

サイクルハウス構造計算書

KPBS-245型

(積雪荷重 2000N/m^2 屋根板厚0.5)

鋼鈹商事株式会社

平成27年 3月 4日

目次

§1 一般事項

- 1.1 建築場所
- 1.2 建築概要
- 1.3 設計方針
- 1.4 使用材料、材料の許容応力度
- 1.5 荷重及び外力
- 1.6 構造概要図

§2 屋根パネル及び母屋の算定

- 2.1 屋根パネル
- 2.2 母屋の算定

§3 架構応力の算定

- 3.1 鉛直荷重時応力の算定
- 3.2 水平荷重時応力の算定

§4 柱、梁断面算定

§5 基礎の設計

- 5.1 積雪加重時の算定

(3)

§ 1 一般事項
1.1 建築場所

風速 $V=34$ m/sec 地域
地表面粗度区分Ⅱ
積雪荷重 $2000\text{N}/\text{m}^2$ (短期荷重)

1.2 建築概要

建物概要			仕上概要	
階	床面積	用途	構造種別	その他
1		駐輪場	S	軒高 2.056m 最高高さ 2.210m
計				屋根 鋼板0.5t 床 ・土間コンクリート 壁 ・無し

- 1) 準拠基準、その他
a) 建築基準法、同施行例及び日本建築学会の計算基準に準拠する。
b) 参考図書等 構造マニユアル(理工学社)

- 2) 応力解析法
a) 鉛直荷重時
b) 水平荷重時
・構造マニユアルによる
・構造マニユアルによる

- 3) 構造計画概要
a) 架構計画
X方向
Y方向
・両端支持
・両端固定
b) 基礎計画
・独立基礎(土間と一体)

- c) 構造計算の方法
許容応力度計算
X、Y方向 ルートⅠ

(4)

1.4 使用材料、材料の許容応力度

1) 使用コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

採用	種類	Fc	長期		短期		
			圧縮	引張	圧縮	引張	
○	普通コンクリート	18.0	6.0	0.60	12.0	1.2	1.20

2) 異形鉄筋の許容付着応力度 (N/mm²)

採用	Fc	長期		短期	
		上端筋	その他	上端筋	その他
	18.0	6.0	0.60	12.0	1.2

3) 使用鉄筋及び鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

採用	種類	長期		短期	
		引張・圧縮	剪断	引張・圧縮	剪断
	SD295	195	195	295	295

4) 使用鋼材及び鋼材の許容応力度 (N/mm²)

採用	種類	長期			短期			
		圧縮	引張	曲げ	剪断	圧縮	引張	曲げ
○	SS400	156	156	156	90	235	235	135
○	SSC400							
○	STK400							

注) 許容圧縮応力度、許容曲げ応力度は座屈を考慮する

5) 地盤の許容応力度

長期 $f_e=50\text{kN/m}^2$
短期 $f_e=100\text{kN/m}^2$

(5)

1.5 荷重及び外力

1) 固定荷重

屋根	鋼板t0.5角波	60 N/m ²
母屋(一部補強入り)	C-60×30×10×1.6 @605	40
合計		100 N/m ²

2) 床荷重一覧表(N/m²)

	屋根版用		小梁用		梁、柱、基礎用		地震力用				
	D.L	L.L	T.L	D.L	L.L	T.L	D.L	L.L	T.L		
屋根	60	0	60	100	0	100	140	0	140	0	140

3) 積雪荷重

積雪量 (100)cm × (20)N/m²/cm= 合計 (2000)N/m²
・短期荷重として扱う

4) 風圧力

- ・V₀=34.0(m/sec) 地表面粗度区分はIIとする
- ・速度圧 q=0.6×E×V₀²=1233 N/m²
- ・風力係数 独立上屋(切妻) 正 Cf=0.6 負 Cf=-1.0
- ・風圧力=風力係数×速度圧

5) 地震力

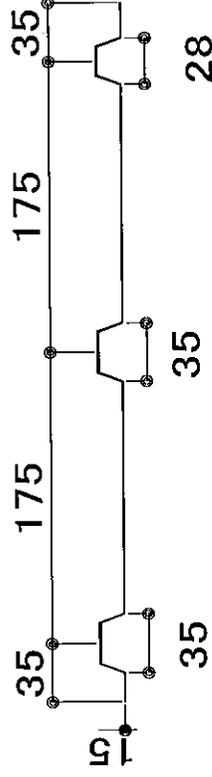
- ・地域係数 Z=1.0
- ・地盤種別 第2種とする
- ・標準剪断力係数 C₀=0.3とする

6) その他

§ 2 屋根パネル及び母屋の算定

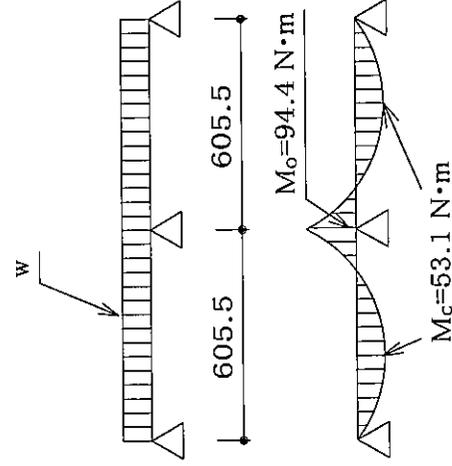
2-1 屋根パネル

使用材 角リブ 鋼板 t0.5



$$t=0.5\text{mm} \quad I=2.094\text{ cm}^4/\text{m} \quad Z=1.84\text{ cm}^3/\text{m}$$

積雪時について検討する
二連続梁として計算する



中間部分

$$w = (\text{固定} + \text{積雪}) = (60 + 2000) \times 1.0 = 2060 \quad \text{N/m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot w \cdot l^2 = \frac{1}{8} \times 2060 \times 0.6055^2 = 94.41 \quad \text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \frac{9}{128} \cdot w \cdot l^2 = \frac{9}{128} \times 2060 \times 0.6055^2 = 53.1 \quad \text{N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度検定

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{94.41 \times 10^2}{1.84} = 5131 \quad \text{N/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{5131}{23500} = 0.2183 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

2-2 母屋

積雪時について検討する

二連続梁として計算する

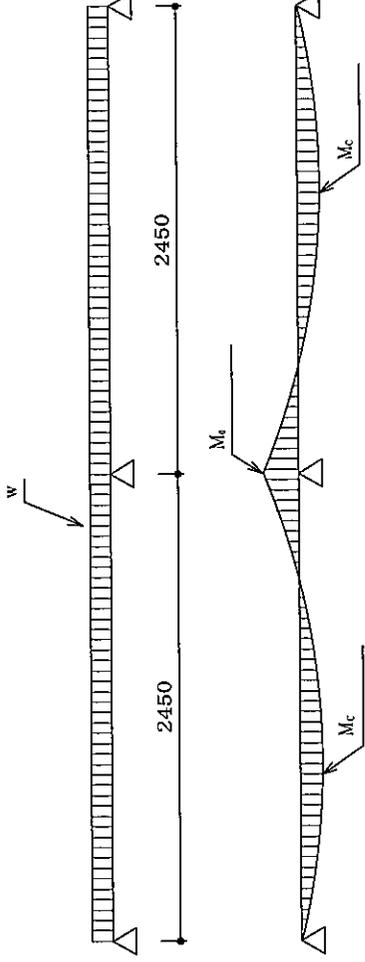
母屋は荷重負担の少ない前後の母屋と荷重負担の大きい中央部2本母屋に分けて検討する。
中央部の母屋は中に補強材を入れた二重構造とし、強度をアップしている。

(1) 前後母屋

使用材 リップ溝形鋼 C-60×30×10×1.6



$$I = 11.6 \text{ cm}^4 \quad Z = 3.88 \text{ cm}^3$$



$$w = (\text{固定} + \text{積雪}) = (80 + 2000) \times (0.093 + \frac{0.598}{2}) = 815.4 \quad \text{N/m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot w \cdot l^2 = \frac{1}{8} \times 815.4 \times 2.45^2 = 611.8 \quad \text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \frac{9}{128} \cdot w \cdot l^2 = \frac{9}{128} \times 815.4 \times 2.45^2 = 344.1 \quad \text{N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度検定

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{611.8 \times 10^2}{3.88} = 15770 \quad \text{N/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{15770}{235 \times 10^2} = 0.6711 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

(2) 中母屋(中央部2本)

使用材 本体 リップ溝形鋼 C-60×30×10×1.6

補強材 溝形鋼 C-55×25×3.2

$$I = 11.6 + 13.81 = 25.41 \text{ cm}^4 \quad Z = \frac{I}{h/2} = \frac{25.41}{3} = 8.47$$

$$w = (\text{固定} + \text{積雪}) = (100 + 2000) \times \frac{0.596 + 0.608}{2} = 1264 \quad \text{N/m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot w \cdot l^2 = \frac{1}{8} \times 1264 \times 2.45^2 = 948.4 \quad \text{N}\cdot\text{m}$$

$$M_C = \frac{9}{128} \cdot w \cdot l^2 = \frac{9}{128} \times 1264 \times 2.45^2 = 533.5 \quad \text{N}\cdot\text{m}$$

曲げ応力度検定

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{948.4 \times 10^2}{8.47} = 11200 \quad \text{N/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{11200}{235 \times 10^2} = 0.4766 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

§ 3 架構応力の算定

3-1 鉛直荷重時応力の算定

積雪荷重時について検討する

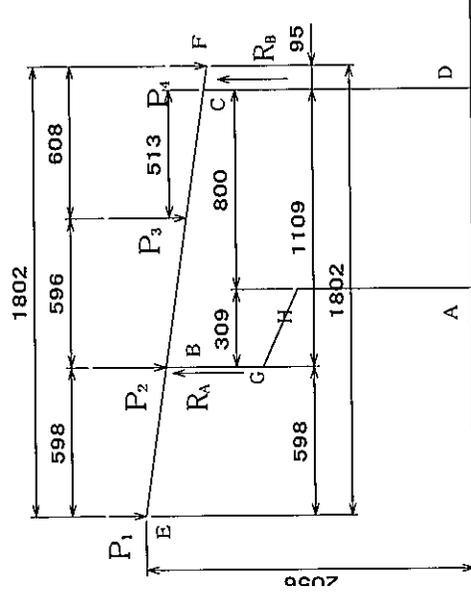
柱、梁の計算において自重は屋根にかかる荷重に比べて小さいので梁にかかるとして

梁、柱、基礎を計算する場合、単重を2140 N/m²として計算する。

母屋にかかる荷重 $2100 \times 1.955 \times 2.45 = 10060 \text{ N}$

梁重量 $49.8 \times 1.802 = 89.74 \quad 10060 + 89.74 + 102.4 = 10250$

柱重量 $49.8 \times 2.056 = 102.4 \quad 2140 \times 1.955 \times 2.45 = 10250$



1) 積雪時荷重

$w_0 = \text{固定荷重} + \text{積雪荷重} = 140 + 2000 = 2140 \text{ N/m}^2$

$P_1 = 2140 \times \left(0.093 + \frac{0.598}{2} \right) \times 2.45 = 2055 \text{ N}$

$P_2 = 2140 \times \left(\frac{0.598 + 0.596}{2} \right) \times 2.45 = 3130 \text{ N}$

$P_3 = 2140 \times \left(\frac{0.596 + 0.608}{2} \right) \times 2.45 = 3156 \text{ N}$

$P_4 = 2140 \times \frac{0.608 + 0.06}{2} \times 2.45 = 1751 \text{ N}$

2) 柱反力

前柱反力 R_A 後柱反力 R_B

$R_A + R_B = 2055 + 3130 + 3156 + 1751 = 10090$

$P_1 \times 0.598 + R_B \times 1.109 = P_3 \times 0.596 + P_4 \times 1.204$

従って $R_A = 7601 \text{ N} \quad R_B = 2489 \text{ N}$

3) 梁柱頭部曲げモーメント

固定モーメント法によって算出する。

梁の前後に張り出している部分は柱との交点を固定端とする片持ち梁として扱う。

部材仕様 柱、梁とも 丸パイプ STK 76.3×2.8

$$I=43.7 \text{ cm}^4 \quad Z=11.5 \text{ cm}^3$$

部材の剛度K、剛比k 剛度

前柱
(標準剛度とする)

$$K_1 = \frac{43.7}{205.6} = 0.2125 \quad k_1 = 1$$

後柱

$$K_2 = \frac{43.7}{176.7} = 0.2473 \quad k_2 = \frac{0.2473}{0.2125} = 1.164$$

梁(柱の中間部)

$$K_3 = \frac{43.7}{110.9} = 0.394 \quad k_3 = \frac{0.394}{0.2125} = 1.854$$

前梁

$$K_4 = \frac{43.7}{59.8} = 0.7308 \quad k_3 = \frac{0.7308}{0.2125} = 3.439$$

後梁

$$K_3 = \frac{43.7}{9.5} = 4.6 \quad k_3 = \frac{4.6}{0.2125} = 21.65$$

部材BCの固定端モーメント

$$M_{BC} = \frac{Pab^2}{L^2} = \frac{3156 \times 0.596 \times 0.513^2}{1.109^2} = 402.5$$

$$M_{CB} = \frac{Pa^2b}{L^2} = \frac{3156 \times 0.596^2 \times 0.513}{1.109^2} = 467.6$$

張り出し部分のモーメント

$$M_{BB} = -2055 \times 0.596 = -1225$$

$$M_{CF} = 1751 \times 0.095 = 166.3$$

	前梁	前柱	B	中梁	中梁	後柱	C	後梁
分割率 μ	-0.546	-0.159		-0.295	-0.075	-0.047		-0.878
D1	-1225	130.8		402.5	-467.6			166.3
	449.1			242.6	22.6	14.2		264.5
分割率 μ				-0.65	-0.61	-0.39		
C1				11.3	121.3			
D2				-7.3	-74.0			
C2				-37.0	-3.7			
D3				24.1	2.2	1.4		
C3				1.1	12.0			
D3				-0.7	-7.3	-4.7		
M	-776	139	A	637	-394	-36	D	431

4) 柱応力

前柱

頭部	圧縮力	反力 $R_A=7601$	N
	曲げモーメント	$M_B=139$	N・m
折れ曲がり部	曲げモーメント	$M_0=139-7601 \times 0.309=-2210$	N・m
基礎部	曲げモーメント	$M_A=\frac{M_0 - 2210}{2}=-1105$	N・m

$$\frac{24771}{11.5}$$

後柱

頭部	圧縮力	反力 $R_B=2489$	N
	曲げモーメント	$M_C=-36$	N・m
基礎部	曲げモーメント	$M_D=\frac{M_C - 36}{2}=-18$	N・m

3-2 水平荷重時応力の算定

a) 風圧時(固定荷重を含む)

風力係数	吹上げ時	$C_F=1.0$
	吹き下げ時	$C_F=-0.6$

地表面粗度区分はⅡ、基準風速 $V_0=34$ m/sec とする

(1) 速度圧 q の算出

1) Z_b, Z_G, α

地表面粗度区分Ⅱだから

$$Z_b=5 \text{ m} \quad Z_G=350 \text{ m} \quad \alpha=0.15$$

2) E_r

$$H=2.21 \text{ m} < Z_b=5 \text{ m} \text{ だから}$$

$$E_r=1.7 \times \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^{\alpha} = 1.7 \times \left(\frac{5}{350} \right)^{0.15} = 0.8988$$

3) G_f

地表面粗度区分Ⅱ、 $H=2.21 \text{ m} < 10 \text{ m}$ だから $G_f=2.2$

4) E

$$E=E_r^2 \times G_f=0.8988^2 \times 2.2=1.777$$

5) 速度圧 q

$$\text{速度圧 } q=0.6 \cdot E \cdot V_0^2 = 0.6 \times 1.777 \times 34^2 = 1233 \text{ N/m}^2$$

(2)風圧時(吹上げ)の曲げモーメントMと引抜き荷重N

$$w_0 = C_r \cdot q = -1.0 \times 1233 = -1233 \quad \text{N/m}^2$$

$$w = (-1233 + 140) = -1093 \quad \text{N/m}^2$$

$$\alpha = \frac{-1093}{2140} = -0.5107$$

即ち、各部材にかかる応力は積雪時(2000 N/m²)の値に0.5107倍で向きは上向きとなる。

1)梁応力

曲げモーメントは前柱部で最大になる。

$$M = -776 \times (-0.5107) = 396.3 \quad \text{N} \cdot \text{m}$$

2)柱応力

前柱

頭部 圧縮力 反力 $R_A = 7601 \times (-0.5107) = -3882$

曲げモーメント $M_B = 139 \times (-0.5107) = -70.99$

折れ曲がり部 曲げモーメント $M_0 = -70.99 + (-3882) \times 0.309 = -1271$

基礎部 曲げモーメント $M_A = \frac{M_0 - 1271}{2} = -635.5$

後柱

頭部 圧縮力 反力 $R_B = 2489 \times (-0.5107) = -1294 \quad \text{N}$

曲げモーメント $M_C = 36 \times (-0.5107) = -18.39 \quad \text{N} \cdot \text{m}$

基礎部 曲げモーメント $M_0 = \frac{M_C - 18.39}{2} = -9.195 \quad \text{N} \cdot \text{m}$

b)地震時

標準せん断力係数 $C_0 = 0.3$ とする

2) 水平時

$$F = (140 \times 1.995 \times 2.45) \times 0.3 = 205.3 \quad \text{N}$$

$$\therefore M = F \times H = 205.3 \times 2.056 = 422.1 \quad \text{N} \cdot \text{m}$$

$$\therefore Q = F = 205.3 \quad \text{N}$$

S 4 断面算定

柱、梁 断面算定

使用材

$$\phi - 76.3 \times 2.8 \text{ (SS400)}$$

$$A = 6.465 \text{ cm}^2$$

$$I = 43.7 \text{ cm}^4$$

$$Z = 11.5 \text{ cm}^3$$

$$i = 2.6 \text{ cm}$$

$$\text{座屈長さ } l_k \quad l_k = 0.5 \cdot l = 0.5 \times 143 = 71.5 \quad \text{cm}$$

$$\text{有効細長比 } \lambda \quad \lambda = \frac{71.5}{2.6} = 27.5 < \Lambda = 120$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda \quad \Lambda = \frac{1500}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}} = \frac{1500}{12.52} = 120$$

$$\text{基準強度 } F \quad F = 235 \text{ N/mm}^2$$

長期許容圧縮応力度 ${}_L f_c$

$${}_L f_c = \frac{\left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{27.5}{120} \right)^2 \right\} \times 235}{\nu} = \frac{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{27.5}{120} \right)} = 139.2 \quad \text{N/mm}^2$$

長期許容曲げ応力度 ${}_L f_b$

$${}_L f_b = 156.6 \quad \text{N/mm}^2 = 15660 \quad \text{N/cm}^2$$

応力度検定

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{7601}{6.465} = 1176 \quad \text{N/cm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{2210 \times 10^2}{11.5} = 19220 \quad \text{N/cm}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{1176}{13900 \times 1.5} + \frac{19220}{23500} = 0.8743 < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

4-1 吹上げ荷重時

柱軸力 N N = -6164 N

曲げモーメント M M = -5412 N・m

応力度検定

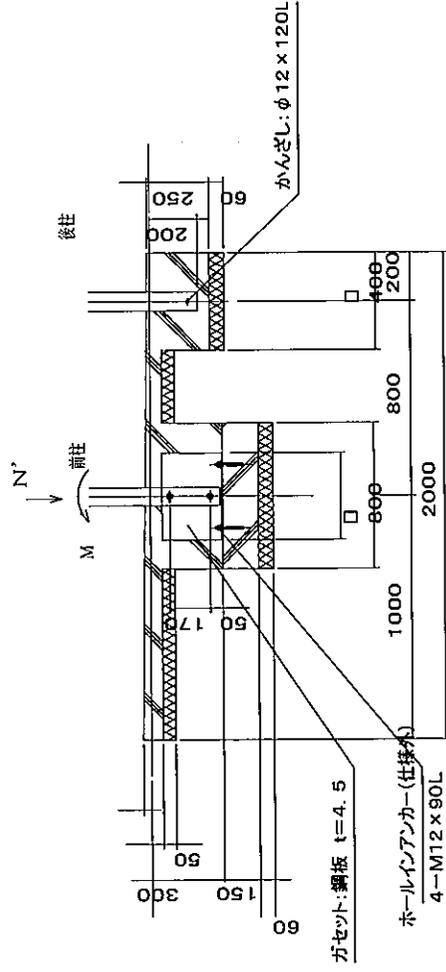
$$\text{引張応力度 } \sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{-6164}{11.2} = -550.4 \quad \text{N/cm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{-5412 \times 10^2}{22.7} = -23840 \quad \text{N/cm}^2$$

$$\therefore \frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{-550.4}{23500} + \frac{23840}{23500} = -1.038 > 1.0 \rightarrow \text{不可}$$

§ 5 基礎の設計

積雪荷重時



積雪時曲げモーメント M $M=2210$ $N \cdot m$

積雪時引抜き荷重 N' $N'=7601$ $N=7.601$ kN

基礎面積 A $A=0.80 \times 0.80=0.64$

基礎自重 N_f $N_f=23 \times 0.64 \times 0.45=6.624$

$$N = N' + N_f = 7.601 + 6.624 = 14.225 \quad kN$$

$$\varepsilon = \frac{0.8}{2} - 0.4 = 0$$

$$e = \frac{M - N' \cdot \varepsilon}{N} = \frac{2.21 - 7.601 \times 0}{14.425} = 0.1532 > \frac{L}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.1333$$

$$\alpha = \frac{2}{3 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{L} \right)} = \frac{2}{3 \left(0.5 - \frac{0.1532}{0.8} \right)} = 2.161$$

$$x_n = 3 \left(\frac{L}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{0.8}{2} - 0.1532 \right) = 0.7404$$

$$\therefore \sigma_{\max} = \frac{\alpha \cdot N}{A} = \frac{2.161 \times 14.225}{0.64} = 48.03 \quad kN/m^2 < 50 \times 2 = 100 \quad kN/m^2 \rightarrow OK$$