

# たて込み簡易土留工の計算

## 縦梁プレート方式

### 1. 設計条件

#### (1) 設置条件

掘削深 H : 6.00 (m)  
 掘削幅 B : 1.65 (m)  
 上載荷重 q : 10.0 (kN/m<sup>2</sup>)

#### (2) 土質条件

土の単位体積重量  $\gamma_t$  : 16.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
 土の内部摩擦角  $\phi$  : 0 (°)  
 土の粘着力 C : 35.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 平均N値 N : 6  
 土質区分 : 粘性土

#### (3) 機材条件

##### 1) 機材

メーカー : ○○機材  
 型式 : SR-3015 (H=6000)  
 プレート長 : 3000  
 切梁型式 : SR

##### 2) プレート

段	名称	プレート高 (mm)	断面係数 (cm <sup>3</sup> /m)
1	1000 (エクステンション)	1000	400
2	1000 (エクステンション)	1000	400
3	1000 (エクステンション)	1000	400
4	1500 (エクステンション)	1500	400
5	1500 (エッジ付き)	1500	400

##### 3) 切梁

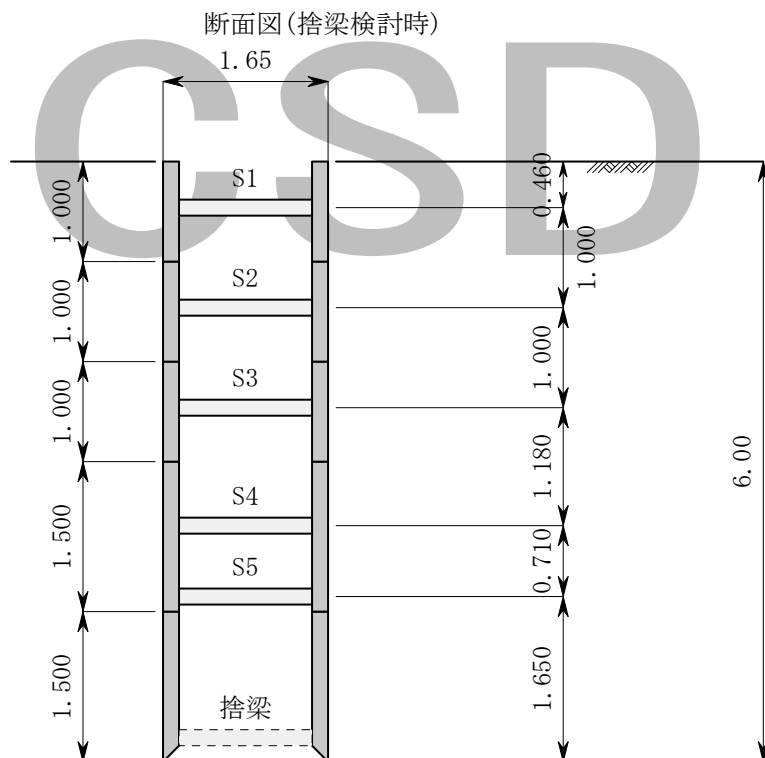
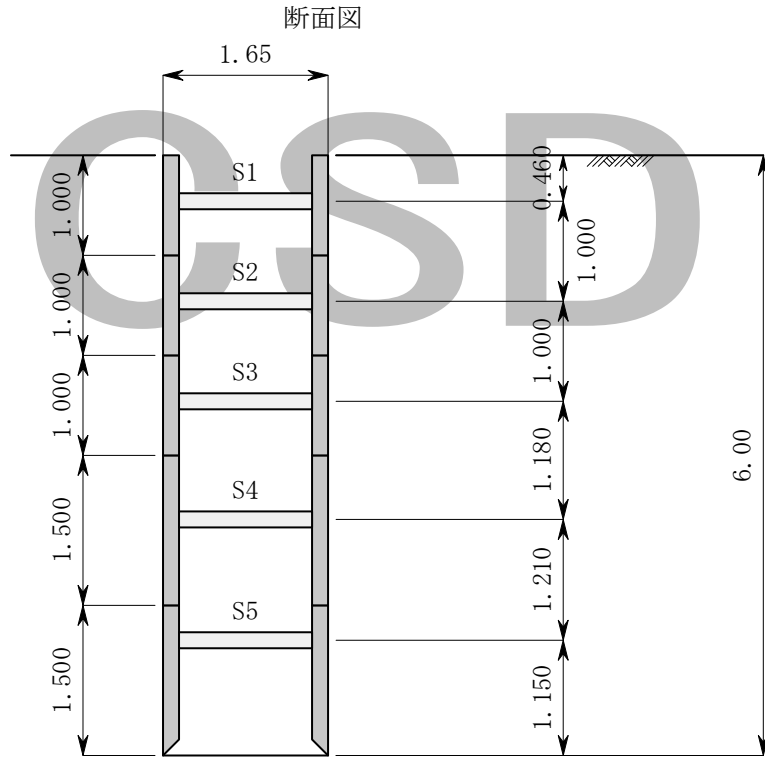
段	深度 (m)
1	0.460
2	1.460
3	2.460
4	3.640
5	4.850

名称	断面積 A (cm <sup>2</sup> )	断面係数 Z (cm <sup>3</sup> )	断面 2 次半径 r (cm)	自重 W (N/本)	座屈長 B-2 $\lambda$ (m)
1.35~2.00	14.60	33.70	3.43	300.0	B-0.33

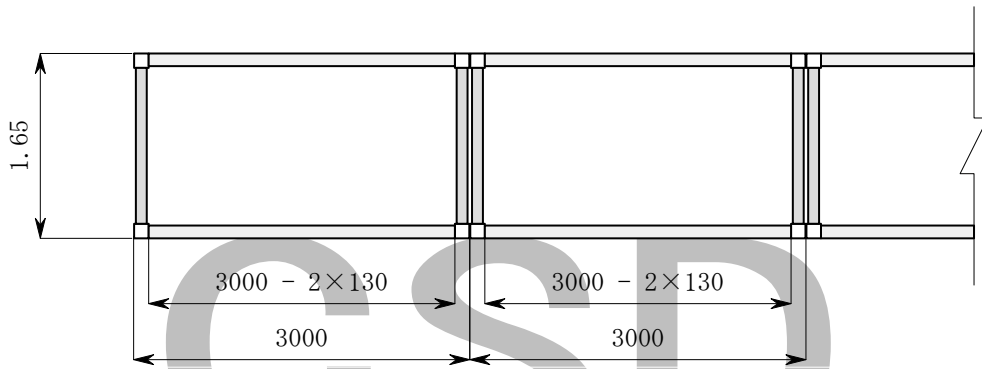
4) 捨梁

使用材料	形状	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	直径 (cm)
松丸太	円形	12.00	12.0

5) 設置条件図



平面図

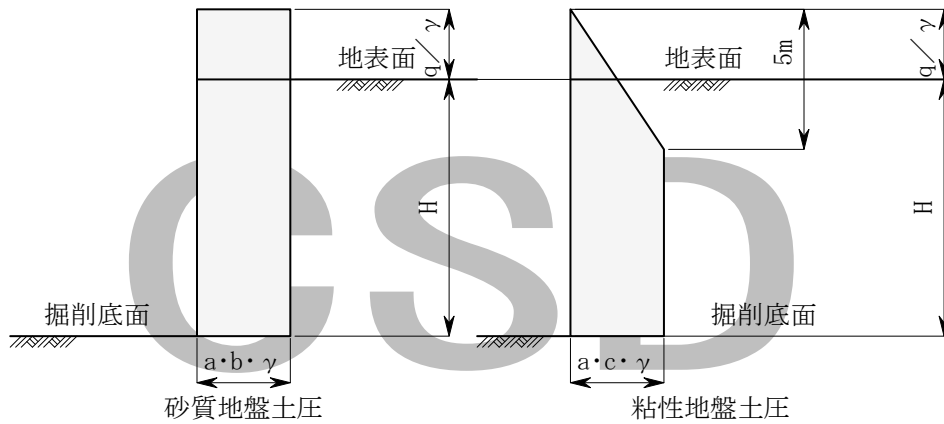


CSD

## 2. 土圧強度

### (1) 切梁位置の土圧強度

掘削深が3 mより深い時の土圧は下図により求める。



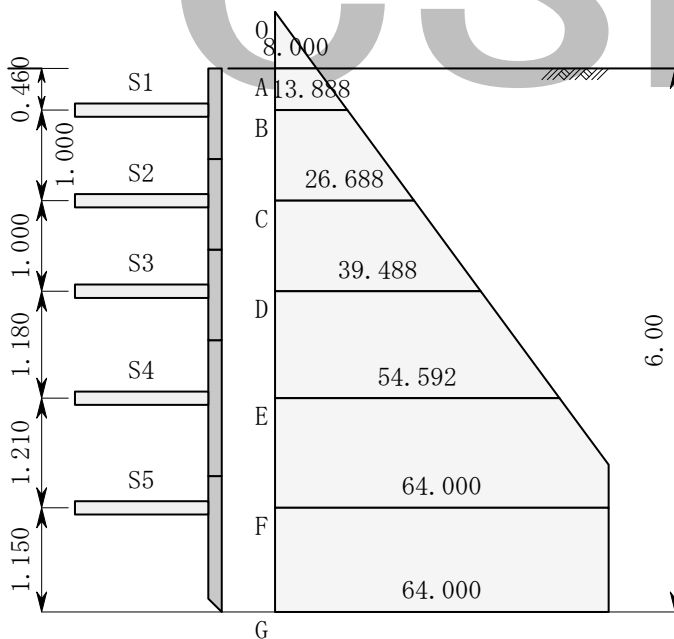
H : 掘削深さ 6.00 (m)  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量 16.0 (kN/m<sup>3</sup>)  
 N : 平均N値 6  
 q : 上載荷重 10.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 土質区分 粘性土

掘削深さによる係数a	
$5.0 \leq H$	1
$5.0 > H \geq 3.0$	$\frac{1}{4} \cdot (H - 1)$

地質による係数		
b	c	
砂質土	粘性土	
2	N > 5	4
	N ≤ 5	6

よって、換算土圧上部から5 mの土圧強度は以下の通りとなる。

$$Ph = a \cdot c \cdot \gamma = 1.000 \times 4.000 \times 16.0 = 64.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



	深度 h (m)	設計荷重 Ph (kN/m <sup>2</sup> )
0	-0.625	0.000
A	0.000	8.000
B	0.460	13.888
C	1.460	26.688
D	2.460	39.488
E	3.640	54.592
F	4.850	64.000
G	6.000	64.000

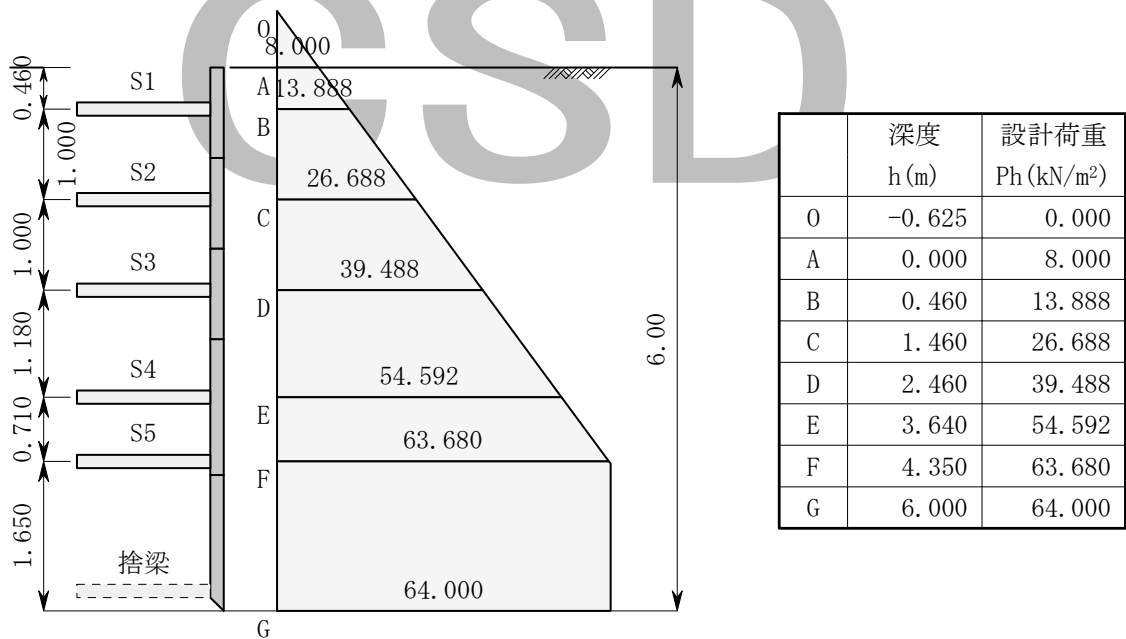
(2) 上載荷重による換算土圧

$$h = \frac{q}{\gamma}$$

$$= \frac{10.0}{16.0} = 0.625 \text{ (m)}$$

h : 上載荷重による換算土圧高 (m)  
 q : 上載荷重 10.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 γ : 土の単位体積重量 16.0 (kN/m<sup>3</sup>)

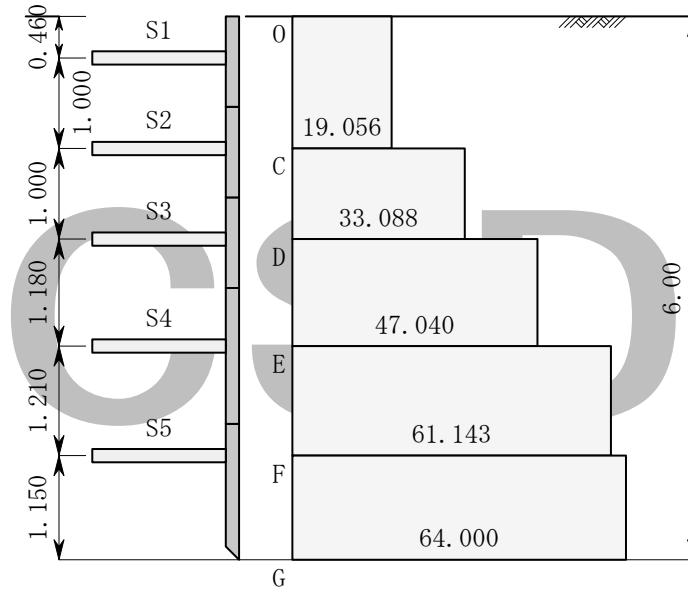
(3) 切梁位置の土圧強度(捨梁検討時)



CSD

### 3. プレートの設計

#### (1) 設計土圧図



#### (2) 0-C 間

切梁 S1 の荷重分担幅

$$B_{K1} = 0.625 + 0.460 + 1.000 = 2.085 \text{ (m)}$$

#### 1) 設計荷重

	計算式	面積 (m <sup>2</sup> )
1	$8.000 \times 0.625 / 2$	2.500
2	$(8.000 + 13.888) \times 0.460 / 2$	5.034
3	$(13.888 + 26.688) \times 1.000 / 2$	20.288
合計		27.822

$$W_{P1} = 27.822 / 1.460 = 19.056 \text{ (kN/m)}$$

$W_{P1}$  : 設計荷重 (kN/m)

#### 2) 最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= \frac{W_{P1} \cdot (L - 2 \cdot d)^2}{8} \\ &= \frac{19.056 \times (3.000 - 2 \times 130 \times 10^{-3})^2}{8} \\ &= 17.883 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

M : 最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{P1}$  : 設計荷重

L : プレートスパン

d : プレート端部から縦梁中心までの距離

19.056 (kN/m)

3.000 (m)

130 (mm)

### 3) 曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M}{Z} \\ &= \frac{17.883 \times 10^6}{400.000 \times 10^3} \\ &= 44.708 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 210 \quad - \text{O.K.} -\end{aligned}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント 17.883 (kN・m)  
 $Z$  : プレーットの断面係数 400.000 (cm<sup>3</sup>/m)  
 $\sigma_a$  : 鋼材の許容応力度 210 (N/mm<sup>2</sup>)

### (3) C-D 間

切梁 S2 の荷重分担幅

$$B_{K2} = 1.000 \text{ (m)}$$

#### 1) 設計荷重

	計算式	面積 (m <sup>2</sup> )
1	$(26.688 + 39.488) \times 1.000 / 2$	33.088
合計		33.088

$$W_{P2} = 33.088 / 1.000 = 33.088 \text{ (kN/m)}$$

$W_{P2}$  : 設計荷重 (kN/m)

#### 2) 最大曲げモーメント

$$\begin{aligned}M &= \frac{W_{P2} \cdot (L - 2 \cdot d)^2}{8} \\ &= \frac{33.088 \times (3.000 - 2 \times 130 \times 10^{-3})^2}{8} \\ &= 31.051 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

$M$  : 最大曲げモーメント (kN・m)  
 $W_{P2}$  : 設計荷重 33.088 (kN/m)  
 $L$  : プレートスパン 3.000 (m)  
 $d$  : プレート端部から縦梁中心までの距離 130 (mm)

### 3) 曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M}{Z} \\ &= \frac{31.051 \times 10^6}{400.000 \times 10^3} \\ &= 77.628 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 210 \quad - \text{O.K.} -\end{aligned}$$

$\sigma$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大曲げモーメント 31.051 (kN・m)  
 $Z$  : プレーットの断面係数 400.000 (cm<sup>3</sup>/m)  
 $\sigma_a$  : 鋼材の許容応力度 210 (N/mm<sup>2</sup>)

(4)D-E 間

切梁 S3 の荷重分担幅

$$B_{K3} = 1.180 \text{ (m)}$$

1) 設計荷重

	計算式	面積 (m <sup>2</sup> )
1	$(39.488 + 54.592) \times 1.180 / 2$	55.507
合計		55.507

$$W_{P3} = 55.507 / 1.180 = 47.040 \text{ (kN/m)}$$

W<sub>P3</sub> : 設計荷重(kN/m)

2) 最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= \frac{W_{P3} \cdot (L - 2 \cdot d)^2}{8} \\ &= \frac{47.040 \times (3.000 - 2 \times 130 \times 10^{-3})^2}{8} \\ &= 44.145 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

M : 最大曲げモーメント(kN・m)

W<sub>P3</sub> : 設計荷重

47.040 (kN/m)

L : プレートスパン

3.000 (m)

d : プレート端部から縦梁中心までの距離

130 (mm)

3) 曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{Z} \\ &= \frac{44.145 \times 10^6}{400.000 \times 10^3} \\ &= 110.363 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 210 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

σ : 曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

M : 最大曲げモーメント 44.145 (kN・m)

Z : プレートの断面係数 400.000 (cm<sup>3</sup>/m)

σ<sub>a</sub> : 鋼材の許容応力度 210 (N/mm<sup>2</sup>)

(5)E-F 間

切梁 S4 の荷重分担幅

$$B_{K4} = 1.210 \text{ (m)}$$

1) 設計荷重

	計算式	面積 (m <sup>2</sup> )
1	$(54.592 + 64.000) \times 0.735 / 2 + (64.000 + 64.000) \times 0.475 / 2$	73.983
合計		73.983

$$W_{P4} = 73.983 / 1.210 = 61.143 \text{ (kN/m)}$$

W<sub>P4</sub> : 設計荷重(kN/m)



2) 最大曲げモーメント

$$M = \frac{W_{P4} \cdot (L - 2 \cdot d)^2}{8}$$

$$= \frac{61.143 \times (3.000 - 2 \times 130 \times 10^{-3})^2}{8}$$

$$= 57.380 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

M : 最大曲げモーメント (kN・m)  
 W<sub>P4</sub> : 設計荷重 61.143 (kN/m)  
 L : プレートスパン 3.000 (m)  
 d : プレート端部から縦梁中心までの距離 130 (mm)

3) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$= \frac{57.380 \times 10^6}{400.000 \times 10^3}$$

$$= 143.450 \text{ (N/mm}^2) \leq 210 \text{ - O.K. -}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 M : 最大曲げモーメント 57.380 (kN・m)  
 Z : プレートの断面係数 400.000 (cm<sup>3</sup>/m)  
 σ<sub>a</sub> : 鋼材の許容応力度 210 (N/mm<sup>2</sup>)

(6) F-G 間

切梁 S5 の荷重分担幅

$$B_{K5} = 1.150 \text{ (m)}$$

1) 設計荷重

	計算式	面積 (m <sup>2</sup> )
1	(64.000 + 64.000) × 1.150 / 2	73.600
合計		73.600

$$W_{P5} = 73.600 / 1.150 = 64.000 \text{ (kN/m)}$$

W<sub>P5</sub> : 設計荷重 (kN/m)

2) 最大曲げモーメント

$$M = \frac{W_{P5} \cdot (L - 2 \cdot d)^2}{8}$$

$$= \frac{64.000 \times (3.000 - 2 \times 130 \times 10^{-3})^2}{8}$$

$$= 60.061 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

M : 最大曲げモーメント (kN・m)  
 W<sub>P5</sub> : 設計荷重 64.000 (kN/m)  
 L : プレートスパン 3.000 (m)  
 d : プレート端部から縦梁中心までの距離 130 (mm)

### 3) 曲げ応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M}{Z} \\ &= \frac{60.061 \times 10^6}{400.000 \times 10^3} \\ &= 150.153 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 210 \quad - \text{O.K.} -\end{aligned}$$

$\sigma$	: 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
$M$	: 最大曲げモーメント	60.061 (kN・m)
$Z$	: プレーットの断面係数	400.000 (cm <sup>3</sup> /m)
$\sigma_a$	: 鋼材の許容応力度	210 (N/mm <sup>2</sup> )

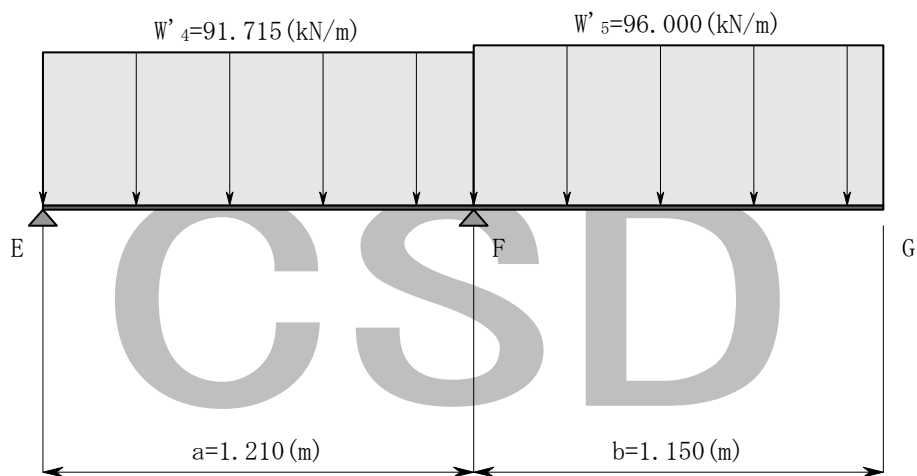
CSD

CSD

#### 4. 縦梁の設計

縦梁は片持梁EFGで設計し、梁にかかる最大応力度で検討する。

##### (1) 設計荷重



$$\begin{aligned}W'_4 &= W_{P4} \cdot \frac{L}{2} \\ &= 61.143 \times \frac{3.000}{2} \\ &= 91.715\text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W'_5 &= W_{P5} \cdot \frac{L}{2} \\ &= 64.000 \times \frac{3.000}{2} \\ &= 96.000\text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

$W'_4$	: EF間の設計荷重 (kN/m)	
$W'_5$	: FG間の設計荷重 (kN/m)	
$W_{P4}$	: EF間の土圧	61.143 (kN/m <sup>2</sup> )
$W_{P5}$	: FG間の土圧	64.000 (kN/m <sup>2</sup> )
L	: プレートの長さ	3.000 (m)

## (2)反力

### 1)F点の反力

$\Sigma M_E = 0$  より

No	荷重によるモーメント	M(kN・m)
1	$W'_4 \cdot a \cdot \frac{a}{2}$	67.140
	$= 91.715 \times 1.210 \times \frac{1.210}{2}$	
2	$W'_5 \cdot b \cdot (a + \frac{b}{2})$	197.064
	$= 96.000 \times 1.150 \times (1.210 + \frac{1.150}{2})$	
		264.204

$$R_F \cdot a = M$$

$$R_F = \frac{M}{a}$$

$$= \frac{264.204}{1.210}$$

$$= 218.350 \text{ (kN)}$$

$R_F$  : F点の反力(kN)

$M$  : 荷重によるモーメント 264.204(kN・m)

$a$  : EF間のスパン長 1.210(m)

### 2)E点の反力

$R_E + R_F = W$  より

No	土圧による荷重	W(kN)
1	$W'_4 \cdot a$	110.975
	$= 91.715 \times 1.210$	
2	$W'_5 \cdot b$	110.400
	$= 96.000 \times 1.150$	
		221.375

$$R_E = W - R_F$$

$$= 221.375 - 218.350$$

$$= 3.025 \text{ (kN)}$$

$R_E$  : E点の反力(kN)

$R_F$  : F点の反力(kN)

$W$  : 梁全体にかかる荷重(kN)

### (3) 最大せん断力

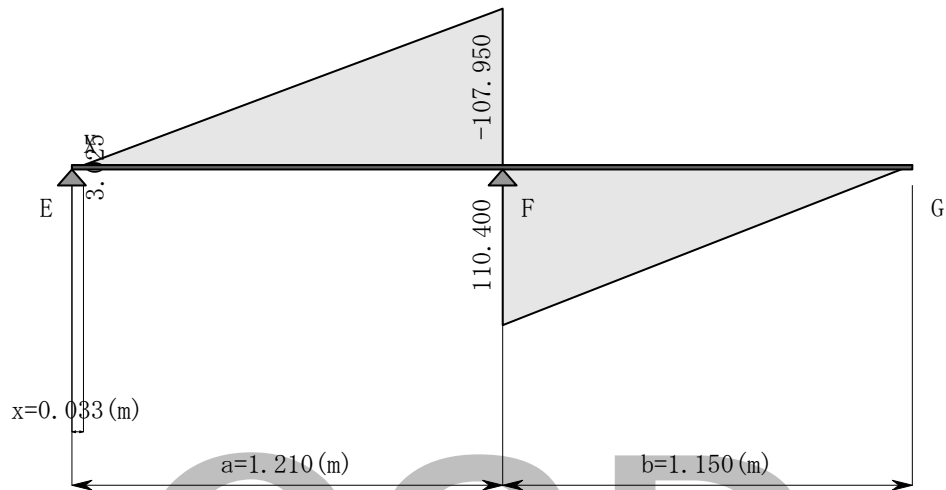
最大せん断力はF点で発生する。

$$\begin{aligned} W &= W' \cdot a \\ &= 91.715 \times 1.210 \\ &= 110.975 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -R_E + W + Q_{FE} &= 0 \\ Q_{FE} &= R_E - W \\ &= 3.025 - 110.975 \\ &= -107.950 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -R_E - R_F + W + Q_{FG} &= 0 \\ Q_{FG} &= R_E + R_F - W \\ &= 3.025 + 218.350 - 110.975 \\ &= 110.400 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$Q_{FE}$  : スパンEFにおけるF点の最大せん断力 (kN)  
 $Q_{FG}$  : スパンFGにおけるF点の最大せん断力 (kN)  
 $R_E$  : Eの反力 3.025 (kN)  
 $R_F$  : Fの反力 218.350 (kN)  
 $W$  : スパンEFにかかる荷重 110.975 (kN)



#### (4) 最大モーメント

最大モーメントはF点の位置に発生する。

##### 1) F点に働くモーメント

$$\begin{aligned} M &= W \cdot a \cdot \frac{a}{2} \\ &= 91.715 \times 1.210 \times \frac{1.210}{2} \\ &= 67.140 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$-R_E \cdot a + M + M_F = 0$$

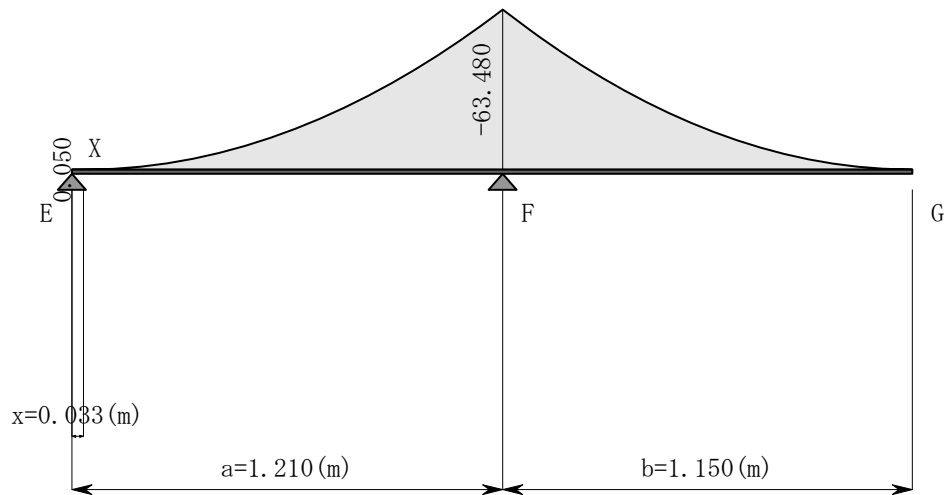
$$\begin{aligned} M_F &= R_E \cdot a - M \\ &= 3.025 \times 1.210 - 67.140 \\ &= -63.480 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$M_F$  : F点のモーメント (kN·m)

$R_E$  : E点の反力 (kN) 3.025 (kN)

$M$  : スパンEFの荷重によるモーメント 67.140 (kN·m)

$a$  : EF間のスパン長 1.210 (m)



# CSD

## 2) スパンEF間の最大モーメント

最大モーメント $M_x$ はE点から0.033(m)の位置で発生する。

$$\begin{aligned} M &= W'_4 \cdot x \cdot \frac{x}{2} \\ &= 91.715 \times 0.033 \times \frac{0.033}{2} \\ &= 0.050 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$-R_E \cdot x + M + M_x = 0$$

$$\begin{aligned} M_x &= R_E \cdot x - M \\ &= 3.025 \times 0.033 - 0.050 \\ &= 0.050 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$M_x$  : スパンEFの最大モーメント (kN・m)

$x$  : E点から最大モーメントが発生する位置までの距離 (m)

$R_E$  : E点の反力 (kN) 3.025 (kN)

$M$  : スパンEX間の荷重によるモーメント 0.050 (kN・m)

## 3) 最大モーメント

従って、最大モーメントは次の通りである。

$$M_{\max} = 63.480 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

## (5) 応力度に対する照査

### 1) 曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \frac{M}{Z_c} \\ &= \frac{63.480 \times 10^6}{323.0 \times 10^3} \\ &= 196.533 \text{ (N/mm}^2) \leq 210 \text{ (N/mm}^2) \quad \text{— O.K. —} \end{aligned}$$

$\sigma_m$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 最大モーメント

63.480 (kN・m)

$Z_c$  : 縦梁の断面係数

323.0 (cm<sup>3</sup>)

### 2) せん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q}{A_w} \\ &= \frac{110.400 \times 10^3}{28.8 \times 10^2} \\ &= 38.333 \text{ (N/mm}^2) \leq 120 \text{ (N/mm}^2) \quad \text{— O.K. —} \end{aligned}$$

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : F点におけるせん断力

110.400 (kN)

$A_w$  : 縦梁の断面積

28.8 (cm<sup>2</sup>)

## 5. 縦梁連結部の設計

### (1) 連結部に働くせん断力

連結部はE点から0.860(m)の位置にあるのでせん断力 $Q_x$ は次の通りである。

$$\begin{aligned} W &= W' \cdot x \\ &= 91.715 \times 0.860 \\ &= 78.875 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

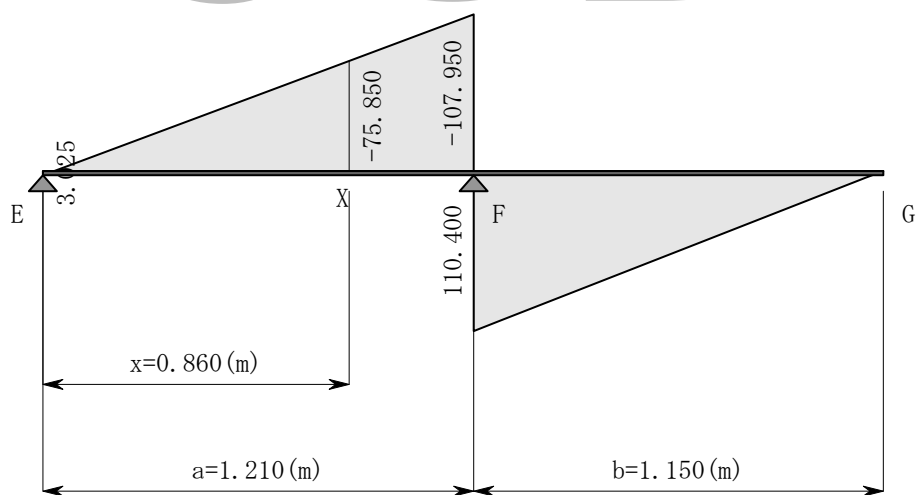
$$-R_E + W + Q_x = 0$$

$$\begin{aligned} Q_x &= R_E - W \\ &= 3.025 - 78.875 \\ &= -75.850 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$Q_x$  : 連結部に働くせん断力 (kN)

$R_E$  : Eの反力 3.025 (kN)

$W$  : スパンEXにかかる荷重 78.875 (kN)



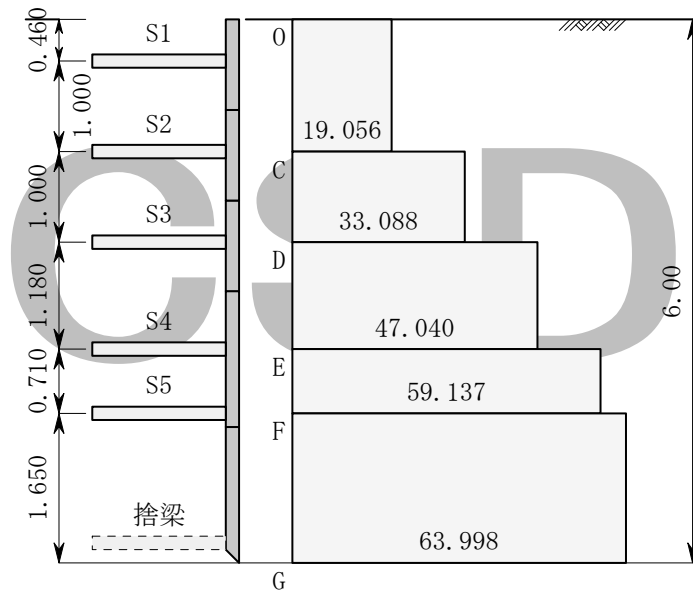
# CSD



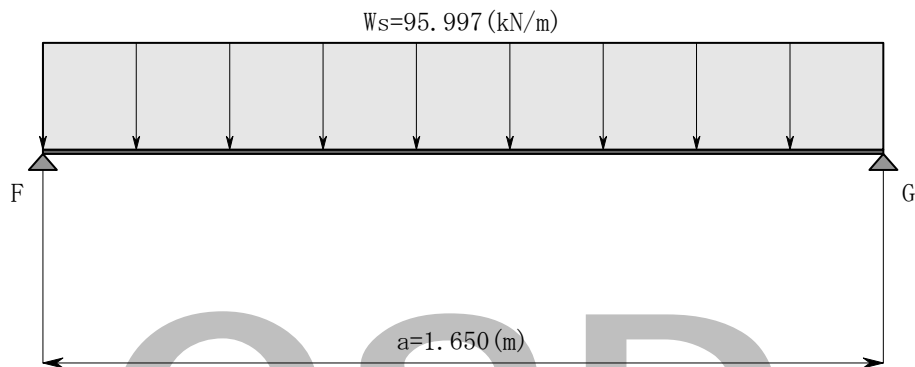


## 6. 縦梁の設計（捨梁設置、切梁S5移設時）

縦梁は単純梁FGで設計し、梁にかかる最大応力度で検討する。



### (1) 設計荷重



$$\begin{aligned}
 W_s &= W_p \cdot \frac{L}{2} \\
 &= 63.998 \times \frac{3.000}{2} \\
 &= 95.997 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$W_s$  : 設計荷重 (kN/m)  
 $W_p$  : FG間の設計荷重 63.998 (kN/m)  
 $L$  : 縦梁間隔 3.000 (m)

## (2)反力

### 1)G点の反力

$\Sigma M_F = 0$  より

$$\begin{aligned} M &= W_s \cdot a \cdot \frac{a}{2} \\ &= 95.997 \times 1.650 \times \frac{1.650}{2} \\ &= 130.676 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_G \cdot a &= M \\ R_G &= \frac{M}{a} \\ &= \frac{130.676}{1.650} \\ &= 79.198 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$R_G$  : G点の反力 (kN)  
 $M$  : 荷重によるモーメント 130.676 (kN·m)  
 $a$  : FG間のスパン長 1.650 (m)

### 2)F点の反力

$R_F + R_G = W$  より

$$\begin{aligned} W &= W_s \cdot a \\ &= 95.997 \times 1.650 \\ &= 158.395 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_F &= W - R_G \\ &= 158.395 - 79.198 \\ &= 79.197 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$R_F$  : F点の反力 (kN)  
 $R_G$  : G点の反力 (kN)  
 $W$  : 梁全体にかかる荷重 (kN)

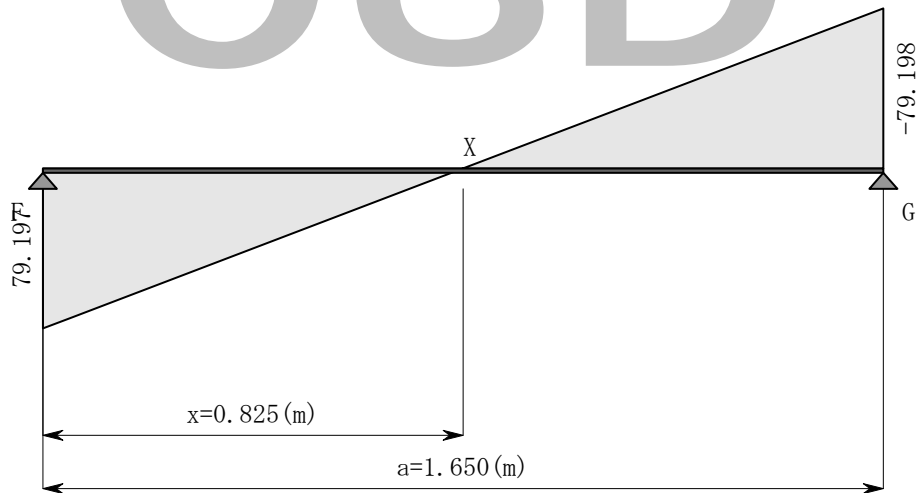
### (3) 最大せん断力

最大せん断力はG点で発生する。

$$\begin{aligned} W &= W_s \cdot a \\ &= 95.997 \times 1.650 \\ &= 158.395 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -R_F + W + Q_{GF} &= 0 \\ Q_{GF} &= R_F - W \\ &= 79.197 - 158.395 \\ &= -79.198 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$Q_{GF}$  : スパンFGにおけるG点の最大せん断力 (kN)  
 $R_F$  : Fの反力 79.197 (kN)  
 $W$  : スパンFGにかかる荷重 158.395 (kN)



CSD

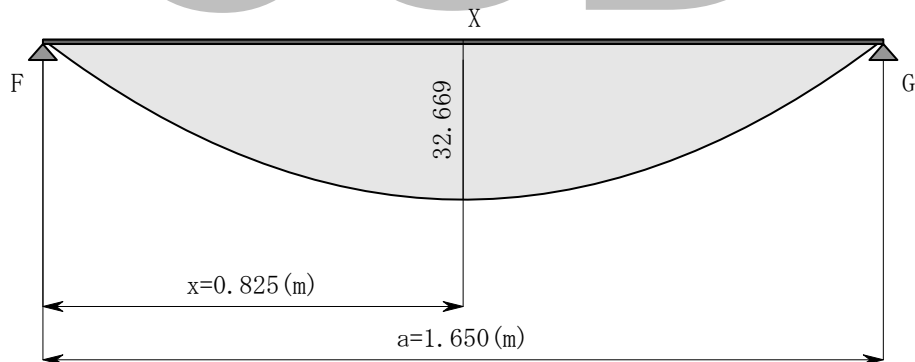
#### (4) 最大モーメント

最大モーメントはF点から0.825(m)の位置で発生する。

$$\begin{aligned} M &= W_S \cdot x \cdot \frac{x}{2} \\ &= 95.997 \times 0.825 \times \frac{0.825}{2} \\ &= 32.669 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -R_F \cdot x + M + M_X &= 0 \\ M_X &= R_F \cdot x - M \\ &= 79.197 \times 0.825 - 32.669 \\ &= 32.669 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$M_X$  : スパンFGの最大モーメント (kN・m)  
 $x$  : F点から最大モーメントが発生する位置までの距離 (m)  
 $R_F$  : F点の反力 (kN) 79.197 (kN)  
 $M$  : スパンFX間の荷重によるモーメント 32.669 (kN・m)



#### (5) 応力度に対する照査

##### 1) 曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \frac{M}{Z_c} \\ &= \frac{32.669 \times 10^6}{323.0 \times 10^3} \\ &= 101.142 \text{ (N/mm}^2) \leq 210 \text{ (N/mm}^2) \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

$\sigma_m$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 最大モーメント 32.669 (kN・m)  
 $Z_c$  : 縦梁の断面係数 323.0 (cm<sup>3</sup>)

##### 2) せん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q}{A_w} \\ &= \frac{79.198 \times 10^3}{28.8 \times 10^2} \\ &= 27.499 \text{ (N/mm}^2) \leq 120 \text{ (N/mm}^2) \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $Q$  : G点におけるせん断力 79.198 (kN)  
 $A_w$  : 縦梁の断面積 28.8 (cm<sup>2</sup>)

## 7. 縦梁連結部の設計

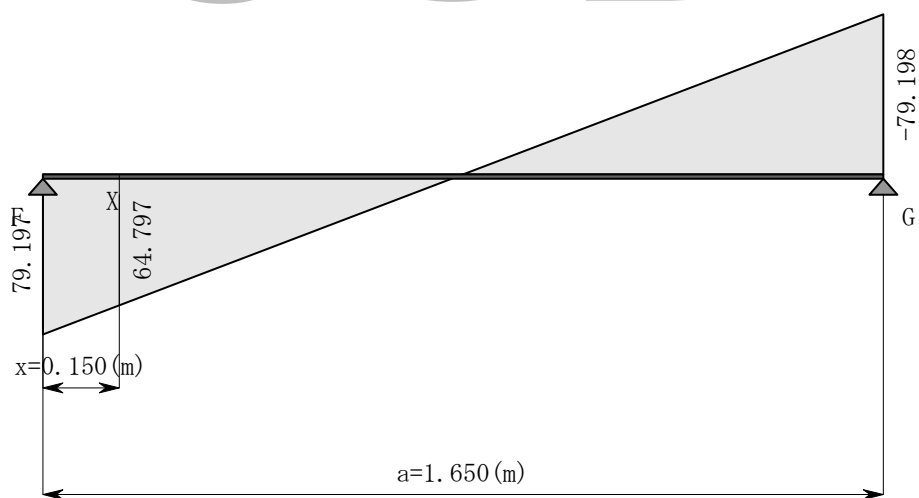
### (1) 連結部に働くせん断力

連結部はF点から0.150(m)の位置にあるのでせん断力 $Q_x$ は次の通りである。

$$\begin{aligned} W &= W_s \cdot x \\ &= 95.997 \times 0.150 \\ &= 14.400 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -R_F + W + Q_x &= 0 \\ Q_x &= R_F - W \\ &= 79.197 - 14.400 \\ &= 64.797 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$Q_x$  : 連結部に働くせん断力 (kN)  
 $R_F$  : Fの反力 79.197 (kN)  
 $W$  : スパンFXにかかる荷重 14.400 (kN)



# CSD

## (2) 連結部に働くモーメント

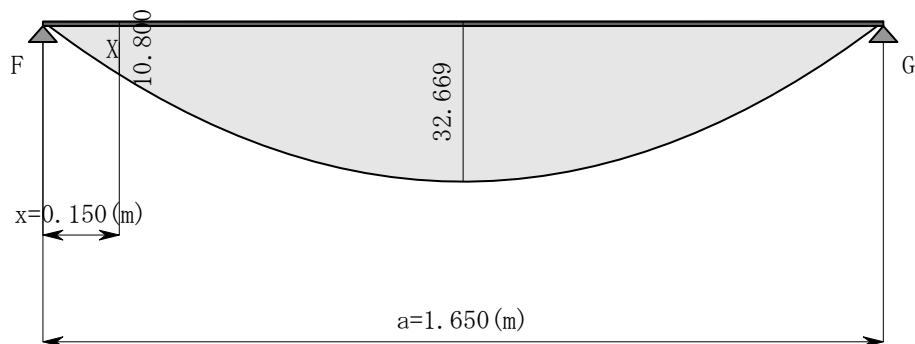
連結部はF点から0.150(m)の位置にあるのでモーメント $M_x$ は次の通りである。

$$\begin{aligned} M &= W_s \cdot x \cdot \frac{x}{2} \\ &= 95.997 \times 0.150 \times \frac{0.150}{2} \\ &= 1.080 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$$-R_F \cdot x + M + M_x = 0$$

$$\begin{aligned} M_x &= R_F \cdot x - M \\ &= 79.197 \times 0.150 - 1.080 \\ &= 10.800 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

$M_x$  : 連結部に働くモーメント (kN・m)  
 $R_F$  : F点の反力 (kN) 79.197 (kN)  
 $M$  : スパンFGの荷重によるモーメント 1.080 (kN・m)  
 $x$  : FX間のスパン長 0.150 (m)



## (3) 応力度に対する照査

### 1) 曲げ応力度

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \frac{M}{Z_c} \\ &= \frac{10.800 \times 10^6}{166.0 \times 10^3} \\ &= 65.060 \text{ (N/mm}^2) \leq 210 \text{ (N/mm}^2) \quad \text{— O.K. —} \end{aligned}$$

$\sigma_m$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$  : 連結部に働くモーメント 10.800 (kN・m)  
 $Z_c$  : 連結部の断面係数 166.0 (cm<sup>3</sup>)

### 2) せん断応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q}{A_w} \\ &= \frac{64.797 \times 10^3}{51.0 \times 10^2} \\ &= 12.705 \text{ (N/mm}^2) \leq 120 \text{ (N/mm}^2) \quad \text{— O.K. —} \end{aligned}$$

$\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $Q$  : 連結部に働くせん断力 64.797 (kN)  
 $A_w$  : 連結材の断面積 51.0 (cm<sup>2</sup>)

## 8. 切梁の設計

### (1) 断面性能

断面積	断面 2 次 モーメント	内管の断面 2 次モーメント	断面係数	断面 2 次 半径	長さ	自重	座屈長
A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>2</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>1</sub> (cm <sup>4</sup> )	Z (cm <sup>3</sup> )	r (cm)	L <sub>2</sub> (m)	W (N/m)	B-2χ (m)
14.60	171.00	65.0	33.70	3.43	0.83	300.0	B-0.33

### (2) 座屈長

#### 1) 座屈長係数

$$\begin{aligned}
 L &= B - 2\chi \\
 &= (1.65 - 0.33) \times 10^2 \\
 &= 132.000 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{65.0}{171.00} = 0.4$$

$$\frac{L_2}{L} = \frac{0.83 \times 10^2}{132.000} = 0.6$$

		L <sub>2</sub> /L					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
I <sub>1</sub> /I <sub>2</sub>	0.1	2.505	2.169	1.775	1.347	1.039	1.000
	0.2	1.815	1.602	1.360	1.131	1.015	1.000
	0.3	1.520	1.368	1.204	1.069	1.008	1.000
	0.4	1.351	1.240	1.127	1.041	1.005	1.000
	0.5	1.241	1.160	1.082	1.027	1.003	1.000
	0.6	1.163	1.106	1.053	1.017	1.002	1.000
	0.7	1.106	1.067	1.033	1.011	1.001	1.000
	0.8	1.062	1.037	1.019	1.006	1.001	1.000
	0.9	1.028	1.017	1.008	1.003	1.000	1.000
	1.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

$$\gamma = 1.240$$

γ : 座屈長係数

L : 切梁の長さ (cm)

B : 掘削幅 (m)

I<sub>1</sub> : 内管の断面 2 次モーメント 65.0 (cm<sup>4</sup>)

I<sub>2</sub> : 外管の断面 2 次モーメント 171.00 (cm<sup>4</sup>)

L<sub>2</sub> : 外管の長さ 0.83 (m)

#### 2) 座屈長

$$\begin{aligned}
 L_k &= \gamma \cdot L \\
 &= 1.240 \times 132.000 \\
 &= 163.680 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

L<sub>k</sub> : 座屈長 (cm)

γ : 座屈長係数 1.240

L : 切梁の長さ 132.000 (cm)



### (3) 鋼材の許容軸方向圧縮応力度

#### 1) 鋼材の許容軸方向圧縮応力度

$$L_k/r = 163.680/3.43 = 47.720$$

	$\sigma_a$ (N/mm <sup>2</sup> )
$L_k/r \leq 18$	210
$18 < L_k/r \leq 92$	$\{140 - 0.82 \cdot (L_k/r - 18)\} \cdot 1.5$
$92 < L_k/r$	$[1200000 / \{6700 + (L_k/r)^2\}] \cdot 1.5$

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \{140 - 0.82 \cdot (L_k/r - 18)\} \cdot 1.5 \\ &= \{140 - 0.82 \cdot (47.720 - 18)\} \cdot 1.5 \\ &= 173.444 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$\sigma_a$  : 鋼材の許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
L<sub>k</sub> : 座屈長 163.680 (cm)  
r : 断面2次半径 3.43 (cm)

### (4) 自重による曲げモーメント

$$M = \frac{W}{L} \cdot L^2$$

$$\begin{aligned}M &= \frac{W \cdot L}{8} \\ &= \frac{300.0 \times 132.000 \times 10^{-2}}{8} \\ &= 49.500 \text{ (N} \cdot \text{m)}\end{aligned}$$

M : 自重による曲げモーメント (N・m)  
W : 切梁の自重 300.0 (N/本)  
L : 切梁の長さ 132.000 (cm)

### (5) 切梁が負担する最大軸力

$$\begin{aligned}N &= \frac{L \cdot B_k \cdot W_p}{2} \\ &= \frac{3.000 \times 1.150 \times 64.000}{2} \\ &= 110.400 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

N : 切梁が負担する最大軸力 (kN)  
L : プレート長 3.000 (m)  
B<sub>k</sub> : 荷重分担幅 1.150 (m)  
W<sub>p</sub> : 設計荷重 64.000 (kN/m)

### (6) 切梁の応力度

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \\ &= \frac{110.400 \times 10^3}{14.60 \times 10^2} \pm \frac{49.500 \times 10^3}{33.70 \times 10^3} \\ &= 77.085 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (最大値)} \leq 173.444 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad - 0. K -\end{aligned}$$

(7)切梁S5取外し時の切梁S5の応力度

1)切梁が負担する軸力

$$\begin{aligned} N &= \frac{L}{2} \cdot \frac{B_k}{2} \cdot W_p \\ &= \frac{3.000}{2} \times \frac{1.650}{2} \times 63.998 \\ &= 79.198 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

N : 切梁が負担する軸力 (kN)  
B<sub>k</sub> : 荷重分担幅 1.650 (m)  
W<sub>p</sub> : 設計荷重 63.998 (kN/m)  
L : プレート長 3.000 (m)

2) 応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \\ &= \frac{79.198 \times 10^3}{14.60 \times 10^2} \pm \frac{49.500 \times 10^3}{33.70 \times 10^3} \\ &= 55.714 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ (最大値)} \leq 173.444 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad - \text{ O.K. } - \end{aligned}$$

σ : 曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
N : 切梁が負担する軸力 79.198 (kN)  
A : 切梁の断面積 14.60 (cm<sup>2</sup>)  
Z : 切梁の断面係数 33.70 (cm<sup>3</sup>)  
M : 自重による曲げモーメント 49.500 (N・m)

CSD

## 9. 捨梁の設計

### (1) 捨梁が負担する軸力

#### 1) F-G 間の設計荷重

- 切梁 S5 の荷重分担幅

$$B_{K5} = 1.650 \text{ (m)}$$

- 設計荷重

	計算式	面積 (m <sup>2</sup> )
1	$(63.680 + 64.000) \times 0.025 / 2 + (64.000 + 64.000) \times 1.625 / 2$	105.596
合計		105.596

$$W_{P5} = 105.596 / 1.650 = 63.998 \text{ (kN/m)}$$

#### 2) 荷重分担幅

$$\begin{aligned} B_K &= B_{K5} / 2 \\ &= 1.650 / 2 \\ &= 0.825 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$B_K$  : 荷重分担幅 (m)

$B_{K5}$  : 切梁S5から掘削深さまでの距離 1.650 (m)

#### 3) 軸力

$$\begin{aligned} N &= L \cdot B_K \cdot W_P / 2 \\ &= 3.000 \times 0.825 \times 63.998 / 2 \\ &= 79.198 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$N$  : 捨梁が負担する軸力 (kN)

$L$  : 切梁の水平間隔 3.000 (m)

$B_K$  : 荷重分担幅 0.825 (m)

$W_P$  : 設計荷重 63.998 (kN/m)

### (2) 断面積

$$\begin{aligned} A &= \frac{\pi \cdot d^2}{4} \\ &= \frac{\pi \times 12.0^2}{4} \\ &= 113.097 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$A$  : 木材の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$d$  : 木材の直径 12.0 (cm)

### (3) 許容応力度

#### 1) 断面2次半径

$$\begin{aligned} r &= d/4 \\ &= 12.0/4 \\ &= 3.000(\text{cm}) \end{aligned}$$

r : 捨梁の断面2次半径(cm)  
d : 捨梁の直径 12.0(cm)

#### 2) 細長比

$$\begin{aligned} \lambda &= L/r \\ &= (165.000 - 33.000)/3.000 \\ &= 44.000 \end{aligned}$$

$\lambda$  : 細長比  
L : 捨梁の座屈長B-2 $\lambda$   
B : 掘削幅 165.000(cm)  
r : 捨梁の断面2次半径 3.000(cm)

#### 3) 許容応力度

	fk (N/mm <sup>2</sup> )
$\lambda \leq 30$	fc
$30 < \lambda \leq 100$	$fc \cdot (1.3 - 0.01 \cdot \lambda)$
$100 < \lambda$	$\frac{0.3 \cdot fc}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2}$

$$\begin{aligned} fk &= fc \cdot (1.3 - 0.01 \cdot \lambda) \\ &= 12.00 \times (1.3 - 0.01 \times 44.000) \\ &= 10.320(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

fk : 許容応力度(N/mm<sup>2</sup>)  
fc : 木材の許容応力度 12.00(N/mm<sup>2</sup>)  
 $\lambda$  : 細長比 44.000

#### (4) 捨梁の応力度

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{79.198 \times 10^3}{113.097 \times 10^2} \\ &= 7.003(\text{N/mm}^2) \leq 10.320(\text{N/mm}^2) \quad - 0. K - \end{aligned}$$

## 10. ヒービングの検討

ヒービングに対する安全度は次式により求める。

$$\begin{aligned} N_b &= \frac{\gamma t \cdot H}{C} \\ &= \frac{16.000 \times 6.00}{35.000} \\ &= 2.743 < 3.14 \quad - 0.K - \end{aligned}$$

Nb : 安定数  
 $\gamma t$  : 土の単位体積重量 16.000 (kN/m<sup>3</sup>)  
H : 掘削深 6.00 (m)  
C : 土の粘着力 35.000 (kN/m<sup>2</sup>)

CSD

CSD