

殿

作業所

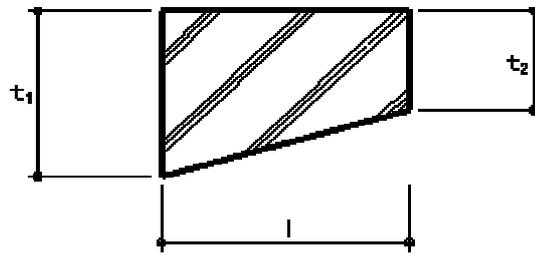
型枠支保工

強度計算書

2 : 検討

a) 張り出し部荷重の算出

根元計算



【計算条件説明】

- 張り出し長さ l : 7.500 m
- 根元部スラブ厚 t_1 : 3.500 m
- 先端部スラブ厚 t_2 : 1.900 m
- 鉄筋コンクリートの単位重量 r : 25.000 kN /m³
- 作業荷重 W_1 : 2.500 kN /m²

【躯体単位荷重】

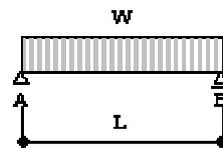
$$\begin{aligned}
 w_0 &= r \times t_1 + W_1 \\
 &= 25.000 \times 3.500 + 2.500 \\
 &= 90.000 \text{ (kN /m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

b) せき板の検討

合板 12mm (下部梁材に直交)

【計算条件説明】

● 応力用単位荷重 W_0 :	90.000	kN /m ²
● たわみ用単位荷重 W_0' :	90.000	kN /m ²
● 荷重負担幅 @ :	0.9000	m
● 梁材長さ L :	0.1500	m
● 断面係数 Z_x :	21.600	cm ³
● 断面2次モーメント I_x :	12.960	cm ⁴
● ヤング係数 E :	5.488 × 10 ⁵	N /cm ²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 90.000 \times 0.9000 \\
 &= 81.000 \text{ (kN /m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 90.000 \times 0.9000 \\
 &= 81.000 \text{ (kN /m)} \quad \text{---} \quad 810.000 \text{ (N /cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{81.000 \times 0.1500^2}{8} \\
 &= 0.228 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 22800.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{22800.000}{21.600} \\
 &= 1055.556 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 1372.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100 \text{ (cm)}$

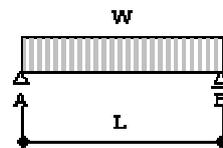
$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.075 \text{ (cm)}$$

c) 根太材の検討

□-60×60×2.3

【計算条件説明】

● 応力用単位荷重 W_0 :	90.000	kN /m ²
● たわみ用単位荷重 W_0' :	90.000	kN /m ²
● 荷重負担幅 @ :	0.1500	m
● 梁材長さ L :	0.6880	m
● せん断用断面積 A :	2.548	cm ²
● 断面係数 Z_x :	9.440	cm ³
● 断面2次モーメント I_x :	28.300	cm ⁴
● せん断係数 k :	1.000	
● ヤング係数 E :	2.058 × 10 ⁷	N /cm ²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 90.000 \times 0.1500 \\
 &= 13.500 \text{ (kN /m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 90.000 \times 0.1500 \\
 &= 13.500 \text{ (kN /m)} \quad \text{---} \quad 135.000 \text{ (N /cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{13.500 \times 0.6880^2}{8} \\
 &= 0.799 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 79900.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{79900.000}{9.440} \\
 &= 8463.983 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 15680.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【せん断力】

$$\begin{aligned}
 Q_{\max} &= \frac{w L}{2} = \frac{13.500 \times 0.6880}{2} \\
 &= 4.644 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 4644.000 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

【せん断応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{1.000 \times 4644.000}{2.548} \\
 &= 1822.606 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 8820.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100 \text{ (cm)}$

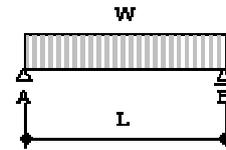
$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.068 \text{ (cm)}$$

d) 大引材 (単純梁部) の検討

□-100×100×3.2

【計算条件説明】

● 応力用単位荷重 W_0 :	90.000	kN /m ²
● たわみ用単位荷重 W_0' :	90.000	kN /m ²
● 荷重負担幅 @ :	0.6880	m
● 梁材長さ L :	0.6990	m (斜長)
● せん断用断面積 A :	5.990	cm ²
● 断面係数 Z_x :	37.500	cm ³
● 断面2次モーメント I_x :	187.000	cm ⁴
● せん断係数 k :	1.000	
● ヤング係数 E :	2.058 × 10 ⁷	N /cm ²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 90.000 \times 0.6880 \\
 &= 61.920 \text{ (kN /m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 90.000 \times 0.6880 \\
 &= 61.920 \text{ (kN /m)} \quad \text{---} \quad 619.200 \text{ (N /cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{61.920 \times 0.6990^2}{8} \\
 &= 3.782 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 378200.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{378200.000}{37.500} \\
 &= 10085.334 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 15680.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【せん断力】

$$\begin{aligned}
 Q_{\max} &= \frac{w L}{2} = \frac{61.920 \times 0.6990}{2} \\
 &= 21.641 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 21641.000 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

【せん断応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{1.000 \times 21641.000}{5.990} \\
 &= 3612.855 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 8820.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100 \text{ (cm)}$

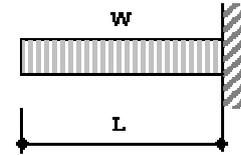
$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.050 \text{ (cm)}$$

e) 大引材 (片持ち梁部) の検討

□-100×100×3.2

【計算条件説明】

● 応力用単位荷重 W_0 :	90.000	kN /m ²
● たわみ用単位荷重 W_0' :	90.000	kN /m ²
● 荷重負担幅 @ :	0.6880	m
● 梁材長さ L :	0.4070	m (斜長)
● せん断用断面積 A :	5.990	cm ²
● 断面係数 Z_x :	37.500	cm ³
● 断面2次モーメント I_x :	187.000	cm ⁴
● せん断係数 k :	1.000	
● ヤング係数 E :	2.058 × 10 ⁷	N /cm ²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 90.000 \times 0.6880 \\
 &= 61.920 \text{ (kN /m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 90.000 \times 0.6880 \\
 &= 61.920 \text{ (kN /m)} \quad \text{---} \quad 619.200 \text{ (N /cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{2} = \frac{61.920 \times 0.4070^2}{2} \\
 &= 5.129 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 512900.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{512900.000}{37.500} \\
 &= 13677.334 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 15680.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【せん断力】

$$\begin{aligned}
 Q_{\max} &= w L = 61.920 \times 0.4070 \\
 &= 25.202 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 25202.000 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

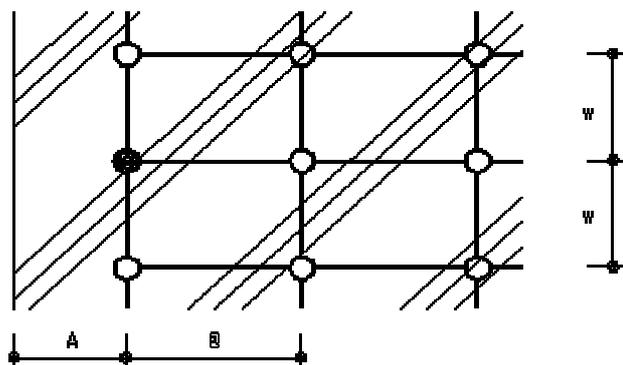
【せん断応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{1.000 \times 25202.000}{5.990} \\
 &= 4207.346 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 8820.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100$ (cm)

$$\delta = \frac{w' \times L'^4}{8 \times E \times I_x} = 0.056 \text{ (cm)}$$

f) 3Sシステムの検討

バーチカル : $\phi 60.5$ 

【計算条件説明】

- 躯体単位荷重 W_0 : 90.000 kN/m²
- 縦断方向端部離れ A : 0.4000 m
- 縦断方向間隔 @ : 0.6880 m
(ホリゾンタル : HL0627)
- 横断方向間隔 w : 0.6880 m
(ホリゾンタル : HL0627)

【建地材にかかる荷重】

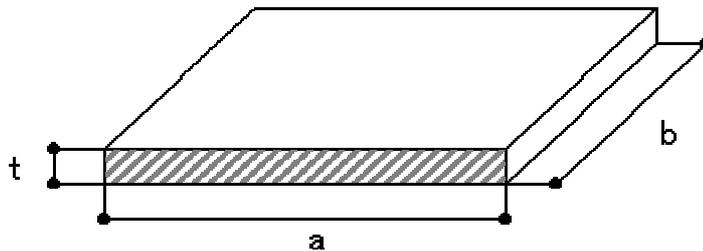
$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= W_0 \times \left(A + \frac{@}{2} \right) \times w \\
 &= 90.000 \times \left(0.4000 + \frac{0.6880}{2} \right) \times 0.688 \\
 &= 46.069 \text{ (kN/本)} \leq 49.900 \text{ (kN/本)} \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

g) 水平力の算出

(勾配直角方向)

【計算条件説明】

●スラブ厚 t :	2700 mm =	2.700 m	(平均スラブ厚)
●躯体寸法・縦 a :	688 mm =	0.688 m	(3.500m+1.900m)/2
●躯体寸法・横 b :	3500 mm =	3.500 m	
●鉄筋コンクリート単位荷重 r :	25.000 kN /m ³		
●作業荷重 W ₁ :	2.500 kN /m ²		
●照査水平荷重係数 γ :	0.050 (5.0 %)	



【単位面積当たりの総荷重】

$$\begin{aligned}
 W_v &= t \times r + W_1 \\
 &= 2.700 \times 25.000 + 2.500 \\
 &= 70.000 \text{ (kN /m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

【検討面積全体の水平荷重】

$$\begin{aligned}
 \Sigma H &= W_v \times a \times b \times \gamma \\
 &= 70.000 \times 0.688 \times 3.500 \times 0.050 \\
 &= 8.428 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

g) 水平力の検討

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【許容水平耐力の算定 (B_{n1})】 (3Sシステム専用ブレース)

●3Sシステム斜めブレースの許容軸力 N :	11.760 kN /本
●ブレース材勾配 θ :	75.600 度
●ブレース材配置数 n :	3 本
B _{n1} = HaB = N × cos θ × n	= 11.760 × 0.249 × 3 = 8.774 (kN)

【検討面積全体の水平荷重の検討】

$$\begin{aligned}
 \Sigma B_n &= B_{n1} \\
 &= 8.774 \\
 &= 8.774 \text{ (kN)} \\
 \Sigma H &= 8.428 \text{ (kN)} \leq 8.774 \text{ (kN)} \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

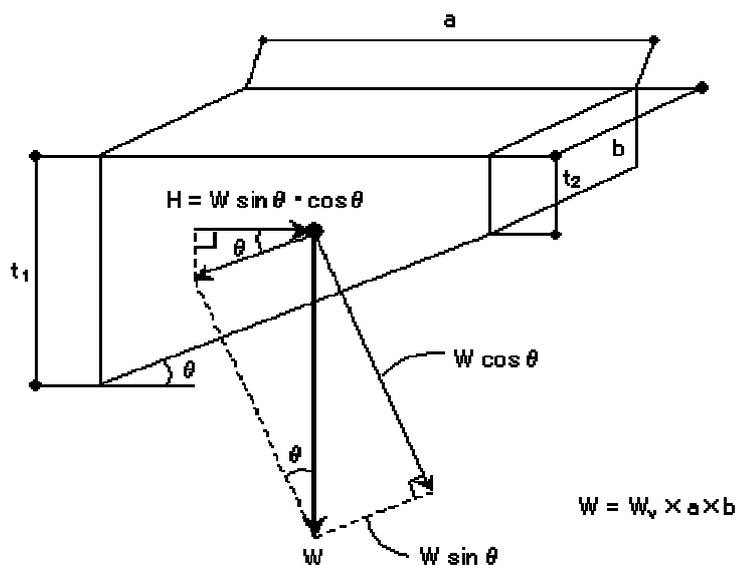
h) 水平力の算出

勾配方向

* 張出し荷重全体の水平力より検討する。

【計算条件説明】

●根元スラブ厚 t_1 :	3500 mm =	3.500 m
●先端スラブ厚 t_2 :	1900 mm =	1.900 m
●躯体寸法・縦 a :	7500 mm =	7.500 m
●躯体寸法・横 b :	3500 mm =	3.500 m
●鉄筋コンクリート単位荷重 r :	25.000 kN /m ³	
●作業荷重 W_1 :	2.500 kN /m ²	
●躯体勾配 θ :	10.000 度	



【単位面積当たりの総荷重】

$$\begin{aligned}
 W_v &= (t_1 + t_2) / 2 \times r + W_1 \\
 &= \frac{(3.500 + 1.900)}{2} \times 25.000 + 2.500 \\
 &= 70.000 \text{ (kN /m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

【検討面積全体の水平荷重】

$$\begin{aligned}
 \Sigma H &= W_v \times a \times b \times \cos \theta \\
 &= 70.000 \times 7.500 \times 3.500 \times 0.985 \times 0.174 \\
 &= 314.930 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【1列当たりの水平荷重】

$$\begin{aligned}
 H &= \Sigma H / 6 \text{列} \\
 &= 314.930 / 6 \\
 &= 52.489 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

i) 水平力の検討

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

- 水平荷重 H : 52.489 kN
- クランプのスベリ耐力 N_c : 8.820 kN
- 単管ブレース材1本当たりのクランプ数 C_n : 2 個
- ブレース材許容座屈応力度 σ_c : 9757.013 N/cm²
* σ_c の算出方法については別紙参照の事
- ブレース材勾配 θ : 33.188 度
- ブレース材断面積 A : 3.483 cm²
- ブレース材配置本数 n : 5 本

【クランプによる許容水平耐力】

$$\begin{aligned} HaC &= N_c \times \cos \theta \times C_n \times n \\ &= 8.820 \times 0.837 \times 2 \times 5 \\ &= 73.824 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【ブレース材による許容水平耐力】

$$\begin{aligned} HaB &= \sigma_c \times A \times \cos \theta \times n \\ &= 9757.013 \times 3.483 \times 0.837 \times 5 \\ &= 142221.686 \text{ (N)} \quad \text{---} \quad 142.222 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【ブレース材の設置間隔の検討】

$$HaC \leq HaB \text{ より許容水平耐力 } B_n = 73.824 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma H = 52.489 \text{ (kN)} < 73.824 \text{ (kN)} \therefore \text{OK}$$

- * 故に、単管ブレースを全列に 5 本ずつ設置する事により、各支保工材および全体の水平荷重を防止する事ができる。

※ 単管ブレース の許容座屈応力度の算出
 ※ 最も不利な張出し部先端側単管ブレース材にて検討する。

【計算条件説明】

●ブレース材配置スパン @ :	1376	mm =	137.6	cm	(0.688 × 2スパン)
●ブレース材配置高さ h :	900	mm =	90.0	cm	
●断面 2 次半径 i :	1.640	cm			
●円周率 π :	3.1415				
●ヤング係数 E :	2.058	× 10 ⁷	N /cm ²		
●降伏強さ F :	35280.000	N /cm ²			

【座屈長】

$$\begin{aligned}
 L &= \sqrt{@^2 + h^2} \\
 &= \sqrt{137.600^2 + 90.000^2} \\
 &= 164.5 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

【限界細長比】

$$\begin{aligned}
 \Lambda &= \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{0.6 \times F}} \\
 &= \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}} \\
 &= 97.953
 \end{aligned}$$

【細長比】

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{L}{i} \\
 &= \frac{164.5}{1.640} \\
 &= 100.305 > \Lambda
 \end{aligned}$$

【許容座屈応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \frac{0.29}{(\lambda/\Lambda)^2} F \\
 &= \frac{0.29}{\left(\frac{100.305}{97.953}\right)^2} \times 35280.000 \\
 &= 9757.013 \text{ (N /cm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

3 : H鋼下の検討

a) 足場荷重の算出

検討枠段数 = 3 段

【枠の外側に共通な荷重】

部 材	単重 (N)	寸法 (m)	数量	重量 (N)
建枠 (A4055B)	152.003	×	3	= 457
布部材 (SKN6)	158.868	×	9 / 2	= 715
筋違 (A14)	41.188	×	12 / 2	= 248
連結ピン (SH20T)	5.884	×	6	= 36
階段枠 (K3055S)	277.528	×	3 / 2	= 417
開口部手摺 (SG918)	145.138	×	3 / 2	= 218
作業荷重 (同時2層)	4900.000	×	2	= 9800
ジャッキベース (A752)	36.260	×	2	= 73
コガシ材 (100角鋼管)	93.296	× 1.829	×	2 = 342
合計 Pa				= 12306

【枠の外側にかかる荷重】

部 材	単重 (N)	寸法 (m)	数量	重量 (N)
手摺柱材 (SH25)	31.381	×	1	= 32
手摺材 (A31)	21.575	×	4 / 2	= 44
幅木 (NFG18)	45.080	×	6 / 2	= 136
養生部材 (グリーンネット)	1.373	× 1.829	× 1.725	× 3 = 13
合計 Po				= 225

【枠の内側にかかる荷重】

部 材	単重 (N)	寸法 (m)	数量	重量 (N)
伸縮ブラケット (TWL300)	39.227	×	2	= 79
足場板 (NB400)	37.975	× 1.829	×	1 × 2 = 139
下さん (NUB18)	22.050	×	4 / 2	= 45
合計 Pi				= 263

【建地にかかる荷重】

枠外側建地にかかる荷重

$$P_1 = \frac{Pa}{2} + Po = \frac{12.306}{2} + 0.225 = 6.378 \text{ (kN)} \leq 21.300 \text{ (kN/脚)} \therefore \text{OK}$$

枠内側建地にかかる荷重

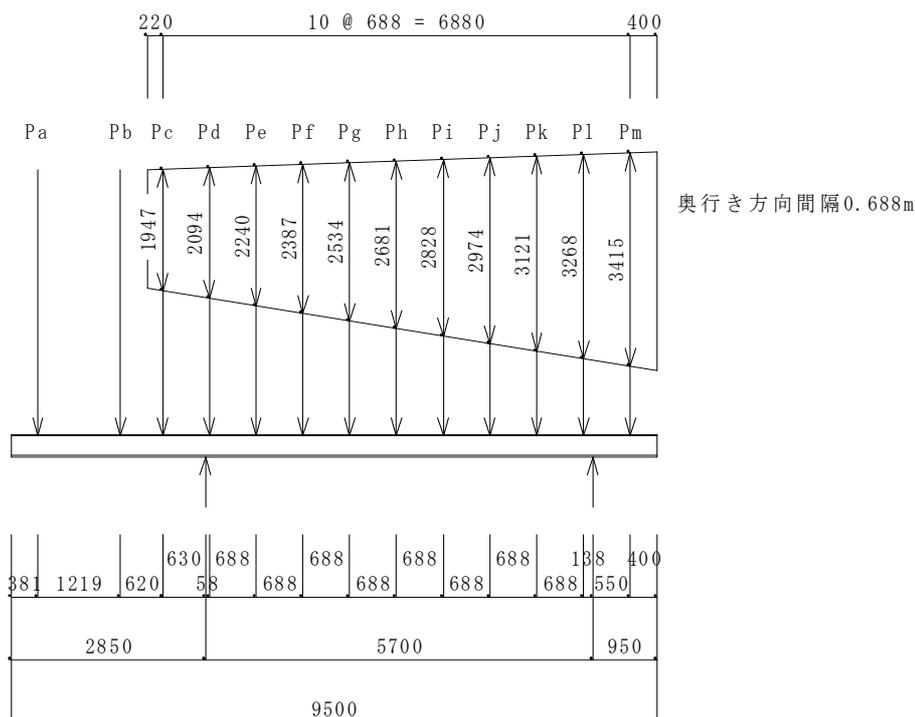
$$P_2 = \frac{Pa}{2} + Pi = \frac{12.306}{2} + 0.263 = 6.416 \text{ (kN)} \leq 21.300 \text{ (kN/脚)} \therefore \text{OK}$$

【主桁にかかる足場荷重】 足場間隔@=1.829m 主桁間隔@'=0.688m

$$Pa = \frac{P_1}{@} \times @' = \frac{6.378}{1.829} \times 0.688 = 2.400 \text{ (kN)}$$

$$Pb = \frac{P_2}{@} \times @' = \frac{6.416}{1.829} \times 0.688 = 2.414 \text{ (kN)}$$

b) 支保工荷重の算出



【計算条件説明】

- 鉄筋コンクリートの単位重量 r : 25.000 kN / m³
- 作業荷重 W_1 : 2.500 kN / m²

$$\begin{aligned}
 P_c &= \left(25.000 \times 1.947 + 2.500 \right) \\
 &\quad \times \left(0.2200 + \frac{0.6880}{2} \right) \times 0.688 = 19.858 \text{ (kN / 本)} \\
 P_d &= \left(25.000 \times 2.094 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 25.963 \text{ (kN / 本)} \\
 P_e &= \left(25.000 \times 2.224 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 27.502 \text{ (kN / 本)} \\
 P_f &= \left(25.000 \times 2.387 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 29.431 \text{ (kN / 本)} \\
 P_g &= \left(25.000 \times 2.534 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 31.170 \text{ (kN / 本)} \\
 P_h &= \left(25.000 \times 2.681 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 32.910 \text{ (kN / 本)} \\
 P_i &= \left(25.000 \times 2.828 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 34.649 \text{ (kN / 本)} \\
 P_j &= \left(25.000 \times 2.974 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 36.377 \text{ (kN / 本)} \\
 P_k &= \left(25.000 \times 3.121 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 38.117 \text{ (kN / 本)} \\
 P_l &= \left(25.000 \times 3.268 + 2.500 \right) \times 0.688 \times 0.688 \\
 &= 39.856 \text{ (kN / 本)} \\
 P_m &= \left(25.000 \times 3.415 + 2.500 \right) \\
 &\quad \times \left(0.4000 + \frac{0.6880}{2} \right) \times 0.688 = 44.981 \text{ (kN / 本)}
 \end{aligned}$$

c) 主桁の検討

構造解析ソフトCADTOOLにより算出 部材重量考慮



節点No	位置 (m)	支持の種類	集中荷重 (kN)
1	0	自由	0
2	0.381	自由	2.4
3	1.6	自由	2.414
4	2.22	自由	19.858
5	2.85	支持	0
6	2.908	自由	25.963
7	3.596	自由	27.502
8	4.284	自由	29.431
9	4.972	自由	31.17
10	5.66	自由	32.91
11	6.348	自由	34.649
12	7.036	自由	36.377
13	7.724	自由	38.117
14	8.412	自由	39.856
15	8.55	支持	0
16	9.1	自由	44.981
17	9.5	自由	0

節点No	たわみ (cm)	支持点反力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)
1	-0.986966		0	0
2	-0.856866		-0.09617	-0.504829: -2.904829
3	-0.439284		-4.621613	-4.520016: -6.934016
4	-0.224103		-9.175369	-7.755522: -27.61352
5	0	169.9037	-26.83484	-28.44828: 141.4554
6	0.021147		-18.63265	141.3785: 115.4155
7	0.270268		60.45965	114.5039: 87.00194
8	0.486337		120.0034	86.09033: 56.65933
9	0.635104		158.6714	55.74773: 24.57773
10	0.69436		175.2673	23.66612: -9.24388
11	0.65464		168.5939	-10.15549: -44.80449
12	0.51991		137.4548	-45.71609: -82.09309
13	0.308263		80.6612	-83.0047: -121.1217
14	0.052604		-2.98412	-122.0333: -161.8893
15	0	208.3119	-25.33746	-162.0722: 46.23976
16	-0.205708		-0.106001	45.511: 0.530004
17	-0.354171		0	0

最大曲げモーメント (kN・m)	175.268	発生位置 (m) 左端より	5.66
最大たわみ (cm)	0.987	発生位置 (m) 左端より	5.66
最大せん断力 (kN)	162.073		

d) 主桁の検討

H-350×350×12×19

【計算条件説明】

- 最大曲げモーメント Mmax: 175.268 kN・m
- 最大せん断力 Qmax: 162.073 kN
- せん断用断面積 A: 37.440 cm²
- 断面係数 Zx: 2280.000 cm³
- せん断係数 k: 1.000

【曲げモーメント】

$$M_{\max} = 175.268 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 17526800.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{17526800.000}{2280.000} \\ &= 7687.193 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 15680.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

【せん断力】

$$Q_{\max} = 162.073 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 162073.000 \text{ (N)}$$

【せん断応力度】

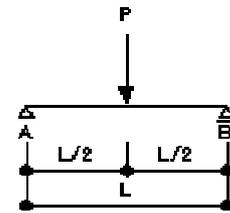
$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{1.000 \times 162073.000}{37.440} \\ &= 4328.873 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 8820.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

e) 受け桁の検討

H-300×300×10×15

【計算条件説明】

- 応力用集中荷重 P : 208.312 kN (前々頁支持点反力)
- たわみ用集中荷重 P' : 208.312 kN
- = 208312.0 N
- 梁材長さ L : 0.9000 m
- せん断用断面積 A : 27.000 cm²
- 断面係数 Z_x : 1350.000 cm³
- 断面2次モーメント I_x : 20200.000 cm⁴
- せん断係数 k : 1.000
- ヤング係数 E : 2.058 × 10⁷ N/cm²
- 部材単位荷重 W1 : 0.912 kN/m



【曲げモーメント】

$$M_{\max} = \frac{P L}{4} + \frac{W1 L^2}{8} = \frac{208.312}{4} \times 0.9000 + \frac{0.912}{8} \times 0.9000^2$$

$$= 46.963 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 4696300.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}$$

【曲げ応力度】

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{4696300.000}{1350.000}$$

$$= 3478.741 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 15680.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

【せん断力】

$$Q_{\max} = \frac{P}{2} + \frac{W1 L}{2} = \frac{208.312}{2} + \frac{0.912}{2} \times 0.9000$$

$$= 104.567 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 104567.000 \text{ (N)}$$

【せん断応力度】

$$\sigma_s = \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{1.000 \times 104567.000}{27.000}$$

$$= 3872.852 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 8820.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

【たわみ】 L' = L × 100 (cm) ・部材単位荷重 W2 = W1 × 1000 (N)

$$\delta = \frac{P' \times L'^3}{48 \times E \times I_x} + \frac{5 \times W2' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.008 \text{ (cm)}$$

【桁受け材にかかる荷重】主桁間隔@=0.688m 支柱間隔@'=0.900m

$$P_a = \frac{P}{@} \times @' + w1 \times L$$

$$= \frac{208.312}{0.688} \times 0.900 + 0.912 \times 0.900$$

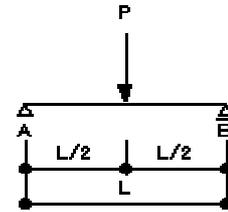
$$= 273.322 \text{ (kN)}$$

f) 桁受け材の検討

H-300×300×10×15

【計算条件説明】

- 応力用集中荷重 P : 273.322 kN (前頁Pa)
- たわみ用集中荷重 P' : 273.322 kN
= 273322.0 N
- 梁材長さ L : 0.7000 m
- せん断用断面積 A : 27.000 cm²
- 断面係数 Z_x : 1350.000 cm³
- 断面2次モーメント I_x : 20200.000 cm⁴
- せん断係数 k : 1.000
- ヤング係数 E : 2.058 × 10⁷ N/cm²
- 部材単位荷重 W1 : 0.912 kN/m



【曲げモーメント】

$$M_{\max} = \frac{P L}{4} + \frac{W1 L^2}{8} = \frac{273.322}{4} \times 0.7000 + \frac{0.912}{8} \times 0.7000^2$$

$$= 47.888 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 4788800.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}$$

【曲げ応力度】

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{4788800.000}{1350.000}$$

$$= 3547.260 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 15680.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

【せん断力】

$$Q_{\max} = \frac{P}{2} + \frac{W1 L}{2} = \frac{273.322}{2} + \frac{0.912}{2} \times 0.7000$$

$$= 136.981 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 136981.000 \text{ (N)}$$

【せん断応力度】

$$\sigma_s = \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{1.000 \times 136981.000}{27.000}$$

$$= 5073.371 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 8820.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

【たわみ】 L' = L × 100 (cm) ・ 部材単位荷重 W2 = W1 × 1000 (N)

$$\delta = \frac{P' \times L'^3}{48 \times E \times I_x} + \frac{5 \times W2' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.005 \text{ (cm)}$$

g) 四角支柱の検討

【計算条件説明】

- 桁受け材反力 R : 136.981 kN (上記Q_{max})

【支柱材にかかる荷重】

$$P_{\max} = 136.981 \text{ (kN/本)} \leq 196.000 \text{ (kN/本)} \quad \therefore \text{OK}$$

h) 水平力の検討

水平つなぎについて検討

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

- 鉛直荷重 P : 136.981 kN
- 照査水平荷重係数 γ : 0.050 (5.0 %)
- クランプのスベリ耐力 N_c : 3.430 kN

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で現場合合わせで支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned} H &= P \times \gamma \\ &= 136.981 \times 0.050 \\ &= 6.849 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【必要クランプ数】

$$\begin{aligned} n &= \frac{H}{N_c} \quad (\text{小数点以下切り上げ}) \\ &= \frac{6.849}{3.430} \\ &\doteq 2 \text{ 個} \end{aligned}$$

* 故に最低 2 個以上のクランプにより水平力を防止する。
(頭ツナギに対して)

i) 水平力の検討 橋軸直角方向

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

●鉛直荷重 P :	136.981	kN
●照査水平荷重係数 γ :	0.050	(5.0 %)
●クランプのスベリ耐力 N_c :	8.820	kN
●単管ブレース材1本当たりのクランプ数 C_n :	2	個
●ブレース材許容座屈応力度 σ_c :	5919.230	N/cm ²
* σ_c の算出方法については別紙参照の事		
●ブレース材勾配 θ :	61.736	度
●ブレース材断面積 A :	3.483	cm ²

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で現場合合せで支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned} H &= P \times \gamma \\ &= 136.981 \times 0.050 \\ &= 6.849 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【クランプによる許容水平耐力】

$$\begin{aligned} HaC &= N_c \times \cos \theta \times C_n \\ &= 8.820 \times 0.474 \times 2 \\ &= 8.360 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【ブレース材による許容水平耐力】

$$\begin{aligned} HaB &= \sigma_c \times A \times \cos \theta \\ &= 5919.230 \times 3.483 \times 0.474 \\ &= 9772.305 \text{ (N)} \quad \text{---} \quad 9.772 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【ブレース材の設置間隔の検討】

$$Hac \leq HaB \text{ より許容水平耐力 } Bn = 8.962 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma H = \underline{6.849 \text{ (kN)}} < \underline{8.962 \text{ (kN)}} \therefore \text{OK}$$

* 故に、支柱1本につき 単管ブレース を 1 本に設置する事により、各支保工材および全体の水平荷重を防止する事ができる。

※ 単管ブレース の許容座屈応力度の算出

【計算条件説明】

●ブレース材配置スパン @ :	1000	mm =	100.0	cm
●ブレース材配置高さ h :	1860	mm =	186.0	cm
●断面 2 次半径 i :	1.640	cm		
●円周率 π :	3.1415			
●ヤング係数 E :	2.058	$\times 10^7$	N /cm ²	
●降伏強さ F :	35280.000		N /cm ²	

【座屈長】

$$\begin{aligned}
 L &= \sqrt{@^2 + h^2} \\
 &= \sqrt{100.000^2 + 186.000^2} \\
 &= 211.2 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

【限界細長比】

$$\begin{aligned}
 \Lambda &= \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{0.6 \times F}} \\
 &= \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}} \\
 &= 97.953
 \end{aligned}$$

【細長比】

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{L}{i} \\
 &= \frac{211.2}{1.640} \\
 &= 128.780 > \Lambda
 \end{aligned}$$

【許容座屈応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \frac{0.29}{(\lambda/\Lambda)^2} F \\
 &= \frac{0.29}{\left(\frac{128.780}{97.953}\right)^2} \times 35280.000 \\
 &= 5919.230 \text{ (N /cm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

j) 水平力の検討 橋軸方向

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

●鉛直荷重 P :	136.981	kN
●照査水平荷重係数 γ :	0.050	(5.0 %)
●クランプのスベリ耐力 N_c :	8.820	kN
●単管ブレース材1本当たりのクランプ数 C_n :	2	個
●ブレース材許容座屈応力度 σ_c :	3938.989	N/cm ²
* σ_c の算出方法については別紙参照の事		
●ブレース材勾配 θ :	45.940	度
●ブレース材断面積 A :	3.483	cm ²
●支柱本数 n :	5	本
●ブレース本数 n' :	4	本

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で現場合わせて支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned}
 H &= P \times n \times \gamma / n' \\
 &= 136.981 \times 5 \times 0.050 / 4 \\
 &= 8.562 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【クランプによる許容水平耐力】

$$\begin{aligned}
 HaC &= N_c \times \cos \theta \times C_n \\
 &= 8.820 \times 0.696 \times 2 \\
 &= 12.278 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【ブレース材による許容水平耐力】

$$\begin{aligned}
 HaB &= \sigma_c \times A \times \cos \theta \\
 &= 3938.989 \times 3.483 \times 0.696 \\
 &= 9548.771 \text{ (N)} \quad \text{---} \quad 9.548 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【ブレース材の設置間隔の検討】

$$HaC \leq HaB \text{ より許容水平耐力 } B_n = 8.962 \text{ (kN)}$$

$$\Sigma H = \underline{8.562 \text{ (kN)}} < \underline{9.548 \text{ (kN)}} \therefore \text{OK}$$

* 故に、支柱5本につき 単管ブレース を 4 本に設置する事により、各支保工材および全体の水平荷重を防止する事ができる。

※ 単管ブレース の許容座屈応力度の算出

【計算条件説明】

●ブレース材配置スパン @ :	1800 mm =	180.0 cm
●ブレース材配置高さ h :	1860 mm =	186.0 cm
●断面 2 次半径 i :	1.640 cm	
●円周率 π :	3.1415	
●ヤング係数 E :	2.058 × 10 ⁷	N /cm ²
●降伏強さ F :	35280.000	N /cm ²

【座屈長】

$$L = \sqrt{@^2 + h^2}$$

$$= \sqrt{180.000^2 + 186.000^2}$$

$$= 258.9 \text{ (cm)}$$

【限界細長比】

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{0.6 \times F}}$$

$$= \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}}$$

$$= 97.953$$

【細長比】

$$\lambda = \frac{L}{i}$$

$$= \frac{258.9}{1.640}$$

$$= 157.866 > \Lambda$$

【許容座屈応力度】

$$\sigma_c = \frac{0.29}{(\lambda/\Lambda)^2} F$$

$$= \frac{0.29}{\left(\frac{157.866}{97.953}\right)^2} \times 35280.000$$

$$= 3938.989 \text{ (N /cm}^2\text{)}$$