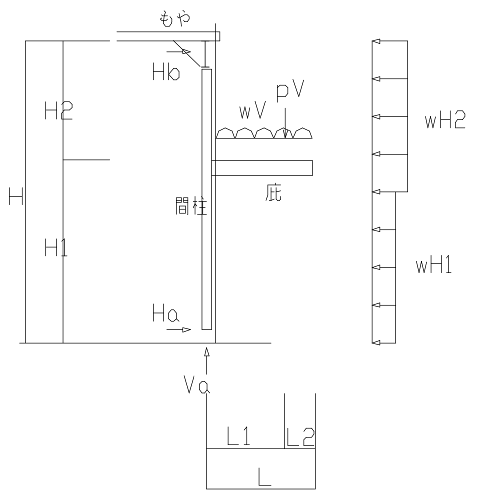
（２） 庇付き間柱　　MP2の設計（X1通りY2軸）

・構造寸法

間柱の高さ：	H1＝	5.500	[m]
	H2＝	3.300	[m]
	H＝	8.800	[m]
庇の出：	L1＝	2.600	[m]
	L2＝	0.400	[m]
	L＝	3.000	[m]
支配幅：	B＝	4.000	[m]
屋根考慮幅：	Bｏ＝	6.500	[m]
胴縁の間隔：	Pｄ＝	0.600	[m]

・外力

集中荷重：	ｐV＝	0.000	[kN]
壁単位荷重：	ｗV＝	700	[N/㎡]
本建物の速度圧	：WL	1200	[N/㎡]



[N/㎡]	屋根	庇
DL	300	200
SL	600	600

・風力係数：Cｆ

	屋根	庇	間柱
(正圧)	-1.00	-1.20	0.77
(負圧)	-1.00	-0.50	-0.70

壁面の正圧時の風力係数：Cｆ(0.8kz)は高さ方向を下表の通り２分割して平均値とした。

（正圧）

部位	h1		h2	0.8kz
間柱	4.400	～	8.800	0.77
	0.000	～	4.400	0.77

0.8kzの値は、§３－５風荷重（壁面の高さ係数kz）による。

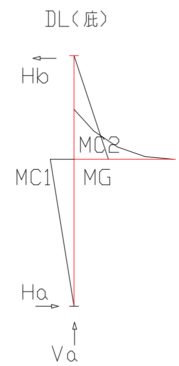
（１）固定荷重時応力：DL

1. 軸力

屋根	0.300	×	6.500	×	4.000 ×	1.000	＝	7.800	
庇	0.200	×	3.000	×	4.000 ×	1.000	＝	2.400	
カベ	0.700	×	4.000	×	8.800 ×	1.000	＝	24.640	
						Va	＝	34.840	[kN]

2. 曲げ・せん断

MG=	0.800	×	3.000	×	3.000 ×	0.500	＝	3.600	[kN.m]
QG=	0.800	×	3.000	×	1 ×	1	＝	2.400	[kN]
Ha=	3.600	÷	8.800	×	1 ×	1	＝	0.409	[kN]
Hb=	0.000	―	Ha				＝	-0.409	[kN]
MC1=	0.409	×	5.500	×	1.000 ×	1.000	＝	2.250	[kN.m]
MC2=	0.409	×	3.300	×	1.000 ×	1.000	＝	1.350	[kN.m]



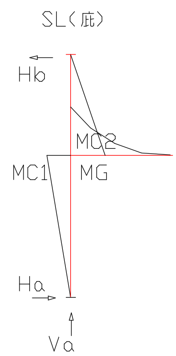
（２）積雪荷重時応力：SL

1. 軸力

屋根雪	0.600	×	6.500	×	4.000 ×	1.000	＝	15.600	
庇雪	0.600	×	3.000	×	4.000 ×	1.000	＝	7.200	
						Va	＝	22.800	[kN]

2. 曲げ・せん断

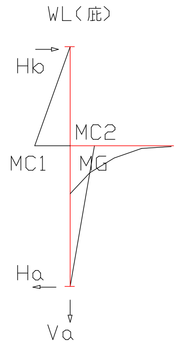
MG=	2.400	×	3.000	×	3.000 ×	0.500	＝	10.800	[kN.m]
QG=	2.400	×	3.000	×	1.000 ×	1.000	＝	7.200	[kN]
Ha=	10.800	÷	8.800	×	1.000 ×	1.000	＝	1.227	[kN]
Hb=	0.000	―	Ha				＝	-1.227	[kN]
MC1=	1.227	×	5.500	×	1.000 ×	1.000	＝	6.750	[kN.m]
MC2=	1.227	×	3.300	×	1.000 ×	1.000	＝	4.050	[kN.m]



（３）風荷重（正圧）時応力：ＷＬ（正）

1．軸力

屋根	1.200	×	6.500	×	4.000	×	-1.000	=	-31.200
庇	1.200	×	3.000	×	4.000	×	-1.200	=	-17.280
									-48.480 [kN]

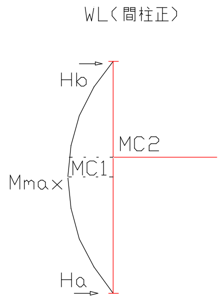


2．曲げ・せん断(庇)

MG=	-5.760	×	3.000	×	3.000	×	0.500	=	-25.920	[kN.m]
QG=	-5.760	×	3.000	×	1.000	×	1.000	=	-17.280	[kN]
Ha=	-25.920	÷	8.800	×	1.000	×	1.000	=	-2.945	[kN]
Hb=	0.000	—	Ha					=	2.945	[kN]
MC1=	-2.945	×	5.500	×	1.000	×	1.000	=	-16.200	[kN.m]
MC2=	-2.945	×	3.300	×	1.000	×	1.000	=	-9.720	[kN.m]

3．曲げ・せん断（間柱）

wH2=	0.77	×	1.200	×	4.000	×	1.000	=	3.696	[kN/m]
wH1=	0.77	×	1.200	×	4.000	×	1.000	=	3.696	[kN/m]
=（	3.696	＋	3.696)	÷	2			=	3.696	[kN/m]



$$\frac{3.696 \times 4.400 \times 6.600 + 3.696 \times 4.400 \times 2.200}{8.800} = 16.262\ \text{[kN]}$$

ΣH=		＝	32.525				
Hb=	ΣH-Ha	＝	16.262				
y=	Rb/W1	＝	4.400	＞	3.300	＝	H2

Mmax= 3.696 × 4.400 ^ 2 ÷ 2 －｜16.262 × 4.400｜＝ -35.777 [kN.m]

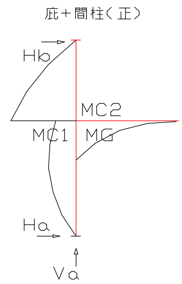
MC2= 3.696 × 3.300 ^ 2 ÷ 2 －｜16.262 × 3.300｜＝ -33.541 [kN.m]

MC1= 0 － MC2 ＝ 33.541 [kN.m]

4．曲げ・せん断（庇+間柱）

庇及び間柱に正圧の風圧が作用した時（ただしＭｍａｘは庇の無い時）

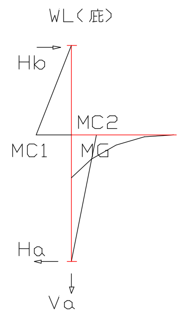
Va	＝	-48.480	[kN]
Ha	＝	13.317	[kN]
Hb	＝	19.208	[kN]
MG	＝	-25.920	[kN.m]
MC1	＝	-49.741	[kN.m]
MC2	＝	23.821	[kN.m]
Mmax	＝	-35.777	[kN.m]



（４）風荷重（負圧）時応力：ＷＬ（負）

1．軸力

屋根	1.200	×	6.500	×	4.000	×	-1.000	=	-31.20
庇	1.200	×	3.000	×	4.000	×	-0.500	=	-7.20
									-38.40



2．曲げ・せん断(庇)

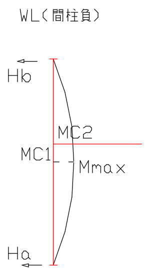
MG=	-2.400	×	3.000	×	3.000	×	0.500	=	-10.80	[kN.m]
QG=	-2.400	×	3.000	×	1.000	×	1.000	=	-7.20	[kN]
Ha=	-10.800	÷	8.800	×	1.000	×	1.000	=	-1.23	[kN]
Hb=	0.000	—	Ha					=	1.23	[kN]
MC1=	-1.227	×	5.500	×	1.000	×	1.000	=	-6.75	[kN.m]
MC2=	-1.227	×	3.300	×	1.000	×	1.000	=	-4.05	[kN.m]

3.　曲げ・せん断（間柱）

wH2=　-0.70　×　1.200　×　4.000　×　1.000　=　-3.360 [kN]

wH1=　-0.70　×　1.200　×　4.000　×　1.000　=　-3.360 [kN]

=（　-3.360　＋　-3.360 ）÷　2　=　-3.360 [kN/m]



$$\frac{-3.360 \times 4.400 \times 6.600 + (-3.360) \times 4.400 \times 2.200}{8.800} = -14.784\ [\mathrm{kN}]$$

ΣH=　　=　-29.568

Hb=　ΣH-Ha　=　-14.784

y=　Rb/W1　=　4.400　＞　3.3　=　H2

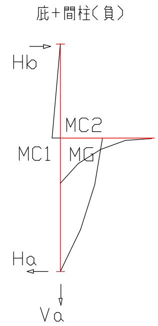
Mmax=　-3.360　×　4.400 ^ 2　÷　2　－｜-14.784　×　4.400｜=　32.525 [kN.m]

MC2=　-3.360　×　3.300 ^ 2　÷　2　－｜-14.784　×　3.300｜=　30.492 [kN.m]

MC1=　0　－　MC2　=　-30.492 [kN.m]

4.　曲げ・せん断（庇+間柱）

庇及び間柱に負圧の風圧が作用した時（ただしMｍａｘは庇の無い時）

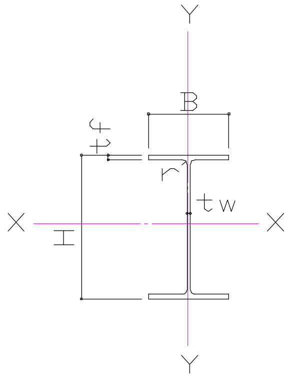


Va　=　-31.200 [kN]
Ha　=　-16.011 [kN]
Hb　=　-13.557 [kN]
MG　=　-10.800 [kN.m]
MC1　=　-37.242 [kN.m]
MC2　=　26.442 [kN.m]
Mmax　=　32.525 [kN.m]

間柱応力のまとめ

			N[kN]	M[kN.m]	Qa[kN]	Qb[kN]
単独	1	DL	34.84	2.25	0.41	-0.41
	2	SL	22.80	6.75	1.23	-1.23
	3	WL(正)	-48.48	-49.74	13.32	19.21
	4	WL(負)	-38.40	-37.24	-16.01	-13.56
組合わせ	C1	DL+SL	57.64	9.00	1.64	-1.64
	C2	DL+WL(正)	-13.64	-47.49	13.73	18.80
	C3	DL+WL(負)	-3.56	-34.99	-15.60	-13.97

庇付き間柱　　MP2:H-294×200×8×12



H形断面部材の諸元・他

H	：梁成[mm]	294
B	：梁フランジ幅[mm]	200
tw	：ウェブ厚[mm]	8
tf	：フランジ厚[mm]	12
r	：フィレット半径[mm]	18
鋼材	：SS400→(0),SM490→(1)	0
F	：基準強度(JIS→1.1F)	235
E	：ヤング係数[N/mm²]	205940
Lc	：材長[cm]	880
Lb	：横座屈補剛区間の長さ[cm]	550
Ag	：全断面積[cm²]	72.4
Z	：弾性断面係数[　　]	747
Ix	：強軸の断面２次モーメント[　　]	11293
Iy	：弱軸の断面２次モーメント[　　]	1607
ix	：強軸周りの回転半径[cm]	12.49
iy	：弱軸周りの回転半径[cm]	4.71
Af	：片側フランジ断面積[cm²]	24.00
ib	：圧縮フランジと梁せいの1/6からなる断面のウェブ軸の断面２次半径[cm]	5.45

幅厚比の検討	鋼材：SS400
フランジ b/tf	8.3 ≦ 12.0
ウェブ(H-2tf)/tw	33.8 ≦ 45.0
種　別	（ＦＢ以上）

断面の検討

正圧の時

λx= 880 ÷ 12.49 ＝ 70.5　　∴λ= 70.5
λy= 60 ÷ 4.71 ＝ 12.7　　fc= 117 [N/mm²]
fb= 160 [N/mm²]

σc= 34.84 ÷ 72.38 ＝ 4.81 [N/mm²]　（軸力はDLを使用した）
σb= 47.49 ÷ 746.77 ＝ 63.60 [N/mm²]

＝ 0.29 ＜1.00　ＯＫ！

$$\delta = \frac{5 \times 3.696 \times 880\,\hat{}\,4}{384 \times 205940 \times 11293 \times 10} = 1.24\ [\mathrm{cm}]$$

$$\therefore \frac{1}{709} < 1/120 \quad \text{ＯＫ！}$$

負圧の時

横補剛材を使用しない時

λy= 880 ÷ 4.71 ＝ 187　　fc= 27 [N/mm²]
Lb= 880　C= 1.00　　fb= 83 [N/mm²]

σc= 34.84 ÷ 72.38 ＝ 4.81 [N/mm²]
σb= 34.99 ÷ 747 ＝ 46.86 [N/mm²]

＝ 0.50 ＜1.00　ＯＫ！

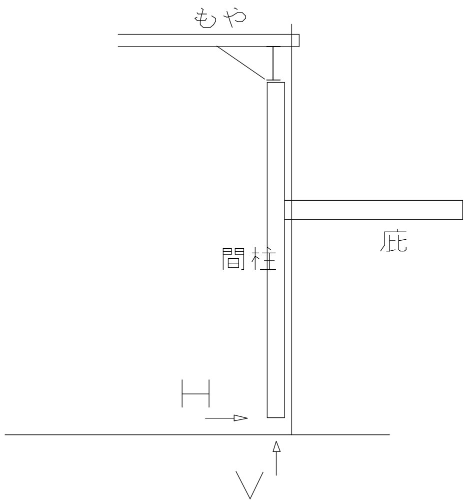
横補剛材を使用する時

h'＝ 430 [cm]
λy= 430 ÷ 4.71 ＝ 91　　fc= 96 [N/mm²]
Lb= 430　C= 1.75　　fb= 157 [N/mm²]

σc= 34.84 ÷ 72.38 ＝ 4.81 [N/mm²]
σb= 34.99 ÷ 747 ＝ 46.86 [N/mm²]

＝ 0.23 ＜1.00　ＯＫ！

庇付き間柱　　反力リスト

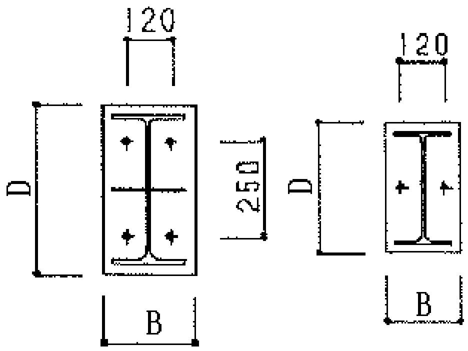


MP2:H-294×200×8×12

			備考
	H	V	
1.DL	0	34.84	長期
2.SL	0	22.80	
3.WL（正圧）	13.32	0	
4.WL（負圧）	-16.01	0	
C1.DL+SL（長期）	0	57.64	短期
C2.DL+WL（正圧）	13.32	34.84	
C3.DL+WL（負圧）	-16.01	34.84	

露出型柱脚（ピン）の設計

基礎コンクリート：Ｆｃ	21	[N/mm2]
ベースプレートのＦ値：Ｆ	235	[N/mm2]
ベースプレートの片持ち長さ：Lc	2.5	[cm]
３辺固定時のλ→α	2.00	0.28
ベースプレートの巾：Ｂ	20.0	[cm]
ベースプレートの長さ：Ｄ	40.0	[cm]
ベースプレートの厚さ：ｔ	1.6	[cm]
アンカーボルトの本数：ｎ	4	
アンカーボルトの軸径：Ｍ	20	
アンカーボルトの軸断面積：Ａｓ	3.14	[c㎡]



間柱　反力リスト

MP2:H-294×200×8×12

	H	V	備考
1.DL	0	34.84	長期
2.SL	0	22.80	
3.WL（正圧）	13.32	0	
4.WL（負圧）	-16.01	0	
C1.DL+SL（長期）	0	57.64	短期
C2.DL+WL（正圧）	13.32	34.84	
C3.DL+WL（負圧）	-16.01	34.84	

基礎圧縮力の検討

柱脚軸力：Ｎ＝　34.84 [kN]
長期(1)、短期(2)　1

σc=N/BD=　0.44 [N/mm2]　＜　7　[N/mm2]　OK

ベースプレートの検討

片持ち版の部分

$M=\frac{1}{2}\sigma c\cdot Lc^2=$　=　136.1 [N・mm]

３辺固定版の部分

$M=\alpha\cdot\sigma c\cdot Lc^2=$　1219.4 [N・mm]

Mmax=　1219 [N・mm]

板の許容曲げ応力度：ｆｂ１　181 [N/mm2]

$t=\sqrt{\frac{6M}{fb1}}$　=　6.4 [mm]　＜　16.0 [mm]　OK

せん断力の検討

柱脚せん断力：Ｑ＝　16.01 [kN]
長期(1)、短期(2)　1

Ｑ =n・A・fs=　113.66 [kN]　＞　16.01 [kN]　OK