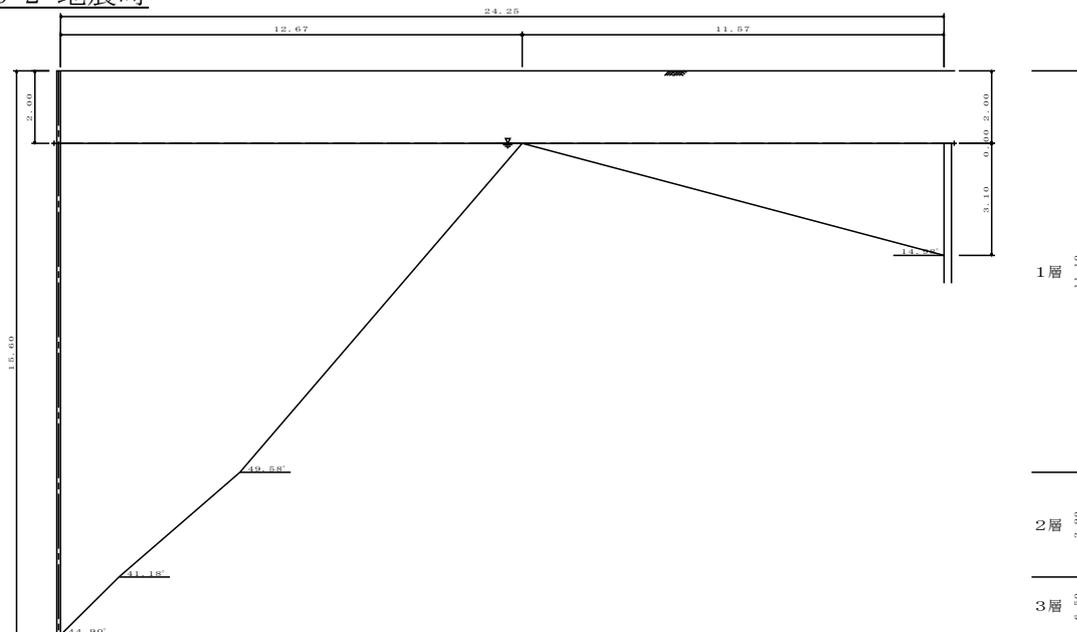
No	深さ (m)	高さ Y (m)	層厚 Z (m)	主働崩壊線			受働崩壊線		
				ζ _a (度)	d X (m)	Σ X (m)	ζ _p (度)	d X (m)	Σ X (m)
1	2.00~ 4.78	13.60	2.78	63.15	1.41	7.17	16.56	9.36	7.17
2	4.78~11.10	10.82	6.32	63.15	3.20	5.76	—	—	16.53
3	11.10~14.00	4.50	2.90	59.46	1.71	2.56	—	—	—
4	14.00~15.60	1.60	1.60	61.94	0.85	0.85	—	—	—
5	15.60	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 = 16.53 m 以上必要。(常時)

9-2 地震時



9-2-1 主働崩壊角

No	深 さ m	土質名	φ 度	δ 度	C kN/m ²	Σ γ h kN/m ²	γ whw kN/m ²	k (k')	θ 度	ζ 度
1	15.60~14.00	砂質土	38.0	15.00	—	—	137.36	0.327	18.12	44.90
2	14.00~11.10	砂質土	34.0	15.00	—	—	121.20	0.319	17.71	41.18
3	11.10~ 2.00	砂質土	40.0	15.00	—	—	91.91	0.280	15.67	49.58

・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、

- ζ : 主働崩壊角 (度) (ただし、ζ ≥ 10.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan⁻¹ k、または、θ = tan⁻¹ k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m²)
- C : 土の粘着力 (kN/m²)

9-2-2 受働崩壊角

No	深 さ m	土質名	φ 度	δ 度	C kN/m ²	Σ γ h kN/m ²	γ whw kN/m ²	k (k')	θ 度	ζ 度
1	5.10~ 2.00	砂質土	40.0	-15.00	—	—	31.28	0.297	16.55	14.98

・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 ≥ 10.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan⁻¹ k、または、θ = tan⁻¹ k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m²)
- C : 土の粘着力 (kN/m²)

9-2-3 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 15.60 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) 2.00 m
- タイロッド取付点の深さ (控え工) 2.00 m

タイロッド取付点から控え工崩壊面までの深さ $l_{m1}/3 = 9.29/3 = 3.10$ 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	2.00~ 5.10	13.60	3.10	49.58	2.64	12.67	14.98	11.57	12.67
2	5.10~11.10	10.50	6.00	49.58	5.11	10.03	—	—	24.25
3	11.10~14.00	4.50	2.90	41.18	3.32	4.92	—	—	—
4	14.00~15.60	1.60	1.60	44.90	1.61	1.61	—	—	—
5	15.60	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 = 24.25 m 以上必要。(地震時)

9-3 設置位置の決定

控え工の設置位置 (d) は、
常時 d = 16.53 m 以上
地震時 d = 24.25 m 以上

よって、d = 24.25 m 以上とする。

10 計算結果一覧表

前面矢板 $\phi 500 \times 12 (L65)$

			常時	地震時	
断面二次モーメント	I (cm ⁴)	97400			
断面係数	Z (cm ³)	3890			
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m/m)		876.40	1664.78	
応力度	σ (N/mm ²)		271 (185)	515 (278)	*OUT
根入れ長	D (m)		4.41	12.79	
矢板全長	L (m)	28.50			

タイロッド $\phi 75 \text{mm}$

			常時	地震時	けん引時
張力	Tp (kN)		559.26	951.49	_____
応力度	σ (N/mm ²)		141 (176)	240 (264)	_____

腹起し 2-[380x100x10.5x16]

			常時	地震時	けん引時
断面係数	Z (cm ³)	1526			_____
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)		131.99	224.55	_____
応力度	σ (N/mm ²)		86 (140)	147 (210)	_____

控え直杭 $\phi 500 \times 14$

			常時	地震時	けん引時
断面二次モーメント	I (cm ⁴)	63200			
断面係数	Z (cm ³)	2530			
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)		652.36	1234.35	_____
応力度	σ (N/mm ²)		303 (185)	573 (278)	_____
水平変位	δ (mm)		79.04 (50.00)	184.97 (75.00)	_____
根入れ長	D (m)		12.53	13.94	_____
全長	L (m)	14.00			_____

控え工設置位置

			常時	地震時
控え工設置位置	d (m)		16.53	24.25