

平成4年度農林水産省補助事業  
日本住宅・木材技術センター事業

中層木造住宅部材開発事業報告書  
——3階建木造住宅構造設計基準支援プログラム説明書——

平成5年3月

(財)日本住宅・木材技術センター

呼び出すファイル名：B:¥\*.wj2

ファイル

1 梁長W.WJ2 S68.05.17 13:18 4819

- |             |            |             |             |            |
|-------------|------------|-------------|-------------|------------|
| 1 梁長W.WJ2   | 2 梁長P.WJ2  | 3 梁長PL.WJ2  | 4 梁長PL2.WJ2 | 5 梁長丸P.WJ2 |
| 6 梁長6.WJ2   | 7 梁短WP.WJ2 | 8 梁長WPL.WJ2 | 9 梁短WPP.WJ2 | A 梁長丸P.WJ2 |
| B 梁長WPP.WJ2 | C 梁長P3.WJ2 | D 梁短丸W.WJ2  | F 46条.WJ2   | H 木軸.WJ2   |
| I 柱引抜.WJ2   | J 総重量.WJ2  | K 耐力壁.WJ2   | L 荷重.WJ2    | M 母屋.WJ2   |
| N 垂木.WJ2    | O 根太.WJ2   | P 概要書.WJ2   | Q 層セン断.WJ2  | R 基礎.WJ2   |
| S 木ルート2.WJ2 | X 柱設計.WJ2  | 木造フロ-.WJ2   |             |            |

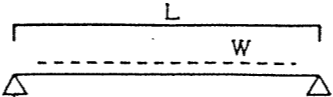
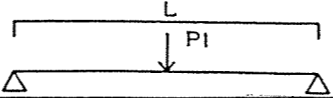
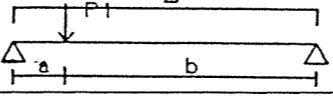
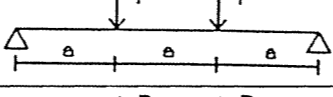
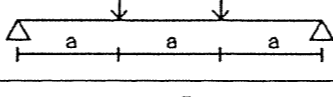
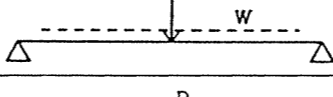
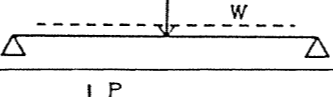
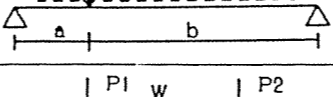
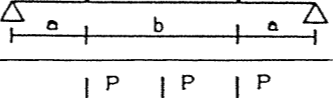
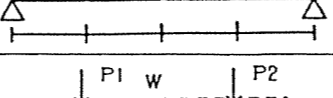
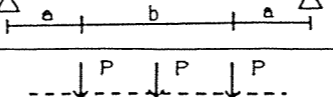
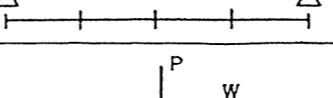
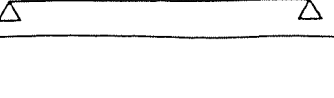
93/07/09 10:48 AM

メニュー 編集 再編集 絶対 ジャンプ カナ変換 半角変 ローマ字 全角 かな  
ローマ字 半角 カナ

	支援プログラムで算定不可	使用ファイルNO (先頭文字)
建物の概要	○	P
↓		
見付面積の算定 (風圧力の算定)	○	F
↓		
筋かい量の算定	○	K. F
↓		
令46条の検討	○	F
↓		
荷重表の算定	○	L
↓		
建物重量の算定 (地震用の算定)	○	J. Q
↓		
耐力壁の保有耐力の検討	○	F
↓		
水平力による耐力壁の応力	×	
↓		
柱の長期軸力の算定	○	H
↓		
柱の断面の算定	○	X
↓		
梁の断面の算定	○	1~D
↓		
母屋, 根太, 垂木の断面の算定	○	M. N. O
↓		
柱の引抜き力の算定	○	I
↓		
基礎の検討	○	R
木造ルート2算定 (層間変形角, 剛性率, 偏心率)	○	S

- ・ マニュアル説明。
- ・ 画面上で白色になっている所が入力個所です。マニュアルでは、  内の表示で示しています。
- ・ 各ページの左上の番号（数値及びアルファベット）はファイル名先頭の番号を表す。
- ・ 画面表示されるものとマニュアルで表されているものは、一致しています。

## ファイル解説

No	ファイル名	内 容	荷 重 図
1	1 梁 長 W	等分布荷重（長期荷重）の計算。	
2	2 梁 長 P	集中荷重（長期荷重）の計算。	
3	3 梁 長 PL	集中荷重（長期荷重） 左からの距離 a を入力します。	
4	4 梁長 PL 2	集中荷重が 2 点有り距離が 3 等分である （長期荷重）	
5	5 梁 長丸 P	丸太材使用時、集中荷重が 2 点有り距離 が 3 等分である。（長期荷重）	
6	6 梁 長 WP	等分布荷重と集中荷重の組み合わせ。 （長期荷重）	
7	7 梁 短 WP	等分布荷重と集中荷重の組み合わせ。 （短期荷重）	
8	8 梁長 WPL	等分布荷重と集中荷重の組み合わせ、集 中荷重は左からの距離を入力します。 （長期荷重）	
9	9 梁短 WPP	等分布荷重と集中荷重の組み合わせ、集 中荷重は $P_1, P_2$ 違う荷重入力可、距離は a と b をそれぞれ入力します ( $P_1 > P_2$ )	
10	A 梁 長丸 P	丸太材使用時、集中荷重が 3 点有り距離 が 4 等分である。（長期荷重）	
11	B 梁長 WPP	等分布荷重と集中荷重の組み合わせ、集 中荷重は $P_1, P_2$ 違う荷重を入力可、距離 は a と b を入力 ( $P_1 > P_2$ ) （長期荷重）	
12	C 梁 長 P 3	集中荷重が 3 点有り、距離が 4 等分であ る。（長期荷重）	
13	D 梁 短 W	丸太材使用の等分布荷重と集中荷重の組 み合わせ。（短期荷重）	

## ファイル解説

No	ファイル名	内 容
14	F 46 条	46条に定める所要壁長に対する有効壁長の比率。 耐力壁の耐力検討を行います。
15	H 木 軸	柱の軸力を算定します。柱の通り符号、階数、項目、単位荷重、面積をそれぞれ入力します。
16	I 柱 引 抜	柱の引き抜き検討をします。引き抜き力、 $\beta$ 、柱の軸力をそれぞれ入力します。
17	J 総 重 量	地震力用建物の総重量をもとめます。階数、項目、単位荷重、面積をそれぞれ入力します。
18	K 耐 力 壁	耐力壁の壁量の算定をします。壁長、壁倍率、個所数をそれぞれ入力し $a_i$ 、 $l_i$ と $P_i$ をもとめます。
19	L 荷 重	仮定荷重の算定をします。仕上名、荷重、積載荷重を入力します。
20	M 母 屋	母屋の断面算定をします。スパン( $l$ )、 $W$ (荷重)、 $f_b$ 、 $E$ 、 $B$ 、 $H$ をそれぞれ入力します。
21	N 垂 木	垂木の断面算定をします。スパン( $l$ )、 $W$ (荷重)、 $f_b$ 、 $E$ 、 $B$ 、 $H$ をそれぞれ入力します。
22	O 根 太	根太の断面算定をします。スパン( $l$ )、 $W$ (荷重)、 $f_b$ 、 $E$ 、 $B$ 、 $H$ をそれぞれ入力します。
23	P 概 要 書	一般的な設計方針を入力します。入力はワープロ形式です。
24	Q 層せん断	地震用層せん断力の算定をします。 $W_i$ 、 $H$ 、 $T_c$ 、 $Z$ 、 $C_o$ 、 $R_t$ の各項目を入力します。
25	R 基 礎	基礎梁の検討をします。 $W$ 、 $L$ 、 $f_t$ 、 $d$ 付着応力度の各項を入力します。 $a_t$ と $\phi$ は決定配筋を入力します。
26	S 木ルート2	1F(鉄骨、RC)、2F木造の全2階建、2F木造部分、層間変形角剛性率、偏心率をもとめます。
27	X 柱 設 計	柱の断面設計、及び土台、梁のめり込み検討を行います。

w = 0.243 t/m → 2.430 kg/cm

l = 1.800 m ← 梁の長さ入力

A = 110 cm<sup>2</sup>

Z = 193 cm<sup>3</sup>

I = 1013 cm<sup>4</sup>

w = 0.243 t/m ← 等分布荷重を入力

fb = 75 ← 長期曲げ許容力度

E = 70000 ← ヤング係数

B = 10.5 cm ← 木材巾

H = 10.5 cm ← 木材成

せん断許容力度 6 kg/cm<sup>2</sup> ← 長期せん断許容力度

$$M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{0.243 \cdot 3.240}{8} = 0.098 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{0.243 \cdot 1.800}{2} = 0.219 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{0.098 \cdot 10^5}{193} = 51.009 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{fb} = \frac{51.009}{75} = 0.680 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 \cdot 219}{110} = 2.976 < 6 \text{ O.K. !}$$

□内の数値は入力値

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 \cdot 2.430}{384 \cdot 70000 \cdot 0.5} \cdot \frac{1049760000}{1013} = \frac{12754584000.000}{13613670000} = 0.937$$

$$\frac{0.937}{180} = \frac{1}{192} < \frac{1}{300} \text{ O.K. !}$$

2

集中荷重

3F 梁 松 120 x 240

$$P = 0.230 \text{ t} \rightarrow 230.0 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} * \quad l &= 1.820 \text{ m} \\ A &= 144 \text{ cm}^2 \\ Z &= 288 \text{ cm}^3 \\ I &= 1728 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$M_0 = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{0.230 * 1.820}{4} = 0.105 \text{ tm}$$

$$Q = \frac{P}{2} = \frac{0.230}{2} = 0.115 \text{ t}$$

$$* \quad P = 0.230 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{0.105 * 10^5}{288} = 36.337 \text{ kg/cm}^2$$

$$* \quad f_b = 95$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{36.337}{95} = 0.382 < 1 \text{ O.K!}$$

$$* \quad E = 100000$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 * 115}{144} = 1.198 < 8 \text{ O.K!}$$

$$* \quad B = 12.0 \text{ cm}$$

$$* \quad H = 12.0 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{P \cdot l^3 \cdot l}{48 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{230 * 6028568}{48 * 100000 * 0.5 * 1728} = \frac{1386570640.000}{414720000} = 0.334 \text{ cm}$$

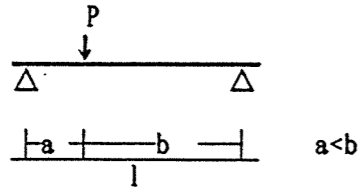
$$\frac{0.334}{182} = \frac{1}{544} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$$



3

集中荷重

3F Y2 X1-X2 米松 120x210



$$P = 0.738 \text{ t} \rightarrow 738.0 \text{ kg}$$

$$Q = \frac{P \cdot b}{l} = \frac{0.738 \cdot 2.275}{3.185} = 0.527 \text{ t} \rightarrow 527.1 \text{ kg}$$

$$* \quad l = 3.185 \text{ m}$$

$$* \quad a = 0.910 \text{ m} \quad \begin{array}{l} \text{集中荷重の左から} \\ \text{の距離} \end{array}$$

a &lt; b

$$b = 2.275 \text{ m}$$

$$A = 221 \text{ cm}^2$$

$$Z = 772 \text{ cm}^3$$

$$I = 8103 \text{ cm}^4$$

$$* \quad P = 0.738 \text{ t}$$

$$* \quad f_b = 95$$

$$* \quad E = 100000$$

$$M_0 = \frac{P \cdot a \cdot b}{l} = \frac{0.738 \cdot 0.910 \cdot 2.275}{3.185} = 0.480 \text{ tm} \rightarrow 479700 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{479700}{772} = 621.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{621.574}{95} = 6.543 < 1 \text{ O.K!}$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 \cdot 527}{221} = 3.586 < 8 \text{ O.K!}$$

$$* \quad B = 10.5 \text{ cm}$$

$$* \quad H = 21.0 \text{ cm}$$

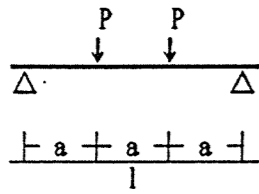
$$* \quad \text{せん断許容力度} \quad 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \frac{Pb(l-b)^{3/2}}{9\sqrt{3}E \cdot 0.5 \cdot l} = \frac{1679.0 \cdot 4.969}{15.6 \cdot 50000 \cdot 25809} = \frac{18594684558.445}{20116319050} = 0.92436$$

$$\frac{0.924}{319} = \frac{1}{345} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$$

4 集中荷重

小屋梁 米松 105 x 105



$$P = 0.205 \text{ t} \rightarrow 205.0 \text{ kg}$$

$$Q = 0.205 \text{ t} \rightarrow 205.0 \text{ kg}$$

\*  $l = 1.820 \text{ m}$

$$M_0 = \frac{P \cdot l}{3} = \frac{0.205 * 1.820}{3} = 0.124 \text{ tm} \rightarrow 12437 \text{ kgcm}$$

A = 110 cm<sup>2</sup>

$$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{0.124 * 10^5}{193} = 64.460 \text{ kg/cm}^2$$

Z = 193 cm<sup>3</sup>

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{64.460}{95} = 0.679 < 1 \text{ O.K!}$$

I = 1013 cm<sup>4</sup>

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 * 205}{110} = 2.789 < 8 \text{ O.K!}$$

\*  $P = 0.205 \text{ t}$  (集中荷重)

\*  $f_b = 95$

\*  $E = 100000$

\*  $B = 10.5 \text{ cm}$

\*  $H = 10.5 \text{ cm}$

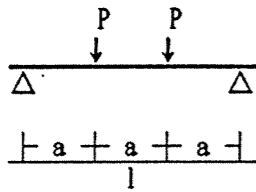
\* せん断許容力度  $8 \text{ kg/cm}^2$

$$\delta = \frac{23 \cdot P \cdot l \cdot l}{648 \cdot E \cdot 0.5 \cdot l} = \frac{23 * 205 * 6028568}{648 * 100000 * 0.5 * 1013} = \frac{28424698120.000}{32818668750} = 0.866 \text{ cm}$$

$$\frac{0.866}{182} = \frac{1}{210} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$$

5 集中荷重

3F 小屋梁 米松 末口 150



\*  $l = 2.730 \text{ m}$

$A = 346.2 \text{ cm}^2$

$Z = 909 \text{ cm}^3$

$I = 9542 \text{ cm}^4$

\*  $P = 0.356 \text{ t}$

\*  $f_b = 95$

\*  $E = 80000$

\* 直径 =  $21.0 \text{ cm}$  丸材の直径

\* せん断許容力度  $8 \text{ kg/cm}^2$

$P = 0.356 \text{ t} \rightarrow 356.0 \text{ kg}$

$Q = 0.356 \text{ t} \rightarrow 356.0 \text{ kg}$

$M_0 = \frac{P \cdot l}{3} = \frac{0.356 \cdot 2.730}{3} = 0.324 \text{ tm} \rightarrow 32396 \text{ kgcm}$

$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{0.324 \cdot 10^5}{909} = 35.650 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{35.650}{95} = 0.375 < 1 \text{ O.K!}$

$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 \cdot 356}{346} = 1.543 < 8 \text{ O.K!}$

kg

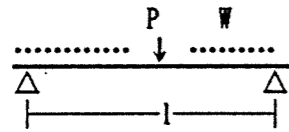
kg

kgcm

$\delta = \frac{23 \cdot P \cdot l \cdot l \cdot l}{648 \cdot E \cdot 0.5 \cdot l} = \frac{23 \cdot 356 \cdot 20346417}{648 \cdot 80000 \cdot 0.5 \cdot 9542} = \frac{166596462396.000}{247321487700} = 0.674$

$\frac{0.674}{273} = \frac{1}{405} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$

6



床梁 米松 120 x 180

$$l = 1.820 \text{ m}$$

$$A = 216 \text{ cm}^2$$

$$Z = 648 \text{ cm}^3$$

$$I = 5832 \text{ cm}^4$$

$$w = 0.464 \text{ t/m}$$

$$P = 0.422 \text{ t}$$

$$fb = 95$$

$$E = 100000$$

$$B = 12.000 \text{ cm}$$

$$H = 18.000 \text{ cm}$$

せん断許容力度 8 kg/cm<sup>2</sup>

$$w = 0.464 \text{ t/m} \rightarrow 4.640 \text{ kg/cm}$$

$$P = 0.422 \text{ t} \rightarrow 422.0 \text{ kg}$$

$$M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} + \frac{P \cdot l}{4} = \frac{0.464}{8} * 3.312 + \frac{0.422 * 1.820}{4} = 0.384 \text{ tm} \quad 38412.9 \text{ kgcm}$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} + \frac{P}{2} = \frac{0.464}{2} * 1.820 + \frac{0.422}{2} = 0.633 \text{ t} \quad 633.2 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{Z} = \frac{0.384 * 10^5}{648} = 59.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{fb} = \frac{59.28}{95} = 0.624 < 1.0 \text{ K!}$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.500 * 633.240}{216} = 4.398 < 8.0 \text{ K!}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5.0 * 4.640}{384.0 * 100000 * 0.5 * 5832.0} +$$

$$\frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{422 * 6028568}{48.0 * 100000 * 0.5 * 5832.000} = 0.227 + 0.182 = 0.409 \text{ cm}$$

$$\frac{0.409}{182} = \frac{1}{445} < \frac{1}{300} \quad 0. \text{K!}$$

7  
W+P (短期)

3F Y4通り X4-X5間 米松 120 x 150

7ヶ月間 0.000 m

l = 1.820 m

A = 173 cm<sup>2</sup>

Z = 476 cm<sup>3</sup>

I = 3931 cm<sup>4</sup>

W = 0.500 t/m

P = 0.128 t

fb = 95

E = 80000

B = 10.500 cm

H = 16.500 cm

せん断許容力度 8 kg/cm<sup>2</sup>

$$W = 0.500 \text{ t/m} \rightarrow 5.000 \text{ kg/cm}$$

$$P = 0.128 \text{ t} \rightarrow 128.0 \text{ kg}$$

$$M0 = \frac{w \cdot l \cdot l}{8} + \frac{P \cdot l}{4} = \frac{0.500 \cdot 3.312}{8} + \frac{0.128 \cdot 1.820}{4} = 0.265 \text{ tm} \quad 26526.5 \text{ kgcm}$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} + \frac{P}{2} = \frac{0.500 \cdot 1.820}{2} + \frac{0.128}{2} = 0.519 \text{ t} \quad 519.0 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{M0}{z} = \frac{0.265 \cdot 10^5}{476} = 55.68 \text{ kg/cm}^2$$

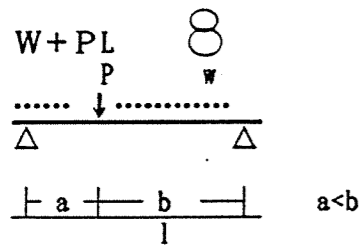
$$\frac{\sigma_b}{fb} = \frac{55.68}{190} = 0.293 < 1.0 \text{ K!}$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.500 \cdot 519.000}{173} = 4.494 < 8 \cdot 2 = 16 \text{ 0.K!}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l \cdot l \cdot l}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5.0 \cdot 5.000 \cdot 1097199376}{384.0 \cdot 80000 \cdot 3930.6} +$$

$$\frac{P \cdot l \cdot l \cdot l}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{128 \cdot 6028568}{48.0 \cdot 80000 \cdot 3930.609} = 0.227 + 0.051 = 0.278 \text{ cm}$$

$$\frac{0.278}{182} = \frac{1}{654} < \frac{1}{300} \text{ 0.K!}$$



Y3通り X5-X7間 梁 米松 120 x 270

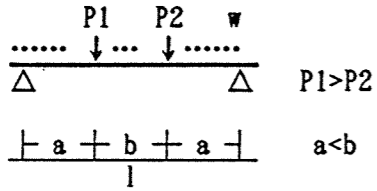
- l = 3.15 m
- a = 0.450 m
- b = 2.7 m
- A = 324 cm<sup>2</sup>
- Z = 1458 cm<sup>3</sup>
- I = 19683 cm<sup>4</sup>
- w = 0.162 t/m
- P = 0.547 t
- fb = 95
- E = 100000
- B = 12.0 cm
- H = 27.0 cm

$$\begin{aligned}
 W &= 0.162 \text{ t/m} & 1.620 \text{ kg/cm} \\
 P &= 0.547 \text{ t} & 547.000 \text{ kg} \\
 Q &= \frac{w \cdot l}{2} + \frac{P \cdot b}{l} = \frac{0.162 \cdot 3.150}{2} + \frac{0.547 \cdot 2.700}{3.150} = 0.724 \text{ t} & 724.0 \text{ kg} \\
 M &= \frac{w \cdot l \cdot l}{8} + \frac{P \cdot a \cdot b}{l} = \frac{0.162 \cdot 9.923}{8} + \frac{0.547 \cdot 0.45 \cdot 2.70}{3.150} = 0.412 \text{ tm} & 41192 \text{ kgcm} \\
 \sigma_b &= \frac{M_0}{z} = \frac{41191.6}{1458} = 28.25 \text{ kg/cm}^2 \\
 \frac{\sigma_b}{fb} &= \frac{28.3}{95} = 0.297 < 1 \text{ O.K. !} \\
 \tau &= \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.5 \cdot 724.0}{324} = 3.352 < 8 \text{ O.K. !} \\
 \delta &= \frac{5 \cdot w \cdot l \cdot l \cdot l}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot l} + \frac{5 \cdot 1.62 \cdot 9845600625}{384 \cdot 100000 \cdot 0.5 \cdot 19683} \\
 \frac{Pb(l \cdot l - b \cdot b)^{3/2}}{9 \sqrt{3} \cdot E \cdot 0.5 \cdot l} &= \frac{1476.9 \cdot 2.633^{3/2}}{15.6 \cdot 50000.0 \cdot 62001.5} = 0.21102 + 0.130 = 0.3415 \text{ cm} \\
 \frac{0.342}{315} &= \frac{1}{922} < \frac{1}{300} \text{ O.K. !}
 \end{aligned}$$

せん断許容力度 8 kg/cm<sup>2</sup>

9

W+PL (短期)



X2通り Y1-Y4間 米松 120 x 240

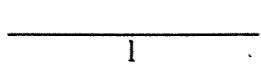
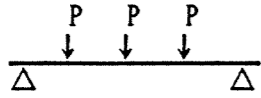
- l= 2.73 cm
- a= 0.910 cm
- b= 0.91 cm
- A= 288 cm<sup>2</sup>
- Z= 1152 cm<sup>3</sup>
- I= 13824 cm<sup>4</sup>
- W= 0.001 t/m
- P1= 3.970 t
- P2= 0.001 t
- fb= 95
- E= 100000
- B= 12 cm
- H= 24 cm

せん断許容力度 8 kg/cm<sup>2</sup>

$$\begin{aligned}
 W &= &= & 0.001 \text{ t/m} & 0.010 \text{ kg/cm} \\
 P1 &= &= & 3.970 \text{ t} & 3970.00 \text{ kg} \\
 P2 &= &= & 0.001 \text{ t} & 1.00 \text{ kg} \\
 Q &= \frac{w \cdot l}{2} + \frac{P1 \cdot 3a}{4l} + \frac{P2 \cdot a}{4l} = \frac{0.001 \cdot 2.730}{2} + \frac{3.97 \cdot 2.73}{10.92} + \frac{0.001 \cdot 0.91}{10.92} = 0.9939 \text{ t} \quad 993.9 \text{ kg} \\
 M &= \frac{w \cdot l \cdot l}{8} + \frac{P1 \cdot a \cdot 3}{4} + \frac{P1 \cdot a}{4} = \frac{0.001 \cdot 7.45}{8} + \frac{3.970 \cdot 0.910}{4.0} + \frac{3.0 + 0.001 \cdot 0.91}{4.0} = 2.711 \text{ tm} \\
 \sigma_b &= \frac{M_0}{z} = \frac{271068.4}{1152} = 235.30 \text{ kg/cm}^2 \\
 \frac{\sigma_b}{f_b} &= \frac{235.3}{95 \cdot 2} = 1.238 < 1 \text{ O.K. !} \\
 \tau &= \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.5 \cdot 993.948333}{288} = 5.177 < 8 \cdot 2 = 16 \text{ O.K. !} \\
 \delta &= \frac{5 \cdot w \cdot l \cdot l \cdot l}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.01 \cdot 5554571841}{100000 \cdot 13824} + \frac{(P1+P2) \cdot l \cdot l \cdot l}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{3971.0}{48.0} \cdot \frac{20346417}{100000.0 \cdot 13824.0} = 0.00052 + 1.217 = 1.2181 \\
 \frac{1.218}{273} &= \frac{1}{224} < \frac{1}{200} \text{ O.K. !}
 \end{aligned}$$

A 集中荷重

小屋梁 米松 末口 210



丸材

\*  $l = 3.600 \text{ m}$

$A = 346.2 \text{ cm}^2$

$Z = 909 \text{ cm}^3$

$I = 9542 \text{ cm}^4$

\*  $P = 0.292 \text{ t}$

\*  $f_b = 95$

\*  $E = 100000$

\* 直径 =  $21.0 \text{ cm}$

\* せん断許容力度  $8 \text{ kg/cm}^2$

$P = 0.292 \text{ t} \rightarrow 292.0 \text{ kg}$

$Q = \frac{3P}{2} = 0.438 \text{ t} \rightarrow 438.0 \text{ kg}$

$M_0 = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{0.292 * 3.600}{2} = 0.526 \text{ tm} \rightarrow 52560 \text{ kgcm}$

$\sigma_b = \frac{M_0}{Z} = \frac{0.526 * 10^5}{909} = 57.839 \text{ kg/cm}^2$

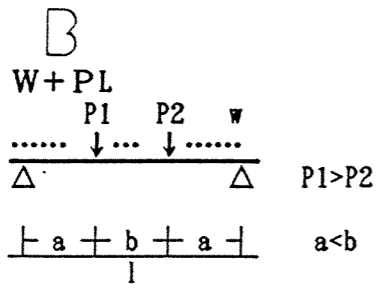
$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{57.839}{95} = 0.609 < 1 \text{ O.K!}$

$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 * 438}{346} = 1.898 < 8 \text{ O.K!}$

$\delta = \frac{19 \cdot P \cdot l \cdot l}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{19 * 292 * 360 * 360}{384 * 100000 * 0.5 * 9542} = \frac{258847488000.000}{183201102000} = 1.413 \text{ cm}$

$\frac{1.413}{360} = \frac{1}{255} < \frac{1}{200} \text{ O.K!}$





2F X6通り Y1-Y3間 米松 120x360

l = 3.64 cm

a = 0.910 cm

b = 1.82 cm

A = 432 cm<sup>2</sup>

Z = 2592 cm<sup>3</sup>

I = 46656 cm<sup>4</sup>

W = 0.135 t/m

P1 = 3.450 t

P2 = 3.54 t

fb = 95

E = 100000

B = 12 cm

H = 36 cm

せん断許容力度 8 kg/cm<sup>2</sup>

W = 0.135 t/m 1.350 kg/cm

P1 = 3.450 t 3450.00 kg

P2 = 3.540 t 3540.00 kg

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} + \frac{P1 \cdot 3a}{4l} + \frac{P2 \cdot a}{4l} = \frac{0.135 * 3.64}{2} + \frac{3.45 * 2.73}{4 * 3.64} + \frac{3.54 * 0.91}{4 * 3.64} = 1.1138 \text{ t } 1113.8 \text{ kg}$$

$$M = \frac{w \cdot l \cdot l}{8} + \frac{P1 \cdot a \cdot 3}{4} + \frac{P1 \cdot a}{4} = \frac{0.135 * 3.64 * 3.64}{8} + \frac{3.45 * 0.91 * 3}{4} + \frac{3.45 * 0.91}{4} = 3.384 \text{ tm}$$

$$\sigma_b = \frac{M0}{z} = \frac{338356.2}{2592} = 130.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{fb} = \frac{130.5}{95} = 1.374 < 1 \text{ O.K. !}$$

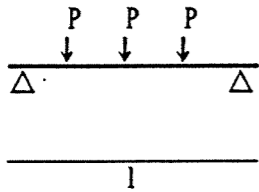
$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.5 * 1113.825}{432} = 3.867 < 8 \text{ O.K. !}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l \cdot l \cdot l}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot l} + \frac{1.35 * 17555190016}{100000 * 46656} = 0.13228 + 3.010 = 3.1429$$

$$\frac{(P1+P2) \cdot l \cdot l \cdot l}{48 \cdot E \cdot 0.5 \cdot l} = \frac{6990.0 * 48228544}{48.0 * 100000.0 * 46656.0} = 0.13228 + 3.010 = 3.1429$$

$$\frac{3.143}{364} = \frac{1}{116} < \frac{1}{300} \text{ O.K. !}$$

C  
集中荷重



小屋梁 米松 末口 210

\*  $l = 1.820 \text{ m}$

$A = 144.0 \text{ cm}^2$

$Z = 288 \text{ cm}^3$

$I = 1728 \text{ cm}^4$

\*  $P = 0.292 \text{ t}$

\*  $f_b = 95$

\*  $E = 100000$

\*  $B = 12.0 \text{ cm}$

\*  $H = 12.0 \text{ cm}$

\* せん断許容力度  $8 \text{ kg/cm}^2$

$P = 0.292 \text{ t} \rightarrow 292.0 \text{ kg}$

$Q = \frac{3P}{2} = 0.438 \text{ t} \rightarrow 438.0 \text{ kg}$

$M_0 = \frac{P \cdot l}{2} = \frac{0.292 \cdot 1.820}{2} = 0.266 \text{ t m} \rightarrow 26572 \text{ kg cm}$

$\sigma_b = \frac{M_0}{Z} = \frac{0.266 \cdot 10^5}{288} = 92.264 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{92.264}{95} = 0.971 < 1 \text{ O.K!}$

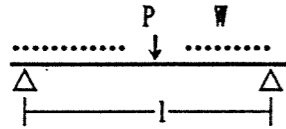
$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 \cdot 438}{144} = 4.563 < 8 \text{ O.K!}$

$\delta = \frac{19 \cdot P \cdot l \cdot |*|}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{19 \cdot 292}{384 \cdot 100000 \cdot 0.5 \cdot 1728} = \frac{6028568}{3317760000} = 1.008 \text{ cm}$

$\frac{1.008}{182} = \frac{1}{181} < \frac{1}{200} \text{ O.K!}$

D

(丸材) 短期



$$l = 1.820 \text{ m}$$

$$A = 214 \text{ cm}^2$$

$$Z = 441 \text{ cm}^3$$

$$I = 3637 \text{ cm}^4$$

$$w = 0.260 \text{ t/m}$$

$$P = 0.250 \text{ t}$$

$$fb = 95$$

$$E = 100000$$

$$\text{直径} = 16.500 \text{ cm}$$

R階 Y1通り X5'-X6'間 米松 末口 165

$$w = 0.260 \text{ t/m} \rightarrow 2.600 \text{ kg/cm}$$

$$P = 0.250 \text{ t} \rightarrow 250.0 \text{ kg}$$

$$M_0 = \frac{w \cdot l^3}{8} + \frac{P \cdot l}{4} = \frac{0.260}{8} * 3.312 + \frac{0.250 * 1.820}{4} = 0.221 \text{ t} \cdot \text{m} \quad 22140.3 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} + \frac{P}{2} = \frac{0.260}{2} * 1.820 + \frac{0.250}{2} = 0.362 \text{ t} \quad 361.6 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{Z} = \frac{0.221 * 10^5}{441} = 50.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{fb} = \frac{50.23}{95} = 0.529 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.500 * 361.600}{214} = 2.538 < 8 * 2 = 16 \text{ O.K. !}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5.0 * 2.600 * 1097199376}{384.0 * 100000 * 1.0 * 3636.5} +$$

$$\text{せん断許容力度 } 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{250 * 6028568}{48.0 * 100000 * 1.0 * 3636.516} = 0.102 + 0.086 = 0.188 \text{ cm}$$

$$\frac{0.188}{182} = \frac{1}{966} < \frac{1}{200} \text{ O.K. !}$$

F

\* 4 6 条に定める耐力壁量の算定

1) 地震力に対する所要壁長

階	床面積	単位壁長		所要壁長
		軽い屋根	重い屋根	
3	26.330	0.180		4.739 m
2	26.330	0.340		8.952 m
1	26.330	0.460		12.112 m

2) 風圧力に対する所要壁長

方向	階	見付面積						ΣAw	所要壁長	
		1.610	×	2.925	+	1.350	×			5.850
X	3	1.610	×	2.925	+	1.350	×	5.850	12.607	6.303
	2	1.350	×	5.850	+	1.350	×	5.850	28.402	14.201
	1	1.350	×	6.850	+	1.400	×	5.850	45.839	22.920
Y	3	1.610	×	4.500	+	1.350	×	4.500	13.320	6.660
	2	1.350	×	4.500	+	1.350	×	4.500	25.470	12.735
	1	1.350	×	4.500	+	1.400	×	4.500	37.845	18.923

所要壁長 ΣAw×0.5m/m<sup>2</sup>

風圧力の算定

階	H(m)	q	方向	面積	C	q*S*C	Q(t)
3F	8.45	0.174	X	12.61	1.20	2.64	2.64
	8.45	0.174	Y	13.32	1.20	2.79	2.79
2F	5.75	0.144	X	15.80	1.20	2.73	5.37
	5.75	0.144	Y	12.15	1.20	2.10	4.89
1F	3.05	0.105	X	17.44	1.20	2.19	7.56
	3.05	0.105	Y	12.38	1.20	1.56	6.44

\* 4 6 条に定める所要壁長に対する有効壁長の比率 (安全率)

階	Ld Ln	Ld = 有効壁長				Ln = 所要壁長 (必要壁長)			
		地震力に対して				風圧力に対して			
		X方向		Y方向		X方向		Y方向	
3	Ld	14.560	3.072	15.470	3.264	14.560	2.310	15.470	2.323
	Ln	4.739		4.739		6.303		6.660	
2	Ld	29.120	3.253	25.480	2.846	29.120	2.051	25.480	2.001
	Ln	8.952		8.952		14.201		12.735	
1	Ld	40.040	3.306	32.760	2.705	40.040	1.747	32.760	1.731
	Ln	12.112		12.112		22.920		18.923	

Ld/Ln > 1.0 0.K!

\* 耐力壁の耐力検討

方向	階	地震力に対して			風圧力に対して		
		ΣPi	ΣQi	ΣQi/ΣPi	ΣPi	ΣQi	ΣQi/ΣPi
X	3	2.912	1.290	0.443	2.912	2.639	0.906
	2	5.824	2.450	0.421	5.824	5.366	0.921
	1	8.008	3.400	0.425	8.008	7.558	0.944
Y	3	3.094	1.290	0.417	3.094	2.788	0.901
	2	5.096	2.450	0.481	5.096	4.886	0.959
	1	6.552	3.400	0.519	6.552	6.442	0.983

ΣPi 壁保有耐力

ΣQi 水平外力 (地震, 風)

ΣQi/ΣPi < 1.0 0.K!

準備計算 柱軸力 H

柱	階数	項目	W		面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)					
X1-Y1	3F	桁	0.160	0.624	×	0.910	+	0.624	×	0.910	0.182	0.600 0.600		
		がイキ	0.080	0.700	×	0.910	+	1.600	×	0.568	0.124			
		RF FLOOR	0.255	0.568	×	0.455	+				0.066			
		がイキ	0.080	2.800	×	0.568	+	2.800	×	0.455	0.229			
								0.600			0.600			
	2F	3F FLOOR	桁	0.255	0.455	×	0.455	+					0.053	0.996
			がイキ	0.255	0.682	×	1.365	+	0.455	×	0.910		0.343	
						×		+					0.000	
						×		+					0.000	
								0.396			0.996			
	1F	2F FLOOR	桁	0.255	2.040	×	1.365	+					0.710	2.076
			がイキ	0.255	0.455	×	1.820	+					0.211	
がイキ			0.255	0.910	×	0.682	+				0.158			
						×		+				0.000		
							1.079			2.076				
							0.000			0.000				
							0.000			0.000				
							0.000			0.000				
							0.000			0.000				
							0.000			0.000				
							0.000			2.076				

柱	階数	項目	W		面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)					
X1-Y3	RF	桁	0.160	0.624	×	1.137	+				0.114	1.272 1.964		
		がイキ	0.080	1.820	×	3.200	+				0.466			
		がイキ	0.255	2.388	×	1.137	+				0.692			
						×		+					0.000	
								1.272			1.272			
	2F	3F FLOOR	桁	0.255	2.388	×	1.137	+					0.692	3.680
			がイキ			×		+					0.000	
			がイキ			×		+					0.000	
							×		+					
								0.692			1.964			
	1F	2F FLOOR	桁	0.255	2.957	×	1.365	+					1.029	3.680
			がイキ	0.255	0.910	×	2.957	+					0.686	
がイキ					×		+				0.000			
						×		+				0.000		
							1.715			3.680				
							0.000			0.000				
							0.000			0.000				
							0.000			0.000				
							0.000			0.000				
							0.000			0.000				
							0.000			3.680				

柱引抜きの検討

		引き抜き力	$\beta$	軸力	
1.	3階 X1.Y1	$V_r = 1.970$	$\times 0.800$	$- 0.180$	$= 1.396 \text{ t}$
2.	3階 X1.Y1	$V_r = 1.970$	$\times 0.500$	$- 0.530$	$= 0.455 \text{ t}$
3.	3階 X1.Y1	$V_r = 4.070$	$\times 0.500$	$- 1.410$	$= 0.625 \text{ t}$
4.	3階 X1.Y1	$V_r = 1.940$	$\times 0.500$	$- 0.210$	$= 0.760 \text{ t}$
5.	3階 X1.Y1	$V_r = 1.970$	$\times 0.800$	$- 0.180$	$= 1.396 \text{ t}$
6.	3階 X1.Y1	$V_r = 1.970$	$\times 0.500$	$- 0.530$	$= 0.455 \text{ t}$
7.	3階 X1.Y1	$V_r = 4.070$	$\times 0.500$	$- 1.410$	$= 0.625 \text{ t}$
8.	3階 X1.Y1	$V_r = 1.940$	$\times 0.500$	$- 0.210$	$= 0.760 \text{ t}$
9.	3階 X1.Y1	$V_r = 4.070$	$\times 0.500$	$- 1.410$	$= 0.625 \text{ t}$
10.	3階 X1.Y1	$V_r = 1.940$	$\times 0.500$	$- 0.210$	$= 0.760 \text{ t}$

総重量

階数	項目	W		面積OR長さ(m)				W(t)	TW(t)
RF	キ	0.160	2.275	×	4.550	+	×	1.656	20.878
	RF FLOOR	0.255	5.915	×	7.280	+	×	10.981	
	カイキ	0.080	3.200	×	4.550	+	1.600 × 9.100	2.330	
	カイキ	0.080	2.800	×	11.83	+	2.800 × 14.56	5.911	
								20.878	20.878
3F	3F FLOOR	0.255	5.915	×	7.280	+	×	10.981	48.091
	カ	0.255	1.365	×	8.190	+	0.910 × 5.915	4.223	
	キ	0.160	1.820	×	9.100	+	0.910 × 7.280	3.710	
	カイキ	0.080	2.850	×	36.40	+	×	8.299	
								27.213	48.091
2F	2F FLOOR	0.255	9.100	×	9.100	+	×	21.117	80.201
	カ	0.255	0.910	×	9.100	+	×	2.112	
	カイキ	0.080	3.050	×	36.40	+	×	8.882	
				×		+	×	0.000	
								32.110	80.201
1F	1F FLOOR	0.537	9.100	×	9.100	+	×	44.469	240.604
	キ	1.400	9.100	×	9.100	+	×	115.934	
				×		+	×	0.000	
				×		+	×	0.000	
								160.403	240.604

耐力壁の設計 1階 X方向 K

			壁長				壁倍率				箇所数	$\alpha_i \cdot l_i$	Pi
0.910	×	4	×	2	+	1.820	×	4	×	1	=	14.560	2912.0
0.910	×	4	×	1	+	1.820	×	4	×	1	=	10.920	2184.0
0.910	×	4	×	1	+		×		×		=	3.640	728.0
0.910	×	4	×	1	+	1.137	×	4	×	2	=	12.736	2547.2
0.910	×	4	×	2	+	1.365	×	4	×	1	=	12.740	2548.0
0.910	×	4	×	2	+	1.820	×	4	×	1	=	14.560	2912.0



仮定荷重

		名称	荷重			
部位	材料			床用	梁柱基礎用	地震用
屋根	厚形スレート	45				
	木造もや	10				
	天井(合板・繊維板)	15				
	勾配割増し	10				
		80 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>		D.L	80	80
			L.L	90	65	30 ← 積載荷重
			T.L	170	145	110
3階床	木造床	15				
	床ばり	10				
	天井(合板・繊維板)	15				
	床組	10		D.L	60	60
	間仕切り	10		L.L	180	130
	60 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>		T.L	240	190	120
2階床	木造床	15				
	床ばり	10				
	天井(合板・繊維板)	15				
	床組	10		D.L	60	60
	間仕切り	10		L.L	180	130
	60 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>		T.L	240	190	120
ベランダ	アスファルト防水	15				
	モルタル塗り	60				
	下地	10				
	床組	10		D.L	110	110
	天井(合板・繊維板)	15		L.L	180	130
	110 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>		T.L	290	240	170
外壁	サイディング張り	10				
	壁軸組	15				
	壁仕上	15				
	仕上. その他	10		D.L	50	50
		50 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>		L.L	0	0
			T.L	50	50	50

$$w = \quad \quad \quad = 87.000 \text{ kg/m}$$

$$l = \boxed{182.00} \text{ cm}$$

$$M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{87.000 * 331}{8} = 3602 \text{ kg/cm}$$

$$A = 81 \text{ cm}^2$$

$$Z = 122 \text{ cm}^3$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{87.000 * 1.82}{2} = 79 \text{ kg}$$

$$I = 547 \text{ cm}^4$$

$$W = \boxed{87} \text{ kg/m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{Z} = \frac{3602}{122} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \boxed{75}$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{30}{75} = \underline{0.395 < 1 \text{ O.K!}}$$

$$E = \boxed{70000}$$

$$B = \boxed{9.0} \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{Q}{A \cdot f_s} = \frac{79}{81 * 6.000} = \underline{0.163 < 1 \text{ O.K!}}$$

$$H = \boxed{9.0} \text{ cm}$$

$$\text{せん断許容力度} \quad \boxed{6} \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^2 \cdot l}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 * 87.000}{384 * 70000 * 0.5 * 547} = \frac{1097199376}{7348320000} = 65$$

$$\frac{64.951}{18200} = \frac{1}{280} < \frac{1}{200} \quad \text{O.K!}$$

垂木 14

杉 45 x 60

$$w = 87.000 \text{ kg/m}$$

$$l = 91.00 \text{ cm}$$

$$M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{87.000 \cdot 83}{8} = 901 \text{ kg/cm}$$

$$A = 27 \text{ cm}^2$$

$$Z = 27 \text{ cm}^3$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{87.000 \cdot 0.91}{2} = 40 \text{ kg}$$

$$I = 81 \text{ cm}^4$$

$$W = 87 \text{ Kg/m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{901}{27} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 75$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{33}{75} = 0.445 < 1.0 \text{ K!}$$

$$E = 70000$$

$$B = 4.5 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{Q}{A \cdot f_s} = \frac{40}{27 \cdot 6.000} = 0.244 < 1.0 \text{ K!}$$

$$H = 6.0 \text{ cm}$$

せん断許容力度 6 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 \cdot 87.000}{384 \cdot 70000 \cdot 0.5 \cdot 81} \cdot \frac{68574961}{81} = \frac{29830108035.000}{1088640000} = 27$$

$$\frac{27.401}{9100} = \frac{1}{332} < \frac{1}{200} \text{ 0.K!}$$

根 太

杉 45 x 105

$$w = 87.000 \text{ kg/m}$$

$$l = 151.00 \text{ cm}$$

$$M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{87.000 * 228}{8} = 2480 \text{ kg/cm}$$

$$A = 47 \text{ cm}^2$$

$$Z = 83 \text{ cm}^3$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{87.000 * 1.51}{2} = 66 \text{ kg}$$

$$I = 434 \text{ cm}^4$$

$$W = 87 \text{ Kg/m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{Z} = \frac{2480}{83} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 75$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{30}{75} = 0.400 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$E = 70000$$

$$B = 4.5 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{Q}{A \cdot f_s} = \frac{66}{47 * 6.000} = 0.232 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$H = 10.5 \text{ cm}$$

せん断許容力度 6 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 * 87.000}{384 * 70000 * 0.5 * 434} = \frac{519885601}{5834430000} = 39$$

$$\frac{38.761}{15100} = \frac{1}{390} < \frac{1}{200} \text{ O.K. !}$$

## 設計方針

## 1. 仕上の概要

屋根	カラーベストコロニアル葺
天井	ラス下地モルタル塗
床	コンパネ下地フローリング貼
内 壁	P. B下地ビニールクロス
外 壁	防火サイディング貼り

2. 床面は根太の上構造用合板12m/m張りにて剛床とする。

## 3. 耐力壁仕様と壁倍率

1. 石膏ボード	厚さ12m/m	$\alpha=1.0$
2. 構造用合板	厚さ5m/m	$\alpha=2.5$
3. 厚さ4.5cm	巾9.0cmの木材片筋かい	$\alpha=2.0$
4. 厚さ9.0cm	巾9.0cmの木材片筋かい	$\alpha=3.0$
5. 厚さ4.5cm	巾9.0cmの木材両筋かい	$\alpha=4.0$
6. 厚さ9.0cm	巾9.0cmの木材両筋かい	$\alpha=5.0$

## 4. 梁材の断面欠損

端部欠損  $f_s \times 0.6$

## 5. 柱の土台に対するめり込み

変位を許容し、めり込み応力度は50%増し

## 6. 柱の浮き上がり

指定強度のホールダウン金物を使用する

7. 地 盤 長期許容地耐力  $f_e = 3.0 \text{ t/m}^2$

8. 地 業 布基礎

## 9. 使用木材

特記なきは下記による

柱	檜・杉
梁	米松
根太	米つが
母屋, 垂木	米つが

## 10. 屋根荷重

所要壁長算定に際し46条の数値は屋根とする

11. 外壁荷重の算定に際し窓開口 e t c は外壁とする。

Q

## \*地震層せん断力の算定\*

FLOOR	Wi	TWi	$\alpha$	Ai	Ci	Qi(ton)
RF	10.170	10.170	0.178	1.758	0.352	3.576
3F	19.540	29.710	0.521	1.300	0.260	7.722
2F	27.360	57.070	1.000	1.000	0.200	11.414

\* H= 12.000 m  $A_i=1+(1/\sqrt{a_i-a_i})*(2T/1+3T)$

T= 0.360  $C_i=Z*R_t*A_i*Co$

\*  $T_c= 0.800$   $Q_i=C_i*TW_i$

$T=H*0.03$

\* Z= 1.000

\*  $Co= 0.200$

\*  $R_t= 1.000$

R

基礎梁の検討

w =  $\overset{\text{荷重}}{\boxed{18.9}} \text{ Kg/cm}$

L =  $\overset{\text{スパン}}{\boxed{273}} \text{ cm}$

ft =  $\boxed{2000} \text{ Kg/cm}$

d =  $\boxed{72} \text{ cm}$

付着応力度 =  $\boxed{12} \text{ Kg/cm}^2$

$$M = \frac{18.9 * 273 * 273}{8} = 176075 \text{ kg/cm}$$

$$a_t = \frac{176075}{2000 * 7/8 * 72} = 1.40 \text{ cm}^2 \rightarrow \overset{\text{決定筋}}{2 - \text{D}13}$$

$$Q = \frac{18.9 * 273}{2} = 2580 \text{ kg}$$

$$\phi = \frac{2580}{12 * 7/8 * 72} = 3.41 \text{ cm} > \frac{\overset{\text{D13の周長}}{4.0} * \underset{\text{本数}}{2}}$$

## 木造耐震壁の剛性評価

## 層間変形角の検討

\* X方向  $X \sum \alpha_i \cdot l_i = \boxed{78.750}$  m  
(当該階の木造用換算D値和)

\*  $Q_i = \boxed{9.300}$  t      層間変形角 =  $\frac{Q_i / (\sum \alpha_i \cdot l_i) \cdot 1/150}{0.2} = \frac{9.30 / 78.75 \cdot 0.00666}{0.20} = 0.00393$  cm

\*  $h_0 = \boxed{312.0}$  cm  
( $h_0 - 30$ ) = 282.0 cm

$$\delta_{ix} = (h_0 - 30) \cdot 0.00393 = 282.0 \cdot 0.00393 = 1.1090 \text{ cm}$$

$$r_s = h_0 / 1.1090 = 282.0 / 1.1090 = \underline{254} < 200 \text{ O.K!}$$

\* Y方向  $X \sum \alpha_i \cdot l_i = \boxed{80.990}$  m  
(当該階の木造用換算D値和)

\*  $Q_i = \boxed{9.300}$  t      層間変形角 =  $\frac{Q_i / (\sum \alpha_i \cdot l_i) \cdot 1/150}{0.2} = \frac{9.30 / 80.99 \cdot 0.00666}{0.20} = 0.00382$  cm

\*  $h_0 = \boxed{312.0}$  cm  
( $h_0 - 30$ ) = 282.0 cm

$$\delta_{iy} = (h_0 - 30) \cdot 0.00382 = 282.0 \cdot 0.00382 = 1.0783 \text{ cm}$$

$$r_s = h_0 / 1.0783 = 282.0 / 1.0783 = \underline{262} < 200 \text{ O.K!}$$



	X方向	rs	$\overline{rs}$	$Rs = rs / \overline{rs}$	判定
	2 F	254	$254 + 484 / 2 = 369$	$0.689 > 0.600$	0.K!
*	1 F	484		$1.311 > 0.600$	0.K!
	Y方向	rs	$\overline{rs}$	$Rs = rs / \overline{rs}$	判定
	2 F	262	$262 + 390 / 2 = 326$	$0.803 > 0.600$	0.K!
*	1 F	390		$1.197 > 0.600$	0.K!

剛芯 K

$$K_y = \frac{(\sum \alpha_i \cdot l_i) \cdot Y}{X \sum \alpha_i \cdot l_i}$$
 ↓ X方向各通り木造用換算D値の和  
 ↓ Y方向距離  
 ↑ X方向当該階木造用換算D値の和

$$K_x = \frac{(\sum \alpha_i \cdot l_i) \cdot X}{Y \sum \alpha_i \cdot l_i}$$
 ↓ Y方向各通り木造用換算D値の和  
 ↓ X方向距離  
 ↑ Y方向当該階木造用換算D値の和

	$\sum \alpha_i \cdot l_i$	Y方向距離	
1	24.75	9.00	222.8
2	6.75	7.20	48.6
3	15.75	6.30	99.2
4	2.25	4.03	9.1
5	2.25	3.60	8.1
6	2.25	2.70	6.1
7	13.50	1.80	24.3
8	11.25	0.00	0.0
9	0.00	0.00	0.0
11	0.00	0.00	0.0
11			0.0
12			0.0
13			0.0
			418.1

$K_y = \frac{418.12}{78.75} = 5.31 \text{ m}$

$K_x = \frac{936.42}{80.99} = 11.56 \text{ m}$

	$\sum \alpha_i \cdot l_i$	X方向距離	
1	9.00	20.70	186.3
2	11.25	17.10	192.4
3	6.75	16.20	109.4
4	5.62	15.30	86.0
5	5.62	13.50	75.9
6	11.25	11.70	131.6
7	4.50	9.00	40.5
8	2.25	8.55	19.2
9	4.50	7.65	34.4
11	4.50	4.95	22.3
11	6.75	4.50	30.4
12	2.25	3.60	8.1
13	6.75	0.00	0.0
			936.4

S-2

偏心距離 e

$$e_x = k_x - G_x = 0.642 \text{ m}$$

$$e_y = k_y - G_y = 0.349 \text{ m}$$

$$* \quad G_x = 10.92 \text{ m}$$

$$* \quad G_y = 4.96 \text{ m}$$

ねじり剛性  $k_R$

$$K_R = (\sum \alpha_i \cdot l_i) \cdot (Y - k_y)^2 + (\sum \alpha_i \cdot l_i) \cdot (X - k_x)^2$$

$$K_R = 3924.433$$

$\sum \alpha_i \cdot l_i$	Y	$k_y$	
24.75	9.00	5.309	$(9.00 - 5.309)^2 = 337.103$
6.75	7.20	5.309	$(7.20 - 5.309)^2 = 24.126$
15.75	6.30	5.309	$(6.30 - 5.309)^2 = 15.454$
2.25	4.03	5.309	$(4.03 - 5.309)^2 = 3.683$
2.25	3.60	5.309	$(3.60 - 5.309)^2 = 6.575$
2.25	2.70	5.309	$(2.70 - 5.309)^2 = 15.321$
13.5	1.80	5.309	$(1.80 - 5.309)^2 = 166.267$
11.25	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 317.138$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$

合計 885.667

$\sum \alpha_i \cdot l_i$	X	$k_x$	
9	20.70	11.56	$(20.70 - 11.56)^2 = 751.503$
11.25	17.10	11.56	$(17.10 - 11.56)^2 = 345.013$
6.75	16.20	11.56	$(16.20 - 11.56)^2 = 145.190$
5.62	15.30	11.56	$(15.30 - 11.56)^2 = 78.520$
5.62	13.50	11.56	$(13.50 - 11.56)^2 = 21.105$
11.25	11.70	11.56	$(11.70 - 11.56)^2 = 0.214$
4.5	9.00	11.56	$(9.00 - 11.56)^2 = 29.541$
2.25	8.55	11.56	$(8.55 - 11.56)^2 = 20.414$
4.5	7.65	11.56	$(7.65 - 11.56)^2 = 68.872$
4.5	4.95	11.56	$(4.95 - 11.56)^2 = 196.742$
6.75	4.50	11.56	$(4.50 - 11.56)^2 = 336.649$
2.25	3.60	11.56	$(3.60 - 11.56)^2 = 142.641$
6.75	0.00	11.56	$(0.00 - 11.56)^2 = 902.362$

合計 3038.766

S-3

弹性半径  $r_e$

$$r_{ex} = \frac{\sqrt{kR}}{\chi \sum \alpha_i \cdot l_i} = \sqrt{\frac{3924.433}{78.750}} = 7.059 \text{ m}$$

$$r_{ey} = \frac{\sqrt{kR}}{\gamma \sum \alpha_i \cdot l_i} = \sqrt{\frac{3924.433}{80.990}} = 6.961 \text{ m}$$

偏心率  $R_e$

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}} = \frac{0.349}{7.059} = \underline{0.049 < 0.15 \text{ O.K!}}$$

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} = \frac{0.642}{6.961} = \underline{0.092 < 0.15 \text{ O.K!}}$$

X

柱の設計

X8, Y1 側柱 2F

\* 長期 NL =  $\overset{\text{軸力}}{\boxed{0.862}} \text{ t}$        $\lambda = \frac{L}{i} = \frac{270}{3.464} = 77.94$

\* 地震時 Nk =  $\boxed{2.512} \text{ t}$

短期  $\Sigma N = 3.374 \text{ t}$

短期浮き上り Nu = 1.650       $30 < \lambda \leq 100$

\* 檜 B =  $\overset{\text{木材の中径}}{\boxed{12.0}} \text{ cm}$        $L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 70.0 (1.3 - 77.9 / 100) = 70.0 * 0.521 = 36.440 \text{ kg/cm}^2$

\* H =  $\boxed{12.0} \text{ cm}$        $S f K = L f K * 2 = 72.88 \text{ kg/cm}^2$

A = 144 cm<sup>2</sup>       $\frac{NL}{L f K * A} = \frac{862}{36.440 * 144} = 0.164 < 1.0 \text{ OK!}$

I = 1728 cm<sup>4</sup>

i = 3.464 cm

\* L f c =  $\overset{\text{長期圧縮許容応力度}}{\boxed{70.0}} \text{ kg/cm}^2$        $\frac{NS}{S f K * A} = \frac{3374}{72.881 * 144} = 0.321 < 1.0 \text{ OK!}$

\* L =  $\overset{\text{柱長さ}}{\boxed{270.0}} \text{ cm}$

\* めり込み許容応力度 =  $\boxed{25.0} \text{ kg/cm}^2$

めり込み検討

Ae = 12.0 \* 12.0 - 3 \* 9 = 117.0 cm<sup>2</sup>

L Na = 117 \* 25.0 = 2925 > 862 Kg O.K !

S Na = 117 \* 50.0 = 5850 > 3374 Kg O.K !

# 木造三階建構造計算例

目 次

§ - 1	一般事項	-----	P
§ - 2	設計方針	-----	P
§ - 3	仮定荷重	-----	P
§ - 4	柱軸力の算定	-----	P
§ - 5	地震力・風圧力の算定	-----	P
§ - 6	耐力壁の有効壁長	-----	P
§ - 7	耐力壁量の検討	-----	P
§ - 8	応力算定	-----	P
§ - 9	柱の断面算定	-----	P
§ - 10	大梁・大引・垂木等の 断面算定	-----	P
§ - 11	基礎部設計	-----	P
§ - 12	その他検討	-----	P

§ - 1 一般事項

- 1) 工事名称 \_\_\_\_\_
- 2) 事務所名 \_\_\_\_\_
- 3) 設計者氏名 \_\_\_\_\_ TEL \_\_\_\_\_
- 4) 構造設計者氏名 一級建築士 真崎 雄一  
\_\_\_\_\_ 建設大臣登録 第 82871号 TEL \_\_\_\_\_
- 5) 敷地の位置 \_\_\_\_\_
- 6) 建築規模, 構造, 用途 \_\_\_\_\_

階	階高	床面積	構造	用途	備 考
3	2.70	26.32	木造	住宅	
2	2.70	26.32	木造	住宅	
1	2.75	26.32	木造	住宅	
合 計					

7) 参考図書

- 建築基準法・同施行令・告示等
- 構造計算指針・同解説 (日本建築センター編)
- 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- 鋼構造設計規準
- 建築基礎構造設計指針
- 木構造設計規準・同解説
- 3階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き
- 木造の設計
- 電算機使用の有無 (有) ・ 無

1. 常用する材料の許容応力度表等

(1) 木材の許容応力度

(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

種類	長期					短期					ヤング係数 (×10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup> )
	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めりこみ	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めりこみ	
べいまつ	75	60	95	8	30	長期応力に対する許容応力度 の数値の2倍とする。					100
ひのき	70	55	90	7	25						90
べいつが	65	50	85	7	20						80
すぎ	60	45	75	6	20						70

(2) 鉄筋およびコンクリートの許容応力度

(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

材料	長期					短期				
	圧縮 $f_c$	引張り $f_t$	せん断 $m f_c$	付着 $f_a$		圧縮 $f_c$	引張り $f_t$	せん断 $m f_c$	付着 $f_a$	
				曲げ材 上ば	その他				曲げ材 上ば	その他
SD 30	2000	2000	—	12	18	3000	3000	—	18	27
SR 24	1600	1600	—	7.2	10.8	2400	2400	2400	10.8	16.2
コンクリート $F_c=180$	60	6	6	—	—	120	—	9.0	—	—

(3) 柱の長期許容圧縮耐力一覧表

断面寸法 (cm×cm)	樹種	座屈長さ (m)											
		2.50		2.60		2.70		2.80		2.90		3.00	
		$\lambda$	耐力 (ton)	$\lambda$	耐力 (ton)	$\lambda$	耐力 (ton)	$\lambda$	耐力 (ton)	$\lambda$	耐力 (ton)	$\lambda$	耐力 (ton)
10.5×10.5	I類	32.5	3.93	85.8	3.66	89.1	3.38	92.4	3.11	95.7	2.84	99.0	2.56
	II類	32.5	3.67	85.8	3.41	89.1	3.16	92.4	2.90	95.7	2.65	99.0	2.39
	III類	32.5	3.41	85.8	3.17	89.1	2.93	92.4	2.70	95.7	2.46	99.0	2.22
	IV類	32.5	3.41	85.8	2.93	89.1	2.71	92.4	2.49	95.7	2.27	99.0	2.05
12.0×12.0	I類	72.2	6.25	75.1	5.93	77.9	5.62	80.8	5.31	83.7	5.00	86.7	4.64
	II類	72.2	5.83	75.1	5.54	77.9	5.25	80.8	4.96	83.7	4.67	86.7	4.33
	III類	72.2	5.41	75.1	5.14	77.9	4.87	80.8	4.60	83.7	4.33	86.7	4.02
	IV類	72.2	5.00	75.1	4.75	77.9	4.50	80.8	4.25	83.7	4.00	86.7	3.71
13.5×13.5	I類	64.2	9.00	66.7	8.65	69.3	8.30	71.8	7.95	74.4	7.60	76.9	7.24
	II類	64.2	8.40	66.7	8.07	69.3	7.75	71.8	7.42	74.4	7.09	76.9	6.76
	III類	64.2	7.80	66.7	7.50	69.3	7.19	71.8	6.89	74.4	6.58	76.9	6.27
	IV類	64.2	7.20	66.7	6.92	69.3	6.64	71.8	6.36	74.4	6.08	76.9	5.79
15.0×15.0	I類	57.7	12.19	60.0	11.81	62.4	11.42	64.7	11.03	67.0	10.64	69.2	10.12
	II類	57.7	11.38	60.0	11.02	62.4	10.65	64.7	10.29	67.0	9.93	69.2	9.45
	III類	57.7	10.57	60.0	10.23	62.4	9.89	64.7	9.56	67.0	9.22	69.2	8.77
	IV類	57.7	9.76	60.0	9.44	62.4	9.13	64.7	8.82	67.0	8.51	69.2	8.10

(注) 樹種 I: あかまつ・くろまつおよびべいまつ ( $f_c=75 \text{ kg/cm}^2$ )  
 II: からまつ・ひば・べいひ・くり・なら・ぶなおよびけやき ( $f_c=70 \text{ kg/cm}^2$ )  
 III: つがおよびべいつが ( $f_c=65 \text{ kg/cm}^2$ )  
 IV: もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎおよびスプルス ( $f_c=60 \text{ kg/cm}^2$ )  
 $\lambda$ : 有効細長比  
 短期の許容圧縮耐力は表の各値を2倍すればよい。

(4) 木材の繊維方向のヤング係数表 (単位:  $\times 10^4 \text{kgf/cm}^2$ )

樹 種			ヤング係数	
			普通構造材	上級構造材
針葉樹	I類	べいまつ・ソ連からまつ	10.0	11.0
	II類	ひば・ひのき・べいひ	9.0	10.0
	III類	あかまつ・くろまつ・からまつ・つが・べいつが	8.0	9.0
	IV類	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ*・べいまつ・スプルース	7.0	8.0
広葉樹	I類	かし	10.0	11.0
	II類	くり・なら**・ふな・けやき**・アビトン	8.0	9.0
	III類	ラワン	7.0	8.0

〔注〕 \* 気乾比重0.3以下のすぎに対しては、表記の値の70%をとる。  
 \*\* なら・けやきについては、平均年輪幅1mm以上のものとする。  
 〔備考〕 普通構造材とは、日本農林規格に示される品等の1等を原則とする。  
 上級構造材とは、日本農林規格に示される品等の特等を原則とする。  
 樹種の分類については、建築学会の上表の樹種と建築基準法とは一致していないので注意されたい。

(5) 木材の繊維方向の許容応力度 (令 89 条)

種 類	許容応力度	長期応力に対する許容応力度 (単位: $\text{kg/cm}^2$ )				短期応力に対する許容応力度 (単位: $\text{kg/cm}^2$ )			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
		針葉樹	あかまつ・くろまつおよびべいまつ	75	60	95	8	長期応力に対する数値の2倍とする。	
からまつ・ひば・ひのきおよびべいひ	70	55	90	7					
つがおよびべいつが	65	50	85	7					
もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎおよびスプルース	60	45	75	6					
広葉樹	かし	90	80	130	14				
くり・なら・ふなおよびけやき	70	60	100	10					

〔注〕 1. かた木で特に品質優良なものをしゃち・込み<sup>ナ</sup><sub>ノ</sub>の類に使用する場合においては、その許容応力度は、それぞれ表の数値の2倍まで増大することができる。  
 2. 基礎ぐい・水槽・浴室その他これらに類する常時湿潤状態にある部分に使用する場合においては、その許容応力度は、それぞれ規定による数値の70%に相当する数値としなければならない。

(6) 木材の繊維方向の材料強度 (令 95 条)

種 類	材 料 強 度 (単位: $\text{kg/cm}^2$ )	材 料 強 度 (単位: $\text{kg/cm}^2$ )			
		圧 縮	引 張 り	曲 げ	せん 断
針葉樹	あかまつ・くろまつ・およびべいまつ	225	180	285	24
	からまつ・ひば・ひのきおよびべいひ	210	165	270	21
	つがおよびべいつが	195	150	255	21
	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎおよびスプルース	180	135	225	18
広葉樹	かし	270	240	390	42
	くり・なら・ふなおよびけやき	210	180	300	30

(7) 普通構造材の繊維方向の許容応力度 (日本建築学会木構造計算規準) (単位:  $\text{kgf/cm}^2$ )

樹 種			長期許容応力度				短期許容応力度 $\sigma_f$
			$f_c$	$f_t$	$f_b$	$f_s$	
針葉樹	I類	べいまつ・ソ連からまつ	75	55	95	8	長期許容応力度の2倍
	II類	ひば・ひのき・べいひ	70	55	90	7	
	III類	あかまつ・くろまつ・からまつ・つが・べいつが	65	50	85	7	
	IV類	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ*・べいすぎ・スプルース	60	45	75	6	
広葉樹	I類	かし	90	80	130	14	
	II類	くり・なら**・ふな・けやき**・アビトン	70	60	100	10	
	III類	ラワン	70	50	90	6	

〔注〕 \* 気乾比重0.3以下のすぎに対しては、表記の値の70%をとる。  
 \*\* なら・けやきについては、平均年輪幅1mm以上のものとする。

(8) 上級構造材(針葉樹)の繊維方向の許容応力度 (日本建築学会木構造計算規準) (単位:  $\text{kgf/cm}^2$ )

樹 種			長期許容応力度				短期許容応力度 $\sigma_f$
			$f_c$	$f_t$	$f_b$	$f_s$	
針葉樹	I類	べいまつ・ソ連からまつ	90	65	120	10	長期許容応力度の2倍
	II類	ひば・ひのき・べいひ	85	65	110	9	
	III類	あかまつ・くろまつ・からまつ・つが・べいつが	80	60	105	9	
	IV類	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎ・スプルース	75	55	95	7	

(9) 木材の繊維に直角方向の許容応力度 (日本建築学会木構造計算規準) (単位:  $\text{kgf/cm}^2$ )

樹 種			長期許容応力度		短期許容応力度 $\sigma_f$
			許容部分圧縮 (めり込み) 応力度 $f_{c2}$	許容全面圧縮応力度 $f_{c1}$	
針葉樹	I類	べいまつ・ソ連からまつ	30	9.5	長期許容応力度の2倍
	II類	ひば・ひのき・べいひ	25	9.0	
	III類	あかまつ・くろまつ・からまつ・つが・べいつが	25	8.0	
	IV類	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎ・スプルース	20	7.5	
広葉樹	I類	かし	40	18	
	II類	くり・なら・ふな・けやき・アビトン	35	14	
	III類	ラワン	30	14	

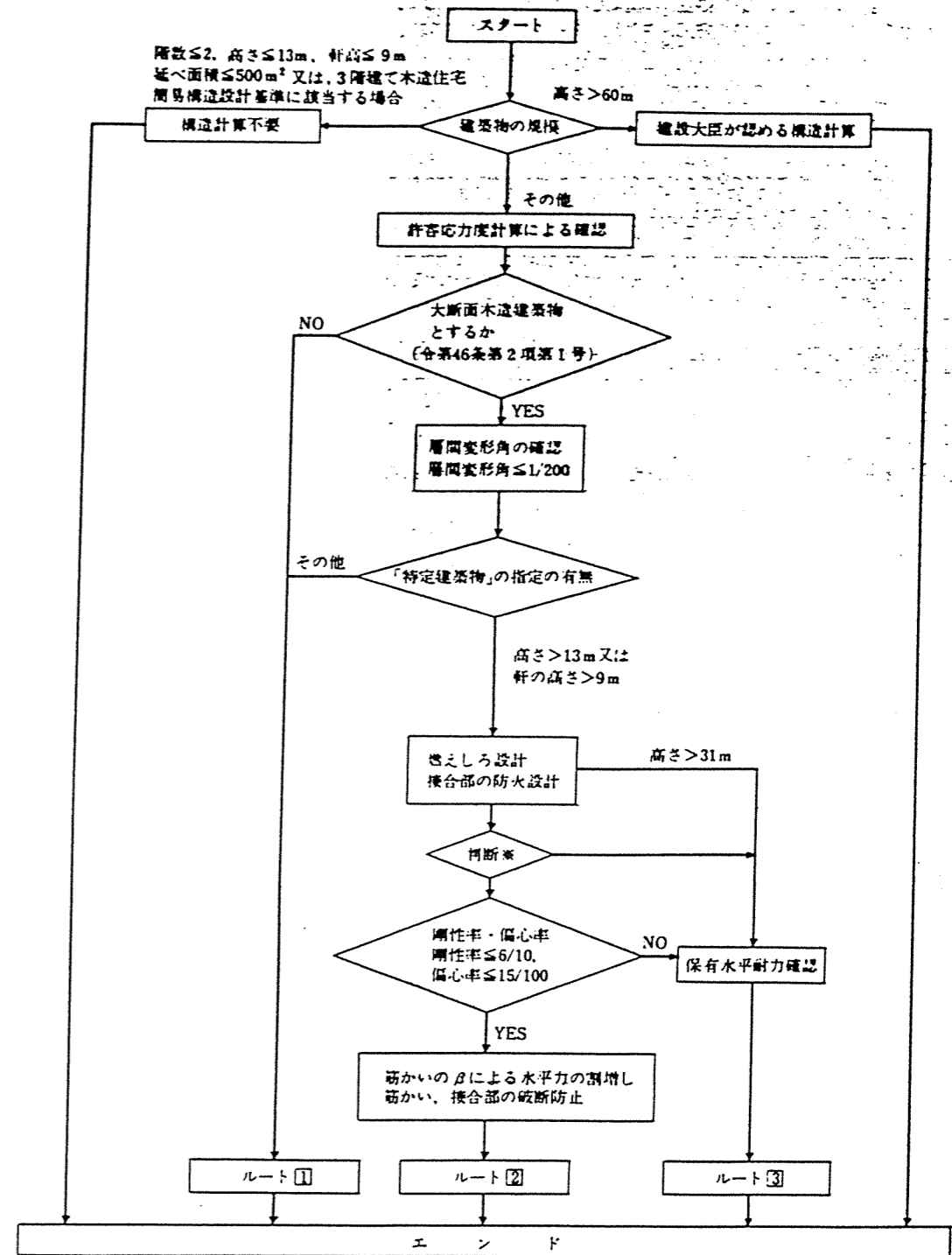


Cマーク表示金物の品質と許容耐力

名称	記号	許容耐力 (kgf)	備考
柱脚金物	PB-33	-	曲げボルトの許容耐力 (2面せん断)
"	PB-42	-	同上
"	GL-PB	500	短期 支持柱の横倒れ防止
柱頭金物	PC	650	" 2枚対
"	GL-PC	400	" 支持柱の横倒れ防止
帯金物	S-45	200	"
"	S-65	325	"
"	S-90	425	"
"	SW-67	825	"
ストラップアンカー	SA-65	825	"
あおり止め金物	TS	245	"
"	TW-23	245	"
"	TW-30	235	"
根太受け金物	JH S-204・206	650	長期 2枚対
"	JH 204・206	450	"
"	JH 2-204・206	600	"
"	JH 208・210	500	"
"	JH 212	650	"
"	JHS 208 R	500	"
"	JHS 208 L	500	"
はり受け金物	BH 2-208	850	長期
"	BH 2-210	850	"
"	BH 2-212	950	"
"	BH 3-208	1000	"
"	BH 3-210	1000	"
"	BH 3-212	1050	"
"	BHS 2-210 R	850	"
"	BHS 2-210 L	850	"
まぐさ受け金物	LH 204	250	" S.P.F
"	"	350	" Hem-Fir
"	LH 206	425	" S.P.F
"	"	650	" Hem-Fir
ホールダウン金物	HDB-10	1000	短期 六角ボルト (M 12) 又はラグ スクリュー (LS 12) を使用
"	HDB-15	1500	"
"	HDB-20	2000	"
"	HDB-25	2500	"
"	HDN-5	500	" 太めくぎ ZN 90 を使用
"	HDN-10	1000	"
"	HDN-15	1500	"
"	HDN-20	2000	"
"	HDN-25	2500	"
"	S-HD 10	1000	" 六角ボルト (M 12) 又はラグ スクリュー (LS 12) を使用
"	S-HD 15	1500	"
"	S-HD 20	2000	"
"	S-HD 25	2500	"

1面せん断の許容耐力		短期応力に対応する値 (kgf)			長期応力に対する値は、短期応力に対する値の1/2倍 ( )内は鋼板添え板の場合の25%割増しによる数値
		D. Fir-L	Hem-Her	SPF W. Cedar	
太めくぎ	ZN 40	70 (88)	64 (80)	55 (69)	
"	ZN 65	70 (88)	64 (80)	55 (69)	
"	ZN 90	103 (129)	93 (116)	81 (102)	

木造建築物の構造計算の進め方



\* 判断とは設計者の設計方針に基づく判断であり、例えば高さ31m以下の建築物であってもルート③の計算としても良いことを示している。

表 1.9 同等級ラミナで構成する構造用集成材の許容応力度

(単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

樹種	等級	長期許容応力度						短期許容 応力度 <i>f</i>	
		<i>f<sub>1</sub></i>	<i>f<sub>2</sub></i>	<i>f<sub>3</sub></i>	<i>f<sub>4</sub></i>	<i>f<sub>5</sub></i>	<i>f<sub>6</sub></i>		
針葉樹	A1類 べいまつ・ソ 連からまつ	特級	140	135	170	170	12	10.5	長期許容 応力度の 2倍
		1級	125	110	150	150	12	10.5	
		2級	100	90	125	125	12	10.5	
	A2類 ひば・ひのき ・べいひ	特級	130	125	160	160	11	9.5	
		1級	115	105	140	140	11	9.5	
		2級	90	85	115	115	11	9.5	
B1類 あかまつ・く ろまつ・から まつ・つが ・べいつが	特級	125	120	150	150	10	8.5		
	1級	105	100	130	130	10	8.5		
	2級	85	80	110	110	10	8.5		
B2類 もみ・えぞまつ ・とどまつ ・べにまつ ・すぎ・べいす ぎ・スプルー ス・ロジ ポールバイン ・ポンデロサ バイン	特級	115	110	140	140	9	8.0		
	1級	95	90	120	120	9	8.0		
	2級	80	75	100	100	9	8.0		
広葉樹	A類 ぶな・かば ・かえで・なら ・しおじ・た も・はるにれ ・いたやかえ で・アビトン	1級	125	120	155	155	12	10.5	
		2級	105	95	130	130	12	10.5	
B類	ラワン	1級	110	100	135	135	10	8.5	
		2級	90	85	115	115	10	8.5	

表 1.10 構造用集成材の繊維方向のヤング係数

(単位: 10<sup>3</sup> kgf/cm<sup>2</sup>)

樹種	等級	<i>E<sub>1111</sub></i>	<i>E<sub>2222</sub></i>	
針葉樹	A1類 べいまつ・ソ連からまつ	特級	130	130
		1級	120	120
		2級	110	110
	A2類 ひば・ひのき・べいひ	特級	120	120
		1級	110	110
		2級	100	100
B1類 あかまつ・くろまつ・からまつ ・つが・べいつが	特級	110	100	
	1級	100	100	
	2級	90	90	
B2類 もみ・えぞまつ・とどまつ・べに まつ・すぎ・べいすぎ・スプ ルース・ロジポールバイン・ ポンデロサバイン	特級	100	100	
	1級	90	90	
	2級	80	80	

広葉樹	等級	材種	1級	100	100
			2級	90	90
B類	ラワン	1級	90	90	90
		2級	80	80	80

[注] \* べいすぎ・ロジポールバイン・ポンデロサバインは、小断面の構造用集成材の場合にのみ使用できる。

\*\* 荷重方向またはたわみ方向と積層面とが平行な曲げおよび引張・圧縮の場合のヤング係数である。

106 構造用合板の許容応力度と弾性係数

106.1 適用範囲

本節の規定は、原則として構造用合板の日本農林規格（昭和 61 年 9 月 20 日農林水産省告示第 1639 号）に従って製造された構造用合板に適用する。

日本農林規格によらない合板の許容応力度などは計算または実験から求める。

106.2 構造用合板の許容応力度

日本農林規格に規定される構造用合板 1 級の許容応力度は、表 1.11、1.12、1.13 による。

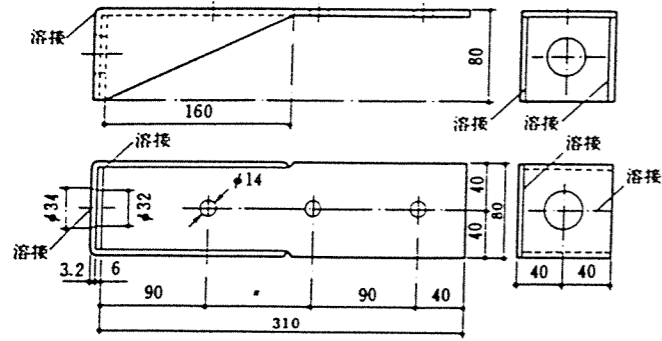
構造用合板の日本農林規格に規定された条件のうち、単板構成のみが異なるラワン合板の許容応力度は表 1.14 により計算する。

表 1.11 表板の繊維に平行方向の曲げ・引張・圧縮の許容応力度  
(構造用合板 1 級、見掛けの全断面について)

(単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

厚さ (mm)	積層数	長期許容応力度									短期許容 応力度 <i>f</i>
		曲げ <i>f<sub>b</sub></i>			引張 <i>f<sub>t</sub></i>			圧縮 <i>f<sub>c</sub></i>			
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	
5.0	3	105	95	85	65	60	55	45	40	40	長期許容 応力度の 2 倍
6.0	3	95	90	80	55	50	45	40	35	35	
7.5	5	85	80	70	60	55	50	40	40	35	
9.0	5	80	70	65	50	45	40	35	35	30	
12.0	5	65	60	55	50	45	40	35	35	30	
15.0	7	60	55	50	40	35	30	30	25	25	
18.0	7	60	55	50	50	45	40	35	35	30	
21.0	7	65	60	55	50	45	40	35	35	30	
24.0	9	65	60	55	50	45	40	35	35	30	

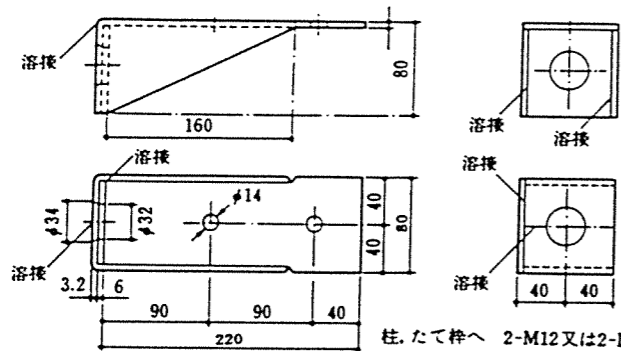
[注] 記号 A, B, C については「構造用合板の日本農林規格」第 3 条第 1 項 4 号の注を参照。



HDB-15  
1.5t 用

柱、たて枠へ 3-M12又は3-LS12  
水平材へ 1-M16

図-31 ホールドダウン金物 (HDB-15)



HDB-10  
1.0t 用

柱、たて枠へ 2-M12又は2-LS12  
水平材へ 1-M16

図-31 ホールドダウン金物 (HDB-10)

角座金 W6.0×54 ホールドダウン金物用

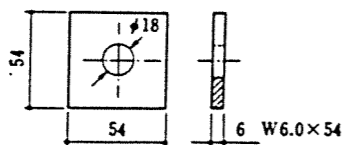


図-31 角座金 (W6.0×54)

㊦ ホールドダウン金物は、Zマーク金物、Cマーク金物として規格化されている。

2. 緊結方法は次による

(イ) ホールドダウン用アンカーボルトを用いて直接基礎に緊結する場合 (図-32)

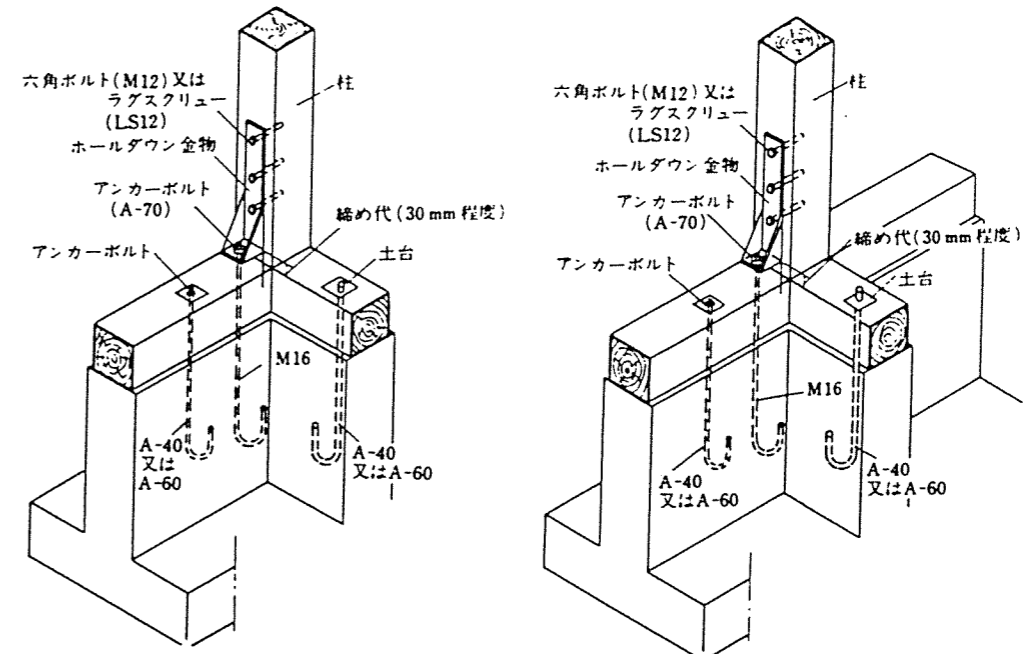


図-32 ホールドダウン用金物を用いたアンカーボルトの緊結

(ロ) 座金付きボルト (M16W) を用いて土台と柱を緊結する場合 (図-33)

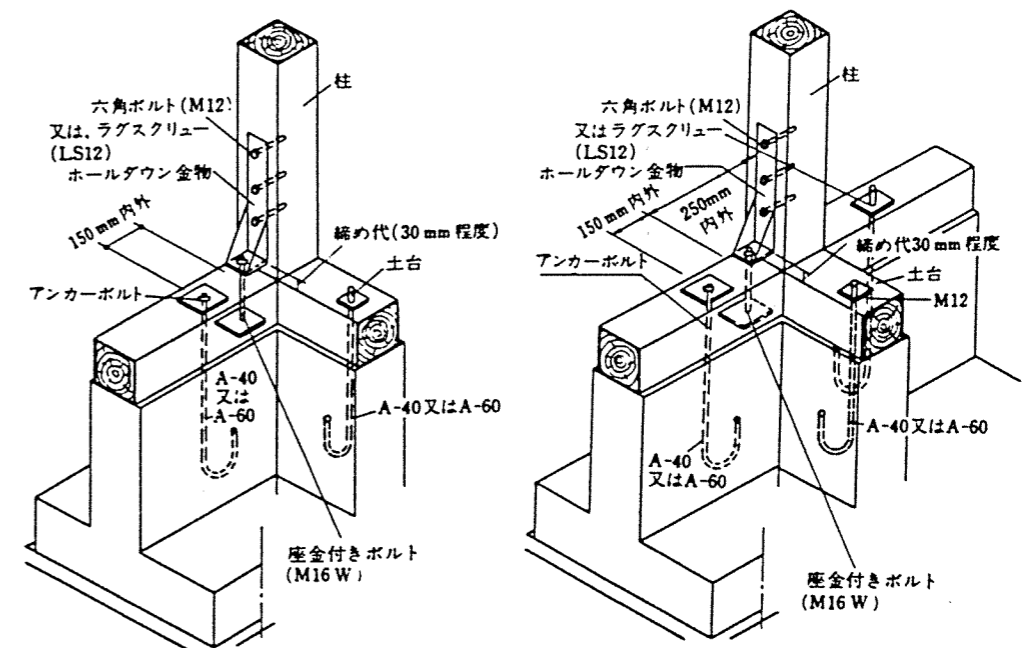


図-33 座金付きボルト (M16W) を用いた緊結

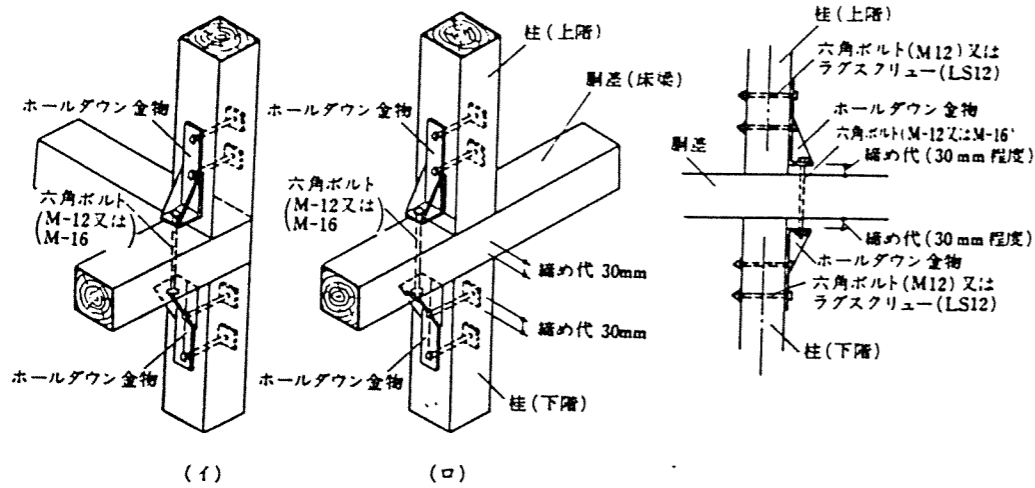


図-36 通し柱に代わる管柱の補強

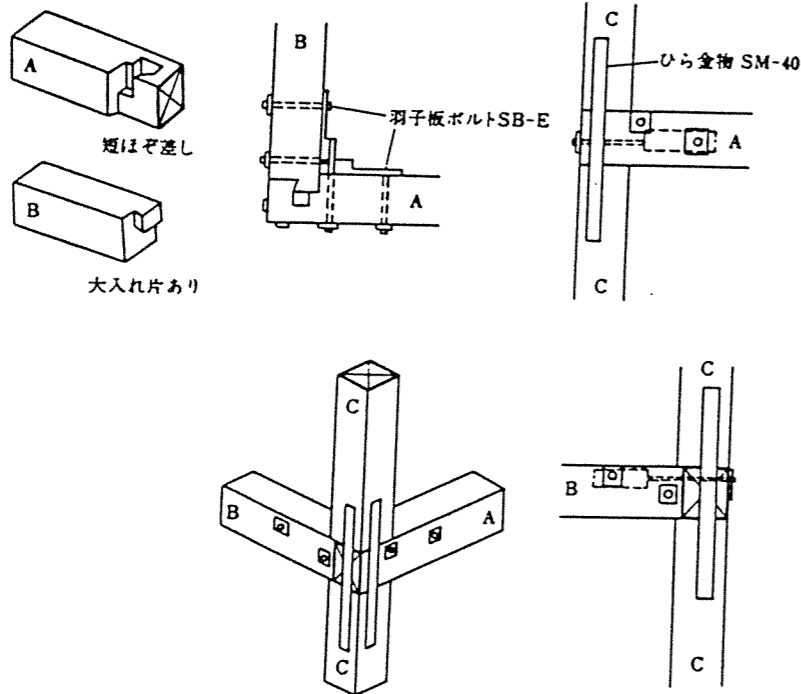


図-37 すみ柱、出すみ (直交する胴差がほぼ同寸かつ同一高さで取合う場合)

(ロ) 直交する胴差の寸法が異り段違いに取合う場合 (図-38)

一方の胴差 (A) を他方の胴差 (B) に大入れ (かぶと) ありに仕掛け、胴差 (A) の下側に添寄せた羽子板ボルト (SB・F) で胴差 (B) を引寄せ、さらに、胴差 (B) の内側に添寄せた羽子板ボルト (SB・E) で胴差 (A) を引寄せ、上下管柱は whichever もそれぞれ胴差 (A) (B) に扇ほぞ差し、管柱出すみ両面にひら金物 (SM-40) を当て各々太めくぎ (ZN 65) で打ち固める。

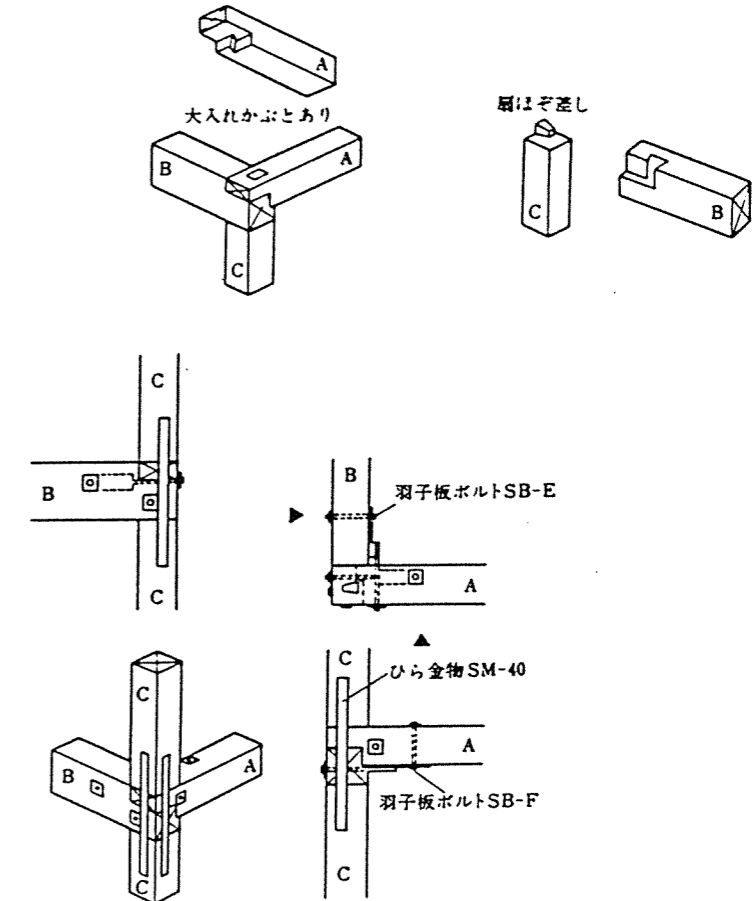


図-38 すみ柱、出すみ (直交する胴差の成が異り段違いに取合う場合)

② 入りすみ

出すみの場合に準ずる。ただし、準ずることが困難な場合には通し柱とする。

2. 「すみ柱に準ずる柱」の通し柱と同等以上の耐力を有するような補強方法

(イ) 胴差と同寸法程度の間仕切げたが胴差と直交して取合う場合 (図-39)

間仕切げたは胴差に大入れあり掛け、胴差を間仕切げたより羽子板ボルト (SB・E) で引寄せ、上下管柱は胴差へ扇ほぞ差しとし上下管柱外側にひら金物 (SM-40) 当て、各々太めくぎ (ZN 65) で打ち固める。

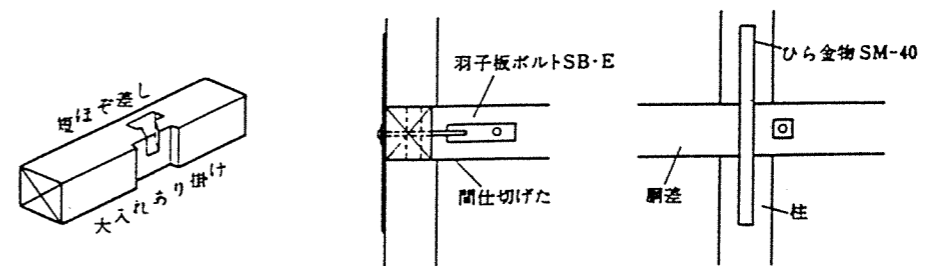


図-39 すみ柱に準ずる柱 (胴差と同寸法程度の間仕切げたが胴差と直交して取合う場合)

コンクリートの許容応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

	長期			短期		
	圧縮	引張り	せん断	圧縮	引張り	せん断
● 普通コンクリート	1/2 Fc	-	Fc/30かつ (5+ Fc/100) 以下	長期 に対する 値の 2倍	-	長期 に対する 値の 1.5倍
1種および2種軽 量コンクリート			普通コンクリ ートに対する 値の0.9倍			
3種および4種軽 量コンクリート			普通コンクリ ートに対する 値の0.8倍			

[注] (1) Fcは、コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>) を表わす。

(2) 3種および4種の計量コンクリートの設計基準強度が下記の値をこえる場合は、許容応力度算定にはFcの値としてそれぞれ下記の値を用いる。

3種軽量コンクリート Fc=210kg/cm<sup>2</sup>

4種軽量コンクリート Fc=135kg/cm<sup>2</sup>

鉄筋の許容応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

	長期		短期	
	引張りお よび圧縮	せん断 補強	引張りお よび圧縮	せん断 補強
SR235, SRR235	1600	1600	2400	2400
SR295, SRR390	1600	2000	3000	3000
● SD235, SDR235	1600	1600	2400	2400
SD295	2000	2000	3000	3000
SD345	2200 (★2000)	2000	3500	3000
SD390	2200 (★2000)	2000	4000	3000
溶接金網	2000	2000	—	3000

[注] ★D29以上の太さの鉄筋に対しては( )内の数値とする。

鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

	長期		短期
	上ば筋	その他の鉄筋	
丸鋼	4/100Fcかつ9以下	6/100Fcかつ13.5以下	長期に対する 値の1.5倍
● 異形鉄筋	1/15Fcかつ (9+2/75Fc)以下	1/10Fcかつ (13.5+1/25Fc)以下	

[注] (1) 上ば筋とは、曲げ材にあって、その鉄筋の下に30cm以上のコンクリートが打込まれる場合の水平鉄筋をいう。

(2) Fcは、コンクリートの設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>) を表わす。

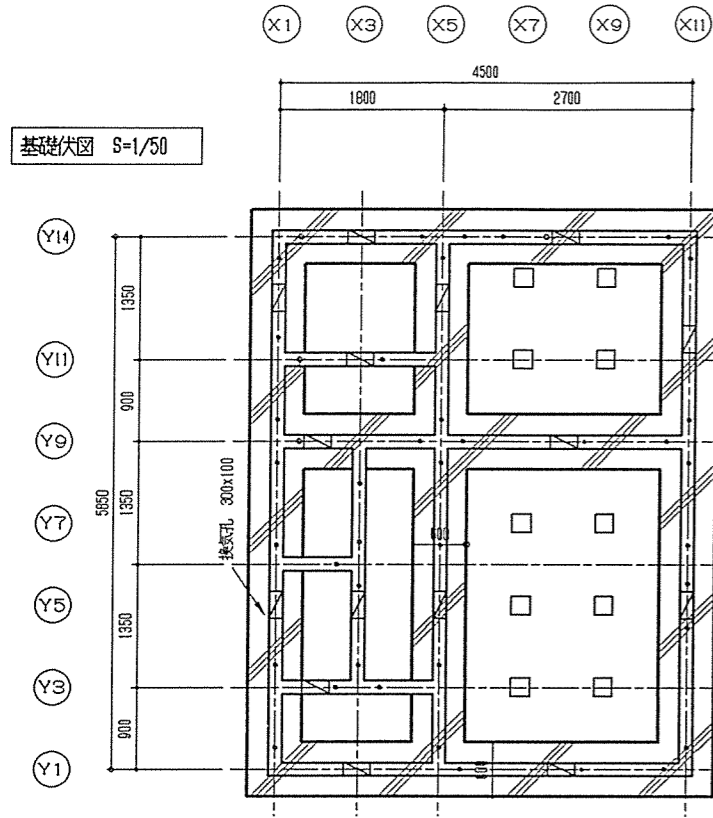
(3) 3種および4種軽量コンクリートの設計基準強度が下記の値をこえる場合は、許容応力度算定にはFcの値としてそれぞれ下記の値を用いる。

3種軽量コンクリート Fc=210kg/cm<sup>2</sup>

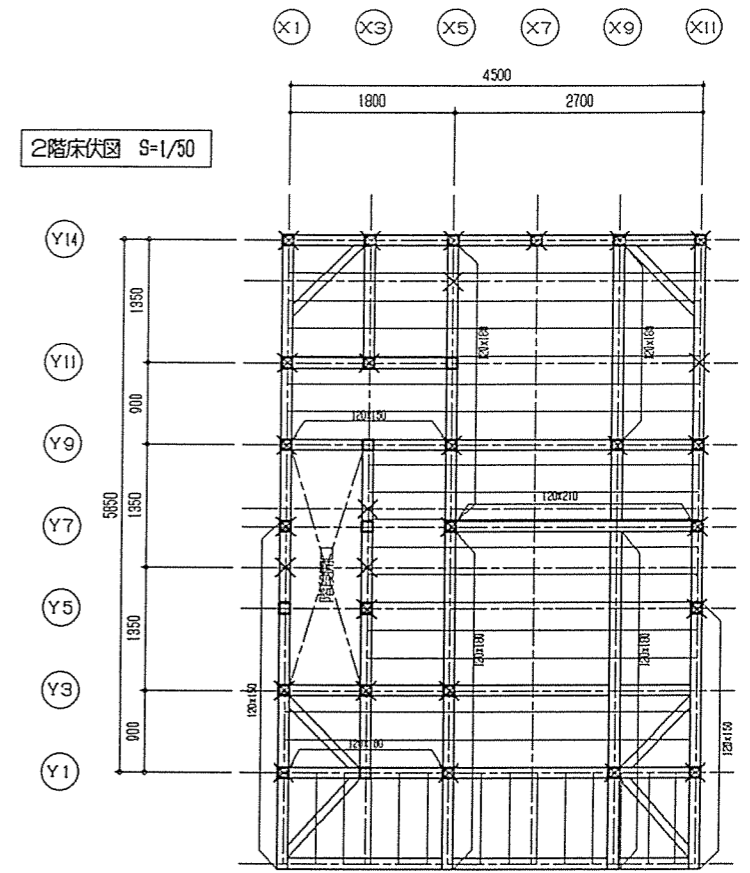
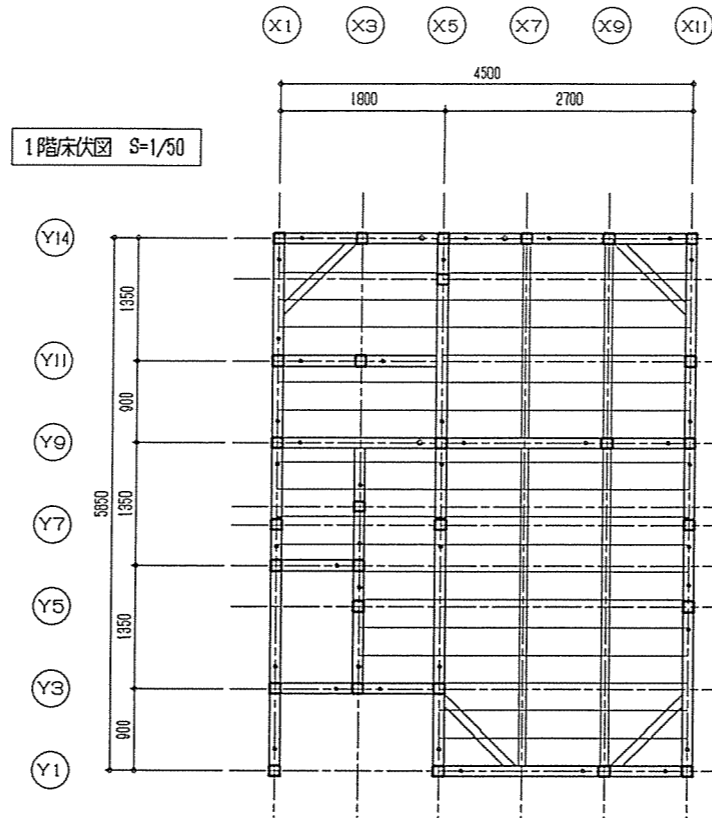
4種軽量コンクリート Fc=135kg/cm<sup>2</sup>

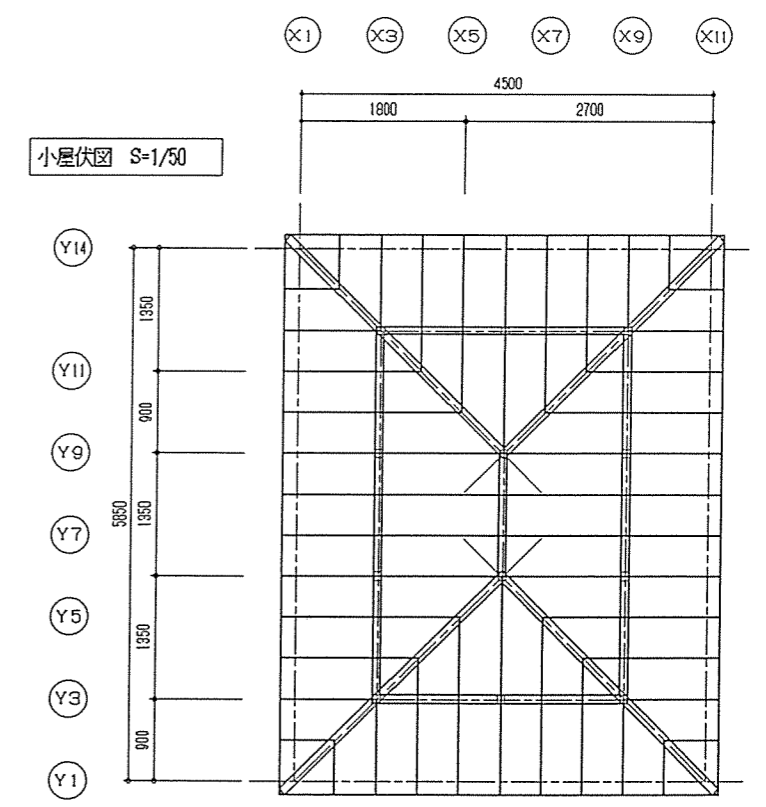
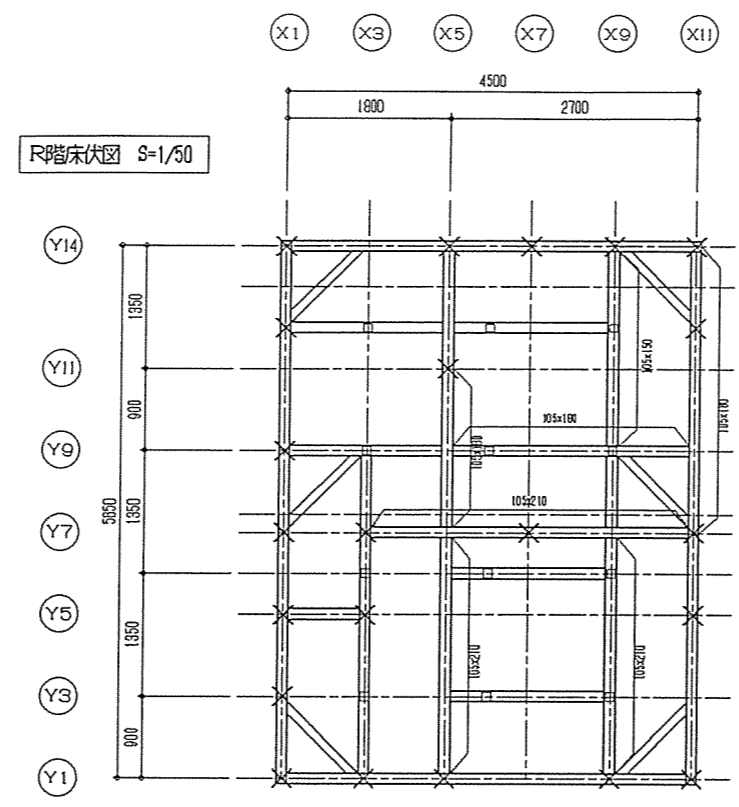
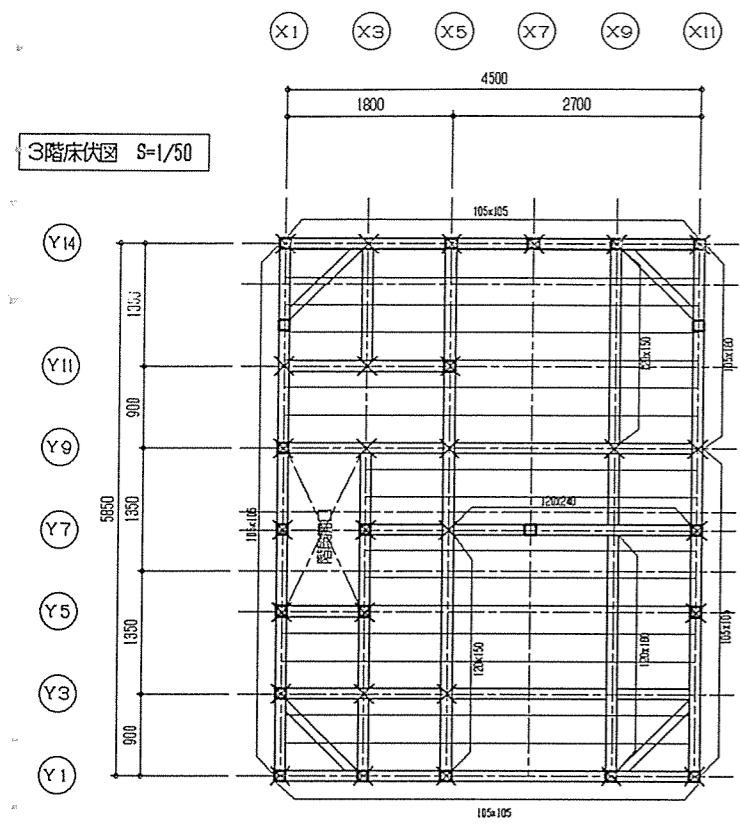
(4) 異形鉄筋で、その鉄筋までのコンクリートかぶりの厚さが鉄筋の径の1.5倍未満の場合には、その鉄筋の許容付着応力度は、この表の値に、「かぶり厚さ/鉄筋径の1.5倍」を乗じた値とする。

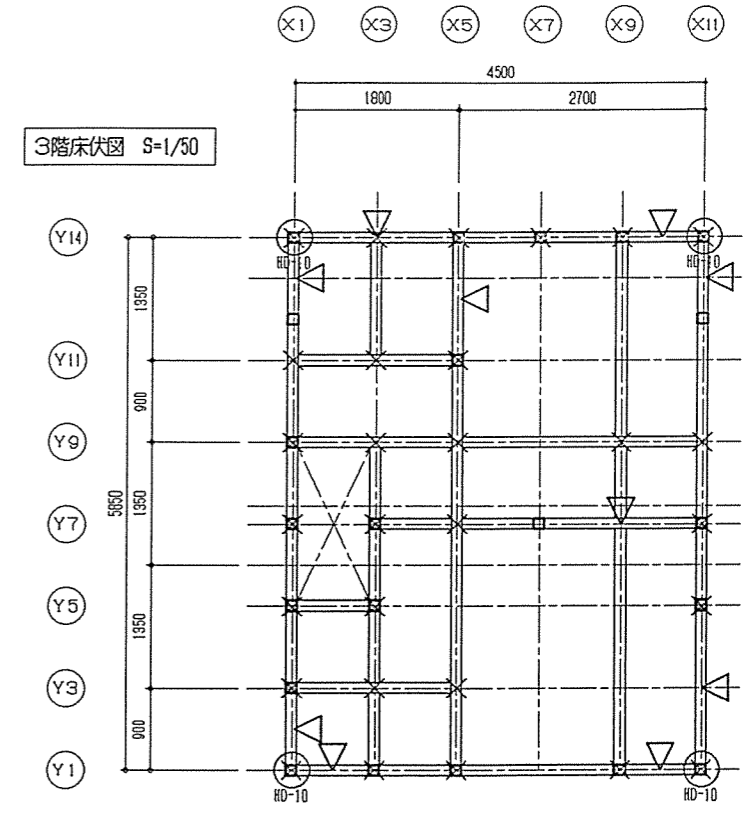
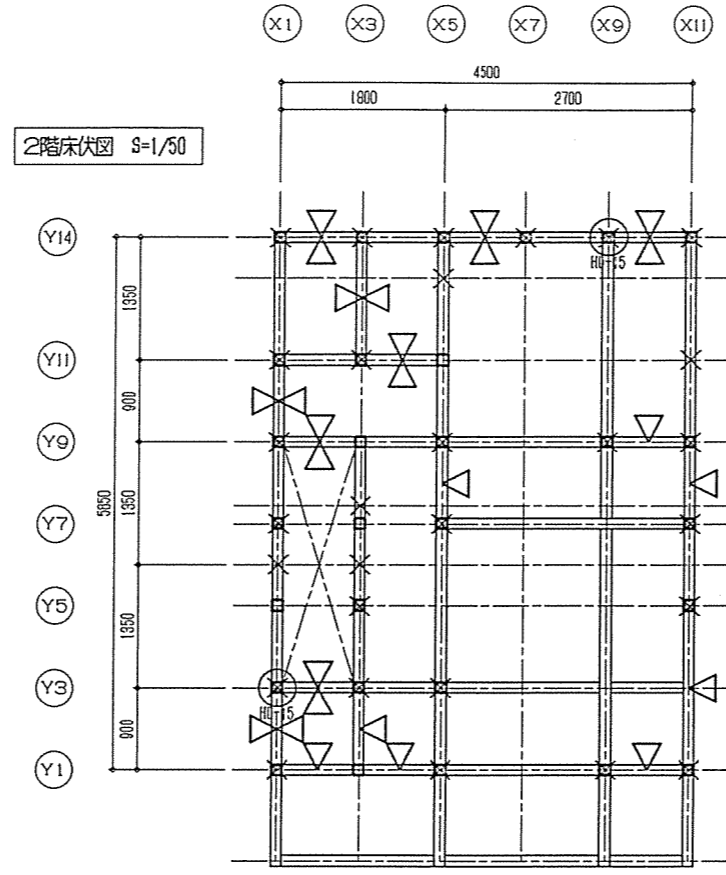
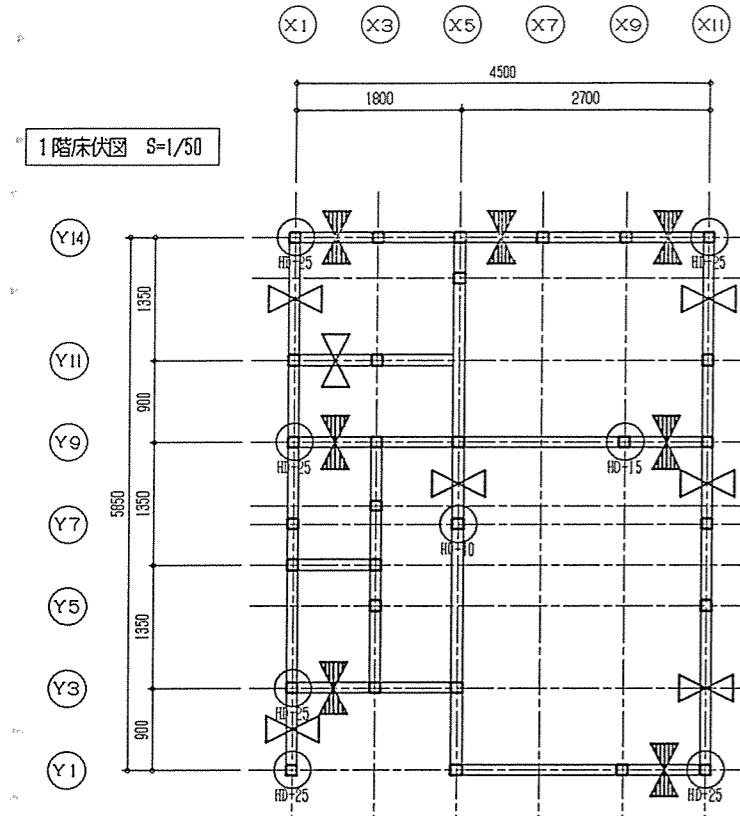
(5) 断面が円形でない鉄筋については、付着の状況に応じて許容付着応力度は適当に修正する。



\*O印はアンカーボルト位置を示す







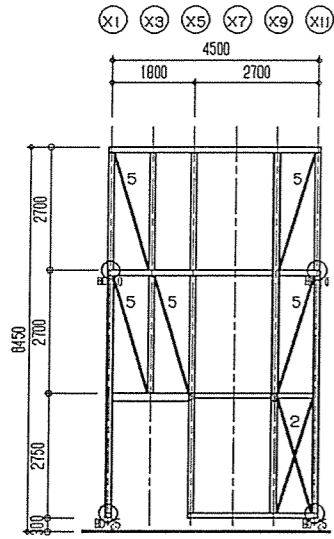
HD金物

	S-HD10を示す
	S-HD15を示す
	S-HD20を示す
	S-HD25を示す
無印	BP-2を示す
特記なき筋力・柱接結分	
CP-T, L金物 引抜き用	

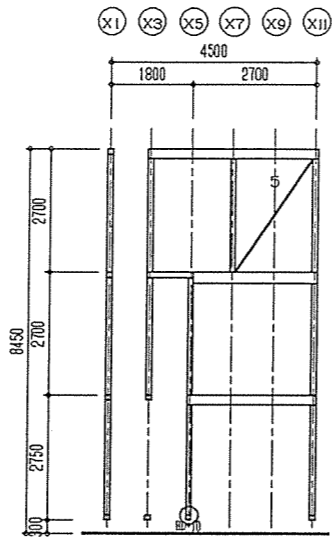
共通事項 ③

	筋力・番号1 18x30x17.5mm合板
	筋力・番号2 18x30 2F
	筋力・番号3 45x30x17.5mm合板
	筋力・番号4 45x30 2F
	筋力・番号5 45x30

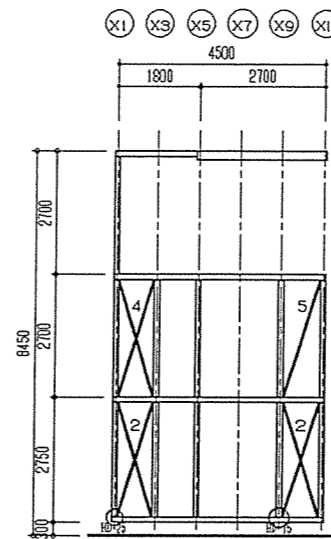




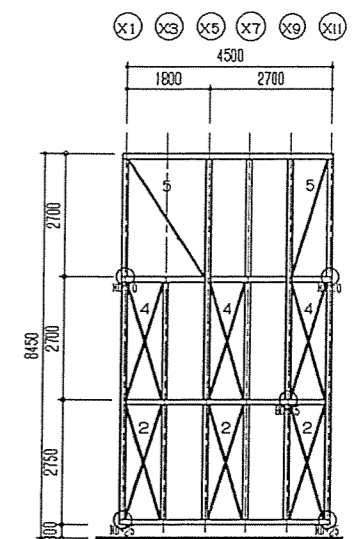
Y1通り軸組図 S=1/100



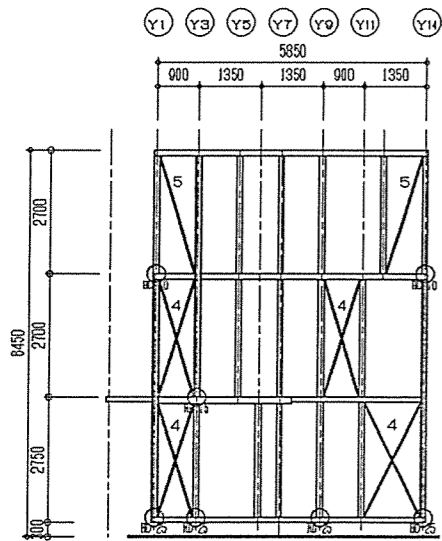
Y7通り軸組図 S=1/100



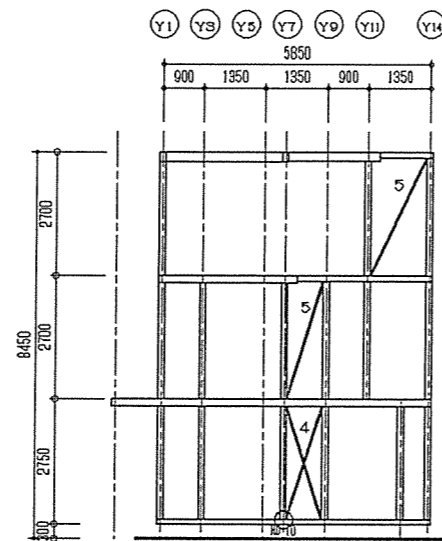
Y9通り軸組図 S=1/100



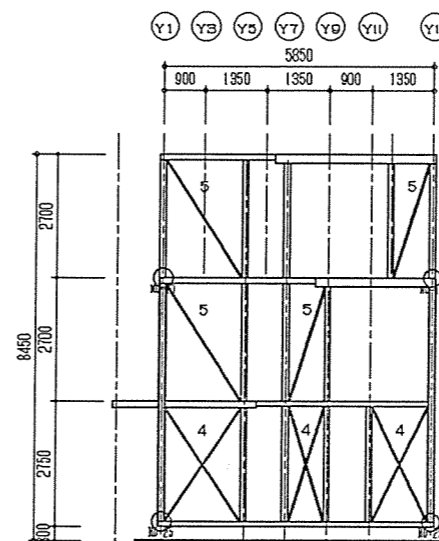
Y14通り軸組図 S=1/100



X1通り軸組図 S=1/100



X5通り軸組図 S=1/100



X11通り軸組図 S=1/100

\*桁内数字は桁内番号を示す

HD金物	
	S-HD 10を示す
	S-HD 15を示す
	S-HD 20を示す
	S-HD 25を示す
	無印 BP-2を示す

3階建て木造住宅用金物規格 (Z・Cマーク表示金物)

使用の有無	ホールダウン金物 (引き寄せ金物) (単位: mm)			
記号	形状・寸法	使用接合具、用途		
HD-B10		(柱・たて枠へ) 六角ボルト 2-M12 六角ナット 2-M12 角座金 2-W 4.5X40 又はラグスクリュー 2-LS12	(土台へ) 座金付きボルト 1-M16W 六角ナット 1-M16 角座金 1-W 6.0X54	(柱・たて枠相互の緊結の金物相互は) 六角ボルト 1-M16 六角ナット 1-M16 角座金 2-W 6.0X54
		(用途) 1. 土台と柱・たて枠の緊結 2. 上下階の柱・たて枠相互の緊結		
HD-B15		(柱・たて枠へ) 六角ボルト 3-M12 六角ナット 3-M12 角座金 3-W 4.5X40 又はラグスクリュー 3-LS12	(土台へ) 座金付きボルト 1-M16W 六角ナット 1-M16 角座金 1-W 6.0X54	(柱・たて枠相互の緊結の金物相互は) 六角ボルト 1-M16 六角ナット 1-M16 角座金 2-W 6.0X54
		(用途) 1. 土台と柱・たて枠の緊結 2. 上下階の柱・たて枠相互の緊結		
HD-B20		(柱・たて枠へ) 六角ボルト 4-M12 六角ナット 4-M12 角座金 4-W 4.5X40 又はラグスクリュー 4-LS12	(土台へ) 座金付きボルト 1-M16W 六角ナット 1-M16 角座金 1-W 6.0X54	(柱・たて枠相互の緊結の金物相互は) 六角ボルト 1-M16 六角ナット 1-M16 角座金 2-W 6.0X54
		(用途) 1. 土台と柱・たて枠の緊結 2. 上下階の柱・たて枠相互の緊結		
HD-B25		(柱・たて枠へ) 六角ボルト 5-M12 六角ナット 5-M12 角座金 5-W 4.5X40 又はラグスクリュー 5-LS12	(土台へ) 座金付きボルト 1-M16W 六角ナット 1-M16 角座金 1-W 6.0X54	(柱・たて枠相互の緊結の金物相互は) 六角ボルト 1-M16 六角ナット 1-M16 角座金 2-W 6.0X54
		(用途) 1. 土台と柱・たて枠の緊結 2. 上下階の柱・たて枠相互の緊結		
◎ S-HD10		(柱・たて枠へ) 六角ボルト 2-M12 六角ナット 2-M12 角座金 2-W 4.5X40 又はラグスクリュー 2-LS12	(土台へ) 座金付きボルト 1-M16W 六角ナット 1-M16	(柱・たて枠相互の緊結の金物相互は) 六角ボルト 1-M16 六角ナット 1-M16
		(用途) 1. 土台と柱・たて枠の緊結 2. 上下階の柱・たて枠相互の緊結 3. 真壁仕様の場合、取り付ける幅が狭い時		

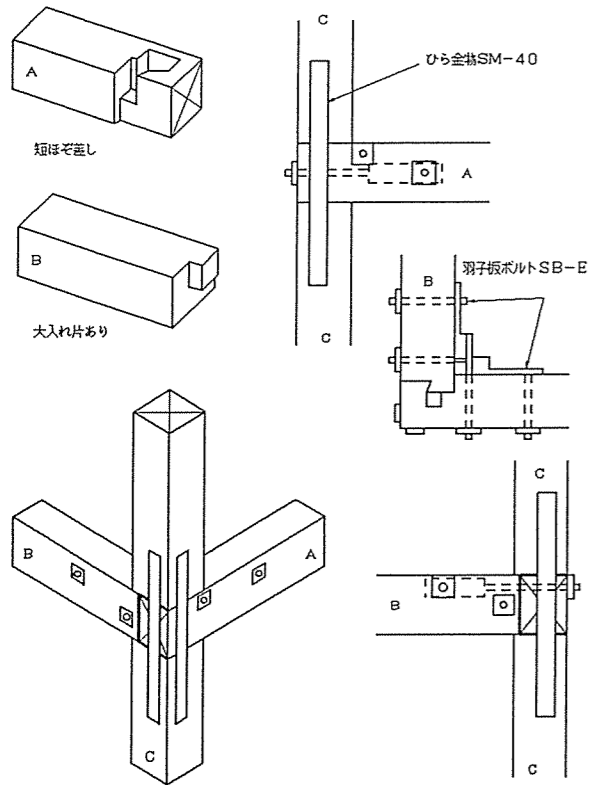
使用の有無	ホールダウン金物 (引き寄せ金物) (単位: mm)			
記号	形状・寸法	使用接合具、用途		
◎ S-HD15		(柱・たて枠へ) 六角ボルト 3-M12 六角ナット 3-M12 角座金 3-W 4.5X40 又はラグスクリュー 3-LS12	(土台へ) 座金付きボルト 1-M16W 六角ナット 1-M16	(柱・たて枠相互の緊結の金物相互は) 六角ボルト 1-M16 六角ナット 1-M16
		(用途) 1. 土台と柱・たて枠の緊結 2. 上下階の柱・たて枠相互の緊結 3. 真壁仕様の場合、取り付ける幅が狭い時		
◎ S-HD20		(柱・たて枠へ) 六角ボルト 4-M12 六角ナット 4-M12 角座金 4-W 4.5X40 又はラグスクリュー 4-LS12	(土台へ) 座金付きボルト 1-M16W 六角ナット 1-M16	(柱・たて枠相互の緊結の金物相互は) 六角ボルト 1-M16 六角ナット 1-M16
		(用途) 1. 土台と柱・たて枠の緊結 2. 上下階の柱・たて枠相互の緊結 3. 真壁仕様の場合、取り付ける幅が狭い時		
◎ S-HD25		(柱・たて枠へ) 六角ボルト 5-M12 六角ナット 5-M12 角座金 5-W 4.5X40 又はラグスクリュー 5-LS12	(土台へ) 座金付きボルト 1-M16W 六角ナット 1-M16	(柱・たて枠相互の緊結の金物相互は) 六角ボルト 1-M16 六角ナット 1-M16
		(用途) 1. 土台と柱・たて枠の緊結 2. 上下階の柱・たて枠相互の緊結 3. 真壁仕様の場合、取り付ける幅が狭い時		
使用の有無	筋かいプレート (単位: mm)			
記号	形状・寸法	使用接合具、用途		
◎ BP-2		(柱へ) スクリュー<くぎ 5-ZS50	(筋かいへ) スクリュー<くぎ 7-ZS50 角根平頭ボルト 1-M12 六角ナット 1-M12 小型角座金 1-W 2.3X30	
		(土台・構架材へ) スクリュー<くぎ 5-ZS50		
		(用途) 筋かい (45X90mm) の柱、土台・構架材への緊結		

軸組工法用金物規格 (Zマーク表示金物)

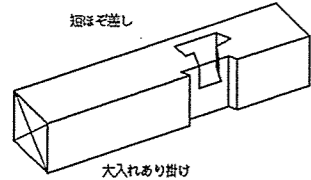
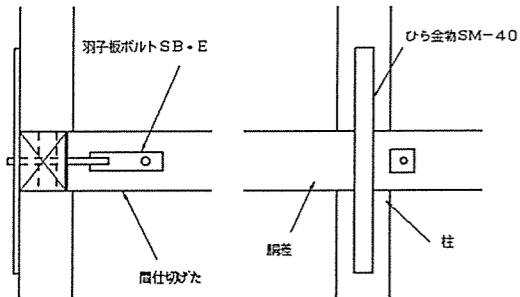
使用の有無	接合金物 (単位: mm)				使用の有無	接合金物 (単位: mm)			
	種類・記号	形状・寸法	使用接合具	用途		種類・記号	形状・寸法	使用接合具	用途
○	柱脚金物 PB-33 PB-42		六角ボルト M12×110 六角ナット M12 または 金ねじボルト M12×115 六角袋ナット M12	玄関の独立柱等の柱脚	○				柱・たて枠相互の緊結に引き寄せ金物を使用する時に併用
○	羽子板ボルト SB-E	L (mm): 280, 310, 340, 370, 400, 430 	六角ボルト M12 六角ナット M12 角座金 W 4.5×40 スクリークぎ ZS50	小圓ぼりと軒げた、軒げたと柱、はり柱及び脚差と通し柱の連結	○				アンカーボルト (A-60, A-70) に併用
○	かど金物 CP-L CP-T		太めくぎ ZN65	引張りをうける柱の上下の接合	○				引き寄せ金物 (HD-B, HD-N) に併用
○	アンカーボルト A-60, A-70		基礎と土台の緊結 角座金 W 9.0×80 又は 丸座金 RW 9.0×90を併用				六角ボルト M12 六角ナット M12		L (mm): 110, 125, 140, 150, 165, 180, 195, 210, 225, 240, 255, 270, 285, 300, 315, 330, 345, 360, 375, 390, 405, 420, 435, 450, 480, 510, 540, 570, 600
○	座金付きボルト M16W			土台と柱・たて枠との緊結に引き寄せ金物を使用する時に併用			かすねい C120 150		
							手直しかすねい CC 120 150 (右ひねり及び左ひねり)		

(注) 平くぎ、角根平頭ボルト及び小型角座金は、それぞれ特定の接合金物に付添する専用の接合具で、前記金物の表中に記載されているとおりである。

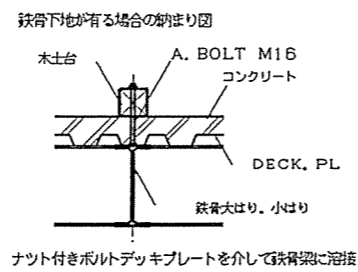
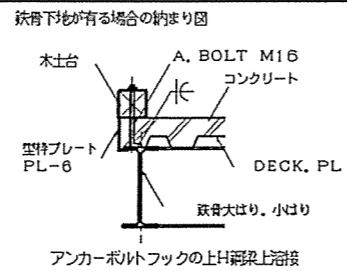
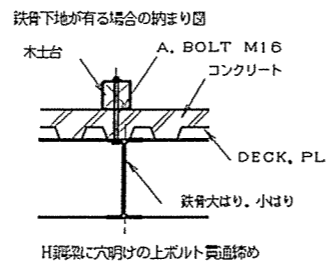
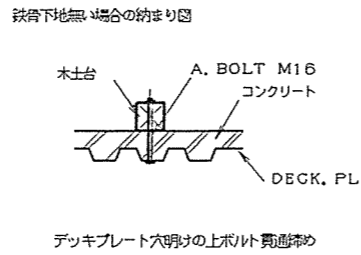
すみ柱、出すみ (直交する胴差がほぼ同寸でかつ同一高さで取合う場合)



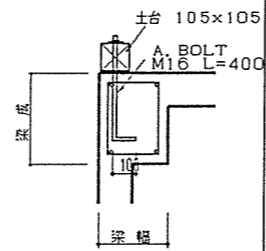
すみ柱に準ずる柱 (胴差と同寸程度の間仕切桁が胴差と直交して取合う場合)



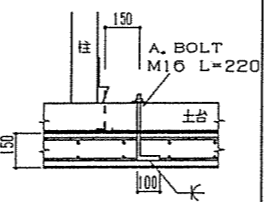
鉄骨造との混構造納まり  
 アンカーボルト詳細図 S=1/20



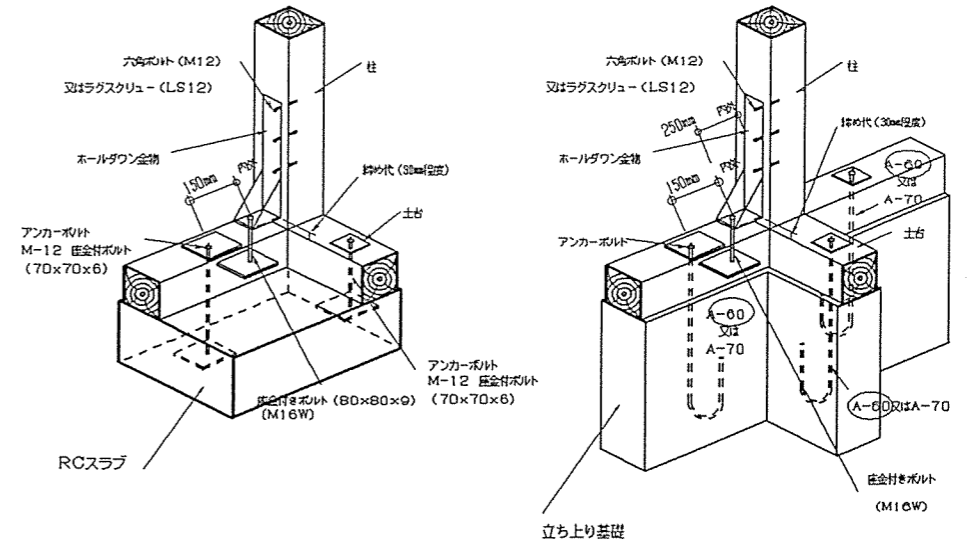
RC大梁上アンカー詳細図



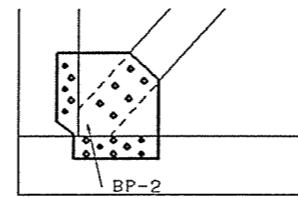
スラブ上アンカー詳細図



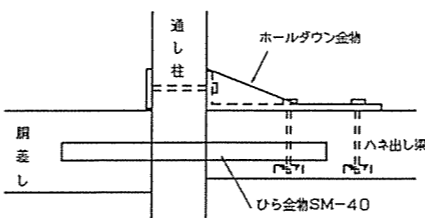
座金付きボルト (M16W) を用いて土台と柱を緊結する場合



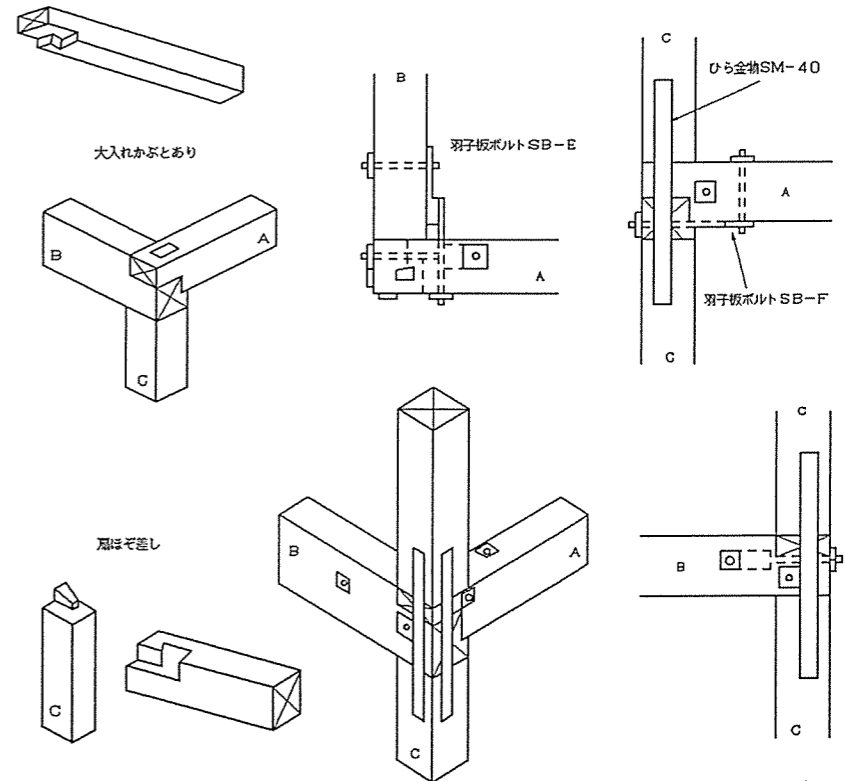
筋かいの仕口 (上下共)



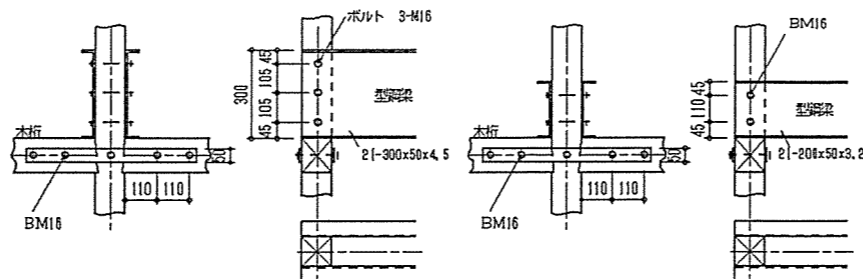
ベランダ等ハネ出し梁と柱が取り合う場合



すみ柱、出すみ (直交する胴差の成が異り段違いに取合う場合)



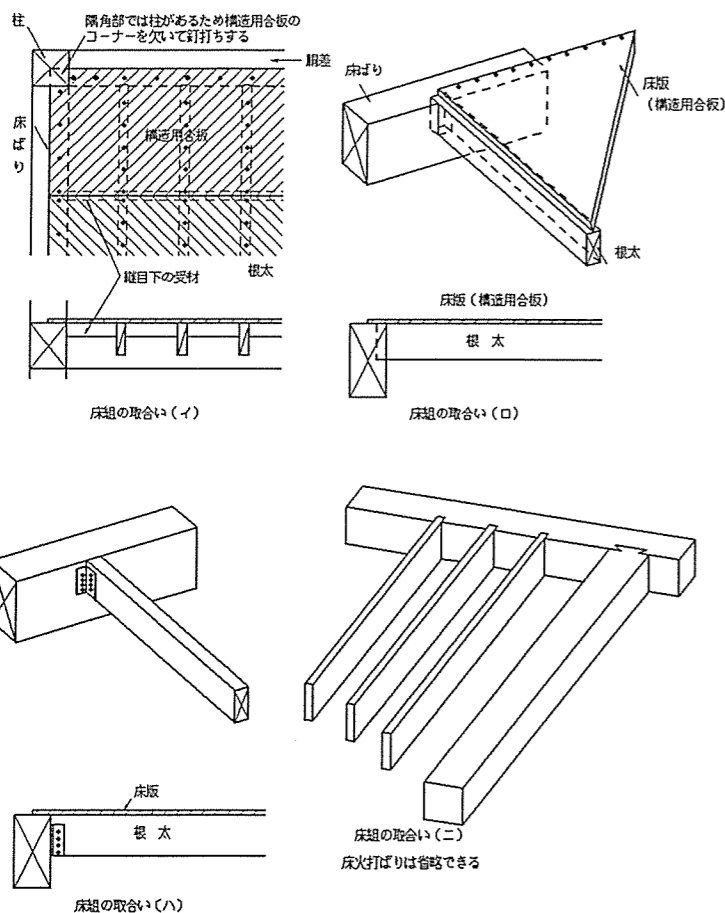
軽量溝型鋼と木造柱の取り合図



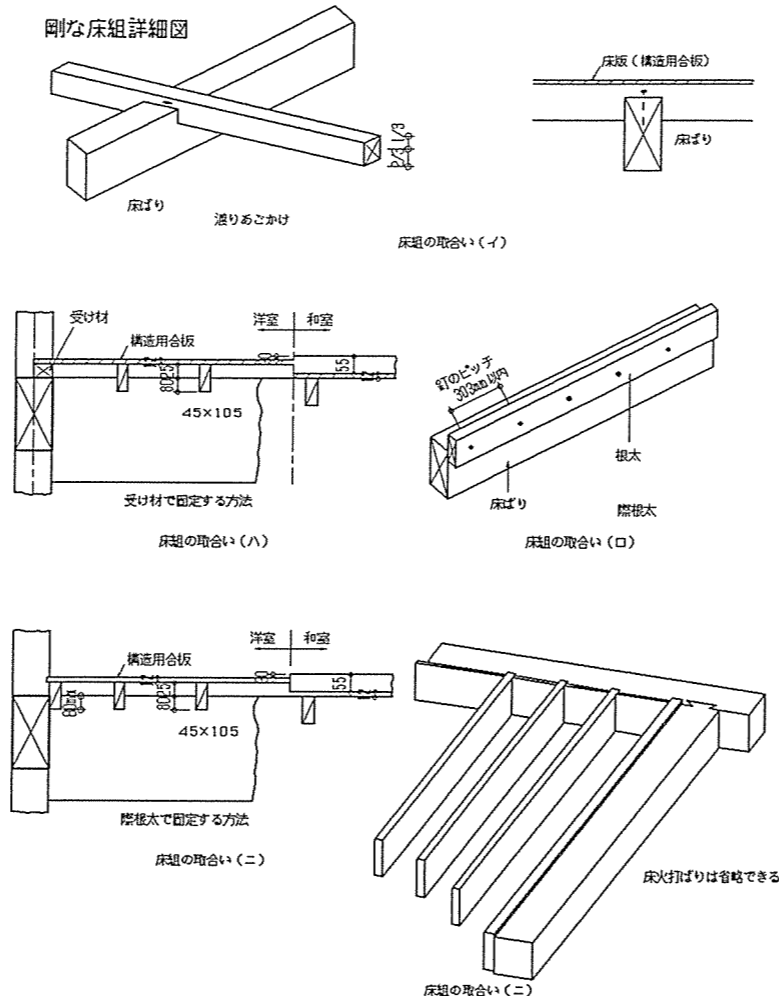
### (1) 床組 (2階床、3階床) (剛な床組)

1. 水平構面の剛性が十分期待できる床の施工 (剛な床組)  
(床の剛性は耐力壁線に目まれた構面を単位に考える)  
次のイ、ロ、を満足すること
- イ. 床下地板は構造用合板12mm以上を使用し、合板の四周边は床ばり、胴差又は受け材等に固定する。
- ロ. 断面寸法105mm×105mm以上の床ばりを1820mm内外の間隔にばり方向又はけた行方向に配置する。
- ア. 根太と床ばり、胴差の上端高さが同じ場合の施工方法  
根太は床ばり、胴差に大入れ窓しこみ釘2N75斜め打ちとするか、又は根太受け金物等を用いて床ばり、胴差に留めつける。この場合構造用合板を床ばり、胴差に釘で直張りすることが重要である。ただし、隅角部では柱があるため構造用合板のコーナーを欠いて釘打ちする。
- カ. 根太と床ばり・胴差の上端高さが異なる場合の施工方法  
床ばり、胴差に直張りする根太は渡りあこかけとし釘2N75を斜め打ちとする。また、床ばり、胴差の際に際根太又は受け材を添えつけ床板構造用合板の四周边を固定する。際根太、床ばり・胴差へN90釘打ち間隔303mmで平打ちする。

#### 剛な床組詳細図



#### 剛な床組詳細図



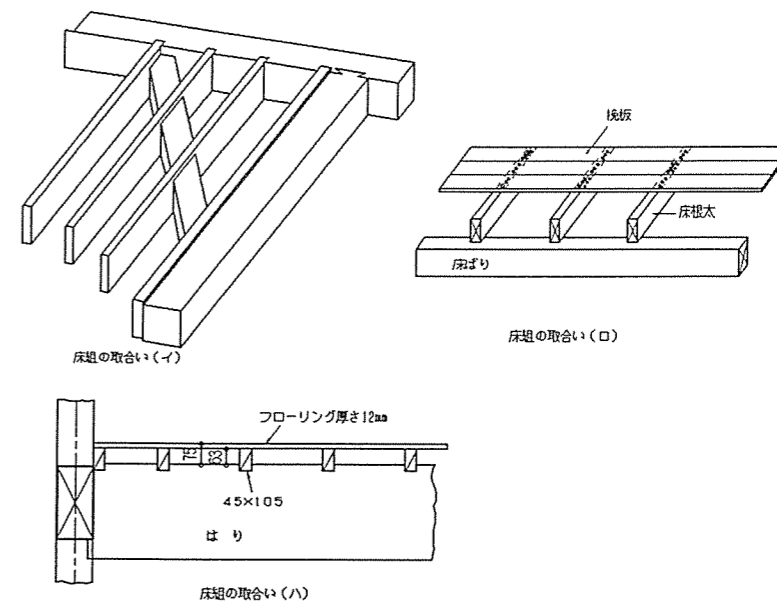
#### 床板又は床下地板の施工方法

- (イ) 種類 厚さ12mm以上の構造用合板を用いる。そのサイズは3×6版とし小割切したものを使用しない。
- (ロ) 張り方 構造用合板の長手方向を根太と直交させかつ鳥居りとする。構造用合板の継手は根太上で突きつけ継ぎとし柱目下に受け材(4.5cm×4.5cm)を設ける。
- (ハ) 釘打ち 構造用合板の釘打ちはN50を用い、釘打間隔150mm以下で床根太又は床ばり・胴差・受け材等に平打ちする。
- (ニ) 床根太の寸法は45×105mmを標準とし、その根太間隔は455mm以下とする。ただし、床ばり間隔は1820mm以下とする。
- (ホ) 床ばり、胴差の仕口補強 柱と床ばり・胴差、床ばりと胴差の仕口は、金物、ボルトにより十分緊結補強する。

### (2) 水平構面の剛性が十分期待できない床の施工方法 (柔な床組) (前記1.によらない床) (特記無き限り剛床採用の事)

- (イ) 耐力壁線に目まれた隅角部には必ず床火打ばりを挿入する。
- (ロ) 床板の種類は、厚さ12mm以上の構造用合板又は挑板等を用いる。
- (二) 床根太の寸法は45×105mmを標準とし、その根太間隔は455mm以下とする。ただし、床ばり間隔は1820mm以下とする。
- (ホ) 床ばり、胴差の仕口補強 柱と床ばり・胴差、床ばりと胴差の仕口は、金物、ボルトにより十分緊結補強する。

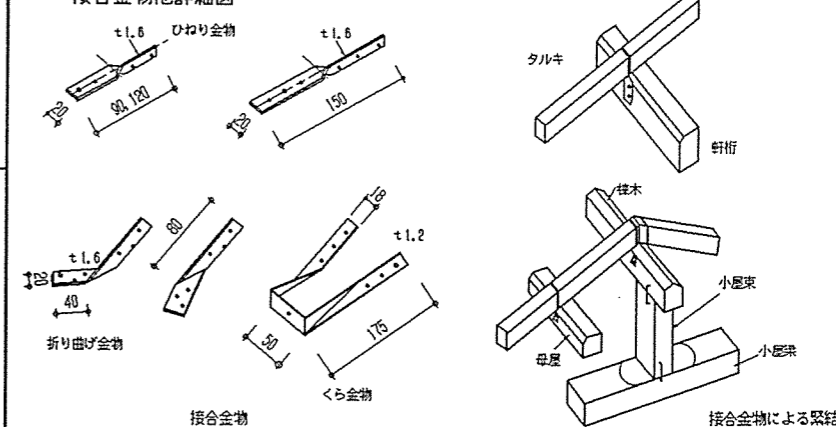
#### 柔な床組詳細図



### (3) 屋根・小屋組の耐風対策

1. 屋根面や軒先およびけらばの部分には大きな吹上げ力が働く。特に軽い屋根で勾配がゆるい場合はその値は大きくなる。小屋組は水平構面の剛性を高めるため、風に抵抗するために全体の一体化が必要である。
2. 以下小屋組の各部について述べる。
  - ① 小屋火打ばり  
火打ばりは耐力壁線に目まれた隅角部にはかみならず挿入する。
  - ② 小屋筋かいおよびけた行筋かい - 振れ止め  
小屋組の一体化を図るために、小屋束相互及びはり・桁にまたがり筋かい15×90mm以上、釘(2-N50)にて固定する。
  - ③ 軒  
軒先部吹上げが大きくなるのでたるきと軒桁はくらは金物等で緊結する。
  - ④ たるき  
軒先や、妻側又は横部のたるき吹上げが大きく働くので棟木及び母屋への緊結方法を考慮する。例としてはそれぞれくらは金物等にて緊結する。
  - ⑤ 棟木母屋  
棟木と第2母屋も吹上げる力が大きくなるので小屋束に十分注意して留付ける。
  - ⑥ 小屋束  
小屋束下部と小屋ばりあるいは妻はり桁との留付けも同様に十分注意して留付ける。

#### 接合金物他詳細図



木造用鉄筋コンクリート構造配筋標準図

1. 一般事項

(1) コンクリート

- ◎ コンクリートはJIS認定工場の製品とし施工に関してはJASS5による。
- ◎ セメントは、JIS R5210の普通ポルトランドセメントを標準とする。
- ◎ 計画図は、工事開始前に工事監理者の承認を得ること。
- ◎ 案中、事中コンクリートの適用を受ける期間に当る場合は、調査、打ち込み、養生、管理方法など必要事項について、工事監理者の承認を得ること。
- ◎ 強度試験供試体 (JASS5T-603) は、現場水中養生とし、採取は打ち込み工程及び150m3につき1回を標準とする。1回に採取する供試体は、適当な間隔において、必要本数採取する。尚、特別指示なき場合は、1回当たり6本以上とし、4週間に3本とする。
- ◎ ポンプ打ちコンクリートは、打ち込み位置にできるだけ近づけて垂直に打ち、床スラブにおいては、コンクリートの自由落下高さは1m以下とする。打ち込み継ぎ目における打ち継ぎ時間間隔の限度は、外気温が25℃未満の場合は2.5時間、25℃以上の場合は2時間以内とする。

(2) 鉄筋

- ◎ 鉄筋はJIS G3112の規格品を標準とする。
- ◎ 鉄筋の加工寸法、形状、かぶり厚さ、鉄筋の継手位置、継手の重ね長さ、定着長さは「鉄筋コンクリート構造配筋標準図(1)(2)」による。
- ◎ D19未満は、すべて重ね継手とする。継手(D19以上)をガス圧接とする場合は、日本圧接協会「鉄筋のガス圧接工事標準仕様書」による。
- ◎ ガス圧接部の抜き取り検査は、同一作業班が同一日に施工した圧接箇所ごと(200箇所を越えるときは、200箇所ごと)に1回行い、1回の試験数は5本とする。
- ◎ 柱の帯筋(HOOP)の加工方法は、□H型(タガ型) □W型(溶接型) □S型(スパイラル型)とする。

2. 鉄筋加工、かぶり

(1) 鉄筋末端部の折曲げの形状

折曲げ角度	180°	135°	90°	備考
				スラブ筋・壁筋の末端部またはスラブと同時に打ち込むT形およびL形梁のキャップタイのみ用いる。
鉄筋の余長	4d以上	6d以上	8d以上 (※4d以上)	キャップタイ
折曲げ内法寸法RはSR235は3d以上、SD295、SD345は4d以上				
※片持スラブ上端筋の先端				

(2) 鉄筋中間部の折曲げ形状、鉄筋の折曲げ角度90°以下

図	使用箇所	鉄筋径d	鉄筋の種類	折曲げ内径R	
	a) 帯筋 おぼろ筋 スパイラル筋	各種	SR235	3d以上	
			SD295、SD345	4d以上	
	b) スラブ筋 壁筋	各種	φ16、D16以下	5d以上	
			φ19、D19以上	6d以上	
			c) a)、b)以外の鉄筋	φ28以下、D25以下	6d以上
			φ32以下、D41以下	8d以上	

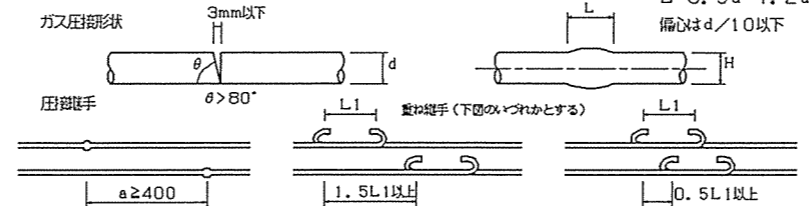
(3) 鉄筋の定着及び重ね継手の長さ

鉄筋の種類	コンクリートの設計基準強度の範囲(kg/cm <sup>2</sup> )	定着の長さ		特別の定着及び重ね継手の長さ(L1)
		一般(L2)	下筋(L3) 小梁      スラブ	
SR 235	210以上 270(240)以下	35dフックつき	25dフックつき      15cm	35dフックつき
	135以上 210未満	45dフックつき	25dフックつき      フックつき	45dフックつき
SD 295	210以上 270(240)以下	35dまたは 25dフックつき	25dまたは 15dフックつき      10dかつ 15cm以上	40dまたは 30dフックつき
SD 345	135以上 210未満	40dまたは 30dフックつき		45dまたは 35dフックつき

(注) ( ) 内は軽量コンクリートの場合を示す

継手

1. 末端のフックは、定着および継手の長さには含まれない。
2. 継手位置は、応力の小さい位置に設けることを原則とする。
3. 直径の異なる材の継手は、細い方の材の継手長さとする。
4. 直径が28mm以上の場合は、重ね継手としてはならない。
5. 鉄筋径の差が7mmを超える場合は、圧接としてはならない。

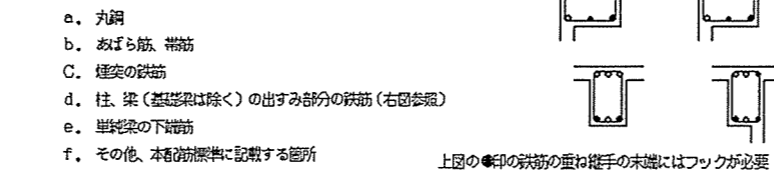


(4) かぶり厚さ

構造部分の種類	コンクリートの種類		
	普通コンクリート	普通コンクリート	軽量コンクリート
土に接しない部分			
土に接する部分	床スラブ・屋根スラブ・耐力壁以外の壁	仕上がりあり 仕上がりなし	20 (30) 20 (30)
	柱・はり	屋 仕上がりあり 内 仕上がりなし	30 (40) 30 (40)
土に接する部分	耐力壁	屋 仕上がりあり 外 仕上がりなし	30 (40) 40 ※1 (50)
	擁壁		40 (50) 40 (50)
土に接する部分	柱・はり・床スラブ・耐力壁・布基 礎立上り部		40 (50) 50 ※2 (60)
	基礎・擁壁		60 (70) 70 ※2 (80)

- (注)
- \*1. コンクリートの品質および施工方法に応じ、工事監理者の承認を受けて30mmとすることができる。
  - \*2. 軽量コンクリート1種および2種に適用する。
  - \*3. ( ) 内の値は日本建築学会の耐荷重設計による設計かぶり厚さの標準値である。
- (5) 鉄筋のあき  
丸筋1.7d以上(鉄筋間隔2.7d以上)      丸筋1.5d以上(鉄筋間隔2.5d以上)  
粗筋材の最大寸法の1.25倍以上かつ25以上

(6) 鉄筋のフック(a~f)に示す鉄筋の末端にはフックを付ける。



上図の●印の鉄筋の重ね継手の末端にはフックが必要

3. 使用構造材料

(1) コンクリート

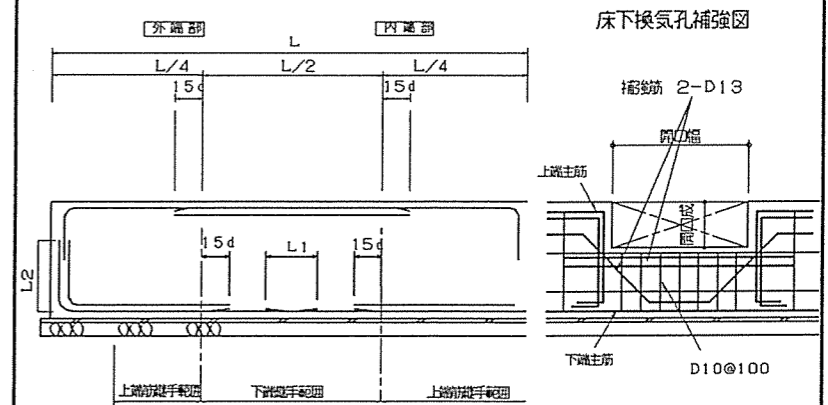
適用箇所	種類	設計基準強度kg/cm <sup>2</sup>	スランプcm	備考
捨コンクリート	普通	Fc=135, 150	20	
土間コンクリート	普通	Fc=180, 210	18	
基礎・基礎梁	普通	Fc=180, 210, 240	16	

単位水量は185kg/m<sup>3</sup>以下を原則とする。

(2) 鉄筋

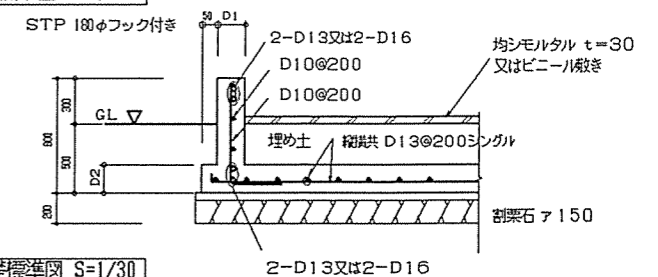
	材料	径	使用箇所
異形鉄筋	■SD295	D10, D13, D16	梁、スターラップ、スラブ、壁筋
	■SD345	D16, D19, D22, D25	床、梁、主筋

4. 基礎梁

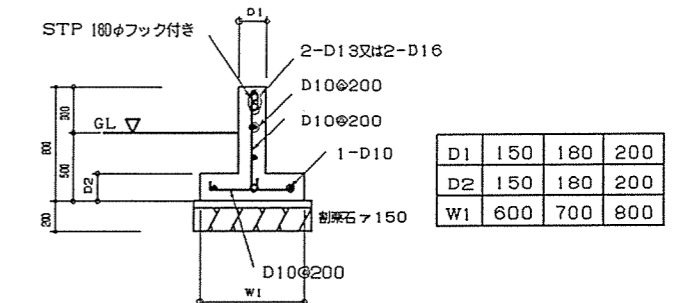


5. 基礎標準図

ベタ基礎標準図 S=1/30



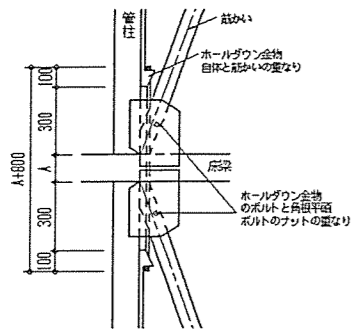
連続布基礎標準図 S=1/30



D1	150	180	200
D2	150	180	200
W1	600	700	800

長期許容曲げ耐力 fe = t/m<sup>2</sup>

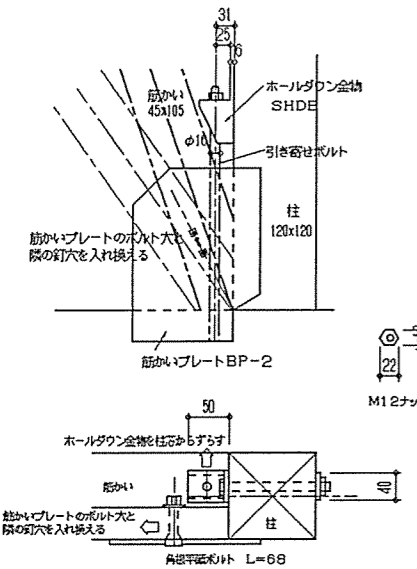
床梁との納まり



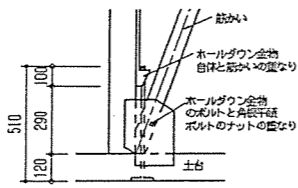
床梁（梁せいがAの時、ボルト長さL=A+800を使用する）

梁せいによるボルト長さ (mm)		
梁せい	筋かいが上下の一方にある時	筋かいが上下にある時
A	A+400	A+800
120	520	920
150	550	950
180	580	980
210	610	1010

筋かいプレートとホールダウン金物を同じ位置に取り付ける場合の納まり

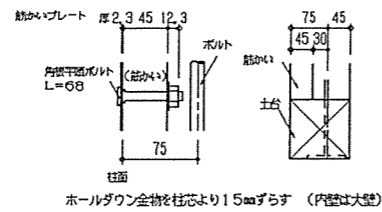


土台の納まり



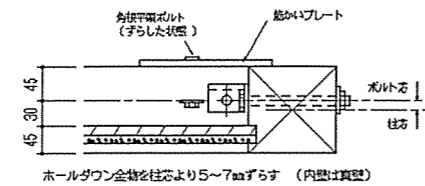
（土台が120mmの時、底金付きボルトL=510mmを使用する）

大壁の場合の納め方



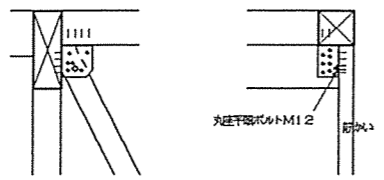
ホールダウン金物を柱芯より15mmずらす（内壁は大壁）

真壁の場合の納め方

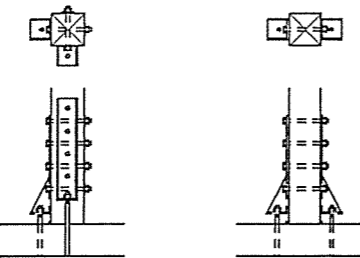


ホールダウン金物を柱芯より5~7mmずらす（内壁は真壁）

3階建用筋かい金物（例）

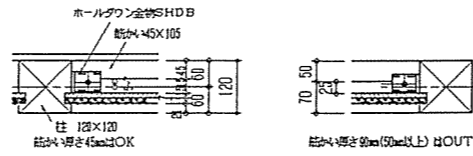


直交する場合の納め方 向い合わせに納める

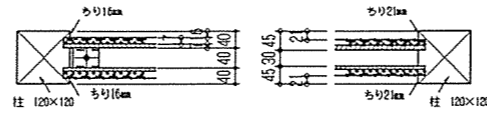


直交するときは上下方向に45mmずらす 六角ボルトを共有できるように正対させる

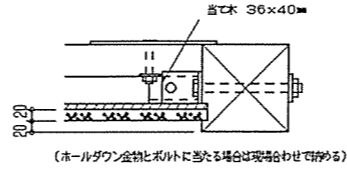
片側真壁における納まり



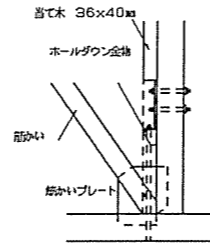
両側真壁（塗壁）における納まり



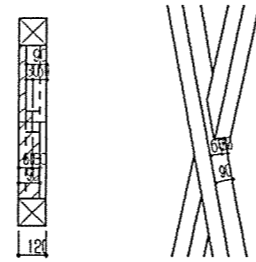
真壁における当て木の納まり



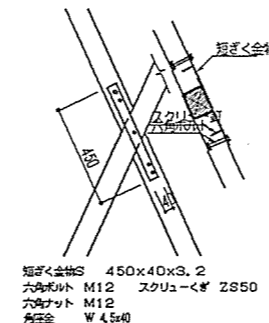
（ホールダウン金物とボルトに当たる場合は現場合わせで納める）



90x90 両筋かいの詳細図

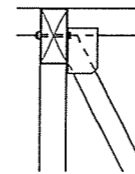


筋かい平筋金物

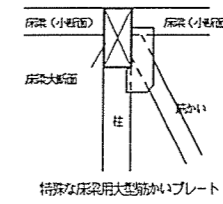


短ざく金物 450x40x3.2  
六角ボルト M12 スクリューキ Z850  
六角ナット M12  
角金 W 4.5x40

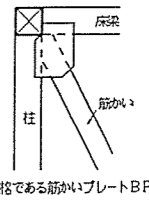
ボルトで締める筋かいプレート（例）



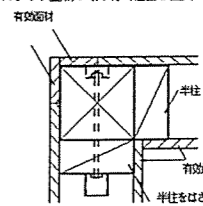
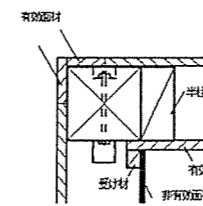
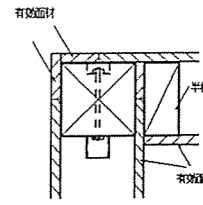
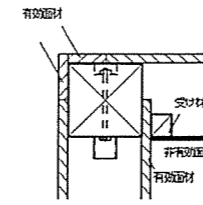
直交する床梁と筋かいの納まり②



直交する床梁と筋かいの納まり①



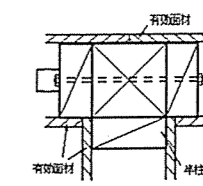
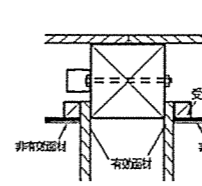
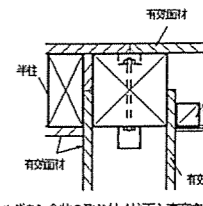
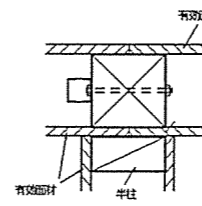
耐力壁の納まり



ホールダウン金物の取り付く柱面と直交する柱面に面材を併せず有効面材

半柱をばさむ場合長い六角ボルトを使う 受け材として半柱を使用する場合、長い六角ボルトを使用する

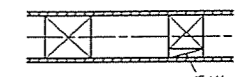
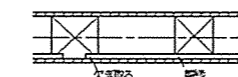
外壁丁字部周辺の納まり



ホールダウン金物の取り付く柱面と直交する柱面に面材を併せず有効面材

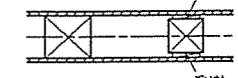
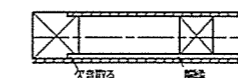
受け材として半柱を使用する場合、長い六角ボルトを使用する

柱の断面寸法が異なる場合の面材の納め方



柱の外面合わせ、内装側は一部の柱を欠き取り調整

柱の外面合わせ、内装側は受け材で調整



柱芯合わせ、外装側とも、一部の柱を欠き取り調整

柱芯合わせ、外装側も内装側も受け材で調整

## 設計方針

### 1. 仕上の概要

屋根 カラーベストコロニアル葺  
天井 ラス下地モルタル塗  
床 コンパネ下地フローリング貼  
内 壁 P. B下地ビニールクロス  
外 壁 防火サイディング貼り

2. 床面は根太の上構造用合板12m/m張りにて剛床とする。

### 3. 耐力壁仕様と壁倍率

1. 石膏ボード	厚さ12m/m	$\alpha=1.0$
2. 構造用合板	厚さ5m/m	$\alpha=2.5$
3. 厚さ4.5cm	巾9.0cmの木材片筋かい	$\alpha=2.0$
4. 厚さ9.0cm	巾9.0cmの木材片筋かい	$\alpha=3.0$
5. 厚さ4.5cm	巾9.0cmの木材両筋かい	$\alpha=4.0$
6. 厚さ9.0cm	巾9.0cmの木材両筋かい	$\alpha=5.0$

### 4. 梁材の断面欠損

端部欠損  $f_s \times 0.6$

### 5. 柱の土台に対するめり込み

変位を許容し、めり込み応力度は50%増し

### 6. 柱の浮き上がり

指定強度のホールダウン金物を使用する

### 7. 地盤 長期許容地耐力 $f_e = 3.0 \text{ t/m}^2$

### 8. 地業 布基礎

### 9. 使用木材

特記なきは下記による

柱	つが
梁	つが
根太	すぎ
母屋, 垂木	すぎ

### 10. 屋根荷重

所要壁長算定に際し46条の数値は屋根とする

### 11. 外壁荷重の算定に際し窓開口 e t c は外壁とする。

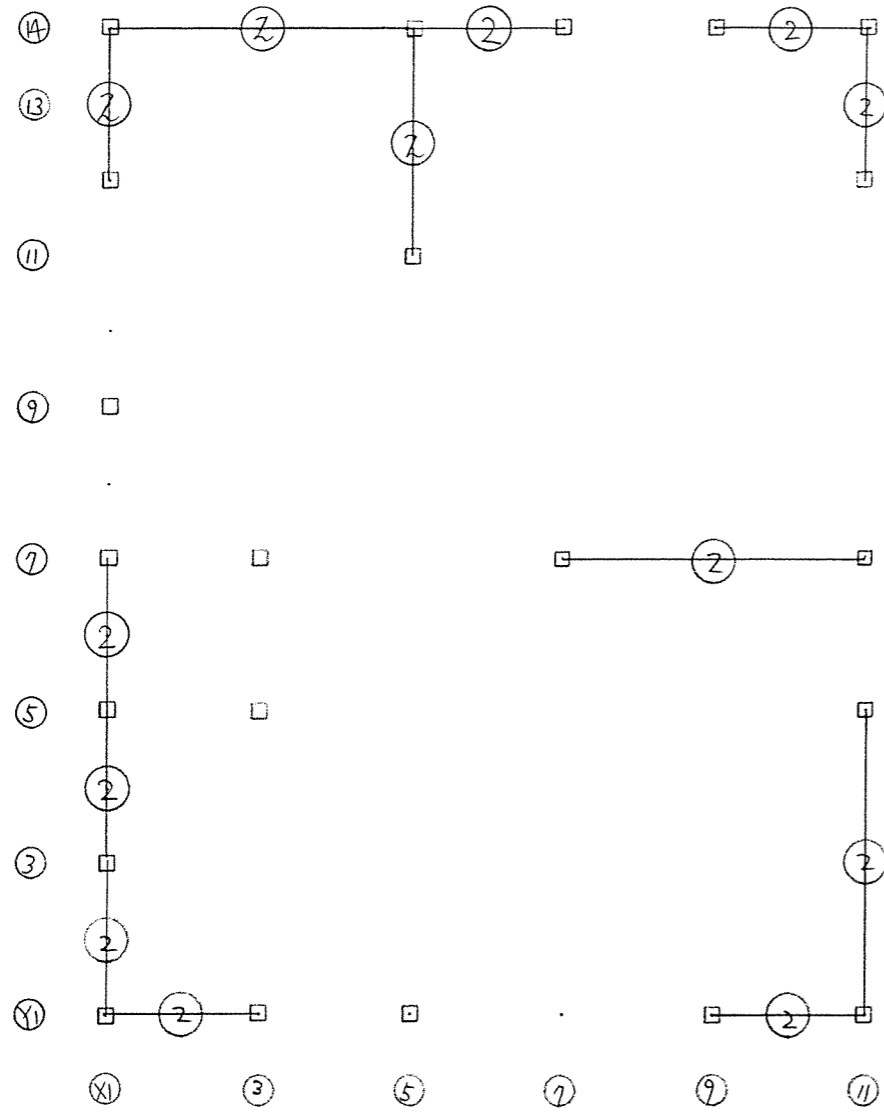


仮定荷重

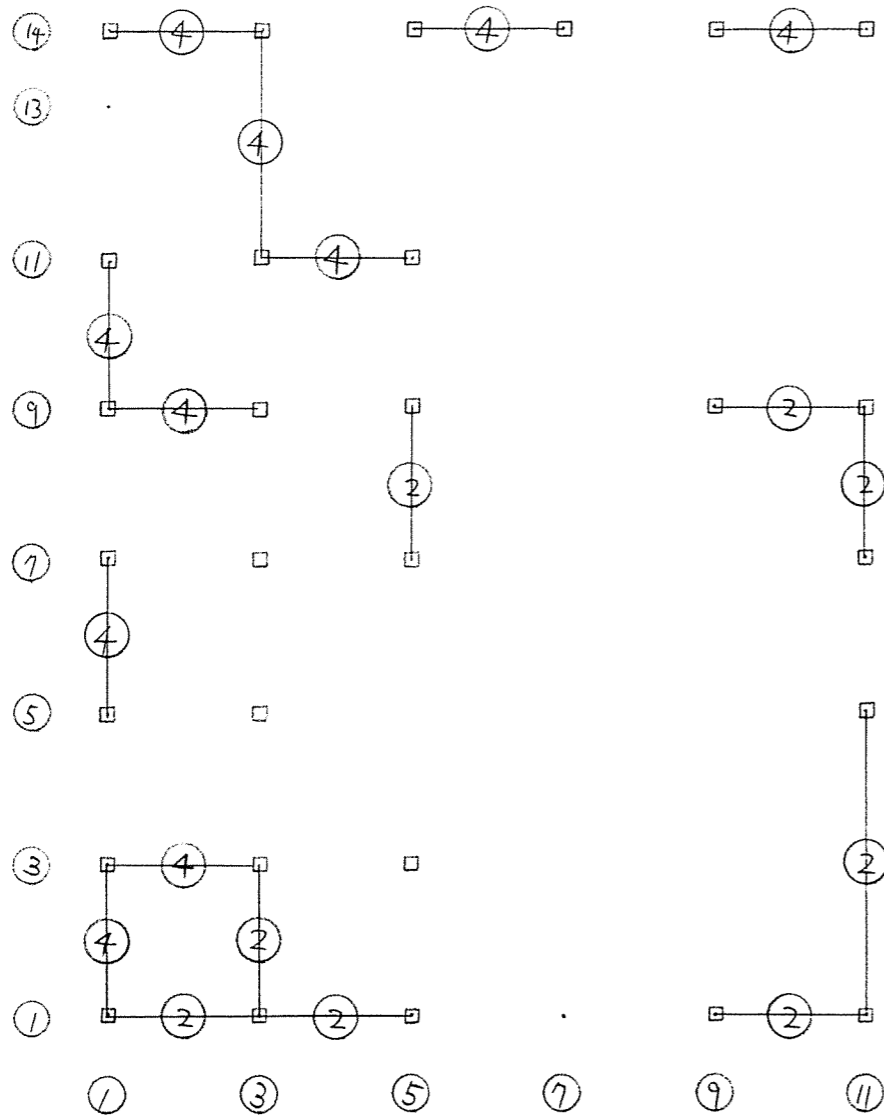
				床用	梁柱基礎用	地震用
屋根	厚形スレート	45				
	木造もや	10				
	天井(合板・繊維板)	15	D.L	80	80	80
	勾配割増し	10	L.L	90	65	30
		80 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	T.L	170	145	110
3階床	木造床	15				
	床ばり	10				
	天井(合板・繊維板)	15	D.L	60	60	60
	床組	10	L.L	180	130	60
	間仕切り	10				
	60 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	T.L	240	190	120	
2階床	木造床	15				
	床ばり	10				
	天井(合板・繊維板)	15	D.L	60	60	60
	床組	10	L.L	180	130	60
	間仕切り	10				
	60 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	T.L	240	190	120	
ベランダ	アスファルト防水	15				
	モルタル塗り	60				
	下地	10				
	床組	10	D.L	110	110	110
	天井(合板・繊維板)	15	L.L	180	130	60
	110 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	T.L	290	240	170	
外壁	サイディング張り	10				
	壁軸組	15				
	壁仕上	15	D.L	50	50	50
	仕上. その他	10	L.L	0	0	0
		50 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	T.L	50	50	50

仮定荷重

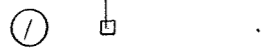
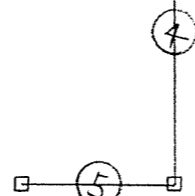
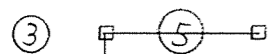
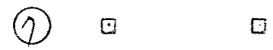
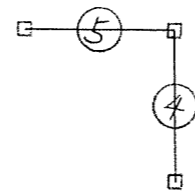
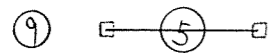
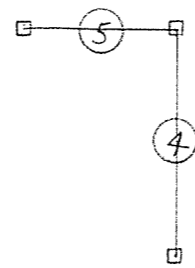
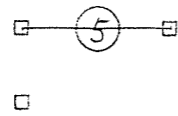
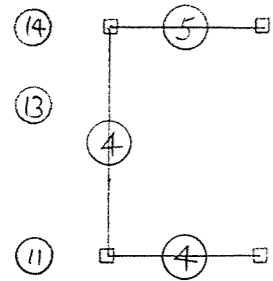
			床用	梁柱基礎用	地震用	
1階床	木造床	15				
	床ばり	10				
	床組	10				
	間仕切り	10				
		45 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	D.L	45	45	
			L.L	180	130	
			T.L	225	175	
基礎	布基礎	360				
	床盤	360				
			720 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	D.L	720	720
				L.L	0	0
			T.L	720	720	
			D.L	0	0	
			L.L	0	0	
		0 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	T.L	0	0	
			D.L	0	0	
			L.L	0	0	
		0 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	T.L	0	0	
			D.L	0	0	
			L.L	0	0	
		0 Kg/m, Kg/m <sup>2</sup>	T.L	0	0	



2 F



IF



(X) (3)

(5) (7)

(9) (11)

耐力壁の設計 3階 X方向

							$\alpha_i \cdot l_i$	Pi					
0.910	×	2	×	1	+	1.820	×	2	×	1	=	5.460	1092.0
1.820	×	2	×	1	+		×		×		=	3.640	728.0
0.910	×	2	×	3	+		×		×		=	5.460	1092.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
							14.560	2912.0					

耐力壁の設計 3階 Y方向

							$\alpha_i \cdot l_i$	Pi					
0.910	×	2	×	2	+		×		×		=	3.640	728.0
1.365	×	2	×	1	+		×		×		=	2.730	546.0
0.910	×	2	×	1	+	1.820	×	2	×	1	=	5.460	1092.0
0.910	×	2	×	2	+		×		×		=	3.640	728.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
							15.470	3094.0					

耐力壁の設計 2階 X方向

						$\alpha_i \cdot l_i$	Pi						
0.910	×	2	×	3	+	0.910	×	4	×	1	=	9.100	1820.0
0.910	×	4	×	1	+	0.910	×	2	×	1	=	5.460	1092.0
0.910	×	4	×	1	+	0.910	×	4	×	3	=	14.560	2912.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
						29.120		5824.0					

耐力壁の設計 2階 Y方向

						$\alpha_i \cdot l_i$	Pi						
0.910	×	4	×	2	+		×		×		=	7.280	1456.0
0.910	×	2	×	1	+	1.365	×	4	×	1	=	7.280	1456.0
0.910	×	2	×	1	+	1.820	×	2	×	1	=	5.460	1092.0
0.910	×	2	×	1	+	0.910	×	4	×	1	=	5.460	1092.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
						25.480		5096.0					

耐力壁の設計 1階 X方向

							$\alpha_i \cdot l_i$	Pi					
0.910	×	5	×	2	+	0.910	×	5	×	2	=	18.200	3640.0
0.910	×	4	×	1	+	0.910	×	5	×	3	=	17.290	3458.0
0.910	×	5	×	1	+		×		×		=	4.550	910.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
							40.040	8008.0					

耐力壁の設計 1階 Y方向

							$\alpha_i \cdot l_i$	Pi					
0.910	×	4	×	1	+	1.365	×	4	×	1	=	9.100	1820.0
0.910	×	4	×	1	+	1.820	×	4	×	1	=	10.920	2184.0
0.910	×	4	×	1	+	1.365	×	4	×	1	=	9.100	1820.0
0.910	×	4	×	1	+		×		×		=	3.640	728.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
	×		×		+		×		×		=	0.000	0.0
							32.760	6552.0					



総重量

柱	階数	項目	W	面積OR長さ(m)				W(t)	TW(t)
RF	ヤネ	ガ	0.110	4.500	×5.850	+	×	2.896	4.293
		ハ	0.050	4.500	×1.350	+4.500	×1.350	0.608	
		キ	0.050	5.850	×1.350	+5.850	×1.350	0.790	
		キ			×	+	×	0.000	
3F	3F FLOOR	ガ	0.120	4.500	×5.850	+	×	3.159	10.247
		ハ	0.050	5.850	×2.700	+5.850	×2.700	1.580	
		キ	0.050	4.500	×2.700	+4.500	×2.700	1.215	
		キ			×	+	×	0.000	
2F	2F FLOOR	ガ	0.120	4.500	×5.850	+	×	3.159	16.996
		バルコニー	0.170	4.500	×1.000	+	×	0.765	
		ガ	0.050	4.500	×2.73	+4.500	×2.730	1.229	
		キ	0.050	5.850	×2.730	+5.850	×2.730	1.597	
1F	1F FLOOR	ガ	0.105	4.500	×5.850	+	×	2.764	36.827
		ハ	0.050	4.500	×1.370	+4.500	×1.370	0.617	
		キ	0.050	5.850	×1.370	+5.850	×1.370	0.801	
		キ	0.720	4.500	×2.100	+5.850	×2.100	15.649	

\*地震層せん断力の算定\*

FLOOR	Wi	TWi	$\alpha$	Ai	Ci	Qi(ton)
RF	4.290	4.290	0.253	1.500	0.300	1.287
3F	5.950	10.240	0.603	1.197	0.239	2.452
2F	6.750	16.990	1.000	1.000	0.200	3.398

\* H= 8.450 m  $A_i=1+(1/\sqrt{a_i-a_i})*(2T/1+3T)$

T= 0.253  $C_i=Z*R_t*A_i*Co$

\* Tc= 0.800  $Q_i=C_i*TW_i$

$T=H*0.03$

\* Z= 1.000

\* Co= 0.200

\* Rt= 1.000

\* 46条に定める耐力壁量の算定

1) 地震力に対する所要壁長

階	床面積	単位壁長		所要壁長
		軽い屋根	重い屋根	
3	26.330	0.180		4.739 m
2	26.330	0.340		8.952 m
1	26.330	0.460		12.112 m

2) 風圧力に対する所要壁長

方向	階	見付面積				ΣAw	所要壁長
		1.610 × 2.925	+	1.350 × 5.850			
X	3	1.610 × 2.925	+	1.350 × 5.850		12.607	6.303
	2	1.350 × 5.850	+	1.350 × 5.850		28.402	14.201
	1	1.350 × 6.850	+	1.400 × 5.850		45.839	22.920
Y	3	1.610 × 4.500	+	1.350 × 4.500		13.320	6.660
	2	1.350 × 4.500	+	1.350 × 4.500		25.470	12.735
	1	1.350 × 4.500	+	1.400 × 4.500		37.845	18.923

所要壁長 ΣAw×0.5m/m<sup>2</sup>

風圧力の算定

階	H(m)	q	方向	面積	C	q*S*C	Q(t)
3F	8.45	0.174	X	12.61	1.20	2.64	2.64
	8.45	0.174	Y	13.32	1.20	2.79	2.79
2F	5.75	0.144	X	15.80	1.20	2.73	5.37
	5.75	0.144	Y	12.15	1.20	2.10	4.89
1F	3.05	0.105	X	17.44	1.20	2.19	7.56
	3.05	0.105	Y	12.38	1.20	1.56	6.44

\* 46条に定める所要壁長に対する有効壁長の比率 (安全率)

階	Ld Ln	Ld = 有効壁長 地震力に対して				Ln = 所要壁長 (必要壁長) 風圧力に対して			
		X方向		Y方向		X方向		Y方向	
		壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln
3	Ld	14.560	3.072	15.470	3.264	14.560	2.310	15.470	2.323
	Ln	4.739		4.739		6.303		6.660	
2	Ld	29.120	3.253	25.480	2.846	29.120	2.051	25.480	2.001
	Ln	8.952		8.952		14.201		12.735	
1	Ld	40.040	3.306	32.760	2.705	40.040	1.747	32.760	1.731
	Ln	12.112		12.112		22.920		18.923	

Ld/Ln > 1.0 O.K!

\* 耐力壁の耐力検討

方向	階	地震力に対して			風圧力に対して		
		ΣPi	ΣQi	ΣQi/ΣPi	ΣPi	ΣQi	ΣQi/ΣPi
X	3	2.912	1.290	0.443	2.912	2.639	0.906
	2	5.824	2.450	0.421	5.824	5.366	0.921
	1	8.008	3.400	0.425	8.008	7.558	0.944
Y	3	3.094	1.290	0.417	3.094	2.788	0.901
	2	5.096	2.450	0.481	5.096	4.886	0.959
	1	6.552	3.400	0.519	6.552	6.442	0.983

ΣPi 壁保有耐力      ΣQi 水平外力 (地震, 風)

ΣQi/ΣPi < 1.0 O.K!

※ 水平力による耐力壁の応力

$a$  : 耐力壁の倍率     $Q_i$  : 負担せん断力(t)     $V_i$  :  $Q_i$ による軸力(t)     $V$  : 水平力による軸力(t)     $P$  : 間柱

X方向

風圧力

3 F	$a$	2.00								2.00		
	$Q_i$	0.31								0.31		
	$V_i$	0.81								0.81		
	$V$	-0.81	0.81	0					-0.81	0.81		
2 F	$a$	2.00	2.00							2.00		
	$Q_i$	0.30	0.30							0.30		
	$V_i$	0.80	0.80							0.80		
	$V$	-1.61	0.81	0.80					-1.61	1.61		
1 F	$a$									5.00		
	$Q_i$									0.90		
	$V_i$									2.42		
	$V$	-1.21		1.21					-4.04	4.04		
	X	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Y1通り

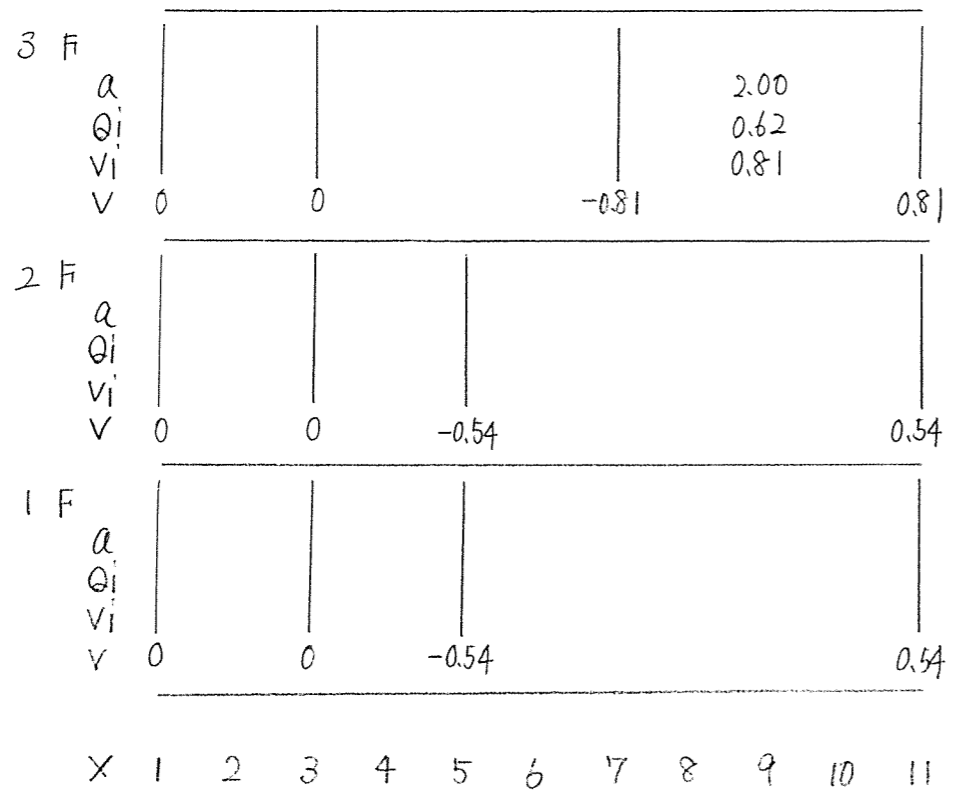
3 F	a		
	Q <sub>i</sub>		
	V <sub>i</sub>		
	V	0	

2 F	a	4.00		
	Q <sub>i</sub>	0.61		
	V <sub>i</sub>	1.60		
	V	-1.60	1.60	0

1 F	a	5.00		
	Q <sub>i</sub>	0.90		
	V <sub>i</sub>	2.42		
	V	-4.03	4.03	0

X 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11

Y 3通り

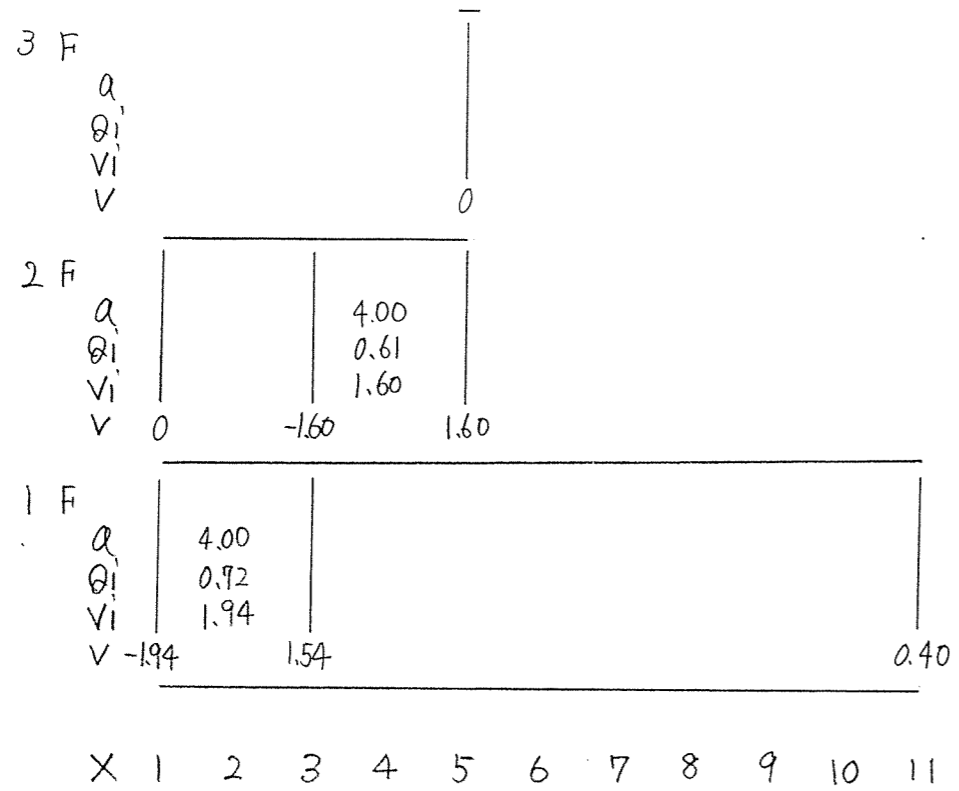


Y 7通り

3 F											
a											
Q <sub>i</sub>											
V <sub>i</sub>											
V	0										
2 F											
a	4.00							2.00			
Q <sub>i</sub>	0.61							0.30			
V <sub>i</sub>	1.60							0.80			
V	-1.60	1.60	0					-0.80	0.80		
1 F											
a	5.00							5.00			
Q <sub>i</sub>	0.90							0.90			
V <sub>i</sub>	2.42							2.42			
V	-4.03	4.03	0					-3.23	3.23		

X 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11

Y 9 通り



Y 11 通り



3 F											
$a_i$		2.00							2.00		
$Q_i$		0.62							0.61		
$V_i$		3.81							0.81		
$V$	-0.81		0.81		0			-0.81		0.81	

2 F											
$a_i$		4.00			4.00				4.00		
$Q_i$		0.61			0.61				0.61		
$V_i$		1.60			1.60				1.60		
$V$	-2.42		1.60		-0.79		1.60		-2.42		2.42

1 F											
$a_i$		5.00			5.00				5.00		
$Q_i$		0.90			0.90				0.90		
$V_i$		2.42			2.42				2.42		
$V$	-4.84		4.03		-3.22		4.03		-4.84		4.84

X 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11

Y 14 通 Y

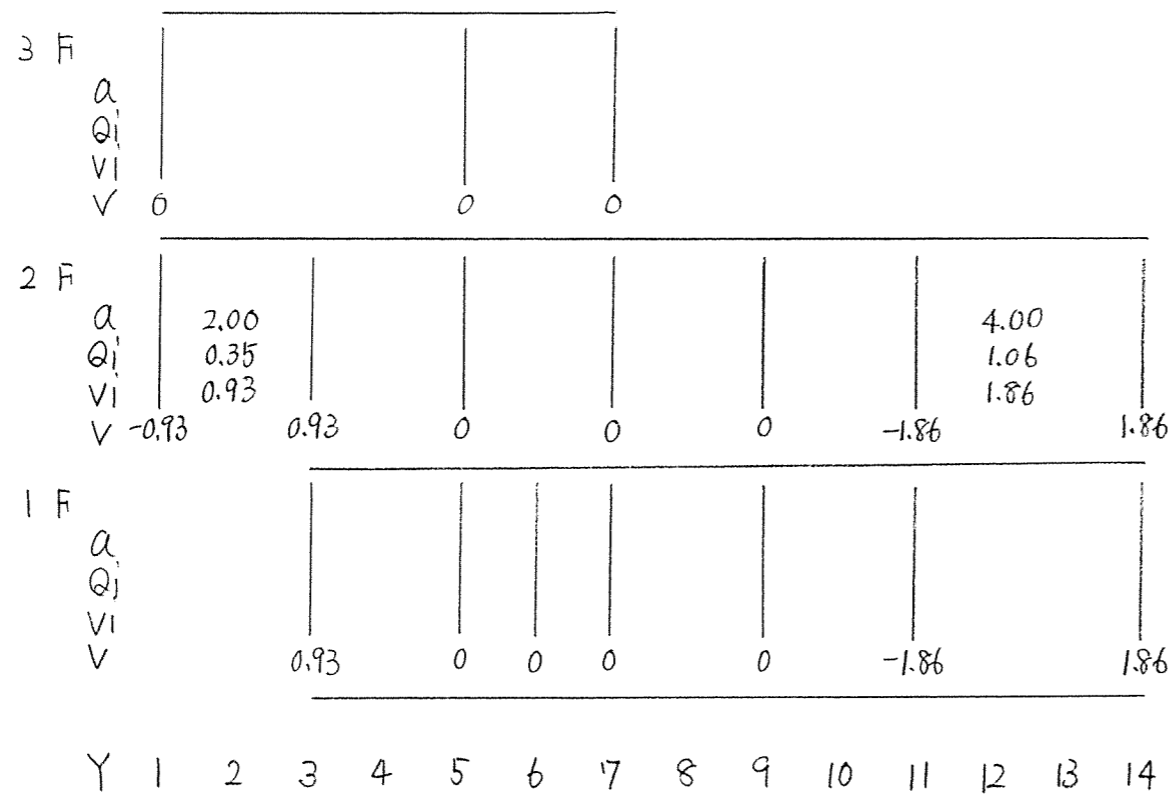
Y 方向

風圧力

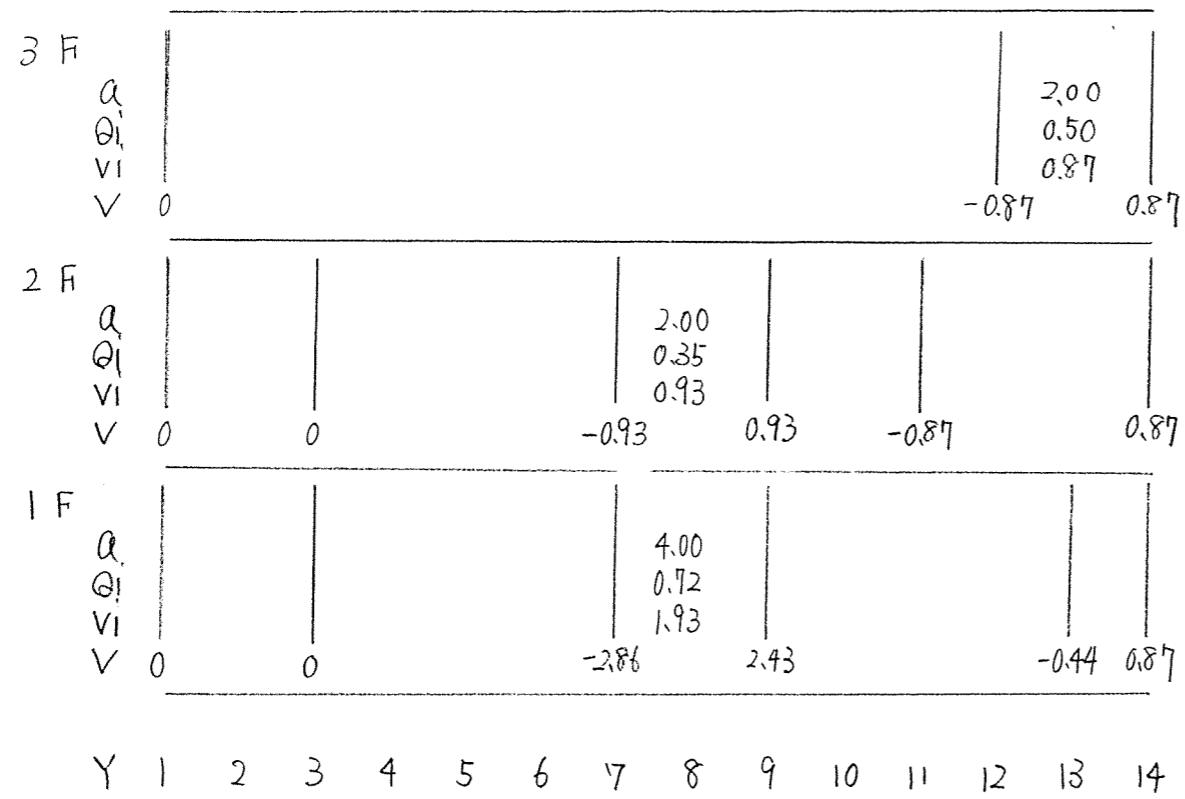
3 F	$Q$	2.00										2.00	
	$Q_i$	0.33										0.33	
	$V_i$	0.87										0.87	
	$V$	-0.87	0.87	0	0	0						-0.87	0.87
2 F	$Q$	4.00							4.00				
	$Q_i$	0.71							0.71				
	$V_i$	1.86							1.86				
	$V$	-2.73	-2.73	0	0	-1.86			1.28				0.58
1 F	$Q$	4.06										4.00	
	$Q_i$	0.72										1.08	
	$V_i$	1.93										1.93	
	$V$	-4.67	4.67	0	0	-1.86			-0.65				2.51

Y 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14

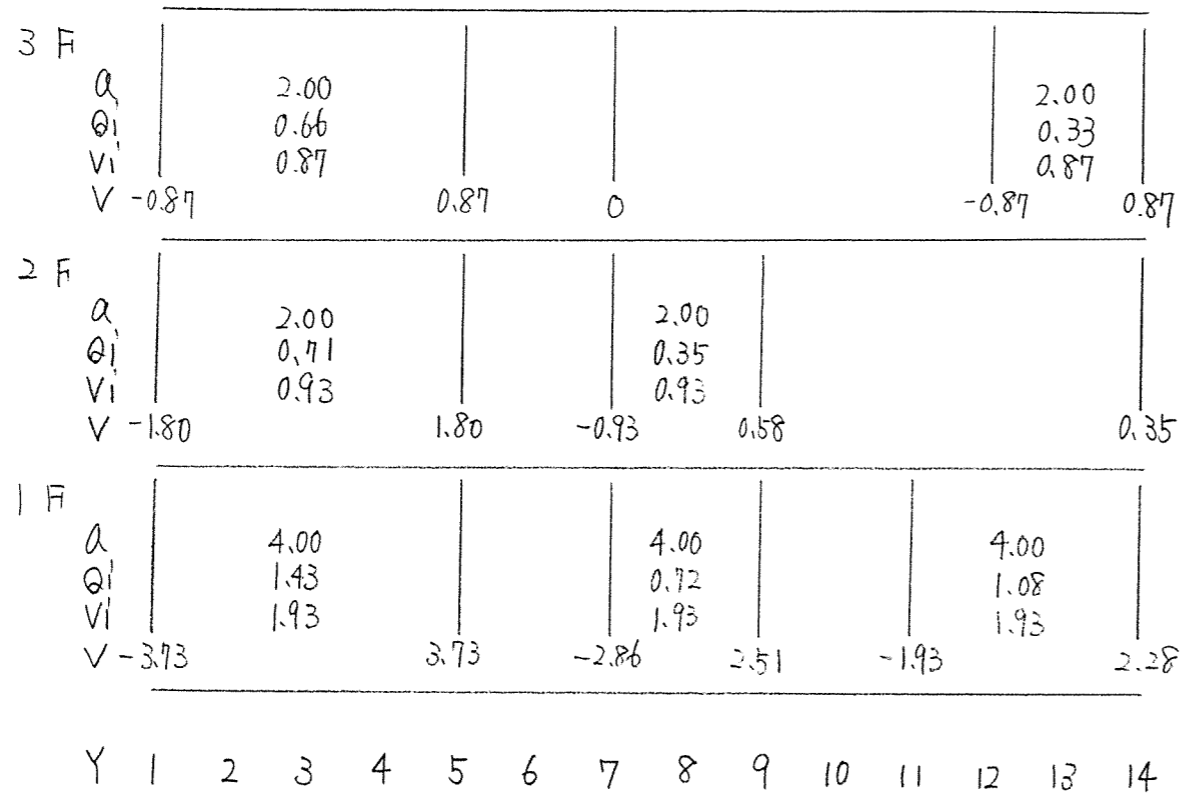
×1 通り



X3通り



X 5通り



X 11 通り

等分布荷重

2F X9 Y9-Y14 120x150

$$w = 0.260 \text{ t/m} \rightarrow 2.600 \text{ kg/cm}$$

$$l = 2.275 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{0.260 * 5.176}{8} = 0.168 \text{ tm}$$

$$A = 180 \text{ cm}^2$$

$$Z = 450 \text{ cm}^3$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{0.260 * 2.275}{2} = 0.296 \text{ t}$$

$$I = 3375 \text{ cm}^4$$

$$W = 0.260 \text{ t/m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{0.168 * 10^5}{450} = 37.380 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 85$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{37.380}{85} = 0.440 < 1.0 \text{ K!}$$

$$E = 80000$$

$$B = 12.0 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 * 296}{180} = 2.465 < 7.0 \text{ K!}$$

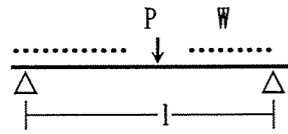
$$H = 15.0 \text{ cm}$$

せん断許容力度 7 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 * 2.600 * 2678709414}{384 * 80000 * 0.5 * 3375} = \frac{34823222382.812}{5184000000} = 0.672$$

$$\frac{0.672}{228} = \frac{1}{339} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$$

2F X5 Y9-Y13 120x180



$l = 1.820 \text{ m}$

$A = 216 \text{ cm}^2$

$Z = 648 \text{ cm}^3$

$I = 5832 \text{ cm}^4$

$w = 0.260 \text{ t/m}$

$P = 0.760 \text{ t}$

$fb = 85$

$E = 80000$

$B = 12.000 \text{ cm}$

$H = 18.000 \text{ cm}$

$w = 0.260 \text{ t/m} \rightarrow 2.600 \text{ kg/cm}$

$P = 0.760 \text{ t} \rightarrow 760.0 \text{ kg}$

$MO = \frac{w \cdot l^2}{8} + \frac{P \cdot l}{4} = \frac{0.260}{8} * 3.312 + \frac{0.760 * 1.820}{4} = 0.453 \text{ tm} \quad 45345.3 \text{ kgcm}$

$Q = \frac{w \cdot l}{2} + \frac{P}{2} = \frac{0.260}{2} * 1.820 + \frac{0.760}{2} = 0.617 \text{ t} \quad 616.6 \text{ kg}$

$\sigma_b = \frac{MO}{Z} = \frac{0.453 * 10^5}{648} = 69.98 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{\sigma_b}{fb} = \frac{69.98}{85} = 0.823 < 1 \text{ O.K. !}$

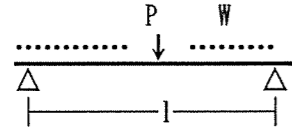
$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.500 * 616.600}{216} = 4.282 < 7 \text{ O.K. !}$

$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} + \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5.0 * 2.600}{384.0 * 80000 * 0.5 * 5832.0} + \frac{760 * 6028568}{48.0 * 80000 * 0.5 * 5832.000} = 0.159 + 0.409 = 0.568 \text{ cm}$

せん断許容力度 7 kg/cm<sup>2</sup>

$\frac{0.568}{182} = \frac{1}{320} < \frac{1}{300} \text{ O.K. !}$

2F Y1 X1-X5 120 x 180

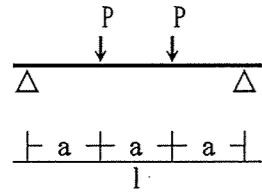


W=	=	0.580 t/m → 5.800 kg/cm	
P=	=	0.260 t → 260.0 kg	
l=	1.820 m	MO=	$\frac{w*l*l}{8} + \frac{P*l}{4} = \frac{0.580}{8} * \frac{3.312}{4} + \frac{0.260 * 1.820}{4} = 0.358 \text{ tm} \quad 35844.9 \text{ kg cm}$
A=	216 cm <sup>2</sup>	Q=	$\frac{w*l}{2} + \frac{P}{2} = \frac{0.580}{2} * \frac{1.820}{2} + \frac{0.260}{2} = 0.658 \text{ t} \quad 657.8 \text{ kg}$
Z=	648 cm <sup>3</sup>		
I=	5832 cm <sup>4</sup>	σ b=	$\frac{MO}{z} = \frac{0.358 * 10^5}{648} = 55.32 \text{ kg/cm}^2$
W=	0.580 t/m	$\frac{\sigma b}{fb} = \frac{55.32}{85} = 0.651 < 1 \text{ O.K !}$	
P=	0.260 t		
fb=	85	τ =	$\frac{1.5*Q}{A} = \frac{1.500 * 657.800}{216} = 4.568 < 7 \text{ O.K !}$
E=	80000		
B=	12.000 cm		
H=	18.000 cm	δ =	$\frac{5*w*l*l*l*l}{384*E*0.5*I} = \frac{5.0 * 5.800 * 1097199376}{384.0 * 80000 * 0.5 * 5832.0} +$
せん断許容力度	7 kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{P*l*l*l}{48*E*0.5*I} = \frac{260 * 6028568}{48.0 * 80000 * 0.5 * 5832.000} = 0.355 + 0.140 = 0.495 \text{ cm}$	
		$\frac{0.495}{182} = \frac{1}{368} < \frac{1}{300} \text{ O.K !}$	



集中荷重

3 F Y7 X5-X11 120 x 240



\*  $l = 2.730 \text{ m}$

$A = 288 \text{ cm}^2$

$Z = 1152 \text{ cm}^3$

$I = 13824 \text{ cm}^4$

\*  $P = 0.470 \text{ t}$

\*  $f_b = 85$

\*  $E = 80000$

\*  $B = 12.0 \text{ cm}$

\*  $H = 24.0 \text{ cm}$

\* せん断許容力度  $7 \text{ kg/cm}^2$

$P = 0.470 \text{ t} \rightarrow 470.0 \text{ kg}$

$Q = 0.470 \text{ t} \rightarrow 470.0 \text{ kg}$

$M_0 = \frac{P \cdot l}{3} = \frac{0.470 * 2.730}{3} = 0.428 \text{ tm} \rightarrow 42770 \text{ kg cm}$

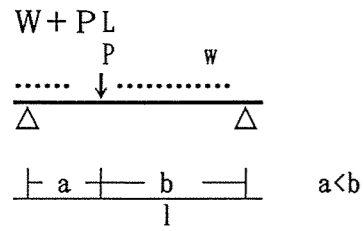
$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{0.428 * 10^5}{1152} = 37.127 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{37.127}{85} = \underline{0.437 < 1 \text{ O.K!}}$

$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 * 470}{288} = \underline{2.448 < 7 \text{ O.K!}}$

$\delta = \frac{23 \cdot P \cdot l \cdot l \cdot l}{648 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{23 * 470 * 20346417}{648 * 80000 * 0.5 * 13824} = \frac{219944767770.000}{358318080000} = 0.614 \text{ cm}$

$\frac{0.614}{273} = \frac{1}{445} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$



3F X11 Y9-Y14 105x180

- l= 2.275 m
- a= 1.365 m
- b= 0.91 m
- A= 189 cm<sup>2</sup>
- Z= 567 cm<sup>3</sup>
- I= 5103 cm<sup>4</sup>
- W= 0.220 t/m
- P= 0.17 t
- fb= 85
- E= 80000
- B= 10.5 cm
- H= 18.0 cm

$$W = 0.220 \text{ t/m} \quad 2.200 \text{ kg/cm}$$

$$P = 0.170 \text{ t} \quad 170.000 \text{ kg}$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} + \frac{P \cdot b}{l} = \frac{0.220 * 2.275}{2} + \frac{0.170 * 0.910}{2.275} = 0.318 \text{ t} \quad 318.3 \text{ kg}$$

$$M = \frac{w \cdot l^2}{8} + \frac{P \cdot a \cdot b}{l} = \frac{0.220 * 5.176}{8} + \frac{0.170 * 1.365 * 0.91}{2.275} = 0.235 \text{ tm} \quad 23515 \text{ kgcm}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{23515.0}{567} = 41.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{41.5}{85} = 0.488 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.5 * 318.3}{189} = 2.526 < 7 \text{ O.K. !}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 * 2.2 * 2678709414}{384 * 80000 * 0.5 * 5103} +$$

$$\frac{P b (l^3 - b^3)}{9 \sqrt{3} \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{154.7 * 4.348^{2/3}}{15.6 * 40000.0 * 11609.3} = 0.37592 + 0.193 = 0.5696 \text{ cm}$$

$$\frac{0.570}{227.5} = \frac{1}{399} < \frac{1}{300} \text{ O.K. !}$$

せん断許容力度 7 kg/cm<sup>2</sup>

等分布荷重

3F X5 Y3-Y7 120 x 120

$$w = 0.260 \text{ t/m} \rightarrow 2.600 \text{ kg/cm}$$

$$l = 1.820 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{w * l * l}{8} = \frac{0.260 * 3.312}{8} = 0.108 \text{ tm}$$

$$A = 144 \text{ cm}^2$$

$$Z = 288 \text{ cm}^3$$

$$Q = \frac{w * l}{2} = \frac{0.260 * 1.820}{2} = 0.237 \text{ t}$$

$$I = 1728 \text{ cm}^4$$

$$W = 0.260 \text{ t/m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{0.108 * 10^5}{288} = 37.380 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 85$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{37.380}{85} = 0.440 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$E = 80000$$

$$B = 12.0 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{1.5 * Q}{A} = \frac{1.50 * 237}{144} = 2.465 < 7 \text{ O.K. !}$$

$$H = 12.0 \text{ cm}$$

せん断許容力度 7 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 * w * l * l * l}{384 * E * 0.5 * I} = \frac{5 * 2.600 * 3.312 * 3.312}{384 * 80000 * 0.5 * 1728} = \frac{14263591888.000}{26542080000} = 0.537$$

$$\frac{0.537}{182} = \frac{1}{339} < \frac{1}{300} \text{ O.K. !}$$

等分布荷重

3F X9 Y1-Y7 120x180

$$w = 0.250 \text{ t/m} \rightarrow 2.500 \text{ kg/cm}$$

$$l = 2.730 \text{ m} \quad M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{0.250 \cdot 7.453}{8} = 0.233 \text{ tm}$$

$$A = 216 \text{ cm}^2$$

$$Z = 648 \text{ cm}^3 \quad Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{0.250 \cdot 2.730}{2} = 0.341 \text{ t}$$

$$I = 5832 \text{ cm}^4$$

$$W = 0.250 \text{ t/m} \quad \sigma_b = \frac{M_0}{Z} = \frac{0.233 \cdot 10^5}{648} = 35.942 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 85$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{35.942}{85} = 0.423 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$E = 80000$$

$$B = 12.0 \text{ cm} \quad \tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 \cdot 341}{216} = 2.370 < 7 \text{ O.K. !}$$

$$H = 18.0 \text{ cm}$$

せん断許容力度 7 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 \cdot 2.500}{384 \cdot 80000 \cdot 0.5} \cdot \frac{5554571841}{5832} = \frac{69432148012.500}{89579520000} = 0.775$$

$$\frac{0.775}{273} = \frac{1}{352} < \frac{1}{300} \text{ O.K. !}$$

等分布荷重

RF X11 Y1-Y5 105 x 105

$$w = 0.130 \text{ t/m} \rightarrow 1.300 \text{ kg/cm}$$

$$l = 1.820 \text{ m}$$

$$M0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{0.130 * 3.312}{8} = 0.054 \text{ tm}$$

$$A = 110 \text{ cm}^2$$

$$Z = 193 \text{ cm}^3$$

$$Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{0.130 * 1.820}{2} = 0.118 \text{ t}$$

$$I = 1013 \text{ cm}^4$$

$$W = 0.130 \text{ t/m}$$

$$\sigma_b = \frac{M0}{z} = \frac{0.054 * 10^5}{193} = 27.898 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 85$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{27.898}{85} = 0.328 < 1 \text{ O.K!}$$

$$E = 80000$$

$$B = 10.5 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 * 118}{110} = 1.610 < 7 \text{ O.K!}$$

$$H = 10.5 \text{ cm}$$

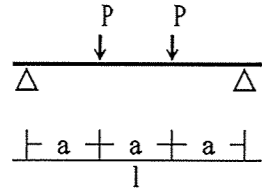
せん断許容力度 7 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 * 1.300}{384 * 80000 * 0.5 * 1013} * \frac{1097199376}{15558480000} = 0.458$$

$$\frac{0.458}{182} = \frac{1}{397} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$$

集中荷重

RF Y9 X5-X11 105x180



\* l = 2.730 m

A = 189 cm<sup>2</sup>

Z = 567 cm<sup>3</sup>

I = 5103 cm<sup>4</sup>

\* P = 0.250 t

\* fb = 85

\* E = 80000

\* B = 10.5 cm

\* H = 18.0 cm

\* せん断許容力度 7 kg/cm<sup>2</sup>

P = 0.250 t → 250.0 kg

Q = 0.250 t → 250.0 kg

M0 =  $\frac{P \cdot l}{3} = \frac{0.250 \cdot 2.730}{3} = 0.228 \text{ tm} \rightarrow 22750 \text{ kg cm}$

$\sigma_b = \frac{M0}{z} = \frac{0.228 \cdot 10^5}{567} = 40.123 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{\sigma_b}{fb} = \frac{40.123}{85} = 0.472 < 1 \text{ O.K!}$

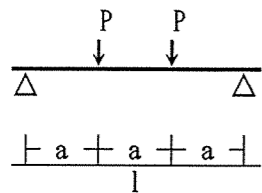
$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.5 \cdot 250}{189} = 1.984 < 7 \text{ O.K!}$

$\delta = \frac{23 \cdot P \cdot l \cdot l \cdot l}{648 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{23 \cdot 250 \cdot 20346417}{648 \cdot 80000 \cdot 0.5 \cdot 5103} = \frac{116991897750.000}{132269760000} = 0.884 \text{ cm}$

$\frac{0.884}{273} = \frac{1}{309} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$

集中荷重

RF X9 Y1-Y7 105 x 210



\*  $l = 2.730 \text{ m}$

$A = 221 \text{ cm}^2$

$Z = 772 \text{ cm}^3$

$I = 8103 \text{ cm}^4$

\*  $P = 0.400 \text{ t}$

\*  $f_b = 85$

\*  $E = 80000$

\*  $B = 10.5 \text{ cm}$

\*  $H = 21.0 \text{ cm}$

\* せん断許容力度  $7 \text{ kg/cm}^2$

$P = 0.400 \text{ t} \rightarrow 400.0 \text{ kg}$

$Q = 0.400 \text{ t} \rightarrow 400.0 \text{ kg}$

$M_0 = \frac{P \cdot l}{3} = \frac{0.400 * 2.730}{3} = 0.364 \text{ tm} \rightarrow 36400 \text{ kgcm}$

$\sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{0.364 * 10^5}{772} = 47.166 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{47.166}{85} = 0.555 < 1 \text{ O.K!}$

$\tau = \frac{1.5 \cdot Q}{A} = \frac{1.50 * 400}{221} = 2.721 < 7 \text{ O.K!}$

$\delta = \frac{23 \cdot P \cdot l \cdot l \cdot l}{648 \cdot E \cdot 0.5 \cdot l} = \frac{23 * 400 * 20346417}{648 * 80000 * 0.5 * 8103} = \frac{187187036400.000}{210039480000} = 0.891 \text{ cm}$

$\frac{0.891}{273} = \frac{1}{306} < \frac{1}{300} \text{ O.K!}$

根 太

杉 45 x 105

$$w = 190.000 \text{ kg/m}$$

$$l = 91.00 \text{ cm} \quad M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{190.000 \cdot 83}{8} = 1967 \text{ kg/cm}$$

$$A = 47 \text{ cm}^2$$

$$Z = 83 \text{ cm}^3 \quad Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{190.000 \cdot 0.91}{2} = 86 \text{ kg}$$

$$I = 434 \text{ cm}^4$$

$$W = 190 \text{ Kg/m} \quad \sigma_b = \frac{M_0}{Z} = \frac{1967}{83} = 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 75$$

$$E = 70000 \quad \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24}{75} = 0.317 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$B = 4.5 \text{ cm} \quad \tau = \frac{Q}{A \cdot fs} = \frac{86}{47 \cdot 6.000} = 0.305 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$H = 10.5 \text{ cm}$$

せん断許容力度 6 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 \cdot 190.00 \cdot 68574961}{384 \cdot 70000 \cdot 0.5 \cdot 434} = \frac{65146212950.000}{5834430000} = 11$$

$$\frac{11.166}{9100} = \frac{1}{815} < \frac{1}{200} \text{ O.K. !}$$



母屋

杉 90 x 90

$$w = 80.000 \text{ kg/m}$$

$$l = 135.00 \text{ cm} \quad M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{80.000 \cdot 182}{8} = 1823 \text{ kg/cm}$$

$$A = 81 \text{ cm}^2$$

$$Z = 122 \text{ cm}^3 \quad Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{80.000 \cdot 1.35}{2} = 54 \text{ kg}$$

$$I = 547 \text{ cm}^4$$

$$W = 80 \text{ Kg/m} \quad \sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{1823}{122} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 75$$

$$E = 70000 \quad \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{15}{75} = 0.200 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$B = 9.0 \text{ cm} \quad \tau = \frac{Q}{A \cdot f_s} = \frac{54}{81 \cdot 6.000} = 0.111 < 1 \text{ O.K. !}$$

$$H = 9.0 \text{ cm}$$

せん断許容力度 6 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 \cdot 80.000}{384 \cdot 70000 \cdot 0.5} \cdot \frac{332150625}{547} = \frac{132860250000.000}{7348320000} = 18$$

$$\frac{18.080}{13500} = \frac{1}{747} < \frac{1}{200} \text{ O.K. !}$$

垂 木

杉 45 x 50

$$w = 80.000 \text{ kg/m}$$

$$l = 91.00 \text{ cm} \quad M_0 = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{80.000 \cdot 83}{8} = 828 \text{ kg/cm}$$

$$A = 23 \text{ cm}^2$$

$$Z = 19 \text{ cm}^3 \quad Q = \frac{w \cdot l}{2} = \frac{80.000 \cdot 0.91}{2} = 36 \text{ kg}$$

$$I = 47 \text{ cm}^4$$

$$W = 80 \text{ Kg/m} \quad \sigma_b = \frac{M_0}{z} = \frac{828}{19} = 44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 75$$

$$E = 70000 \quad \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{44}{75} = 0.589 < 1 \text{ O.K!}$$

$$B = 4.5 \text{ cm} \quad \tau = \frac{Q}{A \cdot f_s} = \frac{36}{23 \cdot 6.000} = 0.270 < 1 \text{ O.K!}$$

$$H = 5.0 \text{ cm}$$

せん断許容力度 6 kg/cm<sup>2</sup>

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot 0.5 \cdot I} = \frac{5 \cdot 80.000}{384 \cdot 70000 \cdot 0.5} \cdot \frac{68574961}{47} = \frac{27429984400.000}{630000000} = 44$$

$$\frac{43.540}{9100} = \frac{1}{209} < \frac{1}{200} \text{ O.K!}$$

準備計算 柱軸力

柱	階数	項目	W	面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)	
X1-Y14	3F	桁	0.145	0.900	×0.450	+0.000	×0.000	0.059	0.150
		カ	0.050	0.900	×1.350	+0.450	×1.350	0.091	
					×0.000	+	×	0.000	
					×0.000	+0.000	×0.000	0.000	
								0.150	0.150
	2F	3F FLOOR	0.190	0.450	×0.670	+	×	0.057	0.358
		カ	0.050	0.450	×2.700	+0.670	×2.700	0.151	
					×0.000	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
								0.208	0.358
	1F	2F FLOOR	0.190	0.450	×0.670	+	×	0.057	0.569
		カ	0.050	0.450	×2.730	+0.670	×2.730	0.153	
					×0.000	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
								0.210	0.569
								0.000	0.569
								0.000	
								0.000	
								0.000	

柱	階数	項目	W	面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)	
X11-Y1	3F	桁	0.145	0.450	×0.900	+	×	0.059	0.150
		カ	0.050	0.450	×1.350	+0.900	×1.350	0.091	
					×0.000	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
								0.150	0.150
	2F	3F FLOOR	0.190	0.450	×0.900	+	×	0.077	0.409
		カ	0.050	0.450	×2.700	+0.900	×2.700	0.182	
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
								0.259	0.409
	1F	2F FLOOR	0.190	0.450	×0.900	+	×	0.077	0.778
		ハ	0.240	0.450	×1.000	+	×	0.108	
		カ	0.050	0.450	×2.730	+0.900	×2.730	0.184	
					×	+	×	0.000	
								0.369	0.778
								0.000	0.778
								0.000	
								0.000	
								0.000	

柱	階数	項目	W	面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)	
X9-Y1	3F	ヤネ	0.145	1.350	×1.350	+	×	0.264	0.355
		カ <sup>*</sup> イキ	0.050	1.350	×1.350	+0.000	×0.000	0.091	
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
								0.355	
	2F	3F FLOOR	0.190	1.350	×1.350	+	×	0.346	0.884
		カ <sup>*</sup> イキ	0.050	1.350	×2.700	+	×	0.182	
					×0.000	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
								0.529	
	1F	2F FLOOR	0.190	1.350	×1.350	+	×	0.346	1.736
		ハ <sup>*</sup> ルコ <sup>-</sup>	0.240	1.350	×1.000	+	×	0.324	
		カ <sup>*</sup> イキ	0.050	1.350	×2.700	+	×	0.182	
					×	+	×	0.000	
								0.853	
				×	+	×	0.000	1.736	
				×	+	×	0.000		
				×	+	×	0.000		
				×	+	×	0.000		
							0.000		

準備計算 柱軸力

柱	階数	項目	W	面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)		
X5-Y3	3F				×	+	×	0.000		
								0.000		
								0.000		
								0.000		
								0.000		
0.000	0.000									
	2F	3F FLOOR	0.190	1.350	×	1.350	+	×	0.346	
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	
0.346	0.346									
	1F	2F FLOOR	0.190	1.350	×	1.350	+	×	0.346	
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	
0.346	0.693									
					×	+	×	0.000		
								0.000		
								0.000		
								0.000		
								0.000		0.693

柱	階数	項目	W	面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)		
X5-Y7	3F				×	+	×	0.000		
								0.000		
								0.000		
								0.000		
								0.000		
0.000	0.000									
	2F	3F FLOOR	0.190	1.350	×	1.350	+	×	0.346	
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	
0.346	0.346									
	1F	2F FLOOR	0.190	1.350	×	1.350	+	×	0.346	
									0.000	
									0.000	
									0.000	
									0.000	
0.346	0.693									
					×	+	×	0.000		
								0.000		
								0.000		
								0.000		
								0.000		0.693

柱	階数	項目	W	面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)		
X7-Y7	3F	桁	0.145	1.350	×	1.350	+	×	0.264	0.264
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
	2F				×		+	×	0.000	0.264
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
	1F				×		+	×	0.000	0.264
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	0.264
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	
					×		+	×	0.000	

準備計算 柱軸力

柱	階数	項目	W	面積OR長さ(m)			W(t)	TW(t)	
X1-Y12	3F	ヤネ	0.145	1.130	×0.900	+	×	0.147	0.224
		カイキ	0.050	1.130	×1.350	+	×	0.076	
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
								0.224	
	2F				×	+	×	0.000	0.224
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
	1F				×	+	×	0.000	0.224
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	0.224
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	
					×	+	×	0.000	

柱の設計

3F X1-Y14

*	長期	NL =	0.150 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.031} = 85.78$
*	地震時	Nk =	0.870 t	
	短期	$\Sigma N =$	1.020 t	
	短期浮き上り	Nu =	0.720	$30 < \lambda \leq 100$
*	つが	B =	10.5 cm	$LfK = fc (1.3 - \lambda/100) = 65.0 (1.3 - 85.8/100) = 65.0 * 0.442 = 28.744 \text{ kg/cm}^2$
*		H =	10.5 cm	$SfK = LfK * 2 = 57.49 \text{ kg/cm}^2$
		A =	110 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{LfK * A} = \frac{150}{28.744 * 110} = 0.47 < 1.0 \text{ OK!}$
		I =	1013 cm <sup>4</sup>	
		i =	3.031 cm	$\frac{NS}{SfK * A} = \frac{1020}{57.489 * 110} = 0.161 < 1.0 \text{ OK!}$
*		Lfc =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	260.0 cm	
*	めり込み許容応力度 =		20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

$$Ae = 10.5 * 10.5 - 3 * 9 = 83.3 \text{ cm}^2$$

$$LNa = 83 * 20.0 = \underline{1665} > 150 \text{ Kg O.K. !}$$

$$SNa = 83 * 40.0 = \underline{3330} > 1020 \text{ Kg O.K. !}$$



柱の設計

1 F X1-Y14

*	長期	NL =	0.570 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{265}{3.464} = 76.50$
*	地震時	Nk =	4.840 t	
	短期	$\Sigma N =$	5.410 t	
	短期浮き上り	Nu =	4.270	<u><math>30 &lt; \lambda \leq 100</math></u>
*	つが	B =	12.0 cm	$L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 76.5 / 100) = 65.0 * 0.535 = 34.776 \text{ kg/cm}^2$
*		H =	12.0 cm	$S f K = L f K * 2 = 69.55 \text{ kg/cm}^2$
		A =	144 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{L f K * A} = \frac{570}{34.776 * 144} = 0.114 < 1.0 \text{ OK!}$
		I =	1728 cm <sup>4</sup>	
		i =	3.464 cm	$\frac{NS}{S f K * A} = \frac{5410}{69.551 * 144} = 0.540 < 1.0 \text{ OK!}$
*		L f c =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	265.0 cm	
*	めり込み許容応力度=		20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

$$A_e = 12.0 * 12.0 - 3 * 9 = 117.0 \text{ cm}^2$$

$$L N_a = 117 * 20.0 = \underline{2340} > 570 \text{ Kg O.K!}$$

$$S N_a = 117 * 40.0 = \underline{4680} > 5410 \text{ Kg O.K!}$$

柱の設計

2F X1-Y14

*	長期	NL =	0.360 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.464} = 75.06$
*	地震時	Nk =	2.420 t	
	短期	$\Sigma N =$	2.780 t	<u><math>30 &lt; \lambda \leq 100</math></u>
	短期浮き上り	Nu =	2.060	
*	つが	B =	12.0 cm	$L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 75.1 / 100) = 65.0 * 0.549 = 35.714 \text{ kg/cm}^2$
*		H =	12.0 cm	$S f K = L f K * 2 = 71.43 \text{ kg/cm}^2$
		A =	144 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{L f K * A} = \frac{360}{35.714 * 144} = 0.070 < 1.0 \text{ OK!}$
		I =	1728 cm <sup>4</sup>	
		i =	3.464 cm	$\frac{NS}{S f K * A} = \frac{2780}{71.428 * 144} = 0.270 < 1.0 \text{ OK!}$
*		L f c =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	260.0 cm	
*	めり込み許容応力度 =		20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

$$A_e = 12.0 * 12.0 - 3 * 9 = 117.0 \text{ cm}^2$$

$$L N_a = 117 * 20.0 = \underline{2340} > 360 \text{ Kg } \text{O.K. !}$$

$$S N_a = 117 * 40.0 = \underline{4680} > 2780 \text{ Kg } \text{O.K. !}$$

柱の設計

2F X5-Y7

*	長期	NL =	0.350 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.031} = 85.78$
*	地震時	Nk =	0.930 t	
	短期	$\Sigma N =$	1.280 t	
	短期浮き上り	Nu =	0.580	<u><math>30 &lt; \lambda \leq 100</math></u>
*	つが	B=	10.5 cm	$L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 85.8 / 100) = 65.0 * 0.442 = 28.744 \text{ kg/cm}^2$
*		H=	10.5 cm	$S f K = L f K * 2 = 57.49 \text{ kg/cm}^2$
		A=	110 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{L f K * A} = \frac{350}{28.744 * 110} = 0.110 < 1.0 \text{ OK!}$
		I=	1013 cm <sup>4</sup>	
		i=	3.031 cm	$\frac{NS}{S f K * A} = \frac{1280}{57.489 * 110} = 0.202 < 1.0 \text{ OK!}$
*		L f c =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	260.0 cm	
*	めり込み許容応力度=		20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

Ae=	10.5 *	10.5 -	3 *	9 =	83.3 cm <sup>2</sup>
L Na=	83 *	20.0 =	<u>1665 &gt;</u>	350 Kg	O.K !
S Na=	83 *	40.0 =	<u>3330 &gt;</u>	1280 Kg	O.K !

柱の設計

1F X5-Y7

*	長期	NL =	0.690 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{265}{3.464} = 76.50$
*	地震時	Nk =	2.860 t	
	短期	$\Sigma N =$	3.550 t	
	短期浮き上り	Nu =	2.170	<u><math>30 &lt; \lambda \leq 100</math></u>
*	つが	B =	12.0 cm	$L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 76.5 / 100) = 65.0 * 0.535 = 34.776 \text{ kg/cm}^2$
*		H =	12.0 cm	$S f K = L f K * 2 = 69.55 \text{ kg/cm}^2$
		A =	144 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{L f K * A} = \frac{690}{34.776 * 144} = 0.138 < 1.0 \text{ OK!}$
		I =	1728 cm <sup>4</sup>	
		i =	3.464 cm	$\frac{NS}{S f K * A} = \frac{3550}{69.551 * 144} = 0.354 < 1.0 \text{ OK!}$
*		L f c =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	265.0 cm	
*	めり込み許容応力度=		20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

$$A_e = 12.0 * 12.0 - 3 * 9 = 117.0 \text{ cm}^2$$

$$L N_a = 117 * 20.0 = \underline{2340} > 690 \text{ Kg } \text{O.K. !}$$

$$S N_a = 117 * 40.0 = \underline{4680} > 3550 \text{ Kg } \text{O.K. !}$$

柱の設計

2F X5-Y3

*	長期	NL =	0.350 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.031} = 85.78$
*	地震時	Nk =	0.000 t	
	短期	$\Sigma N =$	0.350 t	
	短期浮き上り	Nu =	-0.350	<u><math>30 &lt; \lambda \leq 100</math></u>
*	つが	B=	10.5 cm	$L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 85.8 / 100) = 65.0 * 0.442 = 28.744 \text{ kg/cm}^2$
*		H=	10.5 cm	$S f K = L f K * 2 = 57.49 \text{ kg/cm}^2$
		A=	110 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{L f K * A} = \frac{350}{28.744 * 110} = 0.110 < 1.0 \text{ OK!}$
		I=	1013 cm <sup>4</sup>	
		i=	3.031 cm	$\frac{NS}{S f K * A} = \frac{350}{57.489 * 110} = 0.055 < 1.0 \text{ OK!}$
*		L f c =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	260.0 cm	
*	めり込み許容応力度=		20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

Ae=	10.5 *	10.5 -	3 *	9 =	83.3 cm <sup>2</sup>
L Na=	83 *	20.0 =	<u>1665 &gt;</u>	350 Kg	O.K !
S Na=	83 *	40.0 =	<u>3330 &gt;</u>	350 Kg	O.K !

柱の設計

1 F X5-Y3

<p>* 長期 NL = 0.690 t</p> <p>* 地震時 Nk = 0.000 t</p> <p>短期 ΣN = 0.690 t</p> <p>短期浮き上り Nu = -0.690</p>	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{265}{3.464} = 76.50$
	$30 < \lambda \leq 100$
<p>* つが B= 12.0 cm</p>	$L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 76.5 / 100) = 65.0 * 0.535 = 34.776 \text{ kg/cm}^2$
<p>* H= 12.0 cm</p>	$S f K = L f K * 2 = 69.55 \text{ kg/cm}^2$
<p>A= 144 cm<sup>2</sup></p> <p>I= 1728 cm<sup>4</sup></p> <p>i= 3.464 cm</p>	$\frac{NL}{L f K * A} = \frac{690}{34.776 * 144} = 0.138 < 1.0 \text{ OK!}$
<p>* L f c = 65.0 kg/cm<sup>2</sup></p>	$\frac{NS}{S f K * A} = \frac{690}{69.551 * 144} = 0.069 < 1.0 \text{ OK!}$
<p>* L = 265.0 cm</p>	
<p>* めり込み許容応力度= 20.0 kg/cm<sup>2</sup></p>	

めり込み検討

$$A_e = 12.0 * 12.0 - 3 * 9 = 117.0 \text{ cm}^2$$

$$L N_a = 117 * 20.0 = \underline{2340} > 690 \text{ Kg O.K. !}$$

$$S N_a = 117 * 40.0 = \underline{4680} > 690 \text{ Kg O.K. !}$$

柱の設計

3F X9-Y1

<p>* 長期 NL = 0.360 t</p> <p>* 地震時 Nk = 0.810 t</p> <p>短期 ΣN = 1.170 t</p> <p>短期浮き上り Nu = 0.450</p> <p>* つが B= 10.5 cm</p> <p>* H= 10.5 cm</p> <p>A= 110 cm<sup>2</sup></p> <p>I= 1013 cm<sup>4</sup></p> <p>i= 3.031 cm</p> <p>* L f c = 65.0 kg/cm<sup>2</sup></p> <p>* L = 260.0 cm</p> <p>* めり込み許容応力度= 20.0 kg/cm<sup>2</sup></p>	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.031} = 85.78$ $30 < \lambda \leq 100$ $L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 85.8 / 100) = 65.0 * 0.442 = 28.744 \text{ kg/cm}^2$ $S f K = L f K * 2 = 57.49 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{NL}{L f K * A} = \frac{360}{28.744 * 110} = 0.114 < 1.0 \text{ OK!}$ $\frac{NS}{S f K * A} = \frac{1170}{57.489 * 110} = 0.185 < 1.0 \text{ OK!}$
--	---

めり込み検討

$$A_e = 10.5 * 10.5 - 3 * 9 = 83.3 \text{ cm}^2$$

$$L N_a = 83 * 20.0 = \underline{1665} > 360 \text{ Kg O.K. !}$$

$$S N_a = 83 * 40.0 = \underline{3330} > 1170 \text{ Kg O.K. !}$$

柱の設計

2F X9-Y1

<p>* 長期 NL = 0.880 t</p> <p>* 地震時 Nk = 1.610 t</p> <p>短期 ΣN = 2.490 t</p> <p>短期浮き上り Nu = 0.730</p> <p>* つが B= 10.5 cm</p> <p>* H= 10.5 cm</p> <p>A= 110 cm<sup>2</sup></p> <p>I= 1013 cm<sup>4</sup></p> <p>i= 3.031 cm</p> <p>* L f c = 65.0 kg/cm<sup>2</sup></p> <p>* L = 260.0 cm</p> <p>* めり込み許容応力度= 20.0 kg/cm<sup>2</sup></p>	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.031} = 85.78$ $30 < \lambda \leq 100$ $L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 85.8 / 100) = 65.0 * 0.442 = 28.744 \text{ kg/cm}^2$ $S f K = L f K * 2 = 57.49 \text{ kg/cm}^2$ $\frac{NL}{L f K * A} = \frac{880}{28.744 * 110} = 0.278 < 1.0 \text{ OK!}$ $\frac{NS}{S f K * A} = \frac{2490}{57.489 * 110} = 0.393 < 1.0 \text{ OK!}$
--	---

めり込み検討

$$A_e = 10.5 * 10.5 - 3 * 9 = 83.3 \text{ cm}^2$$

$$L N_a = 83 * 20.0 = \underline{1665} > 880 \text{ Kg O.K. !}$$

$$S N_a = 83 * 40.0 = \underline{3330} > 2490 \text{ Kg O.K. !}$$



柱の設計

1F X9-Y1

*	長期	NL =	1.740 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{265}{3.464} = 76.50$
*	地震時	Nk =	4.040 t	
	短期	$\Sigma N =$	5.780 t	
	短期浮き上り	Nu =	2.300	$30 < \lambda \leq 100$
*	つが	B =	12.0 cm	$LfK = fc (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 76.5 / 100) = 65.0 * 0.535 = 34.776 \text{ kg/cm}^2$
*		H =	12.0 cm	$SfK = LfK * 2 = 69.55 \text{ kg/cm}^2$
		A =	144 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{LfK * A} = \frac{1740}{34.776 * 144} = 0.347 < 1.0 \text{ OK!}$
		I =	1728 cm <sup>4</sup>	
		i =	3.464 cm	$\frac{NS}{SfK * A} = \frac{5780}{69.551 * 144} = 0.577 < 1.0 \text{ OK!}$
*		Lfc =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	265.0 cm	
*	めり込み許容応力度 =		20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

$$Ae = 12.0 * 12.0 - 3 * 9 = 117.0 \text{ cm}^2$$

$$LNa = 117 * 20.0 = \underline{2340} > 1740 \text{ Kg O.K. !}$$

$$SNa = 117 * 40.0 = \underline{4680} > 5780 \text{ Kg O.K. !}$$

柱の設計

3F X11-Y1

*	長期	NL =	0.150 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.031} = 85.78$
*	地震時	Nk =	0.870 t	
	短期	$\Sigma N =$	1.020 t	
	短期浮き上り	Nu =	0.720	$30 < \lambda \leq 100$
*	つが	B =	10.5 cm	$LfK = fc (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 85.8 / 100) = 65.0 * 0.442 = 28.744 \text{ kg/cm}^2$
*		H =	10.5 cm	$SfK = LfK * 2 = 57.49 \text{ kg/cm}^2$
		A =	110 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{LfK * A} = \frac{150}{28.744 * 110} = 0.47 < 1.0 \text{ OK!}$
		I =	1013 cm <sup>4</sup>	
		i =	3.031 cm	$\frac{NS}{SfK * A} = \frac{1020}{57.489 * 110} = 1.61 < 1.0 \text{ OK!}$
*		Lfc =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	260.0 cm	
*	めり込み許容応力度 =		20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

$$Ae = 10.5 * 10.5 - 3 * 9 = 83.3 \text{ cm}^2$$

$$LNa = 83 * 20.0 = \underline{1665} > 150 \text{ Kg O.K. !}$$

$$SNa = 83 * 40.0 = \underline{3330} > 1020 \text{ Kg O.K. !}$$

柱の設計

2F X11-Y1

\* 長期 NL = 0.410 t

\* 地震時 Nk = 1.800 t

短期 ΣN = 2.210 t

短期浮き上り Nu = 1.390

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.464} = 75.06$$

$30 < \lambda \leq 100$

\* つが B = 12.0 cm

\* H = 12.0 cm

A = 144 cm<sup>2</sup>

I = 1728 cm<sup>4</sup>

i = 3.464 cm

\* L f c = 65.0 kg/cm<sup>2</sup>

\* L = 260.0 cm

\* めり込み許容応力度 = 20.0 kg/cm<sup>2</sup>

$$L f K = f c (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 75.1 / 100) = 65.0 * 0.549 = 35.714 \text{ kg/cm}^2$$

$$S f K = L f K * 2 = 71.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{NL}{L f K * A} = \frac{410}{35.714 * 144} = 0.080 < 1.0 \text{ OK!}$$

$$\frac{NS}{S f K * A} = \frac{2210}{71.428 * 144} = 0.215 < 1.0 \text{ OK!}$$

めり込み検討

$$A_e = 12.0 * 12.0 - 3 * 9 = 117.0 \text{ cm}^2$$

$$L N_a = 117 * 20.0 = \underline{2340} > 410 \text{ Kg O.K. !}$$

$$S N_a = 117 * 40.0 = \underline{4680} > 2210 \text{ Kg O.K. !}$$

柱の設計

1F X11-Y1

*	長期	NL =	0.780 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{265}{3.464} = 76.50$
*	地震時	Nk =	4.040 t	
	短期	$\Sigma N =$	4.820 t	
	短期浮き上り	Nu =	3.260	$30 < \lambda \leq 100$
*	つが	B =	12.0 cm	$LfK = f_c (1.3 - \lambda/100) = 65.0 (1.3 - 76.5/100) = 65.0 * 0.535 = 34.776 \text{ kg/cm}^2$
*		H =	12.0 cm	$SfK = LfK * 2 = 69.55 \text{ kg/cm}^2$
		A =	144 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{LfK * A} = \frac{780}{34.776 * 144} = 0.156 < 1.0 \text{ OK!}$
		I =	1728 cm <sup>4</sup>	
		i =	3.464 cm	$\frac{NS}{SfK * A} = \frac{4820}{69.551 * 144} = 0.481 < 1.0 \text{ OK!}$
*		Lfc =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	265.0 cm	
*	めり込み許容応力度	=	20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

$A_e = 12.0 * 12.0 - 3 * 9 = 117.0 \text{ cm}^2$

$LNa = 117 * 20.0 = \underline{2340} > 780 \text{ Kg O.K!}$

$SNa = 117 * 40.0 = \underline{4680} > 4820 \text{ Kg O.K!}$

柱の設計

3F X7-Y7

*	長期	NL =	0.260 t	$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{260}{3.031} = 85.78$
*	地震時	Nk =	0.810 t	
	短期	$\Sigma N =$	1.070 t	
	短期浮き上り	Nu =	0.550	$30 < \lambda \leq 100$
*	つが	B =	10.5 cm	$LfK = fc (1.3 - \lambda / 100) = 65.0 (1.3 - 85.8 / 100) = 65.0 * 0.442 = 28.744 \text{ kg/cm}^2$
*		H =	10.5 cm	$SfK = LfK * 2 = 57.49 \text{ kg/cm}^2$
		A =	110 cm <sup>2</sup>	$\frac{NL}{LfK * A} = \frac{260}{28.744 * 110} = 0.082 < 1.0 \text{ OK!}$
		I =	1013 cm <sup>4</sup>	
		i =	3.031 cm	$\frac{NS}{SfK * A} = \frac{1070}{57.489 * 110} = 0.169 < 1.0 \text{ OK!}$
*		Lfc =	65.0 kg/cm <sup>2</sup>	
*		L =	260.0 cm	
*	めり込み許容応力度	=	20.0 kg/cm <sup>2</sup>	

めり込み検討

$$Ae = 10.5 * 10.5 - 3 * 9 = 83.3 \text{ cm}^2$$

$$LN_a = 83 * 20.0 = \underline{1665} > 260 \text{ Kg O.K!}$$

$$SN_a = 83 * 40.0 = \underline{3330} > 1070 \text{ Kg O.K!}$$

## 柱引抜きの検討

1.	3階 X1.Y14	$V_r = 0.870 \times 0.800 - 0.150 =$	0.546 t
2.	2階 X1.Y14	$V_r = 2.420 \times 0.800 - 0.360 =$	1.576 t
3.	1階 X1.Y14	$V_r = 4.840 \times 0.800 - 0.570 =$	3.302 t
4.	3階 X11.Y1	$V_r = 0.870 \times 0.800 - 0.150 =$	0.546 t
5.	2階 X11.Y1	$V_r = 1.800 \times 0.800 - 0.410 =$	1.030 t
6.	1階 X11.Y1	$V_r = 4.040 \times 0.800 - 0.780 =$	2.452 t
7.	3階 X9.Y1	$V_r = 0.810 \times 0.500 - 0.360 =$	0.045 t
8.	2階 X9.Y1	$V_r = 1.610 \times 0.500 - 0.880 =$	-0.075 t
9.	1階 X9.Y1	$V_r = 4.040 \times 0.500 - 1.740 =$	0.280 t
10.	2階 X5.Y7	$V_r = 0.930 \times 0.500 - 0.350 =$	0.115 t

柱引抜きを検討

1.	1階 X5.Y7	$V_r = 2.860 \times 0.500 - 0.690 =$	0.740 t
2.	3階 X7.Y7	$V_r = 0.810 \times 0.500 - 0.260 =$	0.145 t
3.	3階 X1.Y12	$V_r = 0.870 \times 0.500 - 0.220 =$	0.215 t
4.		$V_r = \quad x \quad - \quad =$	0.000 t
5.		$V_r = \quad x \quad - \quad =$	0.000 t
6.		$V_r = \quad x \quad - \quad =$	0.000 t
7.		$V_r = \quad x \quad - \quad =$	0.000 t
8.		$V_r = \quad x \quad - \quad =$	0.000 t
9.		$V_r = \quad x \quad - \quad =$	0.000 t
10.		$V_r = \quad x \quad - \quad =$	0.000 t

基礎梁の検討

w= 24 Kg/cm

L= 180 cm

ft= 2000 Kg/cm

d= 72 cm

付着応力度 = 18 Kg/cm<sup>2</sup>

$$M = \frac{24 * 180 * 180}{8} = 97200 \text{ kg/cm}$$

$$a_t = \frac{97200}{2000 * 7/8 * 72} = 0.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{\hspace{2cm}}$$

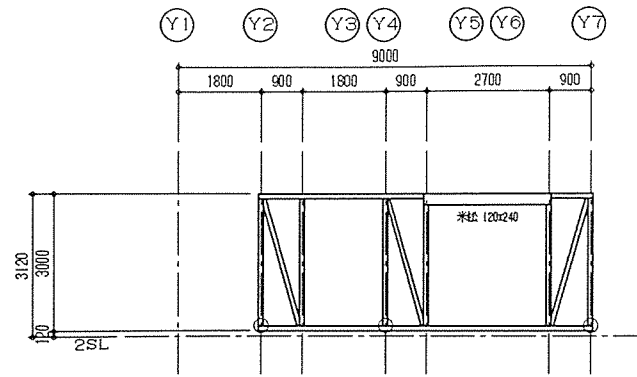
$$Q = \frac{24 * 180}{2} = 2160 \text{ kg}$$

$$\phi = \frac{2160}{18 * 7/8 * 72} = 1.90 \text{ cm} > \underline{\hspace{2cm}}$$

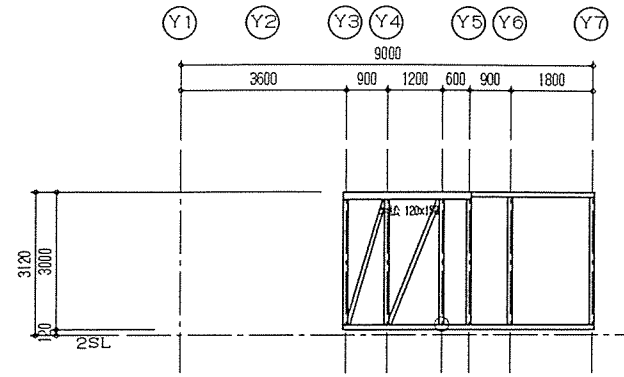


層間変形角、剛性率、偏心率の算定は 益子勝幸邸を入力例にしています。

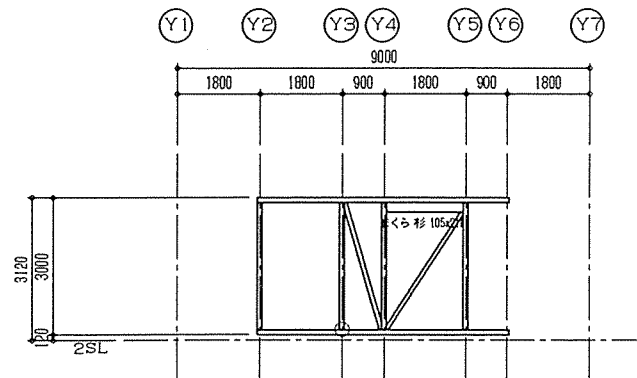




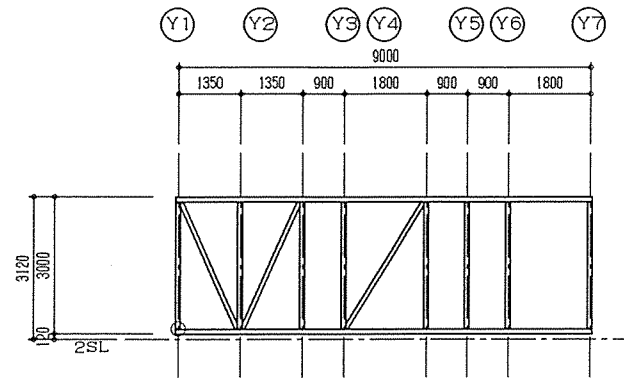
X1通り軸組図 1/100



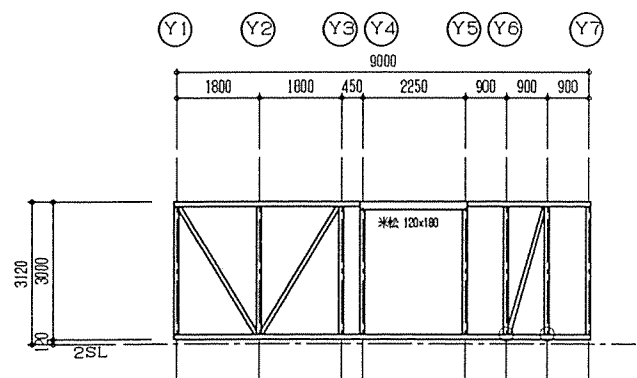
X8通り軸組図 1/100



X3通り軸組図 1/100

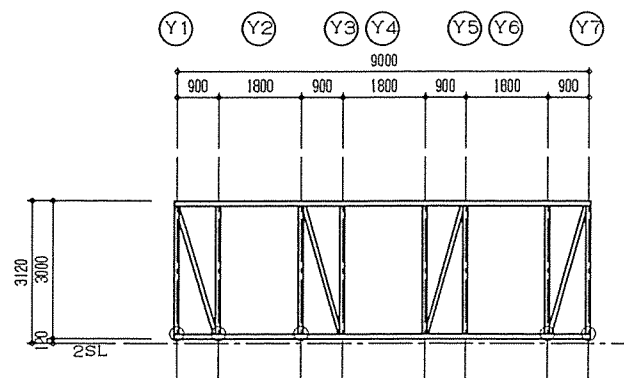


X11通り軸組図 1/100

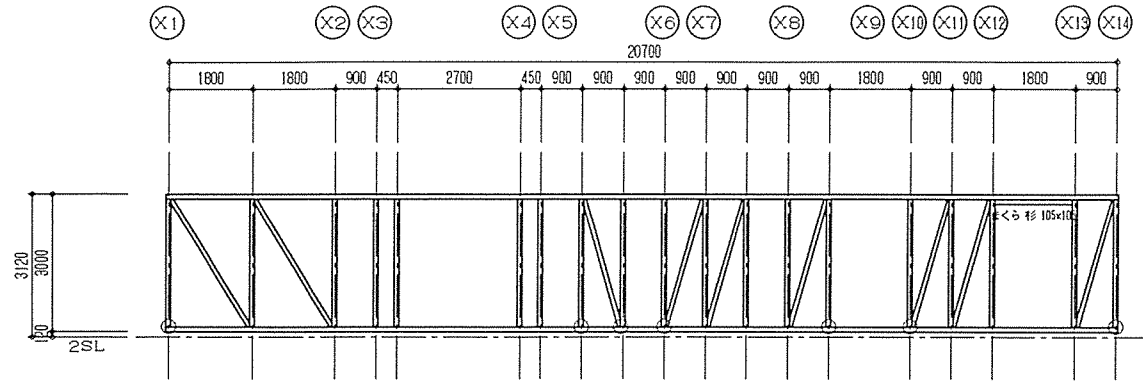


X7通り軸組図 1/100

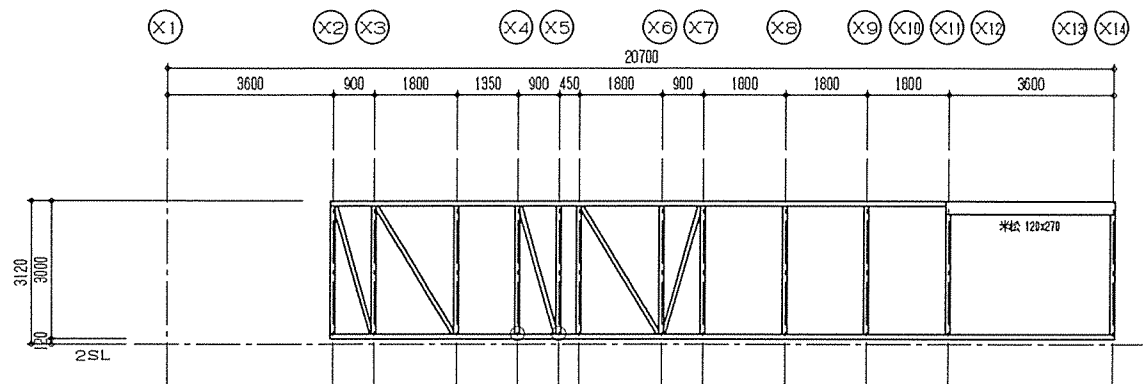
筋かい材 90x45 PL-3.2  
 特記なき桁、梁材 105x105  
 ○はホールダウン金物 HD-N5



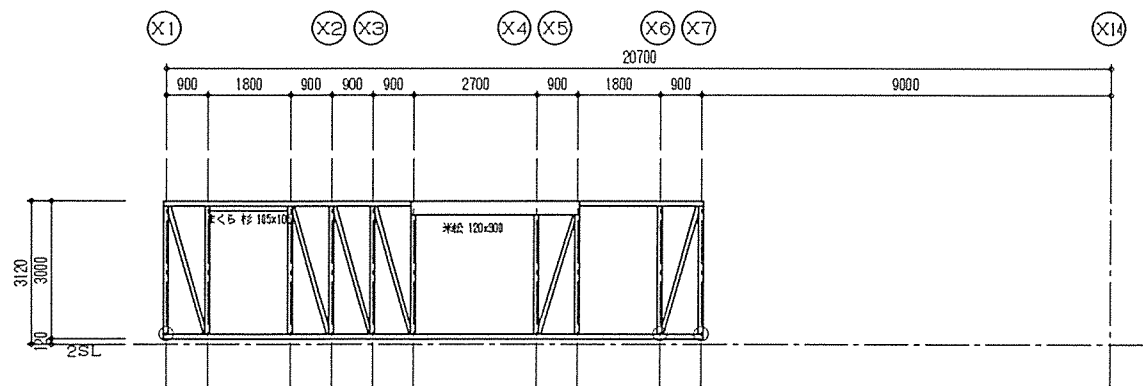
X14通り軸組図 1/100



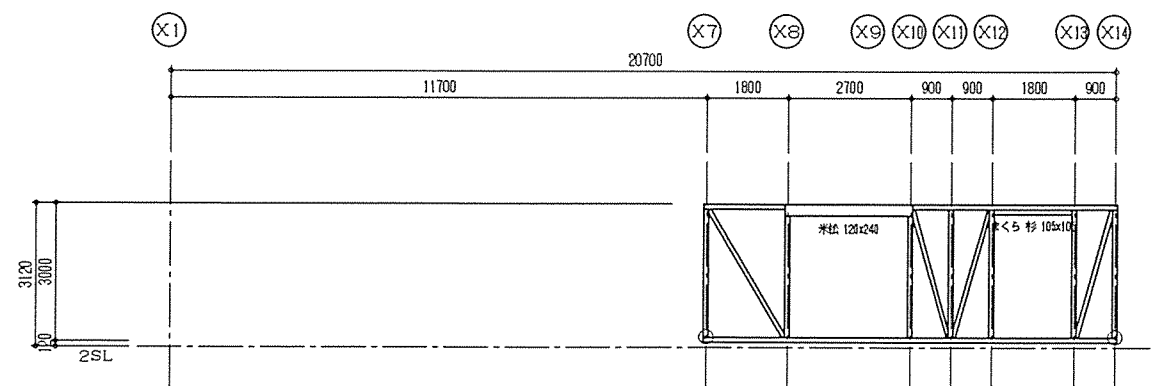
Y7通り軸組図 1/100



Y5通り軸組図 1/100



Y2通り軸組図 1/100



Y1通り軸組図 1/100

筋材は桁 90x45 PL-3.2  
 特設なき桁 105x105  
 Oはホールダウン金物 HD-N5

木造耐震壁の剛性評価

層間変形角の検討

\* X方向  $X \sum \alpha_i * l_i = 78.750 \text{ m}$   
(当該階の木造用換算D値和)

\*  $Q_i = 9.300 \text{ t}$       層間変形角  $= \frac{Q_i / (\sum \alpha_i * l_i) * 1/150}{0.2} = \frac{9.30 / 78.75 * 0.00666}{0.20} = 0.00393 \text{ cm}$

\*  $h_0 = 312.0 \text{ cm}$   
( $h_0 - 30$ ) =  $282.0 \text{ cm}$

$$\delta_{ix} = (h_0 - 30) * 0.00393 = 282.0 * 0.00393 = 1.1090 \text{ cm}$$

$$r_s = h_0 / 1.1090 = 282.0 / 1.1090 = \underline{254 < 200 \text{ O.K!}}$$

\* Y方向  $X \sum \alpha_i * l_i = 80.990 \text{ m}$   
(当該階の木造用換算D値和)

\*  $Q_i = 9.300 \text{ t}$       層間変形角  $= \frac{Q_i / (\sum \alpha_i * l_i) * 1/150}{0.2} = \frac{9.30 / 80.99 * 0.00666}{0.20} = 0.00382 \text{ cm}$

\*  $h_0 = 312.0 \text{ cm}$   
( $h_0 - 30$ ) =  $282.0 \text{ cm}$

$$\delta_{ix} = (h_0 - 30) * 0.00382 = 282.0 * 0.00382 = 1.0783 \text{ cm}$$

$$r_s = h_0 / 1.0783 = 282.0 / 1.0783 = \underline{262 < 200 \text{ O.K!}}$$

剛性率の検討

	X方向	rs	$\overline{rs}$	$Rs = rs / \overline{rs}$	判定
	2 F	254	$254 + 484 / 2 = 369$	$0.689 > 0.600$	0.K!
*	1 F	484		$1.311 > 0.600$	0.K!
	Y方向	rs	$\overline{rs}$	$Rs = rs / \overline{rs}$	判定
	2 F	262	$262 + 390 / 2 = 326$	$0.803 > 0.600$	0.K!
*	1 F	390		$1.197 > 0.600$	0.K!

剛芯 K

$$K_y = \frac{(\sum \alpha_i * l_i) * Y}{X \sum \alpha_i * l_i}$$

↑ X方向当該階木造用換算D値の和

	$\sum \alpha_i * l_i$	Y方向距離	
1	24.75	9.00	222.8
2	6.75	7.20	48.6
3	15.75	6.30	99.2
4	2.25	4.03	9.1
5	2.25	3.60	8.1
6	2.25	2.70	6.1
7	13.50	1.80	24.3
8	11.25	0.00	0.0
9	0.00	0.00	0.0
11	0.00	0.00	0.0
11			0.0
12			0.0
13			0.0
			418.1

$$K_y = \frac{418.12}{78.75} = 5.31 \text{ m}$$

$$K_x = \frac{936.42}{80.99} = 11.56 \text{ m}$$

$$K_x = \frac{(\sum \alpha_i * l_i) * X}{Y \sum \alpha_i * l_i}$$

↑ Y方向当該階木造用換算D値の和

	$\sum \alpha_i * l_i$	X方向距離	
1	9.00	20.70	186.3
2	11.25	17.10	192.4
3	6.75	16.20	109.4
4	5.62	15.30	86.0
5	5.62	13.50	75.9
6	11.25	11.70	131.6
7	4.50	9.00	40.5
8	2.25	8.55	19.2
9	4.50	7.65	34.4
11	4.50	4.95	22.3
11	6.75	4.50	30.4
12	2.25	3.60	8.1
13	6.75	0.00	0.0
			936.4

偏心距離 e

$$e_x = k_x - G_x = 0.642 \text{ m}$$

$$e_y = k_y - G_y = 0.349 \text{ m}$$

\*  $G_x = 10.92 \text{ m}$

\*  $G_y = 4.96 \text{ m}$

ねじり剛性  $k_R$

$$K_R = (\sum \alpha_i \cdot l_i) \cdot (Y - k_y)^2 + (\sum \alpha_i \cdot l_i) \cdot (X - k_x)^2$$

$K_R = 3924.433$

$\sum \alpha_i \cdot l_i$	Y	$k_y$	
24.75	9.00	5.309	$(9.00 - 5.309)^2 = 337.103$
6.75	7.20	5.309	$(7.20 - 5.309)^2 = 24.126$
15.75	6.30	5.309	$(6.30 - 5.309)^2 = 15.454$
2.25	4.03	5.309	$(4.03 - 5.309)^2 = 3.683$
2.25	3.60	5.309	$(3.60 - 5.309)^2 = 6.575$
2.25	2.70	5.309	$(2.70 - 5.309)^2 = 15.321$
13.5	1.80	5.309	$(1.80 - 5.309)^2 = 166.267$
11.25	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 317.138$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$
0	0.00	5.309	$(0.00 - 5.309)^2 = 0.000$

合計 885.667

$\sum \alpha_i \cdot l_i$	X	$k_x$	
9	20.70	11.56	$(20.70 - 11.56)^2 = 751.503$
11.25	17.10	11.56	$(17.10 - 11.56)^2 = 345.013$
6.75	16.20	11.56	$(16.20 - 11.56)^2 = 145.190$
5.62	15.30	11.56	$(15.30 - 11.56)^2 = 78.520$
5.62	13.50	11.56	$(13.50 - 11.56)^2 = 21.105$
11.25	11.70	11.56	$(11.70 - 11.56)^2 = 0.214$
4.5	9.00	11.56	$(9.00 - 11.56)^2 = 29.541$
2.25	8.55	11.56	$(8.55 - 11.56)^2 = 20.414$
4.5	7.65	11.56	$(7.65 - 11.56)^2 = 68.872$
4.5	4.95	11.56	$(4.95 - 11.56)^2 = 196.742$
6.75	4.50	11.56	$(4.50 - 11.56)^2 = 336.649$
2.25	3.60	11.56	$(3.60 - 11.56)^2 = 142.641$
6.75	0.00	11.56	$(0.00 - 11.56)^2 = 902.362$

合計 3038.766

弹性半径  $r_e$

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{kR}{X \sum \alpha_i l_i}} = \sqrt{\frac{3924.433}{78.750}} = 7.059 \text{ m}$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{kR}{Y \sum \alpha_i l_i}} = \sqrt{\frac{3924.433}{80.990}} = 6.961 \text{ m}$$

偏心率  $R_e$

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}} = \frac{0.349}{7.059} = \underline{0.049 < 0.15 \text{ O.K!}}$$

$$R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} = \frac{0.642}{6.961} = \underline{0.092 < 0.15 \text{ O.K!}}$$