

§ 6 部材の設計

6.1 基本事項

1) 地震時の部材応力

地震時の断面算定において、部材の設計用応力は、限界耐力計算で得られた応答値における立体フレームの部材応力とする。

2) 常時荷重時・地震時の部材設計

各部材に生じる応力が接合部も考慮した許容耐力を超えないことを確認する。

柱・梁の設計用応力の組み合わせ		
応力の種別	長期荷重時	短期荷重時
軸力 曲げモーメント せん断力	$N_D = N_L \max$	$N_D = N_L + N_E = N_S \max$
	$N_D = N_L \min$	$N_D = N_L - N_E = N_S \min$
	$M_D = M_L \max$	$M_D = M_L + M_E = M_S \max$
	$Q_D = Q_L \max$	$Q_D = Q_L + Q_E = Q_S \max$
耐力壁・床版の設計用応力の組み合わせ		
応力の種別	長期荷重時	短期荷重時
せん断力	---	$Q_D = Q_E$

N_L, M_L, Q_L : 鉛直荷重による軸力、曲げモーメントおよびせん断力

N_E, M_E, Q_E : 設計用水平力による軸力、曲げモーメントおよびせん断力

3) 各部材の許容応力度設計は、建築基準法および日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」ほか各種構造設計規準に準拠して行う。

4) 木造各部材は切り欠き等を考慮する。

6.2 部材の検討方針

1) 基本方針

架構のモデルは、床の剛性を考慮した非剛床解析を行った。

よって、すべての部材は、柱・梁の区別なく軸力・曲げ2軸・せん断2軸を同時に受ける部材として性能確認を行う。

2) 部材の性能確認方法

許容応力度は令第89条、材料強度は令95条および告示第1452号の一による。圧縮または引張と曲げとの組み合わせ応力とせん断力について検討する。

■ 圧縮と曲げを受ける部材（基本式）

$$\frac{M}{Ze \cdot sfb} + \frac{Nc}{Ae \cdot fk} \leq 1.0$$

Nc : 部材に作用する圧縮力(kN)

Ae : 部材の断面積(mm²)

fk : 座屈許容応力度(N/mm²)

M : 部材に作用する曲げモーメント(kNm)

Ze : 部材の断面係数(mm³)

fb : 曲げ許容応力度(N/mm²)

■ 引張と曲げを受ける部材（基本式）

$$\frac{M}{Ze \cdot sfb} + \frac{N}{Aet \cdot ft} \leq 1.0$$

Nt : 部材に作用する引張力(kN)

Aet : 部材の断面積(mm²) (引張用 = 0.5Ae)

ft : 引張許容応力度(N/mm²)

M : 部材に作用する曲げモーメント(kNm)

Ze : 部材の断面係数(mm³)

fb : 曲げ許容応力度(N/mm²)

■ 2軸曲げを受ける長方形部材

$$\frac{Mx}{Max} + \frac{My}{May} \leq 1.0$$

Mx, My : 部材に作用する曲げモーメント(kNm)

Max, May : 長方形部材の許容曲げモーメント(kNm)

■ せん断力を受ける部材（基本式）

$$\frac{\alpha Q}{Ae \cdot sfs} \leq 1.0$$

α : 1.5

Q : 部材に作用するせん断力(kN)

Ae : 有効断面積(mm²)

sfs : せん断許容応力度(N/mm²)

■ 2軸せん断を受ける部材

$$\sqrt{\left(\frac{Q_x}{Q_{ax}}\right)^2 + \left(\frac{Q_y}{Q_{ay}}\right)^2} \leq 1.0$$

Q_x, Q_y : 部材に作用するせん断力 (kN)
 Q_{ax}, Q_{ay} : 部材の許容曲げモーメント (kNm)

■ 鉛直構面

ブレース置換した部材について、短期許容引張力以下を確認する。

■ 水平構面

短期存在応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認する。

短期存在応力 $\tau_{LMAX} + \tau_{EMAX} \leq$ 短期許容せん断応力度

床 名 称	入力板厚 (mm)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	降伏 せん断応力度 (N/mm ²)
屋 根	1.0	0.98	2.32
2 階床	1.0	1.09	2.15
2 階床合板	1.0	6.92	9.60

- 3) SEIN の CSV ファイル出力を基に、各部材に生ずる長期・短期の応力表を利用して、表計算で全部材の性能確認を行う。計算結果は § 8 断面算定資料に添付する。(§ 8 は添付省略)

6.3 接合部の性能確認

性能確認を行う接合部を以下に示す。

- 1) 【柱-梁】 雇い竿車知 (引張・曲げ)
- 2) 【柱-梁】 雇いほぞ胴栓止め (引張・曲げ)
- 3) 【柱-梁】 長ほぞ込栓打ち (引張・曲げ)
- 4) 【柱-貫】 下げ鎌 (引張)
- 5) 【柱-土台：土台勝ち】 長ほぞ込栓打ち (引張・曲げ・せん断)
- 6) 【柱-土台：柱勝ち】 長ほぞ込栓打ち (せん断)
- 7) 【梁-梁】 蟻掛け (引張)
- 8) 【梁-梁】 鎌継ぎ (引張)
- 9) 【梁-梁】 蟻継ぎ (引張)
- 10) 【土台-基礎】 アンカーボルト

1-1) 【柱-梁】 雇い竿車知 (引張)

検討項目	【柱-梁】 雇い竿車知 (引張)
詳細図 (mm)	雇い+車知 要領図 エリ・コネ 要領図 ※コネの出=A×変形角 (変形角 1/10: A×1/10) (変形角 1/15: A×1/15)
計算式 (kN)	引張降伏耐力は梁せいによって異なる。(詳細は 58 頁参照) 梁せい 180mm の場合 16.6 kN
【出典】	・伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 「平成 24 年度事業報告書」 825 頁

位置	荷重組合せ	最大引張力(kN)	許容耐力(kN) 判定
2 階 Y1 通 梁 240 X8 端	短期 X 正	2.9	< 16.6 OK

1-2) 【柱-梁】 雇い竿車知 (曲げ)

検討項目	【柱-梁】 雇い竿車知 (曲げ)
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	雇いが引っ張られる時のみ有効とし、圧縮される場合は耐力 0 とした。 曲げ降伏耐力は梁せいによって異なる。(詳細は 66 頁参照) 梁せい 180mm の場合 1.75 kNm
【出典】	・伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 「平成 24 年度事業報告書」 833 頁

位置	荷重組合せ	最大曲げ(kNm)	許容耐力(kNm) 判定
2 階 Y1 通 梁 240 X8 端	短期 X 正	0.03	< 1.75 OK

2-1) 【柱-梁】 雇いほぞ胴栓止め (引張)

検討項目	【柱-梁】 雇いほぞ胴栓止め (引張)
詳細図 (mm)	側面図 伏図 断面図 雇い+込栓 要領図 エリ・コネ 要領図
計算式 (kN)	雇いほぞ胴栓止めの引張降伏耐力は、込栓のせん断降伏によって決まる。(詳細は 70 頁参照) 胴径の込栓を用いているので、梁せいにかかわらず、引張耐力は $P_u = 6.27 \text{ kN}$
【出典】	・伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 「平成 24 年度事業報告書」 830 頁

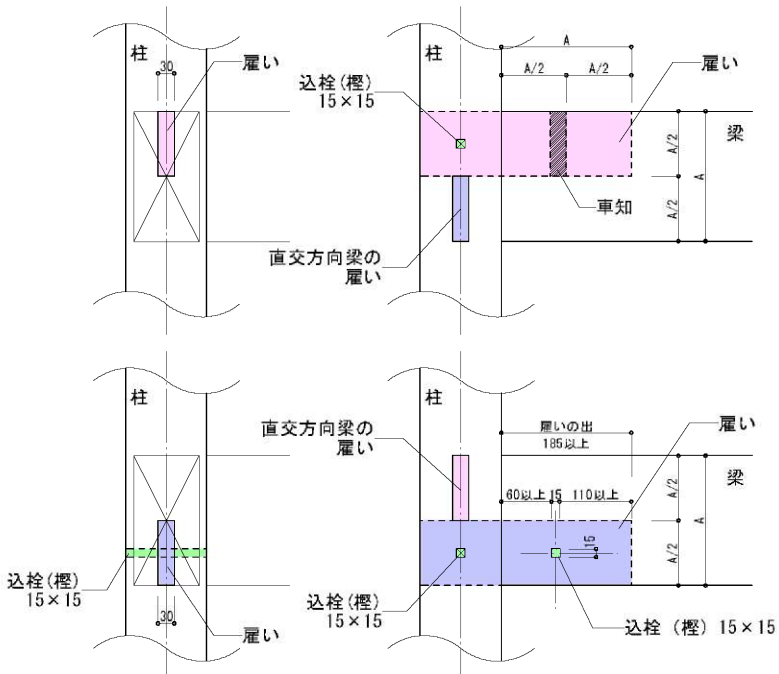
位置	荷重組合せ	最大引張力(kN)	許容耐力(kN) 判定
1 階 X8 通 框 Y5-Y7 間	短期 Y 正	4.7	< 6.27 OK

2-2) 【柱-梁】 雇いほぞ胴栓止め (曲げ)

検討項目	【柱-梁】 雇いほぞ胴栓止め (曲げ)
詳細図 (mm)	※コネの出=A×変形角 (変形角 1/10 : A×1/10) (変形角 1/15 : A×1/15)
計算式 (kN)	雇いほぞ胴栓止めの曲げ耐力は、雇い竿車知の曲げ耐力に、 「雇いほぞ胴栓止めの引張耐力/雇い竿車知の引張耐力」の比を乗じた 値とした。 梁せい 180 mm の場合 $1.75 \times 6.27 / 16.7 = 0.65 \text{ kNm}$
【出典】	・伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 「平成24年度事業報告書」の計算式による場合は同報告書841頁参照

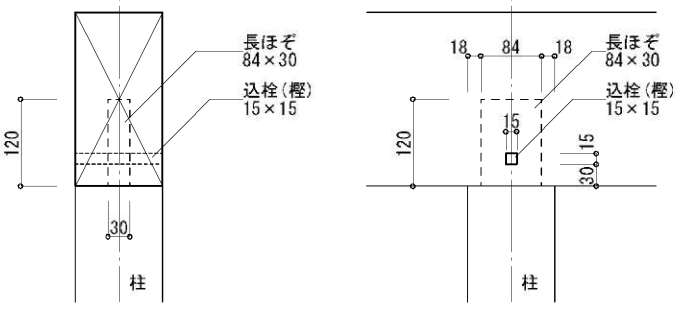
位置	荷重組合せ	最大曲げ(kNm)	許容耐力(kNm) 判定
1 階 X8 通 框 Y7 端	短期 Y 正	0.16	< 0.65 OK

2-3) 【柱-梁】 雇いほぞ胴栓止め (曲げ)

検討項目	【柱-梁】 雇いほぞ胴栓止め (曲げ)
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	雇いほぞ胴栓止めの曲げ耐力は、雇い竿車知の曲げ耐力に、 「雇いほぞ胴栓止めの引張耐力/雇い竿車知の引張耐力」の比を乗じた 値とした。 梁せい180mmの場合 $1.75 \times 6.27 / 16.7 = 0.65 \text{ kNm}$
【出典】	・伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 「平成24年度事業報告書」の計算式による場合は同報告書841頁参照

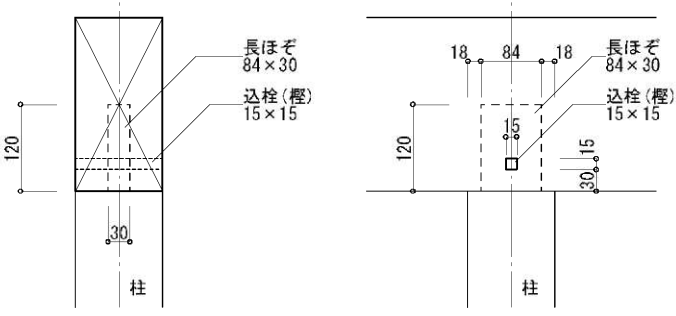
位置	荷重組合せ	最大曲げ(kNm)	許容耐力(kNm) 判定
1階 X8 通 框 Y8 端	短期 Y 正	0.07	< 0.65 OK

3-1) 【柱-梁】長ほぞ込栓打ち (引張)

検討項目	【柱-梁】長ほぞ込栓打ち (引張)
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	引張耐力は込栓のせん断降伏で決まる。(詳細は、55 頁) $P_u = 6.27 \text{ kN}$
【出典】	・日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」173 頁 ・伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会「平成 24 年度事業報告書」807 頁

位置	荷重組合せ	最大引張力(kN)	許容耐力(kN) 判定
1 階 X16-Y1 柱 120 角	短期 Y 正	3.3	< 6.27 OK

3-2) 【柱-梁】長ほぞ込栓打ち (曲げ)

検討項目	【柱-梁】長ほぞ込栓打ち (曲げ)
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	木質構造接合部設計マニュアルより、片側貫の算定式から曲げ降伏耐力を算出する。(詳細は 57 頁参照) 柱 150 角 $M_u = 0.29 \text{ kNm}$ 柱 120 角 $M_u = 0.31 \text{ kNm}$ 柱 105 角 $M_u = 0.32 \text{ kNm}$
【出典】	・日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」254～257 頁

位置	荷重組合せ	最大曲げ(kNm)	許容耐力(kNm) 判定
2 階 X17-Y7 柱 120 角 柱脚	短期 Y 正	0.11	< 0.31 OK

4) 【柱-貫】 下げ鎌 (引張)

検討項目	【柱-貫】 下げ鎌 (引張)
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	下げ鎌のせん断 $P_u = F_s \times L_1 \times t = 2.1 \times 30 \times 15 = 0.945 \text{ kN}$
【出典】	・ 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 「平成 24 年度事業報告書」 803 頁

位置	荷重組合せ	最大引張力(kN)	許容耐力(kN) 判定
2 階 X3 通 Y3-Y4 間 開口際貫	短期 Y 正	0.5	0.945

5-1) 【柱-土台：土台勝ち】長ほぞ込栓打ち（引張）

検討項目	土台勝ち柱脚 長ほぞ込栓打ち（引張）
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	引張耐力は込栓のせん断降伏で決まる。(詳細は、55 頁) $P_u = 6.27 \text{ kN}$
【出典】	・日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」173 頁 ・伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会「平成 24 年度事業報告書」807 頁

位置	荷重組合せ	最大引張力(kN)	許容耐力(kN) 判定
1 階 X16-Y1 柱 120 角	短期 Y 正	3.3	6.27

5-2) 【柱-土台：土台勝ち】長ほぞ込栓打ち（曲げ）

検討項目	【柱-土台：土台勝ち】長ほぞ込栓打ち（曲げ）
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	木質構造接合部設計マニュアルより、片側貫の算定式から曲げ降伏耐力を算出する。(詳細は 57 頁参照) 柱 150 角 $M_u = 0.29 \text{ kNm}$ 柱 120 角 $M_u = 0.31 \text{ kNm}$ 柱 105 角 $M_u = 0.32 \text{ kNm}$
【出典】	・日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」254～257 頁

位置	荷重組合せ	最大曲げ(kNm)	許容耐力(kNm) 判定
1 階 X19-Y4 柱 120 角 柱脚	短期 Y 正	0.17	< 0.31 OK

5-3) 【柱-土台：土台勝ち】長ほぞ込栓打ち（せん断）

検討項目	【柱-土台：土台勝ち】長ほぞ込栓打ち（せん断）
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	ほぞのせん断耐力 $Q_a = t \times L \times f_s = 30 \times 84 \times 2.1/1.5 = 3.5$
【出典】	・ 日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」188 頁

位置	荷重組合せ	最大せん断(kN)	許容耐力(kN) 判定
1 階 X19-Y4 柱 120 角 柱脚	短期 Y 正	0.5	< 3.5 OK

6-1) 【柱-土台：柱勝ち】長ほぞ込栓打ち（引張）

検討項目	【柱-土台：柱勝ち】長ほぞ込栓打ち（引張）
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	引張耐力は込栓のせん断降伏で決まる。(詳細は、55 頁) $P_u = 6.27 \text{ kN}$
【出典】	・日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」173 頁 ・伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会「平成 24 年度事業報告書」807 頁

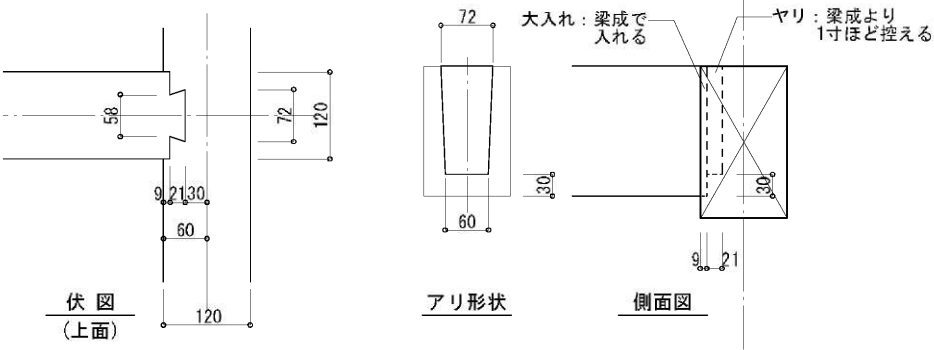
位置	荷重組合せ	最大引張力(kN)	許容耐力(kN) 判定
1 階 X19-Y1 柱 150 角 柱脚	短期 X 正	2.8	< 6.27 OK

6-2) 【柱-土台：柱勝ち】長ぼぞ込栓打ち（せん断）

検討項目	【柱-土台：柱勝ち】長ぼぞ込栓打ち（せん断）
詳細図 (mm)	柱勝ちの場合、土台直交方向への水平力は、土台の面外方向へのせん断力として伝達される。 伏図 側面図
計算式 (kN)	土台のせん断で決まる耐力 $2 \times (30 \times 120 \times 2.1/1.5) \times 10^{-3} = 10.1 \text{ kN}$ 柱のせん断で決まる耐力 150 角の場合 $(150-30)/2 \times 150 \times 2.1/1.5 \times 10^{-3} = 12.6 \text{ kN}$ 120 角の場合 $(120-30)/2 \times 120 \times 2.1/1.5 \times 10^{-3} = 7.56 \text{ kN}$
【出典】	・ 日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」188 頁

位置	荷重組合せ	最大せん断(kN)	許容耐力(kN) 判定
1 階 X12-Y8 柱 120 角 柱脚	短期 Y 正	1.1	< 7.56 OK

7) 【梁-梁】蟻掛け (引張)

検討項目	【梁-梁】蟻掛け (引張)
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	小梁せい 240 の場合 蟻のせん断 $P_s = 2 \times (f_s \times L \times h) = 2 \times (2.1/1.5 \times 21 \times (240-30)) = 12.3 \text{ kN}$ 蟻の引張 $P_t = f_t \times b \times h = 16.2/1.5 \times 58 \times (240-30) = 131.5 \text{ kN}$ 短期許容引張耐力 $P_a = \min (P_s, P_t) = 12.3 \text{ kN}$
【出典】	・ 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 「平成 24 年度事業報告書」 855 頁

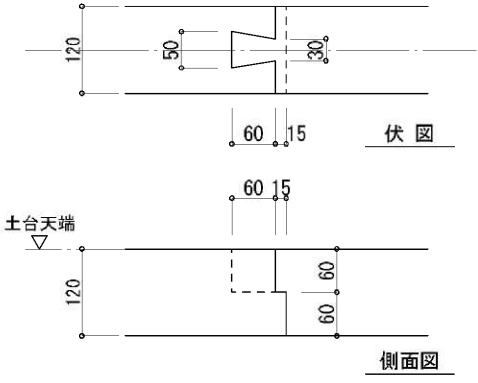
位置	荷重組合せ	最大引張(kN)	許容耐力(kN) 判定
2 階床梁 G1233 X13 通 Y5 端	短期 Y 正	5.4	< 12.3 OK

8) 【梁-梁】 鎌継ぎ (引張)

検討項目	【梁-梁】 鎌継ぎ (引張)
詳細図 (mm)	伏図 側面図
計算式 (kN)	梁せい 240 の場合、$h = 120 \text{ mm}$ 鎌のせん断耐力 $P_s = 2 \times (f_s \times L \times h) = 2 \times (2.1/1.5 \times 75 \times 120) = 25.2 \text{ kN}$ 鎌の引張耐力 $P_t = f_t \times b \times h = 16.2/1.5 \times 30 \times 120 = 38.9 \text{ kN}$ 鎌の付け根の圧縮耐力 $P_c = 20.7/1.5 \times 2 \times 10 \times 120 = 33.1 \text{ kN}$ 短期許容引張耐力 $P_a = \min (P_s, P_t, P_c) = 25.2 \text{ kN}$
【出典】	・ 日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」161 ～ 163 頁

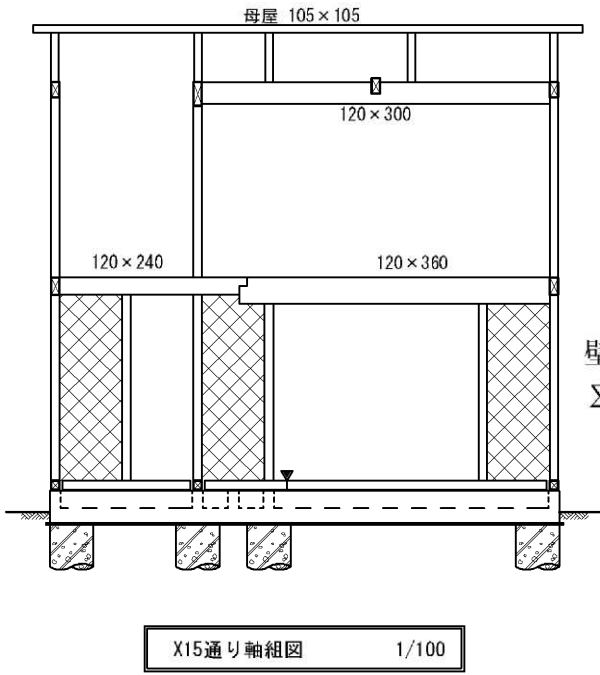
位置	荷重組合せ	最大引張(kN)	許容耐力(kN) 判定
2 階床梁 G1236 Y5 通 X13 端	短期 Y 正	3.4	< 25.2 OK

9) 【梁-梁】蟻継ぎ (引張)

検討項目	【梁-梁】蟻継ぎ (引張)
詳細図 (mm)	
計算式 (kN)	土台 120 角の場合 蟻のせん断 $P_s = 2 \times F_s \times L \times h = 2 \times (2.1/1.5 \times 60 \times 60) = 10.1 \text{ kN}$ 蟻の引張 $P_t = F_t \times b \times h = 16.2/1.5 \times 30 \times 60 = 19.4 \text{ kN}$ 短期許容引張耐力 $P_a = \min (P_s, P_t) = 10.1 \text{ kN}$
【出典】	・ 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会 「平成 24 年度事業報告書」 855 頁

位置	荷重組合せ	最大引張(kN)	許容耐力(kN) 判定
土台 G1212 X2 通 Y3 端	短期 Y 正	0.7	< 10.1 OK

10) 【土台-基礎】アンカーボルト

検討項目	【土台-基礎】アンカーボルト
詳細図 (mm)	X15 通りについて検討する。  壁のせん断降伏耐力 $\Sigma Qa = 10.9 \times 0.985 \times 3$ $= 32.2 \text{ kN}$ アンカーボルト本数 7 本 $qd = 32.2/7 = 4.6 \text{ kN}$
計算式 (kN)	木質構造接合部設計マニュアルの 1 面せん断耐力の算定式より アンカーボルト M12 の短期許容せん断耐力 8.3 kN
【出典】	・日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」284～286 頁

位置	荷重組合せ	最大せん断(kN)	許容耐力(kN) 判定
X15 通	壁降伏時	4.6	< 8.3 OK

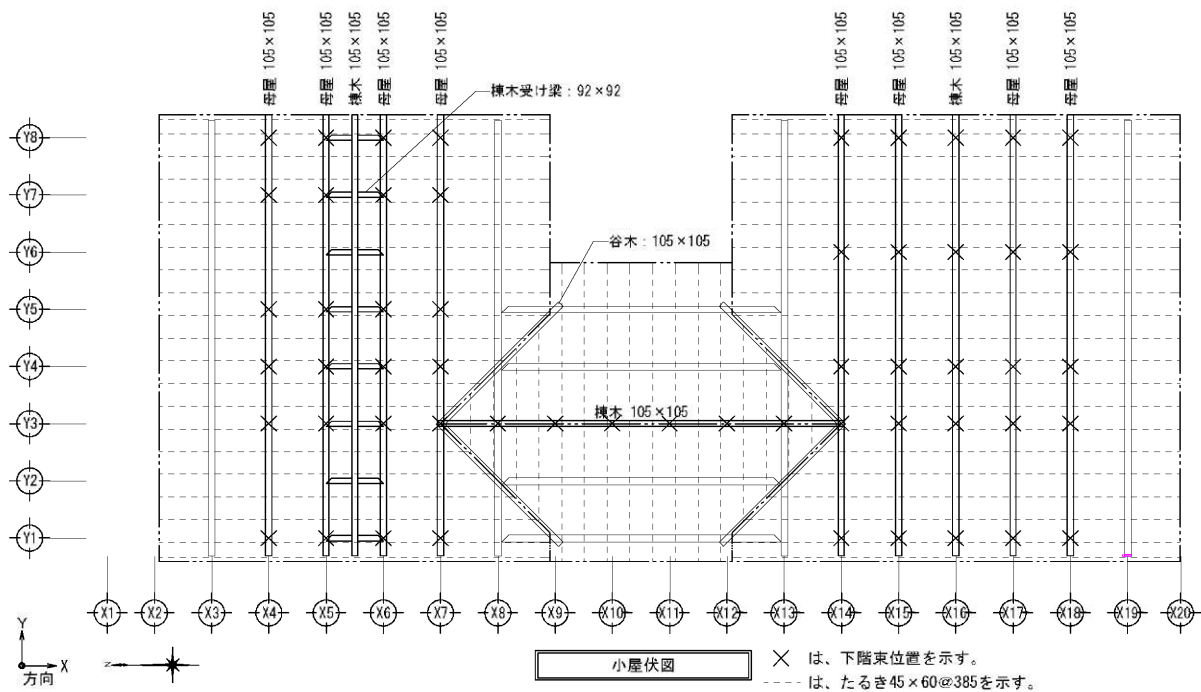
6.4 垂木・母屋の検討

1) 基本方針

- ・小屋部の垂木について、風荷重時より長期の応力が卓越する。
長期の必要性能が確保されていることを確認すれば、風荷重時についても必要性能確保の確認を行ったことになる。
- ・長期のたわみ制限値は $1/200$ とする。なお、クリープは2倍とする。
- ・垂木は2連梁、母屋は単純梁として検討する。

$$\text{2連梁} \quad \text{曲げ} : M = \frac{wL^2}{8} \quad \text{たわみ} : \delta = \frac{wL^4}{185EI}$$

$$\text{単純梁} \quad \text{曲げ} : M = \frac{wL^2}{8} \quad \text{たわみ} : \delta = \frac{5wL^4}{384EI}$$



垂木・母屋伏図

2) 検討結果

部材名称	母屋	垂木	垂木
計算条件	単純梁	2連梁	2連梁
樹種	すぎ	すぎ	すぎ
巾 (mm)	105	45	45
成 (mm)	105	45	60
スパン (mm)	1970	985	985
負担幅 (mm)	1061	385	385
固定荷重 (N/m ²)	1000	1000	1000
積載荷重 (N/m ²)	300	300	300
積載荷重 (N/m ²) たわみ用	0	0	0
ヤング係数 (N/mm ²)	7000	7000	7000
クリープ	2.0	2.0	2.0
曲げ基準強度	22.2	22.2	22.2
せん断基準強度	1.8	1.8	1.8
耐力低減率	0.8	0.8	0.8
たわみの検定			
断面2次モーメント (mm ⁴)	10129219	341719	810000
弾性たわみ量 (mm)	2.9	1.1	0.5
たわみ量 (mm)	5.9	2.2	0.9
δ/L	1/336	1/481	1/1141
目標値	1/200	1/200	1/200
検定値	OK	OK	OK
長期の検定			
断面係数	154350	12150	21600
断面積	8820	1620	2160
LM (kN・m)	0.67	0.07	0.07
LQ (kN)	1.36	0.27	0.27
長期許容曲げ耐力	1.26	0.10	0.18
検定値	0.53	0.71	0.40
長期許容せん断耐力	3.88	0.71	0.95
検定値	0.35	0.37	0.28

6.5 床板・根太・大引の検討

1) 基本方針

- ・長期のたわみ制限値は1/250、クリープは2倍とする。
- ・単純梁として検討する。

2) 検討結果

部材名称	2階床板	根太	大引
計算条件	2連梁	2連梁	単純梁
樹種	すぎ	ひのき	ひのき
巾 (mm)	180	45	105
成 (mm)	30	45	105
スパン (mm)	985	985	985
負担幅 (mm)	180	350	985
固定荷重 (N/m ²)	1000	1000	1000
積載荷重 (N/m ²)	1800	1800	1800
積載荷重 (N/m ²) たわみ用	600	600	600
ヤング係数 (N/mm ²)	7000	9000	9000
クリープ	2.0	2.0	2.0
曲げ基準強度	22.2	26.7	26.7
せん断基準強度	1.8	2.1	2.1
耐力低減率	0.8	0.8	0.8
たわみの検定			
断面2次モーメント (mm ⁴)	405000	341718.75	10129219
弾性たわみ量 (mm)	0.7	1.2	0.2
たわみ量 (mm)	1.4	2.5	0.4
δ/L	1/763	1/425	1/2324
目標値	1/250	1/250	1/250
検定値	OK	OK	OK
長期の検定			
断面係数	21600	12150	154350
断面積	4320	1620	8820
LM (kN・m)	0.07	0.14	0.33
LQ (kN)	0.27	0.52	1.36
長期許容曲げ耐力	0.18	0.12	1.51
検定値	0.40	1.16	0.22
長期許容せん断耐力	1.90	0.83	4.53
検定値	0.14	0.63	0.30