

新築工事

山留計算

平成 年 月 日

No.	親杭自立	上載荷重	親杭	長さ	ピッチ	木矢板厚	曲げ	せん断	変位
No. 01	-2.96m	10.00kN/m ²	H-300×150×6.5/9	6.00m	1,200mm	3.5cm	49.05kNm/本	37.99kN/本	2.25cm
No. 02	-3.31m	10.00kN/m ²	H-350×175×7/11	7.00m	1,200mm	3.5cm	66.31kNm/本	46.23kN/本	2.04cm
No. 21	-3.31m	10.00kN/m ²	H-200×200×8/12	7.00m	900mm	3.0cm	47.58kNm/本	34.68kN/本	3.25cm
No. 03	-2.66m	10.00kN/m ²	H-300×150×6.5/9	5.50m	1,200mm	3.5cm	37.74kNm/本	31.55kN/本	1.57cm
No. 31	-2.66m	10.00kN/m ²	H-250×125×6/9	5.50m	1,200mm	3.5cm	36.92kNm/本	31.55kN/本	2.50cm
No. 04	-2.46m	10.00kN/m ²	H-250×125×6/9	5.00m	1,200mm	3.5cm	30.52kNm/本	27.58kN/本	1.92cm

株式会社サンシャ

1-2 山留工法

山留壁：親杭横矢板工法

親杭 H - 300× 150× 6.5× 9
 材長 = 6000mm ピッチ 1200 mm

1-3 土質条件

(背面側)

地層 No	土質名	深 度 GL-(m)	地層厚 (mm)	単位 体積重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
1	砂	2.000	2000	17.00	30.00	0.00
2	砂礫	10.000	8000	18.00	43.00	0.00

2. 計算結果

2-1 山留壁深さ

	掘削深さ	釣合深さ	壁材深さ
自立時	2.960 m	2.079 m	6.000 m

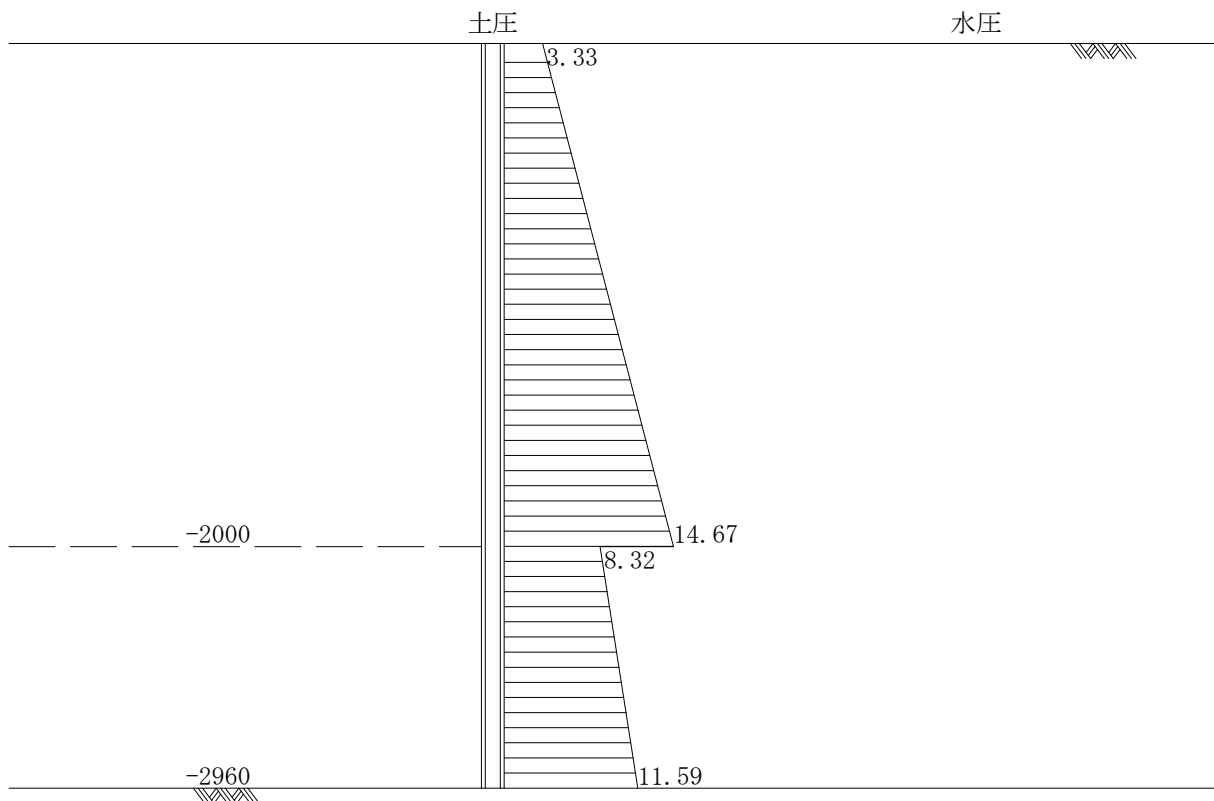
2-2 応力の集計(壁材1本当たり)

	モーメント	せん断力	たわみ
第1次掘削時	49.05 kNm	37.99 kN	2.25 cm

親杭 H - 300 × 150 × 6.5 × 9

3. 側圧図

3-1 ランキン・レザール式による側圧



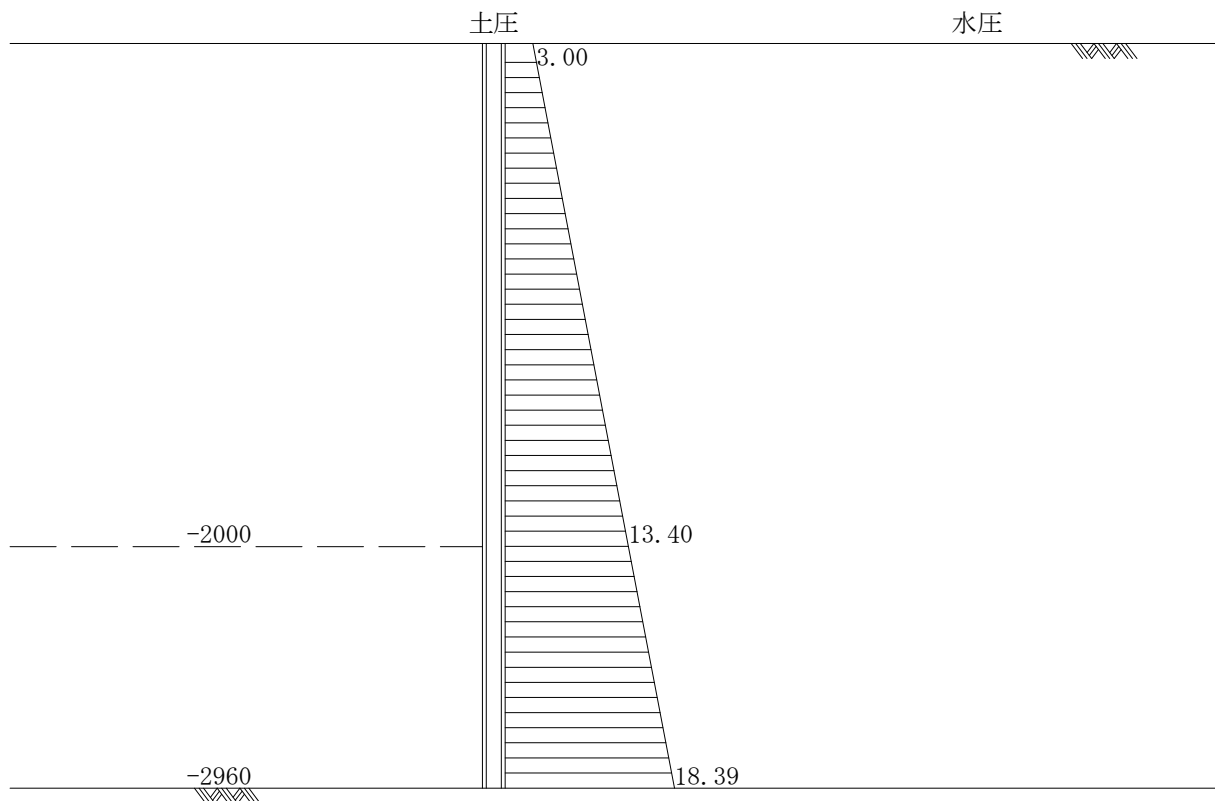
$$P a = (q + \gamma t \cdot h) \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) - 2 (C + \Delta C L) \tan (45^\circ - \phi / 2)$$

$$P a = (q + \gamma t \cdot Z + \gamma' (h - Z)) \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) - 2 (C + \Delta C L) \tan (45^\circ - \phi / 2) + \gamma W (h - Z)$$

$$\textcircled{1} \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) \quad \textcircled{2} \tan (45^\circ - \phi / 2) \quad \textcircled{3} 2 (C + \Delta C L)$$

深 さ (h) m	q kN/m ²	γt γ' kN/m ³	層厚 m	①	②	土圧 kN/m ²	水圧 kN/m ²	計 kN/m ²
				有効応力 kN/m ²	③ kN/m ²			
2.000	10.00	17.00	2.000	.333	.577	3.33	.00	3.33
				44.00	.000	14.67	.00	14.67
2.960	10.00	18.00	.960	.189	.435	8.32	.00	8.32
				61.28	.000	11.59	.00	11.59

3-2 設計用側圧



側圧係数 $K = 0.30$

土の平均単位体積重量 $\bar{\gamma} = 17.33 \text{ kN/m}^3$

土の平均単位体積重量の計算

	層厚 (m)	γt (kN/m^3)	重量 (kN/m^2)
1	2.000	17.00	34.00
2	0.960	18.00	17.28
計	2.960		51.28

$$\text{全層厚 } \Sigma h = 2.960 \text{ m}$$

$$\text{総重量 } \Sigma h \cdot \gamma t = 51.28 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{平均単位体積重量 } \bar{\gamma} &= \Sigma h \cdot \gamma t / \Sigma h \\ &= 51.28 / 2.960 \\ &= 17.32 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

各層の側圧値の計算

	深さ (m)	P_0 (kN/m^2)	P_i (kN/m^2)
1	0.000	3.00	—
2	2.000	3.00	13.40
3	2.960	3.00	18.39

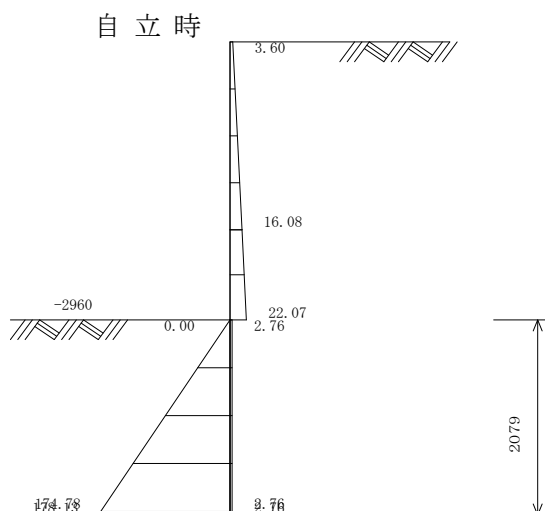
側圧係数	$K = 0.30$	
地表面載荷荷重	$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$	
平均単位体積重量	$\bar{\gamma} = 17.33 \text{ kN/m}^3$	
側圧値の計算式	$P_0 = K \cdot q \text{ kN/m}^3$	(地表面)
	$P_i = K \cdot \bar{\gamma} \cdot h + P_0$	(深さ h m)

上載荷重条件

1. 地表面荷重 $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

4. 根入れ長さの算定

4-1 つりあい検討



根入長さは以下の式を満足する長さとする

$$F = M_{\gamma} / M_d > 1.$$

ここに

F : 安全率

M_{γ} : 抵抗モーメント

M_d : 転倒モーメント

自立時

主働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	転倒 モーメント (kNm)	受働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	抵抗 モーメント (kNm)
37.99	3.20	121.57	185.17	0.69	127.77
5.73	1.04	5.96	0.00	0.00	0.00
	計	127.53		計	127.77

$$F = M_{\gamma} / M_d = 127.77 / 127.53 = 1.00 > 1.00 \quad \text{OK}$$

上記検討により、

つりあい深さ : $D_1 = 2.079 \text{ m}$

又、Chang式による根入れ長さは、

$$\begin{aligned} \text{根入れ長さ } D_2 &= 2 / \beta & \beta : \text{特性係数 (m}^{-1}\text{)} \\ &= 2 / 0.883 = 2.265 \text{ m} \end{aligned}$$

安全側を鑑み、 D_1 と D_2 のうちでより深い方の値を採用する。

故に、応力材長 : $Q_H = H + D$ H : 掘削深さ (m)

$$= 2.960 + 2.265 = 5.225 \rightarrow 6.000 \text{ m とする。}$$

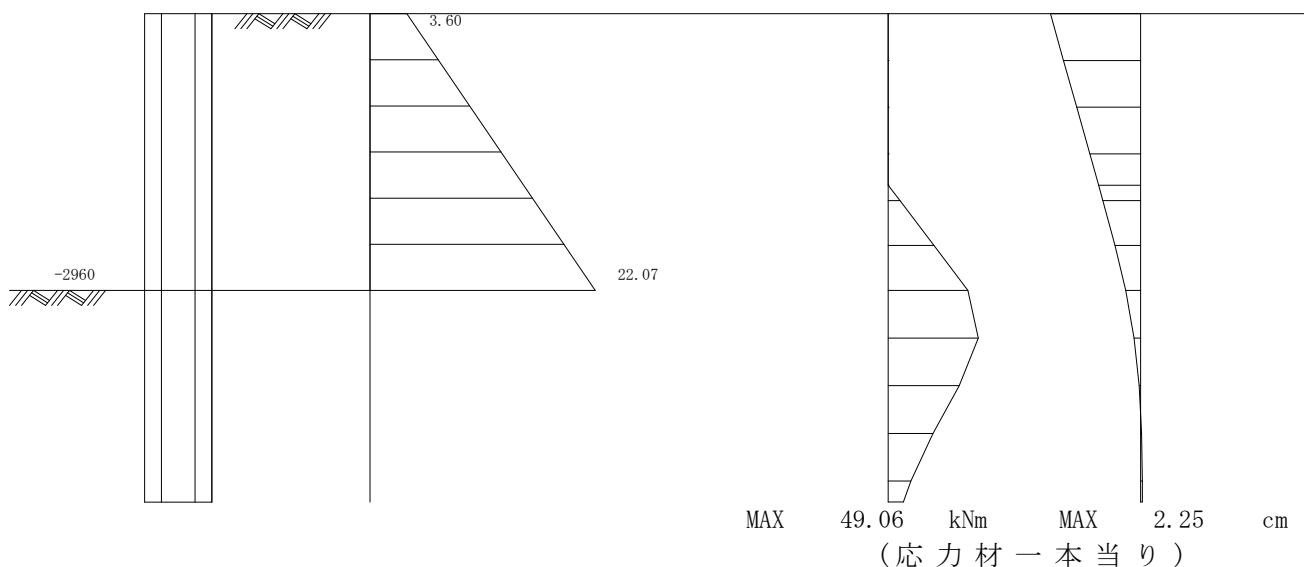
5. 山留め壁の応力及び変形

1次掘削時(自立時) H = 300 × 150 × 6.5 × 9 ピッチ 1200 mm

荷重

応力

変位



a. 水平荷重及び作用高さの計算

$$\text{水平荷重} : P_o = 37.99 \text{ kN/本} \quad \text{モーメント} : M_o = 42.74 \text{ kNm/本}$$

$$\text{作用高さ} : H_o = M_o / P_o = 42.74 / 37.99 = 1.125 \text{ m}$$

b. 特性係数の計算

$$E I = 20.50 \times 10^6 \times 7210.0 \text{ N} \cdot \text{cm}^2 = 14780.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$E_s (\text{平均}) = 4000.00 \times 0.900 = 3600.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{E_s \times 10 / 4 E I} = \sqrt[4]{3600.00 \times 10 / (4 \times 14780.5)} = 0.883 \text{ m}^{-1}$$

ここに、E : ヤング係数 I : 応力材一本の断面2次モーメント
E_s : 土の弾性係数 β : 特性係数

c. せん断力の計算

$$Q = P_o = 37.99 \text{ kN/本}$$

d. 曲げモーメントの計算

$$M = -P_o \times H_o \times \frac{\sqrt{(1 + 2\beta H_o)^2 + 1}}{2\beta H_o} \exp \left\{ -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta H_o} \right\}$$

$$= -37.99 \times 1.125 \times 1.148 = -49.06 \text{ kNm/本}$$

e. たわみ量の計算

$$\delta_1 = \{(1 + \beta H_o) P_o / 2 E I (\beta)^3\} = 0.37 \text{ cm}$$

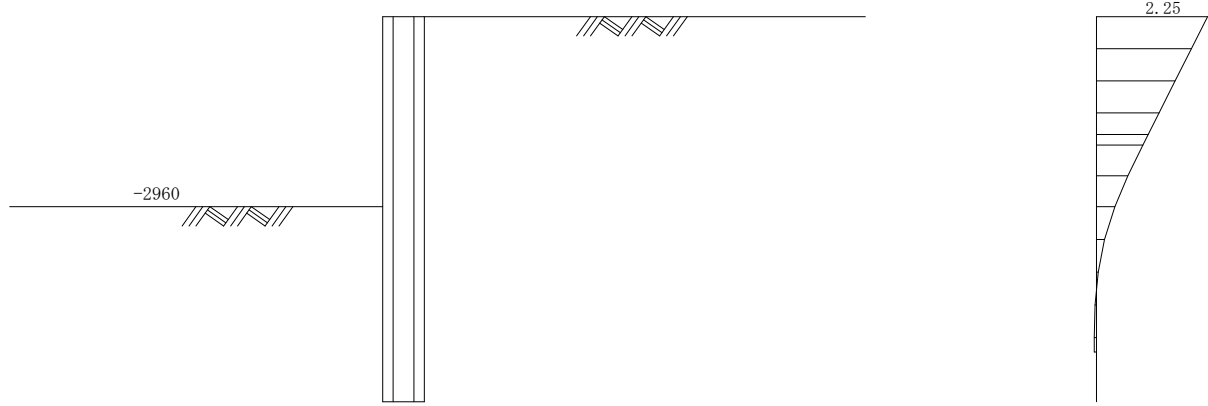
$$\delta_2 = \{(1 + 2\beta H_o) P_o \cdot H / 2 E I (\beta)^2\} = 1.46 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \{P_o \cdot H_o^2 (3 \times H - H_o) / 6 E I\} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\Delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.37 + 1.46 + 0.42 = 2.25 \text{ cm}$$

6. トータル変位

変位 (c m)



7. 山留め壁の断面算定

7-1 最大応力

$$M = 49.05 \text{ kNm / 本}$$

$$Q = 37.99 \text{ kN / 本}$$

7-2 許容応力度の算定式

軸方向許容圧縮応力度

$$\lambda \leq \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times (1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2) / \nu \times 1.25$$

$$\lambda > \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times 0.277 / (\lambda / \Lambda)^2 \times 1.25$$

ここに $\lambda : Q / r$

$$\Lambda : \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$$

$$\nu : 3 / 2 + 2 \times (\lambda / \Lambda)^2 / 3$$

Q : 部材の長さ (cm)

r : 部材総断面二次半径 (cm)

E : ヤング係数

F : F 値

許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = F \times 1.25 / 1.5$$

許容せん断応力度

$$\tau_a = F \times 1.25 / (1.5 \times \sqrt{3})$$

(SS400の場合は「山留め設計施工指針」により 110 N/mm^2 とする)

7-3 応力度の計算

$$\text{検定式} \quad \sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_b / \sigma_{ba} \leq 1.0$$

ここに σ_c 軸力による圧縮応力度

σ_b モーメントによる曲げ圧縮応力度

$$\tau_s / \tau_a \leq 1.0$$

ここに τ_s せん断応力度

使用鋼材

H - 300 × 150 × 6.5 × 9 ピッチ 1200 mm

断面性能

$$A = 46.78 \times 1.00 = 46.78 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 28.20 \times 0.65 = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 7210 \times 1.00 = 7210 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 481 \times 1.00 = 481 \text{ cm}^3$$

$$r = 12.40 \text{ cm}$$

応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = 49.05 \times 1000 / 481 = 102 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_s = Q / A_w = 37.99 \times 10 / 18.33 = 21 \text{ N/mm}^2$$

検定

$$102 / 195 = 0.52 < 1.0 \text{ O.K}$$

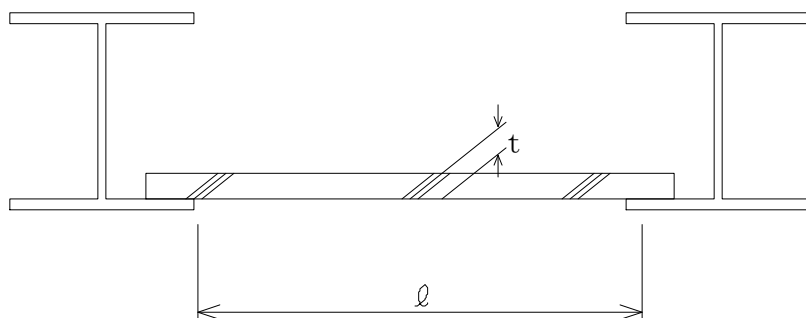
$$21 / 110 = 0.19 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$\text{ここに } \sigma_{ba} = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 110 \text{ N/mm}^2$$

8. 横矢板の検討

GL - 2.96m において横矢板の検討を行う



スパン $l = 1050.0 \text{ m m}$

矢板幅 $b = 1000.0 \text{ m m}$

の単純ばりとする

(設計側圧) $W = 18.39 \text{ k N / m} = 18.39 \text{ N / m m}$

(最大応力)

曲げモーメント $M = W \cdot l^2 / 8$
 $= 18.39 \times 1050.0^2 / 8 = 2534372.0 \text{ N} \cdot \text{m m}$

せん断力 $Q = W \cdot l / 2$
 $= 18.39 \times 1050.0 / 2 = 9654.8 \text{ N}$

(木材の許容応力度)

使用木材 あかまつ、くろまつ、べいまつ
 からまつ、ひば、ひのき
 べいひ

曲げ $\sigma_a = 13.5 \text{ N / m m}^2$

せん断力 $\tau_a = 1.1 \text{ N / m m}^2$

(必要板厚)

曲げ応力より $t_1 = \sqrt{6 \cdot M / (b \cdot \sigma_a)}$
 $= \sqrt{6 \times 2534372.0 / (1000.0 \times 13.5)}$
 $= 34 \text{ m m}$

せん断応力より $t_2 = 1.5 \cdot Q / (b \cdot \tau_a)$
 $= 1.5 \times 9654.8 / (1000.0 \times 1.1)$
 $= 14 \text{ m m}$

したがって、板厚は 35 m m とする

(応力度)

曲げ応力度 $\sigma = 6 \cdot M / (b \cdot t^2)$
 $= 6 \times 2534372.0 / (1000.0 \times 35^2)$
 $= 12.4 < 13.5 \text{ N / m m}^2 \text{ O.K.}$

せん断応力度 $\tau = 1.5 \cdot Q / (b \cdot t)$
 $= 1.5 \times 9654.8 / (1000.0 \times 35)$
 $= 0.4 < 1.1 \text{ N / m m}^2 \text{ O.K.}$

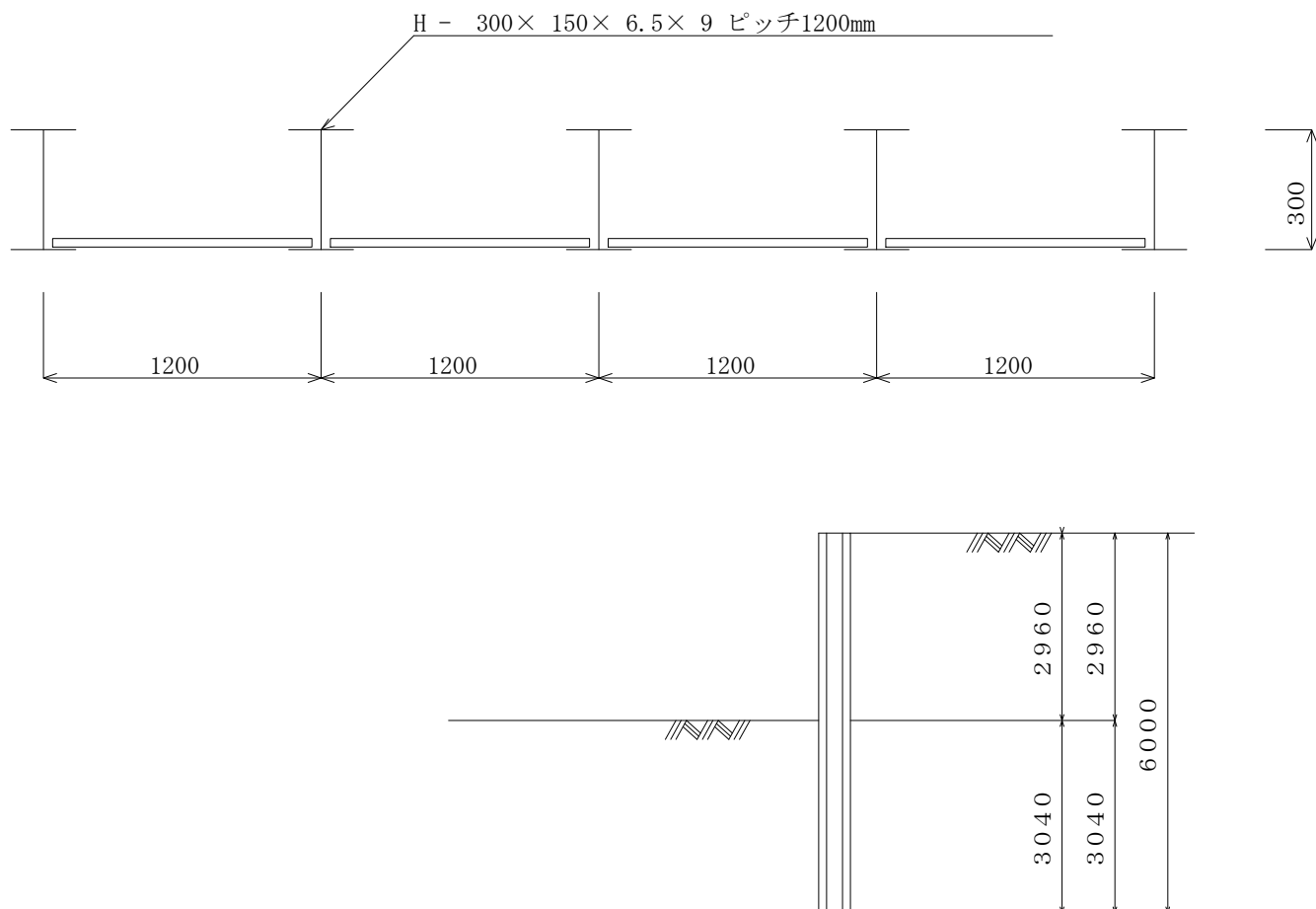
9. 結論

親杭横矢板工法

親杭

H - 300 × 150 × 6.5 × 9

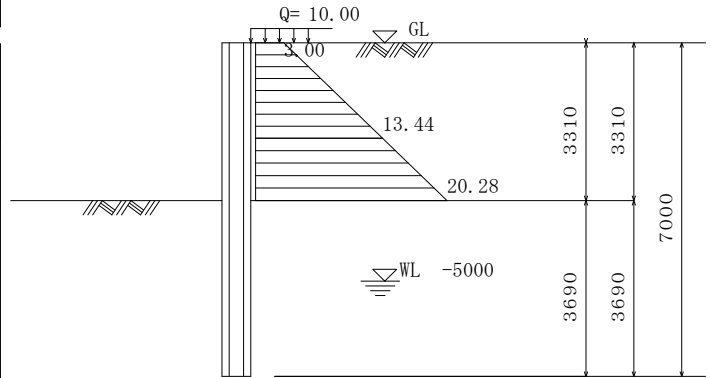
ピッチ 1200mm 材長 6000mm



1. 計算条件

1-1 設計断面

深度 (m)	土質名	土質定数				
		N	γt	γ	ϕ	c
2.00	S	10.0	17.00	7.00	30.00	0.00
10.00	G	40.0	18.00	8.00	43.00	0.00



1-2 山留工法

山留壁：親杭横矢板工法

親杭 H - 350×175×7.0×11
材長 = 7000mm ピッチ 1200 mm

1-3 土質条件

(背面側)

地層 No	土質名	深 度 GL-(m)	地層厚 (mm)	単位 体積重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
1	砂	2.000	2000	17.00	30.00	0.00
2	砂礫	10.000	8000	18.00	43.00	0.00

2. 計算結果

2-1 山留壁深さ

	掘削深さ	釣合深さ	壁材深さ
自立時	3.310 m	2.151 m	7.000 m

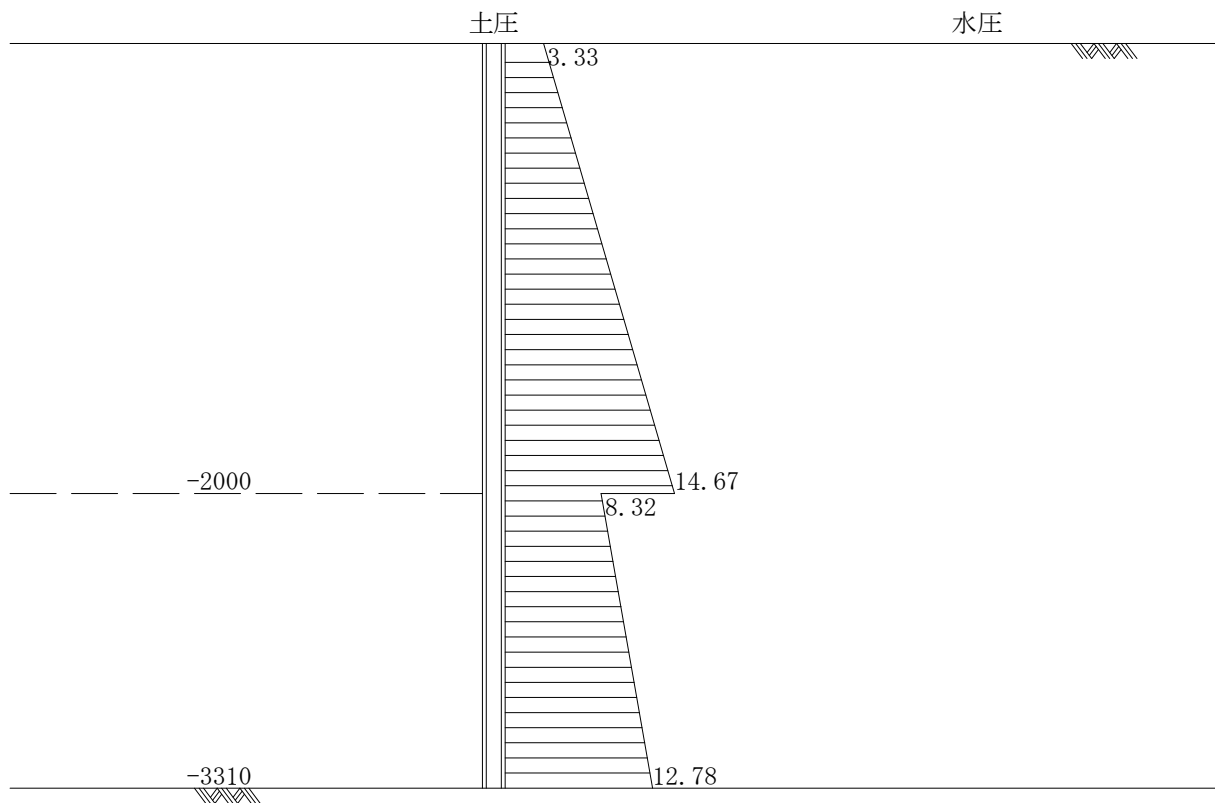
2-2 応力の集計(壁材1本当たり)

	モーメント	せん断力	たわみ
第1次掘削時	66.31 kNm	46.23 kN	2.04 cm

親杭 H - 350 × 175 × 7.0 × 11

3. 側圧図

3-1 ランキン・レザール式による側圧



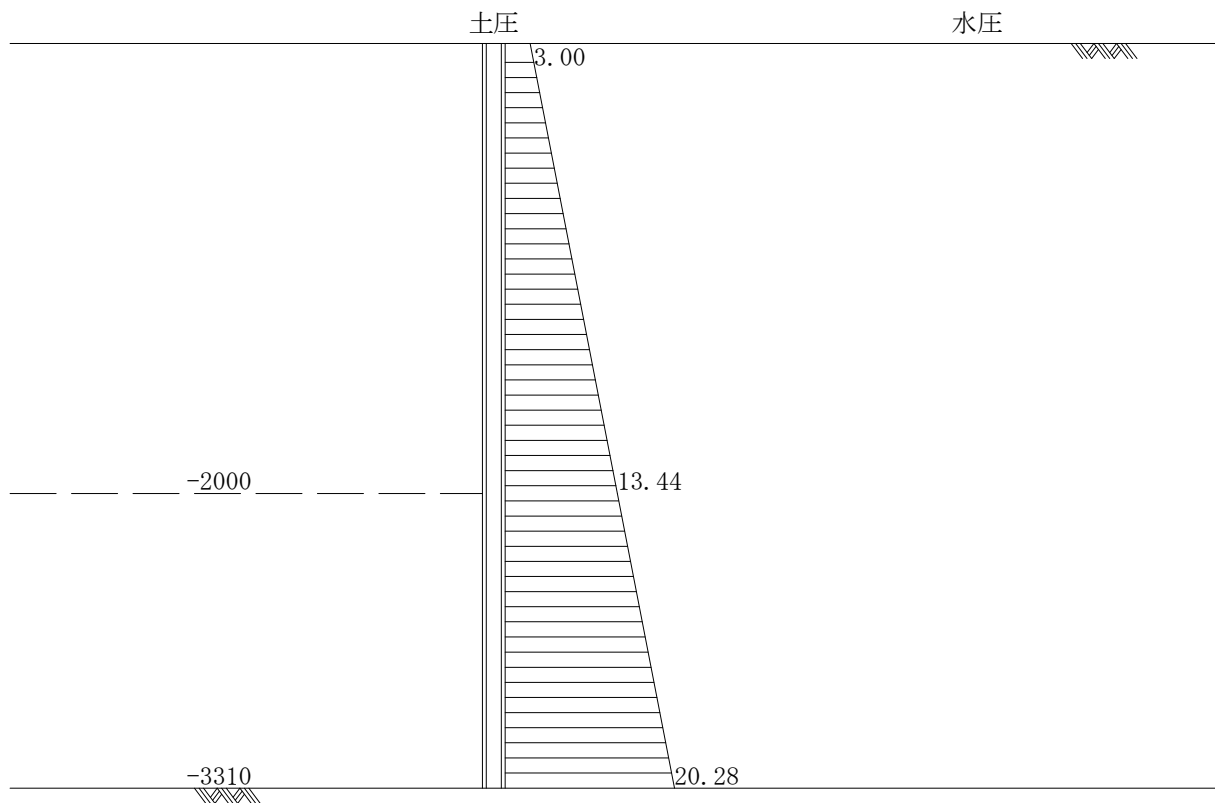
$$P_a = (q + \gamma t \cdot h) \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2(C + \Delta CL) \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$P_a = (q + \gamma t \cdot Z + \gamma' (h - Z)) \tan^2(45^\circ - \phi/2) - 2(C + \Delta CL) \tan(45^\circ - \phi/2) + \gamma W (h - Z)$$

$$\textcircled{1} \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{2} \tan(45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{3} 2(C + \Delta CL)$$

深さ (h) m	q kN/m ²	γt γ' kN/m ³	層厚 m	①	②	土圧 kN/m ²	水圧 kN/m ²	計 kN/m ²
				有効応力 kN/m ²	③ kN/m ²			
2.000	10.00	17.00	2.000	.333	.577	3.33	.00	3.33
				44.00	.000	14.67	.00	14.67
3.310	10.00	18.00	1.310	.189	.435	8.32	.00	8.32
				67.58	.000	12.78	.00	12.78

3-2 設計用側圧



側圧係数 $K = 0.30$

土の平均単位体積重量 $\bar{\gamma} = 17.40 \text{ kN/m}^3$

土の平均単位体積重量の計算

	層厚 (m)	γt (kN/m^3)	重量 (kN/m^2)
1	2.000	17.00	34.00
2	1.310	18.00	23.58
計	3.310		57.58

$$\text{全層厚 } \Sigma h = 3.310 \text{ m}$$

$$\text{総重量 } \Sigma h \cdot \gamma t = 57.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{平均単位体積重量 } \bar{\gamma} &= \Sigma h \cdot \gamma t / \Sigma h \\ &= 57.58 / 3.310 \\ &= 17.40 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

各層の側圧値の計算

	深さ (m)	P O (kN/m^2)	P i (kN/m^2)
1	0.000	3.00	—
2	2.000	3.00	13.44
3	3.310	3.00	20.28

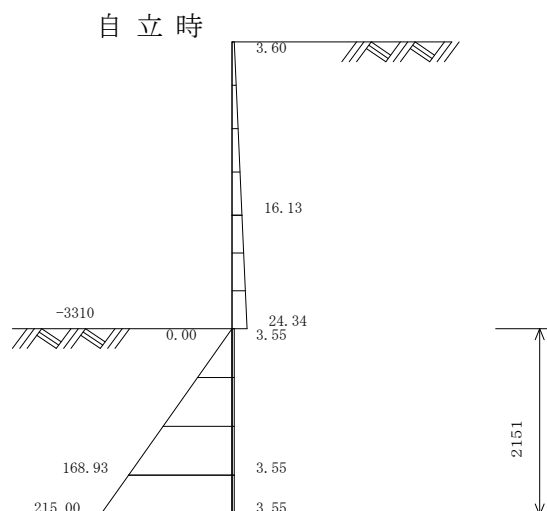
側圧係数	$K = 0.30$	
地表面載荷荷重	$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$	
平均単位体積重量	$\bar{\gamma} = 17.40 \text{ kN/m}^3$	
側圧値の計算式	$P_0 = K \cdot q \text{ kN/m}^3$	(地表面)
	$P_i = K \cdot \bar{\gamma} \cdot h + P_0$	(深さ h m)

上載荷重条件

1. 地表面荷重 $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

4. 根入れ長さの算定

4-1 つりあい検討



根入れ長さは以下の式を満足する長さとする

$$F = M_{\gamma} / M_d > 1.$$

ここに

F : 安全率

M_{γ} : 抵抗モーメント

M_d : 転倒モーメント

自立時

主働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	転倒 モーメント (kNm)	受働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	抵抗 モーメント (kNm)
46.23	3.40	157.18	231.23	0.72	166.49
7.63	1.08	8.24	0.00	0.00	0.00
	計	165.42		計	166.49

$$F = M_{\gamma} / M_d = 166.49 / 165.42 = 1.01 > 1.00 \quad \text{OK}$$

上記検討により、

つりあい深さ : $D_1 = 2.151 \text{ m}$

又、Chang式による根入れ長さは、

$$\begin{aligned} \text{根入れ長さ } D_2 &= 2 / \beta & \beta : \text{特性係数 (m}^{-1}\text{)} \\ &= 2 / 0.785 = 2.548 \text{ m} \end{aligned}$$

安全側を鑑み、 D_1 と D_2 のうちでより深い方の値を採用する。

故に、応力材長 : $Q_H = H + D$ H : 掘削深さ (m)

$$= 3.310 + 2.548 = 5.858 \rightarrow 7.000 \text{ m とする。}$$

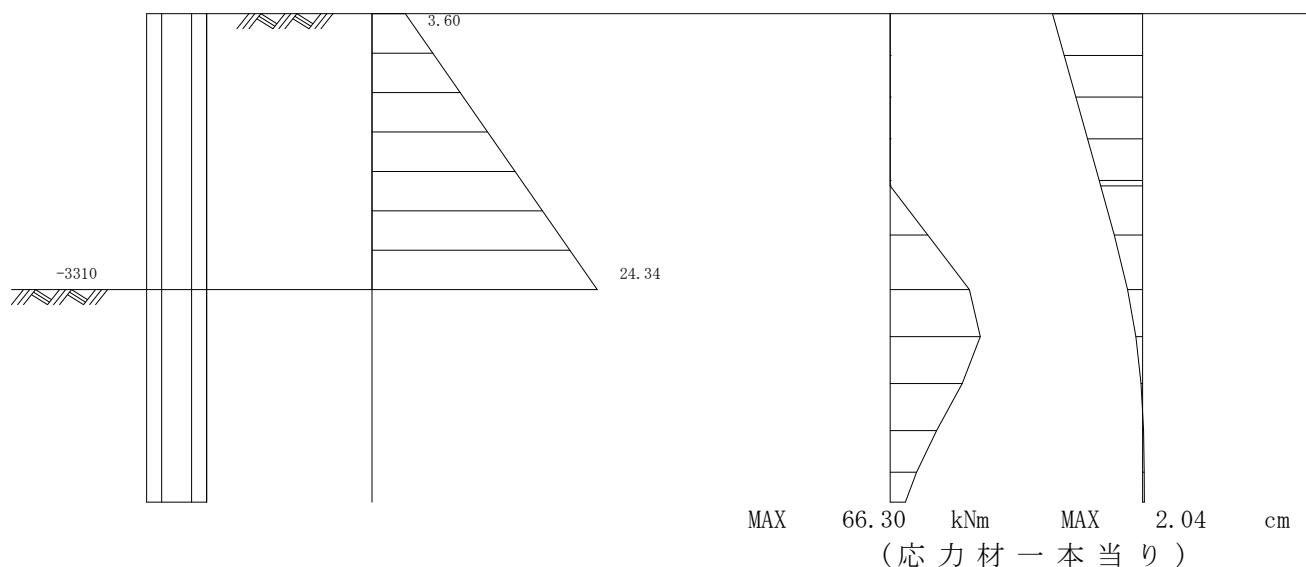
5. 山留め壁の応力及び変形

1次掘削時(自立時) H = 350 × 175 × 7.0 × 11 ピッチ 1200 mm

荷重

応力

変位



a. 水平荷重及び作用高さの計算

$$\text{水平荷重} : P_o = 46.23 \text{ kN/本} \quad \text{モーメント} : M_o = 57.59 \text{ kNm/本}$$

$$\text{作用高さ} : H_o = M_o / P_o = 57.59 / 46.23 = 1.246 \text{ m}$$

b. 特性係数の計算

$$E I = 20.50 \times 10^6 \times 13500.0 \quad \text{N} \cdot \text{cm}^2 = 27675.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$E_s (\text{平均}) = 4000.00 \times 1.050 = 4200.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{E_s \times 10 / 4 E I} = \sqrt[4]{4200.00 \times 10 / (4 \times 27675.0)} = 0.785 \text{ m}^{-1}$$

ここに、E : ヤング係数 I : 応力材一本の断面2次モーメント
E_s : 土の弾性係数 β : 特性係数

c. せん断力の計算

$$Q = P_o = 46.23 \text{ kN/本}$$

d. 曲げモーメントの計算

$$M = -P_o \times H_o \times \frac{\sqrt{(1 + 2\beta H_o)^2 + 1}}{2\beta H_o} \exp \left\{ -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta H_o} \right\}$$

$$= -46.23 \times 1.246 \times 1.151 = -66.30 \text{ kNm/本}$$

e. たわみ量の計算

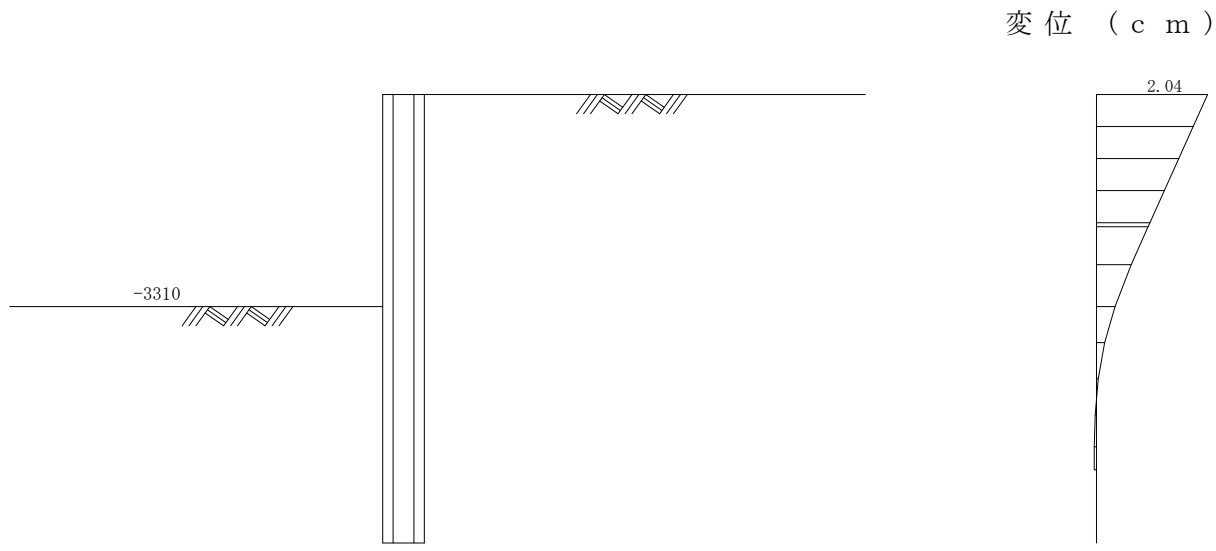
$$\delta_1 = \{(1 + \beta H_o) P_o / 2 E I (\beta)^3\} = 0.34 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \{(1 + 2\beta H_o) P_o \cdot H / 2 E I (\beta)^2\} = 1.33 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \{P_o \cdot H_o^2 (3 \times H - H_o) / 6 E I\} = 0.38 \text{ cm}$$

$$\Delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.34 + 1.33 + 0.38 = 2.04 \text{ cm}$$

6. トータル変位



7. 山留め壁の断面算定

7-1 最大応力

$$M = 66.31 \text{ kNm / 本}$$

$$Q = 46.23 \text{ kN / 本}$$

7-2 許容応力度の算定式

軸方向許容圧縮応力度

$$\lambda \leq \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times (1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2) / \nu \times 1.25$$

$$\lambda > \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times 0.277 / (\lambda / \Lambda)^2 \times 1.25$$

ここに $\lambda : Q / r$

$$\Lambda : \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$$

$$\nu : 3 / 2 + 2 \times (\lambda / \Lambda)^2 / 3$$

Q : 部材の長さ (cm)

r : 部材総断面二次半径 (cm)

E : ヤング係数

F : F 値

許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = F \times 1.25 / 1.5$$

許容せん断応力度

$$\tau_a = F \times 1.25 / (1.5 \times \sqrt{3})$$

(SS400の場合は「山留め設計施工指針」により 110 N/mm^2 とする)

7-3 応力度の計算

$$\text{検定式 } \sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_b / \sigma_{ba} \leq 1.0$$

ここに σ_c 軸力による圧縮応力度

σ_b モーメントによる曲げ圧縮応力度

$$\tau_s / \tau_a \leq 1.0$$

ここに τ_s せん断応力度

使用鋼材

H - 350 × 175 × 7.0 × 11 ピッチ 1200 m m

断面性能

$$A = 62.91 \times 1.00 = 62.91 \text{ c m}^2$$

$$A_w = 32.80 \times 0.70 = 22.96 \text{ c m}^2$$

$$I_x = 13500 \times 1.00 = 13500 \text{ c m}^4$$

$$Z_x = 771 \times 1.00 = 771 \text{ c m}^3$$

$$r = 14.60 \text{ c m}$$

応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = 66.31 \times 1000 / 771 = 86 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_s = Q / A_w = 46.23 \times 10 / 22.96 = 20 \text{ N / m m}^2$$

検定

$$86 / 195 = 0.44 < 1.0 \text{ O.K}$$

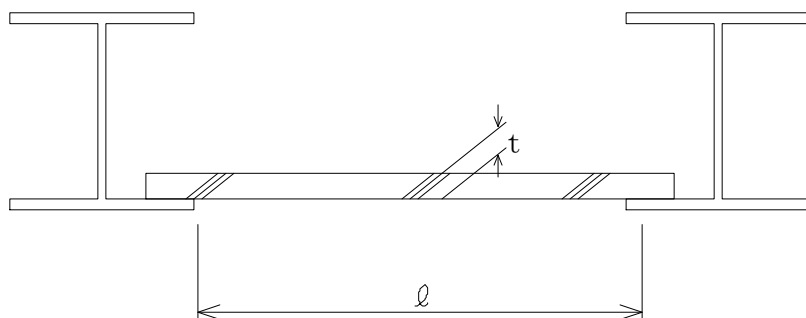
$$20 / 110 = 0.18 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$\text{ここに } \sigma_{ba} = 195 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_a = 110 \text{ N / m m}^2$$

8. 横矢板の検討

GL - 3.31m において横矢板の検討を行う



スパン $\ell = 1030.0 \text{ m m}$

矢板幅 $b = 1000.0 \text{ m m}$

の単純ばりとする

(設計側圧) $W = 20.28 \text{ k N / m} = 20.28 \text{ N / m m}$

(最大応力)

曲げモーメント $M = W \cdot \ell^2 / 8$
 $= 20.28 \times 1030.0^2 / 8 = 2689382.0 \text{ N} \cdot \text{m m}$

せん断力 $Q = W \cdot \ell / 2$
 $= 20.28 \times 1030.0 / 2 = 10444.2 \text{ N}$

(木材の許容応力度)

使用木材 あかまつ、くろまつ、べいまつ
 からまつ、ひば、ひのき
 べいひ

曲げ $\sigma_a = 13.5 \text{ N / m m}^2$

せん断力 $\tau_a = 1.1 \text{ N / m m}^2$

(必要板厚)

曲げ応力より $t_1 = \sqrt{6 \cdot M / (b \cdot \sigma_a)}$
 $= \sqrt{6 \times 2689382.0 / (1000.0 \times 13.5)}$
 $= 34 \text{ m m}$

せん断応力より $t_2 = 1.5 \cdot Q / (b \cdot \tau_a)$
 $= 1.5 \times 10444.2 / (1000.0 \times 1.1)$
 $= 15 \text{ m m}$

したがって、板厚は 35 m m とする

(応力度)

曲げ応力度 $\sigma = 6 \cdot M / (b \cdot t^2)$
 $= 6 \times 2689382.0 / (1000.0 \times 35^2)$
 $= 13.2 < 13.5 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

せん断応力度 $\tau = 1.5 \cdot Q / (b \cdot t)$
 $= 1.5 \times 10444.2 / (1000.0 \times 35)$
 $= 0.4 < 1.1 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

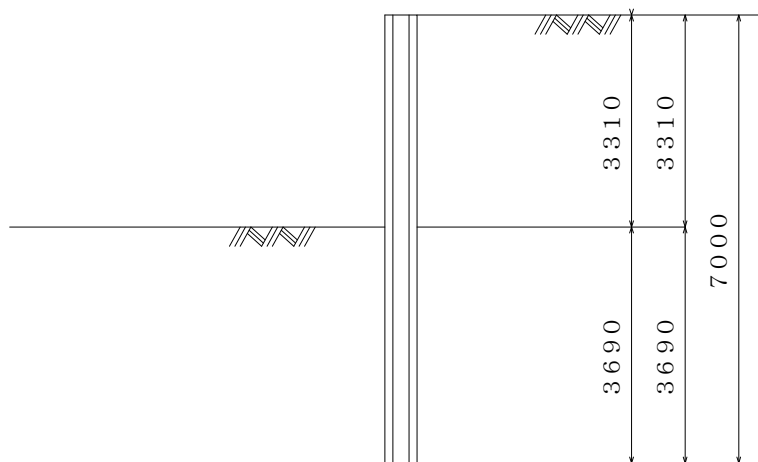
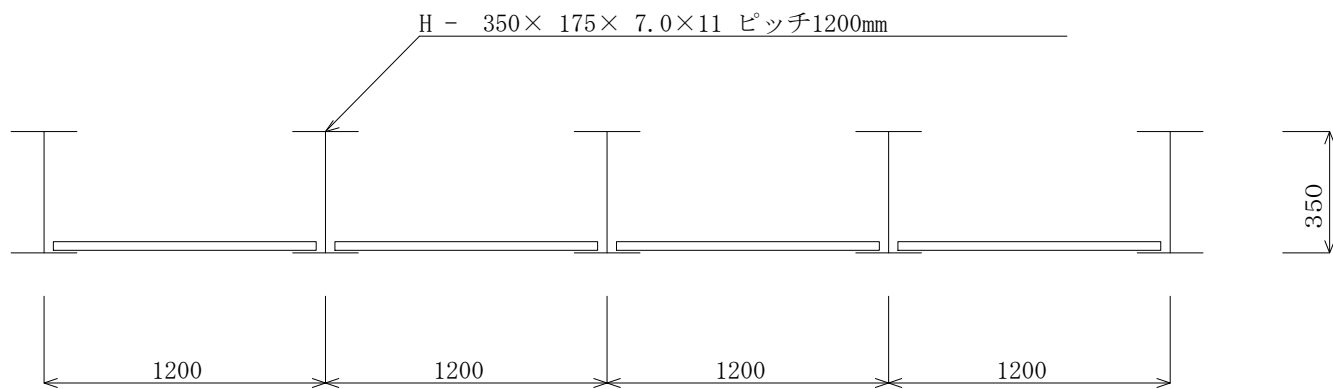
9. 結論

親杭横矢板工法

親杭

H - 350 × 175 × 7.0 × 11

ピッチ 1200mm 材長 7000mm



1-2 山留工法

山留壁：親杭横矢板工法

親杭 H - 200× 200× 8.0× 12
 材長 = 7000mm ピッチ 900 mm

1-3 土質条件

(背面側)

地層 No	土質名	深 度 GL-(m)	地層厚 (mm)	単位 体積重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
1	砂	2.000	2000	17.00	30.00	0.00
2	砂礫	10.000	8000	18.00	43.00	0.00

2. 計算結果

2-1 山留壁深さ

	掘削深さ	釣合深さ	壁材深さ
自立時	3.310 m	1.963 m	7.000 m

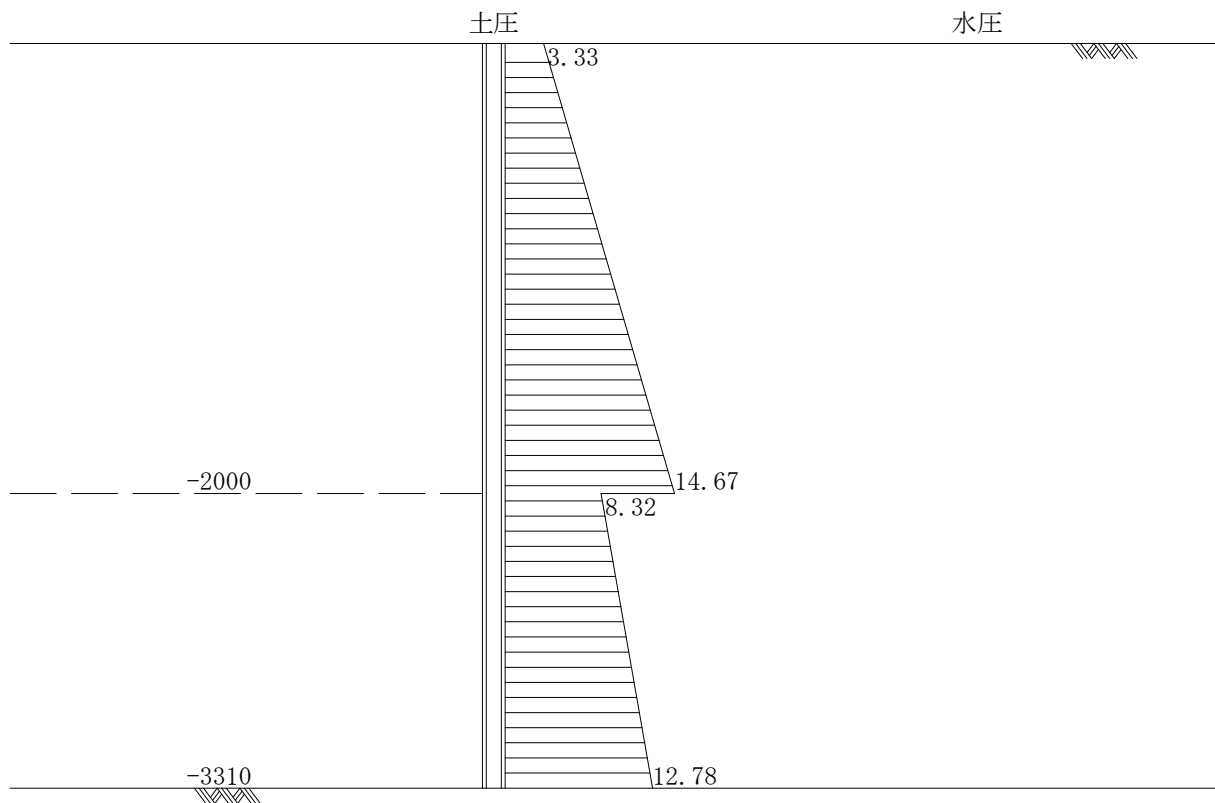
2-2 応力の集計(壁材1本当たり)

	モーメント	せん断力	たわみ
第1次掘削時	47.58 kNm	34.68 kN	3.25 cm

親杭 H - 200×200×8.0×12

3. 側圧図

3-1 ランキン・レザール式による側圧



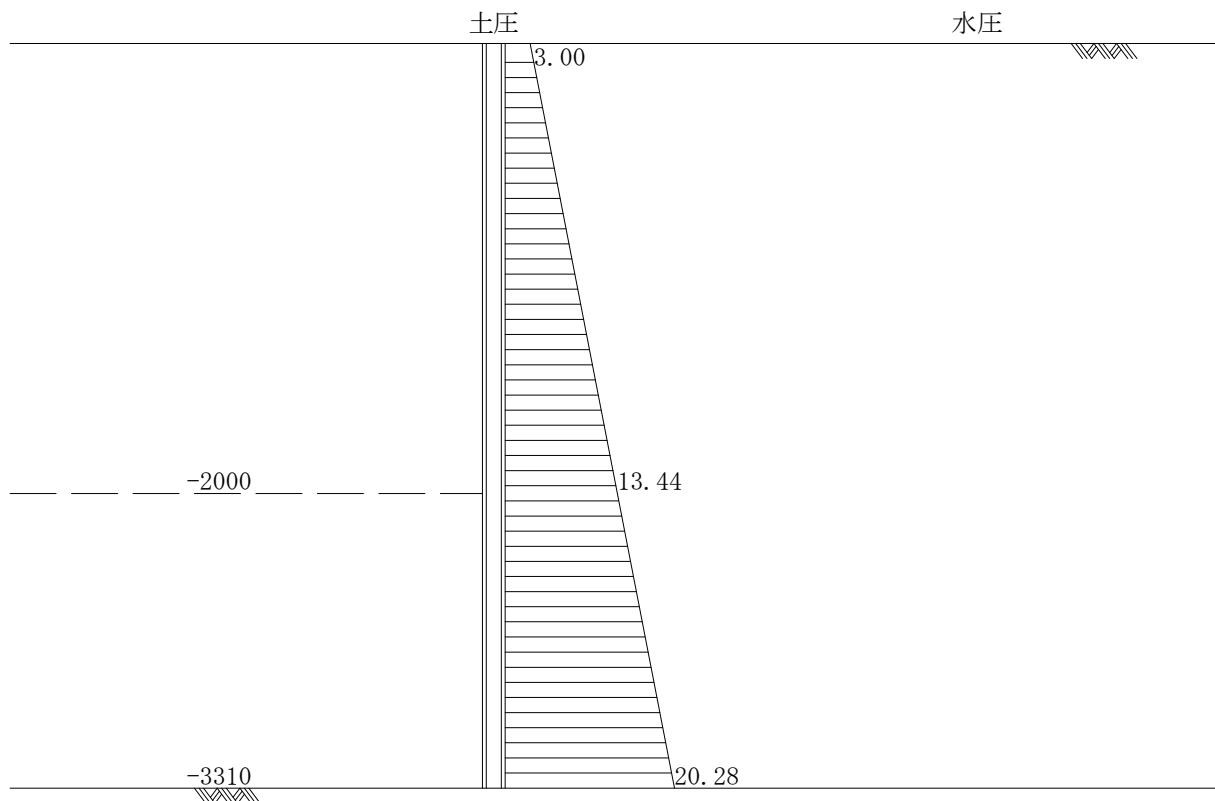
$$P_a = (q + \gamma t \cdot h) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2 (C + \Delta CL) \tan (45^\circ - \phi/2)$$

$$P_a = (q + \gamma t \cdot Z + \gamma' (h - Z)) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2 (C + \Delta CL) \tan (45^\circ - \phi/2) + \gamma W (h - Z)$$

$$\textcircled{1} \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{2} \tan (45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{3} 2 (C + \Delta CL)$$

深さ (h) m	q kN/m ²	γt γ' kN/m ³	層厚 m	①	②	土圧 kN/m ²	水圧 kN/m ²	計 kN/m ²
				有効応力 kN/m ²	③ kN/m ²			
2.000	10.00	17.00	2.000	.333	.577	3.33	.00	3.33
				44.00	.000	14.67	.00	14.67
3.310	10.00	18.00	1.310	.189	.435	8.32	.00	8.32
				67.58	.000	12.78	.00	12.78

3-2 設計用側圧



側圧係数 $K = 0.30$

土の平均単位体積重量 $\bar{\gamma} = 17.40 \text{ kN/m}^3$

土の平均単位体積重量の計算

	層厚 (m)	γt (kN/m^3)	重量 (kN/m^2)
1	2.000	17.00	34.00
2	1.310	18.00	23.58
計	3.310		57.58

$$\text{全層厚 } \Sigma h = 3.310 \text{ m}$$

$$\text{総重量 } \Sigma h \cdot \gamma t = 57.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{平均単位体積重量 } \bar{\gamma} &= \Sigma h \cdot \gamma t / \Sigma h \\ &= 57.58 / 3.310 \\ &= 17.40 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

各層の側圧値の計算

	深さ (m)	P O (kN/m^2)	P i (kN/m^2)
1	0.000	3.00	—
2	2.000	3.00	13.44
3	3.310	3.00	20.28

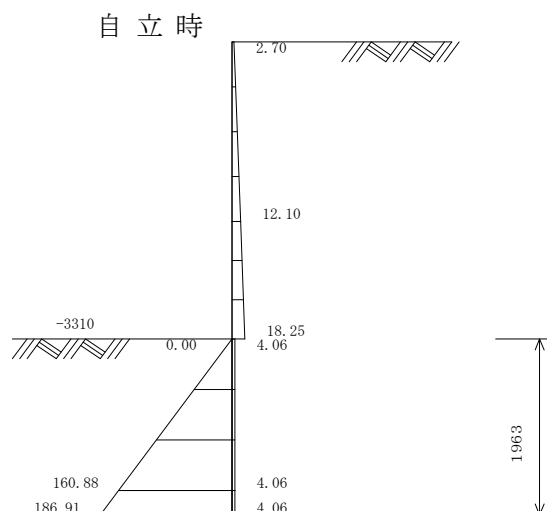
側圧係数	$K = 0.30$	
地表面載荷荷重	$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$	
平均単位体積重量	$\bar{\gamma} = 17.40 \text{ kN/m}^3$	
側圧値の計算式	$P_0 = K \cdot q \text{ kN/m}^3$	(地表面)
	$P_i = K \cdot \bar{\gamma} \cdot h + P_0$	(深さ h m)

上載荷重条件

1. 地表面荷重 $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

4. 根入れ長さの算定

4-1 つりあい検討



根入長さは以下の式を満足する長さとする

$$F = M_{\gamma} / M_d > 1.$$

ここに

F : 安全率

M_{γ} : 抵抗モーメント

M_d : 転倒モーメント

自立時

主働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	転倒 モーメント (kNm)	受働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	抵抗 モーメント (kNm)
34.68	3.21	111.32	183.50	0.65	119.28
7.96	0.98	7.80	0.00	0.00	0.00
計		119.12	計		119.28

$$F = M_{\gamma} / M_d = 119.28 / 119.12 = 1.00 > 1.00 \quad \text{OK}$$

上記検討により、

つりあい深さ : $D_1 = 1.963 \text{ m}$

又、Chang式による根入れ長さは、

$$\begin{aligned} \text{根入れ長さ } D_2 &= 2 / \beta & \beta : \text{特性係数 (m}^{-1}\text{)} \\ &= 2 / 1.008 = 1.984 \text{ m} \end{aligned}$$

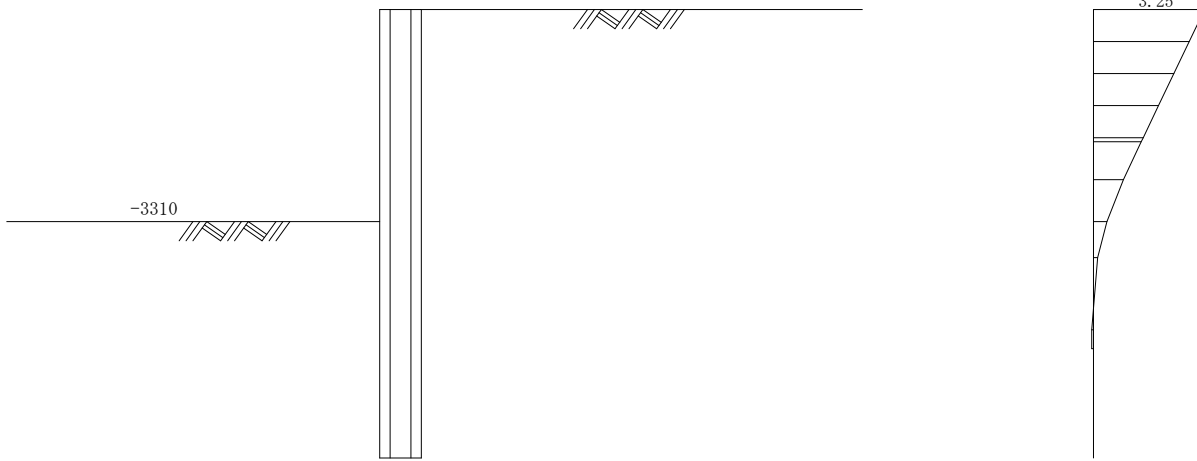
安全側を鑑み、 D_1 と D_2 のうちでより深い方の値を採用する。

故に、応力材長 : $Q_H = H + D$ H : 掘削深さ (m)

$$= 3.310 + 1.984 = 5.294 \rightarrow 7.000 \text{ m とする。}$$

6. トータル変位

変位 (c m)



7. 山留め壁の断面算定

7-1 最大応力

$$M = 47.58 \text{ kNm / 本}$$

$$Q = 34.68 \text{ kN / 本}$$

7-2 許容応力度の算定式

軸方向許容圧縮応力度

$$\lambda \leq \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times (1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2) / \nu \times 1.25$$

$$\lambda > \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times 0.277 / (\lambda / \Lambda)^2 \times 1.25$$

ここに $\lambda : Q / r$

$$\Lambda : \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$$

$$\nu : 3 / 2 + 2 \times (\lambda / \Lambda)^2 / 3$$

Q : 部材の長さ (cm)

r : 部材総断面二次半径 (cm)

E : ヤング係数

F : F 値

許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = F \times 1.25 / 1.5$$

許容せん断応力度

$$\tau_a = F \times 1.25 / (1.5 \times \sqrt{3})$$

(SS400の場合は「山留め設計施工指針」により 110 N/mm^2 とする)

7-3 応力度の計算

$$\text{検定式} \quad \sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_b / \sigma_{ba} \leq 1.0$$

ここに σ_c 軸力による圧縮応力度

σ_b モーメントによる曲げ圧縮応力度

$$\tau_s / \tau_a \leq 1.0$$

ここに τ_s せん断応力度

使用鋼材

H - 200 × 200 × 8.0 × 12 ピッチ 900 m m

断面性能

$$A = 63.53 \times 1.00 = 63.53 \text{ c m}^2$$

$$A_w = 17.60 \times 0.80 = 14.08 \text{ c m}^2$$

$$I_x = 4720 \times 1.00 = 4720 \text{ c m}^4$$

$$Z_x = 472 \times 1.00 = 472 \text{ c m}^3$$

$$r = 8.62 \text{ c m}$$

応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = 47.58 \times 1000 / 472 = 101 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_s = Q / A_w = 34.68 \times 10 / 14.08 = 25 \text{ N / m m}^2$$

検定

$$101 / 195 = 0.52 < 1.0 \text{ O.K}$$

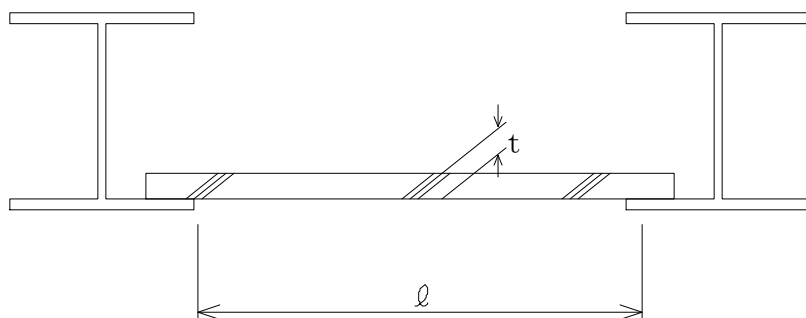
$$25 / 110 = 0.22 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$\text{ここに } \sigma_{ba} = 195 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_a = 110 \text{ N / m m}^2$$

8. 横矢板の検討

GL - 3.31m において横矢板の検討を行う



スパン $l = 700.0 \text{ m m}$

矢板幅 $b = 1000.0 \text{ m m}$

の単純ばりとする

(設計側圧) $W = 20.28 \text{ k N / m} = 20.28 \text{ N / m m}$

(最大応力)

曲げモーメント $M = W \cdot l^2 / 8$
 $= 20.28 \times 700.0^2 / 8 = 1242150.0 \text{ N} \cdot \text{m m}$

せん断力 $Q = W \cdot l / 2$
 $= 20.28 \times 700.0 / 2 = 7098.0 \text{ N}$

(木材の許容応力度)

使用木材 あかまつ、くろまつ、べいまつ
 からまつ、ひば、ひのき
 べいひ

曲げ $\sigma_a = 13.5 \text{ N / m m}^2$

せん断力 $\tau_a = 1.1 \text{ N / m m}^2$

(必要板厚)

曲げ応力より $t_1 = \sqrt{6 \cdot M / (b \cdot \sigma_a)}$
 $= \sqrt{6 \times 1242150.0 / (1000.0 \times 13.5)}$
 $= 24 \text{ m m}$

せん断応力より $t_2 = 1.5 \cdot Q / (b \cdot \tau_a)$
 $= 1.5 \times 7098.0 / (1000.0 \times 1.1)$
 $= 10 \text{ m m}$

したがって、板厚は 30 m m とする

(応力度)

曲げ応力度 $\sigma = 6 \cdot M / (b \cdot t^2)$
 $= 6 \times 1242150.0 / (1000.0 \times 30^2)$
 $= 8.3 < 13.5 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

せん断応力度 $\tau = 1.5 \cdot Q / (b \cdot t)$
 $= 1.5 \times 7098.0 / (1000.0 \times 30)$
 $= 0.4 < 1.1 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

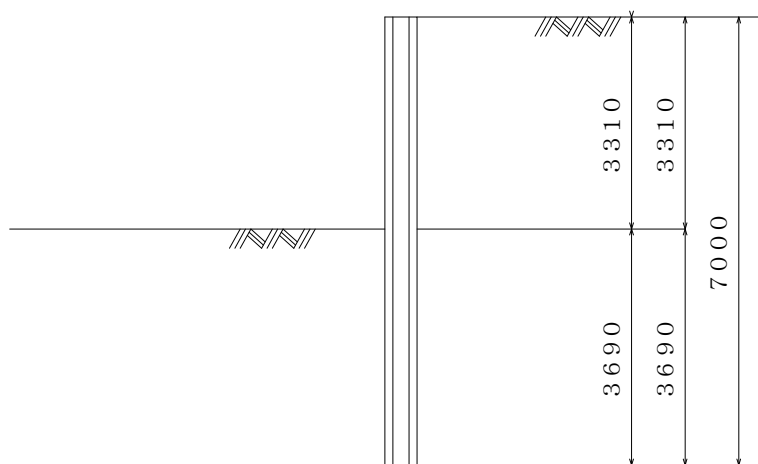
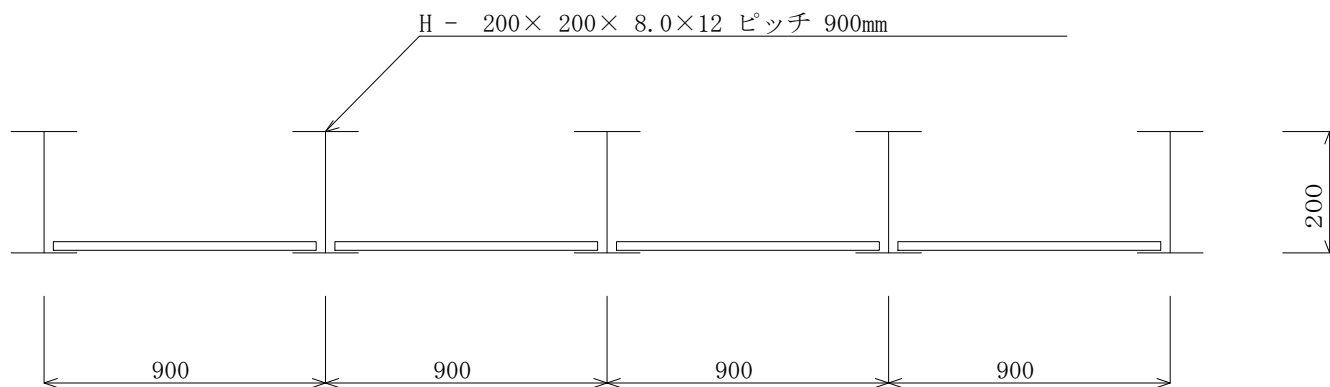
9. 結論

親杭横矢板工法

親杭

H - 200 × 200 × 8.0 × 12

ピッチ 900mm 材長 7000mm



1-2 山留工法

山留壁：親杭横矢板工法

親杭 H - 300×150×6.5×9
材長 = 5500mm ピッチ 1200 mm

1-3 土質条件

(背面側)

地層 No	土質名	深 度 GL-(m)	地層厚 (mm)	単位 体積重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
1	砂	2.000	2000	17.00	30.00	0.00
2	砂礫	10.000	8000	18.00	43.00	0.00

2. 計算結果

2-1 山留壁深さ

	掘削深さ	釣合深さ	壁材深さ
自立時	2.660 m	1.892 m	5.500 m

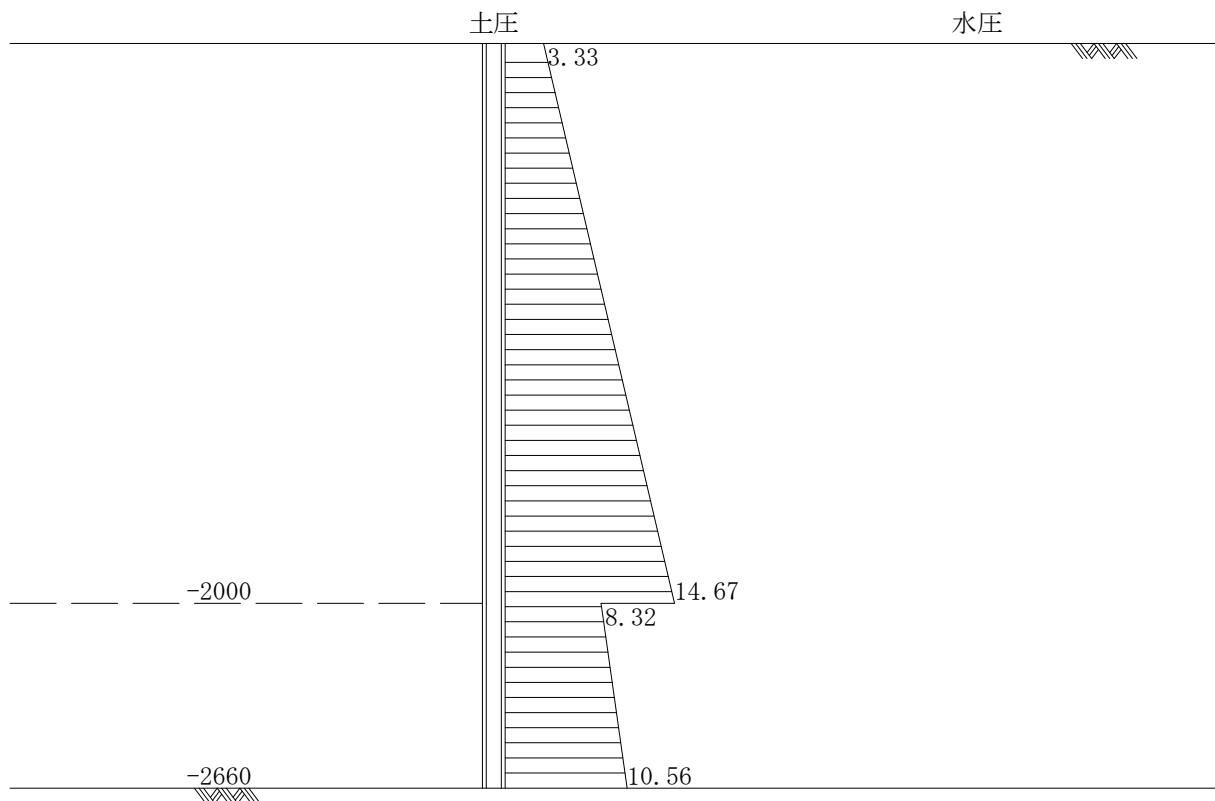
2-2 応力の集計(壁材1本当たり)

	モーメント	せん断力	たわみ
第1次掘削時	37.74 kNm	31.55 kN	1.57 cm

親杭 H - 300 × 150 × 6.5 × 9

3. 側圧図

3-1 ランキン・レザール式による側圧



$$P_a = (q + \gamma t \cdot h) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2 (C + \Delta CL) \tan (45^\circ - \phi/2)$$

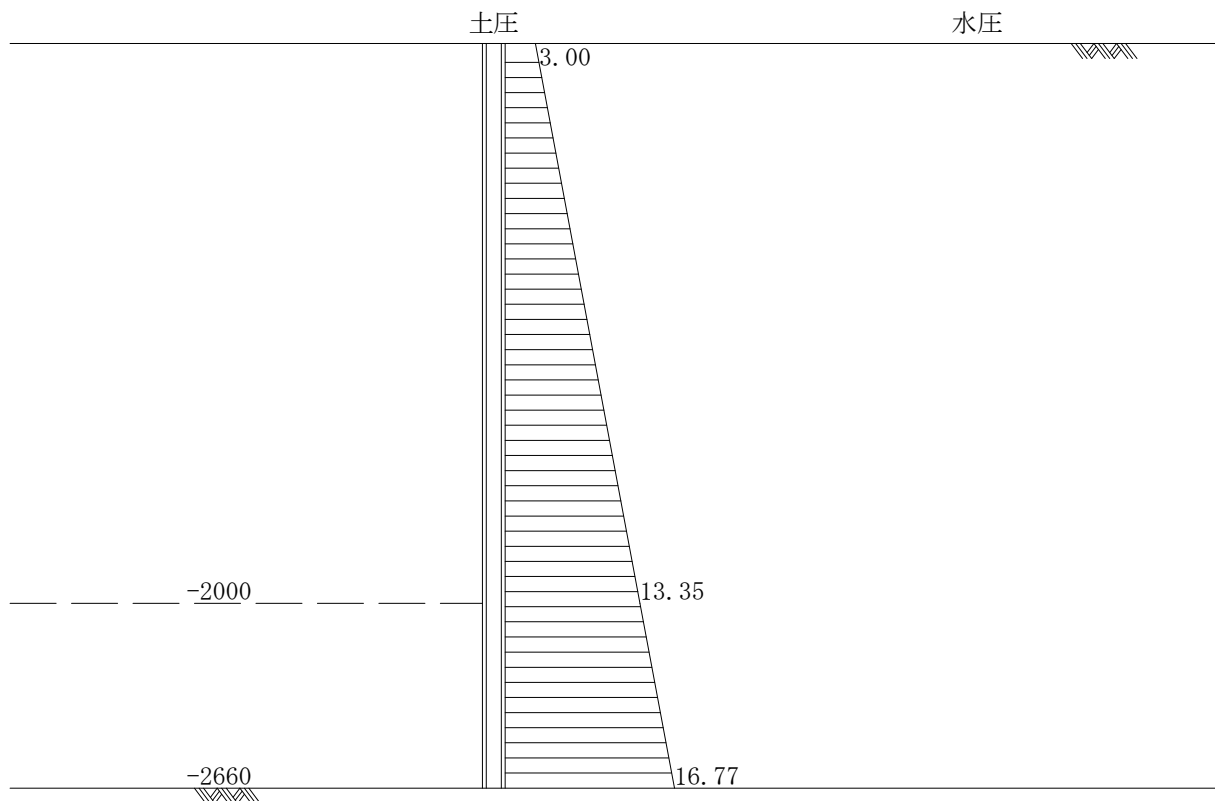
$$P_a = (q + \gamma t \cdot Z + \gamma' (h - Z)) \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$- 2 (C + \Delta CL) \tan (45^\circ - \phi/2) + \gamma W (h - Z)$$

$$\textcircled{1} \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{2} \tan (45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{3} 2 (C + \Delta CL)$$

深さ (h) m	q kN/m ²	γt γ' kN/m ³	層厚 m	①	②	土圧 kN/m ²	水圧 kN/m ²	計 kN/m ²
				有効応力 kN/m ²	③ kN/m ²			
2.000	10.00	17.00	2.000	.333	.577	3.33	.00	3.33
				44.00	.000	14.67	.00	14.67
2.660	10.00	18.00	.660	.189	.435	8.32	.00	8.32
				55.88	.000	10.56	.00	10.56

3-2 設計用側圧



側圧係数 $K = 0.30$

土の平均単位体積重量 $\bar{\gamma} = 17.25 \text{ kN/m}^3$

土の平均単位体積重量の計算

	層厚 (m)	γt (kN/m^3)	重量 (kN/m^2)
1	2.000	17.00	34.00
2	0.660	18.00	11.88
計	2.660		45.88

$$\text{全層厚 } \Sigma h = 2.660 \text{ m}$$

$$\text{総重量 } \Sigma h \cdot \gamma t = 45.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{平均単位体積重量 } \bar{\gamma} &= \Sigma h \cdot \gamma t / \Sigma h \\ &= 45.88 / 2.660 \\ &= 17.25 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

各層の側圧値の計算

	深さ (m)	P O (kN/m^2)	P i (kN/m^2)
1	0.000	3.00	—
2	2.000	3.00	13.35
3	2.660	3.00	16.77

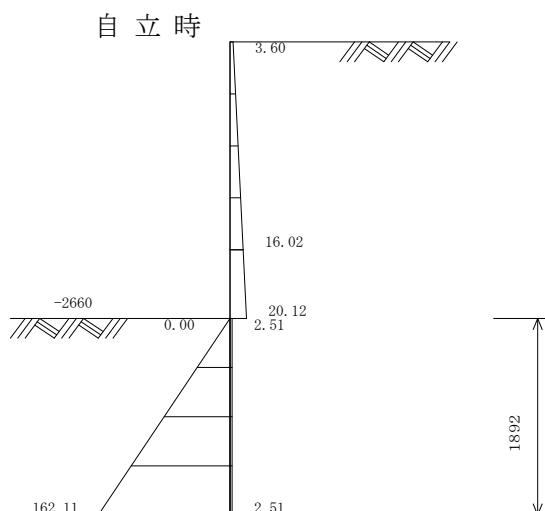
側圧係数	$K = 0.30$	
地表面載荷荷重	$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$	
平均単位体積重量	$\bar{\gamma} = 17.25 \text{ kN/m}^3$	
側圧値の計算式	$P_0 = K \cdot q \text{ kN/m}^3$	(地表面)
	$P_i = K \cdot \bar{\gamma} \cdot h + P_0$	(深さ h m)

上載荷重条件

1. 地表面荷重 $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

4. 根入れ長さの算定

4-1 つりあい検討



根入長さは以下の式を満足する長さとする

$$F = M_{\gamma} / M_d > 1.$$

ここに

F : 安全率

M_{γ} : 抵抗モーメント

M_d : 転倒モーメント

自立時

主働土圧合力 (kN)	距離 (m)	転倒モーメント (kNm)	受働土圧合力 (kN)	距離 (m)	抵抗モーメント (kNm)
31.55	2.91	91.81	153.37	0.63	96.62
4.76	0.95	4.52	0.00	0.00	0.00
	計	96.33		計	96.62

$$F = M_{\gamma} / M_d = 96.62 / 96.33 = 1.00 > 1.00 \quad \text{OK}$$

上記検討により、

つりあい深さ : $D_1 = 1.892 \text{ m}$

又、Chang式による根入れ長さは、

$$\text{根入れ長さ } D_2 = 2 / \beta \quad \beta : \text{特性係数 (m}^{-1}\text{)}$$

$$= 2 / 0.883 = 2.265 \text{ m}$$

安全側を鑑み、 D_1 と D_2 のうちでより深い方の値を採用する。

故に、応力材長 : $Q_H = H + D$ H : 掘削深さ (m)

$$= 2.660 + 2.265 = 4.925 \rightarrow 5.500 \text{ m とする。}$$

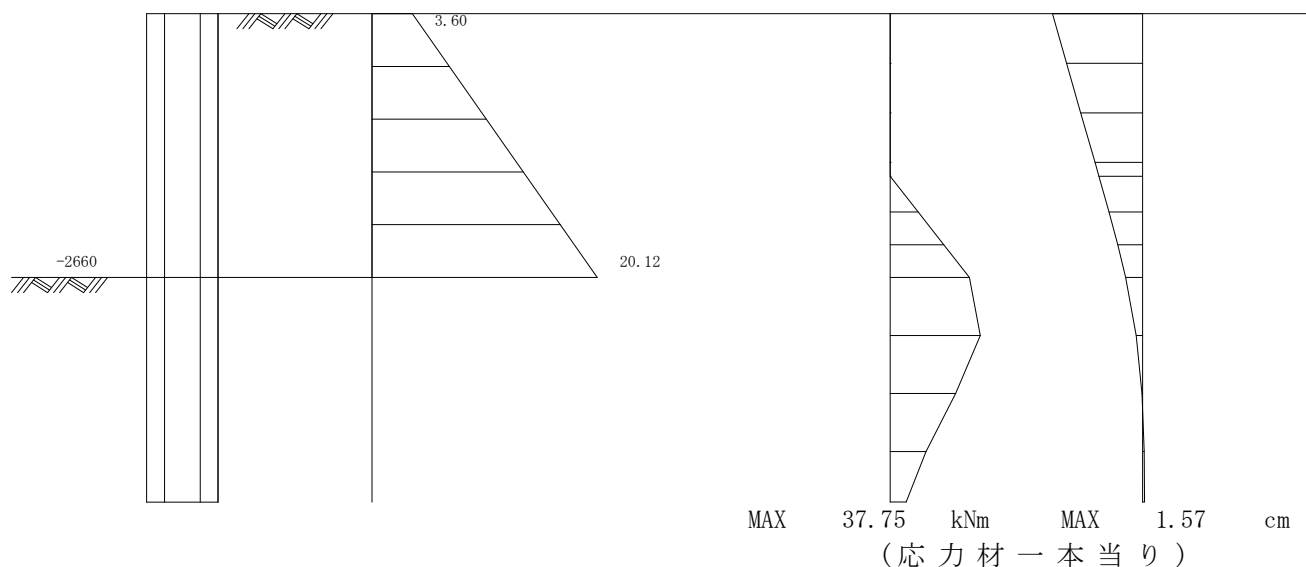
5. 山留め壁の応力及び変形

1次掘削時(自立時) H = 300 × 150 × 6.5 × 9 ピッチ 1200 mm

荷重

応力

変位



a. 水平荷重及び作用高さの計算

$$\text{水平荷重} : P_o = 31.55 \text{ kN/本} \quad \text{モーメント} : M_o = 32.22 \text{ kNm/本}$$

$$\text{作用高さ} : H_o = M_o / P_o = 32.22 / 31.55 = 1.021 \text{ m}$$

b. 特性係数の計算

$$E I = 20.50 \times 10^6 \times 7210.0 \text{ N} \cdot \text{cm}^2 = 14780.5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$E_s (\text{平均}) = 4000.00 \times 0.900 = 3600.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{E_s \times 10 / 4 E I} = \sqrt[4]{3600.00 \times 10 / (4 \times 14780.5)} = 0.883 \text{ m}^{-1}$$

ここに、E : ヤング係数 I : 応力材一本の断面2次モーメント
E_s : 土の弾性係数 β : 特性係数

c. せん断力の計算

$$Q = P_o = 31.55 \text{ kN/本}$$

d. 曲げモーメントの計算

$$M = -P_o \times H_o \times \frac{\sqrt{(1 + 2\beta H_o)^2 + 1}}{2\beta H_o} \exp \left\{ -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta H_o} \right\}$$

$$= -31.55 \times 1.021 \times 1.172 = -37.75 \text{ kNm/本}$$

e. たわみ量の計算

$$\delta_1 = \{(1 + \beta H_o) P_o / 2 E I (\beta)^3\} = 0.29 \text{ cm}$$

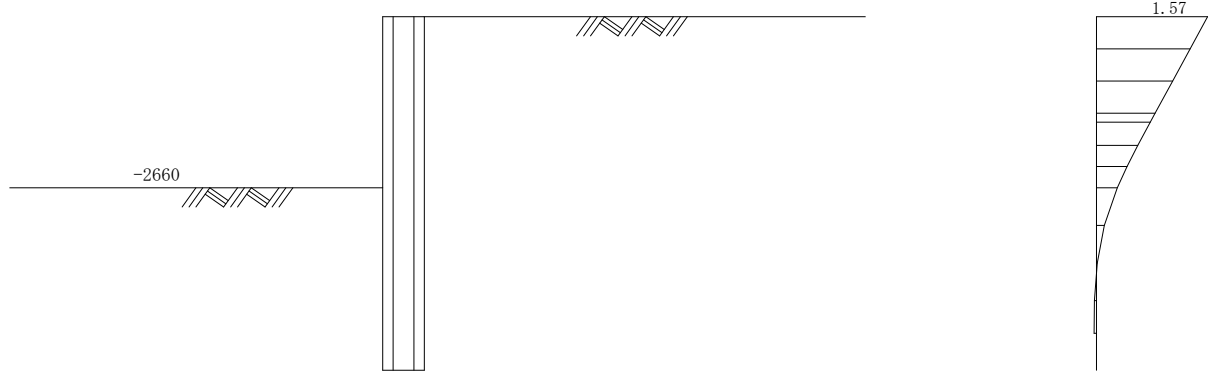
$$\delta_2 = \{(1 + 2\beta H_o) P_o \cdot H / 2 E I (\beta)^2\} = 1.02 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \{P_o \cdot H_o^2 (3 \times H - H_o) / 6 E I\} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\Delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.29 + 1.02 + 0.26 = 1.57 \text{ cm}$$

6. トータル変位

変位 (c m)



7. 山留め壁の断面算定

7-1 最大応力

$$M = 37.74 \text{ kNm / 本}$$

$$Q = 31.55 \text{ kN / 本}$$

7-2 許容応力度の算定式

軸方向許容圧縮応力度

$$\lambda \leq \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times (1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2) / \nu \times 1.25$$

$$\lambda > \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times 0.277 / (\lambda / \Lambda)^2 \times 1.25$$

ここに $\lambda : Q / r$

$$\Lambda : \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$$

$$\nu : 3 / 2 + 2 \times (\lambda / \Lambda)^2 / 3$$

Q : 部材の長さ (cm)

r : 部材総断面二次半径 (cm)

E : ヤング係数

F : F 値

許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = F \times 1.25 / 1.5$$

許容せん断応力度

$$\tau_a = F \times 1.25 / (1.5 \times \sqrt{3})$$

(SS400の場合は「山留め設計施工指針」により 110 N/mm^2 とする)

7-3 応力度の計算

$$\text{検定式 } \sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_b / \sigma_{ba} \leq 1.0$$

ここに σ_c 軸力による圧縮応力度

σ_b モーメントによる曲げ圧縮応力度

$$\tau_s / \tau_a \leq 1.0$$

ここに τ_s せん断応力度

使用鋼材

H - 300 × 150 × 6.5 × 9 ピッチ 1200 m m

断面性能

$$A = 46.78 \times 1.00 = 46.78 \text{ c m}^2$$

$$A_w = 28.20 \times 0.65 = 18.33 \text{ c m}^2$$

$$I_x = 7210 \times 1.00 = 7210 \text{ c m}^4$$

$$Z_x = 481 \times 1.00 = 481 \text{ c m}^3$$

$$r = 12.40 \text{ c m}$$

応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = 37.74 \times 1000 / 481 = 78 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_s = Q / A_w = 31.55 \times 10 / 18.33 = 17 \text{ N / m m}^2$$

検定

$$78 / 195 = 0.40 < 1.0 \text{ O.K}$$

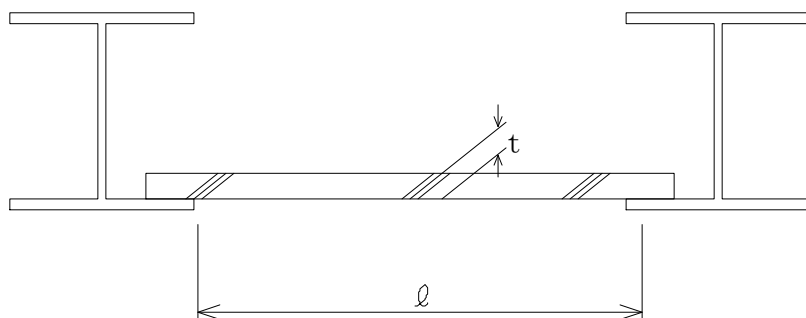
$$17 / 110 = 0.16 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$\text{ここに } \sigma_{ba} = 195 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_a = 110 \text{ N / m m}^2$$

8. 横矢板の検討

G L - 2.66 m において横矢板の検討を行う



スパン $\ell = 1050.0 \text{ m m}$

矢板幅 $b = 1000.0 \text{ m m}$

の単純ばりとする

(設計側圧) $W = 16.77 \text{ k N / m} = 16.77 \text{ N / m m}$

(最大応力)

曲げモーメント $M = W \cdot \ell^2 / 8$
 $= 16.77 \times 1050.0^2 / 8 = 2311116.0 \text{ N} \cdot \text{m m}$

せん断力 $Q = W \cdot \ell / 2$
 $= 16.77 \times 1050.0 / 2 = 8804.3 \text{ N}$

(木材の許容応力度)

使用木材 あかまつ、くろまつ、べいまつ
 からまつ、ひば、ひのき
 べいひ

曲げ $\sigma_a = 13.5 \text{ N / m m}^2$

せん断力 $\tau_a = 1.1 \text{ N / m m}^2$

(必要板厚)

曲げ応力より $t_1 = \sqrt{6 \cdot M / (b \cdot \sigma_a)}$
 $= \sqrt{6 \times 2311116.0 / (1000.0 \times 13.5)}$
 $= 32 \text{ m m}$

せん断応力より $t_2 = 1.5 \cdot Q / (b \cdot \tau_a)$
 $= 1.5 \times 8804.3 / (1000.0 \times 1.1)$
 $= 13 \text{ m m}$

したがって、板厚は 35 m m とする

(応力度)

曲げ応力度 $\sigma = 6 \cdot M / (b \cdot t^2)$
 $= 6 \times 2311116.0 / (1000.0 \times 35^2)$
 $= 11.3 < 13.5 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

せん断応力度 $\tau = 1.5 \cdot Q / (b \cdot t)$
 $= 1.5 \times 8804.3 / (1000.0 \times 35)$
 $= 0.4 < 1.1 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

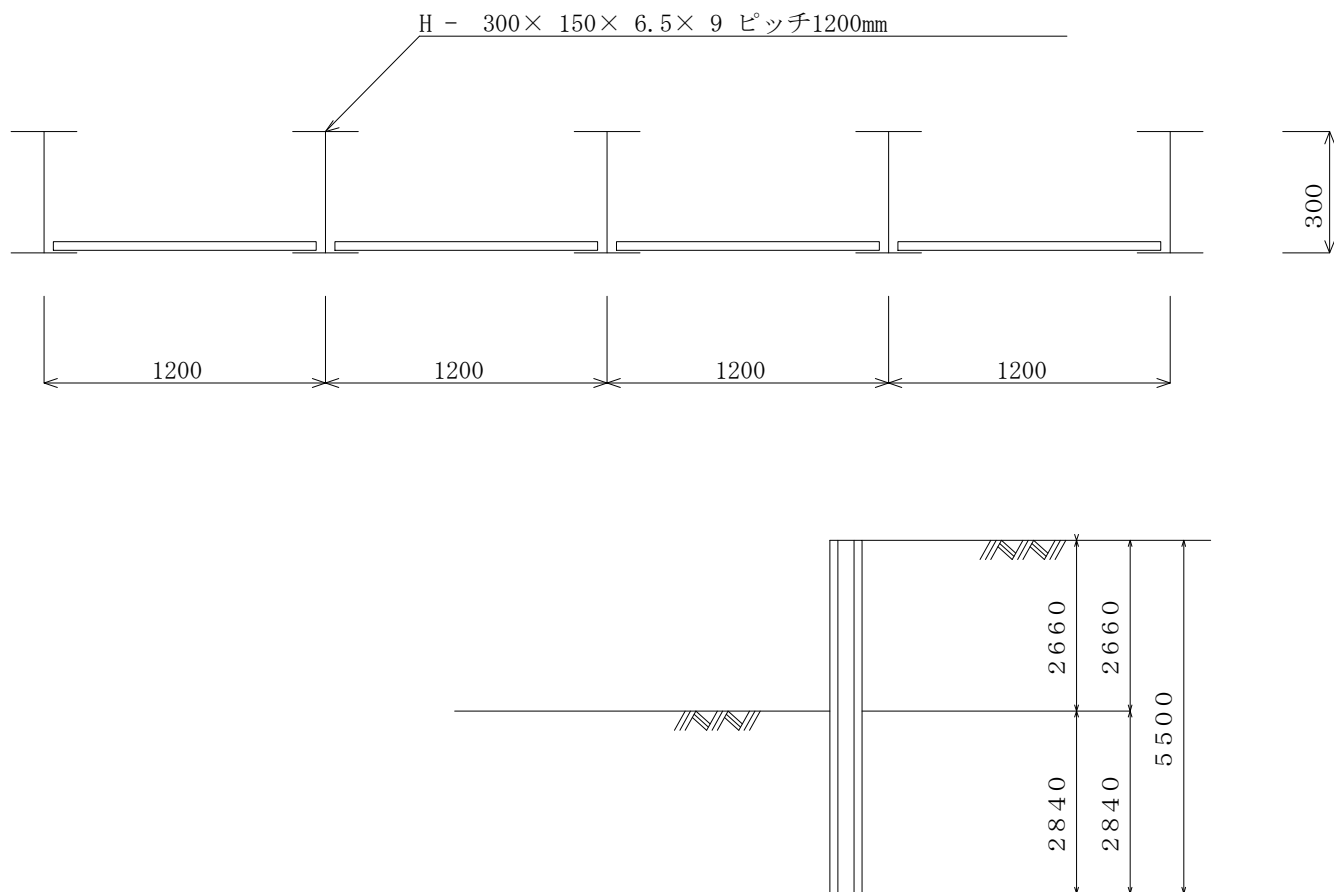
9. 結論

親杭横矢板工法

親杭

H - 300 × 150 × 6.5 × 9

ピッチ 1200mm 材長 5500mm



1-2 山留工法

山留壁：親杭横矢板工法

親杭 H - 250×125×6.0×9
 材長 = 5500mm ピッチ 1200 mm

1-3 土質条件

(背面側)

地層 No	土質名	深 度 GL-(m)	地層厚 (mm)	単位 体積重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
1	砂	2.000	2000	17.00	30.00	0.00
2	砂礫	10.000	8000	18.00	43.00	0.00

2. 計算結果

2-1 山留壁深さ

	掘削深さ	釣合深さ	壁材深さ
自立時	2.660 m	2.047 m	5.500 m

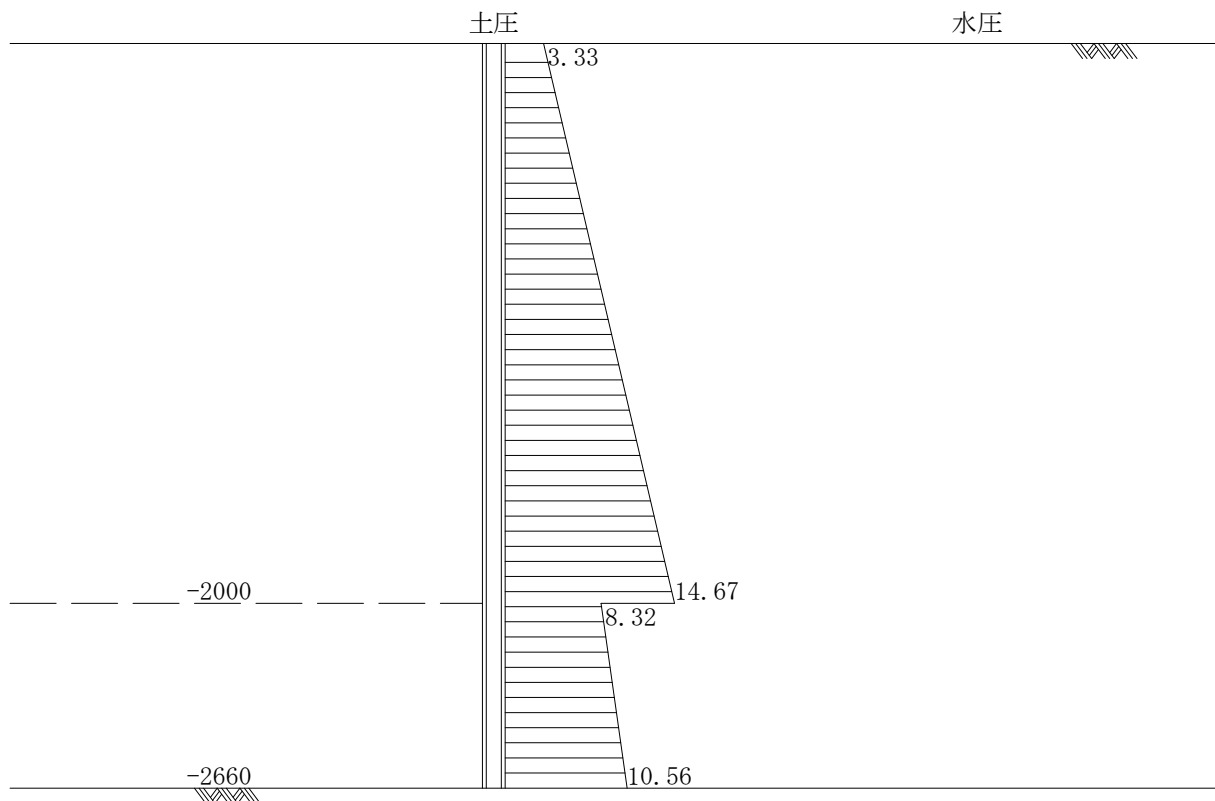
2-2 応力の集計(壁材1本当たり)

	モーメント	せん断力	たわみ
第1次掘削時	36.92 kNm	31.55 kN	2.50 cm

親杭 H - 250 × 125 × 6.0 × 9

3. 側圧図

3-1 ランキン・レザール式による側圧



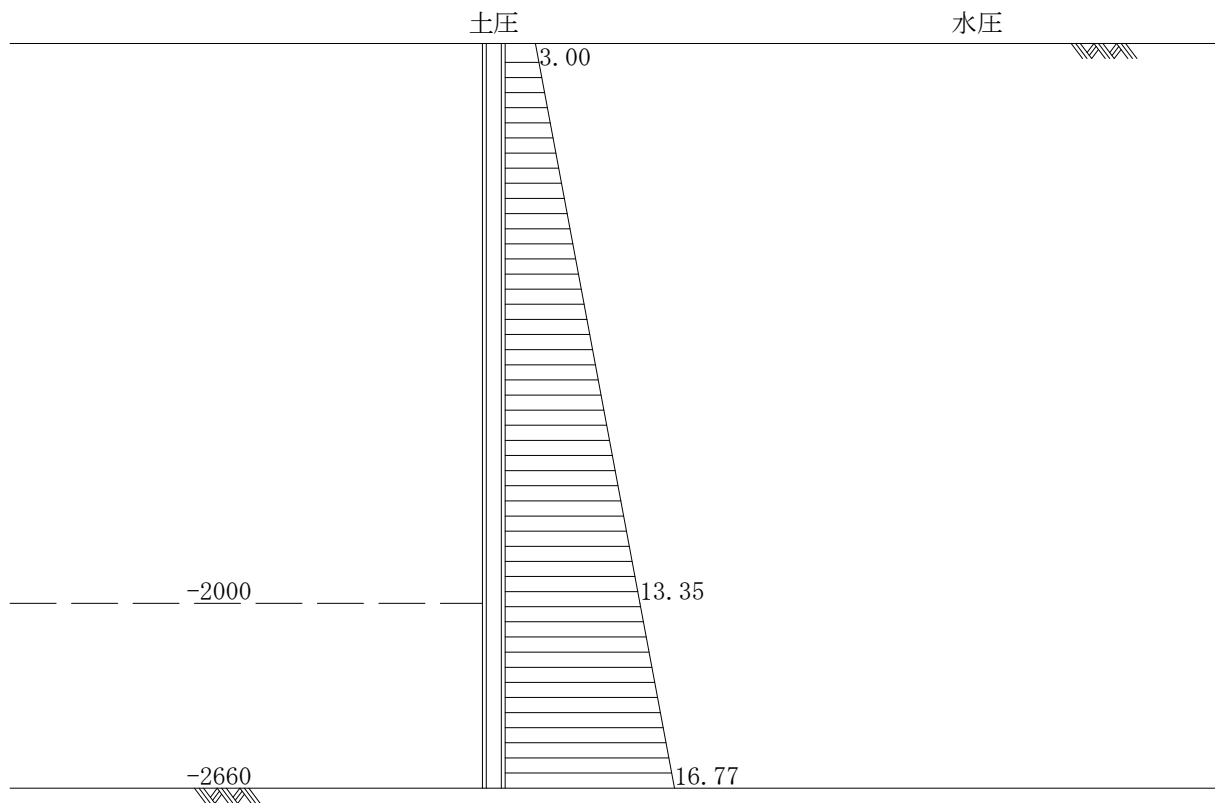
$$P_a = (q + \gamma t \cdot h) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2 (C + \Delta CL) \tan (45^\circ - \phi/2)$$

$$P_a = (q + \gamma t \cdot Z + \gamma' (h - Z)) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2 (C + \Delta CL) \tan (45^\circ - \phi/2) + \gamma W (h - Z)$$

$$\textcircled{1} \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{2} \tan (45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{3} 2 (C + \Delta CL)$$

深さ (h) m	q kN/m ²	γt γ' kN/m ³	層厚 m	①	②	土圧 kN/m ²	水圧 kN/m ²	計 kN/m ²
				有効応力 kN/m ²	③ kN/m ²			
2.000	10.00	17.00	2.000	.333	.577	3.33	.00	3.33
				44.00	.000	14.67	.00	14.67
2.660	10.00	18.00	.660	.189	.435	8.32	.00	8.32
				55.88	.000	10.56	.00	10.56

3-2 設計用側圧



側圧係数 $K = 0.30$

土の平均単位体積重量 $\bar{\gamma} = 17.25 \text{ kN/m}^3$

土の平均単位体積重量の計算

	層厚 (m)	γt (kN/m^3)	重量 (kN/m^2)
1	2.000	17.00	34.00
2	0.660	18.00	11.88
計	2.660		45.88

$$\text{全層厚 } \Sigma h = 2.660 \text{ m}$$

$$\text{総重量 } \Sigma h \cdot \gamma t = 45.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{平均単位体積重量 } \bar{\gamma} &= \Sigma h \cdot \gamma t / \Sigma h \\ &= 45.88 / 2.660 \\ &= 17.25 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

各層の側圧値の計算

	深さ (m)	P O (kN/m^2)	P i (kN/m^2)
1	0.000	3.00	—
2	2.000	3.00	13.35
3	2.660	3.00	16.77

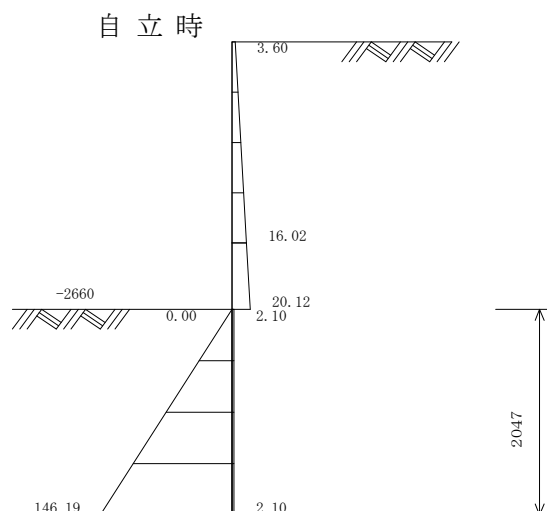
側圧係数	$K = 0.30$	
地表面載荷荷重	$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$	
平均単位体積重量	$\bar{\gamma} = 17.25 \text{ kN/m}^3$	
側圧値の計算式	$P_0 = K \cdot q \text{ kN/m}^3$	(地表面)
	$P_i = K \cdot \bar{\gamma} \cdot h + P_0$	(深さ h m)

上載荷重条件

1. 地表面荷重 $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

4. 根入れ長さの算定

4-1 つりあい検討



根入れ長さは以下の式を満足する長さとする

$$F = M_{\gamma} / M_d > 1.$$

ここに

F : 安全率

M_{γ} : 抵抗モーメント

M_d : 転倒モーメント

自立時

主働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	転倒 モーメント (kNm)	受働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	抵抗 モーメント (kNm)
31.55	3.07	96.86	149.66	0.68	101.77
4.29	1.02	4.38	0.00	0.00	0.00
計		101.23	計		101.77

$$F = M_{\gamma} / M_d = 101.77 / 101.23 = 1.01 > 1.00 \quad \text{OK}$$

上記検討により、

つりあい深さ : $D_1 = 2.047 \text{ m}$

又、Chang式による根入れ長さは、

$$\begin{aligned} \text{根入れ長さ } D_2 &= 2 / \beta & \beta : \text{特性係数 (m}^{-1}\text{)} \\ &= 2 / 0.980 = 2.041 \text{ m} \end{aligned}$$

安全側を鑑み、 D_1 と D_2 のうちでより深い方の値を採用する。

$$\begin{aligned} \text{故に、応力材長 : } \ell_H &= H + D & H : \text{掘削深さ (m)} \\ &= 2.660 + 2.047 = 4.707 \rightarrow 5.500 \text{ m とする。} \end{aligned}$$

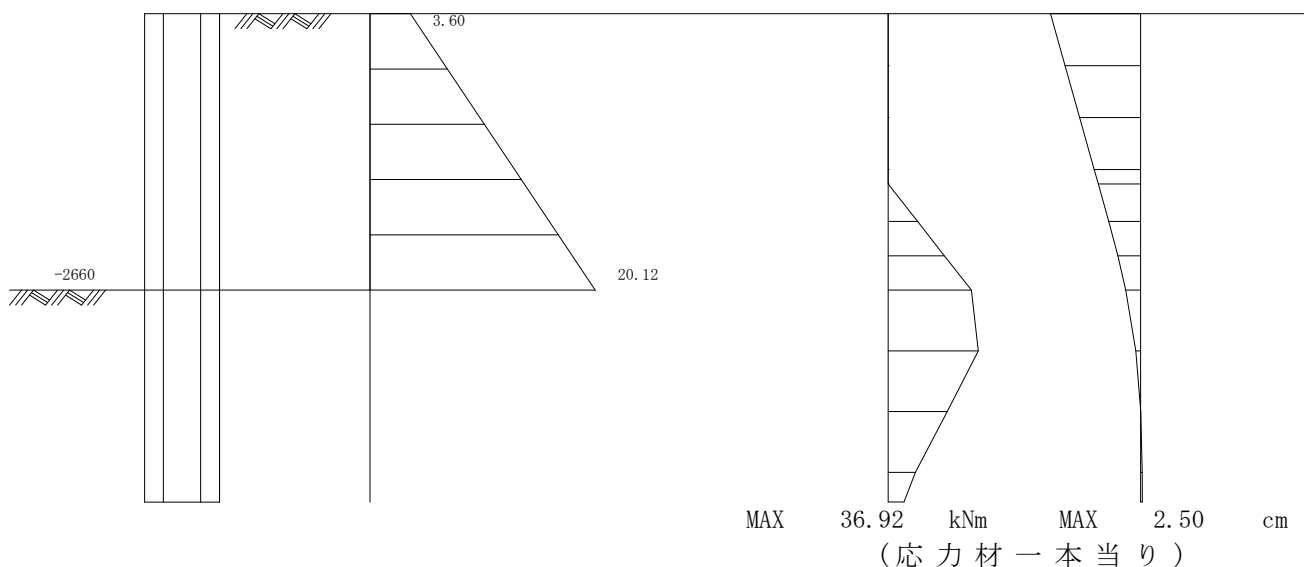
5. 山留め壁の応力及び変形

1次掘削時(自立時) H = 250 × 125 × 6.0 × 9 ピッチ 1200 mm

荷重

応力

変位



a. 水平荷重及び作用高さの計算

$$\text{水平荷重} : P_o = 31.55 \text{ kN/本} \quad \text{モーメント} : M_o = 32.22 \text{ kNm/本}$$

$$\text{作用高さ} : H_o = M_o / P_o = 32.22 / 31.55 = 1.021 \text{ m}$$

b. 特性係数の計算

$$E I = 20.50 \times 10^6 \times 3960.0 \text{ N} \cdot \text{cm}^2 = 8118.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$E_s (\text{平均}) = 4000.00 \times 0.750 = 3000.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{E_s \times 10 / 4 E I} = \sqrt[4]{3000.00 \times 10 / (4 \times 8118.0)} = 0.980 \text{ m}^{-1}$$

ここに、E : ヤング係数 I : 応力材一本の断面2次モーメント
E_s : 土の弾性係数 β : 特性係数

c. せん断力の計算

$$Q = P_o = 31.55 \text{ kN/本}$$

d. 曲げモーメントの計算

$$M = -P_o \times H_o \times \frac{\sqrt{(1 + 2\beta H_o)^2 + 1}}{2\beta H_o} \exp \left\{ -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta H_o} \right\}$$

$$= -31.55 \times 1.021 \times 1.146 = -36.92 \text{ kNm/本}$$

e. たわみ量の計算

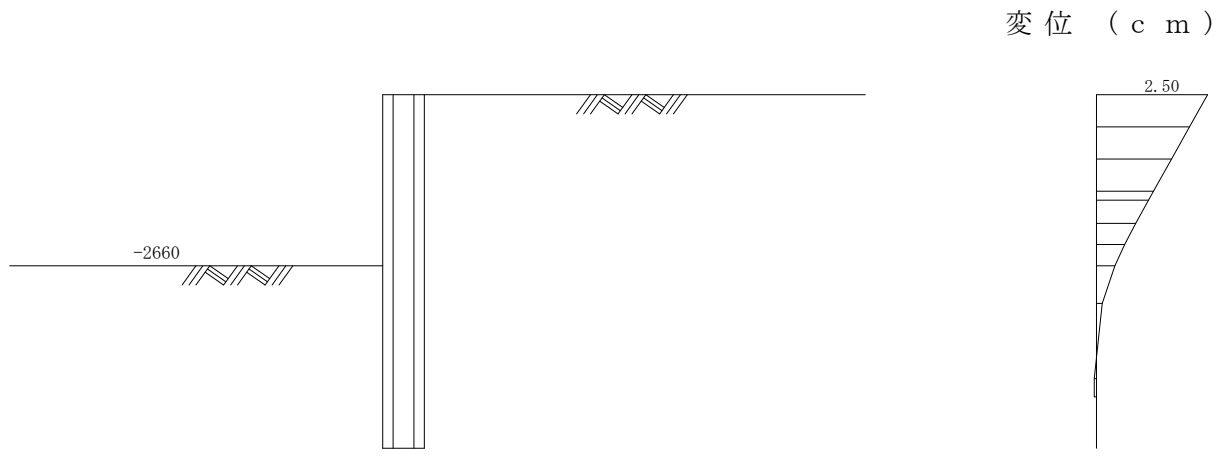
$$\delta_1 = \{(1 + \beta H_o) P_o / 2 E I (\beta)^3\} = 0.41 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \{(1 + 2\beta H_o) P_o \cdot H / 2 E I (\beta)^2\} = 1.62 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \{P_o \cdot H_o^2 (3 \times H - H_o) / 6 E I\} = 0.47 \text{ cm}$$

$$\Delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.41 + 1.62 + 0.47 = 2.50 \text{ cm}$$

6. トータル変位



7. 山留め壁の断面算定

7-1 最大応力

$$M = 36.92 \text{ kNm / 本}$$

$$Q = 31.55 \text{ kN / 本}$$

7-2 許容応力度の算定式

軸方向許容圧縮応力度

$$\lambda \leq \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times (1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2) / \nu \times 1.25$$

$$\lambda > \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times 0.277 / (\lambda / \Lambda)^2 \times 1.25$$

ここに $\lambda : Q / r$

$$\Lambda : \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$$

$$\nu : 3 / 2 + 2 \times (\lambda / \Lambda)^2 / 3$$

Q : 部材の長さ (cm)

r : 部材総断面二次半径 (cm)

E : ヤング係数

F : F 値

許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = F \times 1.25 / 1.5$$

許容せん断応力度

$$\tau_a = F \times 1.25 / (1.5 \times \sqrt{3})$$

(SS400の場合は「山留め設計施工指針」により 110 N/mm^2 とする)

7-3 応力度の計算

$$\text{検定式} \quad \sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_b / \sigma_{ba} \leq 1.0$$

ここに σ_c 軸力による圧縮応力度

σ_b モーメントによる曲げ圧縮応力度

$$\tau_s / \tau_a \leq 1.0$$

ここに τ_s せん断応力度

使用鋼材

H - 250 × 125 × 6.0 × 9 ピッチ 1200 m m

断面性能

$$A = 36.97 \times 1.00 = 36.97 \text{ c m}^2$$

$$A_w = 23.20 \times 0.60 = 13.92 \text{ c m}^2$$

$$I_x = 3960 \times 1.00 = 3960 \text{ c m}^4$$

$$Z_x = 317 \times 1.00 = 317 \text{ c m}^3$$

$$r = 10.40 \text{ c m}$$

応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = 36.92 \times 1000 / 317 = 116 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_s = Q / A_w = 31.55 \times 10 / 13.92 = 23 \text{ N / m m}^2$$

検定

$$116 / 195 = 0.60 < 1.0 \text{ O.K}$$

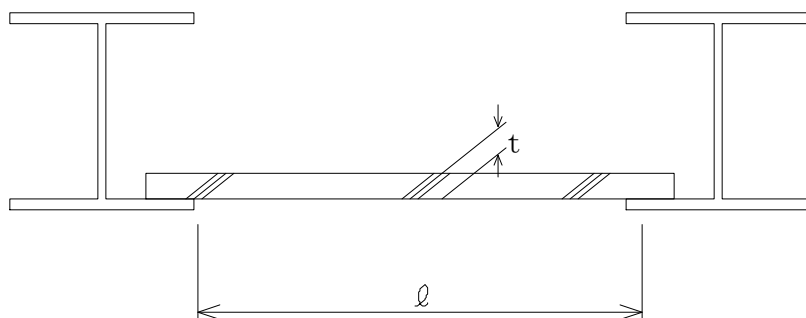
$$23 / 110 = 0.21 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$\text{ここに } \sigma_{ba} = 195 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_a = 110 \text{ N / m m}^2$$

8. 横矢板の検討

G L - 2.66 m において横矢板の検討を行う



スパン $\ell = 1080.0 \text{ m m}$

矢板幅 $b = 1000.0 \text{ m m}$

の単純ばりとする

(設計側圧) $W = 16.77 \text{ k N / m} = 16.77 \text{ N / m m}$

(最大応力)

曲げモーメント $M = W \cdot \ell^2 / 8$
 $= 16.77 \times 1080.0^2 / 8 = 2445066.0 \text{ N} \cdot \text{m m}$

せん断力 $Q = W \cdot \ell / 2$
 $= 16.77 \times 1080.0 / 2 = 9055.8 \text{ N}$

(木材の許容応力度)

使用木材 あかまつ、くろまつ、べいまつ
 からまつ、ひば、ひのき
 べいひ

曲げ $\sigma_a = 13.5 \text{ N / m m}^2$

せん断力 $\tau_a = 1.1 \text{ N / m m}^2$

(必要板厚)

曲げ応力より $t_1 = \sqrt{6 \cdot M / (b \cdot \sigma_a)}$
 $= \sqrt{6 \times 2445066.0 / (1000.0 \times 13.5)}$
 $= 33 \text{ m m}$

せん断応力より $t_2 = 1.5 \cdot Q / (b \cdot \tau_a)$
 $= 1.5 \times 9055.8 / (1000.0 \times 1.1)$
 $= 13 \text{ m m}$

したがって、板厚は 35 m m とする

(応力度)

曲げ応力度 $\sigma = 6 \cdot M / (b \cdot t^2)$
 $= 6 \times 2445066.0 / (1000.0 \times 35^2)$
 $= 12.0 < 13.5 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

せん断応力度 $\tau = 1.5 \cdot Q / (b \cdot t)$
 $= 1.5 \times 9055.8 / (1000.0 \times 35)$
 $= 0.4 < 1.1 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

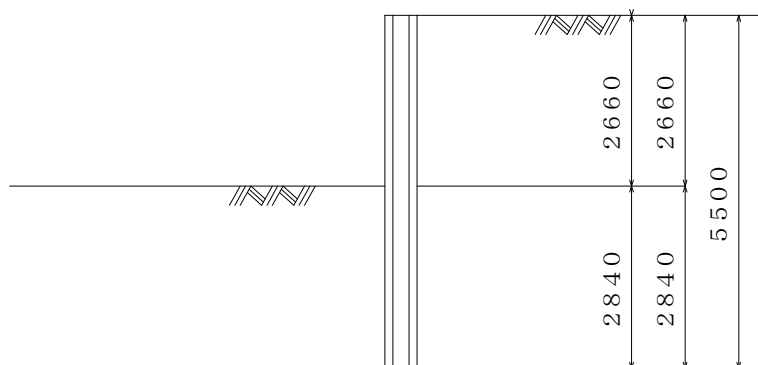
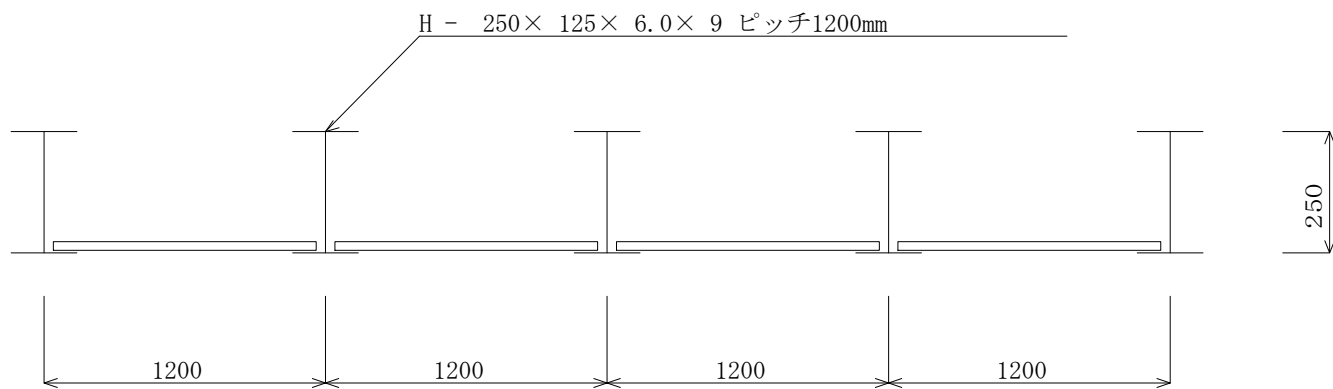
9. 結論

親杭横矢板工法

親杭

H - 250 × 125 × 6.0 × 9

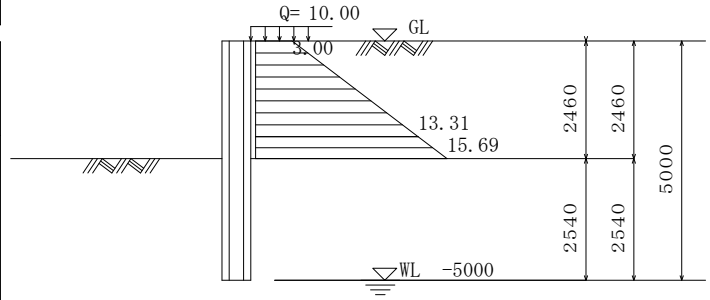
ピッチ 1200mm 材長 5500mm



1. 計算条件

1-1 設計断面

深度 (m)	土質名	土質定数				
		N	γt	γ	ϕ	c
2.00	S	10.0	17.00	7.00	30.00	0.00
10.00	G	40.0	18.00	8.00	43.00	0.00



1-2 山留工法

山留壁：親杭横矢板工法

親杭 H - 250×125×6.0×9
材長 = 5000mm ピッチ 1200 mm

1-3 土質条件

(背面側)

地層 No	土質名	深 度 GL-(m)	地層厚 (mm)	単位 体積重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)
1	砂	2.000	2000	17.00	30.00	0.00
2	砂礫	10.000	8000	18.00	43.00	0.00

2. 計算結果

2-1 山留壁深さ

	掘削深さ	釣合深さ	壁材深さ
自立時	2.460 m	1.913 m	5.000 m

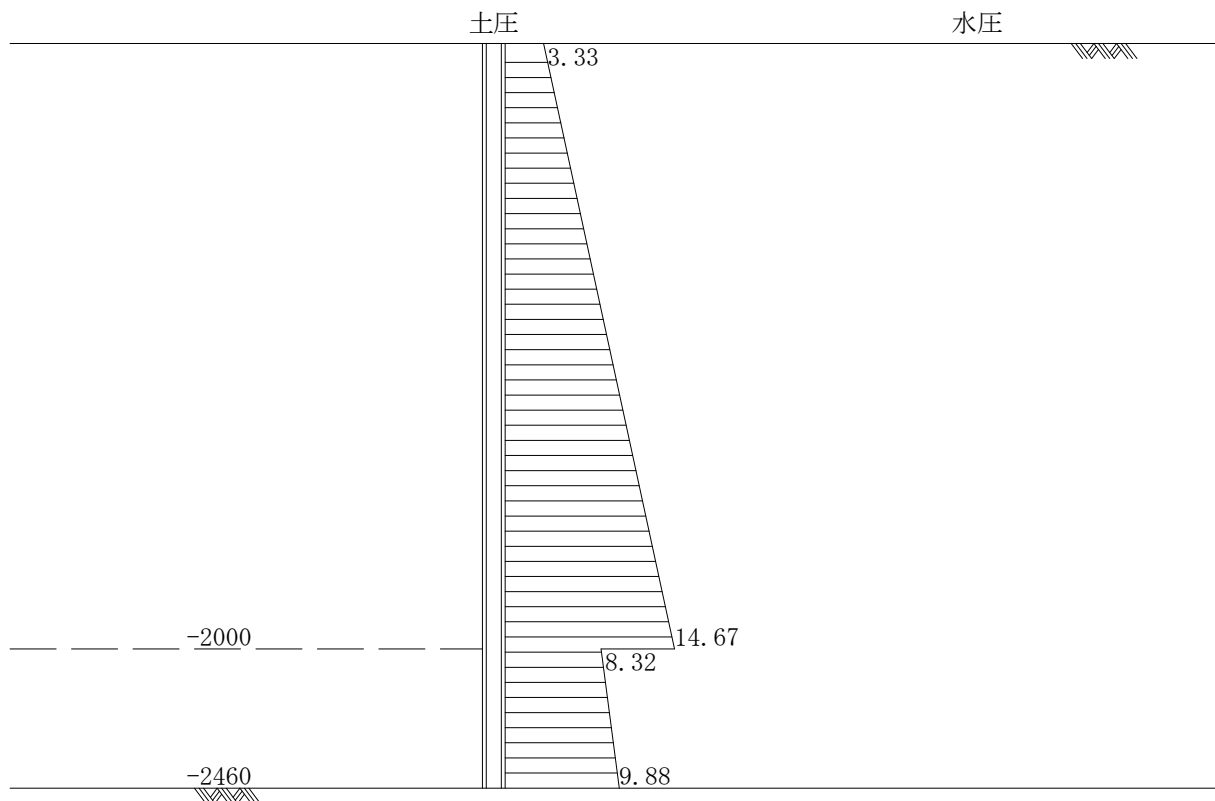
2-2 応力の集計(壁材1本当たり)

	モーメント	せん断力	たわみ
第1次掘削時	30.52 kNm	27.58 kN	1.92 cm

親杭 H - 250 × 125 × 6.0 × 9

3. 側圧図

3-1 ランキン・レザール式による側圧



$$P_a = (q + \gamma t \cdot h) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2 (C + \Delta C L) \tan (45^\circ - \phi/2)$$

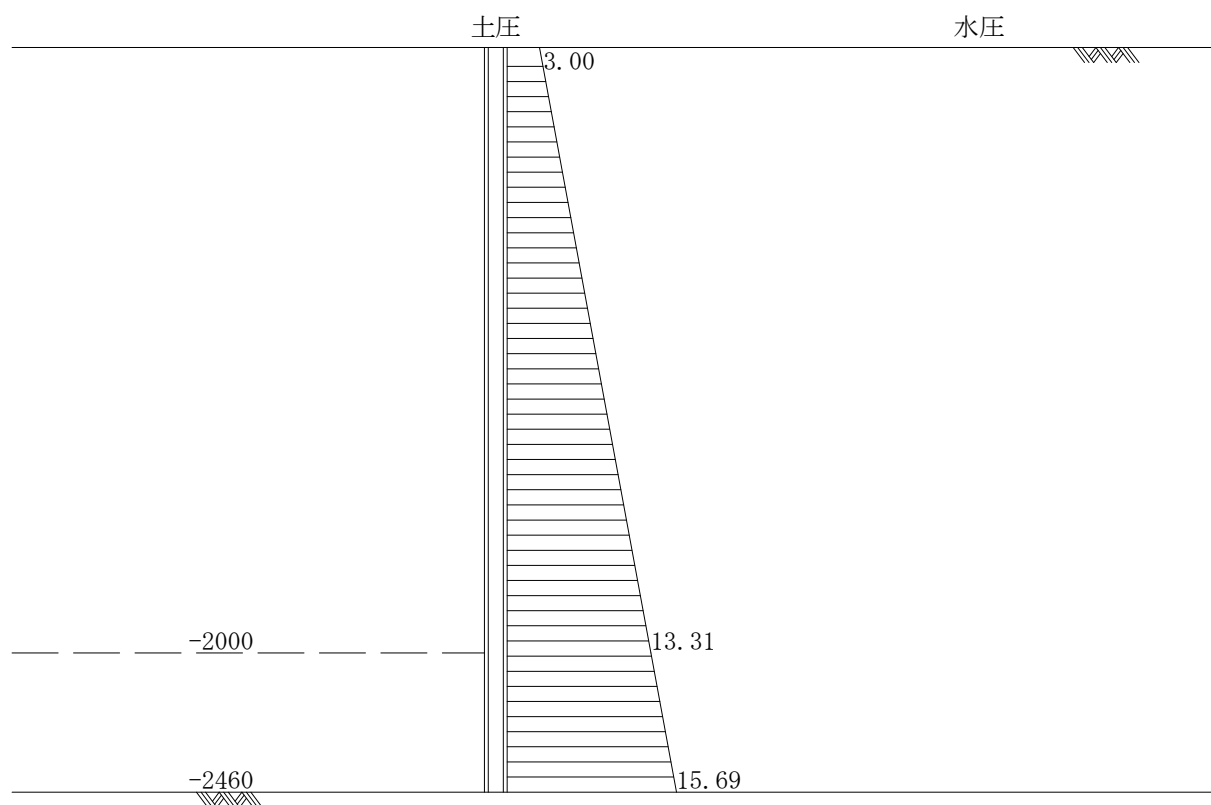
$$P_a = (q + \gamma t \cdot Z + \gamma' (h - Z)) \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$- 2 (C + \Delta C L) \tan (45^\circ - \phi/2) + \gamma W (h - Z)$$

$$\textcircled{1} \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{2} \tan (45^\circ - \phi/2) \quad \textcircled{3} 2 (C + \Delta C L)$$

深さ (h) m	q kN/m ²	γt γ' kN/m ³	層厚 m	①	②	土圧 kN/m ²	水圧 kN/m ²	計 kN/m ²
				有効応力 kN/m ²	③ kN/m ²			
2.000	10.00	17.00	2.000	.333	.577	3.33	.00	3.33
				44.00	.000	14.67	.00	14.67
2.460	10.00	18.00	.460	.189	.435	8.32	.00	8.32
				52.28	.000	9.88	.00	9.88

3-2 設計用側圧



側圧係数 $K = 0.30$

土の平均単位体積重量 $\bar{\gamma} = 17.19 \text{ kN/m}^3$

土の平均単位体積重量の計算

	層厚 (m)	γt (kN/m^3)	重量 (kN/m^2)
1	2.000	17.00	34.00
2	0.460	18.00	8.28
計	2.460		42.28

$$\text{全層厚 } \Sigma h = 2.460 \text{ m}$$

$$\text{総重量 } \Sigma h \cdot \gamma t = 42.28 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{平均単位体積重量 } \bar{\gamma} &= \Sigma h \cdot \gamma t / \Sigma h \\ &= 42.28 / 2.460 \\ &= 17.19 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

各層の側圧値の計算

	深さ (m)	P O (kN/m^2)	P i (kN/m^2)
1	0.000	3.00	—
2	2.000	3.00	13.31
3	2.460	3.00	15.69

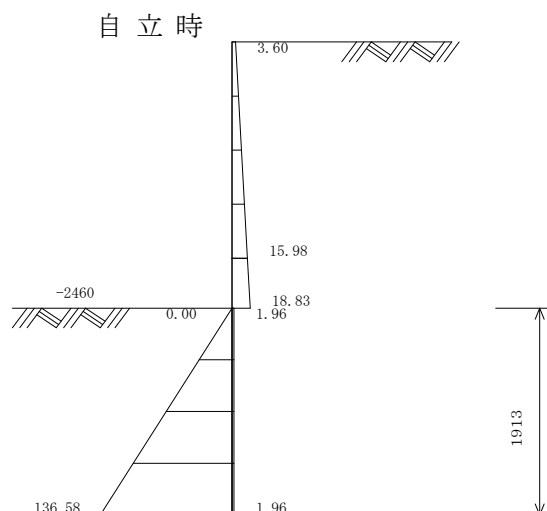
側圧係数	$K = 0.30$	
地表面載荷荷重	$q = 10.00 \text{ kN/m}^2$	
平均単位体積重量	$\bar{\gamma} = 17.19 \text{ kN/m}^3$	
側圧値の計算式	$P_0 = K \cdot q \text{ kN/m}^3$	(地表面)
	$P_i = K \cdot \bar{\gamma} \cdot h + P_0$	(深さ h m)

上載荷重条件

1. 地表面荷重 $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$

4. 根入れ長さの算定

4-1 つりあい検討



根入れ長さは以下の式を満足する長さとする

$$F = M_{\gamma} / M_d > 1.$$

ここに

F : 安全率

M_{γ} : 抵抗モーメント

M_d : 転倒モーメント

自立時

主働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	転倒 モーメント (kNm)	受働 土圧合力 (kN)	距離 (m)	抵抗 モーメント (kNm)
27.58	2.86	78.88	130.63	0.64	83.60
3.75	0.96	3.60	0.00	0.00	0.00
計		82.48	計		83.60

$$F = M_{\gamma} / M_d = 83.60 / 82.48 = 1.01 > 1.00 \quad \text{OK}$$

上記検討により、

つりあい深さ : $D_1 = 1.913 \text{ m}$

又、Chang式による根入れ長さは、

$$\begin{aligned} \text{根入れ長さ } D_2 &= 2 / \beta & \beta : \text{特性係数 (m}^{-1}\text{)} \\ &= 2 / 0.980 = 2.041 \text{ m} \end{aligned}$$

安全側を鑑み、 D_1 と D_2 のうちでより深い方の値を採用する。

故に、応力材長 : $Q_H = H + D$ H : 掘削深さ (m)

$$= 2.460 + 2.041 = 4.501 \rightarrow 5.000 \text{ m とする。}$$

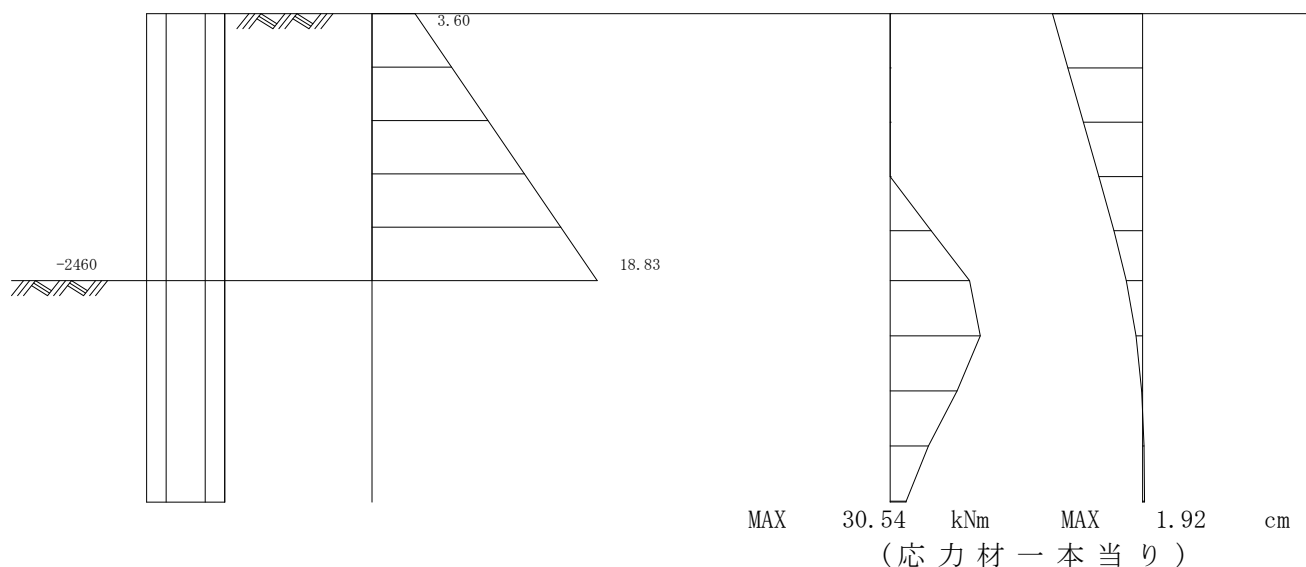
5. 山留め壁の応力及び変形

1次掘削時(自立時) H = 250 × 125 × 6.0 × 9 ピッチ 1200 mm

荷重

応力

変位



a. 水平荷重及び作用高さの計算

$$\text{水平荷重} : P_o = 27.58 \text{ kN/本} \quad \text{モーメント} : M_o = 26.25 \text{ kNm/本}$$

$$\text{作用高さ} : H_o = M_o / P_o = 26.25 / 27.58 = 0.952 \text{ m}$$

b. 特性係数の計算

$$E I = 20.50 \times 10^6 \times 3960.0 \text{ N} \cdot \text{cm}^2 = 8118.0 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$E_s (\text{平均}) = 4000.00 \times 0.750 = 3000.00 \text{ N/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{E_s \times 10 / 4 E I} = \sqrt[4]{3000.00 \times 10 / (4 \times 8118.0)} = 0.980 \text{ m}^{-1}$$

ここに、E : ヤング係数 I : 応力材一本の断面2次モーメント
E_s : 土の弾性係数 β : 特性係数

c. せん断力の計算

$$Q = P_o = 27.58 \text{ kN/本}$$

d. 曲げモーメントの計算

$$M = -P_o \times H_o \times \frac{\sqrt{(1 + 2\beta H_o)^2 + 1}}{2\beta H_o} \exp \left\{ -\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta H_o} \right\}$$

$$= -27.58 \times 0.952 \times 1.163 = -30.54 \text{ kNm/本}$$

e. たわみ量の計算

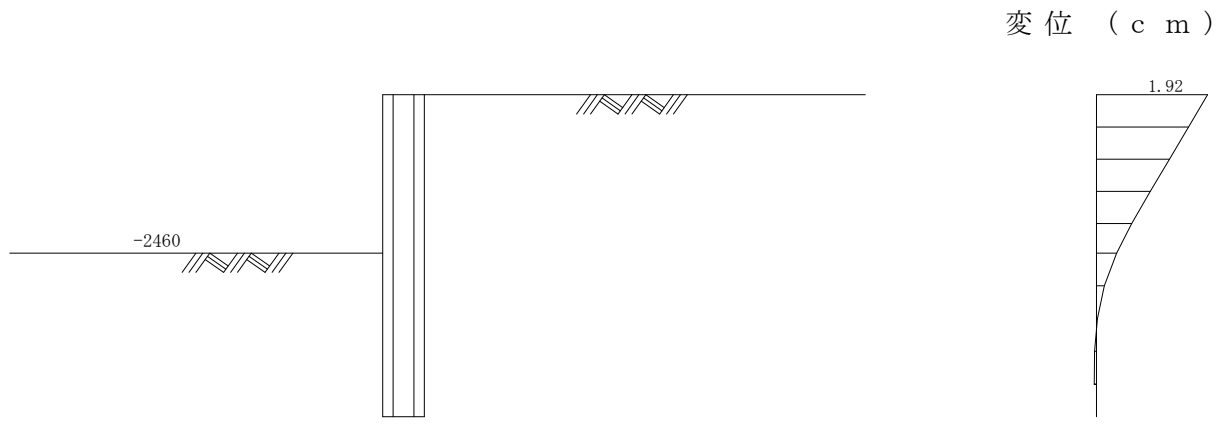
$$\delta_1 = \{(1 + \beta H_o) P_o / 2 E I (\beta)^3\} = 0.35 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \{(1 + 2\beta H_o) P_o \cdot H / 2 E I (\beta)^2\} = 1.25 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \{P_o \cdot H_o^2 (3 \times H - H_o) / 6 E I\} = 0.33 \text{ cm}$$

$$\Delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.35 + 1.25 + 0.33 = 1.92 \text{ cm}$$

6. トータル変位



7. 山留め壁の断面算定

7-1 最大応力

$$M = 30.52 \text{ kNm / 本}$$

$$Q = 27.58 \text{ kN / 本}$$

7-2 許容応力度の算定式

軸方向許容圧縮応力度

$$\lambda \leq \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times (1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2) / \nu \times 1.25$$

$$\lambda > \Lambda$$

$$\sigma_{ca} = F \times 0.277 / (\lambda / \Lambda)^2 \times 1.25$$

ここに $\lambda : Q / r$

$$\Lambda : \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$$

$$\nu : 3 / 2 + 2 \times (\lambda / \Lambda)^2 / 3$$

Q : 部材の長さ (cm)

r : 部材総断面二次半径 (cm)

E : ヤング係数

F : F 値

許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = F \times 1.25 / 1.5$$

許容せん断応力度

$$\tau_a = F \times 1.25 / (1.5 \times \sqrt{3})$$

(SS400の場合は「山留め設計施工指針」により 110 N/mm^2 とする)

7-3 応力度の計算

$$\text{検定式 } \sigma_c / \sigma_{ca} + \sigma_b / \sigma_{ba} \leq 1.0$$

ここに σ_c 軸力による圧縮応力度

σ_b モーメントによる曲げ圧縮応力度

$$\tau_s / \tau_a \leq 1.0$$

ここに τ_s せん断応力度

使用鋼材

H - 250 × 125 × 6.0 × 9 ピッチ 1200 m m

断面性能

$$A = 36.97 \times 1.00 = 36.97 \text{ c m}^2$$

$$A_w = 23.20 \times 0.60 = 13.92 \text{ c m}^2$$

$$I_x = 3960 \times 1.00 = 3960 \text{ c m}^4$$

$$Z_x = 317 \times 1.00 = 317 \text{ c m}^3$$

$$r = 10.40 \text{ c m}$$

応力度

$$\sigma_b = M / Z_x = 30.52 \times 1000 / 317 = 96 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_s = Q / A_w = 27.58 \times 10 / 13.92 = 20 \text{ N / m m}^2$$

検定

$$96 / 195 = 0.49 < 1.0 \text{ O.K}$$

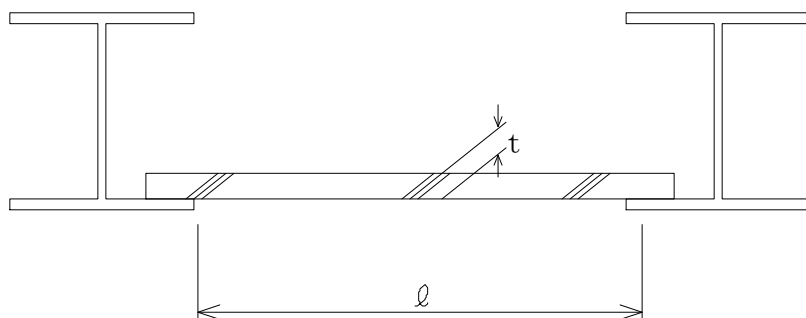
$$20 / 110 = 0.18 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$\text{ここに } \sigma_{ba} = 195 \text{ N / m m}^2$$

$$\tau_a = 110 \text{ N / m m}^2$$

8. 横矢板の検討

G L - 2.46 m において横矢板の検討を行う



スパン $\ell = 1080.0 \text{ m m}$

矢板幅 $b = 1000.0 \text{ m m}$

の単純ばりとする

(設計側圧) $W = 15.69 \text{ k N / m} = 15.69 \text{ N / m m}$

(最大応力)

曲げモーメント $M = W \cdot \ell^2 / 8$
 $= 15.69 \times 1080.0^2 / 8 = 2287602.0 \text{ N} \cdot \text{m m}$

せん断力 $Q = W \cdot \ell / 2$
 $= 15.69 \times 1080.0 / 2 = 8472.6 \text{ N}$

(木材の許容応力度)

使用木材 あかまつ、くろまつ、べいまつ
 からまつ、ひば、ひのき
 べいひ

曲げ $\sigma_a = 13.5 \text{ N / m m}^2$

せん断力 $\tau_a = 1.1 \text{ N / m m}^2$

(必要板厚)

曲げ応力より $t_1 = \sqrt{6 \cdot M / (b \cdot \sigma_a)}$
 $= \sqrt{6 \times 2287602.0 / (1000.0 \times 13.5)}$
 $= 32 \text{ m m}$

せん断応力より $t_2 = 1.5 \cdot Q / (b \cdot \tau_a)$
 $= 1.5 \times 8472.6 / (1000.0 \times 1.1)$
 $= 12 \text{ m m}$

したがって、板厚は 35 m m とする

(応力度)

曲げ応力度 $\sigma = 6 \cdot M / (b \cdot t^2)$
 $= 6 \times 2287602.0 / (1000.0 \times 35^2)$
 $= 11.2 < 13.5 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

せん断応力度 $\tau = 1.5 \cdot Q / (b \cdot t)$
 $= 1.5 \times 8472.6 / (1000.0 \times 35)$
 $= 0.4 < 1.1 \text{ N / m m}^2 \text{ O. K}$

9. 結論

親杭横矢板工法

親杭

H - 250 × 125 × 6.0 × 9

ピッチ 1200mm 材長 5000mm

