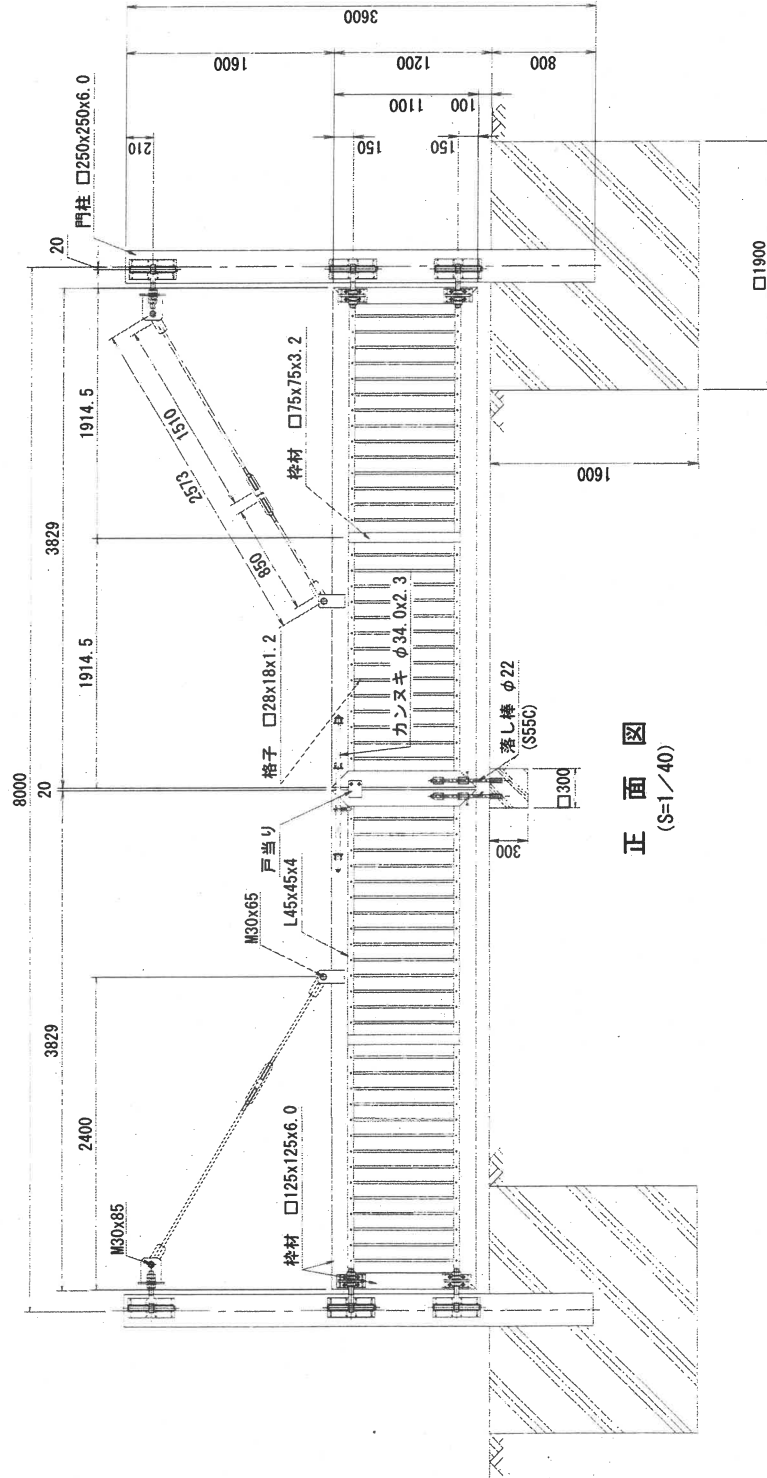
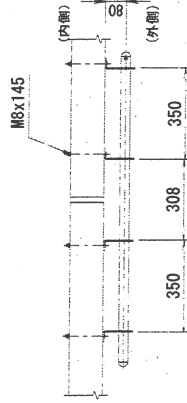
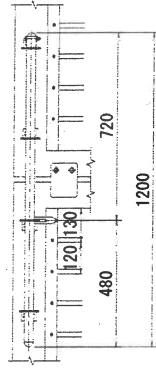


平面図
(S=1/40)

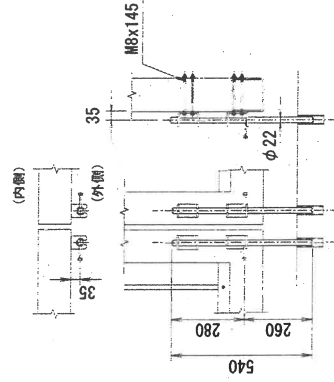


正面図
(S=1/40)

右外カンスキ詳細



外面落し棒詳細



(設計条件) 風荷重: 昭和57年改正 建築基準法・同施行令に基づく風圧力に準拠。
 積雪荷重は、積雪深: 3.0m 雪密度: 0.3t/m²(長期) とする。
 (基礎条件) 長期許容地耐力49kN/m² の場合。
 ※積雪時は、扉先端の下部に扉沈下防止材を設置すること。

<免責事項>
 凍結の恐れがある場所への設置は、内組に溜まった雨水等の凍結融解により支柱の破壊やコンクリート基礎の破壊の恐れがありますので施工時、水仕舞いを行ってください。
 施工による水仕舞いや凍結による支柱・基礎の破壊について当社は責任を負いかねます。

254.3

3829

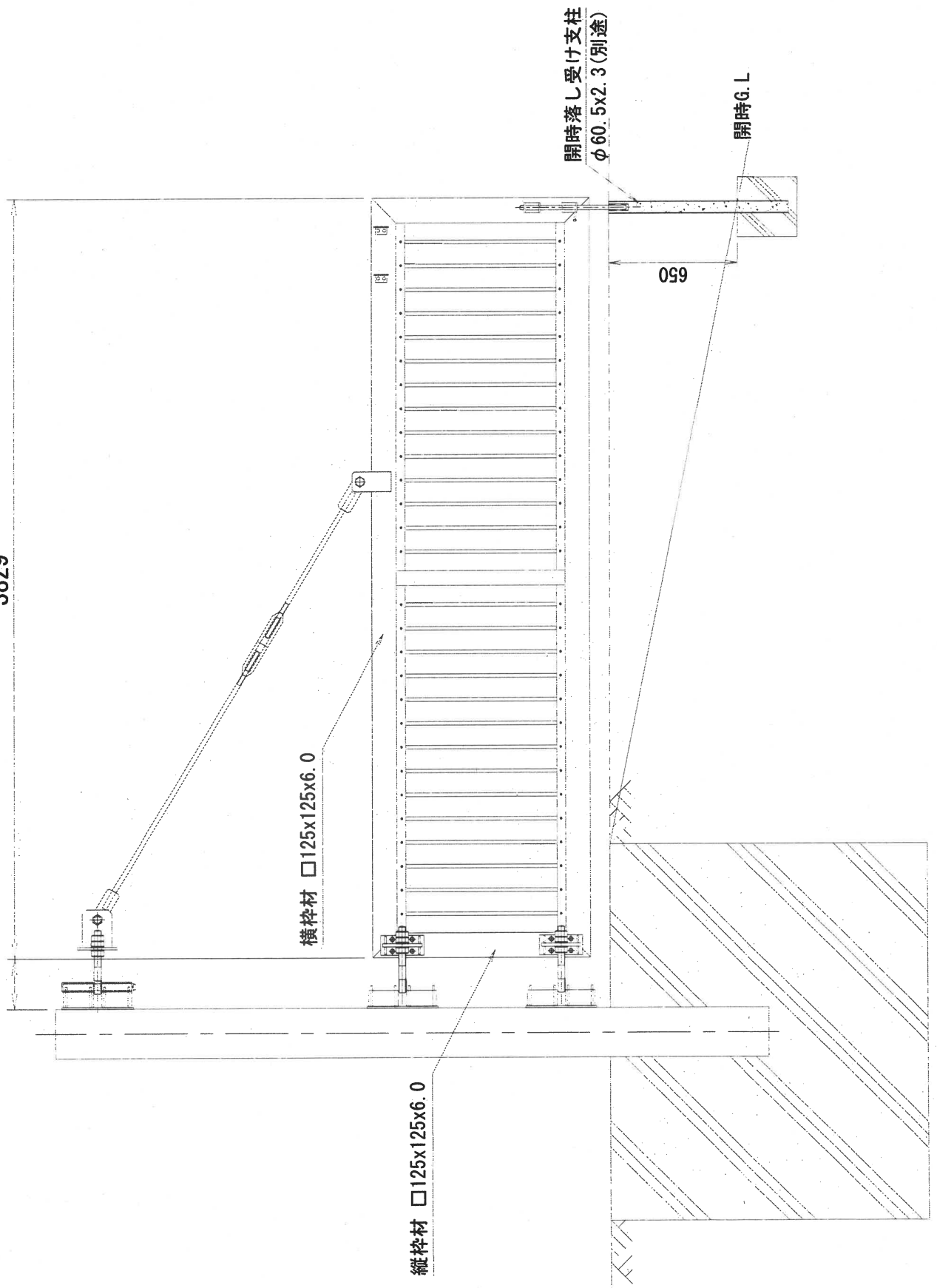
横枠材 □125x125x6.0

縦枠材 □125x125x6.0

開時落し受け支柱
φ 60.5x2.3 (別途)

650

開時G.L



角パイプ門扉 KB-G型 両開き 独立門柱

H 1200 × W 8000

□28×18×1.2

強 度 計 算 書

目 次

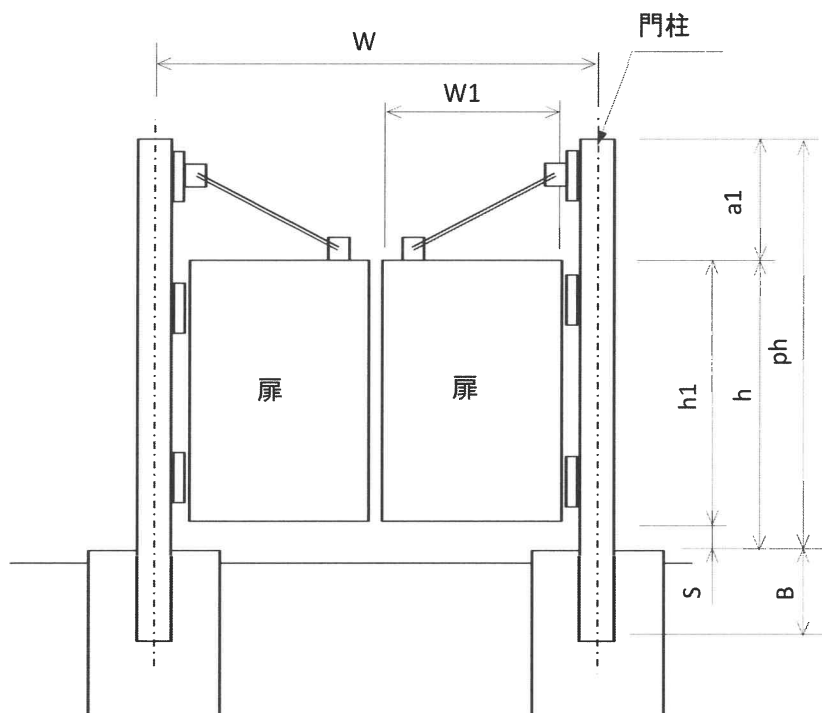
§ 1. 仕様・条件	・ ・ ・ ・ ・	1
§ 2. 概算充実率・概算重量	・ ・ ・ ・ ・	4
§ 3. 荷重	・ ・ ・ ・ ・	6
§ 4. 扉枠の検討	・ ・ ・ ・ ・	9
§ 5. ブレースの検討	・ ・ ・ ・ ・	13
§ 6. 門柱の検討	・ ・ ・ ・ ・	15
§ 7. 柱埋め込み長さの検討	・ ・ ・ ・ ・	18
§ 8. 基礎の検討	・ ・ ・ ・ ・	20

§ 1 仕様・条件

① 仕様及び概要図

両開き 独立基礎 欄間無	独立門柱 吊ブレース有
門柱材	: □250×250×6.0
縦枠材	: □125×125×6.0
横枠材	: □125×125×6.0
種類	: 格子 (□28×18×1.2)

※基礎は、ご参考



※積雪時の検討条件は、扉先端の下部に扉沈下防止材が設置されているものとする。

全高	H=	1200 mm
扉高	h=	1200 mm
扉パネル高	h1=	1100 mm
基礎と扉パネルの隙間	S=	100 mm
門柱立上り高	a1=	1600 mm
門柱高	ph=	2800 mm
門柱根入れ長	B=	800 mm
門柱芯々幅	W=	8000 mm
扉幅	W1=	3829 mm

② 許容応力度

鋼材

(日本建築学会:鋼構造設計規準 ・ 日本規格協会:JISハンドブックにもとづく)

		<短期>		<長期>	
(門柱材) BCR295	引張・圧縮・曲げ	$F =$	295 N/mm ²	・	197 N/mm ²
	せん断	$f_t = f_c = f_b =$	295 N/mm ²	・	113 N/mm ²
		$f_s = F/\sqrt{3} =$	170 N/mm ²	・	
(縦枠材) STKR400	引張・圧縮・曲げ	$F =$	235 N/mm ²	・	157 N/mm ²
	せん断	$f_t = f_c = f_b =$	235 N/mm ²	・	90 N/mm ²
		$f_s =$	135 N/mm ²	・	
(横枠材) STKR400	引張・圧縮・曲げ	$F =$	235 N/mm ²	・	157 N/mm ²
	せん断	$f_t = f_c = f_b =$	235 N/mm ²	・	90 N/mm ²
		$f_s =$	135 N/mm ²	・	
(吊ブレース) SNR400B	引張・圧縮・曲げ	$F =$	235 N/mm ²	・	157 N/mm ²
	せん断	$f_t = f_c = f_b =$	235 N/mm ²	・	90 N/mm ²
		$f_s =$	135 N/mm ²	・	

中ボルト <短期>

(吊ブレース用ボルト)	引張	$f_{tb} =$	180 N/mm ²
	せん断	$f_{sb} =$	104 N/mm ²

コンクリート <短期>

(日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説にもとづく)

	$F_c =$	18 N/mm ²
圧縮短期応力に対する割増率	$Exc_c =$	2
せん断短期応力に対する割増率	$Exc_s =$	1.5
付着短期応力に対する割増率	$Exc_a =$	1.5
圧縮	$f_{cc} = 1/3 \cdot F_c \cdot Exc_c$	
	$= 1/3 \times 18 \times 2$	
	$=$	12 N/mm ²
せん断	$f_{cs} = 1/30 \cdot F_c \cdot Exc_s$	
	$= 1/30 \times 18 \times 1.5$	
	$=$	0.9 N/mm ²
付着	$f_{ca} = 4/100 \cdot F_c \cdot Exc_a$	
	$= 4/100 \times 18 \times 1.5$	
	$=$	1.08 N/mm ²

地耐力 <短期>

短期許容地耐力	$f_c =$	98 kN/m ²
---------	---------	----------------------

土質	単位体積重量	$\gamma =$	18 kN/m ³
	内部摩擦角	$\phi =$	30 °

③ 形鋼の断面性能

<門柱材>

種類	断面積	質量	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
	$A_p(\text{cm}^2)$	$W_p(\text{kg/m})$	$I_{xp}(\text{cm}^4)$	$I_{yp}(\text{cm}^4)$	$i_{xp}(\text{cm})$	$i_{yp}(\text{cm})$	$Z_{xp}(\text{cm}^3)$	$Z_{yp}(\text{cm}^3)$
□250×250×6.0	57.32	45	5620	5620	9.9	9.9	450	450

<扉縦枠材>

種類	断面積	質量	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
	$A_{wy}(\text{cm}^2)$	$W_{wy}(\text{kg/m})$	$I_{xwy}(\text{cm}^4)$	$I_{ywy}(\text{cm}^4)$	$i_{xwy}(\text{cm})$	$i_{ywy}(\text{cm})$	$Z_{xwy}(\text{cm}^3)$	$Z_{ywy}(\text{cm}^3)$
□125×125×6.0	27.63	21.7	641	641	4.82	4.82	103	103

<扉横枠材>

種類	断面積	質量	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
	$A_{wx}(\text{cm}^2)$	$W_{wx}(\text{kg/m})$	$I_{xwx}(\text{cm}^4)$	$I_{ywx}(\text{cm}^4)$	$i_{xwx}(\text{cm})$	$i_{ywx}(\text{cm})$	$Z_{xwx}(\text{cm}^3)$	$Z_{ywx}(\text{cm}^3)$
□125×125×6.0	27.63	21.7	641	641	4.82	4.82	103	103

§ 2 概算充実率・概算重量

① 扉充実率・重量

扉サイズ 高さ $h1 = 1100 \text{ mm}$ 縦枠長さ $h2 = 1100 \text{ mm}$
 幅 $W1 = 3829 \text{ mm}$ 横枠外-外高さ $h3 = 1100 \text{ mm}$

名称		部材	数量	正面幅	単位重量
縦材	縦枠材	□125×125×6.0	2	0.125 m	212.7 N/m
横材	横枠材	□125×125×6.0	2	0.125 m	212.7 N/m
	枠アングル	L-45×45×4	2	0.045 m	26.9 N/m

格子 □28×18×1.2
 充実率 $t\alpha = 0.132$ 単位重量 $t\omega = 65 \text{ N/m}^2$

< 扉概算充実率 >

全体面積 $\Sigma A = h1 \times W1$
 $= 1.1 \times 3.829$
 $= 4.212 \text{ m}^2$

縦材 縦枠 $Y1 = h2 \times ny1 \times ey1$
 $= 1.1 \times 2 \times 0.125$
 $= 0.275 \text{ m}^2$

横材 横枠 $X1 = (W1 - ny1 \times ey1) \times nx1 \times ex1$
 $= (3.829 - 2 \times 0.125) \times 2 \times 0.125$
 $= 0.895 \text{ m}^2$
 枠アングル $X2 = (W1 - ny1 \times ey2 - ny2 \times ey2) \times nx2 \times ex2$
 $= (3.829 - 2 \times 0.125 - 1 \times 0.075) \times 2 \times 0.045$
 $= 0.315 \text{ m}^2$

縦材・横材合計 $\Sigma XY = 1.549 \text{ m}^2$

格子 $XY = (\Sigma A - \Sigma XY) \times t\alpha$
 $= (4.212 - 1.549) \times 0.132$
 $= 0.352 \text{ m}^2$

扉充実率 $\alpha 1 = (\Sigma XY + XY) / \Sigma A$
 $= (1.549 + 0.352) / 4.212$
 $= 0.451$
 ↓
 $\alpha 1 = 0.5$

<扉概算重量>

縦材	縦枠	$Y_{g1} = h_2 \times n_{y1} \times g_{y1}$
		$= 1.1 \times 2 \times 212.7$
		$= 467.9 \text{ N}$

横材	横枠	$X_{g1} = (W_1 - n_{y1} \times e_{y1}) \times n_{x1} \times g_{x1}$
		$= (3.829 - 2 \times 0.125) \times 2 \times 212.7$
		$= 1522.5 \text{ N}$
	枠アングル	$X_{g2} = (W_1 - n_{y1} \times e_{y2} - n_{y2} \times e_{y2}) \times n_{x2} \times g_{x2}$
		$= (3.829 - 2 \times 0.125 - 1 \times 0.075) \times 2 \times 26.9$
		$= 188.5 \text{ N}$

縦材・横材合計	$\Sigma X_g Y_g =$	2237.3 N
---------	--------------------	----------

格子	$XY_g = h_1 \times W_1 \times t \omega$
	$= 1.1 \times 3.829 \times 65$
	$= 273.8 \text{ N}$

門重量	$\omega_{y1} = (\Sigma Y_g X_g + XY_g) / \Sigma A$
	$= (2237.3 + 273.8) / 4.212$
	$= 596 \text{ N/m}^2$

	↓	※付属品等を考慮して1割増しとする。
$\omega_{y1} =$	656 N/m ²	

§ 3 荷重

① 風荷重(昭和57年改訂 建築基準法施行令:第87条にもとづく)

基礎からの高さ
基礎からの門柱全高
GLから基礎天端までの距離

$h = 1200 \text{ mm}$
 $ph = 2800 \text{ mm}$
 $G = 0 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}\text{速度圧(門柱)} \quad q1 &= 60 \times 10 \times \sqrt{(G+ph/2)} \\ &= 60 \times 10 \times \sqrt{(0+2.8/2)} \\ &= 709.9 \text{ N/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{速度圧(門扉・フェンス)} \quad q2 &= 60 \times 10 \times \sqrt{(G+h/2)} \\ &= 60 \times 10 \times \sqrt{(0+1.2/2)} \\ &= 464.8 \text{ N/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{風力係数} \quad C = 1.2$$

$$\begin{aligned}\text{風圧力(門柱)} \quad Po1 &= C \times q1 \\ &= 1.2 \times 709.9 \\ &= 851.9 \text{ N/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{風圧力(門扉・フェンス)} \quad Po2 &= C \times q2 \\ &= 1.2 \times 464.8 \\ &= 557.8 \text{ N/m}^2\end{aligned}$$

② 風圧力の算定

扉面充実率	$\alpha 1 =$	50.0%
門柱幅	$b1 =$	0.25 m
扉縦枠幅	$b2 =$	0.125 m
扉面単位風圧	$\omega_{x1} = P_{o2} \times \alpha 1$ $= 557.8 \times 0.5$ $=$	278.9 N/m ²
門柱単位風圧	$\omega_{x4} = P_{o1} \times b1$ $= 851.9 \times 0.25$ $=$	213 N/m
扉縦枠単位風圧	$\omega_{x5} = P_{o2} \times b2$ $= 557.8 \times 0.125$ $=$	69.7 N/m
扉面単位重量	$\omega_{y1} =$	656 N/m ²
門柱単位重量	$\omega_{y4} =$	441 N/m
扉縦枠単位重量	$\omega_{y5} =$	212.7 N/m

③ 積雪荷重

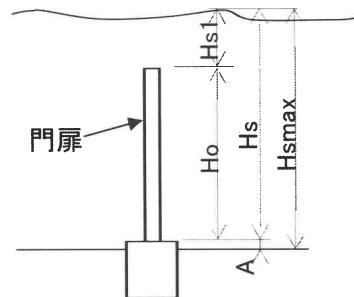
沈降力【FV式…防雪工学ハンドブック】

防雪工学ハンドブックには、下記(a)、(b)の2式が記載されているが、最大沈降力が多い(安全側)の設計を行うため、(a)式を用いて計算する。

$$\begin{aligned} F_{\max} &= 1.7 \times (W_{\max})^{3/2} & \dots (a) \\ F_{\max} &= 1.4 \times (W_{\max}) & \dots (b) \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} F_{\max} &= 1.7 \times (W_{\max})^{3/2} \\ F_{\max} &= 1.4 \times (W_{\max}) \end{aligned}} \right\} \text{最大沈降力}$$

$$W_{\max} = \rho \times (H_{\max} - A - H_o) \quad \dots \text{最大積雪荷重}$$

最大積雪深	$H_{\max} =$	3 m
雪密度	$\rho =$	3.0 kN/m ³
GLから基礎天端までの高さ	$A =$	0 m
門扉高さ	$H_o =$	1.2 m
重力加速度	$g =$	10 m/s ²



沈降力

$$\begin{aligned} F_{\max} &= 1.7 \times \left\{ \rho / g \times (H_{\max} - A - H_o) \right\}^{3/2} \times g \\ &= 1.7 \times \left\{ 3/10 \times (3 - 0 - 1.2) \right\}^{3/2} \times 10 \\ &= 6.746 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

④ 応力の組合せ

・風荷重と積雪荷重は同時に起こらないものとする。

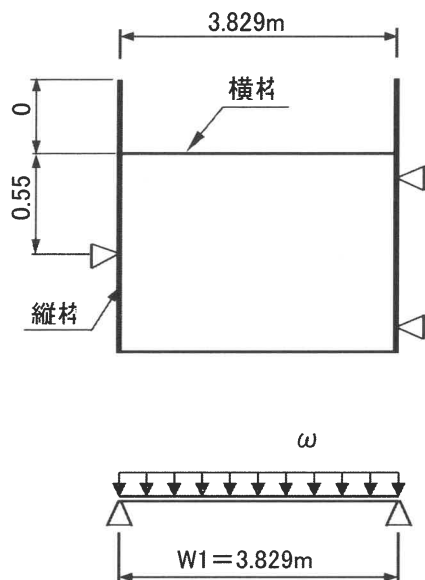
- | | |
|----------|---------------------------|
| (1) 長期荷重 | ・固定荷重作用時
・固定荷重＋積雪荷重作用時 |
| (2) 短期荷重 | ・固定荷重＋風荷重作用時 |

§ 4 扉枠の検討

① 風荷重時

(1) 横枠の検討

スパン $W1 = 3.829$ m の単純梁として、上下等分担するものと仮定する



$$\begin{aligned}\omega_x &= \omega_{x1} \times h1/2 \\ &= 278.9 \times 1.1/2 \\ &= 153.4 \text{ N/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_x &= \omega_x \times W1/2 \\ &= 153.4 \times 3.829/2 \\ &= 293.7 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_x &= \omega_x \times W1^2/8 \\ &= 153.4 \times 3.829^2/8 \\ &= 281.1 \text{ N}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\omega_y &= \omega_{y1} \times h1/2 \\ &= 656 \times 1.1/2 \\ &= 360.8 \text{ N/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_y &= \omega_y \times W1^2/8 \\ &= 360.8 \times 3.829^2/8 \\ &= 661.2 \text{ N}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

使用材	:	□125 × 125 × 6.0
断面積	$A_{wx} =$	27.63 cm ²
断面係数	$Z_{wx} =$	103 cm ³
	$Z_{yw} =$	103 cm ³

風荷重による発生応力

$$\begin{aligned}\sigma_{xwx} &= M_x/Z_{yw} \\ &= 281.1 \times 1000/(103 \times 10^3) \\ &= 2.73 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

自重による発生応力

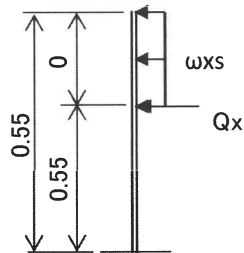
$$\begin{aligned}\sigma_{ywx} &= M_y/Z_{wx} \\ &= 661.2 \times 1000/(103 \times 10^3) \\ &= 6.42 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

安全率

$$\begin{aligned}\sigma_{xwx}/f_b + \sigma_{ywx}/f_b &= 2.73/235 + 6.42/235 \\ &= 0.039 \leq 1 \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$

(2)縦枠の検討

0.55 mの片持梁として、先端部に横枠反力を作用させる



$$\omega_{x5} = 69.7 \text{ N/m}$$

$$Q_x = 293.7 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M &= Q_x \times h_4 + \omega_{x5} \times a_2 \times (h_4 + a_2/2) \\ &= 293.7 \times 0.55 + 69.7 \times 0 \times (0.55 + 0/2) \\ &= 161.5 \text{ N}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

使用材	:	□125×125×6.0
断面積	$A_{wy} =$	27.63 cm ²
断面係数	$Z_{xy} =$	103 cm ³
	$Z_{yy} =$	103 cm ³

風荷重による発生応力

$$\begin{aligned} \sigma_{xy} &= M/Z_{yy} \\ &= 161.5 \times 1000 / (103 \times 10^3) \\ &= 1.57 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

安全率

$$\begin{aligned} \sigma_{xy}/f_b &= 1.57/235 \\ &= 0.007 \leq 1 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

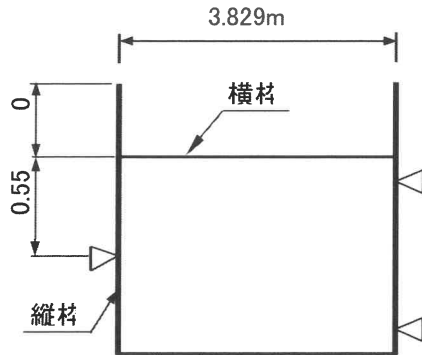
② 積雪荷重時

(1) 横枠の検討

スパン $W1 = 3.829$ m の単純梁として検討する。

※ 固定荷重は上下等分担、積雪荷重は上枠のみの負担するものと仮定する。

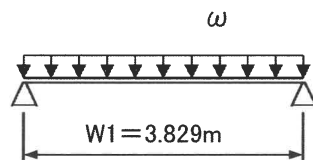
厳しい上部横枠のみを検討する。



$$\begin{aligned}\omega_{ys} &= \omega_{y1} \times h1/2 + F_{max} \\ &= 656 \times 1.1/2 + 6.746 \times 1000 \\ &= 7106.8 \text{ N/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ys} &= \omega_{ys} \times W1^2/8 \\ &= 7106.8 \times 3.829^2/8 \\ &= 13024.3 \text{ N}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{ys} &= \omega_{ys} \times W1 \\ &= 7106.8 \times 3.829 \\ &= 27211.9 \text{ N}\end{aligned}$$



使用材	:	□125×125×6.0
断面積	$A_{wx} =$	27.63 cm ²
断面係数	$Z_{wx} =$	103 cm ³
	$Z_{yx} =$	103 cm ³

自重＋積雪荷重による発生応力

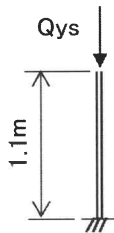
$$\begin{aligned}\sigma_{ywx} &= M_{ys}/Z_{wx} \\ &= 13024.3 \times 1000 / (103 \times 10^3) \\ &= 126.45 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

安全率

$$\begin{aligned}\sigma_{ywx}/f_b &= 126.45/157 \\ &= 0.805 \leq 1 \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$

(2)縦枠の検討

1.1 mの縦枠先端に軸力として作用する。
 ※扉先端の下部に扉沈下防止材が設置されているものとする。



$$\text{軸力: } Q_{ys} = 27211.9 \text{ N}$$

縦枠材: $\square 125 \times 125 \times 6.0$

$$\text{断面積: } A_w = 27.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面係数: } Z_x = 103 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 103 \text{ cm}^3$$

$$\text{断面二次半径: } i_x = 4.82 \text{ cm}$$

$$i_y = 4.82 \text{ cm}$$

$$\text{降伏点: } F = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ヤング係数: } E = 205 \text{ kN/mm}^2$$

$$\text{部材長さ: } h_2 = 1.1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{細長比: } \lambda_w &= 2 \times h_2 / i_x \\ &= 2 \times 1.1 / 0.0482 \\ &= 45.643 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{限界細長比: } \Lambda_w &= \sqrt{(\pi^2 \times E / (0.6 \times F))} \\ &= \sqrt{(3.142^2 \times 205 \times 1000 / (0.6 \times 235))} \\ &= 119.789 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{係数: } \phi_w &= 3/2 + 2/3 \times (\lambda_w / \Lambda_w)^2 \\ &= 3/2 + 2/3 \times (45.643 / 119.789)^2 \\ &= 1.597 \end{aligned}$$

圧縮低減の長期許容圧縮応力度

$$\lambda_w \leq \Lambda_w \text{ のとき } f_c' = \{1 - 0.4 \times (\lambda_w / \Lambda_w)^2\} \times F / \phi_w$$

$$\lambda_w > \Lambda_w \text{ のとき } f_c' = 0.277 \times F / (\lambda_w / \Lambda_w)^2$$

$$\begin{aligned} \text{よって、} f_c' &= \{1 - 0.4 \times (\lambda_w / \Lambda_w)^2\} \times F / \phi_w \\ &= \{1 - 0.4 \times (45.643 / 119.789)^2\} \times 235 / 1.597 \\ &= 138.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

発生応力:

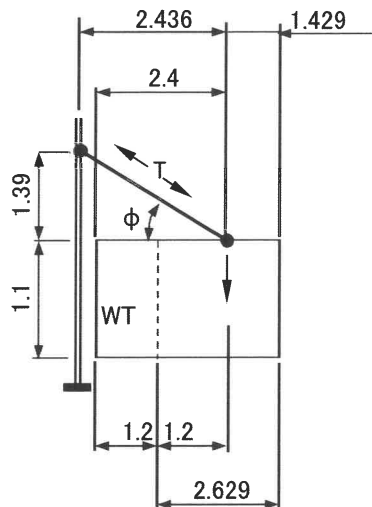
$$\begin{aligned} \sigma_c &= Q_{ys} / A_w \\ &= 27211.9 / (27.63 \times 100) \\ &= 9.849 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{安全率: } \sigma_c / f_c' = 9.849 / 138.6 = 0.071 \leq 1.0 \quad \cdots \text{OK}$$

§ 5 ブレースの検討

ブレース先端に負担幅分の鉛直荷重を作用させる

① 風荷重時 ※鉛直荷重は自重のみのため、長期荷重として検討する。



$$\begin{aligned}
 &\text{負担幅} \\
 &BT = 2.629 \text{ m} \\
 &\text{分担荷重} \\
 &WT = \omega y_1 \times h_1 \times BT \\
 &= 656 \times 1.1 \times 2.629 \\
 &= 1897.1 \text{ N} \\
 &\text{ブレース角度} \\
 &\phi = 29.7^\circ \\
 &\text{引張力} \\
 &T = WT / \sin \phi \\
 &= 1897.1 / \sin 29.7^\circ \\
 &= 3829 \text{ N} \\
 &\text{使用材} : \text{M22(吊ブレース)} \\
 &\text{材質} : \text{SNR400B} \\
 &\text{断面積} AT = 3.164 \text{ cm}^2 \\
 &\text{短期許容引張応力} ft = 235 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{自重による引張応力} \\
 &\sigma_t = T / AT \\
 &= 3829 / (3.164 \times 10^{-2}) \\
 &= 12.1 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{安全率} \\
 &\sigma_t / (ft / 1.5) = 12.1 / (235 / 1.5) \\
 &= 0.077 \leq 1 \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\text{ターンバックル保証荷重} \quad ta = 74.3 \text{ kN}$$

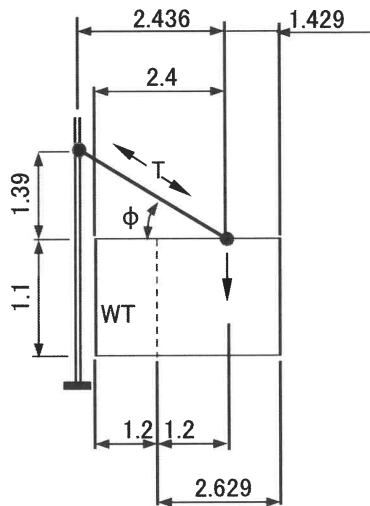
$$\begin{aligned}
 &\text{安全率} \\
 &T / ta = 3829 / (74.3 \times 1000) \\
 &= 0.052 \leq 1 \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{取付ボルト} \quad \text{M30} \quad \text{断面積} \quad Atb = 6.038 \text{ cm}^2 \\
 &\text{短期許容せん断応力} \quad fsb = 104 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{取付ボルトに作用するせん断力} \\
 &\sigma_s = T / Atb \\
 &= 3829 / (6.038 \times 10^{-2}) \\
 &= 6.34 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{安全率} \\
 &\sigma_s / (fsb / 1.5) = 6.34 / (104 / 1.5) \\
 &= 0.091 \leq 1 \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

② 積雪荷重時



負担幅
BT = 2.629 m

分担荷重
 $WT_s = \omega_y l \times h_1 \times BT + F_{max} \times BT$
 $= 656 \times 1.1 \times 2.629 + 6.746 \times 1000 \times 2.629$
 $= 19632.3 \text{ N}$

ブレース角度
 $\phi = 29.7^\circ$

引張力
 $T_s = WT_s / \sin \phi$
 $= 19632.3 / \sin 29.7^\circ$
 $= 39624.5 \text{ N}$

使用材 : M22(吊ブレース)
 材質 : SNR400B
 断面積 AT = 3.164 cm²
 短期許容引張応力 ft = 235 N/mm²

自重+積雪荷重による引張応力
 $\sigma_{ts} = T_s / AT$
 $= 39624.5 / (3.164 \times 10^{-2})$
 $= 125.24 \text{ N/mm}^2$

安全率
 $\sigma_{ts} / (ft / 1.5) = 125.24 / (235 / 1.5)$
 $= 0.799 \leq 1 \quad \dots \text{OK}$

ターンバックル保証荷重
 $t_a = 74.3 \text{ kN}$

安全率
 $T_s / t_a = 39624.5 / (74.3 \times 1000)$
 $= 0.533 \leq 1 \quad \dots \text{OK}$

取付ボルト M30
 断面積 Atb = 6.038 cm²
 短期許容せん断応力 fsb = 104 N/mm²

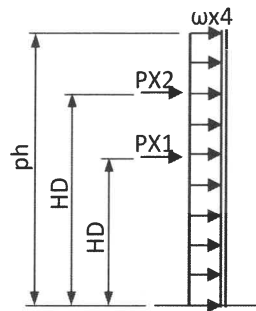
取付ボルトに作用するせん断力
 $\sigma_{ss} = T_s / Atb$
 $= 39624.5 / (6.038 \times 10^{-2})$
 $= 65.63 \text{ N/mm}^2$

安全率
 $\sigma_{ss} / (fsb / 1.5) = 65.63 / (104 / 1.5)$
 $= 0.947 \leq 1 \quad \dots \text{OK}$

§ 6 門柱の検討

① 風荷重時

モデル図



風荷重は門扉1枚を負担させる
自重は門扉1枚を負担させる

扉面単位風圧	$\omega_{x1} =$	278.9 N/m ²
門柱単位風圧	$\omega_{x4} =$	213 N/m
扉縦枠単位風圧	$\omega_{x5} =$	69.7 N/m
扉面単位重量	$\omega_{y1} =$	656 N/m ²
門柱単位重量	$\omega_{y4} =$	441 N/m
扉縦枠単位重量	$\omega_{y5} =$	212.7 N/m
門柱スパン	$W =$	8 m
扉高	$h1 =$	1.1 m
扉幅	$W1 =$	3.829 m
扉縦枠正面幅	$ey1 =$	0.125 m
扉縦枠立上り高さ	$a2 =$	0 m
中間縦枠立上り本数	$a3 =$	0 本
扉荷重作用位置	$HD = S + h1/2$	
	$= 0.1 + 1.1/2$	
	$= 0.65$	m
扉縦枠荷重作用位置	$HD1 = h + a2/2$	
	$= 1.2 + 0/2$	
	$= 1.2$	m
門柱高	$ph =$	2.8 m
扉部風荷重	$PX1 = \omega_{x1} \times h1 \times W1$	
	$= 278.9 \times 1.1 \times 3.829$	
	$= 1174.7$	N
扉縦枠風荷重	$PX2 = \omega_{x5} \times a2 \times (2 + a3)$	
	$= 69.7 \times 0 \times (2 + 0)$	
	$= 0$	N
扉部自重	$PY1 = \omega_{y1} \times h1 \times W1$	
	$= 656 \times 1.1 \times 3.829$	
	$= 2763$	N
扉縦枠自重	$PY2 = \omega_{y5} \times a2 \times (2 + A3)$	
	$= 212.7 \times 0 \times (2 + 0)$	
	$= 0$	N

自重による門柱最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_e &= (PY1 + PY2) \times (W/2 - W1/2) \\ &= (2763 + 0) \times (8/2 - 3.829/2) \\ &= 5762.2 \text{ N}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

風荷重による門柱最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_P &= PX1 \times HD + PX2 \times HD1 + \omega \times 4 \times ph^2/2 \\ &= 1174.7 \times 0.65 + 0 \times 1.2 + 213 \times 2.8^2/2 \\ &= 1598.5 \text{ N}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

風荷重による門柱水平力

$$\begin{aligned} H_P &= PX1 + PX2 + \omega \times 4 \times ph \\ &= 1174.7 + 0 + 213 \times 2.8 \\ &= 1771.1 \text{ N} \end{aligned}$$

自重による門柱鉛直力

$$\begin{aligned} N_P &= PY1 + PY2 + \omega \times 4 \times ph \\ &= 2763 + 0 + 441 \times 2.8 \\ &= 3997.8 \text{ N} \end{aligned}$$

門柱部材

□250×250×6.0

断面積	$A_p =$	57.32 cm ²
断面二次モーメント	$I_{xp} =$	5620 cm ⁴
	$I_{yp} =$	5620 cm ⁴
断面二次半径	$i_{xp} =$	9.9 cm
	$i_{yp} =$	9.9 cm
断面係数	$Z_{xp} =$	450 cm ³
	$Z_{yp} =$	450 cm ³
部材長さ	$L_p =$	2.8 m
細長比	$\lambda_p = 2 \times L_p / i_{xp}$	
	$= 2 \times 2.8 / 0.099$	
	$=$	56.566
限界細長比	$\Lambda_p = \sqrt{(\pi^2 \times E / (0.6 \times F))}$	
	$= \sqrt{(3.142^2 \times 205 \times 1000 / (0.6 \times 295))}$	
	$=$	106.915
ヤング係数	$E =$	205 kN/mm ²
係数	$U_p = 3/2 + 2/3 \times (\lambda_p / \Lambda_p)^2$	
	$= 3/2 + 2/3 \times (56.566 / 106.915)^2$	
	$=$	1.687

圧縮低減の長期許容圧縮応力度

$$\begin{aligned} \lambda \leq \Lambda \text{ のとき} & \quad F_c = (1 - 0.4 \times (\lambda_p / \Lambda_p)^2) \times F / U_p \\ \lambda > \Lambda \text{ のとき} & \quad F_c = 0.277 \times F / (\lambda_p / \Lambda_p)^2 \\ \text{よって、} & \quad f_c' = (1 - 0.4 \times (\lambda_p / \Lambda_p)^2) \times F / U_p \\ & \quad = (1 - 0.4 \times (56.566 / 106.915)^2) \times 295 / 1.687 \\ & \quad = 155.287 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

圧縮低減の短期許容圧縮応力度

$$\begin{aligned} f_c &= 1.5 \times f_c' \\ &= 1.5 \times 155.287 \\ &= 232.931 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

長期荷重について

$$\begin{aligned}\sigma_{cp} &= NP/A_p \\ &= 3997.8/(57.32 \times 100) \\ &= 0.697 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bpy} &= M_e/Z_{xp} \\ &= 5762.2 \times 1000/(450 \times 1000) \\ &= 12.805 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{安全率} \quad \sigma_{cp}/f_c' + \sigma_{bpy}/(f_b/1.5) &= 0.697/155.287 + 12.805/(295/1.5) \\ &= 0.07 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$

短期荷重について

$$\sigma_{cp} = 0.697 \text{ N/mm}^2$$

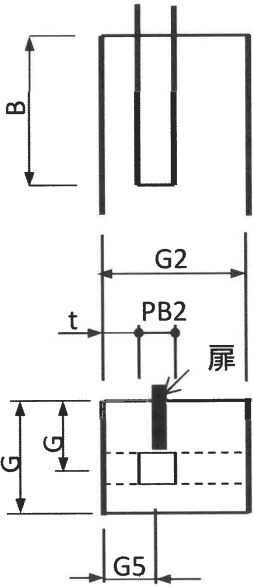
$$\sigma_{bpy} = 12.805 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bpx} &= MP/Z_{yp} \\ &= 1598.5 \times 1000/(450 \times 1000) \\ &= 3.552 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{安全率} \quad \sigma_{cp}/f_c + \sigma_{bpy}/f_b + \sigma_{bpx}/f_b &= 0.697/232.931 + 12.805/295 + 3.552/295 \\ &= 0.058 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$

§ 7 門柱埋め込み長さの検討

① 風荷重時

基礎上面存在応力	風荷重による水平力	HP=	1771.1 N
	風荷重による曲げモーメント	MP=	1598.5 N・m
	自重による曲げモーメント	Me=	5762.2 N・m
	自重による鉛直力	NP=	3997.8 N
	曲げモーメントの合成	$\Sigma M = \sqrt{(MP^2 + Me^2)}$ $= \sqrt{(1598.5^2 + 5762.2^2)}$ $=$	5979.8 N・m
	コンクリート基準強度	Fc=	18 N/mm ²
	許容圧縮応力度	fcc=	12 N/mm ²
	許容剪断応力度	fcs=	0.9 N/mm ²
正面柱幅	PB1=	250 mm	
柱奥行き	PB2=	250 mm	
埋め込み長	B=	800 mm	
基礎正面	G1=	1900 mm	
基礎奥行き	G2=	1900 mm	
柱位置	G5=	950 mm (奥行方向短い方)	
	G6=	950 mm (正面方向扉側)	
最低コンクリート被り厚			
奥行方向	t=	G5-PB2/2 = 950-250/2 =	825 mm
延長方向	t'=	G6-PB1/2 = 950-250/2 =	825 mm
奥行方向コンクリート圧縮応力度	$\sigma_{cy} = HP / (PB1 \times B) + 6 \times MP / (PB1 \times B^2)$ $= 1771.1 / (250 \times 800) + 6 \times 1598.5 \times 1000 / (250 \times 800^2)$ $=$	0.069 N/mm ²	$\leq 12 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
延長方向コンクリート圧縮応力度	$\sigma_{cx} = 6 \times Me / (PB2 \times B^2)$ $= 6 \times 5762.2 \times 1000 / (250 \times 800^2)$ $=$	0.216 N/mm ²	$\leq 12 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
コンクリート圧縮応力度の合成	$\Sigma \sigma_c = \sqrt{(\sigma_{cy}^2 + \sigma_{cx}^2)}$ $= \sqrt{(0.069^2 + 0.216^2)}$ $=$	0.227 N/mm ²	$\leq 12 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
奥行方向コンクリート剪断応力度	$\tau_y = \sigma_{cy} \times PB1 / (2 \times t)$ $= 0.069 \times 250 / (2 \times 825)$ $=$	0.01 N/mm ²	$\leq 0.9 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
延長方向コンクリート剪断応力度	$\tau_x = \sigma_{cx} \times PB2 / (2 \times t')$ $= 0.216 \times 250 / (2 \times 825)$ $=$	0.033 N/mm ²	$\leq 0.9 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
コンクリート剪断応力度の合成	$\Sigma \tau = \sqrt{(\tau_y^2 + \tau_x^2)}$ $= \sqrt{(0.01^2 + 0.033^2)}$ $=$	0.034 N/mm ²	$\leq 0.9 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

② 積雪荷重時 (長期荷重)

基礎上面存在応力	自重+沈降力による曲げモーメント	Mes=	59631.6 N・m
	自重+沈降力による鉛直力	NP _s =	29828.2 N

延長方向コンクリート圧縮応力度

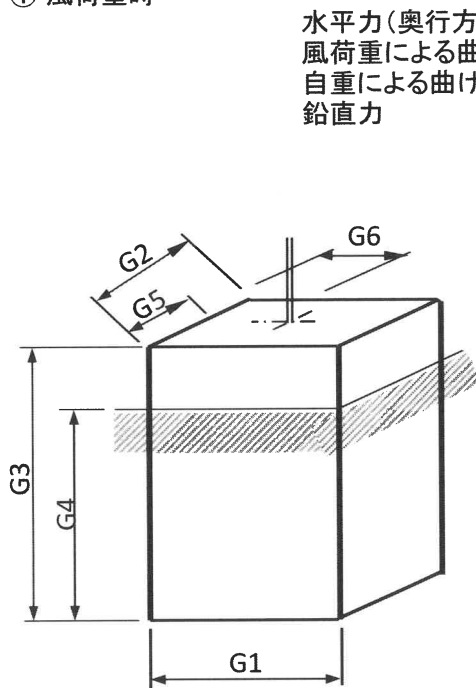
$$\begin{aligned}\sigma_{cs} &= 6 \times Mes / (PB^2 \times B^2) \\ &= 6 \times 59631.6 \times 1000 / (250 \times 800^2) \\ &= 2.236 \text{ N/mm}^2 \leq 8 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$

延長方向コンクリート剪断応力度

$$\begin{aligned}\tau_s &= \sigma_{cs} \times PB / (2 \times t') \\ &= 2.236 \times 250 / (2 \times 825) \\ &= 0.339 \text{ N/mm}^2 \leq 0.6 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$

§ 8 基礎の検討

① 風荷重時



水平力(奥行方向)	HP=	1.771 kN
風荷重による曲げモーメント(奥行方向)	MP=	1.599 kN・m
自重による曲げモーメント(延長方向)	Me=	5.762 kN・m
鉛直力	NP=	3.998 kN

基礎寸法 正面幅	G1=	1.9 m
奥行幅	G2=	1.9 m
基礎高さ	G3=	1.6 m
土中深さ	G4=	1.6 m
基礎位置	G5=	0.95 m
	G6=	0.95 m

コンクリート単位質量	$\gamma_c =$	23 kN/m ³
------------	--------------	----------------------

基礎重量	$W_c = \gamma_c \times G1 \times G2 \times G3$	
	$= 23 \times 1.9 \times 1.9 \times 1.6$	
	$= 132.848 \text{ kN}$	

短期地耐力	$f_c =$	98 kN/m ²
-------	---------	----------------------

土の単位体積重量	$\gamma =$	18 kN/m ³
土の内部摩擦角	$\phi =$	30 °

基礎底面伝達モーメント
(奥行方向)

$$\begin{aligned} M_{cy} &= MP + HP \times G3 \\ &= 1.599 + 1.771 \times 1.6 \\ &= 4.433 \text{ kN・m} \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(\pi/4 - \phi/2) \\ &= \tan^2(\pi/4 - 30/2) \\ &= 0.333 \end{aligned}$$

受働土圧係数

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2(\pi/4 + \phi/2) \\ &= \tan^2(\pi/4 + 30/2) \\ &= 3.000 \end{aligned}$$

土圧抵抗モーメント

$$\begin{aligned} MR1 &= 1/6 \times (K_p - K_a) \times \gamma \times G1 \times G4^3 \\ &= 1/6 \times (3 - 0.333) \times 18 \times 1.9 \times 1.6^3 \\ &= 62.267 \text{ kN・m} \end{aligned}$$

自重抵抗モーメント (奥行方向)

$$\begin{aligned} MR2y &= W_c \times G2/2 + NP \times G5 \\ &= 132.848 \times 1.9/2 + 3.998 \times 0.95 \\ &= 130.004 \text{ kN・m} \end{aligned}$$

(延長方向)

$$\begin{aligned} MR2x &= W_c \times G1/2 + NP \times G6 \\ &= 132.848 \times 1.9/2 + 3.998 \times 0.95 \\ &= 130.004 \text{ kN・m} \end{aligned}$$

抵抗モーメント

(奥行方向)

$$\begin{aligned} MR_y &= MR1 + MR2y \\ &= 62.267 + 130.004 \\ &= 192.271 \text{ kN・m} \end{aligned}$$

(延長方向)

$$\begin{aligned} MR_x &= MR1 + MR2x \\ &= 62.267 + 130.004 \\ &= 192.271 \text{ kN・m} \end{aligned}$$

転倒に対する検討

(奥行方向) $MR_y = 192.271 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq Mc_y = 4.433 \text{ kN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}$

(延長方向) $MR_x = 192.271 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq Me = 5.762 \text{ kN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}$

基礎先端からの
重心位置

(奥行方向) $\chi_y = (MR_y - Mc_y) / (W_c + NP)$
 $= (192.271 - 4.433) / (132.848 + 3.998)$
 $= 1.373 \text{ m}$

(延長方向) $\chi_x = (MR_x - Me) / (W_c + NP)$
 $= (192.271 - 5.762) / (132.848 + 3.998)$
 $= 1.363 \text{ m}$

偏芯量

(奥行方向) $e_y = G_2/2 - \chi_y$
 $= 1.9/2 - 1.373$
 $= -0.423 \text{ m}$

抵抗力が勝るため $\rightarrow e_y = 0.000 \text{ m} \leq G_2/6 = 0.317 \text{ m}$

(延長方向) $e_x = G_1/2 - \chi_x$
 $= 1.9/2 - 1.363$
 $= -0.413 \text{ m}$

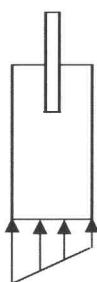
抵抗力が勝るため $\rightarrow e_x = 0.000 \text{ m} \leq G_1/6 = 0.317 \text{ m}$

発生応力度

(奥行方向) $\sigma_{cy} = (W_c + NP) / (G_1 \times G_2) \times (1 \pm 6 \times e_y / G_2)$
 $= (132.848 + 3.998) / (1.9 \times 1.9) \times (1 \pm 6 \times 0 / 1.9)$
 $= 37.9 \text{ kN/m}^2$
 $= 37.9 \text{ kN/m}^2$

(延長方向) $\sigma_{cx} = (W_c + NP) / (G_1 \times G_2) \times (1 \pm 6 \times e_x / G_1)$
 $= (132.848 + 3.998) / (1.9 \times 1.9) \times (1 \pm 6 \times 0 / 1.9)$
 $= 37.9 \text{ kN/m}^2$
 $= 37.9 \text{ kN/m}^2$

(合成) $\sigma_c = \sqrt{\sigma_{cy}^2 + \sigma_{cx}^2}$
 $= \sqrt{37.9^2 + 37.9^2}$
 $= 53.6 \text{ kN/m}^2$



重心位置 ($e_y \leq G_2/6$) 場合

重心位置 ($e_x \leq G_1/6$) 場合



重心位置 ($G_2/6 < e_y$) 場合

重心位置 ($G_1/6 < e_x$) 場合

支持に対する検討

(合成) $\sigma_c = 53.6 \text{ kN/m}^2 \leq f_c = 98 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

② 積雪荷重時

曲げモーメント(延長方向) $Me_s = 59.632 \text{ kN}\cdot\text{m}$
鉛直力 $NP_s = 29.828 \text{ kN}$

基礎底面伝達モーメント
(延長方向)

$$M_{cs} = M_{es} \\ = 59.632 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

土圧抵抗モーメント

$$MR_3 = 1/6 \times (K_p - K_a) \times \gamma \times G_2 \times G_4^3 \\ = 1/6 \times (3 - 0.333) \times 18 \times 1.9 \times 1.6^3 \\ = 62.267 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

自重抵抗モーメント
(延長方向)

$$MR_4 = W_c \times G_1/2 + NPs \times G_6 \\ = 132.848 \times 1.9/2 + 29.828 \times 0.95 \\ = 154.542 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

抵抗モーメント
(延長方向)

$$MR_s = MR_3 + MR_4 \\ = 62.267 + 154.542 \\ = 216.809 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

転倒に対する検討

安全率
(延長方向)

$$MR_s/M_{cs} = 216.809/59.632 \\ = 3.636 \geq 2.0 \quad \dots \text{OK}$$

基礎先端からの重心位置
(延長方向)

$$\chi_s = (MR_s - M_{cs}) / (W_c + NPs) \\ = (216.809 - 59.632) / (132.848 + 29.828) \\ = 0.966 \text{ m}$$

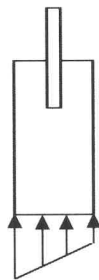
偏芯量
(延長方向)

$$e_s = G_1/2 - \chi_s \\ = 1.9/2 - 0.966 \\ = -0.016 \text{ m}$$

$$\text{抵抗力が勝るため} \rightarrow = 0.000 \text{ m} \leq G_2/6 = 0.317 \text{ m}$$

発生応力度
(延長方向)

$$\sigma_{cs} = (W_c + NPs) / (G_1 \times G_2) \times (1 \pm 6 \times e_s / G_1) \\ = (132.848 + 29.828) / (1.9 \times 1.9) \times (1 \pm 6 \times 0 / 1.9) \\ = 45.1 \text{ kN/m}^2 \\ = 45.1 \text{ kN/m}^2$$



重心位置 ($e_s \leq G_1/6$) 場合



重心位置 ($G_1/6 < e_s$) 場合

支持に対する検討

$$\sigma_{cs} = 45.1 \text{ kN/m}^2 \leq f_c/2 = 49 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{OK}$$