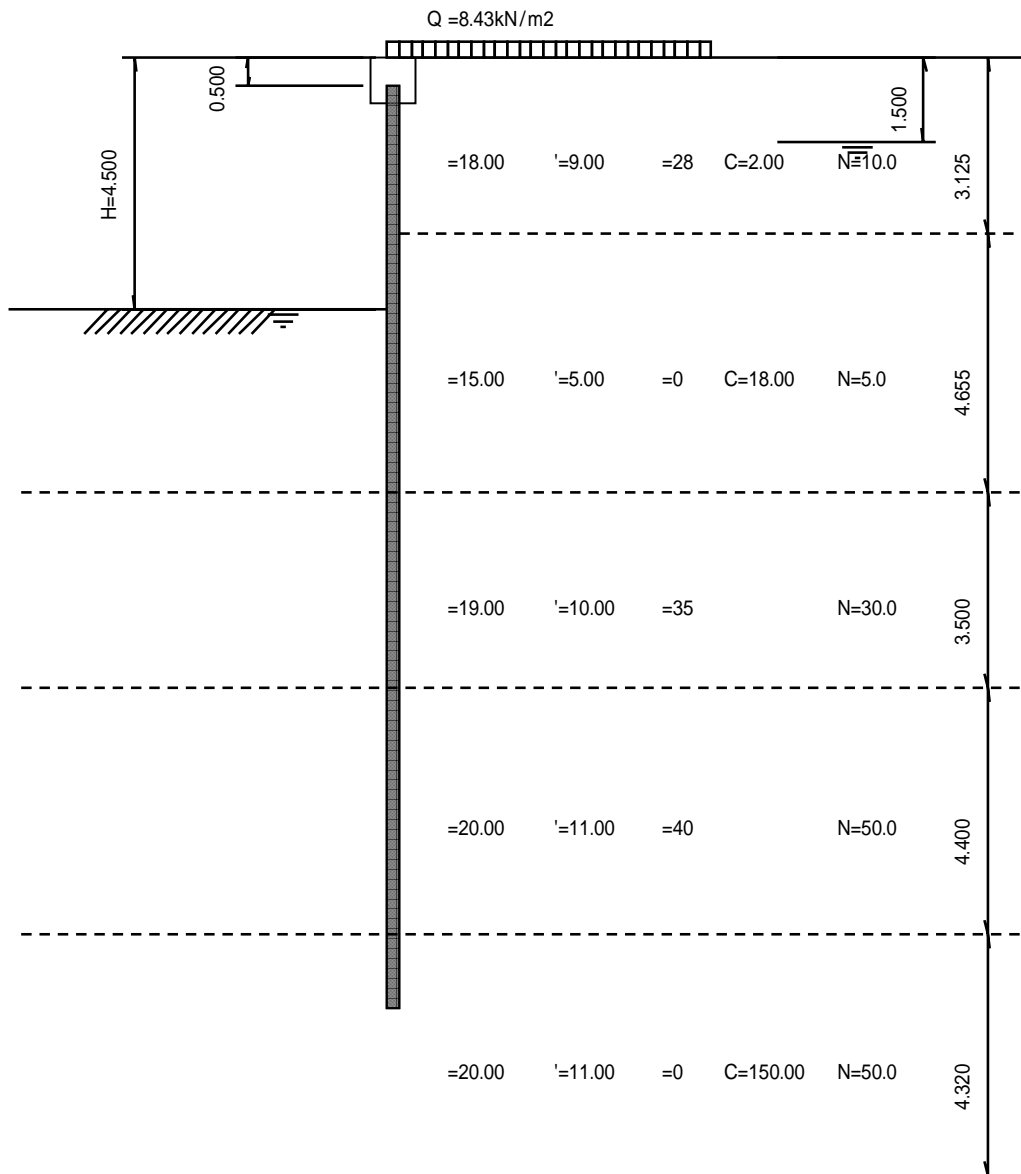


自立式矢板土留工

(1)設計条件 地震時

上 載 荷 重	Q = 8.430 kN/m ²
掘 削 高 さ	H = 4.500 m
地下水位(地表面からの深さ)	Hw = 1.500 m
前面水位(前面の水深)	Lw = 0.000 m
横方向地盤反力係数	Kh = 31301 kN/m ³
圧密平衡係数反力係数	Kc = 0.500
地震震度(空 中)	k = 0.150
地震震度(水中の見掛けの震度)	k' = 荒井・横井の提案式
許容たわみ量	a = 15.0 cm
前面載荷重	W = 0.000 kN/m ²
水の単位重量	w = 10.000 kN/m ³



土質条件

深度 m	土の単位重量 kN/m ³		内部摩 擦角 °	粘着力 kN/m ²	壁面摩擦角		N値
	空中	水中			主働	受働	
3.125	18.00	9.00	28.0	2.00	15.0	0.0	10.0
7.780	15.00	5.00	0.0	18.00	15.0	0.0	5.0
11.280	19.00	10.00	35.0	0.00	15.0	0.0	30.0
15.680	20.00	11.00	40.0	0.00	15.0	0.0	50.0
20.000	20.00	11.00	0.0	150.00	15.0	0.0	50.0

受動側地盤改良

深度 m	土の単位重量 kN/m ³		内部摩 擦角 °	粘着力 kN/m ²	N値
	空中	水中			

矢板条件

使用矢板

鋼管 800-12

曲げモーメント算出の継ぎ手係数 $I = 0.80$

断面係数の継ぎ手係数 $Z = 1.00$

根入長算出の継ぎ手係数 $I = 1.00$

腐食の考慮 断面決定のみ

(2)計算層

深度 m	層厚 h m	単位重量 kN/m ³	内部摩 擦角 (度)	粘着力 C kN/m ²	h+Q kN/m ²	whw kN/m ²	設計震度 k , k'	合成角 (度)	地震時 粘性土 崩壊角
1.500	1.500	18.00	28.0	2.00	35.430		0.150	8.531	
1.500									
3.125	1.625	9.00	28.0	2.00	50.055	16.250	0.179	10.148	
3.125									40.102
4.500	1.375	5.00	0.0	18.00	56.930	30.000	0.246	13.820	36.645
4.500					(16.400)	(32.800)	(0.450)	(24.228)	36.645
7.780	3.280	5.00	0.0	18.00	73.330	62.800	0.246	13.820	33.596
7.780					(51.400)	(67.800)	(0.373)	(20.456)	
11.280	3.500	10.00	35.0		108.330	97.800	0.283	15.802	
11.280					(99.800)	(111.800)	(0.328)	(18.159)	
15.680	4.400	11.00	40.0		156.730	141.800	0.286	15.961	
15.680					(147.320)	(155.000)	(0.312)	(17.328)	42.549
20.000	4.320	11.00	0.0	150.00	204.250	185.000	0.286	15.961	41.761

()受働側を示す

水中における見掛けの震度k'は次式(荒井・横井の提案式)より求める。

$$k' = \frac{2(t_{hi} + h_j + Q) + h}{2\{t_{hi} + (w - w)h_j + Q\} + (w - w)h} k$$

ここに,

k'; 水中における見掛けの震度

t; 残留水位面上の土の単位体積重量(kN/m³)

h_i; 残留水位面上のi層の土層の厚さ(m)

w; 水で飽和した土の空気中における単位体積重量(kN/m³)

h_j; 残留水位面下において, 土圧を算定する層より上のj層の土層の厚さ(m)

Q; 地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ(kN/m²)

h; 残留水位面下において, 土圧を算定する土層の厚さ(m)

k; 空気中における震度

地震時粘性土崩壊角

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

(3) 荷重強度

深度 m	土圧係数		土圧強度		Kcによる 土圧 Pa2 kN/m ²	水圧 Pw kN/m ²	採用主働 土圧水圧 Pa kN/m ²	設計震度 k, k'	
	Ka	Kp	主働 Pa1 kN/m ²	受働Pp kN/m ²				主働側	受働側
0.000	0.422		0.96				0.96		
1.500	0.422		12.35				12.35	0.150	
1.500	0.448		13.20				13.20		
3.125	0.448		19.75			16.25	36.00	0.179	
3.125			24.16		25.03	16.25	41.28		
4.500			38.17		28.47	30.00	68.17	0.246	
4.500			38.17	36.00	28.47	30.00	68.17		
7.780			61.43	52.40	36.67	30.00	91.43	0.246	0.450
7.780	0.439	2.888	32.19	47.36		30.00	62.19		
11.280	0.439	2.888	47.56	148.44		30.00	77.56	0.283	0.373
11.280	0.371	3.843	40.19	197.53		30.00	70.19		
15.680	0.371	3.843	58.15	383.53		30.00	88.15	0.286	0.328
15.680			-95.54	399.80	78.37	30.00	108.37		
20.000			-32.25	447.32	102.13	30.00	132.13	0.286	0.312

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

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

ただし、 空中 $\delta = \tan^{-1}k$ 水中 $\delta = \tan^{-1}k'$
 k': 水中の見掛けの震度

主働土圧の算定式

砂質土・中間土

$$Pa_1 = Ka(h + Q) - 2C \quad Ka$$

粘性土

$$Pa_1 = \left. \begin{aligned} &h + Q - 2C \\ &Ka \cdot (h + Q) \end{aligned} \right\} \quad Pa_1, Pa_2 \text{の大きい値を } Pa \text{ とする。}$$

$$Pa_2 = Kc \cdot (h + Q)$$

粘性土(地震時)

$$Pa_1 = \frac{(h + Q) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\cos \phi \cdot \sin \phi} - \frac{C}{\cos \phi \cdot \sin \phi}$$

受働土圧の算定式

砂質土・中間土

$$Pp = Kp(h + W) + 2C \quad Kp$$

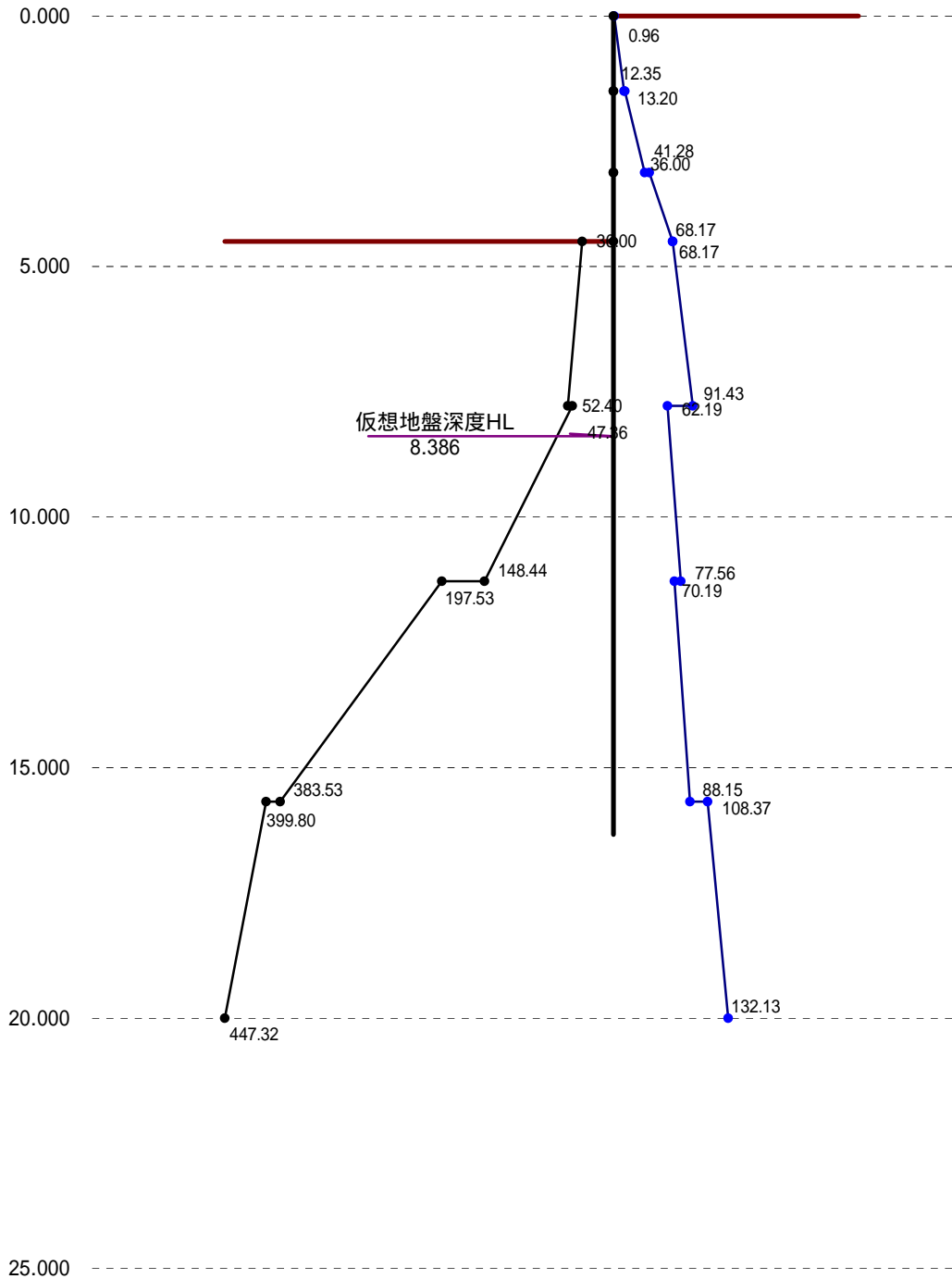
粘性土

$$Pp = h + W + 2C$$

(4) 仮想地盤面の計算

掘削地盤面付近では、根入部の反力が地盤の抵抗力より一般に大きくなることが予想され、この部分は塑性領域と考える。その深さは主働土圧と受働土圧が釣り合う深さで、これを仮想地盤面とする。

仮想地盤深さ(掘削面からの深さ) $H_0 = 3.886 \text{ m}$



(5) 仮想地盤面における土圧の計算

5-1 土圧及びモーメントの計算

深度 m	土圧水圧 (上層面) kN/m ²	土圧水圧 (下層面) kN/m ²	作用範囲 m	水平力 P kN	作用位置 L m	モーメント M=P・L kN・m	変形係数 K
1.500	0.96	12.35	1.500	9.98	7.422	74.101	2.757
3.125	13.20	36.00	1.625	39.97	5.948	237.731	7.681
4.500	41.28	68.17	1.375	75.24	4.517	339.896	8.968
7.780	32.17	39.03	3.280	116.77	2.193	256.111	3.826
8.386	14.83	0.00	0.606	4.49	0.404	1.815	0.005
計				246.46		909.655	23.238

変形係数 $K=1/6(3-\dots)^2 \cdot P$
但し $\dots=L/H$

5-2 土圧作用位置

$$hp = M / P = 909.655 / 246.460 = 3.691 \text{ m}$$

(6) 矢板の選定

鋼管 800-12

	腐食無し	腐食有り	採用値 : 腐食有り
断面2次モーメント I (cm ⁴)	245354	224044	224044
断面係数 Z (cm ³)	6134	5615	5615

$$=^4 (k_h \cdot B / (4E I \cdot \dots)) = 0.384 \text{ m}^{-1}$$

EI : 単位幅当たりの矢板の曲げ剛性

$$EI = 2.0 \times 224044 = 448088 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

B : 矢板幅(単位当り幅 1mとして計算する。)

: 継手係数 = 0.80

$$\cdot hp = 1.417 \quad 2 \cdot hp = 2.835 \quad 1+2 \cdot hp = 3.835$$

Kh : 水平方向地盤係数 $Kh = 31301 \text{ kN/m}^3$

$$K_h = 6910 \times N^{0.406} = 31301 \text{ kN/m}^3$$

N: 仮想地盤面から 3/4 の平均N値 = 41.3

$$Lo = 3/4 = 3 / (4 \times 0.355) = 6.64 \text{ m}$$

仮想地盤面 $Ho = 8.386 \text{ m}$

$$H_L = Ho + Lo = 15.023 \text{ m}$$

: 地盤反力係数 2.0

B_H : 概算載荷幅 10 m

6-1 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントMmax及びその位置Lmは次式により求める。

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= M_p \times \frac{\sqrt{(1+2 \cdot hp)^2 + 1}}{2 \cdot hp} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \cdot hp}\right) \\
 &= 909.655 \times \frac{\sqrt{3.835^2 + 1}}{2.835} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{3.835}\right) \\
 &= 985.36 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 L_m &= 1/ \times \tan^{-1} \frac{1}{1+2 \cdot hp} = 0.664 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6-2 引張応力

引張応力 s は次式により求める。

$$s = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{985.360}{5615} \times 1000 = 175 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

矢板断面係数 $Z = 5615 \text{ cm}^3$
 継手係数 $= 1.00$
 許容応力度 $s_a = 210 \text{ N/mm}^2$

6-3 たわみ量の計算

矢板天端の変位量は次式によって求める

仮想地盤面におけるたわみ量

$$y_1 = \frac{1 + hp}{2 \cdot E \cdot I} \times Pa = 1.467 \text{ cm}$$

仮想地盤面におけるたわみ角 $\times (H + H_0)$

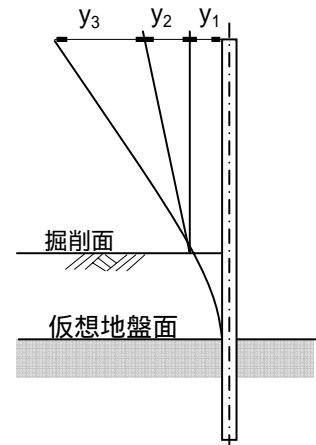
$$y_2 = \frac{1 + 2 \cdot hp}{2 \cdot E \cdot I} \times Pa \times (H + H_0) = 7.498 \text{ cm}$$

仮想地盤面より上の土圧 P_0 による片持ばりとしてのたわみ量

$$y_3 = \frac{K \times (H + H_0)^3}{E \cdot I} = 3.823 \text{ cm}$$

矢板天端の最大変位量

$$y = y_1 + y_2 + y_3 = 12.788 \text{ cm} \quad \text{許容たわみ量 } 15.0 \text{ cm} \quad \dots \text{OK}$$



(7) 矢板長の計算

根入れ長の計算に使用する λ は、断面2次モーメントの値を低減しない値とする。

$$\lambda^4 = (k_h \cdot B / (4EI)) = 0.355 \text{ m}^{-1}$$

EI : 単位幅当たりの矢板の曲げ剛性

$$EI = 2.0 \times 245354 = 490708 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Kh : 水平方向地盤係数 Kh = 31301 kN/m³

B : 矢板幅 (単位当り幅 1m として計算する。)

: 継手係数 = 1.00

: 特性値(m⁻¹)

$$\text{根入長} = H_0 + 3.0 / \lambda = 3.886 + 3.0 / 0.355 = 12.337 \text{ m}$$

$$\text{矢板長 } L = H - 0.50 + 3.0 / \lambda = 16.337 + 0.163 = 16.5 \text{ m}$$

したがって 鋼管 800-12 L = 16.5m を使用する。

