

表紙

目次

1章 設計条件		1
1.1 一般事項		1
1.2 基本データ		1
1.3 考え方		4
1.3.1 縦梁		4
1.4 地層データ		4
1.5 基準値		4
1.5.1 設計用設定値		4
1.5.2 鋼材		5
2章 結果一覧		6
2.1 ライナープレート		6
2.2 支保工		6
3章 土圧の算定		7
4章 横断面の設計		8
4.1 設計位置	G. L. -3.500 m	8
4.2 設計位置	G. L. -9.500 m	12
5章 支保工の設計		16
5.1 縦梁の設計		16
5.2 切梁の設計		18

1章 設計条件

保存ファイル名:Sample-5(Oval-Span1).f7L

1.1 一般事項

タイトル :
コメント :
業務名 :
構造物名 :
所在地 :
施工箇所 :
事業所名 :
受注者 :
管理技術者 :
作成年月日 :

1.2 基本データ

適用基準

ライナープレート設計・施工マニュアル

形状

立坑形式 : 小判形立坑
立坑寸法
短径 S : 3.000 m
長径 L : 4.570 m
長さ H : 9.500 m
支保工 : 設置する

土圧

算定式 : 静止土圧の式
偏土圧 : 考慮しない
地すべり土圧 : 考慮しない

上載荷重

上載荷重 q_1 : 10.000 kN/m²

地下水位の影響

地下水位の影響 : 考慮しない

任意の土圧

任意の土圧 : 一定としない
均しコンクリート : 設置しない

横断面の設計

Frame計算 : 使用しない

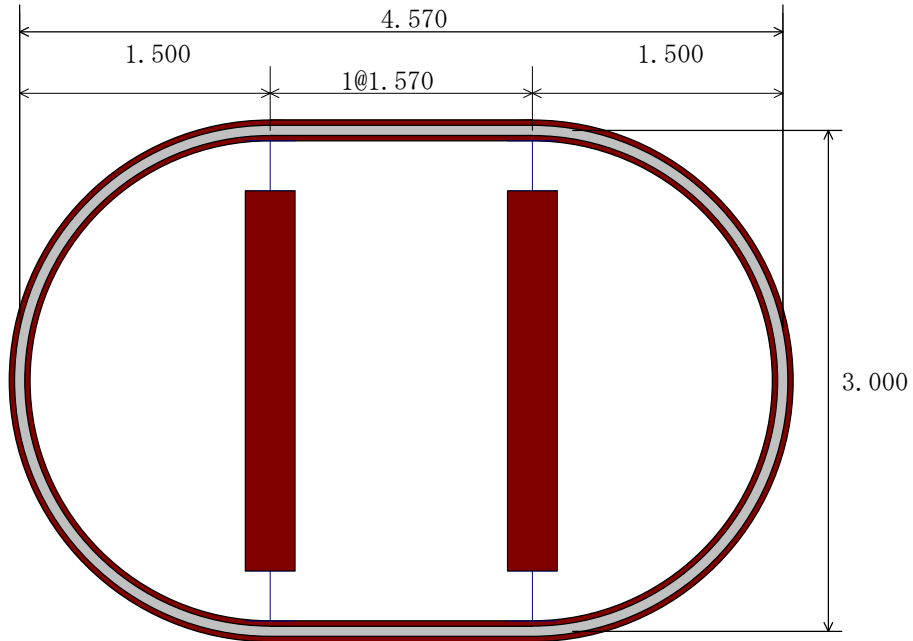
ライナープレートの配置

天端 G.L. 0.000 m

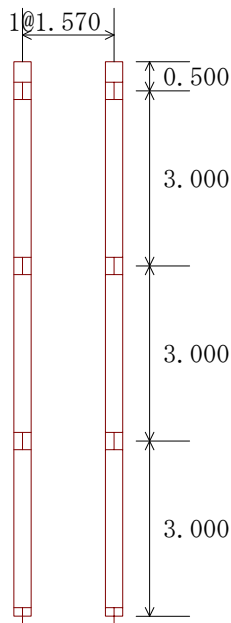
No	区間長 m	ライナープレート 鋼材No	ライナープレート 鋼材名称	補強材ピッチ m	補強材 鋼材No	補強材鋼材名称
1	3.500	1	LinerPlate t2.7 mm	2.0	2	H-125×125× 6× 9
2	6.000	1	LinerPlate t2.7 mm			

支保工

[平面図]



[正面図]



縦梁

縦梁の端部設置幅 0.000 m

端部縦梁と切梁のずれ 0.000 m

スパン数	鋼材No	鋼材名称
1	7	H-300×300×10×15

切梁

No	架設深さ G.L. (m)	鋼材No	鋼材名称
1	-0.500	7	H-300×300×10×15
2	-3.500	7	H-300×300×10×15
3	-6.500	7	H-300×300×10×15
4	-9.500	7	H-300×300×10×15

切梁本数 2 本

切梁配置 等間隔

1.3 考え方

1.3.1 縦梁

縦梁の設計方法 単純ばり法

縦梁最上段スパンの考え方 単純ばり

1.4 地層データ

地表面天端 G.L. 0.000 m

No	層厚 (m)	土質種類	湿潤単位重量 γ_t (kN/m ³)	水中単位重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C_0 (kN/m ²)	静止土圧係数 K_0
1	9.500	砂質土	18.0	9.0	30.00	0.0	0.50

※土圧係数: 静止土圧係数 K_0 を用いる。

※土圧強度: 深度15mまでは直線変化とし、15m以深で一定の土圧分布とする。

1.5 基準値

1.5.1 設計用設定値

- (1) 土圧合力Pの作用深さ割合 m 0.55
- (2) 土圧の照査ピッチ 0.5 m
- (3) 水の単位体積重量 γ_w 10.0 kN/m³
- (4) 弾性係数 E 2.000×10⁵ N/mm²
- (5) クリーブ係数 Fd 1.5
- (6) 据付角係数 Fk 0.1
- (7) 地盤反力係数 Kh 10000 kN/m³
- (8) ライナープレートの許容曲げ応力度 σ_{La} 180.0 N/mm²
- (9) 補強リングの許容曲げ応力度 σ_{Ha} 210.0 N/mm²
- (10) 継手板の許容曲げ応力度 σ_{Ha} 210.0 N/mm²
- (11) 縦梁の許容曲げ応力度 σ_{Sa} 210.0 N/mm²
- (12) 継手板厚 t 12 mm
- (13) 継手ボルトの本数 n 6 本
- (14) ボルト孔の直径 d 25 mm
- (15) ボルトの許容せん断応力度 τ_a 300.0 N/mm²

1.5.2 鋼材

(1)H形鋼

No	鋼材名称	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm ²)	w (kg/m)
1	H-100×100×6×8	100	100	6.0	8	21.59	16.9
2	H-125×125×6×9	125	125	6.5	9	30.00	23.6
3	H-150×150×7×10	150	150	7.0	10	39.65	31.1
4	H-175×175×7×11	175	175	7.5	11	51.42	40.4
5	H-200×200×8×12	200	200	8.0	12	63.53	49.9
6	H-250×250×9×14	250	250	9.0	14	91.43	71.8
7	H-300×300×10×15	300	300	10.0	15	118.40	93.0

No	鋼材名称	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Z _x (cm ³)	Z _y (cm ³)	i _x (cm)	i _y (cm)	i (cm)
1	H-100×100×6×8	378	134	76	27	4.18	2.49	2.75
2	H-125×125×6×9	839	293	134	47	5.29	3.13	3.45
3	H-150×150×7×10	1620	563	216	75	6.40	3.77	4.15
4	H-175×175×7×11	2900	984	331	112	7.50	4.37	4.80
5	H-200×200×8×12	4720	1600	472	160	8.62	5.02	5.50
6	H-250×250×9×14	10700	3650	860	292	10.80	6.32	6.91
7	H-300×300×10×15	20200	6750	1350	450	13.10	7.55	8.28

(2)ライナープレート

No	鋼材名称	t (mm)	A (cm ² /m)	Z (cm ³ /m)	I (cm ⁴ /m)	B (mm)
1	LinerPlate t2.7 mm	2.7	39.76	45.98	141.00	62
2	LinerPlate t3.2 mm	3.2	47.12	54.30	167.60	62
3	LinerPlate t4.0 mm	4.0	58.86	67.50	210.40	63
4	LinerPlate t4.5 mm	4.5	66.22	75.70	237.40	63
5	LinerPlate t5.3 mm	5.3	77.90	88.70	280.80	66
6	LinerPlate t6.0 mm	6.0	88.20	100.10	319.40	66
7	LinerPlate t7.0 mm	7.0	102.90	116.20	375.20	66

(3)ボルト

No	ボルト呼称	A (cm ² /m)
1	M16	157.00
2	M18	192.00
3	M20	245.00
4	M22	303.00
5	M24	353.00

2章 結果一覧

2.1 ライナープレート

断面 番号	設計位置 G. L. (m)	設計土圧 (kN/m ²)	座屈荷重 (kN/m ²)	ライナープレート 応力度		補強材 応力度		判定
1	-3.500	36.50	167.11	0.91 ≤	1.00	0.98 ≤	1.00	○
2	-9.500	90.50	664.30	0.71 ≤	1.00			○

使用材料

断面 番号	ライナー プレート t(mm)	補強材名称	補強材 ピッチ (m)
1	2.7	H-125×125× 6× 9	2.0
2	2.7		

2.2 支保工

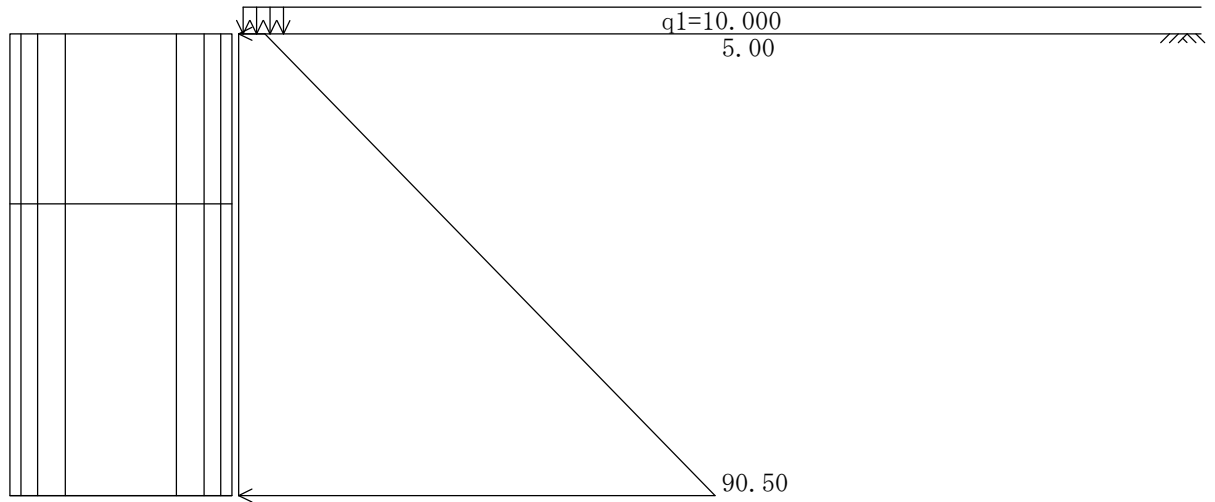
縦梁の計算

鋼材名	応力度 (N/mm ²)	判定
H-300×300×10×15	58 ≤ 210	○

切梁の計算

部材 番号	設置位置 G. L. (m)	鋼材名	応力度 (N/mm ²)	判定
1	-0.500	H-300×300×10×15	2 ≤ 195	○
2	-3.500	H-300×300×10×15	8 ≤ 195	○
3	-6.500	H-300×300×10×15	14 ≤ 195	○
4	-9.500	H-300×300×10×15	9 ≤ 195	○

3章 土圧の算定



ライナープレート天端 G.L. 0.000(m) 地表面天端 G.L. 0.000(m)
 ライナープレート下端 G.L. -9.500(m)

土圧は次式により求める。

$$P_h = K_0 (\sum \gamma t \times h + q)$$

ただし、

$h \leq 15.0\text{m}$: 15m点の $(\sum \gamma t \times h + q)$ に対して土圧係数を掛けた三角形分布とする。

$h > 15.0\text{m}$: 15m点までは上記の三角形分布、それ以深は15m点における土圧とする。

ここに、

P_h : 深さh位置での土圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

γt : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下は水中重量 γ' を用いる。

h : 層厚 (m)

q : 上載荷重 (kN/m²)

No	深さ G.L. (m)	層厚 h (m)	単位重量 γt (kN/m ³)	水中重量 γ' (kN/m ³)	静止 土圧係数 K_0	$\sum \gamma t \times h + q$ (kN/m ²)	土圧強度 P_h (kN/m ²)
1	0.000 -9.500	9.500	18.0	9.0	0.5	10.00 181.00	5.00 90.50

4章 横断面の設計

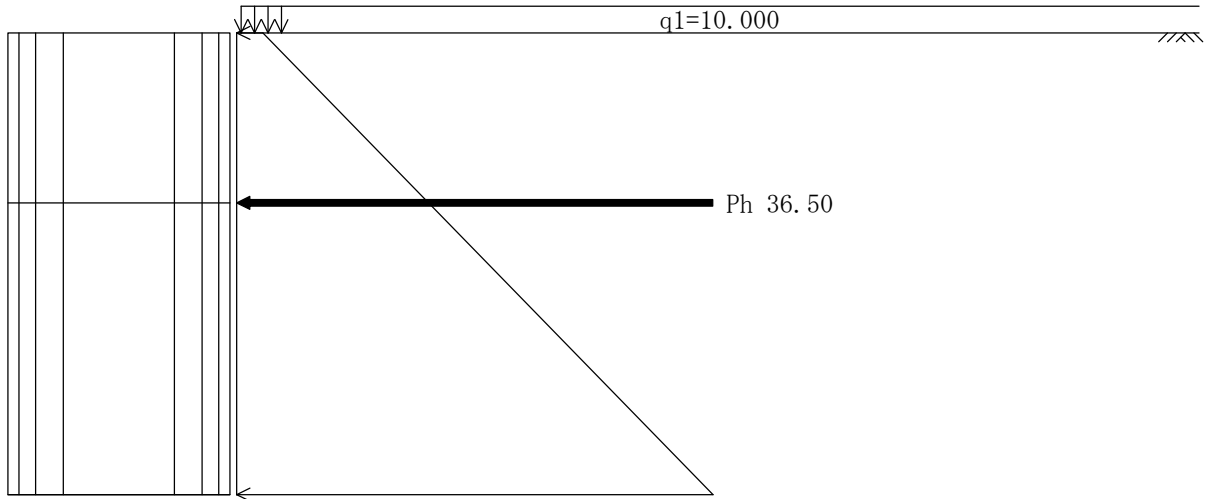
4.1 設計位置 G.L. -3.500 m

(1) 土圧強度

設計用土圧は次の大きな方を用いる。

設計区間下端の土圧 G.L. -3.500 m 土圧強度 Ph 36.50 kN/m²

設計区間の最大土圧 G.L. -3.500 m 土圧強度 Ph 36.50 kN/m²



ライナープレート天端 G.L. 0.000 (m) 地表面天端 G.L. 0.000 (m)

ライナープレート下端 G.L. -9.500 (m)

(2) 断面力

小判形立坑の断面力は、半円部をもつラーメン構造にモデル化して断面力を求める。

材端モーメント (kNm/m)

$$C_{1,2} = -\frac{1}{12} Ph \cdot L^2$$

$$= -\frac{1}{12} \cdot Ph \cdot 1.570^2 = -0.205 \cdot Ph$$

$$\phi_1 = -\frac{C_{1,2}}{\frac{2}{L} + \frac{10.558}{\pi \cdot r}}$$

$$= -\frac{-0.205 \cdot Ph}{\frac{2}{1.570} + \frac{10.558}{\pi \cdot 1.500}} = 0.0584 \cdot Ph$$

$$M_{1,2} = \frac{2}{L} \cdot \phi_1 + C_{1,2}$$

$$= \frac{2}{1.570} \cdot (0.0584 \cdot Ph) + (-0.205 \cdot Ph) = -0.131 \cdot Ph$$

$$M_{1,0} = \frac{10.558}{\pi \cdot r} \cdot \phi_1$$

$$= \frac{10.558}{\pi \cdot 1.500} \cdot (0.0584 \cdot Ph) = 0.131 \cdot Ph$$

材端せん断力 (kN/m)

$$Q_{1,0} = \frac{4}{\pi \cdot r} \cdot M_{1,0}$$

$$= \frac{4}{\pi \cdot 1.500} \cdot (0.131 \cdot Ph) = 0.111 \cdot Ph$$

$$Q_{1,2} = \frac{Ph \cdot L}{2}$$

$$= \frac{Ph \cdot 1.570}{2} = 0.785 \cdot Ph$$

支点反力 (kN/m)

$$R_{m1} = Q_{1,0} + Q_{1,2}$$

$$= (0.111 \cdot Ph) + (0.785 \cdot Ph) = 0.896 \cdot Ph$$

軸力

$$N = r \cdot Ph$$

$$= 1.500 \cdot Ph = 1.500 \cdot Ph \text{ (kN/m)}$$

スパン中央部の最大曲げモーメント (kNm/m)

(1-0)間

$$M_{max} = Q_{1,0} \cdot r - M_{1,0}$$

$$= (0.111 \cdot Ph) \cdot 1.500 - (0.131 \cdot Ph) = 0.036 \cdot Ph$$

(1-2)間

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot L^2 + M_{1,2}$$

$$= \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot 1.570^2 + (-0.131 \cdot Ph) = 0.177 \cdot Ph$$

このことから設計に用いる断面力は、

$$M_{max} = 0.177 \times Ph$$

$$R_{max} = 0.896 \times Ph$$

$$N = 1.500 \times Ph$$

(3)使用材料

ライナープレート

板厚	t	2.7 (mm)
断面積	AL	39.76 (cm ² /m)
断面係数	ZL	45.98 (cm ³ /m)
断面二次モーメント	IL	141.00 (cm ⁴ /m)
弾性係数	E	2.000 × 10 ⁵ (N/mm ²)
許容曲げ応力度	σ La	180.0 (N/mm ²)

補強リング

配置しない

(4)座屈に対する照査

許容座屈荷重 q_a は次式によって求める。

$$q_a = \frac{2E \times IL}{r^3} = \frac{2 \times 2.000 \times 10^8 \times 141.00 \times 10^{-8}}{1.500^3} = 167.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

- q_a : 許容座屈荷重 (kN/m²)
- E : ライナープレートの弾性係数 (kN/m²)
- IL : ライナープレートの断面二次モーメント (m⁴/m)
- r : 立坑半径 (m)

座屈に対する照査は次式により行う。

$$Ph = 36.50 \leq q_a = 167.11 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{OK}$$

ここに、

- Ph : ライナープレートに作用する土圧強度 (kN/m²)
- q_a : 許容座屈荷重 (kN/m²)

(5)応力に対する照査

軸力

$$\begin{aligned} N &= 1.500 \times Ph \\ &= 1.500 \times 36.50 = 54.75 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.177 \times Ph \\ &= 0.177 \times 36.50 = 6.47 \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m}) \end{aligned}$$

ここに、

- Ph : ライナープレートに作用する土圧強度 (kN/m²)
- N : 軸力 (kN/m)
- M_{\max} : 曲げモーメント (kN・m/m)

ライナープレートの許容圧縮応力度 σ_{LNa}

$$\begin{aligned} \sigma_{LNa} &= \left\{ 210 - 1.23(\lambda - 18) \right\} \times \frac{\sigma_{La}}{\sigma_{Ha}} \\ &= \left\{ 210 - 1.23(83.4 - 18) \right\} \times \frac{180}{210} = 111.1 \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_L &= \frac{\alpha L \times N}{AL \times \sigma_{LNa}} + \frac{\beta L \times M_{\max}}{ZL \times \sigma_{La}} \\ &= \frac{1.000 \times 54.75 \times 10^3}{39.76 \times 10^2 \times 111.1} + \frac{1.000 \times 6.47 \times 10^6}{45.98 \times 10^3 \times 180} = 0.91 \leq 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

- σ_L : ライナープレートの応力度
- σ_{La} : ライナープレートの許容応力度 (N/mm²)
- σ_{LNa} : ライナープレートの許容圧縮応力度 (N/mm²)
- N : 軸力 (N/m)
- M_{\max} : 曲げモーメント (N・mm/m)
- AL : ライナープレートの断面積 (mm²/m)
- ZL : ライナープレートの断面係数 (mm³/m)

ライナープレートと補強リングとの断面力の分担率

軸力は断面積の比、曲げモーメントは断面二次モーメントの比で求める。

軸力に対する

$$\begin{aligned} \text{ライナープレートの分担率} \quad \alpha L &= AL / (AL + AH / LH) \\ &= 39.76 / (39.76 + 0.00 / 0.0) = 1.000 \end{aligned}$$

曲げモーメントに対する

$$\begin{aligned} \text{ライナープレートの分担率} \quad \beta L &= IL / (IL + IH / LH) \\ &= 141.00 / (141.00 + 0.00 / 0.0) = 1.000 \end{aligned}$$

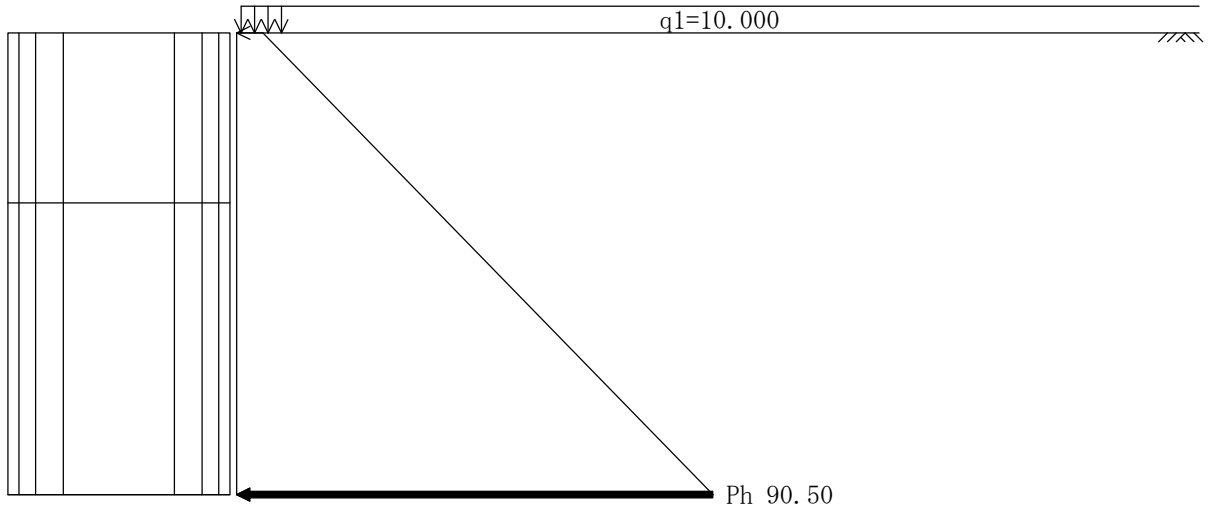
4.2 設計位置 G.L. -9.500 m

(1) 土圧強度

設計用土圧は次の大きな方を用いる。

設計区間下端の土圧 G.L. -9.500 m 土圧強度 Ph 90.50 kN/m²

設計区間の最大土圧 G.L. -9.500 m 土圧強度 Ph 90.50 kN/m²



ライナープレート天端 G.L. 0.000(m) 地表面天端 G.L. 0.000(m)

ライナープレート下端 G.L. -9.500(m)

(2) 断面力

小判形立坑の断面力は、半円部をもつラーメン構造にモデル化して断面力を求める。

材端モーメント (kNm/m)

$$C_{1,2} = -\frac{1}{12} Ph \cdot L^2$$

$$= -\frac{1}{12} \cdot Ph \cdot 1.570^2 = -0.205 \cdot Ph$$

$$\phi_1 = -\frac{C_{1,2}}{\frac{2}{L} + \frac{10.558}{\pi \cdot r}}$$

$$= -\frac{-0.205 \cdot Ph}{\frac{2}{1.570} + \frac{10.558}{\pi \cdot 1.500}} = 0.0584 \cdot Ph$$

$$M_{1,2} = \frac{2}{L} \cdot \phi_1 + C_{1,2}$$

$$= \frac{2}{1.570} \cdot (0.0584 \cdot Ph) + (-0.205 \cdot Ph) = -0.131 \cdot Ph$$

$$M_{1,0} = \frac{10.558}{\pi \cdot r} \cdot \phi_1$$

$$= \frac{10.558}{\pi \cdot 1.500} \cdot (0.0584 \cdot Ph) = 0.131 \cdot Ph$$

材端せん断力 (kN/m)

$$Q_{1,0} = \frac{4}{\pi \cdot r} \cdot M_{1,0}$$

$$= \frac{4}{\pi \cdot 1.500} \cdot (0.131 \cdot Ph) = 0.111 \cdot Ph$$

$$Q_{1,2} = \frac{Ph \cdot L}{2}$$

$$= \frac{Ph \cdot 1.570}{2} = 0.785 \cdot Ph$$

支点反力 (kN/m)

$$R_{m1} = Q_{1,0} + Q_{1,2}$$

$$= (0.111 \cdot Ph) + (0.785 \cdot Ph) = 0.896 \cdot Ph$$

軸力

$$N = r \cdot Ph$$

$$= 1.500 \cdot Ph = 1.500 \cdot Ph \text{ (kN/m)}$$

スパン中央部の最大曲げモーメント (kNm/m)

(1-0)間

$$M_{max} = Q_{1,0} \cdot r - M_{1,0}$$

$$= (0.111 \cdot Ph) \cdot 1.500 - (0.131 \cdot Ph) = 0.036 \cdot Ph$$

(1-2)間

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot L^2 + M_{1,2}$$

$$= \frac{1}{8} \cdot Ph \cdot 1.570^2 + (-0.131 \cdot Ph) = 0.177 \cdot Ph$$

このことから設計に用いる断面力は、

$$M_{max} = 0.177 \times Ph$$

$$R_{max} = 0.896 \times Ph$$

$$N = 1.500 \times Ph$$

(3)使用材料

ライナープレート

板厚	t	2.7 (mm)
断面積	AL	39.76 (cm ² /m)
断面係数	ZL	45.98 (cm ³ /m)
断面二次モーメント	IL	141.00 (cm ⁴ /m)
弾性係数	E	2.000 × 10 ⁵ (N/mm ²)
許容曲げ応力度	σ La	180.0 (N/mm ²)

補強リング

H形鋼 H-125×125×6×9

断面積	AH	30.00 (cm ²)
断面係数	ZH	134 (cm ³)
断面二次モーメント	IH	839.00 (cm ⁴)
許容曲げ応力度	σ Ha	210.0 (N/mm ²)

(4)座屈に対する照査

許容座屈荷重 q_a は次式によって求める。

$$q_a = \frac{2E \left(IL + \frac{IH}{LH} \right)}{r^3} = \frac{2 \times 2.00 \times 10^8 \times \left(141.00 + \frac{839.00}{2.0} \right) \times 10^{-8}}{1.500^3} = 664.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

- q_a : 許容座屈荷重 (kN/m²)
- E : ライナープレートの弾性係数 (kN/m²)
- IL : ライナープレートの断面二次モーメント (m⁴/m)
- IH : 補強リングの断面二次モーメント (m⁴)
- LH : 補強リングの間隔 (m)
- r : 立坑半径 (m)

座屈に対する照査は次式により行う。

$$Ph = 90.50 \leq q_a = 664.30 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

- Ph : ライナープレートに作用する土圧強度 (kN/m²)
- q_a : 許容座屈荷重 (kN/m²)

(5)応力に対する照査

軸力

$$\begin{aligned} N &= 1.500 \times Ph \\ &= 1.500 \times 90.50 = 135.75 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.177 \times Ph \\ &= 0.177 \times 90.50 = 16.03 \text{ (kN.m/m)} \end{aligned}$$

ここに、

- Ph : ライナープレートに作用する土圧強度 (kN/m²)
- N : 軸力 (kN/m)
- M_{\max} : 曲げモーメント (kN.m/m)

ライナープレートの許容圧縮応力度 σ_{LNa}

$$\begin{aligned} \sigma_{LNa} &= \left\{ 210 - 1.23(\lambda - 18) \right\} \times \frac{\sigma_{La}}{\sigma_{Ha}} \\ &= \left\{ 210 - 1.23(83.4 - 18) \right\} \times \frac{180}{210} = 111.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

補強リングの許容圧縮応力度 σ_{HNa}

$$\begin{aligned} \sigma_{HNa} &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(29.7 - 18) = 195.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_L &= \frac{\alpha L \times N}{AL \times \sigma_{LNa}} + \frac{\beta L \times M_{\max}}{ZL \times \sigma_{La}} \\ &= \frac{0.726 \times 135.75 \times 10^3}{39.76 \times 10^2 \times 111.1} + \frac{0.252 \times 16.03 \times 10^6}{45.98 \times 10^3 \times 180} = 0.71 \leq 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$$\sigma H = \frac{\alpha H \times N}{\left(\frac{AH}{LH}\right) \times \sigma HNa} + \frac{\beta H \times Mmax}{\left(\frac{ZH}{LH}\right) \times \sigma Ha}$$

$$= \frac{0.274 \times 135.75 \times 10^3}{\left(\frac{30.00 \times 10^2}{2.0}\right) \times 195.6} + \frac{0.748 \times 16.03 \times 10^6}{\left(\frac{134.00 \times 10^3}{2.0}\right) \times 210} = 0.98 \leq 1.00 \quad OK$$

ここに、

- σL :ライナープレートの応力度
- σH :補強リングの応力度
- σLa :ライナープレートの許容応力度 (N/mm²)
- σLNa :ライナープレートの許容圧縮応力度 (N/mm²)
- σHa :補強リングの許容応力度 (N/mm²)
- σHNa :補強リングの許容圧縮応力度 (N/mm²)
- N :軸力 (N/m)
- Mmax :曲げモーメント (N・mm/m)
- AL :ライナープレートの断面積 (mm²/m)
- AH :補強リングの断面積 (mm²)
- ZL :ライナープレートの断面係数 (mm³/m)
- ZH :補強リングの断面係数 (mm³)
- LH :補強リングの間隔 (m)

ライナープレートと補強リングとの断面力の分担率

軸力は断面積の比、曲げモーメントは断面二次モーメントの比で求める。

軸力に対する

ライナープレートの分担率	$\alpha L = AL / (AL + AH / LH)$
	$= 39.76 / (39.76 + 30.00 / 2.0) = 0.726$
補強リングの分担率	$\alpha H = (AH / LH) / (AL + AH / LH)$
	$= (30.00 / 2.0) / (39.76 + 30.00 / 2.0) = 0.274$

曲げモーメントに対する

ライナープレートの分担率	$\beta L = IL / (IL + IH / LH)$
	$= 141.00 / (141.00 + 839.00 / 2.0) = 0.252$
補強リングの分担率	$\beta H = (IH / LH) / (IL + IH / LH)$
	$= (839.00 / 2.0) / (141.00 + 839.00 / 2.0) = 0.748$

5章 支保工の設計

5.1 縦梁の設計

使用材料

鋼材名 : H-300×300×10×15

断面係数 Z_x : 1350.00 (mm³)

1) 縦梁に作用する荷重

$$P_1 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 90.50 = 81.1 \text{ (kN/m)}$$

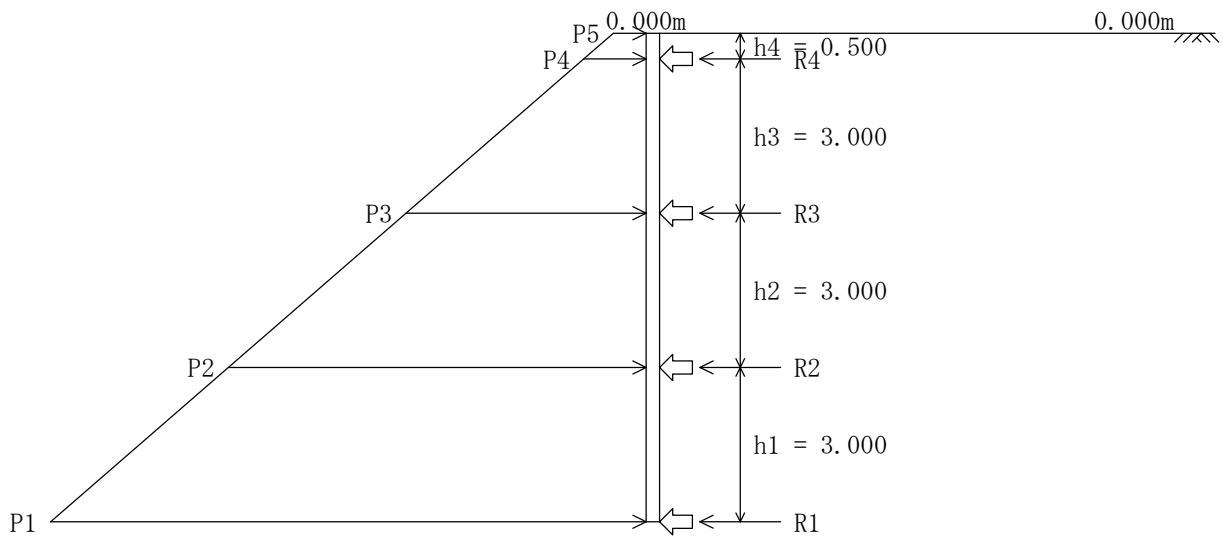
$$P_2 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 63.50 = 56.9 \text{ (kN/m)}$$

$$P_3 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 36.50 = 32.7 \text{ (kN/m)}$$

$$P_4 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 9.50 = 8.5 \text{ (kN/m)}$$

$$P_5 = 0.896 \cdot Ph = 0.896 \times 5.00 = 4.5 \text{ (kN/m)}$$

2) 断面力の計算



支点反力

$$\text{下端 } R_1 = \frac{h_i}{6} (2P_1 + P_2)$$

$$\text{中間 } R_i = \frac{h_{i-1}}{6} (P_{i-1} + 2P_i) + \frac{h_i}{6} (2P_i + P_{i+1})$$

$$\text{上端 } R_n = \frac{h_{n-1}}{6} (2P_n + P_{n-1})$$

ここに、

R_x : 支点反力 (kN)

P_x : 縦梁設置位置に生じる反力 (kN/m)

h_i : 腹起し間隔または切梁の間隔 (m)

$$R_1 = 109.56 \text{ (kN) [G. L. } -9.500\text{m]}$$

$$R_2 = 170.72 \text{ (kN) [G. L. } -6.500\text{m]}$$

$$R_3 = 98.13 \text{ (kN) [G. L. } -3.500\text{m]}$$

$$R_4 = 24.87 + 3.25 = 28.12 \text{ (kN) [G. L. } -0.500\text{m]}$$

スパン 下端より	腹起しまたは切梁間隔 h_i (m)
1	3.000

スパン 下端より	腹起しまたは切梁間隔 hi (m)
2	3.000
3	3.000

曲げモーメント

$$M_{xi} = R1 \cdot X_o - \frac{1}{2} (P_i \cdot X_o^2) + \frac{1}{6h_i} ((P_i - P_{i+1}) \cdot X_o^3)$$

$$X_{oi} = \frac{P_i - \sqrt{P_i^2 - 2(P_i - P_{i+1}) \frac{R1}{h_i}}}{P_i - P_{i+1}} \cdot h_i$$

ここに、

Mxi : iスパンの下端からx点の曲げモーメント (kN.m)

Xoi : iスパンの下端から最大曲げモーメントの生じる位置 (m)

スパン	曲げモーメント Mxi (kN.m)	曲げモーメントの 生じる位置 Xoi (m)
1	77.70	1.456
2	50.51	1.433
3	23.41	1.357

したがって最大曲げモーメントMmaxは、

$$M_{max} = 77.70 \text{ (kN.m)}$$

応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{M_{max}}{Z_x} \\ &= \frac{77.70 \times 10^6}{1350.00 \times 10^3} \\ &= 57.55 \leq \sigma_{Sa} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ_{max} : 縦梁の応力度 (N/mm²)

Zx : 鋼材の断面係数 (mm³)

5.2 切梁の設計

[1段目:G.L. -0.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面積 A:118.40 (mm²)

1) 軸力

$$N = 28.12 \text{ (kN)}$$

2) 軸圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{28.12 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 2 \leq \sigma_{Sb} = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ : 切梁の軸圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (kN)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

許容圧縮応力度 σ_{Sb}

$$\begin{aligned} \sigma_{Sb} &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(30.1 - 18) = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

細長比 λ

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{Lk}{i} \\ &= \frac{2275}{7.55 \times 10} \\ &= 30.1 \end{aligned}$$

ここに、

Lk: 座屈長 (mm)

$$\begin{aligned} Lk &= S - \text{補強リング厚さ} - 2 \times \text{縦梁高さ (H1)} \\ &= 3000 - 125 - 2 \times 300 \\ &= 2275 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

i : 断面二次半径 (基準値の i_y)

$$= 7.55 \text{ (cm)}$$

[2段目:G. L. -3.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面積 A:118.40 (mm²)

1) 軸力

$$N = 98.13 \text{ (kN)}$$

2) 軸圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{98.13 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 8 \leq \sigma_{Sb} = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}\end{aligned}$$

ここに、

σ : 切梁の軸圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (kN)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

許容圧縮応力度 σ_{Sb}

$$\begin{aligned}\sigma_{Sb} &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(30.1 - 18) = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

細長比 λ

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{Lk}{i} \\ &= \frac{2275}{7.55 \times 10} \\ &= 30.1\end{aligned}$$

ここに、

Lk: 座屈長 (mm)

$$\begin{aligned}Lk &= S - \text{補強リング厚さ} - 2 \times \text{縦梁高さ (H1)} \\ &= 3000 - 125 - 2 \times 300 \\ &= 2275 \text{ (mm)}\end{aligned}$$

i : 断面二次半径(基準値の*i_y*)

$$= 7.55 \text{ (cm)}$$

[3段目:G. L. -6.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面積 A:118.40 (mm²)

1) 軸力

$$N = 170.72 \text{ (kN)}$$

2) 軸圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{170.72 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 14 \leq \sigma_{Sb} = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ : 切梁の軸圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (kN)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

許容圧縮応力度 σ_{Sb}

$$\begin{aligned} \sigma_{Sb} &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(30.1 - 18) = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

細長比 λ

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{Lk}{i} \\ &= \frac{2275}{7.55 \times 10} \\ &= 30.1 \end{aligned}$$

ここに、

Lk: 座屈長 (mm)

$$\begin{aligned} Lk &= S\text{-補強リング厚さ} - 2 \times \text{縦梁高さ (H1)} \\ &= 3000 - 125 - 2 \times 300 \\ &= 2275 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

i : 断面二次半径(基準値の*i_y*)

$$= 7.55 \text{ (cm)}$$

[4段目:G. L. -9.500m]

使用材料

鋼材名 :H-300×300×10×15

断面積 A:118.40 (mm²)

1) 軸力

$$N = 109.56 \text{ (kN)}$$

2) 軸圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{109.56 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} \\ &= 9 \leq \sigma_{Sb} = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ : 切梁の軸圧縮応力度 (N/mm²)

N : 軸力 (kN)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

許容圧縮応力度 σ_{Sb}

$$\begin{aligned} \sigma_{Sb} &= 210 - 1.23(\lambda - 18) \\ &= 210 - 1.23(30.1 - 18) = 195.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

細長比 λ

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{Lk}{i} \\ &= \frac{2275}{7.55 \times 10} \\ &= 30.1 \end{aligned}$$

ここに、

Lk: 座屈長 (mm)

$$\begin{aligned} Lk &= S\text{-補強リング厚さ} - 2 \times \text{縦梁高さ (H1)} \\ &= 3000 - 125 - 2 \times 300 \\ &= 2275 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

i : 断面二次半径(基準値の*i_y*)

$$= 7.55 \text{ (cm)}$$