



# 型枠・支保工計算システム

Ver4.13

出力例

**KTS** 川田テクノシステム株式会社  
KAWADA TECHNOSYSTEM CO.,LTD.

# 型 枠 計 算 書

(仮称) K T S ビル新築工事

B 1 階 店舗部分検討  
パイプサポート合板型枠 + 構台 工法

平成 12 年 06 月

川田テクノシステム株式会社

課長	工事長

## 検討概要書

工事名称	(仮称) K T S ビル新築工事	
検討場所	B 1 階 店舗部分検討	
	パイプサポート合板型枠 + 構台 工法	
建物概要		
スパン長	X = 6.000 m	Y = 7.500 m
階高	3.500 m	
壁の打設高	3.150 m	
柱の打設高	3.150 m	
スラブ厚	150 mm	
柱断面	B = 900 mm	D = 900 mm
梁断面	B = 400 mm	D = 800 mm
壁長さ	3 m以上の壁	
鋼製ばり有効スパン	2.850 m	
フラットデッキ有効スパン	2.800 m	中間支柱 1 列
斜めスラブ勾配	30 度 (5.8 / 10)	
荷重条件		
鉄筋コンクリート重量	2400 kg/m <sup>3</sup>	
コンクリート重量	2300 kg/m <sup>3</sup>	
型枠自重	40 kg/m <sup>2</sup>	
フラットデッキ自重	20 kg/m <sup>2</sup>	
積載荷重	150 kg/m <sup>2</sup>	
作業員	-	
建設機材	-	
各種資材	-	
コンクリート余盛	-	
諸条件		
打ち込み速度	10m/hを超え ~ 20m/h以下	
水平力の検討梁条件	(梁幅 × 梁成 , 梁有効スパン , 梁本数)	
梁寸法 1	400mm × 800mm , 5.250m , 2.0本	
梁寸法 2	400mm × 750mm , 6.250m , 2.0本	
梁寸法 3	300mm × 500mm , 2.850m , 1.0本	



## 検討結果概要

	使用部材	配置 間隔	支持 状態	曲げ (M)	せん断 (Q)	たわみ ( )	支持力 引張力	°-ジ
在来 床								
せき板	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		4
根太	単管 48.6x2.4 (STK500)	45 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		5
大引	端太角 90x90 (松・樺 類)	100 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		6
支柱	ハ イ° 材° -ト	100 cm					OK	7
在来 壁								
せき板	合板12mm 縦使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		9
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	20 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		10
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	50 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		11
ヒレタ	2分5厘 7mm (NOS440)	60 cm					OK	12
在来 柱								
せき板	合板12mm 縦使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		14
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	15 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		15
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	50 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		16
ヒレタ	2分5厘 7mm (NOS440)	30 cm					OK	17
在来 梁底								
せき板	合板12mm 縦使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		20
根太端部	栈木 50x25 (松・樺)	13.3 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		22
根太中央	単管 48.6x2.4 (STK500)	13.3 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		
大引	端太角 90x90 (松・樺 類)	100 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		23
支柱	ハ イ° 材° -ト	100 cm					OK	24
在来 梁側								
せき板	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		25
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	30 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		26
ヒレタ	2分5厘 7mm (NOS440)	90 cm					OK	27
水平力								
斜材材料	単管 48.6x2.4 (STK500)	組数						28
X方向		5 組						29
Y方向		5 組						
鋼製ばり 床								
せき板	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		32
根太	単管 48.6x2.3 (STK500)	40 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		33
鋼製ばり	ホリービーム AX25-32	40 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK			34
鋼製ばり 梁底								
せき板	合板12mm 縦使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		36
根太中央	単管 48.6x2.4 (STK500)	11.3 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		37
根太端部	栈木 90x45 (松・樺)	11.3 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		38
大引	端太角 90x90 (松・樺 類)	50 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		39
支柱	ハ イ° 材° -ト	50 cm					OK	40
鋼製ばり 梁側								
せき板	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		41
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	30 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		42
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	35 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		43
ヒレタ	2分5厘 7mm (NOS440)	60 cm					OK	44



## 検討結果概要

	使用部材	配置 間隔	支持 状態	曲げ (M)	せん断 (Q)	たわみ ( )	支持力 引張力	°-ジ
デッキ床								
デッキ	ワットデッキ(板厚0.8mm)		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		47
大引	端太角 90x90 (松・桐 類)		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		48
中間支柱	パイプ柱-ト	50 cm	単純支持 (等分布)				OK	49
デッキ梁底								
せき板	合板12mm 縦使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		51
根太中央	単管 48.6x2.4 (STK500)	15.0 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		52
根太端部	栈木 90x45 (松・桐)	15.0 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		53
大引	端太角 90x90 (松・桐 類)	50 cm	半固定支持(集中)	OK	OK	OK		54
支柱	パイプ柱-ト	50 cm					OK	55
デッキ梁側								
せき板	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		56
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	30 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		57
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	30 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		58
パレット	2分5厘 7mm (NOS440)	100 cm					OK	59
デッキ壁受け								
せき板	合板12mm 縦使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		61
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	20 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		62
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	50 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		63
パレット	2分5厘 7mm (NOS440)	60 cm					OK	64
斜めスラブ								
せき板	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		66
根太	単管 48.6x2.4 (STK500)	40 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		67
大引	端太角 90x90 (松・桐 類)	100 cm	半固定支持(等分布)	OK	OK	OK		68
支柱	パイプ柱-ト	100 cm					OK	69
斜材材料	単管 48.6x2.4 (STK500)							70
X方向		2 組						71
Y方向		1 組						
片持スラブ								
せき板(先端)	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		73
せき板(中央)	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		74
せき板(元端)	合板12mm 横使い		単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		75
根太(先端)	単管 48.6x2.4 (STK400)	40 cm	片持梁 (等分布)	OK	OK	OK		76
根太(中央)	単管 48.6x2.4 (STK400)	40 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		77
根太(元端)	単管 48.6x2.4 (STK400)	40 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		78
大引(先端)	端太角 90x90 (松・桐 類)	75 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		79
大引(中央)	端太角 90x90 (松・桐 類)	75 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		80
大引(元端)	端太角 90x90 (松・桐 類)	75 cm	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		81
支柱(先端)	パイプ柱-ト	100 cm					OK	82
支柱(中央)	パイプ柱-ト	100 cm					OK	
支柱(元端)	パイプ柱-ト	100 cm					OK	
受け構台								
根太	角パイプ 60x60 (STKR400)	2 本	単純支持 (集中)	OK	OK	OK		85
大引	SC12A 1-150x75x5.5 (SS400)	1 本	単純支持 (等分布)	OK	OK	OK		87
建柱	TS-1217 (1200-1700)						OK	88

# 床型枠 強度計算書

## 1. 設計条件

階高 3.500 m

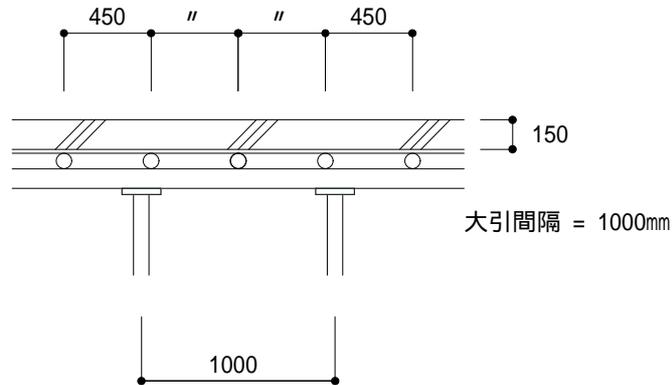
スラブ厚 150 mm

コンクリート種類 普通コンクリート 18 ~ 27N/mm<sup>2</sup> (180 ~ 270kgf/cm<sup>2</sup>)

コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$

### 使用材料・検討結果

部位	使用材料	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	支持力	ベ-ジ
せき板	合板12mm 横使い		OK	OK	OK		4
根太	単管 48.6x2.4 (STK500)	45 cm	OK	OK	OK		5
大引	端太角 90x90 (松・梅 類)	100 cm	OK	OK	OK		6
支柱	H <sup>°</sup> イ <sup>°</sup> サ <sup>°</sup> ト	100 cm				OK	7



## 2. 設計荷重

### ・固定荷重

$$\text{型枠自重} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 360 \text{ kg/m}^2 \quad [ 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.150 \text{ m} ]$$

$$\text{合計} \quad 400 \text{ kg/m}^2$$

### ・積載荷重 = 150 kg/m<sup>2</sup>

$$\text{応力 計算用荷重} = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 550 \text{ kg/m}^2 \quad (5400 \text{ N/m}^2)$$

$$\text{たわみ計算用荷重} = \text{固定荷重} = 400 \text{ kg/m}^2 \quad (3930 \text{ N/m}^2)$$

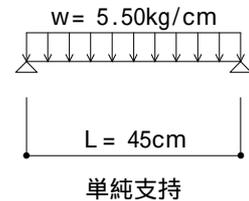
### 3. せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

根太間隔を, 45cmとする ( L = 45cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面2次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7850N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 150 kg/cm <sup>2</sup> (14.8N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.883N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 550 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 550 \text{ kg/m} = 5.50 \text{ kg/cm} \quad (5.4 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{5.50 \times 45^2}{8} = 1392.2 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (137000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1392.2}{24.000} = 58.0 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(5.69 N/mm<sup>2</sup>)                      (14.8 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{5.50 \times 45}{2} = 123.8 \text{ kg} \quad (1220 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 123.8}{120.000} = 1.5 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.148 N/mm<sup>2</sup>)                      (0.883 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 400 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 400 \text{ kg/m} = 4.00 \text{ kg/cm} \quad (3.93 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 4.00 \times 45^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.185 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(1.85 mm)                      (3.0 mm)

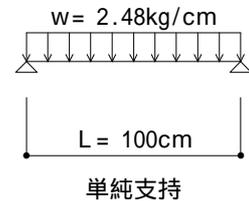
#### 4. 根太の検討

根太部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

大引間隔を, 100cmとする ( L = 100cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 2400 kg/cm <sup>2</sup> (236N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 1350.0 kg/cm <sup>2</sup> (133N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



##### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{根太間隔}$$

$$= 550 \text{ kg/m}^2 \times 0.45 \text{ m} = 248 \text{ kg/m} = 2.48 \text{ kg/cm} \quad (2.44 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{2.48 \times 100^2}{8} = 3100.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (305000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{3100.0}{3.830} = 809.4 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(79.5 N/mm<sup>2</sup>)                      (236 N/mm<sup>2</sup>)

##### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{2.48 \times 100}{2} = 124.0 \text{ kg} \quad (1220 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 124.0}{3.483} = 71.2 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 1350 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(6.99 N/mm<sup>2</sup>)                      (133 N/mm<sup>2</sup>)

##### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{根太間隔}$$

$$= 400 \text{ kg/m}^2 \times 0.45 \text{ m} = 180 \text{ kg/m} = 1.80 \text{ kg/cm} \quad (1.77 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 1.80 \times 100^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.120 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(1.20 mm)                      (3.0 mm)

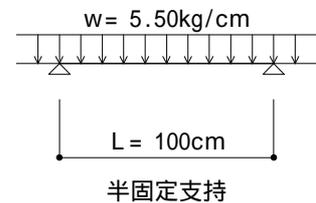
## 5. 大引の検討

大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行う

支柱間隔を, 100cmとする ( L = 100cm )

断面性能	断面積	A = 81.000 cm <sup>2</sup> (8100mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 546.750 cm <sup>4</sup> (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 121.500 cm <sup>3</sup> (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 70000 kg/cm <sup>2</sup> (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 105 kg/cm <sup>2</sup> (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 15.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{大引間隔}$$

$$= 550 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 550 \text{ kg/m} = 5.50 \text{ kg/cm} \quad (5.4 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{10} = \frac{5.50 \times 100^2}{10} = 5500.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (540000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{5500.0}{121.500} = 45.3 \text{ kg/cm}^2 < f b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(4.45 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 5.50 \times 100}{4} = 412.5 \text{ kg} \quad (4050 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 412.5}{81.000} = 7.6 \text{ kg/cm}^2 < f s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.746 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{大引間隔}$$

$$= 400 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 400 \text{ kg/m} = 4.00 \text{ kg/cm} \quad (3.93 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 4.00 \times 100^4}{384 \times 70000 \times 546.750} = 0.082 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.82 mm)                      (3.0 mm)

## 6 . 支柱の検討

支柱部材には H<sup>100</sup> 鋼 -ト を使用する。

高さ 2 m 以内毎に直角 2 方向の水平つなぎをとる

支柱の許容支持力  $N_f = 2000 \text{ kg/本}$

鉛直荷重  $W = 550 \text{ kg/m}^2 \quad (5400 \text{ N/m}^2)$

負担面積  $A = \text{大引間隔} \times \text{支柱間隔}$   
 $= 1.00 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$   
 $= 1.00 \text{ m}^2$

圧縮力  $N = W \times A$   
 $= 550 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m}^2$   
 $= 550.0 \text{ kg} < N_f = 2000 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}}$   
 $(5400 \text{ N}) \qquad \qquad (19700 \text{ N})$

# 壁型枠 強度計算書

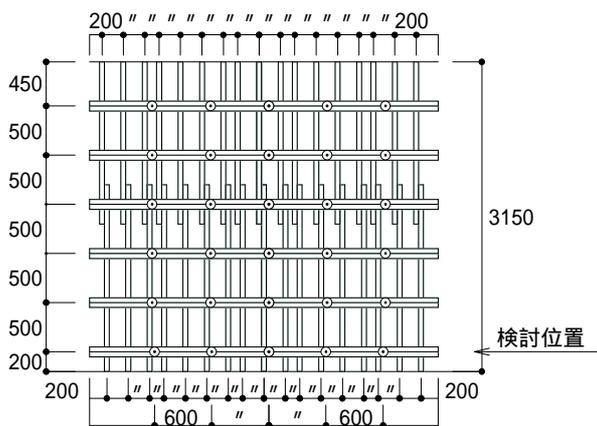
## 1. 設計条件

階高 3.500 m  
 壁高さ(打込み高さ) 3.150 m  
 コンクリート種類 普通コンクリート 18 ~ 27N/mm<sup>2</sup>(180 ~ 270kgf/cm<sup>2</sup>)  
 コンクリート単位重量  $W_o = 2300 \text{ kg/m}^3$   
 壁長さは、3 m以上の壁とする  
 打込み速さは、10m/hを超え ~ 20m/h以下とする

### 使用部材・検討結果

部位	使用部材	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	引張力	へり
せき板	合板12mm 縦使い		OK	OK	OK		9
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	20 cm	OK	OK	OK		10
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	50 cm	OK	OK	OK		11
セパレーター	2分5厘 7mm (NOS440)	60 cm				OK	12

部材設計



側圧



## 2. 設計荷重

### 検討位置

壁下端より 0.200mの位置

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 2.0 \times W_o \\
 &= 2.0 \times 2300 = 4600 \text{ kg/m}^2 \quad (45200 \text{ N/m}^2)
 \end{aligned}$$

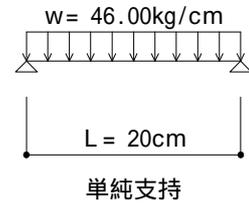
### 3. せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 縦使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

内端太間隔を, 20cmとする ( L = 20cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 40000 kg/cm <sup>2</sup> (3930N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 100 kg/cm <sup>2</sup> (9.81N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 12.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.18N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



荷重  $w = P_1 \times 1.0 \text{ m}$   
 $= 4600 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 4600 \text{ kg/m} = 46.00 \text{ kg/cm} \quad (45.2 \text{ N/mm})$

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{46.00 \times 20^2}{8} = 2300.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (226000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{2300.0}{24.000} = 95.8 \text{ kg/cm}^2 < f b = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(9.4 N/mm<sup>2</sup>)                      (9.81 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{46.00 \times 20}{2} = 460.0 \text{ kg} \quad (4520 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 460.0}{120.000} = 5.8 \text{ kg/cm}^2 < f s = 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.569 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.18 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 46.00 \times 20^4}{384 \times 40000 \times 14.400} = 0.166 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(1.66 mm)                      (3.0 mm)

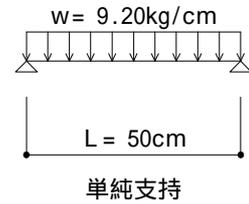
#### 4. 内端太の検討

内端太部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

外端太間隔を, 50cmとする ( L = 50cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\text{荷重} \quad \text{セパレーター間の平均} = \frac{4600 + 4600}{2} = 4600 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 4600 \times \text{内端太間隔} \\ = 4600 \text{ kg/m}^2 \times 0.20 \text{ m} = 920 \text{ kg/m} = 9.20 \text{ kg/cm} \quad (9.03 \text{ N/mm})$$

##### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{9.20 \times 50^2}{8} = 2875.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (283000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{2875.0}{3.830} = 750.7 \text{ kg/cm}^2 < f b = 3000 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (73.7 \text{ N/mm}^2) \quad (295 \text{ N/mm}^2)$$

##### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{9.20 \times 50}{2} = 230.0 \text{ kg} \quad (2260 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 230.0}{3.483} = 132.1 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (13 \text{ N/mm}^2) \quad (162 \text{ N/mm}^2)$$

##### (3) たわみの検討

$$= \frac{5w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 9.20 \times 50^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.038 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (0.38 \text{ mm}) \quad (3.0 \text{ mm})$$



## 6 . セパレーターの検討

セパレーターには 2分5厘 7mm (NOS440) を使用する。  
セパレーターの許容引張力  $T_f = 1400 \text{ kg/本}$

側 圧  $P = 4600 \text{ kg/m}^2 \text{ (45200 N/m}^2\text{)}$

負担面積  $A = \text{外端太間隔} \times \text{セパレーター間隔}$   
 $= 0.50 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$   
 $= 0.300 \text{ m}^2$

引 張 力  $T = P \times A$   
 $= 4600 \text{ kg/m}^2 \times 0.300 \text{ m}^2$   
 $= 1380.0 \text{ kg} < T_f = 1400 \text{ kg} \quad \underline{\text{O K}}$   
 $(13600 \text{ N}) \qquad \qquad (13800 \text{ N})$

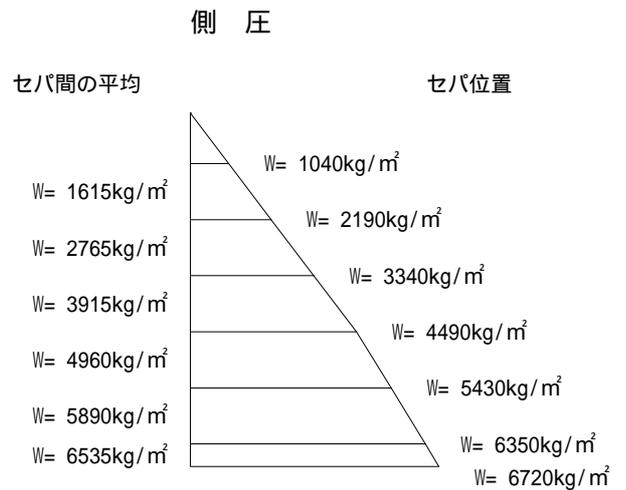
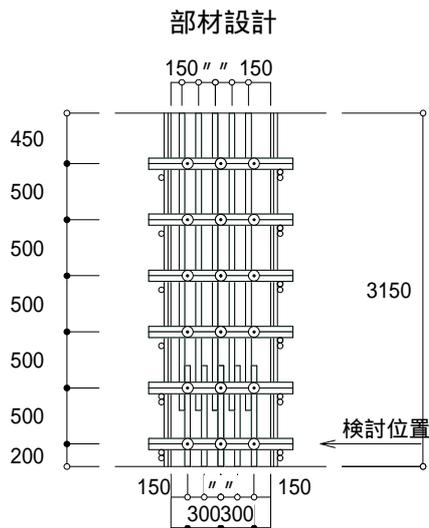
# 柱型枠 強度計算書

## 1. 設計条件

階高 3.500 m  
 柱高さ(打込み高さ) 3.150 m  
 柱断面 900mm × 900mm  
 コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)  
 コンクリート単位重量  $W_o = 2300 \text{ kg/m}^3$   
 打込み速度は、10m/hを超え ~ 20m/h以下とする

### 使用部材・検討結果

部位	使用部材	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	引張力	ベージュ
せき板	合板12mm 縦使い		OK	OK	OK		14
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	15 cm	OK	OK	OK		15
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	50 cm	OK	OK	OK		16
セパレーター	2分5厘 7mm (NOS440)	30 cm				OK	17



## 2. 設計荷重

### 検討位置

柱下端より 0.200mの位置  $H_1 = 3.150 - 0.200 = 2.950 \text{ m}$

$$P_1 = 2.0W_o + 0.8W_o \times (H_1 - 2.0)$$

$$= 2.0 \times 2300 + 0.8 \times 2300 \times (2.950 - 2.0) = 6350 \text{ kg/m}^2 \quad (62300 \text{ N/m}^2)$$

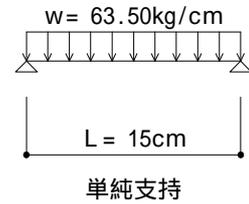
### 3. せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 縦使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

内端太間隔を, 15cmとする ( L = 15cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 40000 kg/cm <sup>2</sup> (3930N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 100 kg/cm <sup>2</sup> (9.81N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 12.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.18N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= P_1 \times 1.0 \text{ m} \\ &= 6350 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 6350 \text{ kg/m} = 63.50 \text{ kg/cm} \quad (62.3 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{8} = \frac{63.50 \times 15^2}{8} = 1785.9 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (176000 \text{ N} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{1785.9}{24.000} = 74.4 \text{ kg/cm}^2 < f b = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (7.3 \text{ N/mm}^2) \quad (9.81 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{w L}{2} = \frac{63.50 \times 15}{2} = 476.3 \text{ kg} \quad (4680 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 476.3}{120.000} = 6.0 \text{ kg/cm}^2 < f s = 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (0.589 \text{ N/mm}^2) \quad (1.18 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 63.50 \times 15^4}{384 \times 40000 \times 14.400} = 0.073 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (0.73 \text{ mm}) \quad (3.0 \text{ mm}) \end{aligned}$$

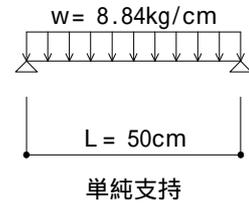
#### 4. 内端太の検討

内端太部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

外端太間隔を, 50cmとする ( L = 50cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\text{荷重} \quad \text{セパレーター間の平均} = \frac{6350 + 5430}{2} = 5890 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 5890 \times \text{内端太間隔}$$

$$= 5890 \text{ kg/m}^2 \times 0.15 \text{ m} = 884 \text{ kg/m} = 8.84 \text{ kg/cm} \quad (8.68 \text{ N/mm})$$

##### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{8.84 \times 50^2}{8} = 2762.5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (271000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{2762.5}{3.830} = 721.3 \text{ kg/cm}^2 < f b = 3000 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(70.8 N/mm<sup>2</sup>)                      (295 N/mm<sup>2</sup>)

##### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{8.84 \times 50}{2} = 221.0 \text{ kg} \quad (2170 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 221.0}{3.483} = 126.9 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(12.5 N/mm<sup>2</sup>)                      (162 N/mm<sup>2</sup>)

##### (3) たわみの検討

$$= \frac{5w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 8.84 \times 50^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.037 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.37 mm)                      (3.0 mm)

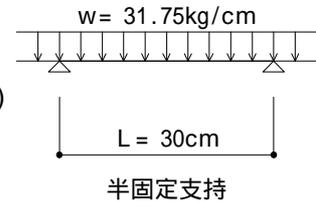
## 5. 外端太の検討

外端太部材には 単管 48.6x2.4 ダブル (STK500) を使用する。

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行なう

セパレーター間隔を, 30cmとする ( L = 30cm )

断面性能	断面積	A = 6.960 cm <sup>2</sup> (696mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 18.640 cm <sup>4</sup> (186400mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 7.660 cm <sup>3</sup> (7660mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= P_1 \times \text{外端太間隔} \\ &= 6350 \text{ kg/m}^2 \times 0.50 \text{ m} = 3175 \text{ kg/m} = 31.75 \text{ kg/cm} \quad (31.2 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{10} = \frac{31.75 \times 30^2}{10} = 2857.5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (281000 \text{ N} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{2857.5}{7.660} = 373.0 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 3000 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (36.6 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (295 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

### (2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 31.75 \times 30}{4} = 714.4 \text{ kg} \quad (7010 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 714.4}{6.960} = 205.3 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (20.2 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (162 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 31.75 \times 30^4}{384 \times 2100000 \times 18.640} = 0.005 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (0.05 \text{ mm}) \quad \quad \quad (3.0 \text{ mm}) \end{aligned}$$

## 6 . セパレーターの検討

セパレーターには 2分5厘 7mm (NOS440) を使用する。

セパレーターの許容引張力  $T_f = 1400 \text{ kg/本}$

側 圧  $P = 6350 \text{ kg/m}^2 \text{ (62300 N/m}^2\text{)}$

負担面積  $A = \text{外端太間隔} \times \text{端部セパレーターの負担巾}$   
 $= 0.50 \text{ m} \times 0.300 \text{ m}$   
 $= 0.150 \text{ m}^2$

引 張 力  $T = P \times A$   
 $= 6350 \text{ kg/m}^2 \times 0.150 \text{ m}^2$   
 $= 952.5 \text{ kg} < T_f = 1400 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}}$   
 $(9350 \text{ N}) \qquad (13800 \text{ N})$

# 梁型枠 強度計算書

## 1. 設計条件

階高 3.500 m

コンクリート種類 普通コンクリート 18 ~ 27N/mm<sup>2</sup> (180 ~ 270kgf/cm<sup>2</sup>)

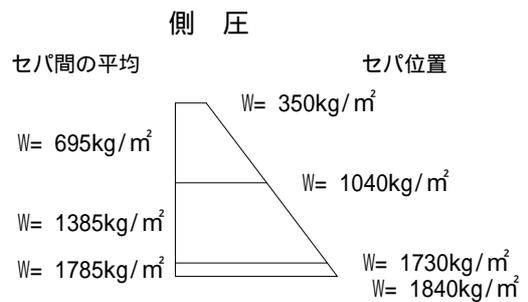
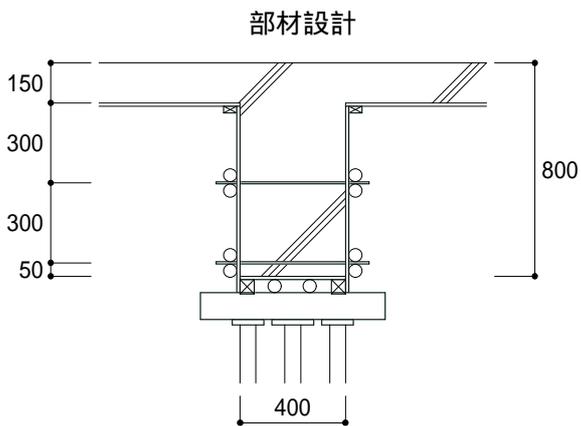
コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$

スラブ厚 150 mm

梁断面 400 mm × 800 mm (梁幅 × 梁成)

### 使用部材・検討結果

部位	使用部材	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	圧縮引張 $\sigma$	ス
梁底							
せき板	合板12mm 縦使い		OK	OK	OK		20
根太端部	栈木 50x25 (松・梅)	13.3 cm	OK	OK	OK		21
根太中央	単管 48.6x2.4 (STK500)	13.3 cm	OK	OK	OK		
大引	端太角 90x90 (松・梅類)	100 cm	OK	OK	OK		23
支柱	H <sup>17</sup> 10 <sup>17</sup> 10 <sup>17</sup> 10 <sup>17</sup>	20 cm				OK	24
梁側							
せき板	合板12mm 横使い		OK	OK	OK		25
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	30 cm	OK	OK	OK		26
セパレーター	2分5厘 7mm (NOS440)	90 cm				OK	27



## 2. 梁底の設計荷重

### ・固定荷重

$$\text{型枠自重} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 1920 \text{ kg/m}^2 \text{ [ } 2400\text{kg/m}^3 \times 0.800\text{m} \text{ ]}$$

$$\text{合計} = 1960 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{・積載荷重} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{応力 計算用荷重} = \text{固定荷重} + \text{積載荷重}$$

$$= 2110 \text{ kg/m}^2 \text{ (20700 N/m}^2\text{)}$$

$$\text{たわみ計算用荷重} = \text{固定荷重}$$

$$= 1960 \text{ kg/m}^2 \text{ (19300 N/m}^2\text{)}$$

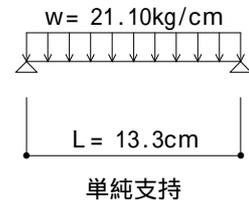
### 3. 梁底 せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 縦使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

根太間隔を, 13.3cmとする ( L = 13.3 cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 40000 kg/cm <sup>2</sup> (3930N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 75 kg/cm <sup>2</sup> (7.36N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.883N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 2110 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 2110 \text{ kg/m} = 21.10 \text{ kg/cm} \quad (20.7 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{21.10 \times 13.3^2}{8} = 466.5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (45800 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{466.5}{24.000} = 19.4 \text{ kg/cm}^2 < f b = 75 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(1.91 N/mm<sup>2</sup>)                      (7.36 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{21.10 \times 13.3}{2} = 140.3 \text{ kg} \quad (1380 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 140.3}{120.000} = 1.8 \text{ kg/cm}^2 < f s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.177 N/mm<sup>2</sup>)                      (0.883 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 1960 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 1960 \text{ kg/m} = 19.60 \text{ kg/cm} \quad (19.3 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 19.60 \times 13.3^4}{384 \times 40000 \times 14.400} = 0.014 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.14 mm)                      (3.0 mm)

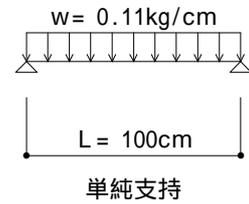
#### 4. 梁底 根太の検討

根太端部材には 桧木 50x25 (松・梅) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

大引間隔を, 100cmとする ( L = 100 cm )

断面性能	断面積	$A_1 = 12.500 \text{ cm}^2$ (1250mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I_1 = 6.510 \text{ cm}^4$ (65100mm <sup>4</sup> )
	断面係数	$Z_1 = 5.208 \text{ cm}^3$ (5208mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E_1 = 70000 \text{ kg/cm}^2$ (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	$\gamma_1 = 1.5$
	許容曲げ応力度	$f_{b1} = 105 \text{ kg/cm}^2$ (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	$f_{s1} = 15.0 \text{ kg/cm}^2$ (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	$f_1 = 0.30 \text{ cm}$ (3.0mm)



根太中間部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する

断面性能	断面積	$A_2 = 3.483 \text{ cm}^2$ (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I_2 = 9.320 \text{ cm}^4$ (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	$Z_2 = 3.830 \text{ cm}^3$ (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E_2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	$\gamma_2 = 2.0$
	許容曲げ応力度	$f_{b2} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (236N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	$f_{s2} = 1350.0 \text{ kg/cm}^2$ (133N/mm <sup>2</sup> )

根太中間部材 1 本が負担する梁底幅は、

$$L_1 = \frac{\text{梁幅} \cdot E_2 \cdot I_2}{2 \cdot E_1 \cdot I_1 + 2 \cdot E_2 \cdot I_2} = \frac{40 \times 2100000 \times 9.320}{2 \times 70000 \times 6.510 + 2 \times 2100000 \times 9.320} = 19.5 \text{ cm}$$

根太端部材 1 本が負担する梁底幅は、

$$L_2 = (\text{梁幅} - \text{根太中間部材 1 本が負担する梁底幅} \times \text{根太中間部材本数}) / 2 \\ = (40\text{cm} - 19.5\text{cm} \times 2) / 2 = 0.5 \text{ cm}$$

## 根太端部材の検討

### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} w &= \text{応力計算用荷重} \times \text{負担幅} \\ &= 2110 \text{ kg/m}^2 \times 0.005 \text{ m} = 11 \text{ kg/m} = 0.11 \text{ kg/cm} \quad (0.108 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{0.11 \times 100^2}{8} = 137.5 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (13500 \text{ N}\cdot\text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z_1} = \frac{137.5}{5.208} = 26.4 \text{ kg/cm}^2 < f b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(2.59 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{0.11 \times 100}{2} = 5.5 \text{ kg} \quad (54 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A_1} = \frac{1.5 \times 5.5}{12.500} = 0.7 \text{ kg/cm}^2 < f s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.069 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} w &= \text{たわみ計算用荷重} \times \text{負担幅} \\ &= 1960 \text{ kg/m}^2 \times 0.005 \text{ m} = 10 \text{ kg/m} = 0.10 \text{ kg/cm} \quad (0.099 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 \cdot E 1 \cdot I 1} = \frac{5 \times 0.10 \times 100^4}{384 \times 70000 \times 6.510} = 0.286 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(2.86 mm)                      (3.0 mm)

## 根太中間部材の検討

### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} w &= \text{応力計算用荷重} \times \text{負担幅} \\ &= 2110 \text{ kg/m}^2 \times 0.195 \text{ m} = 411 \text{ kg/m} = 4.11 \text{ kg/cm} \quad (4.04 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{4.11 \times 100^2}{8} = 5137.5 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (504000 \text{ N}\cdot\text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z_2} = \frac{5137.5}{3.830} = 1341.4 \text{ kg/cm}^2 < f b = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(132 N/mm<sup>2</sup>)                      (236 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{4.11 \times 100}{2} = 205.5 \text{ kg} \quad (2020 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A_2} = \frac{2.0 \times 205.5}{3.483} = 118.0 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1350 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(11.6 N/mm<sup>2</sup>)                      (133 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} w &= \text{たわみ計算用荷重} \times \text{負担幅} \\ &= 1960 \text{ kg/m}^2 \times 0.195 \text{ m} = 382 \text{ kg/m} = 3.82 \text{ kg/cm} \quad (3.75 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 \cdot E 2 \cdot I 2} = \frac{5 \times 3.82 \times 100^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.254 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(2.54 mm)                      (3.0 mm)

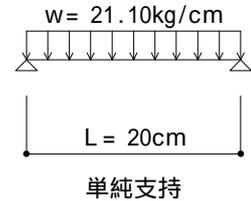
## 5. 梁底 大引の検討

大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

支柱間隔を, 20.0cmとする ( L = 20.0cm )

断面性能	断面積	A = 81.000 cm <sup>2</sup> (8100mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2次モーメント	I = 546.750 cm <sup>4</sup> (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 121.500 cm <sup>3</sup> (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 70000 kg/cm <sup>2</sup> (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 105 kg/cm <sup>2</sup> (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 15.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{大引間隔}$$

$$= 2110 \text{ kg/m}^2 \times 1.00\text{m} = 2110.0 \text{ kg/m} = 21.10 \text{ kg/cm} \quad (20.7 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{21.10 \times 20.0^2}{8} = 1055.0 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (104000 \text{ N}\cdot\text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1055.0}{121.500} = 8.7 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.854 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{21.10 \times 20.0}{2} = 211.0 \text{ kg} \quad (2070 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 211.0}{81.000} = 3.9 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.383 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{大引間隔}$$

$$= 1960 \text{ kg/m}^2 \times 1.00\text{m} = 1960.0 \text{ kg/m} = 19.60 \text{ kg/cm} \quad (19.3 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 19.60 \times 20.0^4}{384 \times 70000 \times 546.750}$$

$$= 0.001 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.01 mm)                      (3.0 mm)

## 6. 支柱の検討

支柱部材には H<sup>1</sup> I<sup>1</sup> 材<sup>1</sup> を使用する。

高さ 2 m 以内毎に直角 2 方向の水平つなぎをとる

支柱の許容支持力  $N_f = 2000 \text{ kg/本}$

### 端部サポートの鉛直荷重

鉛直荷重  $W = 2110 \text{ kg/m}^2 \quad (20700 \text{ N/m}^2)$

負担面積  $A = \text{大引間隔} \times \text{梁幅} / 4$   
 $= 1.00\text{m} \times 0.400\text{m} / 4$   
 $= 0.10 \text{ m}^2$

圧縮力  $N = W \times A$   
 $= 2110 \text{ kg/m}^2 \times 0.10 \text{ m}^2$   
 $= 211.0 \text{ kg} < N_f = 2000 \text{ kg} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$   
 $(2070 \text{ N}) \qquad (19700 \text{ N})$

### 中央部サポートの鉛直荷重

鉛直荷重  $W = 2110 \text{ kg/m}^2 \quad (20700 \text{ N/m}^2)$

負担面積  $A = \text{大引間隔} \times \text{梁幅} / 2$   
 $= 1.00\text{m} \times 0.400\text{m} / 2$   
 $= 0.20 \text{ m}^2$

圧縮力  $N = W \times A$   
 $= 2110 \text{ kg/m}^2 \times 0.20 \text{ m}^2$   
 $= 422.0 \text{ kg} < N_f = 2000 \text{ kg} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$   
 $(4140 \text{ N}) \qquad (19700 \text{ N})$

## 7. 梁側 せき板の検討

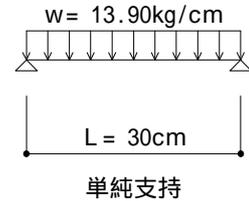
せき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

せき板の応力検討は 一段目と二段目のセパレーター位置の平均値にて行なう

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

横端太間隔を, 30cmとする ( L = 30 cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7850N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 200 kg/cm <sup>2</sup> (19.7N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 12.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.18N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\text{荷重} \quad \text{セパレーター間の平均} = \frac{1730 + 1040}{2} = 1385 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1385 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 1385 \text{ kg/m} = 13.90 \text{ kg/cm} \quad (13.7 \text{ N/mm})$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{13.90 \times 30^2}{8} = 1563.8 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (154000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1563.8}{24.000} = 65.2 \text{ kg/cm}^2 < f b = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(6.4 N/mm<sup>2</sup>)                      (19.7 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{13.90 \times 30}{2} = 208.5 \text{ kg} \quad (2050 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 208.5}{120.000} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 < f s = 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.256 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.18 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 13.90 \times 30^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.127 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(1.27 mm)                      (3.0 mm)

## 8. 梁側 外端太の検討

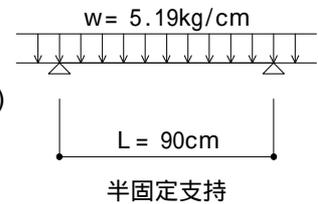
外端太部材には 単管 48.6x2.4 ダブル (STK500) を使用する。

外端太の応力検討は 梁底より一段目のセパレーター位置にて行なう

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行なう

セパレーター間隔を, 90cmとする ( L = 90 cm )

断面性能	断面積	A = 6.960 cm <sup>2</sup> (696mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2次モーメント	I = 18.640 cm <sup>4</sup> (186400mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 7.660 cm <sup>3</sup> (7660mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= \text{設計荷重} \times \text{外端太間隔} \\ &= 1730 \text{ kg/m}^2 \times 0.30 \text{ m} = 519 \text{ kg/m} = 5.19 \text{ kg/cm} \quad (5.1 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{10} = \frac{5.19 \times 90^2}{10} = 4203.9 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (413000 \text{ N} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{4203.9}{7.660} = 548.8 \text{ kg/cm}^2 < f b = 3000 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (53.9 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (295 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

### (2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 5.19 \times 90}{4} = 350.3 \text{ kg} \quad (3440 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 350.3}{6.960} = 100.7 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (9.88 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (162 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 5.19 \times 90^4}{384 \times 2100000 \times 18.640} = 0.068 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (0.68 \text{ mm}) \quad \quad \quad (3.0 \text{ mm}) \end{aligned}$$

## 9 . セパレーターの検討

セパレーターには 2分5厘 7mm (NOS440) を使用する。  
セパレーターの許容引張力  $T_f = 1400 \text{ kg/本}$

側 圧  $P = 1730 \text{ kg/m}^2 \text{ (17000 N/m}^2\text{)}$

負担面積  $A = \text{外端太間隔} \times \text{セパレーター間隔}$   
 $= 0.30 \text{ m} \times 0.90 \text{ m}$   
 $= 0.27 \text{ m}^2$

引 張 力  $T = P \times A$   
 $= 1730 \text{ kg/m}^2 \times 0.27 \text{ m}^2$   
 $= 467.1 \text{ kg} < T_f = 1400 \text{ kg} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$   
 $(4590 \text{ N}) \quad (13800 \text{ N})$

# 水平力の照査

## 1. 設計条件

コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)

コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$

階高 3.500 m

躯体スパン 6.000 m × 7.500 m

スラブ厚 0.150 m

梁諸寸法	梁幅	梁成	梁長さ	本数
	0.400	× 0.800	× 5.250	× 2.0
	0.400	× 0.750	× 6.250	× 2.0
	0.300	× 0.500	× 2.850	× 1.0

## 2. 荷重計算

### (1) 鉛直荷重

固定荷重 床	$0.150\text{m} \times 6.000\text{m} \times 7.500\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$	= 16,200 kg
固定荷重 梁	$0.400\text{m} \times 0.800\text{m} \times 5.250\text{m} \times 2.0 \times 2400\text{kg/m}^3$	= 8,064 kg
固定荷重 梁	$0.400\text{m} \times 0.750\text{m} \times 6.250\text{m} \times 2.0 \times 2400\text{kg/m}^3$	= 9,000 kg
固定荷重 梁	$0.300\text{m} \times 0.500\text{m} \times 2.850\text{m} \times 1.0 \times 2400\text{kg/m}^3$	= 1,026 kg
型枠自重 床	$40\text{kg/m}^2 \times 6.000\text{m} \times 7.500\text{m}$	= 1,800 kg
積載荷重 床	$150\text{kg/m}^2 \times 6.000\text{m} \times 7.500\text{m}$	= 6,750 kg

---

合計	42,840 kg (421000 N)
----	-------------------------

### (2) 水平荷重

水平荷重として鉛直荷重の 5%を考える

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= \text{鉛直荷重} \times \text{係数} \\ &= 42,840 \text{ kg} \times 0.05 \\ &= 2,142 \text{ kg/スパン} \quad (21100 \text{ N/スパン}) \end{aligned}$$



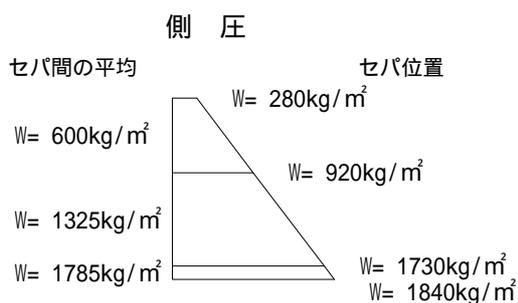
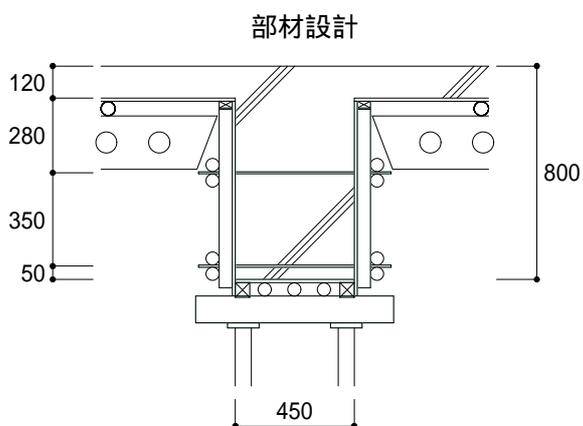
# 鋼製ばりを使用した床・梁型枠 強度計算書

## 1. 設計条件

階高 3.950 m  
 コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)  
 コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$   
 スラブ厚 120 mm  
 梁断面 450 mm × 800 mm (梁幅×梁成)  
 有効スパン 2.850 m

### 使用部材・検討結果

部位	使用部材	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	圧縮引張	ベージュ
床							
せき板	合板12mm 横使い		OK	OK	OK		32
根太	単管 48.6x2.3 (STK500)	40 cm	OK	OK	OK		33
鋼製ばり	ホリービーム AX25-32	40 cm	OK	OK			34
梁底							
せき板	合板12mm 縦使い		OK	OK	OK		36
根太中央	単管 48.6x2.4 (STK500)	11.3 cm	OK	OK	OK		37
根太端部	桟木 90x45 (松・梅)	11.3 cm	OK	OK	OK		38
大引	端太角 90x90 (松・梅類)	50 cm	OK	OK	OK		39
支柱	パイプサポート	45 cm				OK	40
梁側							
せき板	合板12mm 横使い		OK	OK	OK		41
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	30 cm	OK	OK	OK		42
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	35 cm	OK	OK	OK		43
セパレーター	2分5厘 7mm (NOS440)	60 cm				OK	44



## 2. 設計荷重

### ・固定荷重

$$\text{型枠自重} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 288 \text{ kg/m}^2 \text{ [ } 2400\text{kg/m}^3 \times 0.120\text{m} \text{ ]}$$

$$\text{合計} = 328 \text{ kg/m}^2$$

### ・積載荷重 = 150 kg/m<sup>2</sup>

$$\text{応力 計算用荷重} = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 478 \text{ kg/m}^2 \quad 480 \text{ kg/m}^2 \text{ にて設計を行う} \\ (4710 \text{ N/m}^2)$$

$$\text{たわみ計算用荷重} = \text{固定荷重} = 328 \text{ kg/m}^2 \quad 330 \text{ kg/m}^2 \text{ にて設計を行う} \\ (3240 \text{ N/m}^2)$$

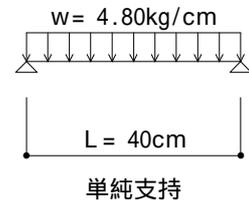
### 3. 床 せき板の検討

床のせき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

根太間隔を, 40cmとする ( L = 40cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面2次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7850N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 150 kg/cm <sup>2</sup> (14.8N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.883N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 480 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 480 \text{ kg/m} = 4.80 \text{ kg/cm} \quad (4.71 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{4.80 \times 40^2}{8} = 960.0 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (94200 \text{ N}\cdot\text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{960.0}{24.000} = 40.0 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(3.93 N/mm<sup>2</sup>)                      (14.8 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{4.80 \times 40}{2} = 96.0 \text{ kg} \quad (942 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 96.0}{120.000} = 1.2 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.118 N/mm<sup>2</sup>)                      (0.883 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 330 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 330 \text{ kg/m} = 3.30 \text{ kg/cm} \quad (3.24 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 3.30 \times 40^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.095 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.95 mm)                      (3.0 mm)

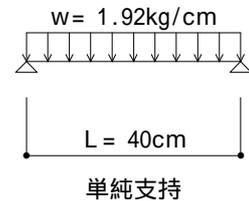
#### 4. 床 根太の検討

床の根太部材には 単管 48.6x2.3 (STK500) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

鋼製ばり間隔を, 40cmとする ( L = 40cm )

断面性能	断面積	A = 3.345 cm <sup>2</sup> (334.5mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 8.990 cm <sup>4</sup> (89900mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.690 cm <sup>3</sup> (3690mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 2400 kg/cm <sup>2</sup> (236N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 1350.0 kg/cm <sup>2</sup> (133N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



##### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{根太間隔}$$

$$= 480 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 192 \text{ kg/m} = 1.92 \text{ kg/cm} \quad (1.89 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{1.92 \times 40^2}{8} = 384.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (37700 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{384.0}{3.690} = 104.1 \text{ kg/cm}^2 < f b = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(10.3 N/mm<sup>2</sup>)                      (236 N/mm<sup>2</sup>)

##### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{1.92 \times 40}{2} = 38.4 \text{ kg} \quad (377 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 38.4}{3.345} = 23.0 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1350 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(2.26 N/mm<sup>2</sup>)                      (133 N/mm<sup>2</sup>)

##### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{根太間隔}$$

$$= 330 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 132 \text{ kg/m} = 1.32 \text{ kg/cm} \quad (1.3 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 1.32 \times 40^4}{384 \times 2100000 \times 8.990} = 0.002 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

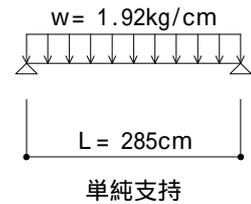
(0.02 mm)                      (3.0 mm)

## 5. 鋼製ばりの検討

鋼製ばり部材には ホリ－ビーム AX25-32 を使用する。  
応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う  
鋼製ばり長さを、285.0cmとする ( L = 285.0cm )

許容曲げモーメント  $M_a = 530 \text{ kg} \cdot \text{m}$  (5200 KN·mm)

許容せん断力  $Q_a = 720 \text{ kg}$  (7070 N)



### (1) 曲げモーメントの検討

$w$  = 応力計算用荷重 × 鋼製ばり間隔

$$= 480 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 192 \text{ kg/m} = 1.92 \text{ kg/cm} \quad (1.89 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{1.92 \times 285.0^2}{8} = 19494.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 194.9 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad (1920 \text{ N} \cdot \text{m})$$

許容値曲げモーメント( $M_a$ )と比較すると

$$M = 194.9 \text{ kg} \cdot \text{m} < M_a = 530 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(1920 N·m)                      (5200 N·m)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{1.92 \times 285.0}{2} = 273.6 \text{ kg} \quad (2690 \text{ N})$$

許容値せん断力( $Q_a$ )と比較すると

$$Q = 273.6 \text{ kg} < Q_a = 720 \text{ kg} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(2690 N)                      (7070 N)

## 6 . 梁底の設計荷重

### ・ 固定荷重

$$\text{型枠自重} = 18 \text{ kg/m [ } 40\text{kg/m}^2 \times 0.450\text{m ]}$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 864 \text{ kg/m [ } 2400\text{kg/m}^3 \times 0.800\text{m} \times 0.450\text{m ]}$$

$$\text{合 計} \quad 882 \text{ kg/m}$$

### ・ 積載荷重 = 68 kg/m [ 150kg/m<sup>2</sup> × 0.450m ]

$$\text{応力 計算用荷重} = ( \text{固定荷重} + \text{積載荷重} ) / \text{梁幅}$$

$$= 950 \text{ kg/m} / 0.450 \text{ m} = 2111 \text{ kg/m}^2 \quad 2120 \text{ kg/m}^2 \text{ にて設計を行う}$$

(20800 N/m<sup>2</sup>)

$$\text{たわみ計算用荷重} = \text{固定荷重} / \text{梁幅}$$

$$= 882 \text{ kg/m} / 0.450 \text{ m} = 1960 \text{ kg/m}^2 \quad (19300 \text{ N/m}^2)$$

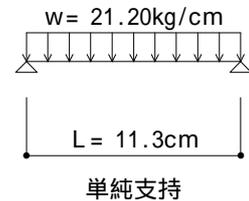
## 7. 梁底 せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 縦使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

根太間隔を, 11.3cmとする ( L = 11.3cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 40000 kg/cm <sup>2</sup> (3930N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 75 kg/cm <sup>2</sup> (7.36N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.883N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 2120 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 2120 \text{ kg/m} = 21.20 \text{ kg/cm} \quad (20.8 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{21.20 \times 11.3^2}{8} = 338.4 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (33200 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{338.4}{24.000} = 14.1 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 75 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(1.39 N/mm<sup>2</sup>)                      (7.36 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{21.20 \times 11.3}{2} = 119.8 \text{ kg} \quad (1180 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 119.8}{120.000} = 1.5 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.148 N/mm<sup>2</sup>)                      (0.883 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 1960 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 1960 \text{ kg/m} = 19.60 \text{ kg/cm} \quad (19.3 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 19.60 \times 11.3^4}{384 \times 40000 \times 14.400} = 0.007 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.07 mm)                      (3.0 mm)

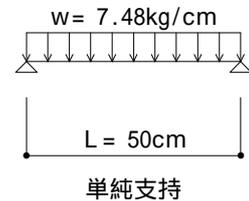
## 8. 梁底 根太の検討

根太端部材には 桧木 90x45 (松・梅) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

大引間隔を, 50cmとする ( L = 50cm )

断面性能	断面積	$A_1 = 40.500 \text{ cm}^2$ (4050mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I_1 = 68.344 \text{ cm}^4$ (683440mm <sup>4</sup> )
	断面係数	$Z_1 = 30.375 \text{ cm}^3$ (30375mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E_1 = 70000 \text{ kg/cm}^2$ (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	$\gamma_1 = 1.5$
	許容曲げ応力度	$f_{b1} = 105 \text{ kg/cm}^2$ (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	$f_{s1} = 15.0 \text{ kg/cm}^2$ (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	$f_1 = 0.30 \text{ cm}$ (3.0mm)



根太中間部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する

断面性能	断面積	$A_2 = 3.483 \text{ cm}^2$ (348.3mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I_2 = 9.320 \text{ cm}^4$ (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	$Z_2 = 3.830 \text{ cm}^3$ (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E_2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	$\gamma_2 = 2.0$
	許容曲げ応力度	$f_{b2} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (236N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	$f_{s2} = 1350.0 \text{ kg/cm}^2$ (133N/mm <sup>2</sup> )

根太中間部材 1 本が負担する梁底幅は、

$$L_1 = \frac{\text{梁幅} \cdot E_2 \cdot I_2}{2 \cdot E_1 \cdot I_1 + 3 \cdot E_2 \cdot I_2} = \frac{45 \times 2100000 \times 9.320}{2 \times 70000 \times 68.344 + 3 \times 2100000 \times 9.320} = 12.9 \text{ cm}$$

### 根太中間部材の検討

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{負担幅} \\ = 2120 \text{ kg/m}^2 \times 0.129 \text{ m} = 273 \text{ kg/m} = 2.73 \text{ kg/cm} \quad (2.68 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{2.73 \times 50^2}{8} = 853.1 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (83700 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{853.1}{3.830} = 222.7 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O K}}$$

(21.9 N/mm<sup>2</sup>)                      (236 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{2.73 \times 50}{2} = 68.3 \text{ kg} \quad (671 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 68.3}{3.483} = 39.2 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 1350 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O K}}$$

(3.85 N/mm<sup>2</sup>)                      (133 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{負担幅} \\ = 1960 \text{ kg/m}^2 \times 0.129 \text{ m} = 253 \text{ kg/m} = 2.53 \text{ kg/cm} \quad (2.49 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 2.53 \times 50^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.011 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{O K}}$$

(0.11 mm)                      (3.0 mm)

## 根太端部材の検討

根太端部材 1 本が負担する梁底幅は、

$$L_2 = (\text{梁幅} - \text{根太中間部材 1 本が負担する梁底幅} \times \text{根太中間部本数}) \div 2 \\ = (45\text{cm} - 12.9\text{cm} \times 3) \div 2 = 3.2 \text{ cm} = 0.032 \text{ m}$$

根太端部の設計荷重 ( 梁とスラブの荷重を負担する )

・ 固定荷重

$$\begin{aligned} \text{型枠自重 ( 梁 )} &= 1 \text{ kg/m [ } 40\text{kg/m}^2 \times 0.032\text{m } ] \\ \text{型枠自重 ( スラブ )} &= 57 \text{ kg/m [ } 40\text{kg/m}^2 \times ( 2.850\text{m} / 2 ) ] \\ \text{鉄筋コンクリート ( 梁 )} &= 61 \text{ kg/m [ } 0.800\text{m} \times 0.032\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 ] \\ \text{鉄筋コンクリート ( スラブ )} &= 410 \text{ kg/m [ } 0.120\text{m} \times ( 2.850\text{m} / 2 ) \times 2400\text{kg/m}^3 ] \\ \hline \text{合 計} &= 529 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

・ 積載荷重 = 219 kg/m [ 150kg/m<sup>2</sup> × ( 2.850m / 2 + 0.032m ) ]

$$\text{応力 計算用荷重} = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 748 \text{ kg/m (7340 N/m)}$$

$$\text{たわみ計算用荷重} = \text{固定荷重} = 529 \text{ kg/m (5190 N/m)}$$

(1) 曲げモーメントの検討

$$w = 748 \text{ kg/m} = 7.48 \text{ kg/cm (7.34 N/mm)}$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{7.48 \times 50^2}{8} = 2337.5 \text{ kg}\cdot\text{cm (230000 N}\cdot\text{mm)}$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{2337.5}{30.375} = 77.0 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (7.56 \text{ N/mm}^2) \quad (10.3 \text{ N/mm}^2)$$

(2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{7.48 \times 50}{2} = 187.0 \text{ kg (1840 N)}$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 187.0}{40.500} = 6.9 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (0.677 \text{ N/mm}^2) \quad (1.48 \text{ N/mm}^2)$$

(3) たわみの検討

$$w = 529 \text{ kg/m} = 5.29 \text{ kg/cm (5.19 N/mm)}$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 \cdot E \cdot I_1} = \frac{5 \times 5.29 \times 50^4}{384 \times 70000 \times 68.344} = 0.090 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (0.90 \text{ mm}) \quad (3.0 \text{ mm})$$

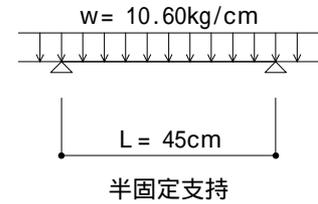
## 9. 梁底 大引の検討

大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行なう

支柱間隔を, 45.0cmとする ( L = 45.0cm )

断面性能	断面積	A = 81.000 cm <sup>2</sup> (8100mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 546.750 cm <sup>4</sup> (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 121.500 cm <sup>3</sup> (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 70000 kg/cm <sup>2</sup> (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 105 kg/cm <sup>2</sup> (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 15.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{大引間隔}$$

$$= 2120 \text{ kg/m}^2 \times 0.50\text{m} = 1060.0 \text{ kg/m} = 10.60 \text{ kg/cm} \quad (10.4 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{10} = \frac{10.60 \times 45.0^2}{10} = 2146.5 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (211000 \text{ N}\cdot\text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{2146.5}{121.500} = 17.7 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(1.74 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 10.60 \times 45.0}{4} = 357.8 \text{ kg} \quad (3510 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 357.8}{81.000} = 6.6 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.648 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{大引間隔}$$

$$= 1960 \text{ kg/m}^2 \times 0.50\text{m} = 980.0 \text{ kg/m} = 9.80 \text{ kg/cm} \quad (9.62 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 9.80 \times 45.0^4}{384 \times 70000 \times 546.750}$$

$$= 0.008 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.08 mm)                      (3.0 mm)

## 10. 梁底 支柱の検討

支柱部材にはパイプサポートを使用する。

高さ 2 m 以内毎に直角 2 方向の水平つなぎをとる

支柱の許容支持力  $N_f = 2000 \text{ kg/本}$

鉛直荷重 ( 1 m あたり )

型枠自重 ( 梁 )	=	9 kg/m	[ $40\text{kg/m}^2 \times ( 0.450\text{m} / 2 )$ ]
型枠自重 ( スラブ )	=	57 kg/m	[ $40\text{kg/m}^2 \times 2.850\text{m} / 2$ ]
鉄筋コンクリート ( 梁 )	=	432 kg/m	[ $( 0.450\text{m} / 2 ) \times 0.800\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$ ]
鉄筋コンクリート ( スラブ )	=	410 kg/m	[ $0.120\text{m} \times 2.850\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 / 2$ ]
積載荷重 ( 梁 )	=	34 kg/m	[ $150\text{kg/m}^2 \times ( 0.450\text{m} / 2 )$ ]
積載荷重 ( スラブ )	=	214 kg/m	[ $150\text{kg/m}^2 \times 2.850\text{m} / 2$ ]
合計		1156 kg/m	( 11400 N/m )

サポート 1 本が負担する荷重

$$\begin{aligned} N &= \text{鉛直荷重} \times \text{大引間隔} \\ &= 1156 \text{ kg/m} \times 0.50 \text{ m} \\ &= 578.0 \text{ kg} < N_f = 2000 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (5680 \text{ N}) \qquad \quad (19700 \text{ N}) \end{aligned}$$

## 11. 梁側 せき板の検討

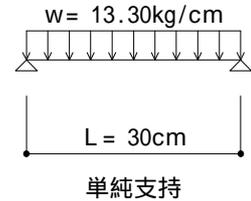
せき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

せき板の応力検討は 一段目と二段目のセパレーター位置の平均値にて行なう

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

内端太間隔を, 30cmとする ( L = 30cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7850N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 200 kg/cm <sup>2</sup> (19.7N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 12.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.18N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\text{荷重} \quad \text{セパレーター間の平均} = \frac{1730 + 920}{2} = 1325 \text{ kg/m}^2 \quad 1330 \text{ kg/m}^2 \text{ にて設計する}$$

$$w = 1330 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 1330 \text{ kg/m} = 13.30 \text{ kg/cm} \quad (13.1 \text{ N/mm})$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{13.30 \times 30^2}{8} = 1496.3 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (147000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$\text{細長比} = \frac{L k}{i} = \frac{30}{0.35} = 0.0$$

$$\text{細長比} = 0.0 \quad 100 \text{ より}$$

$$\text{許容座屈応力度 } f_k = f_c(1 - 0.007 \quad )$$

$$= 271 \times (1 - 0.007 \times 0.0) = 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{N}{A \cdot f_k} + \frac{M}{Z \cdot f_b} = \frac{274}{120.000 \times 0.0} + \frac{1496.3}{24.000 \times 200}$$

$$= 0.00 + 0.00 = 0.00 < 1 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{13.30 \times 30}{2} = 199.5 \text{ kg} \quad (1960 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 199.5}{120.000} = 2.5 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.246 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.18 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 13.30 \times 30^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.122 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(1.22 mm)                      (3.0 mm)

## 1.2 . 梁側 内端太の検討

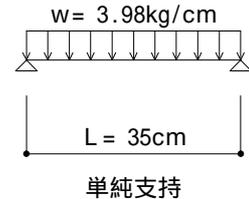
内端太部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する。

内端太の応力検討は 一段目と二段目のセパレーター位置の平均値にて行なう

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

外端太間隔を, 35cmとする ( L = 35cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)
	断面 2 次半径	i = 1.64 cm (16.4mm)
	座屈長さ	L k = 35 cm



鋼製ばりからの軸力 N = 274 kg ( 鋼製ばり検討時のせん断力 )

$$\text{荷重 セパレーター間の平均} = \frac{1730 + 920}{2} = 1325 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1325 \text{ kg/m}^2 \times \text{内端太間隔} \\ = 1325 \text{ kg/m}^2 \times 0.30 \text{ m} = 398 \text{ kg/m} = 3.98 \text{ kg/cm} \quad (3.91 \text{ N/mm})$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{3.98 \times 35^2}{8} = 609.4 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (59800 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$\text{細長比} = \frac{L k}{i} = \frac{35}{1.64} = 21.3$$

鋼材の長期許容座屈応力度 f k は、日本建築学会；鋼構造計算規準付表 1.7 より

許容座屈応力度 f k = 2120 kg/cm<sup>2</sup>

$$\frac{N}{A \cdot f k} + \frac{M}{Z \cdot f b} = \frac{274}{3.483 \times 2120} + \frac{609.4}{3.830 \times 3000} \\ = 0.04 + 0.05 = 0.09 < 1 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{3.98 \times 35}{2} = 69.7 \text{ kg} \quad (684 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 69.7}{3.483} = 40.0 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (3.93 \text{ N/mm}^2) \quad (162 \text{ N/mm}^2)$$

### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 3.98 \times 35^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.004 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (0.04 \text{ mm}) \quad (3.0 \text{ mm})$$

### 13. 梁側 外端太の検討

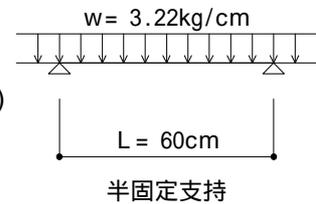
外端太部材には 単管 48.6x2.4 ダブル (STK500) を使用する。

外端太の応力検討は 梁底より二段目のセパレーター位置にて行なう

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行なう

セパレーター間隔を, 60cmとする ( L = 60cm )

断面性能	断面積	A = 6.960 cm <sup>2</sup> (696mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 18.640 cm <sup>4</sup> (186400mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 7.660 cm <sup>3</sup> (7660mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= \text{設計荷重} \times \text{外端太間隔} \\ &= 920 \text{ kg/m}^2 \times 0.35 \text{ m} = 322 \text{ kg/m} = 3.22 \text{ kg/cm} \quad (3.16 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{10} = \frac{3.22 \times 60^2}{10} = 1159.2 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (114000 \text{ N} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{1159.2}{7.660} = 151.3 \text{ kg/cm}^2 < f b = 3000 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (14.9 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (295 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 3.22 \times 60}{4} = 144.9 \text{ kg} \quad (1430 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 144.9}{6.960} = 41.6 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (4.09 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (162 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 3.22 \times 60^4}{384 \times 2100000 \times 18.640} = 0.008 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}} \\ &\quad (0.08 \text{ mm}) \quad \quad \quad (3.0 \text{ mm}) \end{aligned}$$

#### 14 . 梁側 セパレーターの検討

セパレーターには 2分5厘 7mm (NOS440) を使用する。  
セパレーターの許容引張力  $T_f = 1400 \text{ kg/本}$

側 圧  $P = 1730 \text{ kg/m}^2 \text{ (17000 N/m}^2\text{)}$

負担面積  $A = \text{外端太間隔} \times \text{セパレーター間隔}$   
 $= 0.35 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$   
 $= 0.21 \text{ m}^2$

引 張 力  $T = P \times A$   
 $= 1730 \text{ kg/m}^2 \times 0.21 \text{ m}^2$   
 $= 363.3 \text{ kg} < T_f = 1400 \text{ kg} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$   
 $(3570 \text{ N}) \qquad (13800 \text{ N})$

# フラットデッキを使用した床・梁・壁型枠 強度計算書

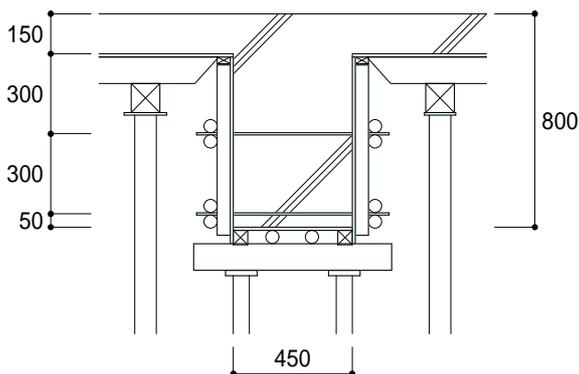
## 1. 設計条件

階高 3.500 m  
 コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)  
 コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$   
 スラブ厚 150 mm  
 梁断面 450 mm × 800 mm (梁幅×梁成)  
 フラットデッキスパン 2.800 m  
 スパン内に中間支柱を 1 列設ける

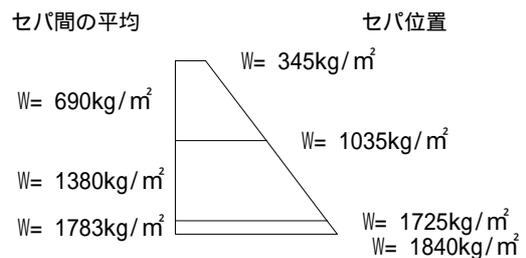
### 使用部材・検討結果

部位	使用部材	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	圧縮引張 $\sigma_c$
床						
フラットデッキ	フラットデッキ(板厚0.8mm)		OK		OK	OK 47
大引	端太角 90x90 (松・梅類)	1 列	OK	OK	OK	48
中間支柱	H <sup>1</sup> イ <sup>1</sup> サ <sup>1</sup> ト	100 cm				OK 49
梁底						
せき板	合板12mm 縦使い		OK	OK	OK	51
根太中央	単管 48.6x2.4 (STK500)	15.0 cm	OK	OK	OK	52
根太端部	栈木 90x45 (松・梅類)	15.0 cm	OK	OK	OK	53
大引	端太角 90x90 (松・梅類)	50 cm	OK	OK	OK	54
支柱	H <sup>1</sup> イ <sup>1</sup> サ <sup>1</sup> ト	45 cm				OK 55
梁側						
せき板	合板12mm 横使い		OK	OK	OK	56
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	30 cm	OK	OK	OK	57
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	30 cm	OK	OK	OK	58
セパレーター	2分5厘 7mm (NOS440)	100 cm				OK 59
壁受け						
せき板	合板12mm 縦使い		OK	OK	OK	61
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	20 cm	OK	OK	OK	62
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	50 cm	OK	OK	OK	63
セパレーター	2分5厘 7mm (NOS440)	60 cm				OK 64

部材設計



側圧



## 2. 設計荷重

### ・固定荷重

$$\text{床自重} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 360 \text{ kg/m}^2 \text{ [ } 2400\text{kg/m}^3 \times 0.150\text{m} \text{ ]}$$

$$\text{合計} = 380 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{・積載荷重} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{応力 計算用荷重} = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 530 \text{ kg/m}^2 \text{ (5200 N/m}^2\text{)}$$

$$\text{たわみ計算用荷重} = \text{固定荷重} = 380 \text{ kg/m}^2 \text{ (3730 N/m}^2\text{)}$$

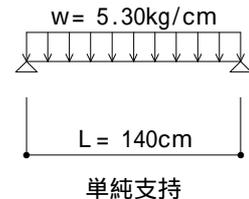
### 3. フラットデッキの検討

フラットデッキ部材には フラットデッキ(板厚0.8mm) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

有効スパン長を, 140cmとする (  $L = 280 / 2 = 140\text{cm}$  )

断面性能	断面 2 次モーメント	$I = 120.000 \text{ cm}^4$ (1200000mm <sup>4</sup> )
( 1 m 幅当り)	断面係数	$Z = 18.700 \text{ cm}^3$ (18700mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ応力度	$f b = 2100 \text{ kg/cm}^2$ (207N/mm <sup>2</sup> )
	たわみ算定用係数	$C = 1.6$
	許容支圧荷重	1000 kg/m (9810N/m)
	許容たわみ量	$f = \frac{L}{180} + 0.5$
		$= \frac{140}{180} + 0.5$
		$= 1.28 \text{ cm}$ (12.8mm)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= \text{設計荷重} \times 1.0 \text{ m} \\ &= 530 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 530 \text{ kg/m} = 5.30 \text{ kg/cm} \quad (5.2 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{8} = \frac{5.30 \times 140^2}{8} = 12985.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (1280000 \text{ N} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{12985.0}{18.700} = 694.4 \text{ kg/cm}^2 < f b = 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (68.2 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (207 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (2) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{5w L^4}{384 E I} \times C = \frac{5 \times 5.30 \times 140^4}{384 \times 2100000 \times 120.000} \times 1.6 \\ &= 0.170 \text{ cm} < f = 1.28 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (1.70 \text{ mm}) \quad \quad \quad (12.8 \text{ mm}) \end{aligned}$$

#### (3) リブ部分の支圧荷重の検討

$$\begin{aligned} \text{支圧荷重} &= \text{設計荷重} \times \text{有効スパン長} \\ &= 530 \text{ kg/m}^2 \times 1.40 \text{ m} \\ &= 742.0 \text{ kg/m} < \text{許容支圧荷重} = 1000 \text{ kg/m} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (7280 \text{ N/m}) \quad \quad \quad (9810 \text{ N/m}) \end{aligned}$$

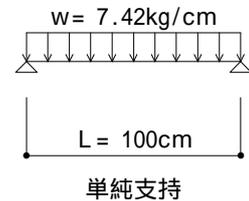
#### 4. 中間支柱上 大引の検討

中間支柱上の大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

中間支柱間隔を, 100cmとする ( L = 100cm )

断面性能	断面積	A = 81.000 cm <sup>2</sup> (8100mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 546.750 cm <sup>4</sup> (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 121.500 cm <sup>3</sup> (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 70000 kg/cm <sup>2</sup> (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 105 kg/cm <sup>2</sup> (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 15.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



##### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{有効スパン長}$$

$$= 530 \text{ kg/m}^2 \times 1.40 \text{ m} = 742 \text{ kg/m} = 7.42 \text{ kg/cm} \quad (7.28 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{7.42 \times 100^2}{8} = 9275.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (909999.9 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{9275.0}{121.500} = 76.3 \text{ kg/cm}^2 < f b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(7.49 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

##### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{7.42 \times 100}{2} = 371.0 \text{ kg} \quad (3640 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 371.0}{81.000} = 6.9 \text{ kg/cm}^2 < f s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.677 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

##### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{有効スパン長}$$

$$= 380 \text{ kg/m}^2 \times 1.40 \text{ m} = 532 \text{ kg/m} = 5.32 \text{ kg/cm} \quad (5.22 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 5.32 \times 100^4}{384 \times 70000 \times 546.750} = 0.181 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(1.81 mm)                      (3.0 mm)

## 5 . 中間支柱の検討

中間支柱部材には H<sup>1</sup> I<sup>1</sup> 材<sup>1</sup> -ト を使用する  
高さ 2 m 以内毎に直角 2 方向の水平つなぎをとる  
支柱の許容支持力 Nf = 2000 kg/本

鉛直荷重  $W = 530 \text{ kg/m}^2 \quad (5200 \text{ N/m}^2)$

負担面積  $A = \text{有効スパン長} \times \text{支柱間隔}$   
 $= ( 2.800\text{m} / 2 ) \times 1.00 \text{ m}$   
 $= 1.40 \text{ m}^2$

圧縮力  $N = W \times A$   
 $= 530 \text{ kg/m}^2 \times 1.40 \text{ m}^2$   
 $= 742.0 \text{ kg} < Nf = 2000 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}}$   
 $(7280 \text{ N}) \qquad (19700 \text{ N})$

## 6 . 梁底の設計荷重

### ・固定荷重

$$\text{型枠自重} = 18 \text{ kg/m } [ 40\text{kg/m}^2 \times 0.450\text{m} ]$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 864 \text{ kg/m } [ 2400\text{kg/m}^3 \times 0.800\text{m} \times 0.450\text{m} ]$$

$$\text{合 計} \quad 882 \text{ kg/m}$$

$$\text{・積載荷重} = 68 \text{ kg/m } [ 150\text{kg/m}^2 \times 0.450\text{m} ]$$

$$\text{応力 計算用荷重} = ( \text{固定荷重} + \text{積載荷重} ) / \text{梁幅}$$

$$= 950 \text{ kg/m} / 0.450 \text{ m} = 2111 \text{ kg/m}^2 \quad 2120 \text{ kg/m}^2 \text{ にて設計を行う} \\ (20800 \text{ N/m}^2)$$

$$\text{たわみ計算用荷重} = \text{固定荷重} / \text{梁幅}$$

$$= 882 \text{ kg/m} / 0.450 \text{ m} = 1960 \text{ kg/m}^2 \quad (19300 \text{ N/m}^2)$$

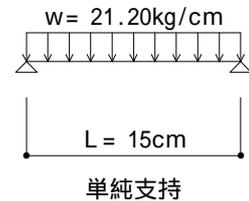
## 7. 梁底 せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 縦使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

根太間隔を, 15.0cmとする ( L = 15.0cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 40000 kg/cm <sup>2</sup> (3930N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 75 kg/cm <sup>2</sup> (7.36N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.883N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 2120 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 2120 \text{ kg/m} = 21.20 \text{ kg/cm} \quad (20.8 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{21.20 \times 15^2}{8} = 596.3 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (58500 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{596.3}{24.000} = 24.8 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 75 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(2.44 N/mm<sup>2</sup>)                      (7.36 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{21.20 \times 15}{2} = 159.0 \text{ kg} \quad (1560 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 159.0}{120.000} = 2.0 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.197 N/mm<sup>2</sup>)                      (0.883 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 1960 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 1960 \text{ kg/m} = 19.60 \text{ kg/cm} \quad (19.3 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 19.60 \times 15^4}{384 \times 40000 \times 14.400} = 0.022 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.22 mm)                      (3.0 mm)

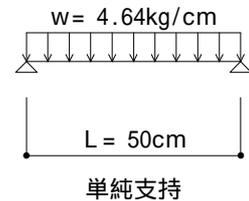
## 8. 梁底 根太の検討

根太端部材には 桟木 90x45 (松・梅) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

大引間隔を, 50cmとする ( L = 50cm )

断面性能	断面積	$A_1 = 40.500 \text{ cm}^2$ (4050mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I_1 = 68.344 \text{ cm}^4$ (683440mm <sup>4</sup> )
	断面係数	$Z_1 = 30.375 \text{ cm}^3$ (30375mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E_1 = 70000 \text{ kg/cm}^2$ (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	$\gamma_1 = 1.5$
	許容曲げ応力度	$f_{b1} = 105 \text{ kg/cm}^2$ (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	$f_{s1} = 15.0 \text{ kg/cm}^2$ (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	$f_1 = 0.30 \text{ cm}$ (3.0mm)



根太中間部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する

断面性能	断面積	$A_2 = 3.483 \text{ cm}^2$ (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I_2 = 9.320 \text{ cm}^4$ (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	$Z_2 = 3.830 \text{ cm}^3$ (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E_2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	$\gamma_2 = 2.0$
	許容曲げ応力度	$f_{b2} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (236N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	$f_{s2} = 1350.0 \text{ kg/cm}^2$ (133N/mm <sup>2</sup> )

根太中間部材 1 本が負担する梁底幅は、

$$L_1 = \frac{\text{梁幅} \cdot E_2 \cdot I_2}{2 \cdot E_1 \cdot I_1 + 2 \cdot E_2 \cdot I_2} = \frac{45 \times 2100000 \times 9.320}{2 \times 70000 \times 68.344 + 2 \times 2100000 \times 9.320} = 18.1 \text{ cm}$$

### 根太中間部材の検討

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{負担幅} \\ = 2120 \text{ kg/m}^2 \times 0.181 \text{ m} = 384 \text{ kg/m} = 3.84 \text{ kg/cm} \quad (3.77 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{3.84 \times 50^2}{8} = 1200.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (118000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1200.0}{3.830} = 313.3 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O K}} \\ (30.8 \text{ N/mm}^2) \quad (236 \text{ N/mm}^2)$$

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{3.84 \times 50}{2} = 96.0 \text{ kg} \quad (942 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 96.0}{3.483} = 55.1 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 1350 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{O K}} \\ (5.41 \text{ N/mm}^2) \quad (133 \text{ N/mm}^2)$$

#### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{負担幅} \\ = 1960 \text{ kg/m}^2 \times 0.181 \text{ m} = 355 \text{ kg/m} = 3.55 \text{ kg/cm} \quad (3.49 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5w L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 3.55 \times 50^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.015 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{O K}} \\ (0.15 \text{ mm}) \quad (3.0 \text{ mm})$$

## 根太端部材の検討

根太端部材 1 本が負担する梁底幅は、

$$L_2 = (\text{梁幅} - \text{根太中間部材 1 本が負担する梁底幅} \times \text{根太中間部本数}) \div 2 \\ = (45\text{cm} - 18.1\text{cm} \times 2) \div 2 = 4.4 \text{ cm} = 0.044 \text{ m}$$

根太端部の設計荷重 ( 梁とフラット・ツスガの荷重を負担する )

・固定荷重

型枠自重 ( 梁 )	=	2 kg/m	[ 40kg/m <sup>2</sup> × 0.044m ]
テラス自重 ( スラブ )	=	14 kg/m	[ 20kg/m <sup>2</sup> × ( 2.800m / 4 ) ]
鉄筋コンクリート ( 梁 )	=	84 kg/m	[ 0.800m × 0.044m × 2400kg/m <sup>3</sup> ]
鉄筋コンクリート ( スラブ )	=	252 kg/m	[ 0.150m × ( 2.800m / 4 ) × 2400kg/m <sup>3</sup> ]
合計		352 kg/m	

・積載荷重 = 112 kg/m [ 150kg/m<sup>2</sup> × ( 2.800m / 4 + 0.044m ) ]

応力 計算用荷重 = 固定荷重 + 積載荷重 = 464 kg/m ( 4560 N/m )

たわみ計算用荷重 = 固定荷重 = 352 kg/m ( 3460 N/m )

### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = 464 \text{ kg/m} = 4.64 \text{ kg/cm}$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{4.64 \times 50^2}{8} = 1450.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (143000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1450.0}{30.375} = 47.7 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (4.68 \text{ N/mm}^2) \quad (10.3 \text{ N/mm}^2)$$

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{4.64 \times 50}{2} = 116.0 \text{ kg} \quad (1140 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 116.0}{40.500} = 4.3 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (0.422 \text{ N/mm}^2) \quad (1.48 \text{ N/mm}^2)$$

### (3) たわみの検討

$$w = 352 \text{ kg/m} = 3.52 \text{ kg/cm} \quad (3.46 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5w L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 3.52 \times 50^4}{384 \times 70000 \times 68.344} = 0.060 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ (0.60 \text{ mm}) \quad (3.0 \text{ mm})$$

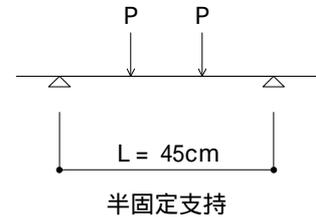
## 9. 梁底 大引の検討

大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は半固定支持(集中荷重)にて行なう

支柱間隔を, 45.0cmとする ( L = 45.0cm )

断面性能	断面積	A = 81.000 cm <sup>2</sup> (8100mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 546.750 cm <sup>4</sup> (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 121.500 cm <sup>3</sup> (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 70000 kg/cm <sup>2</sup> (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 105 kg/cm <sup>2</sup> (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 15.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



### (1) 曲げモーメントの検討

$$P = \text{応力計算用荷重} \times \text{大引間隔} \times \text{中央部根太の負担幅}$$

$$= 2120 \text{ kg/m}^2 \times 0.50\text{m} \times 0.181\text{m} = 191.9 \text{ kg} \quad (1890 \text{ N})$$

$$M = \frac{2 P L}{9} = \frac{2 \times 191.9 \times 45.0}{9} = 1919.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (189000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1919.0}{121.500} = 15.8 \text{ kg/cm}^2 < f b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(1.55 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = P = 191.9 = 191.9 \text{ kg} \quad (1890 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 191.9}{81.000} = 3.6 \text{ kg/cm}^2 < f s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.354 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$P = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{大引間隔} \times \text{中央部根太の負担幅}$$

$$= 1960 \text{ kg/m}^2 \times 0.50\text{m} \times 0.181\text{m} = 177.4 \text{ kg} \quad (1750 \text{ N})$$

$$= \frac{7 P L^3}{324 E I} = \frac{7 \times 177.4 \times 45.0^3}{324 \times 70000 \times 546.750}$$

$$= 0.009 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.09 mm)                      (3.0 mm)

## 10 . 梁底 支柱の検討

支柱部材にはパイプサポートを使用する。

高さ 2 m 以内毎に直角 2 方向の水平つなぎをとる

支柱の許容支持力  $N_f = 2000 \text{ kg/本}$

鉛直荷重 ( 1 m あたり )

型枠自重 ( 梁 )	=	9 kg/m	[ $40\text{kg/m}^2 \times ( 0.450\text{m} / 2 )$ ]
デッキ自重 ( スラブ )	=	14 kg/m	[ $20\text{kg/m}^2 \times ( 2.800\text{m} / 2 ) / 2$ ]
鉄筋コンクリート ( 梁 )	=	432 kg/m	[ $( 0.450\text{m} / 2 ) \times 0.800\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$ ]
鉄筋コンクリート ( スラブ )	=	252 kg/m	[ $0.150\text{m} \times ( 2.800\text{m} / 2 ) \times 2400\text{kg/m}^3 / 2$ ]
積載荷重 ( 梁 )	=	34 kg/m	[ $150\text{kg/m}^2 \times ( 0.450\text{m} / 2 )$ ]
積載荷重 ( スラブ )	=	105 kg/m	[ $150\text{kg/m}^2 \times ( 2.800\text{m} / 2 ) / 2$ ]
合計		846 kg/m	( 8300 N/m )

サポート 1 本が負担する荷重

$$\begin{aligned} N &= \text{鉛直荷重} \times \text{大引間隔} \\ &= 846 \text{ kg/m} \times 0.50 \text{ m} \\ &= 423.0 \text{ kg} < N_f = 2000 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (4150 \text{ N}) \qquad \quad (19700 \text{ N}) \end{aligned}$$

## 1.1. 梁側 せき板の検討

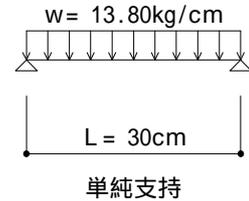
せき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

せき板の応力検討は 一段目と二段目のセパレーター位置の平均値にて行なう

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

内端太間隔を, 30cmとする ( L = 30 cm)

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7850N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 200 kg/cm <sup>2</sup> (19.7N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 12.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.18N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\text{荷重} \quad \text{セパレーター間の平均} = \frac{1725 + 1035}{2} = 1380 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1380 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 1380 \text{ kg/m} = 13.80 \text{ kg/cm} \quad (13.6 \text{ N/mm})$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{13.80 \times 30^2}{8} = 1552.5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (153000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1552.5}{24.000} = 64.7 \text{ kg/cm}^2 < f b = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(6.35 N/mm<sup>2</sup>)                      (19.7 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{13.80 \times 30}{2} = 207.0 \text{ kg} \quad (2040 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 207.0}{120.000} = 2.6 \text{ kg/cm}^2 < f s = 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.256 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.18 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 13.80 \times 30^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.126 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(1.26 mm)                      (3.0 mm)

## 1.2 . 梁側 内端太の検討

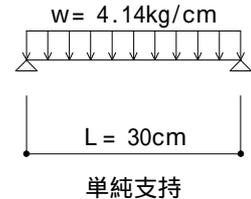
内端太部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する。

内端太の応力検討は 一段目と二段目のセパレーター位置の平均値にて行なう

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

外端太間隔を, 30cmとする ( L = 30cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)
	断面 2 次半径	i = 1.64 cm (16.4mm)
	座屈長さ	L <sub>k</sub> = 30 cm



ワッペ ックからの軸力 N = 設計荷重 × 内端太間隔 × 有効スパン

$$= 530 \text{ kg/m}^2 \times 0.300 \text{ m} \times ( 2.800 \text{ m} / 4 ) = 111 \text{ kg} \quad (1100 \text{ N})$$

$$\text{荷重 セパレーター間の平均} = \frac{1725 + 1035}{2} = 1380 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 1380 \text{ kg/m}^2 \times \text{内端太間隔}$$

$$= 1380 \text{ kg/m}^2 \times 0.30 \text{ m} = 414 \text{ kg/m} = 4.14 \text{ kg/cm} \quad (4.07 \text{ N/mm})$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{4.14 \times 30^2}{8} = 465.8 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (45700 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$\text{細長比} = \frac{L_k}{i} = \frac{30}{1.64} = 18.3$$

鋼材の長期許容座屈応力度 f<sub>k</sub> は、日本建築学会；鋼構造計算規準付表 1.7 より

許容座屈応力度 f<sub>k</sub> = 2140 kg/cm<sup>2</sup>

$$\frac{N}{A \cdot f_k} + \frac{M}{Z \cdot f_b} = \frac{111}{3.483 \times 2140} + \frac{465.8}{3.830 \times 3000}$$

$$= 0.02 + 0.04 = 0.06 < 1 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{4.14 \times 30}{2} = 62.1 \text{ kg} \quad (610 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 62.1}{3.483} = 35.7 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

$$(3.51 \text{ N/mm}^2) \quad (162 \text{ N/mm}^2)$$

### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 4.14 \times 30^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.002 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

$$(0.02 \text{ mm}) \quad (3.0 \text{ mm})$$

### 13. 梁側 外端太の検討

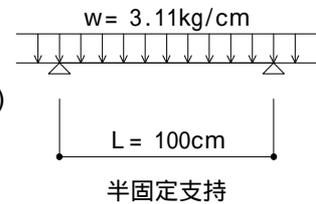
外端太部材には 単管 48.6x2.4 ダブル (STK500) を使用する。

外端太の応力検討は 梁底より二段目のセパレーター位置にて行なう

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行なう

セパレーター間隔を, 100cmとする ( L = 100cm )

断面性能	断面積	A = 6.960 cm <sup>2</sup> (696mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2次モーメント	I = 18.640 cm <sup>4</sup> (186400mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 7.660 cm <sup>3</sup> (7660mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= \text{設計荷重} \times \text{外端太間隔} \\ &= 1035 \text{ kg/m}^2 \times 0.30 \text{ m} = 311 \text{ kg/m} = 3.11 \text{ kg/cm} \quad (3.06 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{10} = \frac{3.11 \times 100^2}{10} = 3110.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (306000 \text{ N} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{3110.0}{7.660} = 406.0 \text{ kg/cm}^2 < f b = 3000 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ &\quad (39.9 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (295 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 3.11 \times 100}{4} = 233.3 \text{ kg} \quad (2290 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 233.3}{6.960} = 67.0 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ &\quad (6.58 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (162 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 3.11 \times 100^4}{384 \times 2100000 \times 18.640} = 0.062 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ &\quad (0.62 \text{ mm}) \quad \quad \quad (3.0 \text{ mm}) \end{aligned}$$

#### 14 . 梁側 セパレーターの検討

セパレーターには 2分5厘 7mm (NOS440) を使用する。  
セパレーターの許容引張力  $T_f = 1400 \text{ kg/本}$

側 圧  $P = 1725 \text{ kg/m}^2 \text{ (17000 N/m}^2\text{)}$

負担面積  $A = \text{外端太間隔} \times \text{セパレーター間隔}$   
 $= 0.30 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$   
 $= 0.30 \text{ m}^2$

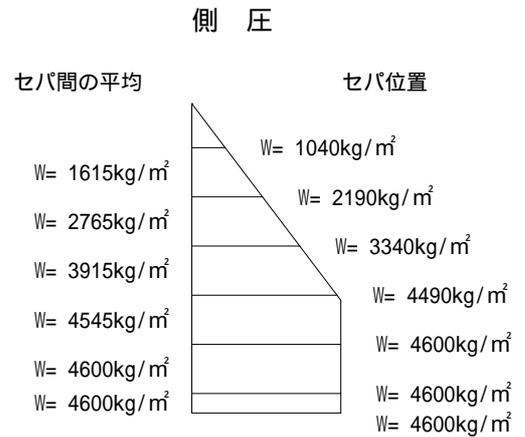
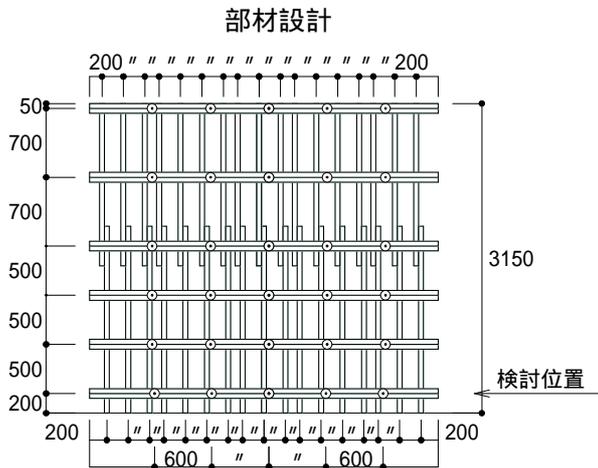
引 張 力  $T = P \times A$   
 $= 1725 \text{ kg/m}^2 \times 0.30 \text{ m}^2$   
 $= 517.5 \text{ kg} < T_f = 1400 \text{ kg} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$   
 $(5080 \text{ N}) \qquad (13800 \text{ N})$

### 15. 壁受け設計条件

階高 3.500 m  
 壁高さ(打込み高さ) 3.150 m  
 コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)  
 コンクリート単位重量  $W_o = 2300 \text{ kg/m}^3$   
 壁長さは、3 m以上の壁とする  
 打込み速さは、10m/hを超え ~ 20m/h以下とする

#### 使用部材・検討結果

部位	使用部材	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	引張力	ベ-ジ
せき板	合板12mm 縦使い		OK	OK	OK		61
内端太	単管 48.6x2.4 (STK500)	20 cm	OK	OK	OK		62
外端太	単管 48.6x2.4 ダブル (STK500)	50 cm	OK	OK	OK		63
セパレータ	2分5厘 7mm (NOS440)	60 cm				OK	64



### 16. 設計荷重

#### 検討位置

壁下端より 0.200mの位置

$$P_1 = 2.0 \times W_o$$

$$= 2.0 \times 2300 = 4600 \text{ kg/m}^2 \quad (45200 \text{ N/m}^2)$$

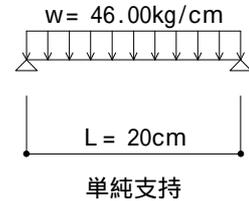
## 17. せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 縦使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

内端太間隔を, 20cmとする ( L = 20cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 40000 kg/cm <sup>2</sup> (3930N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 100 kg/cm <sup>2</sup> (9.81N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 12.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.18N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



$$\begin{aligned} \text{荷重 } w &= P_1 \times 1.0 \text{ m} \\ &= 4600 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 4600 \text{ kg/m} = 46.00 \text{ kg/cm} \quad (4520 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{8} = \frac{46.00 \times 20^2}{8} = 2300.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (226000 \text{ N} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{2300.0}{24.000} = 95.8 \text{ kg/cm}^2 < f b = 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (9.4 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (9.81 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

### (2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{w L}{2} = \frac{46.00 \times 20}{2} = 460.0 \text{ kg} \quad (4520 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 460.0}{120.000} = 5.8 \text{ kg/cm}^2 < f s = 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (0.569 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (1.18 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 46.00 \times 20^4}{384 \times 40000 \times 14.400} = 0.166 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}} \\ &\quad (1.66 \text{ mm}) \quad \quad \quad (3.0 \text{ mm}) \end{aligned}$$

## 18 . 内端太の検討

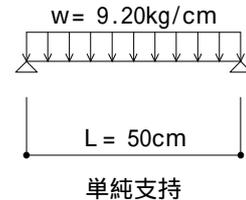
内端太部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する。

せき板の応力検討は 一段目と二段目のセパレーター位置の平均値にて行なう

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行なう

外端太間隔を, 50cmとする ( L = 50cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 3000 kg/cm <sup>2</sup> (295N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 1650.0 kg/cm <sup>2</sup> (162N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)
	断面 2 次半径	i = 1.64 cm (16.4mm)
	座屈長さ	L k = 50 cm



ワッパ<sup>レ</sup> ックからの軸力 N = 設計荷重 × 内端太間隔 × 有効スパン

$$= 530 \text{ kg/m}^2 \times 0.200\text{m} \times ( 2.800\text{m} / 4 ) = 74 \text{ kg} \quad (728 \text{ N})$$

$$\text{荷 重} \quad \text{セパレーター間の平均} = \frac{4600 + 4600}{2} = 4600 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 4600 \times \text{内端太間隔} \\ = 4600 \text{ kg/m}^2 \times 0.20 \text{ m} = 920 \text{ kg/m} = 9.20 \text{ kg/cm} \quad (9.03 \text{ N/mm})$$

### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{9.20 \times 50^2}{8} = 2875.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (283000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$\text{細長比} = \frac{L k}{i} = \frac{50}{1.64} = 30.5$$

鋼材の長期許容座屈応力度 f k は、日本建築学会；鋼構造計算規準付表 1.7 より

許容座屈応力度 f k = 2050 kg/cm<sup>2</sup>

$$\frac{N}{A \cdot f k} + \frac{M}{Z \cdot f b} = \frac{74}{3.483 \times 2050} + \frac{2875.0}{3.830 \times 3000} \\ = 0.01 + 0.25 = 0.26 < 1 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{9.20 \times 50}{2} = 230.0 \text{ kg} \quad (2260 \text{ N}) \\ = \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 230.0}{3.483} = 132.1 \text{ kg/cm}^2 < f s = 1650 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ \quad \quad \quad (13 \text{ N/mm}^2) \quad \quad \quad (162 \text{ N/mm}^2)$$

### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 9.20 \times 50^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.038 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ \quad \quad \quad (0.38 \text{ mm}) \quad \quad \quad (3.0 \text{ mm})$$



## 20 . セパレーターの検討

セパレーターには 2分5厘 7mm (NOS440) を使用する。

許容引張力  $T_f = 1400$  kg/本

側 圧  $P = 4600$  kg/m<sup>2</sup> (45200 N/m<sup>2</sup>)

負担面積  $A =$  外端太間隔  $\times$  セパレーター間隔  
 $= 0.50$  m  $\times$   $0.60$  m  
 $= 0.300$  m<sup>2</sup>

引 張 力  $T = P \times A$   
 $= 4600$  kg/m<sup>2</sup>  $\times$   $0.300$  m<sup>2</sup>  
 $= 1380.0$  kg  $<$   $T_f = 1400$  kg OK  
(13600 N) (13800 N)

# 斜めスラブ型枠 強度計算書

## 1. 設計条件

階高 3.950 m

コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)

コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$

スラブ厚 120 mm

スラブ勾配 30° (勾配比率: 5.8 / 10)

### 使用部材・検討結果

部位	使用部材	配置間隔	曲げ	せん断	たわみ	支持力	ベージュ
せき板	合板12mm 横使い		OK	OK	OK		66
根太	単管 48.6x2.4 (STK500)	40 cm	OK	OK	OK		67
大引	端太角 90x90 (松・梅 類)	100 cm	OK	OK	OK		68
支柱	ハイポサート	100 cm				OK	69
水平力	単管 48.6x2.4 (STK500)	勾配方向 = 2組 (サポート1列あたり) 勾配直角方向 = 1組 (1スパンあたり)					70

## 2. 設計荷重

### ・固定荷重

$$\text{型枠自重} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 288 \text{ kg/m}^2 [ 2400\text{kg/m}^3 \times 0.120\text{m} ]$$

$$\text{合計} = 328 \text{ kg/m}^2$$

### ・積載荷重 = 150 kg/m<sup>2</sup>

$$\text{応力 計算用荷重} = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 478 \text{ kg/m}^2 \times \text{Cos}30^\circ$$

$$= 414 \text{ kg/m}^2 \quad 420 \text{ kg/m}^2 \text{にて設計を行う} \\ (4130 \text{ N/m}^2)$$

$$\text{たわみ計算用荷重} = \text{固定荷重} = 328 \text{ kg/m}^2 \times \text{Cos}30^\circ$$

$$= 284 \text{ kg/m}^2 \quad 290 \text{ kg/m}^2 \text{にて設計を行う} \\ (2850 \text{ N/m}^2)$$

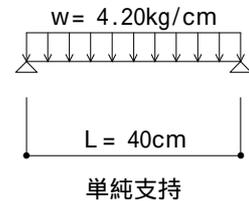
### 3. せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

根太間隔を, 40cmとする ( L = 40cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面2次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7850N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 150 kg/cm <sup>2</sup> (14.8N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.883N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 420 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 420 \text{ kg/m} = 4.20 \text{ kg/cm} \quad (4.13 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{4.20 \times 40^2}{8} = 840.0 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (82500 \text{ N}\cdot\text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{840.0}{24.000} = 35.0 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(3.44 N/mm<sup>2</sup>)                      (14.8 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{4.20 \times 40}{2} = 84.0 \text{ kg} \quad (825 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 84.0}{120.000} = 1.1 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.108 N/mm<sup>2</sup>)                      (0.883 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 290 \text{ kg/m}^2 \times 1.0 \text{ m} = 290 \text{ kg/m} = 2.90 \text{ kg/cm} \quad (2.85 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 2.90 \times 40^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.082 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.82 mm)                      (3.0 mm)

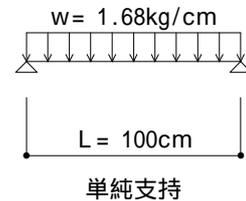
#### 4. 根太の検討

根太部材には 単管 48.6x2.4 (STK500) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

根太間隔を, 100cmとする ( L = 100cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 2400 kg/cm <sup>2</sup> (236N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 1350.0 kg/cm <sup>2</sup> (133N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



##### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{根太間隔}$$

$$= 420 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 168 \text{ kg/m} = 1.68 \text{ kg/cm} \quad (1.65 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{1.68 \times 100^2}{8} = 2100.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (207000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{2100.0}{3.830} = 548.3 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(53.8 N/mm<sup>2</sup>)                      (236 N/mm<sup>2</sup>)

##### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{1.68 \times 100}{2} = 84.0 \text{ kg} \quad (825 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 84.0}{3.483} = 48.2 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 1350 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(4.73 N/mm<sup>2</sup>)                      (133 N/mm<sup>2</sup>)

##### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{根太間隔}$$

$$= 290 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 116 \text{ kg/m} = 1.16 \text{ kg/cm} \quad (1.14 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 1.16 \times 100^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.077 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.77 mm)                      (3.0 mm)

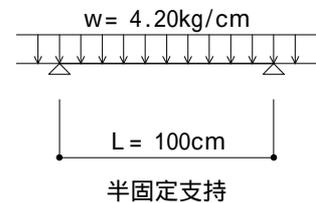
## 5. 大引の検討

大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行う

支柱間隔を, 100cmとする

断面性能	断面積	$A = 81.000 \text{ cm}^2$ (8100mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	$I = 546.750 \text{ cm}^4$ (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	$Z = 121.500 \text{ cm}^3$ (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E = 70000 \text{ kg/cm}^2$ (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	$f_b = 105 \text{ kg/cm}^2$ (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	$f_s = 15.0 \text{ kg/cm}^2$ (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	$f = 0.30 \text{ cm}$ (3.0mm)



### (1) 曲げモーメントの検討

$$w = \text{応力計算用荷重} \times \text{大引間隔}$$

$$= 420 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 420 \text{ kg/m} = 4.20 \text{ kg/cm} \quad (4.13 \text{ N/mm})$$

$$M = \frac{w L^2}{10} = \frac{4.20 \times 100^2}{10} = 4200.0 \text{ kg}\cdot\text{cm} \quad (413000 \text{ N}\cdot\text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{4200.0}{121.500} = 34.6 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(3.4 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 4.20 \times 100}{4} = 315.0 \text{ kg} \quad (3100 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 315.0}{81.000} = 5.8 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.569 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$w = \text{たわみ計算用荷重} \times \text{大引間隔}$$

$$= 290 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 290 \text{ kg/m} = 2.90 \text{ kg/cm} \quad (2.85 \text{ N/mm})$$

$$= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 2.90 \times 100^4}{384 \times 70000 \times 546.750} = 0.059 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.59 mm)                      (3.0 mm)

## 6 . 支柱の検討

支柱部材には H 175 × 100 を使用する。

高さ 2 m 以内毎に直角 2 方向の水平つなぎをとる

支柱の許容支持力  $N_f = 2000 \text{ kg/本}$

鉛直荷重  $W = 420 \text{ kg/m}^2 \quad (4130 \text{ N/m}^2)$

負担面積  $A = \text{大引間隔} \times \text{支柱間隔}$   
 $= 1.00 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$   
 $= 1.00 \text{ m}^2$

圧縮力  $N = W \times A$   
 $= 420 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m}^2$   
 $= 420.0 \text{ kg} < N_f = 2000 \text{ kg} \quad \underline{\text{OK}}$   
 $(4130 \text{ N}) \qquad (19700 \text{ N})$

## 7. 水平力の照査

### (1) 設計条件

コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)

コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$

躯体スパン 6.000 m × 7.800 m

スラブ厚 0.120 m

スラブ勾配 30° (勾配比率: 5.8/10)

梁幅	梁成	梁長さ	本数
0.400 ×	0.800 ×	5.250 ×	2.0
0.400 ×	0.750 ×	6.250 ×	2.0
0.300 ×	0.500 ×	2.850 ×	1.0

### (2) 勾配直角方法の水平荷重

#### 鉛直荷重

固定荷重 床	$0.120\text{m} \times 6.000 \times 7.800\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$	=	13,478 kg
固定荷重 梁	$0.400\text{m} \times 0.800\text{m} \times 5.250 \times 2.0 \times 2400\text{kg/m}^3$	=	8,064 kg
固定荷重 梁	$0.400\text{m} \times 0.750\text{m} \times 6.250 \times 2.0 \times 2400\text{kg/m}^3$	=	9,000 kg
固定荷重 梁	$0.300\text{m} \times 0.500\text{m} \times 2.850 \times 1.0 \times 2400\text{kg/m}^3$	=	1,026 kg
型枠自重 床	$40\text{kg/m}^2 \times 6.000\text{m} \times 7.800\text{m}$	=	1,872 kg
積載荷重 床	$150\text{kg/m}^2 \times 6.000\text{m} \times 7.800\text{m}$	=	7,020 kg

---

合計			40,460 kg (397000 N)
----	--	--	-------------------------

#### 水平荷重

水平荷重として鉛直荷重の 5%を考える

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= H_o \times \text{係数} \\ &= 40,460 \text{ kg} \times 0.05 \\ &= 2,023 \text{ kg/スパン} \quad (19900 \text{ N/スパン}) \end{aligned}$$

### (3) 勾配方向の水平荷重

パイプサポート頭部と大引の間の摩擦係数:  $\mu = 0.2$

鉛直荷重  $W = 420 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H_o &= W \times \sin \theta \times \cos \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \\ &= 420 \times \sin 30^\circ \times \cos 30^\circ \left(1 - \frac{0.20}{\tan 30^\circ}\right) \\ &= 420 \times 0.500 \times 0.866 \times \left(1 - \frac{0.20}{0.577}\right) \\ &= 119 \text{ kg/m}^2 \quad (1170 \text{ N/m}^2) \end{aligned}$$

パイプサポート一列に働く水平力

$$\begin{aligned} H &= H_o \times \text{スラブスパン} \times \text{大引間隔} \\ &= 119 \text{ kg/m}^2 \times 6.000 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} \\ &= 714 \text{ kg} \quad (7010 \text{ N}) \end{aligned}$$

(4) 勾配方向スパンの検討

斜材材料には、単管 48.6x2.4 (STK500)を使用する

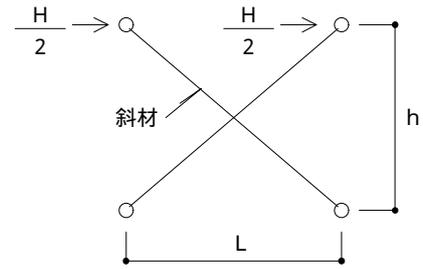
断面積  $A = 3.483 \text{ cm}^2 (348.3\text{mm}^2)$

断面 2 次半径  $i = 1.64 \text{ cm} (16.4\text{mm})$

クランプ耐力  $N = 350 \text{ kg/個}$

支点水平距離  $L_1 = 2.000 \text{ m}$

高さ  $h_1 = 2.000 \text{ m}$



斜材組数の検討

斜材座屈長さ  $L k_1 = \sqrt{L_1^2 + h_1^2} = \sqrt{2.000^2 + 2.000^2} = \sqrt{8.00} = 2.83 \text{ m}$

斜材の角度を  $\theta_1$  とすると  $\cos \theta_1 = \frac{L_1}{L k_1} = \frac{2.000}{2.83} = 0.71$

斜材組数  $n_1 = \frac{H}{N \times \cos \theta_1} = \frac{714 \text{ kg}}{2 \times 350 \times 0.71} = 1.44$  2 組で配置する

座屈の検討

圧縮力  $T_1 = \frac{H}{n_1 \times \cos \theta_1} = \frac{714 \text{ kg}}{2 \times 0.71} = 503 \text{ kg} (4940 \text{ N})$

細長比  $= \frac{L k_1}{i} = \frac{283 \text{ cm}}{1.64 \text{ cm}} = 173$

鋼材の長期許容圧縮応力度  $f_c$  は、日本建築学会；鋼構造計算規準付表 1.7 より

許容圧縮応力度  $f_{c1} = 320 \text{ kg/cm}^2$

圧縮応力度  $c_1 = \frac{T_1}{A} = \frac{503}{3.483} = 144.4 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 320 \text{ kg/cm}^2$  OK  
 (14.2 N/mm<sup>2</sup>) (31.4 N/mm<sup>2</sup>)

(5) 勾配直角方向スパンの検討

支点水平距離  $L_2 = 2.000 \text{ m}$

高さ  $h_2 = 2.000 \text{ m}$

斜材組数の検討

斜材座屈長さ  $L k_2 = \sqrt{L_2^2 + h_2^2} = \sqrt{2.000^2 + 2.000^2} = \sqrt{8.00} = 2.83 \text{ m}$

斜材の角度を  $\theta_2$  とすると  $\cos \theta_2 = \frac{L_2}{L k_2} = \frac{2.000}{2.83} = 0.71$

斜材組数  $n_2 = \frac{H}{N \times \cos \theta_2} = \frac{2023 \text{ kg}}{2 \times 350 \times 0.71} = 4.07$  1 組で配置する

座屈の検討

圧縮力  $T_2 = \frac{H}{n_2 \times \cos \theta_2} = \frac{2023 \text{ kg}}{1 \times 0.71} = 2849 \text{ kg} (28000 \text{ N})$

細長比  $= \frac{L k_2}{i} = \frac{283 \text{ cm}}{1.64 \text{ cm}} = 173$

鋼材の長期許容圧縮応力度  $f_c$  は、日本建築学会；鋼構造計算規準付表 1.7 より

許容圧縮応力度  $f_{c2} = 320 \text{ kg/cm}^2$

圧縮応力度  $c = \frac{T_2}{A} = \frac{2849}{3.483} = 818.0 \text{ kg/cm}^2 > f_c = 320 \text{ kg/cm}^2$  NO  
 (80.3 N/mm<sup>2</sup>) (31.4 N/mm<sup>2</sup>)

# 片持ちスラブ 強度計算書

## 1. 設計条件

階高 3.500 m

コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)

コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$

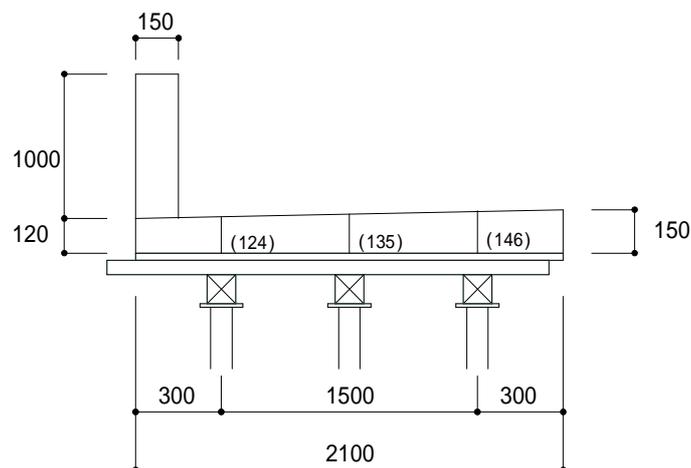
跳ねだし長さ 2.100 m

先端のスラブ厚 120 mm

元端のスラブ厚 150 mm

### 使用部材・検討結果

部位	使用部材	位置	曲げ	せん断	たわみ	支持力	ベージュ
せき板	合板12mm 横使い	先端	OK	OK	OK		73
		中央	OK	OK	OK		74
		元端	OK	OK	OK		75
根太	単管 48.6x2.4 (STK400)	先端	OK	OK	OK		76
		中央	OK	OK	OK		77
		元端	OK	OK	OK		78
大引	端太角 90x90 (松・梅 類)	先端	OK	OK	OK		79
		中央	OK	OK	OK		80
		元端	OK	OK	OK		81
支柱	H <sup>17</sup> 1000	先端				OK	82
		中央				OK	82
		元端				OK	82



## 2. 設計荷重

・型枠自重 = 40 kg/m<sup>2</sup>

・積載荷重 = 150 kg/m<sup>2</sup>

### 3. せき板の検討

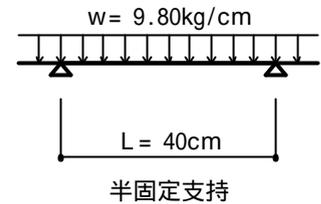
#### 3-1 先端部せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行う

根太間隔を, 40cmとする ( L = 40cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7848N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 150 kg/cm <sup>2</sup> (14.72N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.8829N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### 設計荷重

##### ・固定荷重

型枠自重	50 kg/m
鉄筋コンクリート	773 kg/m [ (0.120m + 0.124m) / 2 × 1.000m × 2400kg/m <sup>3</sup> + 0.200m × 1.000m × 2400kg/m <sup>3</sup> ]
<b>小 計</b>	<b>823 kg/m</b>

##### ・積載荷重 150 kg/m

応力 計算用荷重 w = 固定荷重 + 積載荷重 = 973 kg/m  
 = 9.73 kg/cm 9.80 kg/cm (9.614 N/mm) にて設計を行う

たわみ計算用荷重 w<sub>t</sub> = 固定荷重 = 823 kg/m  
 = 8.23 kg/cm 8.30 kg/cm (8.143 N/mm) にて設計を行う

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{10} = \frac{9.80 \times 40^2}{10} = 1568.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (153900 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1568.0}{24.000} = 65.3 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(6.406 N/mm<sup>2</sup>)                      (14.72 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 9.80 \times 40}{4} = 294.0 \text{ kg} \quad (2885 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 294.0}{120.000} = 3.7 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.3630 N/mm<sup>2</sup>)                      (0.8829 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 8.30 \times 40^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.144 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(1.44 mm)                      (3.0 mm)

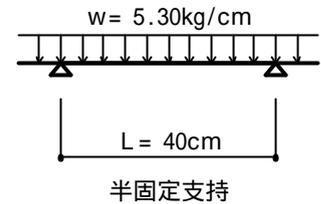
### 3 - 2 中央部せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行う

根太間隔を, 40cmとする ( L = 40cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7848N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 150 kg/cm <sup>2</sup> (14.72N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.8829N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### 設計荷重

##### ・ 固定荷重

型枠自重	50 kg/m	
鉄筋コンクリート	324 kg/m	[ 0.135m × 1.000m × 2400kg/m <sup>3</sup> ]
小 計	374 kg/m	

##### ・ 積載荷重

150 kg/m

$$\begin{aligned} \text{応力 計算用荷重 } w &= \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 524 \text{ kg/m} \\ &= 5.24 \text{ kg/cm} \quad 5.30 \text{ kg/cm} \quad (5.2 \text{ N/mm}) \text{ にて設計を行う} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{たわみ計算用荷重 } w_t &= \text{固定荷重} = 374 \text{ kg/m} \\ &= 3.74 \text{ kg/cm} \quad 3.80 \text{ kg/cm} \quad (3.728 \text{ N/mm}) \text{ にて設計を行う} \end{aligned}$$

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$\begin{aligned} M &= \frac{w L^2}{10} = \frac{5.30 \times 40^2}{10} = 848.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (83190 \text{ N} \cdot \text{mm}) \\ b &= \frac{M}{Z} = \frac{848.0}{24.000} = 35.3 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ &\quad (3.463 \text{ N/mm}^2) \quad (14.72 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (2) せん断力の検討

$$\begin{aligned} Q &= \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 5.30 \times 40}{4} = 159.0 \text{ kg} \quad (1560 \text{ N}) \\ &= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 159.0}{120.000} = 2.0 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ &\quad (0.1962 \text{ N/mm}^2) \quad (0.8829 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

#### (3) たわみの検討

$$\begin{aligned} &= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 3.80 \times 40^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.066 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}} \\ &\quad (0.66 \text{ mm}) \quad (3.0 \text{ mm}) \end{aligned}$$

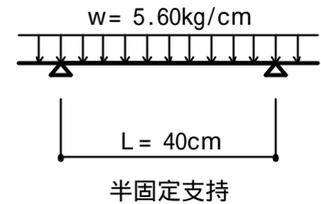
### 3 - 3 元端部せき板の検討

せき板部材には 合板12mm 横使い を使用する。

応力計算は半固定支持(等分布荷重)にて行う

根太間隔を, 40cmとする ( L = 40cm )

断面性能	断面積	A = 120.000 cm <sup>2</sup> (12000mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 14.400 cm <sup>4</sup> (144000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 24.000 cm <sup>3</sup> (24000mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 80000 kg/cm <sup>2</sup> (7848N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 150 kg/cm <sup>2</sup> (14.72N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 9.0 kg/cm <sup>2</sup> (0.8829N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### 設計荷重

##### ・固定荷重

型枠自重	50 kg/m	
鉄筋コンクリート	355 kg/m	[ (0.150m + 0.146m) / 2 × 1.000m × 2400kg/m <sup>3</sup> ]
小 計	405 kg/m	

##### ・積載荷重 150 kg/m

応力 計算用荷重 w = 固定荷重 + 積載荷重 = 555 kg/m  
 = 5.55 kg/cm 5.60 kg/cm (5.494 N/mm) にて設計を行う

たわみ計算用荷重 w<sub>t</sub> = 固定荷重 = 405 kg/m  
 = 4.05 kg/cm 4.10 kg/cm (4.023 N/mm) にて設計を行う

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{10} = \frac{5.60 \times 40^2}{10} = 896.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (87900 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{896.0}{24.000} = 37.3 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(3.66 N/mm<sup>2</sup>)                      (14.72 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{3wL}{4} = \frac{3 \times 5.60 \times 40}{4} = 168.0 \text{ kg} \quad (1649 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 168.0}{120.000} = 2.1 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 9 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.2061 N/mm<sup>2</sup>)                      (0.8829 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$= \frac{3wL^4}{384EI} = \frac{3 \times 4.10 \times 40^4}{384 \times 80000 \times 14.400} = 0.071 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.71 mm)                                      (3.0 mm)



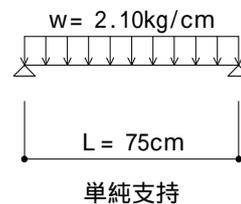
#### 4 - 2 中央部根太の検討

根太部材には 単管 48.6x2.4 (STK400) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

大引間隔を, 75cmとする ( L = 75cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f b = 1600 kg/cm <sup>2</sup> (157N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 900.0 kg/cm <sup>2</sup> (88.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### 設計荷重

##### ・固定荷重

型枠自重	16 kg/m	[ 40kg/m <sup>2</sup> × 0.400m ]
鉄筋コンクリート	130 kg/m	[ 0.135m × 0.400m × 2400kg/m <sup>3</sup> ]
小 計	146 kg/m	

##### ・積載荷重

60 kg/m [ 150kg/m<sup>2</sup> × 0.400m ]

応力 計算用荷重 w = 固定荷重 + 積載荷重 = 206 kg/m  
 = 2.06 kg/cm    2.10 kg/cm (2.06 N/mm) にて設計を行う

たわみ計算用荷重 w t = 固定荷重 = 146 kg/m  
 = 1.46 kg/cm    1.50 kg/cm (1.48 N/mm) にて設計を行う

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{2.10 \times 75^2}{8} = 1476.6 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (145000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{1476.6}{3.830} = 385.5 \text{ kg/cm}^2 < f b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(37.9 N/mm<sup>2</sup>)                      (157 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{2.10 \times 75}{2} = 78.8 \text{ kg} \quad (774 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 78.8}{3.483} = 45.2 \text{ kg/cm}^2 < f s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(4.44 N/mm<sup>2</sup>)                      (88.3 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 1.50 \times 75^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.032 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.32 mm)                      (3.0 mm)

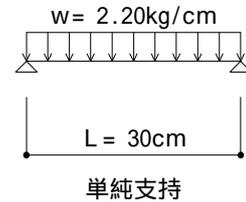
#### 4 - 3 元端部根太の検討

根太部材には 単管 48.6x2.4 (STK400) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

支柱から元端までの距離を, 30cmとする ( L = 30cm )

断面性能	断面積	A = 3.483 cm <sup>2</sup> (348.3mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 9.320 cm <sup>4</sup> (93200mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 3.830 cm <sup>3</sup> (3830mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 2.0
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 1600 kg/cm <sup>2</sup> (157N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 900.0 kg/cm <sup>2</sup> (88.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### 設計荷重

##### ・固定荷重

型枠自重	16 kg/m	[ 40kg/m <sup>2</sup> × 0.400m ]
鉄筋コンクリート	142 kg/m	[ (0.150m + 0.146m) / 2 × 0.400m × 2400kg/m <sup>3</sup> ]
小 計	158 kg/m	

##### ・積載荷重

60 kg/m [ 150kg/m<sup>2</sup> × 0.400m ]

応力 計算用荷重 w = 固定荷重 + 積載荷重 = 218 kg/m  
 = 2.18 kg/cm    2.20 kg/cm (2.16 N/mm) にて設計を行う

たわみ計算用荷重 w<sub>t</sub> = 固定荷重 = 158 kg/m  
 = 1.58 kg/cm    1.60 kg/cm (1.57 N/mm) にて設計を行う

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{2.20 \times 30^2}{8} = 247.5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (24300 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{247.5}{3.830} = 64.6 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(6.34 N/mm<sup>2</sup>)                      (157 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{2.20 \times 30}{2} = 33.0 \text{ kg} \quad (324 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{2.0 \times 33.0}{3.483} = 19.0 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(1.87 N/mm<sup>2</sup>)                      (88.3 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 1.60 \times 30^4}{384 \times 2100000 \times 9.320} = 0.001 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.01 mm)                      (3.0 mm)

## 5 . 大引の検討

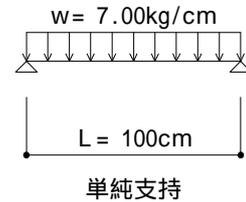
### 5 - 1 先端部大引の検討

大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

支柱間隔を , 100cm とする ( L = 100cm )

断面性能	断面積	A = 81.000 cm <sup>2</sup> (8100mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 546.750 cm <sup>4</sup> (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 121.500 cm <sup>3</sup> (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 70000 kg/cm <sup>2</sup> (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 105 kg/cm <sup>2</sup> (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 15.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### 設計荷重

##### ・ 固定荷重

$$\text{型枠自重} \quad 27 \text{ kg/m} \quad [ 40\text{kg/m}^2 \times (0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) ]$$

$$\text{鉄筋コンクリート} \quad 563 \text{ kg/m} \quad [ (0.120\text{m} + 0.130\text{m}) / 2 \times (0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) \times 2400\text{kg/m}^3 + 0.150\text{m} \times 1.000\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 ]$$

---


$$\text{小 計} \quad 590 \text{ kg/m}$$

##### ・ 積載荷重

$$101 \text{ kg/m} \quad [ 150\text{kg/m}^2 \times (0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) ]$$

$$\text{応力 計算用荷重 } w = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 691 \text{ kg/m}$$

$$= 6.91 \text{ kg/cm} \quad 7.00 \text{ kg/cm} \quad (6.87 \text{ N/mm}) \quad \text{にて設計を行う}$$

$$\text{たわみ計算用荷重 } w_t = \text{固定荷重} = 590 \text{ kg/m}$$

$$= 5.90 \text{ kg/cm} \quad (5.79 \text{ N/mm})$$

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{7.00 \times 100^2}{8} = 8750.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (858999.9 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{8750.0}{121.500} = 72.0 \text{ kg/cm}^2 < f b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(7.07 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{7.00 \times 100}{2} = 350.0 \text{ kg} \quad (3440 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 350.0}{81.000} = 6.5 \text{ kg/cm}^2 < f s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.638 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$= \frac{5w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 5.90 \times 100^4}{384 \times 70000 \times 546.750} = 0.201 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(2.01 mm)                      (3.0 mm)

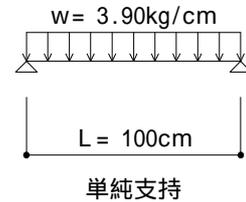
## 5 - 2 中央部大引の検討

大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

支柱間隔を, 100cmとする ( L = 100cm )

断面性能	断面積	A = 81.000 cm <sup>2</sup> (8100mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 546.750 cm <sup>4</sup> (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 121.500 cm <sup>3</sup> (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 70000 kg/cm <sup>2</sup> (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 105 kg/cm <sup>2</sup> (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 15.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



### 設計荷重

#### ・固定荷重

型枠自重	30 kg/m	[ 40kg/m <sup>2</sup> × 0.750m ]
鉄筋コンクリート	243 kg/m	[ 0.135m × 0.750m × 2400kg/m <sup>3</sup> ]
小 計	273 kg/m	

#### ・積載荷重

113 kg/m [ 150kg/m<sup>2</sup> × 0.750m ]

応力 計算用荷重 w = 固定荷重 + 積載荷重 = 386 kg/m  
 = 3.86 kg/cm    3.90 kg/cm (3.83 N/mm) にて設計を行う

たわみ計算用荷重 w t = 固定荷重 = 273 kg/m  
 = 2.73 kg/cm    2.80 kg/cm (2.75 N/mm) にて設計を行う

### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{3.90 \times 100^2}{8} = 4875.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (479000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{4875.0}{121.500} = 40.1 \text{ kg/cm}^2 < f b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(3.94 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{3.90 \times 100}{2} = 195.0 \text{ kg} \quad (1920 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 195.0}{81.000} = 3.6 \text{ kg/cm}^2 < f s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.354 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 2.80 \times 100^4}{384 \times 70000 \times 546.750} = 0.095 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.95 mm)                      (3.0 mm)

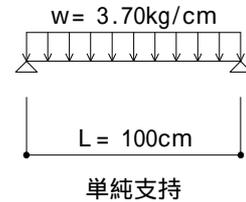
### 5 - 3 元端部大引の検討

大引部材には 端太角 90x90 (松・梅 類) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

支柱間隔を, 100cmとする ( L = 100cm )

断面性能	断面積	A = 81.000 cm <sup>2</sup> (8100mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 546.750 cm <sup>4</sup> (5467500mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 121.500 cm <sup>3</sup> (121500mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 70000 kg/cm <sup>2</sup> (6870N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.5
	許容曲げ応力度	f b = 105 kg/cm <sup>2</sup> (10.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f s = 15.0 kg/cm <sup>2</sup> (1.48N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



#### 設計荷重

##### ・固定荷重

型枠自重 27 kg/m [ 40kg/m<sup>2</sup> × (0.300m + 0.750m / 2) ]

鉄筋コンクリート 235 kg/m [ 0.150m + 0.140m ) / 2 × (0.300m + 0.750m / 2) × 2400kg/m<sup>3</sup> ]

小 計 262 kg/m

##### ・積載荷重

101 kg/m [ 150kg/m<sup>2</sup> × (0.300m + 0.750m / 2) ]

応力 計算用荷重 w = 固定荷重 + 積載荷重 = 363 kg/m

= 3.63 kg/cm 3.70 kg/cm (3.63 N/mm) にて設計を行う

たわみ計算用荷重 w t = 固定荷重 = 262 kg/m

= 2.62 kg/cm 2.70 kg/cm (2.65 N/mm) にて設計を行う

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{3.70 \times 100^2}{8} = 4625.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (454000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{4625.0}{121.500} = 38.1 \text{ kg/cm}^2 < f b = 105 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(3.74 N/mm<sup>2</sup>)                      (10.3 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{3.70 \times 100}{2} = 185.0 \text{ kg} \quad (1820 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.5 \times 185.0}{81.000} = 3.4 \text{ kg/cm}^2 < f s = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.334 N/mm<sup>2</sup>)                      (1.48 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 2.70 \times 100^4}{384 \times 70000 \times 546.750} = 0.092 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.92 mm)                      (3.0 mm)

## 6 . 支柱の検討

支柱部材には H<sup>17</sup> 鋼<sup>17</sup> を使用する。

高さ 2 m 以内毎に直角 2 方向の水平つなぎをとる

支柱の許容支持力  $N_f = 2000 \text{ kg/本}$

### 6 - 1 先端部支柱の検討

支柱 1 本が負担する鉛直荷重(N)

固定荷重 (型枠自重) : 27kg [  $(0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) \times 1.000\text{m} \times 40\text{kg/m}^2$  ]

固定荷重 (鉄筋コンクリート) : 203kg [  $(0.120\text{m} + 0.130\text{m}) / 2 \times (0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) \times 1.000\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$  ]

固定荷重 (立上り) : 360kg [  $1.000\text{m} \times 0.150\text{m} \times 1.000\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$  ]

積載荷重 : 101kg [  $(0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) \times 1.000\text{m} \times 150\text{kg/m}^2$  ]

鉛直荷重(N) = 691.0 kg <  $N_f = 2000 \text{ kg}$  OK  
(6780 N) (19700 N)

### 6 - 2 中央部支柱の検討

支柱 1 本が負担する鉛直荷重(N)

固定荷重 (型枠自重) : 30kg [  $0.750\text{m} \times 1.000\text{m} \times 40\text{kg/m}^2$  ]

固定荷重 (鉄筋コンクリート) : 243kg [  $0.135\text{m} \times 0.750\text{m} \times 1.000\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$  ]

積載荷重 : 113kg [  $0.750\text{m} \times 1.000\text{m} \times 150\text{kg/m}^2$  ]

鉛直荷重(N) = 386.0 kg <  $N_f = 2000 \text{ kg}$  OK  
(3790 N) (19700 N)

### 6 - 3 元端部支柱の検討

支柱 1 本が負担する鉛直荷重(N)

固定荷重 (型枠自重) : 27kg [  $(0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) \times 1.000\text{m} \times 40\text{kg/m}^2$  ]

固定荷重 (鉄筋コンクリート) : 235kg [  $(0.150\text{m} + 0.140\text{m}) / 2 \times (0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) \times 1.000\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$  ]

積載荷重 : 101kg [  $(0.300\text{m} + 0.750\text{m} / 2) \times 1.000\text{m} \times 150\text{kg/m}^2$  ]

鉛直荷重(N) = 363.0 kg <  $N_f = 2000 \text{ kg}$  OK  
(3570 N) (19700 N)

# 型枠受け枠組構台 強度計算書

## 1. 設計条件

階高 3.500 m

スラブ厚 150 mm

梁断面 (梁巾×梁成) 400 mm × 800 mm

コンクリート種類 普通コンクリート 18~27N/mm<sup>2</sup>(180~270kgf/cm<sup>2</sup>)

コンクリート単位重量  $W_o = 2400 \text{ kg/m}^3$

鋼製枠組足場 TS-1217 (1200-1700)  $W = 900 \text{ mm}$  ,  $H = 1200 \text{ mm}$

根太部材 角 $\text{H}^\circ 17^\circ$  60x60 (STKR400)

大引部材 SC12A 1-150×75×5.5 (SS400)

床下のサポート本数 2 本

床下のサポート間隔 100.0 cm

建枠からサポートまでの距離 10 cm

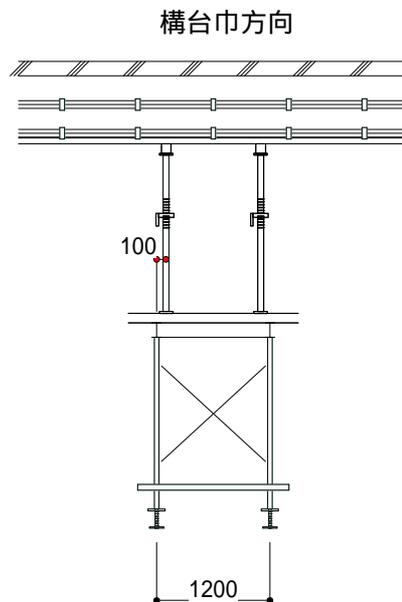
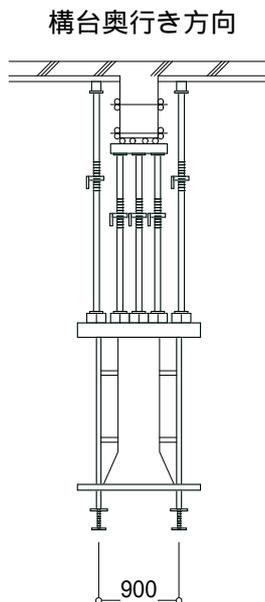
建枠からサポートまでの距離 0 cm

梁下のサポート本数 3 本

梁下のサポート間隔 100.0 cm

建枠からサポートまでの距離 10 cm

建枠からサポートまでの距離 25 cm



## 2. 設計荷重

### (1) スラブ下の荷重

#### ・固定荷重

$$\text{型枠自重} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 360 \text{ kg/m}^2 \text{ [ } 2400\text{kg/m}^3 \times 0.150\text{m} \text{ ]}$$

$$\text{合計} = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{・積載荷重} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{荷重合計} = \text{固定荷重} + \text{積載荷重} = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{サポート1本が負担する面積} \quad A = 1.000 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 1.00 \text{ m}^2$$

$$\text{サポート1本あたりの鉛直荷重} \quad P = 550 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m}^2 = 550 \text{ kg} \quad (5400 \text{ N})$$

### (2) 梁底の荷重

#### ・固定荷重

$$\text{型枠自重} = 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{鉄筋コンクリート} = 1920 \text{ kg/m}^2 \text{ [ } 2400\text{kg/m}^3 \times 0.800\text{m} \text{ ]}$$

$$\text{合計} = 1960 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{・積載荷重} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{荷重合計} = ( \text{固定荷重} + \text{積載荷重} )$$

$$= 2110 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{端部サポート1本が負担する面積} \quad A = 1.000 \text{ m} \times 0.400 \text{ m} / 4 = 0.10 \text{ m}^2$$

$$\text{サポート1本あたりの鉛直荷重} \quad P = 2110 \text{ kg/m}^2 \times 0.10 = 211 \text{ kg} \quad (2070 \text{ N})$$

$$\text{中央部サポート1本が負担する面積} \quad A = 1.000 \text{ m} \times 0.400 \text{ m} / 2 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$\text{サポート1本あたりの鉛直荷重} \quad P = 2110 \text{ kg/m}^2 \times 0.20 = 422 \text{ kg} \quad (4140 \text{ N})$$

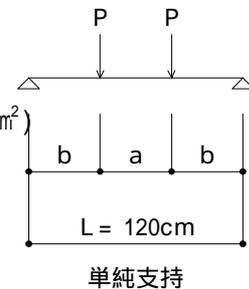
### 3. 根太の検討

根太部材には 角 $\text{L}$  17° 60x60 (STKR400) を2本使用する。

応力計算は単純支持(集中荷重)にて行う

大引間隔を, 120.0cmとする (  $L = 120.0\text{cm}$  )

断面性能	断面積	$A = 2.760 \text{ cm}^2$ (276mm <sup>2</sup> )
(1 m幅当り)	断面2次モーメント	$I = 28.300 \text{ cm}^4$ (283000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	$Z = 9.440 \text{ cm}^3$ (9440mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (207000N/mm <sup>2</sup> )
	形状係数	= 1.0
	許容曲げ応力度	$f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2$ (157N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	$f_s = 900.0 \text{ kg/cm}^2$ (88.3N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	$f = 0.30 \text{ cm}$ (3.0mm)



#### スラブ下のサポートを受ける根太の検討

荷重  $P = 550 \text{ kg}$  (5400 N)

サポート間隔  $a = 100.0 \text{ cm}$

建柱からサポートまでの離れ  $b = 10 \text{ cm}$

#### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{P (2L - a)^2}{8L} = \frac{550 \times (2 \times 120.0 - 100.0)^2}{8 \times 120.0} = 11229.2 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (1110000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{11229.2}{2 \times 9.440} = 594.8 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(58.4 N/mm<sup>2</sup>)                      (157 N/mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力の検討

$$Q = P = 550 = 550.0 \text{ kg} \quad (5400 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.0 \times 550.0}{2 \times 2.760} = 99.6 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(9.78 N/mm<sup>2</sup>)                      (88.3 N/mm<sup>2</sup>)

#### (3) たわみの検討

$$= \frac{P L^3}{48 E I} \left\{ \left( \frac{a}{L} \right)^3 - 3 \times \left( \frac{a}{L} \right)^2 + 2 \right\}$$

$$= \frac{550 \times 120.0^3}{2 \times 48 \times 2100000 \times 28.300} \left\{ \left( \frac{100.0}{120.0} \right)^3 - 3 \times \left( \frac{100.0}{120.0} \right)^2 + 2 \right\}$$

$$= 0.080 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\text{OK}}$$

(0.80 mm)                      (3.0 mm)

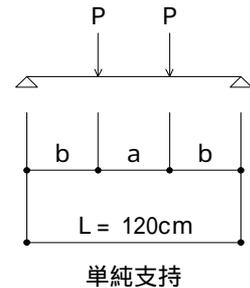
梁下のサポート受ける根太の検討

荷重の大きい梁中央部のサポートを支える根太を検討する

荷重  $P = 422 \text{ kg}$  (4140 N)

サポート間隔  $a = 100.0 \text{ cm}$

建柱からサポートまでの離れ  $b = 10.0 \text{ cm}$



(1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{P(2L - a)^2}{8L} = \frac{422 \times (2 \times 120.0 - 100.0)^2}{8 \times 120.0} = 8615.8 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (845999.9 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{8615.8}{2 \times 9.440} = 456.3 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(44.8 N/mm<sup>2</sup>)                      (157 N/mm<sup>2</sup>)

(2) せん断力の検討

$$Q = P = 422 = 422.0 \text{ kg} \quad (4140 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{A} = \frac{1.0 \times 422.0}{2 \times 2.760} = 76.5 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 900 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(7.51 N/mm<sup>2</sup>)                      (88.3 N/mm<sup>2</sup>)

(3) たわみの検討

$$= \frac{P L^3}{48 E I} \left\{ \left( \frac{a}{L} \right)^3 - 3 \times \left( \frac{a}{L} \right)^2 + 2 \right\}$$

$$= \frac{422 \times 120.0^3}{2 \times 48 \times 2100000 \times 28.300} \left\{ \left( \frac{100.0}{120.0} \right)^3 - 3 \times \left( \frac{100.0}{120.0} \right)^2 + 2 \right\}$$

$$= 0.060 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

(0.60 mm)                      (3.0 mm)

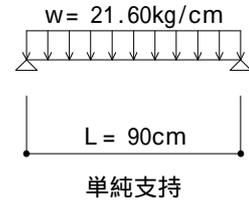
#### 4. 大引の検討

大引部材には SC12A I-150×75×5.5 (SS400) を使用する。

応力計算は単純支持(等分布荷重)にて行う

支点間隔を, 90.0cmとする ( L = 90.0cm )

断面性能	断面積	A = 7.000 cm <sup>2</sup> (700mm <sup>2</sup> )
( 1 m幅当り)	断面 2 次モーメント	I = 820.000 cm <sup>4</sup> (8200000mm <sup>4</sup> )
	断面係数	Z = 109.300 cm <sup>3</sup> (109300mm <sup>3</sup> )
	ヤング係数	E = 2100000 kg/cm <sup>2</sup> (207000N/mm <sup>2</sup> )
	許容曲げ応力度	f <sub>b</sub> = 1400 kg/cm <sup>2</sup> (138N/mm <sup>2</sup> )
	許容せん断応力度	f <sub>s</sub> = 800.0 kg/cm <sup>2</sup> (78.5N/mm <sup>2</sup> )
	許容たわみ量	f = 0.30 cm (3.0mm)



根太の検討におけるせん断力より

$$\begin{aligned} \text{根太からの荷重 } w &= ( 550\text{kg} \times 2\text{本} + 211\text{kg} \times 2\text{本} + 422\text{kg} \times 1\text{本} ) / 0.900\text{m} \\ &= 2160 \text{ kg/m} = 21.60 \text{ kg/cm} \quad (21.2 \text{ N/mm}) \end{aligned}$$

##### (1) 曲げモーメントの検討

$$M = \frac{w L^2}{8} = \frac{21.60 \times 90.0^2}{8} = 21870.0 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (2150000 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$b = \frac{M}{Z} = \frac{21870.0}{109.300} = 200.1 \text{ kg/cm}^2 < f_b = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(19.7 N/mm<sup>2</sup>)                      (138 N/mm<sup>2</sup>)

##### (2) せん断力の検討

$$Q = \frac{w L}{2} = \frac{21.60 \times 90.0}{2} = 972.0 \text{ kg} \quad (9540 \text{ N})$$

$$= \frac{Q}{h t} = \frac{972.0}{15.0 \times 0.55} = 117.8 \text{ kg/cm}^2 < f_s = 800 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(11.6 N/mm<sup>2</sup>)                      (78.5 N/mm<sup>2</sup>)

##### (3) たわみの検討

$$= \frac{5 w L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 21.60 \times 90.0^4}{384 \times 2100000 \times 820.000} = 0.011 \text{ cm} < f = 0.30 \text{ cm} \quad \underline{\underline{\text{O K}}}$$

(0.11 mm)                      (3.0 mm)

## 5. 建柱の検討

建柱の層数を 1層とする

建柱の許容圧縮力  $Pf = 5000 \text{ kg}$

### (1) 荷重計算

・建柱 1脚にかかるサポートからの鉛直荷重

床下サポートからの荷重 =  $550 \text{ kg} \times 4 \text{ 本} = 2200 \text{ kg}$  (21600 N)

梁端部下サポートからの荷重 =  $211 \text{ kg} \times 4 \text{ 本} = 844 \text{ kg}$  (8280 N)

梁中央下サポートからの荷重 =  $422 \text{ kg} \times 2 \text{ 本} = 844 \text{ kg}$  (8280 N)

・固定荷重

根太 [ 角 $\text{H}^{\circ}$  1 $\text{P}^{\circ}$  60x60 (STKR400) ]  $4.060\text{kg/m} \times 1.200\text{m} \times 10\text{本} = 48.7 \text{ kg}$

大引 [ SC12A I-150x75x5.5 (SS400) ]  $16.900\text{kg/m} \times 0.900\text{m} \times 1\text{本} = 15.2 \text{ kg}$

建柱 [ TS-1217 (1200-1700) ]  $17.700\text{kg} \times 1\text{段} \times 1\text{本} = 17.7 \text{ kg}$

布柱 [ YK-518 (1800-500) ]  $16.800\text{kg} \times 1\text{段} \times 1\text{本} = 16.8 \text{ kg}$

筋かい [ XA-1618(1200-1800) ]  $4.100\text{kg} \times 1\text{段} \times 2\text{個} = 8.2 \text{ kg}$

根がらみ [ 単管 48.6x2.4 (STK500) ]  $2.730\text{kg/m} \times 1.000\text{m} \times 2\text{本} = 5.5 \text{ kg}$

計 112.1 kg  
(1100 N)

・積載荷重 =  $300 \text{ kg} \times 1 \text{ 層} = 300 \text{ kg}$  (2950 N)

### (2) 建柱の検討

最下段の建柱に作用する荷重 (W)

$W = \text{サポートからの鉛直荷重} + \text{固定荷重} + \text{積載荷重}$

=  $3888 \text{ kg} + 112.1 \text{ kg} + 300 \text{ kg}$

=  $4300.1 \text{ kg} < Pf = 5000 \text{ kg}$  OK

(42200 N) (49100 N)

## 6. ジャッキベースの検討

鉛直荷重 =  $4300.1 \text{ kg} / 2$

=  $2150.1 \text{ kg} < f = 2500 \text{ kg}$  OK

(21100 N) (24600 N)

- ・本書の内容の一部または全部を、無断で転載及び複写することは禁止されています。
- ・本書の内容については、将来予告なしに変更することがあります。
- ・本システムを使用したことによる貴社の損害について、当社はその責任を負いかねますのでご了承下さい。
- ・本書の内容について、不明な点、誤り、お気付きのことがありましたら、当社までご連絡下さいますようお願いいたします。

土木・建築システム SUCCES

型枠・支保工システム for Windows

出力例

---

2000年 7月 1日 初版発行

編集・発行

**KS** 川田テクノシステム株式会社  
KAWADA TECHNOSYSTEM CO.,LTD.

〒116-0014 東京都荒川区東日暮里 5 - 51 - 11

お問い合わせ

本製品に関するお問い合わせは、

K T S インフォメーションセンター まで

FAX 03 - 3803 - 8611

---