









構造計算書

(鉄骨構造用)

概	建設場所	福島県安達郡大玉村			
	建物用途	事務所			
構	構造型式	Y : プレース			
		X : プレース			
建	物規模	基礎形式	直接布基礎		
		階数	(地下) 階	(地上) 1階 (塔屋) 階	
		高さ	(高さ) 3.575 m (軒高) 3.49 m		
		延床面積	164.77 m <sup>2</sup>		
		最大柱間隔	(X方向) 1.8575 m	(Y方向) 7.355 m	
要	その他	屋上付属物	無し		
		エキスパンション	無し	クリアランス= cm	
		増築計画	無し	概要:	
		隣接物の当該建物考慮	無し	概要:	
使用ルート	(X) ルート	1-2	(Y) ルート	1-2	

平19国交告第593号第一号イに規定する建築物	判定	項数		NO	H ≤ 31m	NO	31m < H ≤ 60m
階数 ≤ 3 柱間隔 ≤ 6m 標準剪断力係数 C0=0.3	NO	1	→	NO	YES	NO	YES
高さ ≤ 13m、軒高 ≤ 9m 延床面積 ≤ 500m <sup>2</sup> 筋かい端部・接合部破断防止							

工事名称) 富岡町大玉仮設診療所新築工事

YES	平19国交告第593号第一号ロに規定する建築物	判定	項数	YES	NO	YES
	階数 ≤ 2 柱間隔 ≤ 12m 標準剪断力係数 C0=0.3 偏心率 ≤ 0.15	YES	1	YES	NO	YES
	高さ ≤ 13m、軒高 ≤ 9m 2階建延床面積 ≤ 500m <sup>2</sup> 平屋建延床面積 ≤ 3000m <sup>2</sup> 筋かい端部・接合部破断防止					

大項目	項数	※	小項目	明示事項及びチェック事項	
				内容	値
§1 一般事項	1		1.建物概要		
	1		2.構造上の特徴	地盤調査	
	2		3.構造計算方針	盛り土	
	3		4.適用する構造計算	支持地盤 (深さ)	0.35m
	3		5.使用プログラムの概要	標準剪断力係数 C0 =	0.3
	4		6.計算上採用した諸係数		
	4		7.使用する材料と部位		
	5		8.使用材料の許容応力度		
§2 荷重事項	7		1.積載荷重	荷重低減	無し
	7		2.固定荷重	特殊荷重	無し
	8		3.風荷重		
	8		4.床荷重		
§3 応力解析	9		1.層剪断力		
	9		2.構造諸元	筋かいによる応力割増	1.0
	10		3.地震力	標準剛度 K0 = (X)	1.0
	11		4.風圧力	K0 = (Y)	1.0

平成 23 年 9 月 16 日

様式 1-3

一 次 設 計	§ 4 断面算定	13	1.水平ブレース		
		15	2.筋かい		
		17	3.柱		
		23	4.梁		
	§ 5 各部設計	25	1.二次部材	基礎偏心 基礎引抜き力	基礎梁で負担
		29	2.屋根材	基礎杭使用 (種類) (長さ)	無し 無し
		31	3.基礎	杭耐力算定 基礎杭水平抵抗の検討	無し 無し
		37	4.柱脚	地耐力の算定	50kN/m <sup>2</sup>
			5.その他	沈下の検討	無し
				建物転倒に対する検討	無し

筋かい端部接合部の破断防止

第一号イ

ルート1-1

第一号ロ

H ≤ 31m

31m < H ≤ 60m

二 次 設 計	§ 6-1 偏心率	47	Re ≤ 0.15	(X方向) 1F: 0.010 (Y方向) 1F: 0.005	2F: 2F:	O.K
	第一号ロ	YES	NO			
	筋かい端部接合部の破断防止					
	§ 6-2	53				
	筋かい端部接合部の破断防止					
	第一号ロ					
	第一号ロ	YES	第一号ロ	NO	NO	
	筋かい端部・接合部破断防止					
	第一号ロ					
	第一号ロ					
三 次 設 計	形状係数Fes による割増			(X方向) 1F: (Y方向) 1F:	2F: 2F:	
	形状係数Fes			(X方向) 1F: (Y方向) 1F:	2F: 2F:	
	形状係数Fes			(X方向) 1F: (Y方向) 1F:	2F: 2F:	
	形状係数Fes			(X方向) 1F: (Y方向) 1F:	2F: 2F:	
保有水平 耐力の確認			Qu/QuN ≥ 1 QuN = DsFesQuD CO ≥ 1	構造特性係数 Ds=0.5 (Bu=1.0)		

ルート2

ルート3

第一号ロ

ルート3

H ≤ 31m

ルート3

31m < H ≤ 60m

様式 1-4

## S 1 一般事項

## 1-1 建物概要

- a. 工事名称 富岡町大玉仮設診療所新築工事
- b. 建設場所 福島県安達郡大玉村
- c. 用途 事務所
- d. 床面積
- |       |                       |
|-------|-----------------------|
| 2階    | m <sup>2</sup>        |
| 1階    | 164.77 m <sup>2</sup> |
| <hr/> |                       |
|       | 164.77 m <sup>2</sup> |
- e. 建築面積 164.77 m<sup>2</sup>
- f. 構造種別 軽量鉄骨造 (X方向ブレース構造 Y方向ブレース構造)
- g. 階数 地上 1階 地下 階
- h. 階高
- |       |         |
|-------|---------|
| 屋根    | 260 mm  |
|       | mm      |
| RSL   | 3015 mm |
| 基礎    | 300 mm  |
| <hr/> |         |
|       | 3575 mm |
- i. 軒高 3490 mm
- j. 基礎の底部の深さ 0.35 m
- k. 最大スパン X方向 1.8575 m Y方向 7.355 m

## 1-2 構造上の特徴

- a. 本建物は21.915m×7.355mの平面形状をもつ、高さ3.575mの事務所である。
- b. 構造種別は鉄骨造で、架構形式は、X方向、Y方向ともにブレース構造で、柱脚は露出型ピンとしている。
- c. 構造耐力上主要な材の厚さを2.3mm以上とし、平成13年国土交通省告示1641号に規定する「薄板軽量形鋼造」の建築物には該当していないものとする。
- d. 柱はSSC400及びSTKR400材を用いた組立柱で梁との接合はピン接合で、曲げモーメントを伝えない構造とし、厚さ6mm以上の冷間成形角型鋼管は使用しないものとする。
- e. 梁はSWH400材をもちい、両端をピンとする単純梁で中ボルトにて接合し、現場継手の無い部材とする。
- f. 基礎は下端をGL-0.35mとする布基礎で計画する。

## 1-3 構造計算方針

- a. 上部構造
- X方向、Y方向ともルート 1-2 とする。
  - 地盤は第 2 種地盤とし、Rtを算定する。
  - Ai、Rtの算定に用いる一次固有周期は、告示式により算定する。
  - 全ての部材を両端ピンの単純梁とし、手計算にて応力解析を行う。
  - 計算用柱スパンは柱芯、階高は梁天端から基礎天端とする。
  - 柱脚は露出型柱脚で、アンカーボルトにて基礎梁と緊結するピン接合とし、地盤バネは考慮しない。
  - 偏心率は0.15以下の基準を満たすことを確認する。
  - 純引張筋かい構造の為、鋼材断面に架構の塑性変形を阻害する局部座屈が生じないことを確認し、幅厚比の規定は適用しないものとする。
  - 全ての梁の両端をピン接合とし、端部が塑性状態に達することはない為、横方向の拘束条件を考慮した上で梁の設計を行うものとし、保有耐力横補剛としての検討は行わないものとする。
  - 柱脚は、一次設計用地震力 (C0=0.3) を 5/3 倍した応力にて崩壊メカニズム時の安全性の確認を行う。
- b. 基礎構造
- 基礎、基礎梁の設計では布基礎を用いているので、柱直下の支点反力を布基礎の等分布荷重に置き換えて基礎梁に作用させた解析で設計する。
- c. その他
- 屋根ふき材は平成12年建設省告示第1458号にしたがって令第82条の4への適合を確認する。
  - 高さ13m以下の建築物の為、屋外に面する帳壁については検討は行っていない。
  - 平屋の為、平成12年建設省告示第1459号の規定「床梁のたわみについて」には該当しない。小屋梁は短期荷重設計の為、1/300の1.5倍で1/200を判断基準とする。

1-4 適用する構造計算

a. 適用する構造計算の種類

- 保有水平耐力計算
- 許容応力度等計算
- 令第82条各号及び令第82条の4に定めるところによる構造計算

b. 鉄骨造における適用関係

- 平成19年国土交通省告示第593号第1号イ
- 平成19年国土交通省告示第593号第1号ロ

c. 平成19年国土交通省告示第593号各号の基準に適合していることの検証内容

- 1 地階を除く階数が2以下である。(参照頁1)
  - 2 高さ13m以下、軒高9m以下である。(参照頁1)
  - 3 スパン12m以下、平屋で延べ床面積3000㎡以下である。(参照頁1)
  - 4 標準せん断力係数を0.3以上とする。(参照頁4,9)
  - 5 筋かいの端部及び接合部を保有耐力接合とする。(参照頁53,54)
  - 6 H13国交告1641号に規定する薄板軽量形鋼造には該当しない。(参照頁1)
  - 7 偏心率が0.15以下であることを確認する。(参照頁47~50)
  - 8 純引張筋かい構造の為、鋼材断面に架構の塑性変形を阻害する局部座屈が生じないことを確認し、幅厚比の規定は適用しないものとする。(参照頁55~58)
  - 9 梁は継手の無い一本ものを使用する。(参照頁1)
  - 10 全ての梁の両端をピン接合とし、端部が塑性状態に達することはない為、横方向の拘束条件を考慮した上で梁の設計を行い、保有耐力横補剛の検討は行わないものとする。(参照頁59~60)
  - 11 柱脚は、標準せん断力係数0.3とした地震応力を5/3倍して崩壊メカニズム時検討を行う。(参照頁37~46)
- d. 令第82条の6第3号の基準に適合していることの検証内容

本建物は該当しない

1-5 使用プログラムの概要

プログラムの使用無し(手計算)

1-6 計算上採用した諸係数

- a. 最深積雪量 70 cm
- b. 単位積雪重量 20 N/㎡/cm
- c. 速度圧  $q = 0.6EV^2$   $V0 = 30$  m/S
- d. 地表面粗度区分 III
- e. 標準剪断力係数  $C0 = 0.3$  (中地震用)
- f. 地盤種別 第2種地盤  $Tc = 0.6$
- g. 地震力地域係数  $Z = 1.0$

1-7 使用する材料と部位

材料	設計基準強度又は品質	使用部位	認定の有無	備考
普通コンクリート	Fc21	基礎		
異形鉄筋	SD295A	$d \leq D16$		
鋼材	SSC400	柱、母屋、継材		
鋼材	STKR400	柱		厚さ6mm未満
鋼材	SWH400	梁		
鋼材	SNR400B	水平ブレース、柱ブレース		
ボルト	仕上げボルト 強度区分4.6	梁、母屋、継接合部		
高力ボルト	F8T	水平ブレース、柱ブレース接合部	有り	MBLT-0050
アンカーボルト	SS400	露出型柱脚		



1-8 使用材料及び許容応力度

a. コンクリート  $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$

単位: N/mm<sup>2</sup>

	cfc	efs	fa	
長期	7.0	0.70	1.40	(異形上端筋) 2.10 (異形その他)
短期	14.0	1.40	2.80	(異形上端筋) 4.20 (異形その他)

cfc: 許容圧縮応力度  
efs: 許容剪断応力度  
fa: 許容付着応力度

b. 鉄筋

単位: kN/mm<sup>2</sup>

	SD 295A $d \leq 16$					
	rft	rft	wft	rft	rft	wft
長期	0.196	0.196	0.195			
短期	0.295	0.295	0.295			

rft: 許容圧縮応力度  
rft: 許容引張応力度  
wft: 許容引張応力度(剪断補強筋)

c. 鉄骨

SS400 SSC400 STKR400 SWH400 SNR400B

単位: kN/mm<sup>2</sup>

	$t \leq 40$				$t > 40$			
	ft	fs	fc	fb	ft	fs	fc	fb
長期	0.156	0.090	0.156	0.156	0.143	0.082	0.143	0.143
短期	0.235	0.135	0.235	0.235	0.215	0.124	0.215	0.215

ft: 許容引張応力度  
fs: 許容剪断応力度  
fc: 許容圧縮応力度  
fb: 許容曲げ応力度

○  $\lambda \leq \Lambda$  の長期  $f_c$ 。(N/mm<sup>2</sup>)

$$F = \left( (1 - 2/5 * (\lambda / \Lambda)^2) / (3/2 + 2/3 * (\lambda / \Lambda)^2) \right)$$

○  $\lambda > \Lambda$  の長期  $f_c$ 。(N/mm<sup>2</sup>)

$$18/65 * F / (\lambda / \Lambda)^2$$

○ 荷重面内に対称軸を有する材の  $f_b$ 。(N/mm<sup>2</sup>)

$$F * (2/3 - 4/15 * (L_b / i_b)^2 / C / \Lambda^2) \text{ 又は } 89000 / L_b / h * A_f \text{ のうち大きい値かつ } f_t \text{ 以下。}$$

○ 鋼管、箱型断面及び弱軸周りに曲げを受ける材の  $f_b$ 。(N/mm<sup>2</sup>)

$$f_b = f_t$$

○ 溝形断面及び荷重面内に対称軸を有しない材の  $f_b$ 。(N/mm<sup>2</sup>)

$$89000 / L_b / h * A_f \text{ かつ } f_t \text{ 以下。}$$

d. ボルト

単位: kN/mm<sup>2</sup>

	長期		短期		破断強度		備考
	引張	剪断	引張	剪断	引張	剪断	
	ft	fs	ft	fs	$\sigma_u$	$\tau_u$	
中ボルト(F4T)	0.160	0.120	0.240	0.180	0.400	0.300	JIS B 1180
高力ボルト(F8T)	0.250	0.120	0.375	0.180	0.800	0.600	大臣認定 MBLT-0050

e. 溶接

単位: kN/mm<sup>2</sup>

	すみ肉			
	wft	wfs	wfc	wfb
長期	0.090	0.090	0.090	0.090
短期	0.135	0.135	0.135	0.135

wft: 許容引張応力度  
wfs: 許容剪断応力度  
wfc: 許容圧縮応力度  
wfb: 許容曲げ応力度  
※全箇所すみ肉溶接にて突合せ溶接箇所無し。

f. 許容地耐力

単位: kN/m<sup>2</sup>

長期	短期
50.0	100.0

§2 荷重事項

2-1 積載荷重

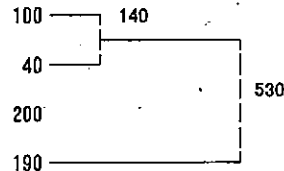
a. 最深積雪	70 cm	単位重量	20.0 N/m <sup>2</sup> /cm	
長期	×	×	=	N/m <sup>2</sup>
短期	20.0	×	70	×
			1.00	= 1400 N/m <sup>2</sup>

b. 床荷重

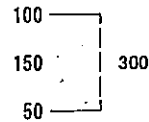
小梁、床、母屋	N/m <sup>2</sup>
大梁、柱、基礎	N/m <sup>2</sup>
地震力用	N/m <sup>2</sup>

2-2 固定荷重 (単位:N/m<sup>2</sup>)

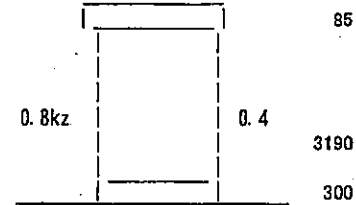
RF 屋根	日成ルーフ t=0.6
母屋	
天井	ジプトン
小屋組	梁・継等鋼材



外壁	フレッシュボード
内壁	PB下地加貼
軸組	軽量鉄骨



2-3 風荷重



$$W = C_f \times q \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q = 0.6E V_0^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$E = E_r^2 \times G_f$$

$$E_r = 1.7 (Z_b / Z_g)^{\alpha}$$

地表面粗度区分 III

$$Z_b = 5 \text{ m}$$

$$Z_g = 450 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.2$$

$$G_f = 2.5 \quad (H \leq 10\text{m})$$

$$V_0 = 30 \text{ m/S}$$

$$H = 3.5325 \text{ m}$$

2-4 床荷重表

		(単位:N/m <sup>2</sup> )			
		母屋用	梁用	柱・基礎用	地震力用
RF	DL	140	530	530	530
	LL	* 1400	* 1400	* 1400	
	TL	* 1540 140	* 1930 530	* 1930 530	530
2F	DL				
	LL				
	TL				

\*印:短期設計用



3-4 風圧力の算定

a. 速度圧の算定

$$E_r = 1.7 \times \left( \frac{5.000}{450} \right)^{0.20} = 0.692$$

$$E = 0.692^2 \times 2.5 = 1.198$$

$$q = 0.6 \times 1.198 \times 30^2 = 647 \text{ N/m}^2$$

$$R_{Fy} = 1.200 \times 0.647 \times 21.99 \times 1.7675 = 30.18 \text{ kN}$$

$$\underline{\Sigma R_y = 30.18 \text{ kN}}$$

b. 風力係数

壁面 1F上部 1.8075 ~ 3.575 m Z = 2.69125 m k<sub>z</sub> = 1.000

$$C_f = 0.8 \times 1.000 + 0.4 = 1.200$$

$$\underline{\Sigma 2y = \text{ kN}}$$

d. 風圧力のまとめ

X方向		
	P <sub>i</sub>	Σ P <sub>i</sub>
RF	12.80	12.80
2F		

Y方向		
	P <sub>i</sub>	Σ P <sub>i</sub>
RF	30.18	30.18
2F		

c. 風圧力の算定

C <sub>f</sub>	q	面積	
R <sub>Fx</sub> 1.200	×	0.647	×
		9.325	×
		1.7675	=
			12.80 kN

$$\underline{\Sigma R_x = 12.80 \text{ kN}}$$

$$\underline{\Sigma 2x = \text{ kN}}$$

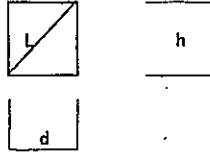


4-2 柱ブレースの設計

a. 応力の算出

$$D = m \cdot Ag \cdot d^2 \cdot h^2 / (12 \cdot L^3 \cdot K0)$$

Ag: ブレース軸部断面積  
 n: ブレース箇所数  
 m: ブレース段数  
 K0 = 1.0 cm<sup>3</sup>: 全ブレース架構による  
 kP: ブレース1カ所当りの地震時水平力  
 wP: ブレース1カ所当りの暴風時水平力  
 α: ねじれ補正の最大値 (P51参照)

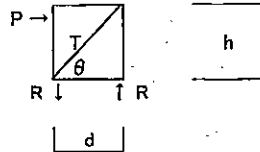


$$kP = \alpha \cdot Qi \cdot D / \sum D$$

$$wP = \sum Pi \cdot D / \sum D$$

		n	m	Ag	d	h	D	D/ΣD	α	Qi	kP	Σpi	wP
2Fx	T1												
	T2												
1Fx	T1	6	1	1.22	182.0	301.5	7.008	0.167	1.004	38.31	6.43	12.80	2.14
	T2												
2Fy	T1												
	T2												
1Fy	T1	4	1	1.22	182.0	301.5	7.008	0.250	1.010	38.31	9.68	30.18	7.55
	T2												

b. 応力のまとめ



maxTi: 筋かい材最大軸力  $\max(kP, wP) / \cos \theta$   
 kNE: 地震時の水平力による柱軸力  $kP \cdot L \sin \theta \cdot m$   
 wNE: 暴風時の水平力による柱軸力  $wP \cdot L \sin \theta \cdot m$

		kP	wP	d	h	cos θ	tan θ	maxTi	m	kNE	wNE
2Fx	T1										
	T2										
1Fx	T1	6.43	2.14	182.0	301.5	0.517	1.657	12.45	1	10.66	3.55
	T2										
2Fy	T1										
	T2										
1Fy	T1	9.68	7.55	182.0	301.5	0.517	1.657	18.74	1	16.04	12.51
	T2										

b. 断面の設計

1Fx T1 断面 USE M 14 Ag = 1.22 cm<sup>2</sup>  
 i = 0.31 cm λ = 352.2 / 0.31 = 1130

$$\sigma t / f_t = 12.45 / 1.220 / 23.5 = 0.43 < 1.00 \text{ O.K}$$

1Fy T1 断面 USE M 14 Ag = 1.22 cm<sup>2</sup>  
 i = 0.31 cm λ = 352.2 / 0.31 = 1130

$$\sigma t / f_t = 18.74 / 1.220 / 23.5 = 0.65 < 1.00 \text{ O.K}$$

2Fx

2Fy

4-3 柱の設計

NL:長期鉛直荷重 NS:積雪時鉛直荷重 kNE:地震力による軸力(P15参照) wNE:風圧力による軸力(P15参照)

符号 C1 妻柱

a.応力の算定									
NL NS+NE	↓	1階 屋根 L	0.530	×	0.985	×	1.82	=	0.96 kN
W	→	1階 屋根 S	1.930	×	0.985	×	1.82	=	3.46 kN
→	→	1階 壁	0.300	×	3.09	×	1.82	=	1.69 kN

符号 C1 桁柱

a.応力の算定									
NL NS+NE	↓	1階 屋根 L	0.530	×	4.085	×	1.82	=	3.95 kN
W	→	1階 屋根 S	1.930	×	4.085	×	1.82	=	14.35 kN
→	→	1階 壁	0.300	×	3.09	×	1.82	=	1.69 kN

風による曲 1階  $W = 0.800 \times 0.647 = 0.518 \text{ kN/m}^2$   $Z = 1.808\text{m}$   $0.8kz = 0.800$   
 $M = 1/8 \times 0.518 \times 1.82 \times 3.015^2 = 1.0713 \text{ kNm}$

風による曲 1階  $W = 0.800 \times 0.647 = 0.518 \text{ kN/m}^2$   $Z = 1.808\text{m}$   $0.8kz = 0.800$   
 $M = 1/8 \times 0.518 \times 1.82 \times 3.015^2 = 1.0713 \text{ kNm}$

b.断面の設計

1階 断面 2C-75\*45\*15\*2.3

A = 8.274 cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> = 74.2 cm <sup>4</sup>	NL = 2.65 kN	NS = 5.15 kN
i <sub>x</sub> = 2.995 cm	i <sub>y</sub> = 2.411 cm	Z <sub>x</sub> = 19.78 cm <sup>3</sup>	kNE = 16.04 kN
I <sub>k</sub> = 301.5 cm	λ = 126	i <sub>b</sub> = 2.756 cm	wNE = 12.51 kN
		f <sub>c</sub> = 5.9 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>b</sub> = 10.45 kN/cm <sup>2</sup>

積雪鉛直時  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) = 5.15 / 8.274 / 8.85 = 0.07 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $NL * 1.5 < NS$   
 水平荷重時  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) = (2.65 + 16.04) / 8.274 / 8.85 = 0.20 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $kNE > wNE$   
 風による曲  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) + \sigma_{bS} / (f_b * 1.5) = 2.65 / 8.274 / 8.85 + 107.13 / 19.78 / 15.675 = 0.38 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $\delta / L = 5 * W * L^4 / 384 * E / I / L = 0.6669 / 301.5 = 1/452 < 1/150 \text{ O.K}$

b.断面の設計

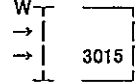
1階 断面 2C-75\*45\*15\*2.3

A = 8.274 cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> = 74.2 cm <sup>4</sup>	NL = 5.64 kN	NS = 16.04 kN
i <sub>x</sub> = 2.995 cm	i <sub>y</sub> = 2.411 cm	Z <sub>x</sub> = 19.78 cm <sup>3</sup>	kNE = 10.66 kN
I <sub>k</sub> = 301.5 cm	λ = 126	i <sub>b</sub> = 2.756 cm	wNE = 3.55 kN
		f <sub>c</sub> = 5.9 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>b</sub> = 10.45 kN/cm <sup>2</sup>

積雪鉛直時  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) = 16.04 / 8.274 / 8.85 = 0.22 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $NL * 1.5 < NS$   
 水平荷重時  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) = (5.64 + 10.66) / 8.274 / 8.85 = 0.22 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $kNE > wNE$   
 風による曲  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) + \sigma_{bS} / (f_b * 1.5) = 5.64 / 8.274 / 8.85 + 107.13 / 19.78 / 15.675 = 0.42 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $\delta / L = 5 * W * L^4 / 384 * E / I / L = 0.6669 / 301.5 = 1/452 < 1/150 \text{ O.K}$

符号 C2 隅柱

		a. 応力の算定							
NL, NS+NE	↓	1階 屋根 L	0.530	×	0.985	×	1.355	=	0.71 kN
W	→	1階 屋根 S	1.930	×	0.985	×	1.355	=	2.58 kN
→	→	1階 壁	0.300	×	3.09	×	1.895	=	1.76 kN



風による曲 1階  $W = 0.800 \times 0.647 = 0.518 \text{ kN/m}^2$   $Z = 1.81\text{m}$   $0.8kz = 0.800$   
 $M = 1/8 \times 0.518 \times 0.985 \times 3.015^2 = 0.5798 \text{ kNm}$

## b. 断面の設計

1階 断面	20-75*45*15*2.3+□-75*75*2.3	NL =	2.47 kN	NS =	4.34 kN
A =	14.826 cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> =	195.24 cm <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub> =	29.03 cm <sup>3</sup>
i <sub>x</sub> =	3.629 cm	i <sub>y</sub> =	3.629 cm	kNE =	16.04 kN
I <sub>k</sub> =	301.5 cm	λ =	84	wNE =	12.51 kN
		f <sub>c</sub> =	10.34 kN/cm <sup>2</sup>	f <sub>b</sub> =	15.6 kN/cm <sup>2</sup>

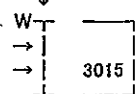
積雪鉛直時  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) = 4.34 / 14.826 = 0.02 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $NL * 1.5 < NS$   
 水平荷重時  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) = (2.47 + 16.04) / 14.826 = 0.08 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $kNE > wNE$   
 風による曲  $\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) + \sigma_{bS} / (f_b * 1.5) = 2.47 / 14.826 + 57.98 / 29.03 = 0.10 < 1.0 \text{ O.K}$   
 $\delta / L = 5 * W * L^4 / 384 * E * I / L = 0.1372 / 301.5 = 1/2198 < 1/150 \text{ O.K}$



符号 C3 桁面接続入隅柱

a. 応力の算定

NL, NS+NE	1階 屋根 L	0.530	×	4.085	×	1.82	=	3.95 kN
↓	1階 屋根 L	0.530	×	0.54	×	0.985	=	0.29 kN
W	1階 屋根 S	1.930	×	4.085	×	1.82	=	14.35 kN
→	1階 屋根 S	1.930	×	0.54	×	0.985	=	1.03 kN
→	1階 壁	0.300	×	3.09	×	2.7675	=	2.57 kN



風による曲 1階

$$W = 0.800 \times 0.647 = 0.518 \text{ kN/m}^2 \quad Z = 1.808\text{m} \quad 0.8kz = 0.800$$

$$M = 1/8 \times 0.518 \times 0.91 \times 3.015^2 = 0.5357 \text{ kNm}$$

b. 断面の設計

1階 断面 3C-75\*45\*15\*2.3

A = 12,411 cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> = 168.52 cm <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub> = 26.22 cm <sup>3</sup>	NL = 6.81 kN
i <sub>x</sub> = 3.685 cm	i <sub>y</sub> = 3.16 cm	f <sub>c</sub> = 9.07 kN/cm <sup>2</sup>	NS = 17.95 kN
l <sub>k</sub> = 301.5 cm	λ = 96	wNE = kN	kNE = kN
		f <sub>b</sub> = 15.6 kN/cm <sup>2</sup>	wNE = kN

積雪鉛直時

$$\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) = 17.95 / 12.411 = 13.605$$

NL \* 1.5 < NS

$$= 0.11 < 1.0 \text{ O.K}$$

風による曲

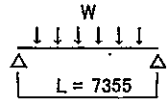
$$\sigma_{cS} / (f_c * 1.5) + \sigma_{bS} / (f_b * 1.5) = 6.81 / 12.411 + 53.57 / 26.22 = 23.4 < 13.605 + 2.03 = 15.635 < 1.0 \text{ O.K}$$

$$\delta / L = 5 * W * L^4 / 384 * E * I / L = 0.1468 / 301.5 = 1/2054 < 1/150 \text{ O.K}$$

4-4 梁の設計

符号 RG1 断面 LH-350\*175\*4.5\*6 ボルト 3 - M 16 中ボルト

荷重図 a.応力の算定 L = 7355 Lb = 1820



WL = 0.530 × 1.82	= 0.97 kN/m
WS = 1.930 × 1.82	= 3.52 kN/m
ML = 1/8 × 0.97 × 7.355 <sup>2</sup>	= 6.56 kNm
MS = 1/8 × 3.52 × 7.355 <sup>2</sup>	= 23.81 kNm
QL = 1/2 × 0.97 × 7.355	= 3.57 kN
QS = 1/2 × 3.52 × 7.355	= 12.95 kN

b.断面の設計

A = 35.37 cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> = 7660 cm <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub> = 437.7 cm <sup>3</sup>	A <sub>w</sub> = 15.75 cm <sup>2</sup>
i <sub>x</sub> = 14.5 cm	i <sub>y</sub> = 3.85 cm	i <sub>b</sub> = 4.57 cm	f <sub>b</sub> = 15.05 kN/cm <sup>2</sup>

L\*1.5 < S により積雪時荷重にて設計

$\sigma_b S / (f_b * 1.5) = 2381 / 437.7 / 22.575 = 0.24 < 1.0$  O.K

$\tau S / (f_s * 1.5) = 12.95 / 15.75 / 13.5 = 0.06 < 1.0$  O.K

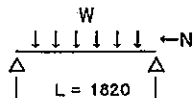
$\delta / L = 5 * WS * L^4 / 384 / E / I_x / L = 1/861 < 1/200$  O.K

ボルト A = 2.01 cm<sup>2</sup> Ae = 3 × 2.01 × 0.75 = 4.522 cm<sup>2</sup>

$\tau S / (b f_s * 1.5) = 12.95 / 4.522 / 18 = 0.16 < 1.0$  O.K

符号 RG2 (柱継兼用) 断面 [-100\*50\*3.2] ボルト 1 - M 12 中ボルト

a.応力の算定 L = 1820 Lb = 1820



WL = 0.530 × 0.91	= 0.49 kN/m
WS = 1.930 × 0.91	= 1.76 kN/m
ML = 1/8 × 0.49 × 1.82 <sup>2</sup>	= 0.21 kNm
MS = 1/8 × 1.76 × 1.82 <sup>2</sup>	= 0.73 kNm
QL = 1/2 × 0.49 × 1.82	= 0.45 kN
QS = 1/2 × 1.76 × 1.82	= 1.61 kN
kPy = 9.68 > wPy = 7.55 ∴ N = 9.68 kN (P15参照)	

b.断面の設計

A = 6.03 cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> = 93.6 cm <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub> = 18.59 cm <sup>3</sup>	A <sub>w</sub> = 3.2 cm <sup>2</sup>
i <sub>x</sub> = 3.93 cm	i <sub>y</sub> = 1.57 cm	f <sub>b</sub> = 7.82 kN/cm <sup>2</sup>	
λ = 182 / 1.57 = 116	f <sub>c</sub> = 6.93 kN/cm <sup>2</sup>		

L\*1.5 < S により積雪時荷重にて設計

$\sigma_b S / (f_b * 1.5) = 73 / 18.59 / 11.73 = 0.33 < 1.0$  O.K

$\tau S / (f_s * 1.5) = 1.61 / 3.2 / 13.5 = 0.04 < 1.0$  O.K

$\sigma_c S / (f_c * 1.5) + \sigma_b L / (f_b * 1.5) = 9.68 / 6.03 / 10.395 + 21 / 18.59 / 11.73 = 0.25 < 1.0$  O.K

$\delta / L = 5 * WS * L^4 / 384 / E / I_x / L = 1/1380 < 1/200$  O.K

ボルト A = 1.13 cm<sup>2</sup> Ae = 1 × 1.13 × 0.75 = 0.847 cm<sup>2</sup>

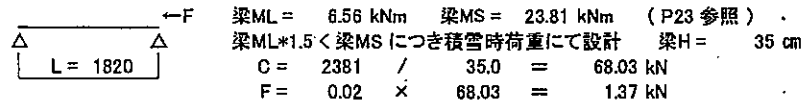
$\tau S = \sqrt{(9.68^2 + 0.45^2)} = 9.70$  kN

$\tau S / (b f_s * 1.5) = 9.7 / 0.847 / 18 = 0.64 < 1.0$  O.K

§ 5 各部設計

5-1 二次部材の設計

符号 r 梁継材 RF 断面 C-75\*45\*15\*2.3 ボルト 2 - M 12 中ボルト  
 荷重図 a.応力の算定 L = 1820 Lb = 1820 lb = 1820 (継間隔)



梁ML = 6.56 kNm 梁MS = 23.81 kNm (P23 参照)  
 梁ML\*1.5 < 梁MS につき積雪時荷重にて設計 梁H = 35 cm  
 C = 2381 / 35.0 = 68.03 kN  
 F = 0.02 × 68.03 = 1.37 kN

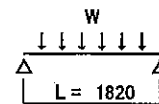
b.断面の設計

A = 4.137 cm<sup>2</sup> Ix = 37.1 cm<sup>4</sup> Zx = 9.9 cm<sup>3</sup>  
 ix = 3 cm iy = 1.69 cm  
 λ = 182 / 1.69 = 108 fc = 7.78 kN/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>c</sub>S/(fc\*1.5) = 1.37 / 4.137 / 11.67 = 0.03 < 1.0 O.K  
 ボルト A = 1.13 cm<sup>2</sup> Ae = 2 × 1.13 × 0.75 = 1.695 cm<sup>2</sup>  
 τ S/(bfs\*1.5) = 1.37 / 1.695 / 18 = 0.04 < 1.0 O.K

c.剛性の確認

k = 2\*A\*E/Lb = 2 × 4.137 × 20500 / 182 = 931 kN/cm  
 5\*C/lb = 5 × 68.03 / 182 = 1.87 < 931 O.K

符号 B 1 中間母屋 断面 2C-75\*45\*15\*2.3 ボルト 1 - M 12 中ボルト  
 荷重図 a.応力の算定 L = 1820 Lb = 1820



TLL = 0.140 kN/m<sup>2</sup> TLS = 1.540 kN/m<sup>2</sup> 吹上 = 0.547 kN/m<sup>2</sup>  
 (Cf\*q - 屋根材自重 Cf=1.0)  
 ∴積雪時荷重にて設計  
 TLL\*1.5 < 吹上 < TLS  
 WS = 1.540 × 1.82 = 2.81 kN/m  
 MS = 1/8 × 2.81 × 1.82<sup>2</sup> = 1.17 kNm  
 QS = 1/2 × 2.81 × 1.82 = 2.56 kN

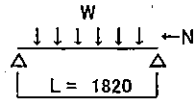
b.断面の設計

A = 8.274 cm<sup>2</sup> Ix = 74.2 cm<sup>4</sup> Zx = 19.8 cm<sup>3</sup> Aw = 3.45 cm<sup>2</sup>  
 ix = 3 cm iy = 3.25 cm fb = 15.6 kN/cm<sup>2</sup>  
 σ<sub>b</sub>S/(fb\*1.5) = 117 / 19.8 / 23.4 = 0.25 < 1.0 O.K  
 τ S/(fs\*1.5) = 2.56 / 3.45 / 13.5 = 0.05 < 1.0 O.K  
 δ/L = 5 \* WS \* L<sup>4</sup> / 384 / E / Ix / L = 1/690 < 1/120 O.K

ボルト A = 1.13 cm<sup>2</sup> Ae = 1 × 1.13 × 0.75 = 0.847 cm<sup>2</sup>  
 τ S/(bfs\*1.5) = 2.56 / 0.847 / 18 = 0.17 < 1.0 O.K

符号 B2 柱頭継(母屋兼用) 断面 □-100\*50\*2.3 ボルト 1-M12 中ボルト

荷重図 a.応力の算定 L = 1820 Lb = 1820



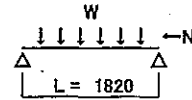
WL = 0.140 × 1.355 = 0.19 kN/m
WS = 1.540 × 1.355 = 2.09 kN/m
Ww = 0.547 × 1.355 = 0.75 kN/m
ML = 1/8 × 0.19 × 1.82 <sup>2</sup> = 0.08 kNm
MS = 1/8 × 2.09 × 1.82 <sup>2</sup> = 0.87 kNm
Mw = 1/8 × 0.75 × 1.82 <sup>2</sup> = 0.32 kNm
QL = 1/2 × 0.19 × 1.82 = 0.18 kN
QS = 1/2 × 2.09 × 1.82 = 1.91 kN
Qw = 1/2 × 0.75 × 1.82 = 0.69 kN
kPx = 6.43 kN      wPx = 2.14 kN (P15参照)

b.断面の設計

A = 6.552 cm <sup>2</sup>	Ix = 84.8 cm <sup>4</sup>	Zx = 17 cm <sup>3</sup>	Aw = 4.6 cm <sup>2</sup>
ix = 3.6 cm	iy = 2.1 cm	fy = 15.6 kN/cm <sup>2</sup>	
λ = 182 / 2.10 = 87	fc = 10.02 kN/cm <sup>2</sup>		
TLL*1.5 < 吹上 < TLS ∴積雪時荷重にて設計			
σ bS/(fb*1.5) = 87 / 17 / 23.4 = 0.22 < 1.0 O.K			
τ S/(fs*1.5) = 1.91 / 4.6 / 13.5 = 0.03 < 1.0 O.K			
σ ck/(fc*1.5)+σ bL/(fb*1.5) = 6.43 / 6.552 / 15.03 = 0.09 < 1.0 O.K			
+ 8 / 17 / 23.4 = 0.10 < 1.0 O.K			
σ cw/(fc*1.5)+σ bw/(fb*1.5) = 2.14 / 6.552 / 15.03 = 0.10 < 1.0 O.K			
+ 32 / 17 / 23.4 = 0.11 < 1.0 O.K			
δ/L = 5 * Ww * L <sup>4</sup> / 384 / E / Ix / L = 1/1060 < 1/120 O.K			
ボルト A = 1.13 cm <sup>2</sup>	Ae = 1 × 1.13 × 0.75 = 0.847 cm <sup>2</sup>		
Qk = √( 6.43 <sup>2</sup> + 0.18 <sup>2</sup> ) = 6.44 kN			
Qw = √( 2.14 <sup>2</sup> + 0.69 <sup>2</sup> ) = 2.25 kN			
τ k/(bfs*1.5) = 6.44 / 0.847 / 18 = 0.42 < 1.0 O.K			

符号 B3 柱頭継(母屋兼用) 断面 [-75\*40\*5\*7] ボルト 1-M12 中ボルト

荷重図 a.応力の算定 L = 1820 Lb = 1820



WL = 0.140 × 1.355 = 0.19 kN/m
WS = 1.540 × 1.355 = 2.09 kN/m
Ww = 0.547 × 1.355 = 0.75 kN/m
ML = 1/8 × 0.19 × 1.82 <sup>2</sup> = 0.08 kNm
MS = 1/8 × 2.09 × 1.82 <sup>2</sup> = 0.87 kNm
Mw = 1/8 × 0.75 × 1.82 <sup>2</sup> = 0.32 kNm
QL = 1/2 × 0.19 × 1.82 = 0.18 kN
QS = 1/2 × 2.09 × 1.82 = 1.91 kN
Qw = 1/2 × 0.75 × 1.82 = 0.69 kN
kPx = 6.43 kN      wPx = 2.14 kN (P15参照)

b.断面の設計

A = 8.82 cm <sup>2</sup>	Ix = 75.3 cm <sup>4</sup>	Zx = 20.1 cm <sup>3</sup>	Aw = 3.75 cm <sup>2</sup>
ix = 2.92 cm	iy = 1.17 cm	fy = 15.6 kN/cm <sup>2</sup>	
λ = 182. / 1.17 = 156	fc = 3.85 kN/cm <sup>2</sup>		
TLL*1.5 < 吹上 < TLS ∴積雪時荷重にて設計			
σ bS/(fb*1.5) = 87 / 20.1 / 23.4 = 0.18 < 1.0 O.K			
τ S/(fs*1.5) = 1.91 / 3.75 / 13.5 = 0.04 < 1.0 O.K			
σ ck/(fc*1.5)+σ bL/(fb*1.5) = 6.43 / 8.82 / 5.775 = 0.14 < 1.0 O.K			
+ 8 / 20.1 / 23.4 = 0.11 < 1.0 O.K			
σ cw/(fc*1.5)+σ bw/(fb*1.5) = 2.14 / 8.82 / 5.775 = 0.11 < 1.0 O.K			
+ 32 / 20.1 / 23.4 = 0.11 < 1.0 O.K			
δ/L = 5 * Ww * L <sup>4</sup> / 384 / E / Ix / L = 1/941 < 1/120 O.K			
ボルト A = 1.13 cm <sup>2</sup>	Ae = 1 × 1.13 × 0.75 = 0.847 cm <sup>2</sup>		
Qk = √( 6.43 <sup>2</sup> + 0.18 <sup>2</sup> ) = 6.44 kN			
Qw = √( 2.14 <sup>2</sup> + 0.69 <sup>2</sup> ) = 2.25 kN			
τ k/(bfs*1.5) = 6.44 / 0.847 / 18 = 0.42 < 1.0 O.K			

5-2 屋根材の設計

地表面粗度区分 III

Zb = 5 m  
 Zg = 450 m  
 α = 0.2  
 H = 3.533 m  
 Gf = 2.5 (H < 10m)  
 V0 = 30 m/S

a. 風圧力の算定

W = q · Cf

q = 0.6 · Er<sup>2</sup> · V0<sup>2</sup>

q : 平均速度圧  
 Cf : ピーク風力係数  
 Er : 高さ方向の分布係数  
 V0 : 規準風速

Erの算定

Er = 1.7 · (Zb/Zg)<sup>α</sup> (H ≤ Zb)

Er = 1.7 × (5.000 / 450)<sup>0.2</sup> = 0.692

q = 0.6 × 0.692<sup>2</sup> × 30<sup>2</sup> = 259 N/m<sup>2</sup>

b. 屋根材のピーク風力係数Cfの算定

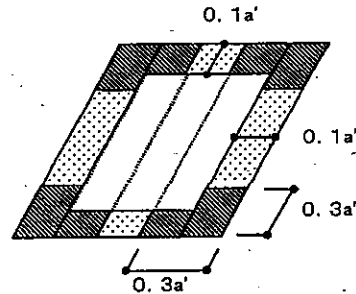
Cf = ピーク外圧係数 - ピーク内圧係数

正のピーク外圧係数 = Cpe · Gpe

θ =

	Cpe	Gpe	外圧係数	内圧係数	Cf	q	W
正の場合		3.100		-0.5	0.5	259	130 N/m <sup>2</sup>
負の場合		の部位	-2.50		-2.50	259	-648 N/m <sup>2</sup>
		の部位	-3.20		-3.20	259	-829 N/m <sup>2</sup>
		の部位	-4.30		-4.30	259	-1114 N/m <sup>2</sup>

a': 短辺BまたはHの2倍の小さい方



c. 折板の設計 日成ルーフt=0.6

L = 182 cm 働幅 = 60.7 cm I = 51.4 cm<sup>4</sup> Z = 11.44 cm<sup>3</sup>

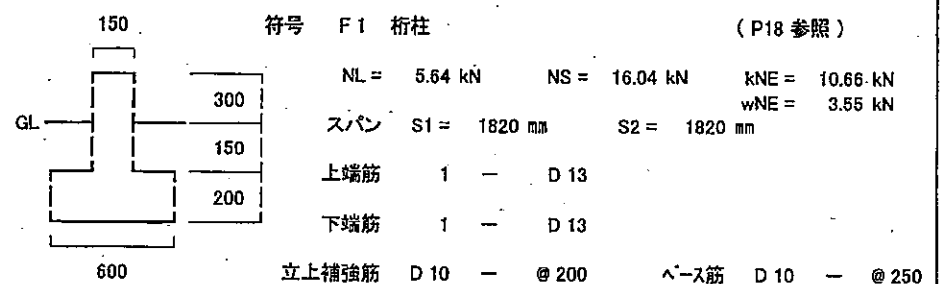
荷重 TLL = 140 N/m<sup>2</sup> (長期鉛直荷重)  
 TLS = 1540 N/m<sup>2</sup> (積雪時鉛直荷重)  
 wW1 = 270 N/m<sup>2</sup> (正の風圧時)  
 wW2 = 1114 N/m<sup>2</sup> (負の風圧時)

長期 ML = 1/8 × 0.140 × 0.607 × 1.82<sup>2</sup> = 0.036 kNm  
 短期(正) MS = 1/8 × 1.540 × 0.607 × 1.82<sup>2</sup> = 0.388 kNm  
 短期(負) wM2 = 1/8 × 1.114 × 0.607 × 1.82<sup>2</sup> = 0.280 kNm  
 σL/fb = 3.6 / 11.44 / 9.1 = 0.035 < 1.0 O.K  
 σS/fb = 38.8 / 11.44 / 13.7 = 0.248 < 1.0 O.K  
 δL = 0.014 × 60.7 × 182<sup>4</sup> / 76.8EI = 0.012 cm  
 δL/L = 0.012 / 182 = 1/15167 < 1/300 O.K  
 δS = 0.154 × 60.7 × 182<sup>4</sup> / 76.8EI = 0.127 cm  
 δS/L = 0.127 / 182 = 1/1433 < 1/200 O.K

d. 軒先の設計 L = 44.5 cm

長期 ML = 1/2 × 0.140 × 0.607 × 0.445<sup>2</sup> = 0.009 kNm  
 短期(正) MS = 1/2 × 1.540 × 0.607 × 0.445<sup>2</sup> = 0.093 kNm  
 短期(負) wM2 = 1/2 × 1.114 × 0.607 × 0.445<sup>2</sup> = 0.067 kNm  
 σL/fb = 0.9 / 11.44 / 13.7 = 0.006 < 1.0 O.K  
 σS/fb = 9.3 / 11.44 / 13.7 = 0.059 < 1.0 O.K  
 δL = 0.014 × 60.7 × 44.5<sup>4</sup> / 8.0EI = 0.001 cm  
 δL/L = 0.001 / 44.5 = 1/44500 < 1/250 O.K  
 δS = 0.154 × 60.7 × 44.5<sup>4</sup> / 8.0EI = 0.005 cm  
 δS/L = 0.005 / 44.5 = 1/8900 < 1/167 O.K

5-3 基礎の設計 NL:長期鉛直荷重 NS:積雪時鉛直荷重 KNE:地震力による軸力 wNE:風圧力による軸力



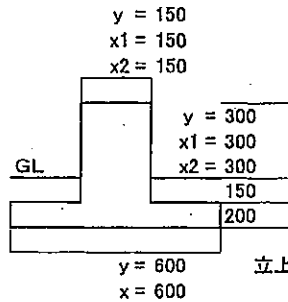
a.基礎自重	Wf = 24 × ( 0.6 × 0.2 + 18 × 0.45 ) + 0.15 × 0.45 = 5.72 kN/m
b.引抜力	KT = 16.04 - 2.65 - 5.72 × 1.82 = 2.98 kN wT = 12.51 - 2.65 - 5.72 × 1.82 = -0.56 kN
c.接地圧	NL*2 > NS 長期σc = 2.05 / ( 0.6 × 1.82 ) + 5.72 / 0.6 = 11.96 kN/m² < 50 kN/m² O.K. KNE > wNE 短期σc = 18.69 / ( 0.6 × 1.82 ) + 5.72 / 0.6 = 26.65 kN/m² < 100 kN/m² O.K.
d.へース筋の算定	D = 20 cm, d = 12.5 cm, j = 10.93 cm, at = 2.84 cm²
NL*1.5 < NS 積雪 M = 1/2 × 5.15 / 1.092 × 0.225² = 0.12 kNm	
KNE > wNE 短期 M = 1/2 × 18.69 / 1.092 × 0.225² = 0.44 kNm	
NL*2 > NS 長期 Q = 2.65 + 24.06 / 1.092 × 0.225 = 5.51 kN	
KNE > wNE 短期 Q = ( 2.65 + 24.06 ) / 1.092 × 0.225 = 5.51 kN	
at = 44 / 29.5 / 10.93 = 0.14 < 2.84 O.K. へース筋	
Ljefe = 100 × 10.93 × 0.14 = 153.02 > 5.51 O.K. スラブ厚	

a.基礎自重	Wf = 24 × ( 0.6 × 0.2 + 18 × 0.45 ) + 0.15 × 0.45 = 5.72 kN/m
b.引抜力	KT = 10.66 - 5.64 - 5.72 × 1.82 = -5.40 kN wT = 3.55 - 5.64 - 5.72 × 1.82 = -12.51 kN
c.接地圧	NL*2 < NS 積雪σc = 16.04 / ( 0.6 × 1.82 ) + 5.72 / 0.6 = 24.22 kN/m² < 100 kN/m² O.K. KNE > wNE 短期σc = 16.30 / ( 0.6 × 1.82 ) + 5.72 / 0.6 = 24.46 kN/m² < 100 kN/m² O.K.
d.へース筋の算定	D = 20 cm, d = 12.5 cm, j = 10.93 cm, at = 2.84 cm²
NL*1.5 < NS 積雪 M = 1/2 × 16.04 / 1.092 × 0.225² = 0.38 kNm	
KNE > wNE 短期 M = 1/2 × 16.30 / 1.092 × 0.225² = 0.38 kNm	
NL*2 < NS 積雪 Q = 5.64 + 15.99 / 1.092 × 0.225 = 4.46 kN	
KNE > wNE 短期 Q = ( 5.64 + 15.99 ) / 1.092 × 0.225 = 4.46 kN	
at = 38 / 29.5 / 10.93 = 0.12 < 2.84 O.K. へース筋	
Ljefs = 100 × 10.93 × 0.12 = 131.16 > 4.46 O.K. スラブ厚	

e.梁主筋の算定	B = 15 cm, D = 65 cm, d = 56.35 cm, j = 49.30 cm
上端筋 at = 1.27 cm²	
下端筋 at = 1.27 cm²	
柱脚部圧縮: Mc = 1/8 × ( 18.69 / 1.82 ) × 1.82² = 4.26 kNm	下端筋
中間部圧縮: Mc = 9/128 × ( 18.69 / 1.82 ) × 1.82² = 2.40 kNm	上端筋
引抜力: Mt = 2.98 × 1.82 × 1.82 / 3.64 = 2.72 kNm	上端筋
圧縮力: Qc = 5/8 × ( 26.71 / 1.82 ) × 1.82 = 16.70 kN	
引抜力: Qt = ( 24.06 - 13.06 ) × 1.82 / 3.64 = 5.50 kN	
at = 426 / 29.5 / 49.30 = 0.29 < 1.27 O.K. 下端筋	
at = 272 / 29.5 / 49.30 = 0.19 < 1.27 O.K. 上端筋	
pw = 0.71 × 1 / 15.00 / 20.00 = 0.0024 > 0.002	
αcfs Bj = 2.00 × 0.14 × 739 = 206.92 > 16.7 O.K. 梁断面	

e.梁主筋の算定	B = 15 cm, D = 65 cm, d = 56.35 cm, j = 49.30 cm
上端筋 at = 1.27 cm²	
下端筋 at = 1.27 cm²	
柱脚部圧縮: Mc = 1/8 × ( 16.30 / 1.82 ) × 1.82² = 3.71 kNm	下端筋
中間部圧縮: Mc = 9/128 × ( 16.30 / 1.82 ) × 1.82² = 2.09 kNm	上端筋
圧縮力: Qc = 5/8 × ( 21.63 / 1.82 ) × 1.82 = 13.52 kN	
at = 371 / 29.5 / 49.30 = 0.26 < 1.27 O.K. 下端筋	
at = 209 / 29.5 / 49.30 = 0.14 < 1.27 O.K. 上端筋	
pw = 0.71 × 1 / 15.00 / 20.00 = 0.0024 > 0.002	
αcfs Bj = 2.00 × 0.14 × 739 = 206.92 > 13.52 O.K. 梁断面	





符号 F2 桁面接続入隅柱 (P21 参照)

NL = 6.81 kN NS = 17.95 kN kNE = kN  
 Sy = 1857.5 mm Sx1 = 1820 mm Sx2 = 1820 mm  
 wNE = kN

上端筋 1 - D 13 下端筋 1 - D 13

立上補強筋 D 10 - @ 200 へー入筋 D 10 - @ 200

a.基礎自重

$$Wfy = 24 \times (0.6 \times 0.2 + 0.15 \times 0.45) + 18 \times 0.45 \times 0.15 = 5.72 \text{ kN/m}$$

$$Wfx1 = 24 \times (0.6 \times 0.2 + 0.15 \times 0.45) + 18 \times 0.45 \times 0.15 = 5.72 \text{ kN/m}$$

$$Wfx2 = 24 \times (0.6 \times 0.2 + 0.15 \times 0.45) + 18 \times 0.45 \times 0.15 = 5.72 \text{ kN/m}$$

$$\text{支配面積} = 0.6 \times 0.9288 + 0.6 \times 0.91 + 0.6 \times 0.91 = 1.649 \text{ m}^2$$

$$Wf = (5.72 \times 0.9288 + 5.72 \times 0.91) / 1.649 = 9.534 \text{ kN/m}^2$$

b.引抜力 無し

c.接地圧

$$NL * 2 < NS \text{ 積雪 } \sigma_c = 17.95 / (1.649 + 9.53) = 20.42 \text{ kN/m}^2 < 100 \text{ kN/m}^2 \text{ O.K}$$

d.へー入筋の算定

$$NL * 1.5 < NS \text{ 積雪 } M = 1/2 \times 17.95 / 1.649 \times 0.225^2 = 0.28 \text{ kNm}$$

$NL * 2 < NS \text{ 積雪 } Q = 17.95 / 1.649 \times 0.225 = 2.45 \text{ kN}$

$at = 28 / 29.5 = 0.09 < 3.55 \text{ O.K}$  へー入筋  
 $Ljefs = 100 \times 10.93 \times 0.14 = 153.02 > 2.45 \text{ O.K}$  スラブ厚

e.梁主筋の算定

上端筋 at = 1.27 cm<sup>2</sup>  
 下端筋 at = 1.27 cm<sup>2</sup>

柱脚部圧縮:  $Mc = 0.125 \times (17.95 / 1.82) \times 1.82^2 = 4.09 \text{ kNm}$  下端筋  
 中間部圧縮:  $Mc = 0.071 \times (17.95 / 1.82) \times 1.82^2 = 2.32 \text{ kNm}$  上端筋

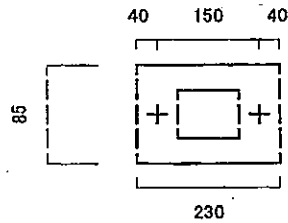
圧縮力:  $Qc = 0.625 \times (17.95 / 1.82) \times 1.82 = 11.22 \text{ kN}$

$at = 409 / 29.5 = 0.28 < 1.27 \text{ O.K}$  下端筋  
 $at = 232 / 29.5 = 0.16 < 1.27 \text{ O.K}$  上端筋  
 $pw = 0.71 \times 1 / 15.00 = 0.0024 > 0.002$   
 $\alpha cfs Bj = 2.00 \times 0.14 \times 731 = 204.67 > 11.22 \text{ O.K}$  梁断面



5-4 柱脚の設計 NL:長期鉛直荷重 NS:積雪時鉛直荷重 kNE:地震力による軸力 wNE:風圧力による軸力

符号 C1 妻柱



NL = 2.65 kN      NS = 5.15 kN      (P17 参照)  
 kNE = 16.04 kN      kQE = 9.68 kN      (P15 参照)  
 wNE = 12.51 kN      wQE = 7.55 kN

d.ハースプレート溶接の検討

S = 0.345 cm      wl = 35.78 cm  
 NL \* 1.5 < NS 積雪  $\sigma_c = 5.15 / 0.345 = 14.81 < 0.7 \times 35.78 = 24.99$  O.K.  
 kNE > wNE 短期  $\sigma_c = 18.69 / 0.345 = 54.17 > 0.7 \times 35.78 = 24.99$  O.K.  
 kNE > wNE  $\sigma_t = 13.39 / 0.345 = 38.81 > 0.7 \times 35.78 = 24.99$  O.K.  
 kQE > wQE  $\tau = 9.68 / 0.345 = 28.06 > 0.7 \times 35.78 = 24.99$  O.K.  
 積雪  $\sigma_c / wfc = 0.60 / 13.50 = 0.04 < 1.0$  O.K.  
 短期  $\sigma_c / wfc = 2.17 / 13.50 = 0.16 < 1.0$  O.K.  
 $\sqrt{(\tau^2 + \sigma_t^2)} / wfs = \sqrt{(1.13^2 + 1.55^2)} / 13.50 = 0.14 < 1.0$  O.K.

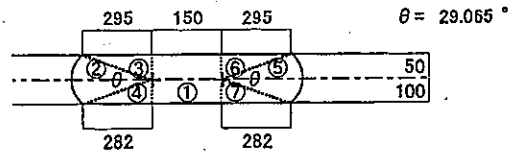
a.アンカーボルトの算定

A.BOLT 2 - M 16       $A_e = A_g * 0.75 = 1.507 \text{ cm}^2$       定着L = 30.0 cm  
 kNE > wNE T = 16.04 - 2.65 = 13.39 kN  
 kQE > wQE  $\tau = 9.68 / 3.014 = 3.22 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_t s = 1.4 \times 23.5 = 32.9$   
 $\sigma_t / f_t s = 13.39 / 32.9 = 0.41 < 1.0$  O.K.  
 $1.6 \times 3.22 = 5.15 < 32.9$  O.K.

e.ハースプレートの算定

Rt = 13.39 / 2 = 6.695 kN  
 L1 = 3.00 cm       $L_y = 2 * L1 + d = 7.60 \text{ cm}$  (d:アンカーボルト径)      BPLt = 1.6 cm  
 Mt = 6.695 \* 3.00 = 20.09 kNcm  
 Mc = 1/2 \* 18.69 \* 195.5 \* 7.00^2 = 2.35 kNcm  
 $\sigma_t / f_b = 20.09 / 3.242 = 6.20 < 23.50$  O.K.  
 $\sigma_c / f_b = 2.35 / 0.426 = 5.52 < 23.50$  O.K.

b.アンカーボルト定着の検討



$\theta = 29.065^\circ$   
 ① = 150 \* 150 = 22500 mm<sup>2</sup>  
 ② = 3.1416 \* 300^2 \* 29.065 / 360 = 22827 mm<sup>2</sup>  
 ③ = 1/2 \* 295 \* 50 = 7375 mm<sup>2</sup>  
 ④ = 1/2 \* 282 \* 100 = 14100 mm<sup>2</sup>  
 ⑤ = 3.1416 \* 300^2 \* 29.065 / 360 = 22827 mm<sup>2</sup>  
 ⑥ = 1/2 \* 295 \* 50 = 7375 mm<sup>2</sup>  
 ⑦ = 1/2 \* 282 \* 100 = 14100 mm<sup>2</sup>  
 A<sub>c</sub> = 111104 mm<sup>2</sup>

$T_p = 0.31 * 0.60 * \sqrt{21} * 111104 / 1000 = 94.701 \text{ kN}$   
 $T_u = 2 * 1.507 * 23.5 = 70.829 < 94.701$  O.K.

c.コンクリート強度の検討

NL \* 2 > NS 長期  $\sigma_c / f_c = 2.65 / 195.5 = 0.0136 < 0.7$  O.K.  
 kNE > wNE 短期  $\sigma_c / f_c = 18.69 / 195.5 = 0.0956 < 1.4$  O.K.

○崩壊メカニズム時の安全性の検討(アンカーボルト伸び能力無し 露出柱脚設計フロー⑤)

f.設計用応力の算定

$\gamma = 1.67$   
 Nd =  $\gamma * kNE + NL = 1.67 * 16.04 + 2.65 = 29.39 \text{ kN}$   
 Td =  $\gamma * kNE - NL = 1.67 * 16.04 - 2.65 = 24.09 \text{ kN}$   
 Qd =  $\gamma * kQE = 1.67 * 9.68 = 16.14 \text{ kN}$

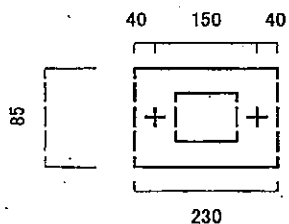
g.アンカーボルトの検討

$\tau = 16.14 / 3.014 = 5.36 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_t s = 1.4 * 23.5 = 32.9$   
 $\sigma_t / f_t s = 24.09 / 32.9 = 0.73 < 1.0$  O.K.

h.コンクリート強度の検討

$\sigma_c / F_c = 29.39 / 195.5 = 0.15 < 2.1$  O.K.

符号 C1 桁柱



NL = 5.64 kN      NS = 16.04 kN (P18 参照)  
 kNE = 10.66 kN    kQE = 6.43 kN (P15 参照)  
 wNE = 3.55 kN      wQE = 2.14 kN

d. ベースプレート溶接の検討

S = 0.345 cm      wl = 35.78 cm  
 NL\*1.5<NS 積雪  $\sigma_c$  = 16.04 / 0.345 / 0.7 / 35.78 = 1.86 kN/cm<sup>2</sup>  
 kNE > wNE 短期  $\sigma_c$  = 16.30 / 0.345 / 0.7 / 35.78 = 1.89 kN/cm<sup>2</sup>  
 kNE > wNE  $\sigma_t$  = 5.02 / 0.345 / 0.7 / 35.78 = 0.59 kN/cm<sup>2</sup>  
 kQE > wQE  $\tau$  = 6.43 / 0.345 / 0.7 / 35.78 = 0.75 kN/cm<sup>2</sup>  
 積雪  $\sigma_c/w_c$  = 1.86 / 13.50 = 0.14 < 1.0 O.K  
 短期  $\sigma_c/w_c$  = 1.89 / 13.50 = 0.14 < 1.0 O.K  
 $\sqrt{(\tau^2 + \sigma_t^2)}/w_s = \sqrt{(0.75^2 + 0.59^2)}/13.50 = 0.07 < 1.0$  O.K

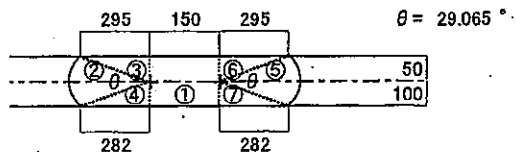
a. アンカーボルトの算定

A. BOLT 2 - M 16      Ae = Ag \* 0.75 = 1.507 cm<sup>2</sup>      定着L = 30.0 cm  
 kNE > wNE T = 10.66 - 5.64 = 5.02 kN  
 kQE > wQE  $\tau$  = 6.43 / 3.014 = 2.14 kN/cm<sup>2</sup>  
 fts = 1.4 x 23.5 - 1.6 x 2.14 = 29.47 kN/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_t/fts = 5.02 / 3.014 / 23.5 = 0.07 < 1.0$  O.K

e. ベースプレートの算定

Rt = 5.02 / 2 = 2.51 kN  
 L1 = 3.00 cm      Ly = 2\*L1+d = 7.60 cm (d: アンカーボルト径)      BPLt = 1.6 cm  
 Mt = 2.51 x 3.00 = 7.53 kNcm  
 Mc = 1/2 x 16.30 / 195.5 x 7.00^2 = 2.05 kNcm  
 $\sigma_t/f_b = 7.53 / 3.242 / 23.50 = 0.10 < 1.0$  O.K  
 $\sigma_c/f_b = 2.05 / 0.426 / 23.50 = 0.20 < 1.0$  O.K

b. アンカーボルト定着の検討



$\theta = 29.065^\circ$   
 ① = 150 x 150 = 22500 mm<sup>2</sup>  
 ② = 3.1416 x 300^2 x 29.065 / 360 = 22827 mm<sup>2</sup>  
 ③ = 1/2 x 295 x 50 = 7375 mm<sup>2</sup>  
 ④ = 1/2 x 282 x 100 = 14100 mm<sup>2</sup>  
 ⑤ = 3.1416 x 300^2 x 29.065 / 360 = 22827 mm<sup>2</sup>  
 ⑥ = 1/2 x 295 x 50 = 7375 mm<sup>2</sup>  
 ⑦ = 1/2 x 282 x 100 = 14100 mm<sup>2</sup>  
 Ac = 111104 mm<sup>2</sup>

Tp = 0.31 x 0.60 x  $\sqrt{21}$  x 111104 / 1000 = 94.701 kN  
 Tu = 2 x 1.507 x 23.5 = 70.829 < 94.701 O.K.

c. コンクリート強度の検討

NL\*2 < NS 積雪  $\sigma_c/f_c$  = 16.04 / 195.5 / 1.4 = 0.06 < 1.0 O.K  
 kNE > wNE 短期  $\sigma_c/f_c$  = 16.30 / 195.5 / 1.4 = 0.06 < 1.0 O.K

○ 崩壊効ニズム時の安全性の検討(アンカーボルト伸び能力無し 露出柱脚設計フロー⑤)

f. 設計用応力の算定

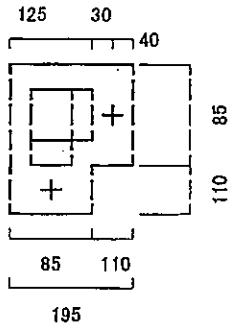
$\gamma = 1.67$   
 Nd =  $\gamma * kNE + NL = 1.67 * 10.66 + 5.64 = 23.41$  kN  
 Td =  $\gamma * kNE - NL = 1.67 * 10.66 - 5.64 = 12.13$  kN  
 Qd =  $\gamma * kQE = 1.67 * 6.43 = 10.72$  kN

g. アンカーボルトの検討

$\tau = 10.72 / 3.014 = 3.56$  kN/cm<sup>2</sup>  
 fts = 1.4 x 23.5 - 1.6 x 3.56 = 27.20 kN/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma_t/fts = 12.13 / 3.014 / 23.5 = 0.17 < 1.0$  O.K

h. コンクリート強度の検討

$\sigma_c/f_c = 23.41 / 195.5 / 2.1 = 0.06 < 1.0$  O.K



符号 C 2 隅柱

NL = 2.47 kN	NS = 4.34 kN	(P19 参照)
kNE = 16.04 kN	kQE = 9.68 kN	(P15 参照)
wNE = 12.51 kN	wQE = 7.55 kN	

d.ベースプレート溶接の検討

S = 0.345 cm	wl = 50.78 cm		
NL*1.5 < NS 積雪 $\sigma_c = 4.34$ /	0.345 /	0.7 /	50.78 = 0.36 kN/cm <sup>2</sup>
kNE > wNE 短期 $\sigma_c = 18.51$ /	0.345 /	0.7 /	50.78 = 1.51 kN/cm <sup>2</sup>
kNE > wNE $\sigma_t = 13.57$ /	0.345 /	0.7 /	50.78 = 1.11 kN/cm <sup>2</sup>
kQE > wQE $\tau = 9.68$ /	0.345 /	0.7 /	50.78 = 0.79 kN/cm <sup>2</sup>
積雪 $\sigma_c/wfc = 0.36$ /	13.50	=	0.03 < 1.0 O.K
短期 $\sigma_c/wfc = 1.51$ /	13.50	=	0.11 < 1.0 O.K
$\sqrt{(\tau^2 + \sigma_t^2)}/wfs = \sqrt{(0.79^2 + 1.11^2)}$ /	13.50	=	0.10 < 1.0 O.K

a.アンカーボルトの算定

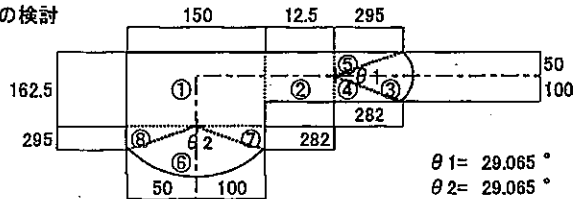
A.BOLT 2 - M 16  $A_e = A_g * 0.75 = 1.507 \text{ cm}^2$  定着L = 30.0 cm

kNE > wNE T = 16.04 - 2.47 = 13.57 kN
kQE > wQE $\tau = 9.68$ / 3.014 = 3.22 kN/cm <sup>2</sup>
$f_{ts} = 1.4 \times 23.5 - 1.6 \times 3.22 = 27.74 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_t/f_{ts} = 13.57$ / 3.014 / 23.5 = 0.19 < 1.0 O.K

e.ベースプレートの算定

Rt = 13.57 / 2 = 6.785 kN	
Ll = 3.00 cm $L_y = 2 * Ll + d = 7.60 \text{ cm}$ (d:アンカーボルト径)	BPLt = 1.6 cm
Mt = 6.785 x 3.00 = 20.36 kNcm	
Mc = 1/2 x 18.51 / 259.25 x 7.00^2 = 1.75 kNcm	
$\sigma_t/f_b = 20.36$ / 3.242 / 23.50 = 0.27 < 1.0 O.K	
$\sigma_c/f_b = 1.75$ / 0.426 / 23.50 = 0.17 < 1.0 O.K	

b.アンカーボルト定着の検討



$\theta 1 = 29.065^\circ$   
 $\theta 2 = 29.065^\circ$

① = 150 x 162.5 = 24375 mm <sup>2</sup>
② = 12.5 x 150 = 1875 mm <sup>2</sup>
③ = 3.1416 x 300^2 x 29.065 / 360 = 22827 mm <sup>2</sup>
④ = 1/2 x 282 x 100 = 14100 mm <sup>2</sup>
⑤ = 1/2 x 295 x 50 = 7375 mm <sup>2</sup>
⑥ = 3.1416 x 300^2 x 29.065 / 360 = 22827 mm <sup>2</sup>
⑦ = 1/2 x 100 x 282 = 14100 mm <sup>2</sup>
⑧ = 1/2 x 50 x 295 = 7375 mm <sup>2</sup>
$A_c = 114854 \text{ mm}^2$

$T_p = 0.31 \times 0.60 \times \sqrt{21} \times 114854 / 1000 = 97.897 \text{ kN}$   
 $T_u = 2 \times 1.507 \times 23.5 = 70.829 < 97.897 \text{ O.K}$

c.コンクリート強度の検討

NL*2 > NS 長期 $\sigma_c/f_c = 2.47$ / 259.25 / 0.7 = 0.01 < 1.0 O.K
kNE > wNE 短期 $\sigma_c/f_c = 18.51$ / 259.25 / 1.4 = 0.05 < 1.0 O.K

○崩壊メカニズム時の安全性の検討(アンカーボルト伸び能力無し 露出柱脚設計フロー⑤)

f.設計用応力の算定

$\gamma = 1.67$

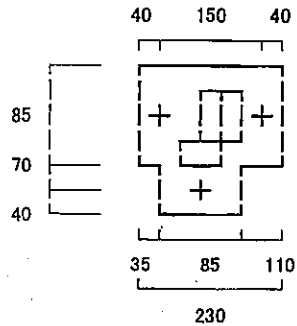
Nd = $\gamma * kNE + NL = 1.67 \times 16.04 + 2.47 = 29.21 \text{ kN}$
Td = $\gamma * kNE - NL = 1.67 \times 16.04 - 2.47 = 24.27 \text{ kN}$
Qd = $\gamma * kQE = 1.67 \times 9.68 = 16.14 \text{ kN}$

g.アンカーボルトの検討

$\tau = 16.14$ / 3.014 = 5.36 kN/cm <sup>2</sup>
$f_{ts} = 1.4 \times 23.5 - 1.6 \times 5.36 = 24.32 \text{ kN/cm}^2$
$\sigma_t/f_{ts} = 24.27$ / 3.014 / 23.5 = 0.34 < 1.0 O.K

h.コンクリート強度の検討

$\sigma_c/f_c = 29.21$ / 259.25 / 2.1 = 0.05 < 1.0 O.K
--



符号 C 3 桁面接続入隅柱

NL = 6.81 kN      NS = 17.95 kN      (P21 参照)

\*引抜力及びせん断力無し

c.コンクリート強度の検討

$$NL * 2 < NS \text{ 積雪 } \sigma_c / f_c = 17.95 / 289 / 1.4 = 0.04 < 1.0 \text{ O.K}$$

d.ベースプレート溶接の検討

$$S = 0.345 \text{ cm} \quad w_l = 52.17 \text{ cm}$$

$$NL * 1.5 < NS \text{ 積雪 } \sigma_c = 17.95 / 0.345 / 0.7 = 52.17 = 1.43 \text{ kN/cm}^2$$

a.アンカーボルトの算定

A.BOLT 3 - M 16       $A_e = A_g * 0.75 = 1.507 \text{ cm}^2$       定着L = 30.0 cm

$$\text{積雪 } \sigma_c / w_f c = 1.43 / 13.50 = 0.11 < 1.0 \text{ O.K}$$

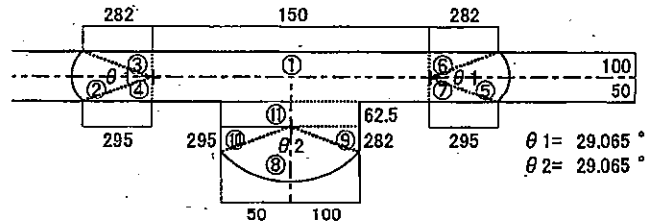
e.ベースプレートの算定

BPLt = 1.6 cm

$$M_c = 1/2 \times 17.95 / 289 \times 7.00^2 = 1.53 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c / f_b = 1.53 / 0.426 / 15.60 = 0.23 < 1.0 \text{ O.K}$$

b.アンカーボルト定着の検討

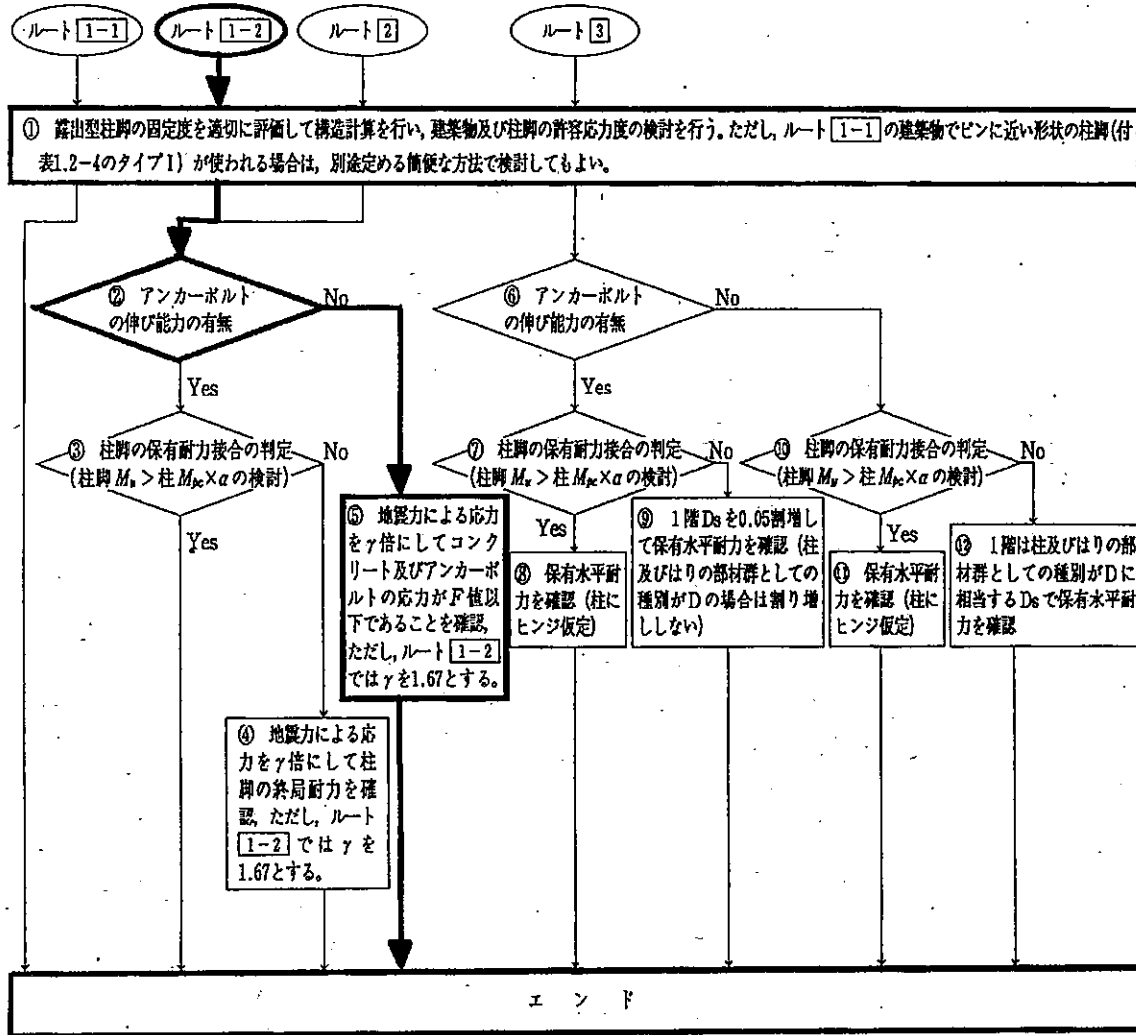


① =	150	×	150	=	22500 mm <sup>2</sup>
② =	3.1416	×	300 <sup>2</sup> × 29.065 / 360	=	22827 mm <sup>2</sup>
③ =	1/2	×	282 × 100	=	14100 mm <sup>2</sup>
④ =	1/2	×	295 × 50	=	7375 mm <sup>2</sup>
⑤ =	3.1416	×	300 <sup>2</sup> × 29.065 / 360	=	22827 mm <sup>2</sup>
⑥ =	1/2	×	282 × 100	=	14100 mm <sup>2</sup>
⑦ =	1/2	×	295 × 50	=	7375 mm <sup>2</sup>
⑧ =	3.1416	×	300 <sup>2</sup> × 29.065 / 360	=	22827 mm <sup>2</sup>
⑨ =	1/2	×	282 × 100	=	14100 mm <sup>2</sup>
⑩ =	1/2	×	295 × 50	=	7375 mm <sup>2</sup>
⑪ =	150	×	62.5	=	9375 mm <sup>2</sup>
			<b>A<sub>o</sub></b>	=	<b>164781 mm<sup>2</sup></b>

$$T_p = 0.31 \times 0.60 \times \sqrt{21} \times 164781 / 1000 = 140.45 \text{ kN}$$

$$T_u = 3 \times 1.507 \times 23.5 = 106.24 < 140.45 \text{ O.K}$$

露出型柱脚を使った建築物の設計フロー



§6 二次設計

6-1 偏心率の算定

G: 重心距離      K: 剛心距離  
 KR: ねじり剛性    re: 弾力半径

e: 偏心距離  
 Re: 偏心率

a. 重心の算定

1F X方向

W	A	L	WAL
0.53	161.18	10.96	936.1
0.53	3.59	8.23	15.7
計	87.33		951.7

Y方向

W	A	L	WAL
0.53	161.18	3.68	314.2
0.53	3.59	8.30	15.8
計	87.33		330.0

$G_x = \frac{\sum WAL}{\sum WA} = \frac{951.74}{87.331} = 10.90 \text{ m}$   
 $G_y = \frac{\sum WAL}{\sum WA} = \frac{329.96}{87.331} = 3.78 \text{ m}$

2F X方向

W	A	L	WAL
計			

Y方向

W	A	L	WAL
計			

b. 剛心の算定

1F Yフレーム

	D	n	L	D*L	L0	D*L0 <sup>2</sup>
T1	7.01	2			10.96	1683
T1	7.01	2	21.92	307	10.96	1683
計		$\sum D*n =$	28.03	307		3366

Gx = 10.90 m

Xフレーム

	D	n	L	D*L	L0	D*L0 <sup>2</sup>
T1	7.01	3			3.68	284
T1	7.01	3	7.36	155	3.68	284
計		$\sum D*n =$	42.05	155		569

Gy = 3.78 m

$K_x = 307 \quad / \quad 28.032 = 10.96 \text{ m}$   
 $K_y = 154.63 \quad / \quad 42.048 = 3.68 \text{ m}$   
 $KR = 3366 \quad + \quad 569 = 3934.4 \text{ m}^2$













## ○ 梁の横補剛

## a. 設計方針

全ての梁の両端をピン接合としており、端部が塑性状態に達することはない為に、横方向の拘束条件を考慮した $f_b$ にて梁の設計を行うものとし、保有耐力横補剛としての検討は行わないものとする。

b. 梁の長期 $f_b$ 

符号 RG1 小屋梁

断面 LH-350\*175\*4.5\*6     $L_b = 182 \text{ cm}$      $h = 35 \text{ cm}$   
 $C = 1.131$      $i_b = 4.57 \text{ cm}$      $A_f = 10.5 \text{ cm}^2$

長期 $f_b$  (荷重面内に対称軸を有する材)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & F * (2/3 - 4/15 * (L_b/i_b)^2 / C / \Lambda^2) = 15.05 \text{ kN/cm}^2 \\ \textcircled{2} \quad & 8900 / L_b / h * A_f = 14.67 \text{ kN/cm}^2 \\ \textcircled{1} \text{と} \textcircled{2} \text{の大きい方} & \text{かつ} f_b \text{以下} \quad \therefore f_b = 15.05 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

符号 RG2 小屋梁

断面 [-100\*50\*3.2     $L_b = 182 \text{ cm}$      $h = 10 \text{ cm}$   
 $C = 1$      $A_f = 1.6 \text{ cm}^2$

長期 $f_b$  (溝形鋼及び荷重面内に対称軸を有しない材)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 8900 / L_b / h * A_f = 7.82 \text{ kN/cm}^2 \\ \textcircled{1} \text{かつ} f_b \text{以下} & \quad \therefore f_b = 7.82 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$