

ライナープレート設計計算書

小判形立坑設計

データファイル：sample2.lps

データタイトル：小判形例

作成日 ：2005/10/13

目 次

1	入力データ一覧	1
2	設計条件	4
2-1	立坑寸法	4
2-2	土質条件	4
2-3	荷重	4
2-4	許容応力度	4
2-5	係数	4
2-6	水圧	4
3	形状寸法	5
4	外力	6
4-1	土圧	6
4-2	設計区間の最大側圧	7
5	外枠の設計	8
5-1	座屈に対する検討	8
5-2	曲げ圧縮力に対する検討	9
5-2-1	節点曲げモーメント	9
5-2-2	材端せん断力	10
5-2-3	支点反力、軸力	10
5-2-4	支点間曲げモーメント	10
5-2-5	断面力図	11
5-2-6	応力度照査	11
5-3	限界深度の算出	15
6	縦梁の設計	16
7	切梁の設計	18
8	一覧表	20
9	数量概算表	22

1 入力データ一覧

ファイル名	sample2.lps			
物件名	小判形例			
設計条件	小判形立坑			
立坑短径	B	3.000	(m)	
立坑長径	L	4.570	(m)	
立坑上面の深度	H _t	0.000	(m)	
立坑深度	H	9.500	(m)	
ヤング係数	E	2.0×10 ⁵	(N/mm ²)	
ライナープレートの許容応力度	σ _{la}	180.0	(N/mm ²)	
鋼材の許容応力度	σ _{la}	210.0	(N/mm ²)	
継手ボルトの許容応力度	τ _a	225.0	(N/mm ²)	
土圧強度が一定となる深度		15.000	(m)	
上載荷重	W	10.000	(kN/m ²)	

土質条件

No	深度	静止土圧係数	単位体積重量	
			湿潤	水中
	(m)	K _s	γ _t (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)
1	0.000 ～ 20.000	0.500	18.000	10.000

土圧強度

No	深度	土圧強度	
		P _a (kN/m ²)	
	(m)	上面	下面
1	0.000 ～ 15.000	5.000	140.000
2	15.000 ～ 20.000	140.000	140.000

外枠使用部材

No	深度	ライナー		補強材		
		板厚		呼称		間隔
	(m)	(mm)				(m)
1	3.500	1	2.70	—		
2	9.500	1	2.70	2	H形鋼(生材)	H-125 2.0

施工ステップ

No	深度 (m)	タイプ	ステップ 1
			9.500
1	0.500	切梁	○
2	3.500	切梁	○
3	6.500	切梁	○
4	9.500	切梁	○

縦梁

使用部材

[7] H形鋼(生材) H-300×300×10.0×15.0

使用本数

2 (本)

腹起し・切梁

No	深度 (m)	使用部材							
		腹起し			本数	切梁			本数
					(本)				(本)
1	0.500	—				7	H形鋼(生材)	H-300	1
2	3.500	—				7	H形鋼(生材)	H-300	1
3	6.500	—				7	H形鋼(生材)	H-300	1
4	9.500	—				7	H形鋼(生材)	H-300	1

ライナープレート部材データ

No	板厚 (mm)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	断面二次半径 i (cm)
1	2.7	39.760	46.000	141.000	1.880
2	3.2	47.120	54.400	168.000	1.890
3	4.0	58.860	67.400	210.000	1.890
4	4.5	66.220	75.800	238.000	1.900
5	5.3	77.900	88.800	280.000	1.900
6	6.0	88.200	100.000	320.000	1.900
7	7.0	102.900	116.000	376.000	1.910

鋼材データ

No	鋼材名	H	B	t ₁	t ₂	断面積	断面係数	断面二次 モーメント	断面二次半径	
						A (cm ²)	Z (cm ³)	I (cm ⁴)	i _x (cm)	i _y (cm)
1	H形鋼(生材)	100	100	6.0	8.0	21.590	75.600	378.000	4.180	2.490
2	H形鋼(生材)	125	125	6.5	9.0	30.000	134.000	839.000	5.290	3.130
3	H形鋼(生材)	150	150	7.0	10.0	39.650	216.000	1620.000	6.400	3.770
4	H形鋼(生材)	175	175	7.5	11.0	51.420	331.000	2900.000	7.500	4.370
5	H形鋼(生材)	200	200	8.0	12.0	63.530	472.000	4720.000	8.620	5.020
6	H形鋼(生材)	250	250	9.0	14.0	91.430	860.000	10700.000	10.800	6.320
7	H形鋼(生材)	300	300	10.0	15.0	118.400	1350.000	20200.000	13.100	7.550
8	H形鋼(生材)	350	350	12.0	19.0	171.900	2280.000	39800.000	15.200	8.890
9	H形鋼(生材)	400	400	13.0	21.0	218.700	3330.000	66600.000	17.500	10.100
10	H形鋼(リース材)	200	200	8.0	12.0	51.530	366.000	3660.000	8.430	4.220
11	H形鋼(リース材)	250	250	9.0	14.0	78.180	708.000	8850.000	10.600	6.050
12	H形鋼(リース材)	300	300	10.0	15.0	104.800	1150.000	17300.000	12.900	7.510
13	H形鋼(リース材)	350	350	12.0	19.0	154.900	2000.000	35000.000	15.100	8.990
14	H形鋼(リース材)	400	400	13.0	21.0	197.700	2950.000	59000.000	17.300	10.100

2 設計条件

立坑形式：小判形立坑

2-1 立坑寸法

3.000 m (B) × 4.570 m (L) × 9.500 m (H)
立坑上面の深度 $H_t = 0.000$ (m)

2-2 土質条件

土圧係数 静止土圧係数 K_s を用いる。
土圧強度 15.000 m以深で一定とする。

No	深度	静止土圧係数	単位体積重量	
			湿潤	水中
	(m)	K_s	γ_t (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)
1	0.000 ~ 20.000	0.500	18.000	10.000

2-3 荷重

上載荷重 $W = 10.000$ (kN/m²)

2-4 許容応力度

ライナープレート $\sigma_{la} = 180$ (N/mm²)
鋼材 $\sigma_{la} = 210$ (N/mm²)

2-5 係数

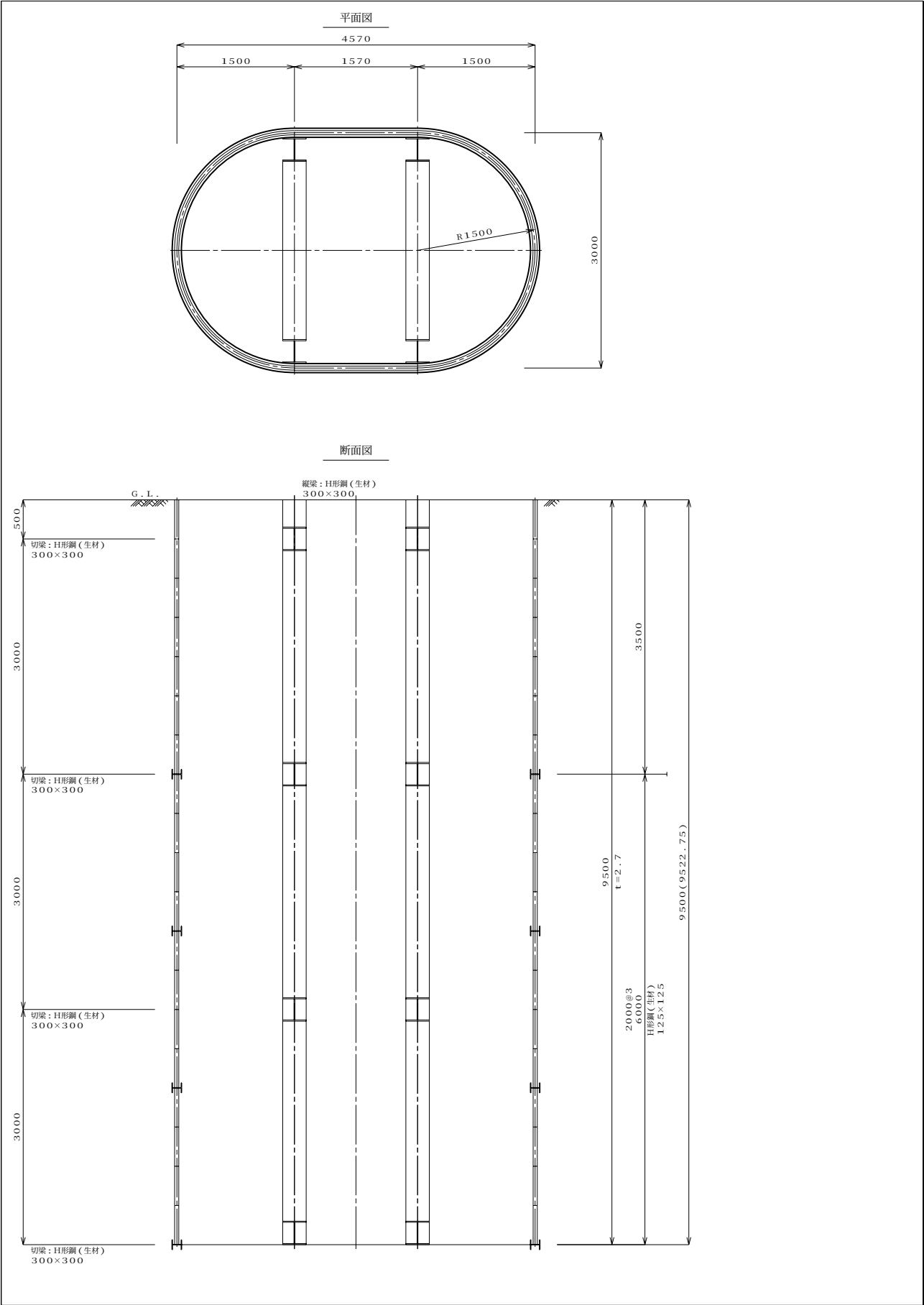
ヤング係数 $E = 2.0 \times 10^5$ (N/mm²)

2-6 水圧

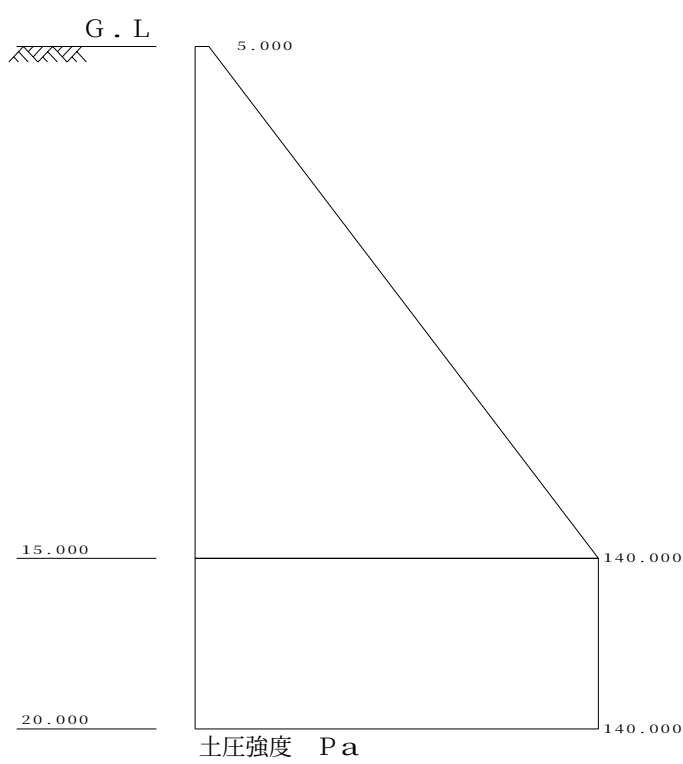
水圧は考慮しない。

3 形状寸法

単位(mm)



4 外力



4-1 土圧

No	深度 (m)	土圧強度	
		Pa (kN/m ²)	
		上面	下面
1	0.000 ~ 15.000	5.000	140.000
2	15.000 ~ 20.000	140.000	140.000

$$P_a = K_s (\Sigma \gamma h + W)$$

- K_s

：静止土圧係数

γ

：土の単位体積重量

(kN/m³)

h

：層厚

(m)

W

：上載荷重

(kN/m²)
- 但し、 $P_a \geq 0$

4-2 設計区間の最大側圧

No	深度	側圧
	(m)	P_h (kN/m ²)
1	0.000 ～ 3.500	36.500
2	3.500 ～ 9.500	90.500

5 外枠の設計

5-1 座屈に対する検討

円環が等分布荷重を受けた時の許容座屈荷重 q_a は次式によって算出する。

$$q_a = \frac{2 E I}{r^3}$$

E	: ヤング係数	2.0×10^8	(kN/m ²)
r	: 立坑半径	1.500	(m)
I	: 断面二次モーメント ($I = I_L + I_H$)		(m ⁴ /m)

1. 深度 0.000 m ~ 3.500 m

ライナープレート $t = 2.7$ mmを使用する。

$$q_a = \frac{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.410 \times 10^{-6}}{1.500^3}$$
$$= 167.111 \geq p_h = 36.500 \quad (\text{kN/m}^2)$$

I_L	: ライナープレートの断面二次モーメント	1.410×10^6	(mm ⁴ /m)
p_h	: 側圧		

2. 深度 3.500 m ~ 9.500 m

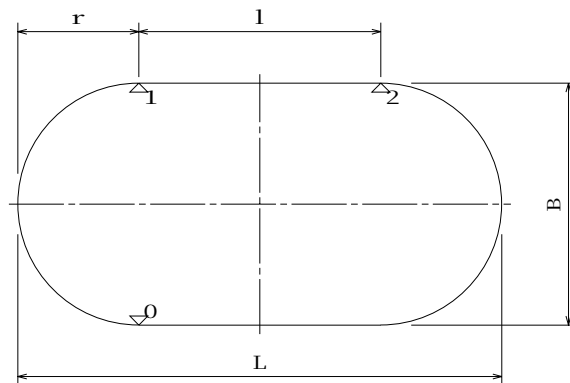
ライナープレート $t = 2.7$ mmにH形鋼(生材) H-125を2.0 m間隔で補強する。

$$q_a = \frac{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 5.605 \times 10^{-6}}{1.500^3}$$
$$= 664.296 \geq p_h = 90.500 \quad (\text{kN/m}^2)$$

I_L	: ライナープレートの断面二次モーメント	1.410×10^6	(mm ⁴ /m)
I_H	: 補強材の断面二次モーメント／設置間隔	4.195×10^6	(mm ⁴ /m)
p_h	: 側圧		

5-2 曲げ圧縮力に対する検討

外枠は、小判形のラーメン構造として設計する。
ラーメンの基本寸法を下图のように符号する。



5-2-1 節点曲げモーメント

$$C_{1,2} = -\frac{1}{12} p_h \cdot l^2 = -\frac{1}{12} \times 1.5700^2 \times p_h = -0.2054 \times p_h$$

$$\phi_1 = -\frac{C_{1,2}}{\frac{2}{l} + \frac{2\pi}{r(\pi^2-8)}} = \frac{0.2054}{\frac{2}{1.5700} + \frac{2\pi}{1.5000 \times (\pi^2-8)}} \times p_h = 0.0584 \times p_h$$

$$M_{1,0} = \frac{2\pi}{r(\pi^2-8)} \phi_1 = \left(\frac{2\pi}{1.5000 \times (\pi^2-8)} \times 0.0584 \right) \times p_h = 0.1310 \times p_h$$

$$M_{1,2} = \frac{2}{l} \phi_1 + C_{1,2} = \left(\frac{2}{1.5700} \times 0.0584 - 0.2054 \right) \times p_h = -0.1310 \times p_h$$

$M_{i,j}$: 節点曲げモーメント (kN・m/m)

$C_{i,j}$: 荷重項 (kN・m/m)

ϕ_i : $E I \theta_i$

θ_i : i 点たわみ角

p_h : 側圧 (kN/m²)

5-2-2 材端せん断力

$$S_{1,0} = \frac{4}{\pi r} M_{1,0} = \left(\frac{4}{\pi \times 1.5000} \times 0.1310 \right) \times p_h = 0.1112 \times p_h$$

$$S_{1,2} = \frac{p_h \cdot l}{2} = \frac{1.5700}{2} \times p_h = 0.7850 \times p_h$$

$S_{i,j}$: 材端せん断力 (kN/m)

5-2-3 支点反力、軸力

$$R_1 = S_{1,0} + S_{1,2} = (0.1112 + 0.7850) \times p_h = 0.8962 \times p_h$$

$$N = p_h \cdot r = 1.5000 \times p_h$$

R_i : 支点反力 (kN/m)

N : 軸力 (kN/m)

5-2-4 支点間曲げモーメント

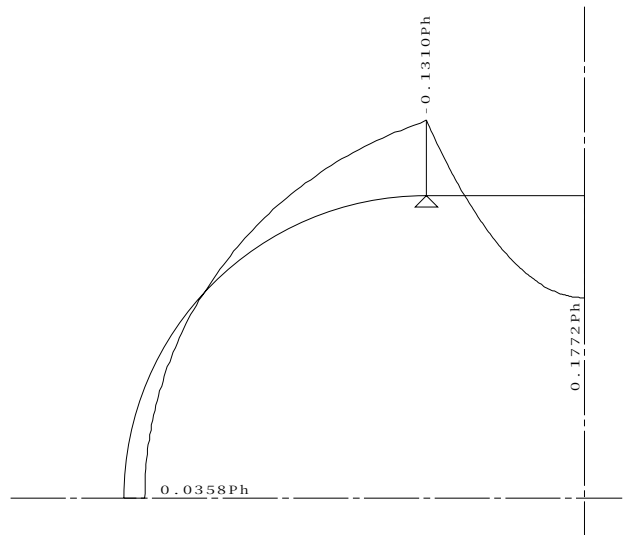
$$M_{1 \sim 0} = S_{1,0} \cdot r - M_{1,0} = (0.1112 \times 1.5000 - 0.1310) \times p_h = 0.0358 \times p_h$$

$$M_{1 \sim 2} = \frac{1}{8} p_h \cdot l^2 + M_{1,2} = \left(\frac{1}{8} \times 1.5700^2 + 0.1310 \right) \times p_h \\ = 0.1772 \times p_h$$

$M_{i \sim j}$: $i \sim j$ 間曲げモーメント (kN・m/m)

$X_{i \sim j}$: $i \sim j$ 間極値位置 (m)

5-2-5 断面力図



5-2-6 応力度照査

1. 深度 0.000 m ～ 3.500 m ($p_h=36.500 \text{ kN/m}^2$)

i	j	節点曲げモーメント $M_{i,j}$ (kN・m/m)	材端せん断力 $S_{i,j}$ (kN/m)
1	0	4.780	4.057
1	2	-4.780	28.653

i	支点反力 R_i (kN/m)
1	32.710

i ～ j	支点間曲げモーメント $M_{i \sim j}$ (kN・m/m)	極値位置 $X_{i \sim j}$ (m)
1～0	1.306	センター
1～2	6.466	0.785

従って最大断面力は、下記ようになる。

曲げモーメント $M_{\max} = 6.46637 \text{ (kN・m/m)}$

支点反力 $R_{\max} = 32.710 \text{ (kN/m)}$

軸力 $N = 1.5000 \times p_h = 1.5000 \times 36.500 = 54.750 \text{ (kN/m)}$

ライナープレートの許容圧縮応力度 σ_{LNa} は

$$l_k = L_t = 1.5700 \times 10^3 = 1570.00 \text{ (mm)}$$

$$H_k = \frac{l_k}{i_L} = \frac{1570.00}{18.80} = 83.5106$$

$18 < H_k \leq 92$ また仮設構造であるから5.0割増とし

$$\sigma_{LNa} = 1.50 \times \{140 - 0.82(H_k - 18)\} \times \frac{1.20}{1.40} = 110.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \frac{N}{A_L \cdot \sigma_{LNa}} + \frac{M_{\max}}{Z_L \cdot \sigma_{La}} &= \frac{54.750 \times 10^3}{3.976 \times 10^3 \times 110.9} + \frac{6.46637 \times 10^6}{4.600 \times 10^4 \times 180.0} \\ &= 0.905 \leq 1.0 \end{aligned}$$

l_k : 有効座屈長

H_k : 細長比

i_L : ライナープレートの断面二次半径

18.80 (mm)

A_L : ライナープレートの断面積

3.976×10^3 (mm²/m)

Z_L : ライナープレートの断面係数

4.600×10^4 (mm³/m)

σ_{La} : ライナープレートの許容曲げ応力度

180 (N/mm²)

2. 深度 3.500 m ～ 9.500 m ($p_h=90.500 \text{ kN/m}^2$)

i	j	節点曲げモーメント $M_{i,j}$ (kN・m/m)	材端せん断力 $S_{i,j}$ (kN/m)
1	0	11.851	10.060
1	2	-11.851	71.043

i	支点反力 R_i (kN/m)
1	81.102

i ～ j	支点間曲げモーメント $M_{i \sim j}$ (kN・m/m)	極値位置 $X_{i \sim j}$ (m)
1～0	3.238	センター
1～2	16.033	0.785

従って最大断面力は、下記のようになる。

曲げモーメント $M_{\max} = 16.03304 \text{ (kN・m/m)}$

支点反力 $R_{\max} = 81.102 \text{ (kN/m)}$

軸力 $N = 1.5000 \times p_h = 1.5000 \times 90.500 = 135.750 \text{ (kN/m)}$

曲げモーメントはライナープレートと補強材の断面二次モーメントの比で、また軸力は
 各々の断面積の比で分担するものとする。

使用部材	断面積 $A \times 10^3$ (mm^2/m)	η_a	断面二次モーメント $I \times 10^6$ (mm^4/m)	η_i	断面係数 $Z \times 10^4$ (mm^3/m)
LP t=2.7 mm	3.976	0.72608	1.410	0.25156	4.600
H-125 @2.0 m	1.500	0.27392	4.195	0.74844	6.700

η_a : 軸力の分担率

η_i : 曲げモーメントの分担率

ライナープレートの許容圧縮応力度 σ_{LNa} は

$$l_k = l_t = 1.5700 \times 10^3 = 1570.00 \text{ (mm)}$$

$$H_k = \frac{l_k}{i_L} = \frac{1570.00}{18.80} = 83.5106$$

$18 < H_k \leq 92$ また仮設構造であるから 5.0 割増とし

$$\sigma_{LNa} = 1.50 \times \{140 - 0.82(H_k - 18)\} \times \frac{1.20}{1.40} = 110.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\eta_{aL} \cdot N}{A_L \cdot \sigma_{LNa}} + \frac{\eta_{iL} \cdot M_{\max}}{Z_L \cdot \sigma_{La}} = \frac{0.72608 \times 135.750 \times 10^3}{3.976 \times 10^3 \times 110.9} + \frac{0.25156 \times 16.03304 \times 10^6}{4.600 \times 10^4 \times 180.0} = 0.711 \leq 1.0$$

l_k : 有効座屈長

H_k : 細長比

i_L : ライナープレートの断面二次半径 18.80 (mm)

σ_{La} : ライナープレートの許容曲げ応力度 180 (N/mm²)

補強材の許容圧縮応力度 σ_{HNa} は

$$H_k = \frac{l_k}{i_H} = \frac{1570.00}{52.90} = 29.6786$$

$18 < H_k \leq 92$ また仮設構造であるから 5.0 割増とし

$$\sigma_{HNa} = 1.50 \times \{140 - 0.82(H_k - 18)\} = 195.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{\eta_{aH} \cdot N}{A_H \cdot \sigma_{HNa}} + \frac{\eta_{iH} \cdot M_{\max}}{Z_H \cdot \sigma_{Ha}} = \frac{0.27392 \times 135.750 \times 10^3}{1.500 \times 10^3 \times 195.6} + \frac{0.74844 \times 16.03304 \times 10^6}{6.700 \times 10^4 \times 210.0} = 0.980 \leq 1.0$$

i_H : 補強材の断面二次半径 52.90 (mm)

σ_{Ha} : 補強材の許容曲げ応力度 210 (N/mm²)

5-3 限界深度の算出

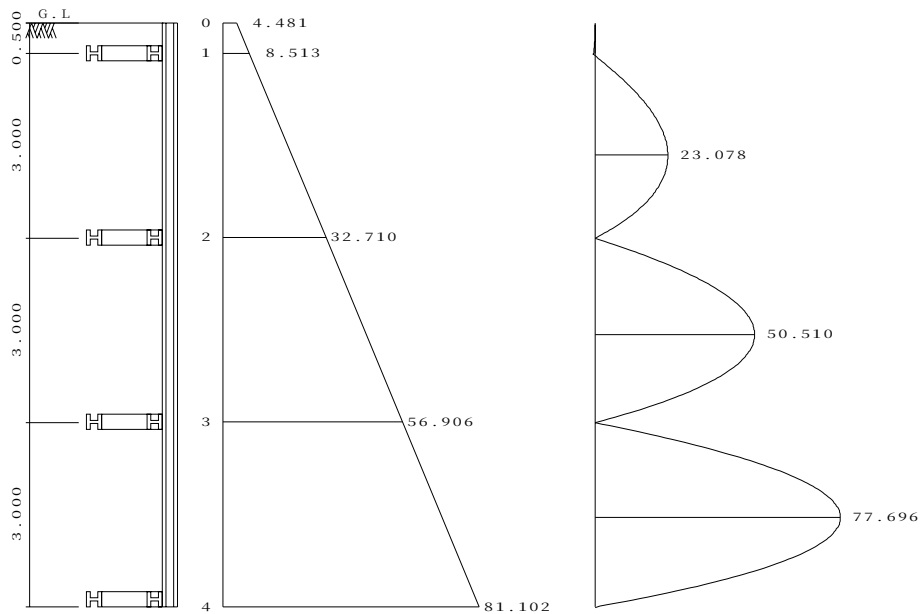
限界深度表

No	板厚 (mm)	補強材		限界深度 (m)	側圧 (kN/m ²)	許容外圧 (kN/m ²)
		鋼材名・呼称	間隔 (m)			
1	3.2			4.500	45.500	47.733
2	5.3	H-150	1.5	9.500	90.500	186.426

6 縦梁の設計

縦梁は腹起しに支持された単純梁、及び張り出し梁として設計する
また、計算は外枠材の最大支点反力（ $R_{\max}$ ）を受ける縦梁について考慮する

施工ステップ 1 施工名称：最終掘削
施工深度 9.500 m



(1) 荷重強度

	側圧 p_h kN/m ²		係数 $R_{\max}$	荷重強度 P_i kN/m	支点反力 R_{si} kN
0	5.000	×	0.896155	4.481	-----
1	9.500	×	0.896155	8.513	28.360
2	36.500	×	0.896155	32.710	97.886
3	63.500	×	0.896155	56.906	170.718
4	90.500	×	0.896155	81.102	109.555

(2) 断面力の検討

i ~ j	支点間曲げモーメント M_s (kN・m)	極値位置 X_s (m)
1~2	23.078	1.346
2~3	50.510	1.433
3~4	77.696	1.456

従って最大断面力は、下記ようになる

$$P_{(x)} = a x + b$$

$$S_{(x)} = a x^2 + b x + c$$

$$x = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$M_{(x)} = a x^3 + b x^2 + c x + d$$

区間 i ~ j (3 ~ 4)

	a	b	c	d
P_x	-8.065	81.102	-----	-----
S_x	4.033	-81.102	109.555	-----
M_x	1.344	-40.551	109.555	0.000

$$\text{曲げモーメント} \quad M_{\text{smax}} = 77.696 \text{ (kN・m)}$$

$$\text{支点反力} \quad R_{\text{smax}} = 170.718 \text{ (kN)}$$

(3) 断面の決定

ここで H形鋼(生材) H-300×300×10.0×15.0を用いる。

従って縦梁の発生応力度 σ_s は

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_{\text{smax}}}{Z} = \frac{77.696 \times 10^6}{135.000 \times 10^4} \\ &= 57.6 \leq \sigma_{\text{Ha}} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$Z : \text{鋼材の断面係数} \quad 135.000 \times 10^4 \text{ (mm}^3\text{)}$$

7 切梁の設計

切梁は両端ピン支持された圧縮部材として設計する。

施工ステップ 1 施工名称：最終掘削

1段目 深度 0.500 m

(1) 荷重強度

切梁の受ける軸力 (N_s) は、縦梁の支点反力 (R_{si}) とする。

$$N_s = R_{si} = 28.360$$

(2) 許容圧縮応力度

切梁の許容応力度 σ_{HNa} は、道路橋示方書に従い

$$l_k = 2275.0 \text{ (mm)}$$

$$H_k = \frac{l_k}{i_y} = 30.132$$

$18 < H_k \leq 92$ また仮設構造であるから 5.0割増とし

$$\sigma_{HNa} = 1.50 \times \{140 - 0.82(H_k - 18)\} = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(3) 断面の決定

ここで H形鋼(生材) H-300×300×10.0×15.0を用いる。

従って切梁の発生応力度 σ_s は

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{N_s}{A} = \frac{28.360 \times 10^3}{11.840 \times 10^3} \\ &= 2.4 \leq \sigma_{HNa} = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$A : \text{鋼材の断面係数} \quad 11.840 \times 10^3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

2段目 深度 3.500 m

(1) 荷重強度

切梁の受ける軸力 (N_s) は、縦梁の支点反力 (R_{si}) とする。

$$N_s = R_{si} = 97.886$$

(2) 許容圧縮応力度

切梁の許容応力度 σ_{HNa} は、道路橋示方書に従い

$$l_k = 2275.0 \text{ (mm)}$$

$$H_k = \frac{l_k}{i_y} = 30.132$$

$18 < H_k \leq 92$ また仮設構造であるから 5.0割増とし

$$\sigma_{HNa} = 1.50 \times \{140 - 0.82(H_k - 18)\} = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(3) 断面の決定

ここで H形鋼(生材) H-300×300×10.0×15.0を用いる。

従って切梁の発生応力度 σ_s は

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{N_s}{A} = \frac{97.886 \times 10^3}{11.840 \times 10^3} \\ &= 8.3 \leq \sigma_{HNa} = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$A : \text{鋼材の断面係数} \quad 11.840 \times 10^3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

3段目 深度 6.500 m

(1) 荷重強度

切梁の受ける軸力 (N_s) は、縦梁の支点反力 (R_{si}) とする。

$$N_s = R_{si} = 170.718$$

(2) 許容圧縮応力度

切梁の許容応力度 σ_{HNa} は、道路橋示方書に従い

$$l_k = 2275.0 \text{ (mm)}$$

$$H_k = \frac{l_k}{i_y} = 30.132$$

$18 < H_k \leq 92$ また仮設構造であるから5.0割増とし

$$\sigma_{HNa} = 1.50 \times \{140 - 0.82(H_k - 18)\} = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(3) 断面の決定

ここで H形鋼(生材) H-300×300×10.0×15.0を用いる。

従って切梁の発生応力度 σ_s は

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N_s}{A} = \frac{170.718 \times 10^3}{11.840 \times 10^3} \\ &= 14.4 \leq \sigma_{HNa} = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$A : \text{鋼材の断面係数} \quad 11.840 \times 10^3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

4段目 深度 9.500 m

(1) 荷重強度

切梁の受ける軸力 (N_s) は、縦梁の支点反力 (R_{si}) とする。

$$N_s = R_{si} = 109.555$$

(2) 許容圧縮応力度

切梁の許容応力度 σ_{HNa} は、道路橋示方書に従い

$$l_k = 2275.0 \text{ (mm)}$$

$$H_k = \frac{l_k}{i_y} = 30.132$$

$18 < H_k \leq 92$ また仮設構造であるから5.0割増とし

$$\sigma_{HNa} = 1.50 \times \{140 - 0.82(H_k - 18)\} = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(3) 断面の決定

ここで H形鋼(生材) H-300×300×10.0×15.0を用いる。

従って切梁の発生応力度 σ_s は

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N_s}{A} = \frac{109.555 \times 10^3}{11.840 \times 10^3} \\ &= 9.3 \leq \sigma_{HNa} = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$A : \text{鋼材の断面係数} \quad 11.840 \times 10^3 \text{ (mm}^2\text{)}$$

8 一覧表

・外枠

円形部の座屈の検討

No	深度	ライナー	補強材		許容外圧	設計側圧
		板厚	呼称	間隔		
	(m)	(mm)		(m)	q_a (kN/m ²)	p_h (kN/m ²)
1	3.500	2.7			167.111	36.500
2	9.500	2.7	H-125	2.0	664.296	90.500

曲げ圧縮力の検討

No	深度	ライナー	補強材		判定値	
		板厚	呼称	間隔	ライナー	補強材
	(m)	(mm)		(m)		
1	3.500	2.70			0.905	
2	9.500	2.70	H-125	2.0	0.711	0.980

限界深度表

No	板厚 (mm)	補強材		限界深度 (m)	側圧 (kN/m ²)	許容外圧 (kN/m ²)
		鋼材名・呼称	間隔 (m)			
1	3.2			4.500	45.500	47.733
2	5.3	H-150	1.5	9.500	90.500	186.426

縦梁の検討 [H-300×300×10.0×15.0]

施工 No	支点反力	曲げモーメント	発生応力度	許容応力度
	R_{Smax} (kN)	M_{Smax} (kN・m)	σ_s (N/mm ²)	σ_{Ha} (N/mm ²)
1	170.718	77.696	57.6	210.0

切梁の検討

No	深度 (m)	使用部材		軸力 N_s (kN)	発生応力度 σ_s (N/mm ²)	許容応力度 σ_{HN_a} (N/mm ²)
		呼称	本数			
			(本)			
1	0.500	H-300	1	28.360	2.4	195.1
2	3.500	H-300	1	97.886	8.3	195.1
3	6.500	H-300	1	170.718	14.4	195.1
4	9.500	H-300	1	109.555	9.3	195.1

9 数量概算表

名称	サイズ (mm)	数量
ライナープレート	SP-10 t=2.7	20
ライナープレート	CP-10 t=2.7	94
ライナープレート	JP-10 t=2.7	36
組立ボルト	M16×30 (4.6 LP用)	1860
組立ボルト	M16×45 (8.8 HR用)	240
補強リング	H125×125×6.5×9.0×2355.0	16
補強リング	H125×125×6.5×9.0×1570.0	8
継手板	PL125×12×310	48
継手ボルト	M20×50	384
縦梁	H300×300×10.0×15.0×9500.0	4
切梁	H300×300×10.0×15.0×2275.0	8