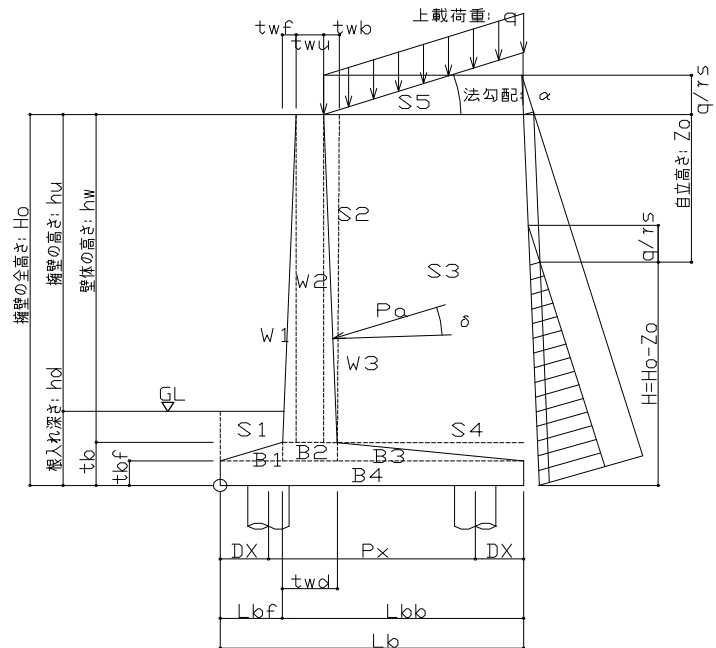


4-9 Tp型擁壁の設計

1 躯体寸法

背面土		
tan α : 背面土勾配	0.0	[°]
q : 上載荷重	7.0	[kN/m ²]
壁面		
Hu : 擁壁の高さ	1.66	[m]
Hd : 根入れ深さ	0.60	[m]
Ho : 擁壁の全高さ	2.26	[m]
hw : 壁部の高さ	1.96	[m]
twf : 擁壁前部の厚さ	0.00	[m]
twu : 擁壁頂部の厚さ	0.20	[m]
twb : 擁壁後部の厚さ	0.10	[m]
twd : 擁壁底部の厚さ	0.30	[m]
礎盤		
Lbf : 底盤前部の長さ	0.50	[m]
Lbb : 底盤後部の長さ	2.00	[m]
Lb : 底盤全部の長さ	2.50	[m]
tbf : 底盤先端の厚さ	0.30	[m]
tb : 底盤元端の厚さ	0.30	[m]
構造躯体巾		
B : 考慮する擁壁の巾	8.190	[m]
: コンクリートの単位重量		
γc	24.0	[kN/m ³]
: 土の単位重量		
γs	16.0	[kN/m ³]
: 杭の長期許容耐力		
Ra	150.0	[kN]



2 常時鉛直荷重 (固定荷重と積載荷重)

No	記号	名称				Wi [kN]	x [m]	wx [kN・m]	
1	W1	擁壁前面	0.000 ÷	2 × 1.960 ×	24.0 ×	1 × 8.190	0.0	0.500	0.0
2	W2	擁壁中央	0.200 ×	1.960 ×	1 × 24.0 ×	1 × 8.190	77.1	0.600	46.2
3	W3	擁壁後部	0.100 ÷	2 × 1.960 ×	24.0 ×	1 × 8.190	19.3	0.733	14.1
4	B1	礎版前斜部	0.000 ÷	2 × 0.500 ×	24.0 ×	1 × 8.190	0.0	0.333	0.0
5	B2	礎版中央部	0.000 ×	0.300 ×	1 × 24.0 ×	1 × 8.190	0.0	0.650	0.0
6	B3	礎版後斜部	0.000 ÷	2 × 1.700 ×	24.0 ×	1 × 8.190	0.0	1.367	0.0
7	B4	礎版下部	0.300 ×	2.500 ×	24.00 ×	1 × 1 × 8.190	147.4	1.250	184.3
8	S1	埋め戻し土 (0.300 ÷	0.300) ÷	2 × 0.5 ×	16.0 × 8.190	19.7	0.250	4.9
9	S2	埋め戻し土	0.100 ÷	2 × 1.960 ×	16.0 ×	1 × 8.190	12.8	0.767	9.8
10	S3	埋め戻し土	1.700 ×	1.960 ×	1 × 16.0 ×	1 × 8.190	436.6	1.650	720.4
11	S4	埋め戻し土	0.000 ÷	2 × 1.700 ×	16.0 ×	1 × 8.190	0.0	1.933	0.0
12	S5	埋め戻し土	0.000 ÷	2 × 1.800 ×	16.0 ×	1 × 8.190	0.0	1.900	0.0
13	q	上載荷重	7.000 ×	1.800 ×	1 × 1 ×	1 × 8.190	103.2	1.600	165.1
合計							816.1		1144.9

重心位置 $G\bar{x} = 1144.9 \div 816.1 = 1.403$ [m]

3 地震時水平荷重

水平震度: kh = 0.20 ただし地盤面以下は kh = 0.10 とする

No	記号	名称		Hi [t]	y [m]	H・y [t・m]
1	W1	擁壁前面	kh・W1	0.00	0.953	0.00
2	W2	擁壁中央	kh・W2	15.41	1.280	19.73
3	W3	擁壁後部	kh・W3	3.85	0.953	3.67
4	B1	礎版前斜部	0.1・B1	0.00	0.300	0.00
5	B2	礎版中央部	0.1・B2	0.00	0.300	0.00
6	B3	礎版後斜部	0.1・B3	0.00	0.300	0.00
7	B4	礎版下部	0.1・B4	14.74	0.150	2.21
8	S1	埋め戻し土	0.1・S1	1.97	0.600	1.18
9	S2	埋め戻し土	kh・S2	2.57	1.607	4.13
10	S3	埋め戻し土	kh・S3	87.33	1.280	111.78
11	S4	埋め戻し土	0.1・S4	0.00	0.300	0.00
12	S5	埋め戻し土	kh・S5	0.00	2.260	0.00
13	q	上載荷重	kh・q	20.64	2.260	46.64
合計				146.50		189.33

重心位置 $G\bar{y} = 189.33 \div 146.50 = 1.292$ [m]

4 土圧係数

4-1 常時主働土圧係数

常時主働土圧係数は次式により算定する

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

ϕ : 裏込め土の内部摩擦角	30.00	[°]
δ : 壁背面と裏込め土との壁面摩擦角	20.00	[°]
θ : 壁背面と鉛直面とのなす角	2.93	[°]
α : 地表面と水平面とのなす角	0.00	[°]
γ_s : 背面土の単位体積重量	16.00	[kN/m ³]
c : 土の粘着力	0.00	[kN/m ²]

(土とコンクリート)
壁面摩擦角: δ の算定

Cの範囲	ϕ の範囲	δ
$c > 0$		0
$c = 0$	$\phi \leq 10^\circ$	0
	$10 < \phi < 30$	$\phi - 10$
	$\phi \geq 30$	20

$$\begin{aligned} \cos \theta &= 0.9987 \\ \phi - \theta &= 27.07 & \cos(\phi - \theta) &= 0.8904 \\ \theta + \delta &= 22.93 & \cos(\theta + \delta) &= 0.9210 \\ \phi + \delta &= 50.00 & \sin(\phi + \delta) &= 0.7660 \\ \phi - \alpha &= 30.00 & \sin(\phi - \alpha) &= 0.5000 \quad (\phi - \alpha) \leq 0 \text{ の時 () 内は 0 とする} \\ \theta - \alpha &= 2.93 & \cos(\theta - \alpha) &= 0.9987 \end{aligned}$$

$$K_a = \frac{0.7928}{0.9186 \times (1 + 0.4164)^2} = 0.319$$

背面に接する地表面から深さHにおける土圧: P_i は次式で算定する

$$P_i = K_a(\gamma \cdot H_i + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\begin{aligned} z_0 &= 2c / \gamma_s \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2) = 0.000 \text{ [m]} \\ H &= H_0 - z_0 + q / \gamma_s = 2.698 \text{ [m]} \end{aligned}$$

	H_i	$\gamma \cdot H_i$	q	$-2c\sqrt{K_a}$	P_i [kN/m ²]
最上部	0.000	0.00	7.00	0.00	2.23
最下部	2.260	36.16	7.00	0.00	13.76

$$P = 18.07 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{土圧の水平成分は } P_x = P \cos(\theta + \delta) = 16.64 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{土圧の鉛直成分は } P_y = P \sin(\theta + \delta) = 13.84 \text{ [kN/m]}$$

ただし鉛直成分は無視する

$$y = \frac{1}{3} \times \frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \times H_0 = 0.858 \text{ [m]}$$

$$M_0 = P_x \cdot y = 14.29 \text{ [kN} \cdot \text{m/m]}$$

4-2 地震時主働土圧係数

kv= 0.1

kh= 0.2

以上より、地震合成角：θ_oは

$$\theta_o = \tan^{-1} \frac{kh}{1-kv} = 12.53 \text{ [度]}$$

地震時土圧係数は次式により算定する。ただし粘着力は考慮しない。

$$K_{Ae} = \frac{(1-kv) \cos^2(\phi - \theta - \theta_o)}{\cos \theta_o \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta_o + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}{\cos(\theta_o + \theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

(土とコンクリート)
地震時壁面摩擦角：δの算定

φ：裏込め土の内部摩擦角	30.00 [°]
δ：壁背面と裏込め土との壁面摩擦角	15.00 [°]
θ：壁背面と鉛直面とのなす角	2.93 [°]
α：地表面と水平面とのなす角	0.00 [°]

Cの範囲	φの範囲	δ
c=0	φ ≤ 10°	0
	10 < φ < 30	φ - 15
	φ ≥ 30	15

	cos θ _o =	0.9762
	cos θ =	0.9987
φ - θ - θ _o =	14.55	cos(φ - θ - θ _o) = 0.9679
θ _o + θ + δ =	30.45	cos(θ _o + θ + δ) = 0.8620
φ + δ =	45.00	sin(φ + δ) = 0.7071
φ - α - θ _o =	17.47	sin(φ - α - θ _o) = 0.3002 (φ - α - θ _o) ≤ 0の時()内は0とする
θ - α =	2.93	cos(θ - α) = 0.9987

$$K_{Ae} = \frac{0.843}{0.839 \times (1 + 0.497)^2} = 0.449$$

背面に接する地表面から深さHiにおける地震時土圧：P_{ei}は次式で算定する

$$P_{ei} = \left\{ \gamma \cdot H_i + \frac{\cos \theta}{\cos(\theta - \alpha)} \cdot (q) \right\} (1-kv) K_{Ae}$$

	Hi	γ · Hi	q	-2c√Ka	P _{ei} [kN/m ²]
最上部	0.000	0.00	7.00	無視	2.83
最下部	2.260	36.16	7.00	無視	17.42

Pe = 22.88 [kN/m]

土圧の水平成分は P_{ex} = P_e cos(θ + δ + θ_o) = 19.73 [kN/m]

土圧の鉛直成分は P_{ey} = P_e sin(θ + δ + θ_o) = 5.75 [kN/m]

ただし鉛直成分は無視する

$$y = \frac{1}{3} \times \frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \times H = 0.858 \text{ [m]}$$

Mo = P_x · y = 16.93 [kN · m/m]

5 安定計算

5-1 支持応力度の検討

Dx	: 杭の端あき	0.450 [m]
Px	: 杭の間隔	1.600 [m]
Rap	: 前面の直交杭間隔	2.430 [m]
Rbp	: 背面の直交杭間隔	2.430 [m]
Rn	: 杭総本数	8 [本]

・常時

Ra1	: 長期杭耐力	150.0 [kN/本]
Σw	= 816.1 [kN]	
ΣP	= 16.64 × 8.190 = 136.3 [kN]	
M_o	= 136.32 × 0.858 = 117.0 [kN・m]	
\bar{G}_x	= 1.403 [m]	
MR	= 816.05 × 1.403 = 1144.9 [kN・m]	
Lb	= 2.50 [m]	

杭が底盤の中心に配置される時

$$e = \frac{Lb}{2} - \frac{Mr - Mo}{\Sigma W} = -0.010 [m]$$

$$R^1_2 = \frac{SW}{Rn} \left(1 \pm \frac{2e}{Px}\right) = \begin{array}{l} 100.8 [kN/本] < Ra1 \text{ OK!} \\ 103.2 [kN/本] < Ra1 \text{ OK!} \end{array}$$

・地震時

Ras	: 短期杭耐力	300.0 [kN/本]
Σwe	= 0.9 Σw = 734.45	
Pe	= 19.73 × 8.190 = 161.55 [kN]	地震時土圧
Ph	= 146.50 [kN]	地震力
Moe	= 161.55 × 0.858 + 146.50 × 1.292 = 328.0 [kN・m]	
MRe	= 0.900 × MR = 1030.4 [kN・m]	

杭が底盤の中心に配置される時

$$e = \frac{Lb}{2} - \frac{Mr - Mo}{\Sigma W} = 0.294 [m]$$

$$R^1_2 = \frac{SW}{Rn} \left(1 \pm \frac{2e}{Px}\right) = \begin{array}{l} 125.5 [kN/本] < Ras \text{ OK!} \\ 58.1 [kN/本] < Ras \text{ OK!} \end{array}$$

6 断面設計

1. 使用材料

			長期			短期		
コンクリートFc	21		fc	fs	fa	fc	fs	fa
			7	0.7	1.4	14	1.05	2.1
鉄筋			ft			ft		
	D16以下	SD295	195			295		
	D19以上	SD345	225			345		

2. 擁壁壁体 (単位長さ1.0mについて)

- ・常時 常時における作用力は土圧のみであるから

$$Q = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot Ka \cdot y^2 - 2c \sqrt{Ka} y + q \cdot Ka \cdot y \right) \cos(\delta + \theta)$$

$$M = \left(\frac{1}{6} \gamma \cdot Ka \cdot y^3 - c \sqrt{Ka} y^2 + \frac{1}{2} q \cdot Ka \cdot y^2 \right) \cos(\delta + \theta)$$

断面算定表

(SD295として算定している)

位置	y	Q[kN]	M[kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ[cm]	τ[N/mm ²]
頂部	0.00	0.0	0.0	20.0	13.0	11.4	0.00	0.00	0.000
	1.00	4.4	1.8	25.1	18.1	15.8	0.59	1.99	0.028
	1.00	4.4	1.8	25.1	18.1	15.8	0.59	1.99	0.028
	1.00	4.4	1.8	25.1	18.1	15.8	0.59	1.99	0.028
壁下部	1.96	13.1	9.8	30.0	23.0	20.1	2.51	4.63	0.065

- ・地震時 地震時における作用力は地震時土圧、躯体の地震力であるから

$$Q_e = \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot K_{ae} \cdot y^2 + q \cdot K_{ae} \cdot y \right) \cos(\delta + \theta + \theta_0) + kh(\sum W_i)$$

$$M_e = \left(\frac{1}{6} \gamma \cdot K_{ae} \cdot y^3 + \frac{1}{2} q \cdot K_{ae} \cdot y^2 \right) \cos(\delta + \theta + \theta_0) + kh(\sum W_i \cdot y_i)$$

$$\sum W_i = Q_{e1} + Q_{e2}$$

$$Q_{e1} = \gamma c \cdot t w u \cdot y_i$$

$$Q_{e2} = \gamma c \cdot (t w f + t w b) / 2 h w \cdot y_i^2 / 2$$

$$\sum W_i \cdot y_i = M_{e1} + M_{e2}$$

$$M_{e1} = \gamma c \cdot t w u \cdot y_i^2 / 2$$

$$M_{e2} = \gamma c \cdot (t w f + t w b) / H w \cdot y_i^3 / 6$$

応力表

位置	y	Q	Q _{e1}	Q _{e2}	M	M _{e1}	M _{e2}
頂部	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.000	5.8	4.8	0.3	2.4	2.4	0.2
	1.000	5.8	4.8	0.3	2.4	2.4	0.2
	1.000	5.8	4.8	0.3	2.4	2.4	0.2
壁脚部	1.960	17.2	9.4	1.2	13.0	9.2	1.5

断面算定表

(SD295として算定している)

位置	y	Q _e [kN]	M _e [kN・m]	t[cm]	d[cm]	j[cm]	at[cm ²]	φ[cm]	τ[N/mm ²]
頂部	0.000	0.00	0.00	20.0	13.0	11.4	0.00	0.00	0.000
	1.000	10.91	4.99	25.1	18.1	15.8	1.07	3.28	0.069
	1.000	10.91	4.99	25.1	18.1	15.8	1.07	3.28	0.069
	1.000	10.91	4.99	25.1	18.1	15.8	1.07	3.28	0.069
壁脚部	1.960	27.77	23.72	30.0	23.0	20.1	4.00	6.57	0.138

壁脚部の位置で

D13@ 200 とすると a1= 1.27 [cm²]

φ1= 4.00 [cm]

at= 6.35 > nat= 4.00 OK!

φ= 20.00 > nφ= 6.57 OK!

上部から 1.00 [m]で

D13@ 200 とすると a1= 1.27 [cm²]

φ1= 4.00 [cm]

at= 6.35 > nat= 1.07 OK!

φ= 20.00 > nφ= 3.28 OK!

3. 趾版の検討 (爪先)

・常時 杭の直交間隔について算定する (W=Wi*Rap/B)

応力表

部位	S1	B1	B4	R1 (杭)	計	備考
W [kN]	5.83	0.00	1.07	-100.78	-93.88	
xi [m]	-0.250	-0.167	-0.250	0.050		
M [kN・m]	-1.46	0.00	-0.27	-5.04	-6.76	正は下端引張

断面算定表

位置	Q [kN]	M [kN・m]	t [cm]	d [cm]	j [cm]	at [cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
壁元端	93.88	6.76	30.0	23.0	20.1	1.72	33.32	0.192

・地震時 杭の直交間隔について算定する (W=0.9Wi*Rap/B)

応力表

部位	S1	B1	B4	R1 (杭)	計	備考
W [kN]	5.25	0.00	0.96	-125.50	-119.29	
xi [m]	-0.250	-0.167	-0.250	0.050		
M [kN・m]	-1.31	0.00	-0.24	-6.27	-7.83	正は下端引張

断面算定表

位置	Q [kN]	M [kN・m]	t [cm]	d [cm]	j [cm]	at [cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
壁元端	119.29	7.83	30.0	23.0	20.1	1.99	42.34	0.244

壁元端で D13@ 200 とすると a1= 1.27 [cm²] φ 1= 4.00 [cm]
 at=100a1・Rap/p= 15.4 >nat= 1.99 OK!
 φ=100φ1・Rap/p= 48.6 >nφ= 42.34 OK!

4. 踵版の検討 (かかと)

・常時 杭の直交間隔について算定する (W=Wi*Rbp/B)

応力表

部位	B3	S4+S5	S3	q (载荷)	R2 (杭)	計	備考
W [kN]	0.00	0.00	129.55	30.62	-103.23	56.93	
xi [m]	0.567	1.133	0.850	0.800	1.250		
M [kN・m]	0.00	0.00	110.12	24.49	-129.04	5.57	正は上端引張

断面算定表

位置	Q [kN]	M [kN・m]	t [cm]	d [cm]	j [cm]	at [cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
壁元端	56.93	5.57	30.0	23.0	20.1	1.42	20.21	0.116

注) 設計礎盤厚さ (図面上の厚さ) : Dは「杭呑み込み深さ+t」とする必要があります。

・地震時 杭の直交間隔について算定する (W=0.9Wi/Rbp)

応力表

部位	B3	S4+S5	S3	q (载荷)	R2 (杭)	計	備考
W [kN]	0.00	0.00	116.59	27.56	-58.11	86.04	
xi [m]	0.567	1.133	0.850	0.800	1.250		
M [kN・m]	0.00	0.00	99.10	22.04	-72.64	48.51	正は上端引張

断面算定表

位置	Q [kN]	M [kN・m]	t [cm]	d [cm]	j [cm]	at [cm ²]	φ [cm]	τ [N/mm ²]
壁元端	86.037	48.509	30.0	23.0	20.1	8.17	20.36	0.18

壁元端で D16@ 300 とすると a1= 1.99 [cm²] φ 1= 5.00 [cm]
 at=100a1・Rbp/p= 16.12 >nat= 8.17 OK!
 φ=100φ1・Rbp/p= 40.50 >nφ= 20.36 OK!

フラットスラブと見なせば、杭間隔 : Pbpの1/4の範囲が柱列帯となりその間は

D16@ 150 とする

直交方向に対しては、B3, S4, S5, S3, q (载荷)の合計を分布荷重として算定する

全荷重 : ΣW= 160.2 [kN]

単位荷重 : W=ΣW/[Rbp(Lbb-twd)]= 38.8 [kN/m²]

分布荷重 : Wy=W・Px/2= 31.0 [kN/m]

M=Wy・Rbp²/8= 22.9 [kN・m/(Px/2)]

Q=Wy・Rbp/2= 37.7 [kN/(Px/2)]

at=100・M・Px/(2ft・j)= 4.67 [cm²/m]

φ=1000・Q・Px/(2fa/j)= 10.70 [cm/m]

D13@ 200 とすると a1= 1.27 [cm²] φ 1= 4.00 [cm]

at=100a1/p= 6.35 >nat= 4.67 OK!

φ=100φ1/p= 20.00 >nφ= 10.70 OK!

フラットスラブと見なせば、杭間隔 : Pxの1/4の範囲が柱列帯となりその間は

D13@ 100 とする

7 杭の検討

7-1 杭工法

ブレボーリング工法

7-2 杭の諸元

杭種 B 種 異形摩擦杭

Ep	: 杭のヤング係数	40000	[N/mm ²]
Dp	: 杭径	30.0	[cm]
tp	: 肉厚	6.0	[cm]
Lp	: 杭長	7.0	[m]
Ae	: 換算杭断面積	474	[cm ²]
So	: 杭断面一次モーメント	1764	[cm ³]
Ip	: 杭断面二次モーメント	34608	[cm ⁴]
Ipe	: 換算杭断面二次モーメント	36300	[cm ⁴]
σe	: 有効プレストレス	8.00	[N/mm ²]
σdL	: 長期斜張応力度	1.20	[N/mm ²]
σdE	: 短期斜張応力度	1.80	[N/mm ²]

Dp [cm]	tp [cm]
30	6.0
35	6.0
40	6.5
45	7.0
50	8.0
60	9.0
70	10.0
80	11.0
90	12.0
100	13.0

7-3 地盤条件

Δ2	スウェーデン式サウンディング測点	土質	粘性土
底面の位置BM-	2.26 [m]	BM標高	7.74 [m]
Wsw : 重り	1.00 [kN]	Nsw : 半回転数	20
N : 換算N値	4.0	qu	5.5 [N/mm ²]

(砂質土N=2*Wsw+0.067*Nsw)

(粘性土N=3*Wsw+0.05*Nsw)

(qu=4.5*Wsw+0.05*Nsw)

○1	ボーリング測点	土質	粘性土
N	: 平均N値	4	
Eo	: 変形係数	2.80	[N/mm ²]
kh	: 横方向地盤反力係数	0.17	[N/mm ²]
β =	0.55 [m ⁻¹]	β・L =	3.84 長い杭
αr	: 杭頭の固定度 (ピン=0の時のみ扱う)	0	
Ryo	: 杭の水平変位係数	2	
Rmo	: 杭頭の曲げ係数	0	
Rmmax	: 地中部の曲げ係数	0.645	
Rlm	: 地中部の曲げ深さ係数	0.785	

(0.8*Eo/Dp^{0.75})

7-4 杭の設計

直交杭間隔当りの杭本数 : r 2 [本]

	長期		短期			
	Ra	Rb	Ra	Rb		
fc, ft	: 杭の許容応力度	24.00	-2.00	42.50	-4.00	[N/mm ²]
Ri	: 杭軸力	100.8	103.2	125.5	58.1	[kN]
Ph	: 全水平力	40.4	40.4	91.4	91.4	[kN]
Q	: 杭の剪断力=Ph/n	20.2	20.2	45.7	45.7	[kN]
yo	: 杭頭変位=Q・Ryo/(4EIβ ³)	0.444	0.444	1.002	1.002	[cm]
Mo	: 杭頭M=Q・Rmo/(2β)	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN・m]
Mmax	: 地中部Mmax=Q・Rmmax/(2β)	11.89	11.89	26.88	26.88	[kN・m]
Lm	: Mmaxの深さ=Rlm/β	1.433	1.433	1.433	1.433	[m]
※Lm>Lp/2の時、ワーニングメッセージを表示します。						
①σg	: 軸方向応力度 N/Ae+σe	10.13	10.18	10.65	9.23	[N/mm ²]
②σb	: 曲げ応力度 M・Dp/2・Ipe	4.92	4.92	11.11	11.11	[N/mm ²]
①+②	: 圧縮応力度 <fc	15.04	15.09	21.76	20.33	[N/mm ²]
①-②	: 引張応力度 >ft	5.21	5.26	-0.46	-1.88	[N/mm ²]
判定		OK	OK	OK	OK	
τmax	: 剪断応力度 Q・So/2tp・Ip	0.86	0.86	1.94	1.94	[N/mm ²]
	: {(①+2σd) ² -① ² } ^{0.5/2} > τmax	3.69	3.70	4.73	4.45	[N/mm ²]
判定		OK	OK	OK	OK	

注1) 短杭使用上の留意点

- ・杭先端をピンとする場合は、支持層に杭径程度根入れされていること。
- ・杭先端を自由とする場合は、常時水平力が作用する擁壁特性を考え、地盤改良を推奨しています。
このため杭先端ピン以外は計算できません。

注2) 地中部のモーメントは杭長の1/2の位置で最大になると仮定しています。