

吊り天井の耐震設計 設計例 3

N 体育館

設計手法：計算ルート（水平震度法）

目次

§ 1. 吊り天井の耐震設計概要	3-4
1-1 建物概要	3-4
1-2 設計方針	3-6
1-3 チェックシート	3-8
1-4 使用材料と許容応力度・許容耐力	3-10
1-5 部材断面性能	3-11
§ 2. 水平方向及び上下方向の地震力算定	3-12
2-1 水平震度の算定	3-12
2-2 水平方向の地震力算定	3-13
2-3 鉛直震度の算定	3-13
§ 3. 斜め部材の設計	3-14
3-1 斜め部材の耐力計算	3-14
3-2 斜め部材の組数算定	3-19
3-3 斜め部材の配置計画	3-28
§ 4. クリアランスの設計	3-31
4-1 必要クリアランスの算定	3-31
§ 5. 接合部材の設計	3-32
5-1 接合部材の耐力計算	3-32
5-2 斜め部材受け材の設計	3-48
5-3 天井の耐力計算	3-55

§ 6. 設計図面	3-58
6-1 設計図面について	3-58
A-01 特記仕様書(1).....	3-59
A-02 特記仕様書(2).....	3-60
A-03 標準図	3-61
A-04 天井伏図（ゾーニング）	3-62
A-05 【参考】天井伏図(斜め部材の配置図).....	3-63
A-06 矩計図	3-64

§ 1. 吊り天井の耐震設計概要

1-1 建物概要

本設計例は、実在する建物の設計図書をもととした上で、吊り天井の耐震設計が成立するような天井材を設計したものである。建物概要は以下の通りとなっている。

天井は A1, A2, A3 の範囲で分割されており、互いに縁が切れている。A1、A3 は対称な形状の天井であるので、本設計例においては A1, A2 の計算例を示す。

- ・ 建築場所：東京都内某所
- ・ 用途：学校施設
- ・ 階数：地下なし、地上 1 階、塔屋なし
- ・ 建物高さ：11.5m
- ・ 対象天井：運動競技室内の見上げ部分の天井⇒平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 2 に規定される特定天井

天井面積：645.3m²

A1, A3 部分 221.4m² (各々) (見付面積 238.5 m²)

A2 部分 202.5m²

天井高さ：

A1, A3 部分 6,200~9,000mm

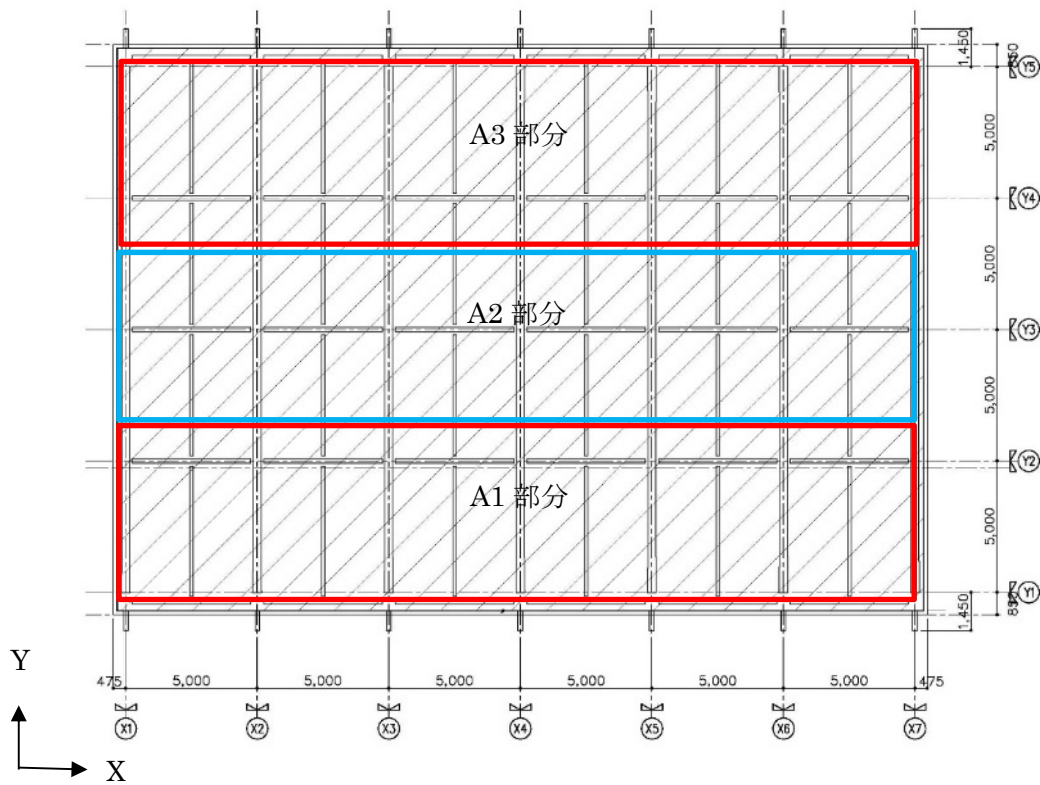
A2 部分 8,600mm

天井吊り長さ（吊りボルト鉛直方向長さ）：

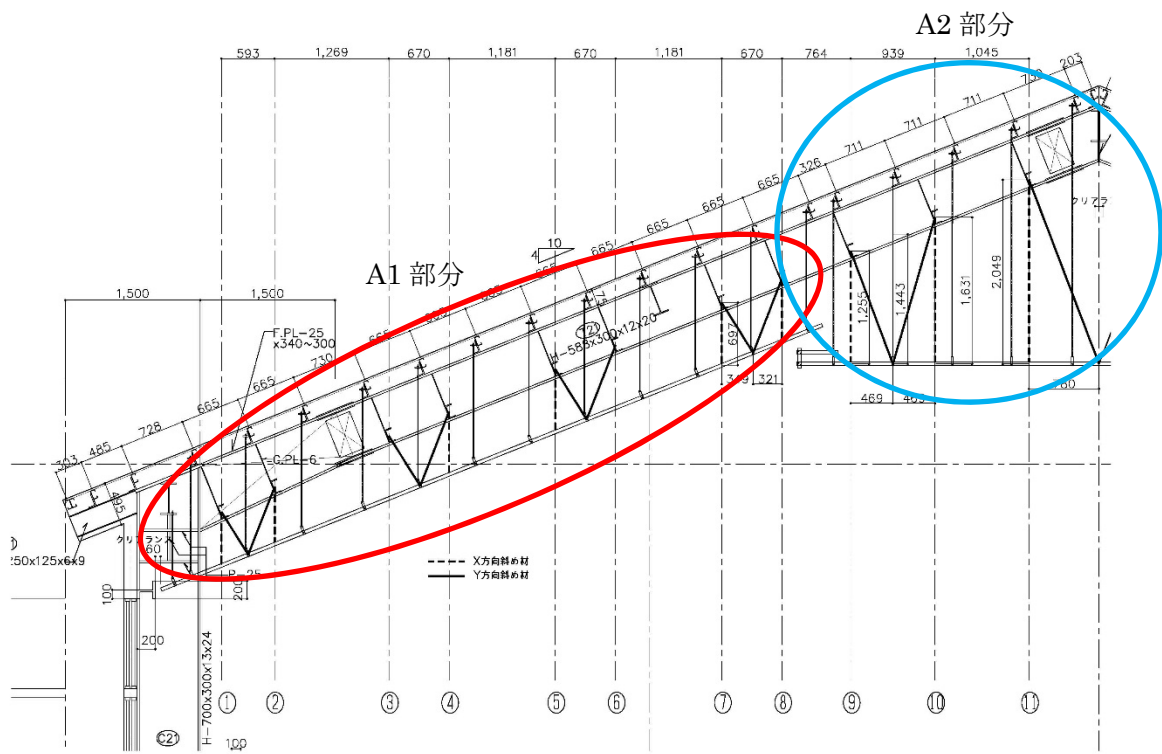
A1, A3 部分 1,200mm

A2 部分 1,900~2,950mm

- ・ 柱スパン：5.0m (対象天井部分：X 方向)
20.0m (対象天井部分：Y 方向)
- ・ 構造種別：上部 鉄骨造
下部 鉄筋コンクリート造



(a) 天井伏図



(b) 断面図

図 1.1 天井伏図及び断面略図

1-2 設計方針

本設計例では、学校体育館建物の競技室内において、天井高さが 6m を超え、かつ水平投影面積が 200m² を超える部分について、平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 2 項 1 号に規定される方法(以下、水平震度法)を用いて、特定天井の構造方法について検討する。対象となる特定天井は、屋根勾配に平行で吊り長さが一定の A1、A3 部分と、吊り長さが異なり水平に配置した A2 部分の 3 つに分割されている。設計では、3 分割して構造的に独立した天井として設計する。

Y 方向はスパンが 20m であり 15m を超えているため、地震時に上下動を考慮する。なお、斜め部材は水平力のみを負担し、常時荷重および地震動により鉛直方向に生ずる力は吊りボルトのみで負担するものとする。

図 1.2 に、吊り天井の耐震設計に関するフローを示す。

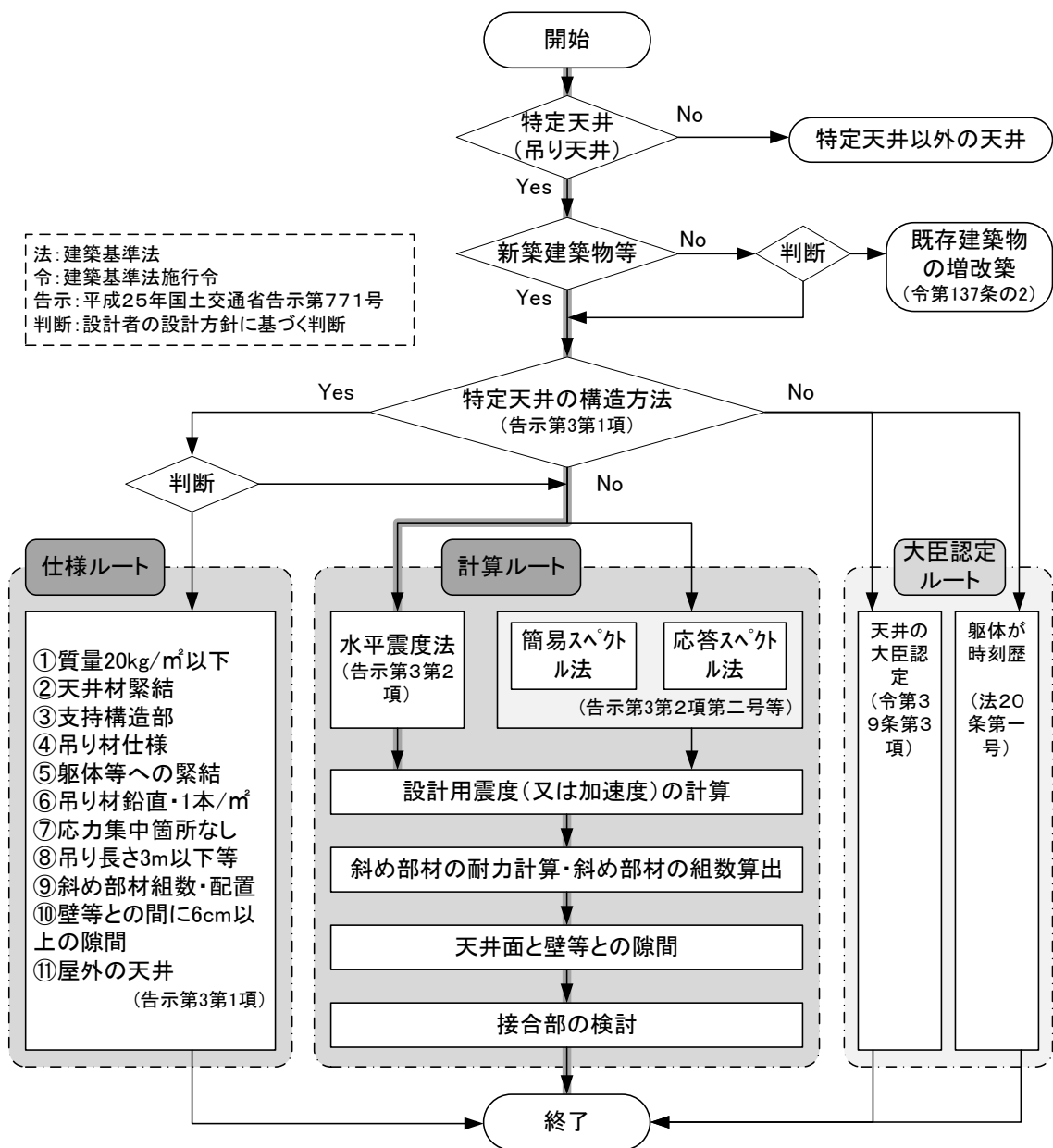


図 1.2 吊り天井の設計フロー

1-3 チェックシート

水平震度法を満足するよう、与条件に対して吊り天井の各部材を設計した内容をまとめたものを以下の表 1.1 及び表 1.2 に示す。詳細検討内容は、次章以降に示す。

表 1.1 チェックシート 1

● 特定天井(天井告示第2)		与条件	設計	図面No.
1	天井の種類	吊り天井であること	吊り天井	—
2	天井の設置場所	居室、廊下その他の人が日常立ち入る場所であること	運動競技室内	—
3	天井の規模	高さが6mを超える天井の部分であること	A1,A3部分:6.2m～9.0m A2部分:8.6m	A-02
		水平投影面積が200㎡を超える部分を含むこと	A1,A3部分: 221.4㎡ A2部分: 202.5㎡	A-02
4	天井の質量	天井面構成部材等の単位面積質量(天井面の1㎡当たりの質量)が2kgを超えること	平均質量: 20kg/㎡	—
判断	「特定天井」の判断	上記4つの与条件に対して、いずれにも当てはまること	上記4つのいずれにも当てはまるため、「特定天井」と判断する	—
● 耐久性等関係規定		与条件	設計	図面No.
天井の耐久性 (令第36条第1項, 令第39条第4項)		天井で特に腐食、腐朽その他の劣化のおそれのあるものには、腐食、腐朽その他の劣化を生じにくい材料又は有効なさび止め、腐食その他の有効な劣化防止のための措置をした材料を使用する。	JIS A6517に規定された腐食、腐朽その他の劣化を生じにくい材料を使用する。	A-01
● 設計ルート選択		与条件	設計	図面No.
選択	設計ルート	仕様ルート(仕様規定) 計算ルート(水平震度法) 計算ルート(簡易スペクトル法) 計算ルート(応答スペクトル法) 特殊計算ルート(時刻歴応答解析等) * 構造躯体の構造計算がルート1、ルート2又はルート3又は4号建物の場合:仕様ルート又は計算ルート * 構造躯体の構造計算が限界耐力計算の場合: 応答スペクトル法。ただし、層間変形角が1/200以下の場合、仕様ルート又は計算ルート(水平震度法、簡易スペクトル法)により検証することができる。 * 構造躯体の構造計算が時刻歴応答解析:特殊計算ルート。ただし、指定性能評価機関が定める業務方法書に基づき、仕様ルート又は計算ルートにより検証することができる。	計算ルート(水平震度法)	—

表 1.2 チェックシート 2

● 計算ルート(天井告示第3第2項第1号)		与条件	設計	図面No.
1	吊り材、斜め部材、その他の天井材の配置方法	釣り合い良く配置していること	吊り材、斜め部材、その他の天井材は、釣り合い良く配置する。	A-01 A-02
2	吊り材を取り付ける天井の支持構造部の剛性	十分な剛性を有していること	天井は構造耐力上主要な部分に取り付ける	A-02
3	天井面構成部材の剛性及び強度	各部材が、地震の震動により生ずる力を構造耐力上有効に当該天井面構成部材の他の部分に伝えることができる剛性及び強度を有すること	天井面構成部材は、地震の震動により生ずる力を構成部材相互に伝えることができる剛性及び強度を有するものとする。	A-01
4	天井の許容耐力	告示式により算定した水平震度以上の数値を用いていること	水平震度:k=1.467	A-02
		水平方向の地震力が天井の許容耐力[繰返し載荷試験その他の試験又は計算によって確認した損傷耐力(天井材の損傷又は接合部分の滑り若しくは外れが生ずる力に対する耐力)に2/3以下の数値を乗じた値]を超えないこと	A1,A3部分 地震力:X,Y方向 68.6kN 許容耐力:X方向 78.4kN、Y方向 84.7kN A2部分 地震力:X,Y方向 58.2kN 許容耐力:X方向 78.3kN、Y方向 95.8kN	—
		柱スパンが15mを超える場合は、当該水平方向の地震力に加えて、天井面構成部材及び天井面構成部材に地震その他の震動及び衝撃により生ずる力を負担させるものの総重量に数値が1以上の鉛直震度を乗じて得られた地震力を用いて検討していること	柱スパン:5.0m(X方向)<15m 柱スパン:20.0m(Y方向)>15m	A-02
5	壁等とのクリアランス	天井面構成部材と壁等との間に告示式により算定した数値以上の隙間が設けられていること。ただし、特別な調査又は研究の結果に基づいて、地震時に天井構成部材が壁等と衝突しないよう天井面構成部材と壁等との間の隙間を算出する場合においては、当該算出によることができる。	吊り長さ ・ A1,A3部分: 1200mm ・ A2部分: 1900mm～2950mm クリアランス ・ 壁等との間:6cm ・ 天井構成部材間:12cm	A-01 A-02
6	その他の震動及び衝撃	屋外に設ける天井については、風圧並びに地震以外の震動及び衝撃を適切に評価する	該当なし	—

1-4 使用材料と許容応力度・許容耐力

鋼材と天井下地、ビスの許容応力度を表 1.2 に示す。なお、本設計例において許容応力度設計を行うための基準強度のうち、建築基準法令に規定のない鋼材の基準強度は、JIS による「降伏点又は耐力」の「降伏点」の値を用いることとする。ただし、SGCC 材及び SGHC 材には、JIS にて降伏点の参考値しか記載がないため、降伏点の参考値を記載している。また、SWRM 材に関しては、JIS G 3505 にて強度の規定が存在しないため、化学組成が近似している SGCC 材の降伏点の参考値を降伏点として採用する。

表 1.2 使用材料と許容応力度・許容耐力

(1) 鋼材

部材	使用材料	基準強度 (N/mm ²)	長期許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)		備考
			圧縮 引張 曲げ	せん断	圧縮 引張 曲げ	せん断	
鋼材	SS400	235	156	90	235	135	t ≤ 40

(2) 天井下地材

部材	使用材料	降伏点 (N/mm ²)	長期許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)		備考
			圧縮 引張 曲げ	せん断	圧縮 引張 曲げ	せん断	
斜め部材 野縁 野縁受け クリップ ハンガー ジョイント材 取付金具	SGCC SGHC	(205)	136	78	205	118	JIS G 3302
吊りボルト	SWRM	(205)	136	78	205	118	JIS G 3505
インサート	SWCH	280	186	107	280	161	JIS G 3507-2

※SWRM材は、SGCC材に倣う

※耐力値による検討を行う部材は、別途メーカーカタログ値による値を採用する

※()内の数値は、JISにおける降伏点の参考値を示す

(3) ビス

部材	径 (mm)	降伏点又 は耐力 (N/mm ²)	長期許容耐力 (N)		短期許容耐力 (N)		備考
			引張	せん断	引張	せん断	
ビス	4	180	900	740	1300	1100	平13国交告1641 第12号第三(※)

※薄板軽量形鋼の厚さがねじ頭側：t=1.2mm、ねじ先側がt=1.0mmとした場合にて算出

※天井仕上材(ボード等)と野縁を止める際の許容耐力は、別途計算の上、算出する

1-5 部材断面性能

斜め部材の設計、接合部材の設計において使用する部材の断面性能を表 1.4 に示す。

表 1.4 使用材料と断面性能

名称	断面	断面積 (mm ²)		断面二次モーメント (mm ⁴)		断面係数 (mm ³)		断面二次半径 (mm)
		断面積	せん断用断面積	強軸	弱軸	強軸	弱軸	弱軸
野縁受け	C-38×12×1.2	72.0	45.6	13,590	847	715	90	3.50
斜め材(A1部分)	C-38×12×1.2	72.0	45.6	13,590	847	715	90	3.50
斜め材(A2部分)	C-40×20×7×1.0	91.3	68.5	21,560	4,839	1,078	374	7.30
斜め材(A2部分)	C-65×30×7×1.0	138.5	103.9	93,290	16,210	2,870	787	10.81
吊りボルト	W1/2	92.5	69.3	682		125.6		2.72

§ 2. 水平方向及び上下方向の地震力算定

2-1 水平震度の算定

検討に用いる水平震度は、平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 2 項 1 号ロに規定される水平震度 k を用いる。

k : 階に応じて次の表に掲げる水平震度

	階	水平震度
(一)	$0.3(2N+1)$ を超えない整数に 1 を加えた階から最上階	$2.2rZ$
(二)	(一)又は(三)以外の階	$1.3rZ$
(三)	$0.11(2N+1)$ を超えない整数の階から最下階	0.5
この表において、N 及び r は、それぞれ次の数値を表すものとする。 N 地上部分の階数 r 次に定める式によって計算した数値 $r = \min \left[\frac{1 + 0.125(N - 1)}{1.5}, 1.0 \right]$ Z 令第 88 条第 1 項に規定する Z の数値		

上記表にて、

- (一) $0.3(2N+1)=0.3 \times (2 \times 1 + 1)=0.9$ を超えない整数 0 に 1 を加えた階から最上階
→地上 1 階
- (三) $0.11(2N+1)=0.11 \times (2 \times 1 + 1)=0.33$ を超えない整数 0 の階から最下階
→該当階なし
- (二) (一)又は(三)以外の階
→該当階なし

本設計例にて対象とする特定天井は、1 階見上げ部分の天井であるため、本例では、(一)の「水平震度： $2.2rZ$ 」に該当する。

水平震度 k にかかる係数 r について、以下の通り算定する。また、地域係数は $Z=1.0$ である。

$$r = \min \left[\frac{1 + 0.125(N - 1)}{1.5}, 1.0 \right] = \min \left[\frac{1 + 0.125(1 - 1)}{1.5}, 1.0 \right] = \min[0.667, 1.0] = 0.667$$

以上より、本設計例にて検討に要する際の水平震度 k は以下の通りとなる。

$$k=2.2 \times 0.667 \times 1.0=1.467$$

2-2 水平方向の地震力算定

本節では、前節にて算出した水平震度を用いて水平方向の地震力を算定する。

地震力は、前節にて算出した水平震度 k を、平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 2 項 1 号ロに規定される天井面構成部材及び天井面構成部材に地震その他の震動及び衝撃により生ずる力を負担させるものの総重量 W に乗じたものとする。

(1) 体育館の天井材について

- ・天井面積：679.5m²（見付面積）

A1, A3 部分：

天 井 面 積：238.5m²（各々）

A2 部分：

天 井 面 積：202.5m²

- ・柱スパン：5.0m(X 方向)、20.0m(Y 方向)
- ・単位質量：20kg/m²

(2) 天井面構成部材及び天井面構成部材に地震その他の震動及び衝撃により生ずる力を負担させるものの総重量 W

総重量： $W=(20.0 \times 9.8 \times 10^{-3}) \times 679.5=133.2\text{kN}$

A1, A3 部分： $W_{A1}=W_{A3}=(20.0 \times 9.8 \times 10^{-3}) \times 238.5=46.8\text{kN}$

A2 部分： $W_{A2}=(20.0 \times 9.8 \times 10^{-3}) \times 202.5=39.7\text{kN}$

(3) 水平方向の地震力 kW

以上の算定結果より、本設計例にて使用する水平方向の地震力 kW は、以下の通りとなる。

$kW=1.467 \times 133.2=195.4\text{kN}$ （全体地震力）

A1, A3 部分： $kW_{A1}=kW_{A3}=1.467 \times 46.8=68.6\text{kN}$

A2 部分： $kW_{A2}=1.467 \times 39.7=58.2\text{kN}$

2-3 鉛直震度の算定

本設計例では、Y 方向のスパンが 20m であり、15m を超えているため地震時に上下動を考慮する。水平震度法を用いることにより、鉛直震度を $k_v=1.0$ とする。

§ 3. 斜め部材の設計

3-1 斜め部材の耐力計算

本設計例では、座屈を考慮した許容圧縮応力度から斜め部材の座屈耐力を算出する。

A1, A2 各々の天井において、X 及び Y 方向の方向別に算定する。

3-1-1 A1 部分

(1) X 方向

1) 斜め部材の選定

吊りボルトの吊り長さ：1200mm

斜め部材の鉛直方向の長さ（以下、鉛直長さ）：697mm

斜め部材：C-38×12×1.2

断面積： $A_b = 72.0\text{mm}^2$

断面二次半径： $i = 3.5\text{mm}$

斜め部材の長さ： $L_b = \sqrt{335^2 + 697^2} = 773\text{mm}$ $\theta = 64.3^\circ$, $\cos\theta = 0.433$

細長比： $\lambda_b = L_b/i = 220.9$

F の値は表 1.2(2)天井下地材における降伏点の値(205N/mm^2)を用いた。

限界細長比： $\Lambda = \frac{1,500}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}} = 128.3$

ヤング係数： $E = 205,000\text{N/m}^2$

2) 斜め部材の座屈耐力

斜め部材 1 本分の座屈耐力は、細長比： $\lambda_b = \frac{L_b}{i} = 220.9 \geq \Lambda$ より、

許容圧縮応力度： $f_c = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_b^2} = 28.7\text{N/mm}^2$

座屈耐力(1 本分)： $P_b = f_c \times A_b = 28.7 \times 72.0 = 2,066\text{N}$ となる。

ゆえに、座屈から決まる斜め部材 1 組の水平耐力(2 本分)は、

水平耐力(2 本分)： $Q_b = P_b \times \cos\theta \times 2 = 2,066 \times 0.433 \times 2 = 1,789\text{N}$ となる。

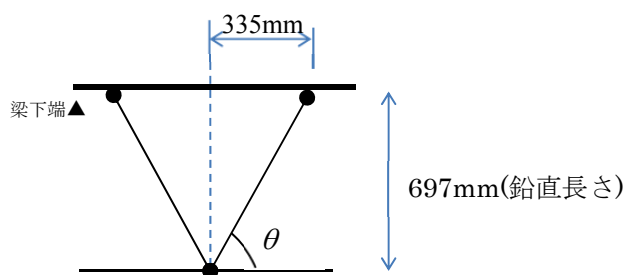


図 3.1 斜め部材断面略図 (A1 部分 : X 方向)

(2) Y 方向

1) 斜め部材の選定

斜め部材 : C-38×12×1.2

$$\text{斜め部材の長さ : } L_b = \sqrt{321^2 + (697 + 321 \cdot \frac{4}{10})^2} = 886\text{mm}$$

$$\text{細長比 : } \lambda = L_b / i = 253.1$$

2) 斜め部材の座屈耐力

斜め部材 1 本分の座屈耐力は、細長比 : $\lambda_b = \frac{L_b}{i} = 253.1 \geq \lambda$ より、

$$\text{許容圧縮応力度 : } f_c = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_b^2} = 21.8\text{N/mm}^2$$

$$\text{座屈耐力(1 本分) : } P_b = f_c \times A_b = 21.8 \times 72.0 = 1,569\text{N}$$

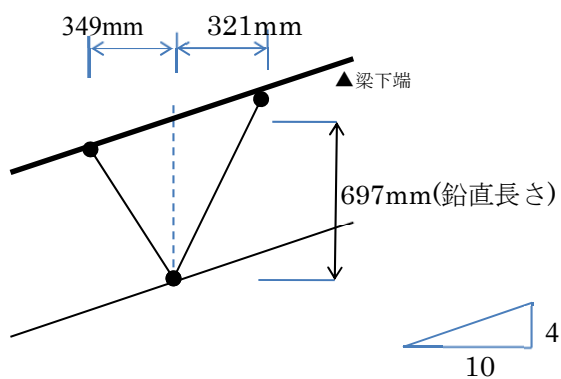


図 3.2 斜め部材断面略図 (A1 部分 : Y 方向)

3-1-2 A2 部分

(1) X 方向

1) 斜め部材の選定

①鉛直長さ 1.2m 部分 (1,255mm)

斜め部材：C-40×20×7×1.0 ($A_b=91.3\text{mm}^2$, $i=7.30\text{mm}$)

部材長さ： $L_b = \sqrt{421^2 + 1,255^2} = 1,324\text{mm}$ $\theta_1=71.5^\circ$, $\cos\theta_1=0.318$

細長比： $\lambda_b = L_b/i = 181.4$

限界細長比： $\Lambda = \frac{1,500}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}} = 128.3$

②鉛直長さ 1.6m 部分 (1,631mm)

斜め部材：C-40×20×7×1.0

部材長さ： $L_b = \sqrt{454^2 + 1,631^2} = 1,693\text{mm}$ $\theta_2=74.4^\circ$, $\cos\theta_2=0.268$

細長比： $\lambda_b = L_b/i = 232.0$

③鉛直長さ 2.0m 部分 (2,049mm)

斜め部材：C-65×30×7×1.0 ($A_b=138.5\text{mm}^2$, $i=10.81\text{mm}$)

部材長さ： $L_b = \sqrt{480^2 + 2,049^2} = 2,104\text{mm}$ $\theta_3=76.8^\circ$, $\cos\theta_3=0.228$

細長比： $\lambda_b = L_b/i = 194.6$

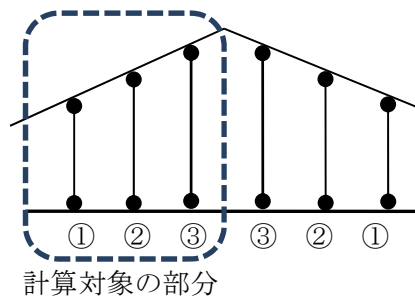
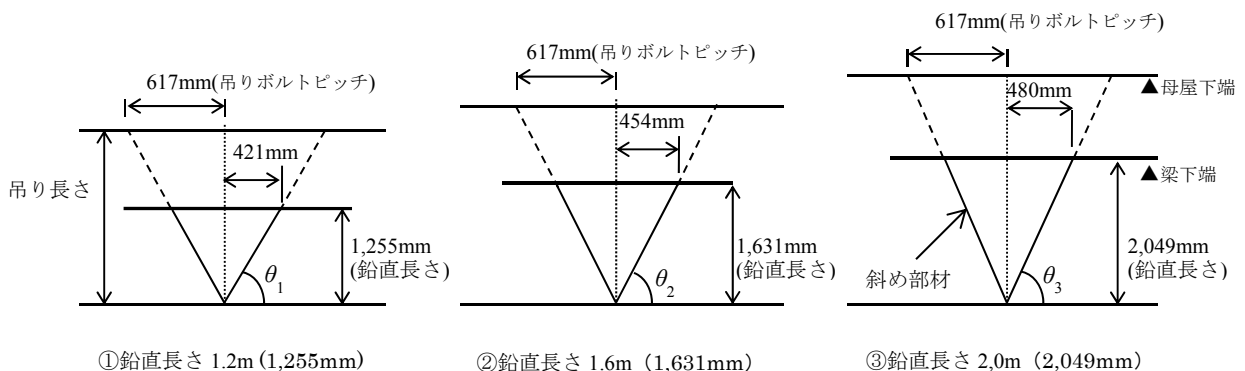


図 3.3 斜め部材断面略図 (A2 部分：X 方向)

2) 斜め部材の座屈耐力

①鉛直長さ 1.2m (1,255mm)

斜め部材 1 本分の座屈耐力は、細長比： $\lambda_b = \frac{L_b}{i} = 181.4 \geq \Lambda$ より、

$$\text{許容圧縮応力度：} f_c = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_b^2} = 42.5 \text{N/mm}^2$$

$$\text{座屈耐力(1 本分)：} P_b = f_c \times A_b = 42.5 \times 91.3 = 3,880 \text{N}$$

となる。ゆえに、座屈から決まる斜め部材 1 組の水平耐力(2 本分)は、

$$\text{水平耐力(2 本分)：} Q_b = P_b \times \cos\theta_1 \times 2 = 3,880 \times 0.318 \times 2 = 2,468 \text{N}$$

となる。

②鉛直長さ 1.6m (1,631mm)

斜め部材 1 本分の座屈耐力は、細長比： $\lambda_b = L_b/i = 232.0 \geq \Lambda$ より、

$$\text{許容圧縮応力度：} f_c = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_b^2} = 26.0 \text{N/mm}^2$$

$$\text{座屈耐力(1 本分)：} P_b = f_c \times A_b = 26.0 \times 91.3 = 2,374 \text{N}$$

$$\text{水平耐力(2 本分)：} Q_b = P_b \times \cos\theta_2 \times 2 = 2,374 \times 0.268 \times 2 = 1,272 \text{N}$$

③鉛直長さ 2.0m (2,049mm)

斜め部材 1 本分の座屈耐力は、細長比： $\lambda_b = L_b/i = 194.6 \geq \Lambda$ より、

$$\text{許容圧縮応力度：} f_c = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_b^2} = 36.9 \text{N/mm}^2$$

$$\text{座屈耐力(1 本分)：} P_b = f_c \times A_b = 36.9 \times 138.5 = 5,111 \text{N}$$

$$\text{水平耐力(2 本分)：} Q_b = P_b \times \cos\theta_3 \times 2 = 5,111 \times 0.228 \times 2 = 2,331 \text{N}$$

(2)Y 方向

1) 斜め部材の選定

①鉛直長さ 1.4m 部分 (1,443mm)

斜め部材：C-40×20×7×1.0

$$\text{部材長さ：} L_b = \sqrt{469^2 + (1,443 + 469 \cdot \frac{4}{10})^2} = 1,697 \text{mm} \quad \theta_1 = 74.0^\circ, \quad \cos\theta_1 = 0.276$$

$$\text{細長比：} \lambda_b = L_b/i = 1,697/7.30 = 232.5 > \Lambda$$

②鉛直長さ 2.0m 部分 (2,049mm)

斜め部材：C-65×30×7×1.0

$$\text{部材長さ：} L_b = \sqrt{780^2 + 2,049^2} = 2,192 \text{mm} \quad \theta_2 = 69.1^\circ, \quad \cos\theta_2 = 0.356$$

$$\text{細長比：} \lambda_b = L_b/i = 2,192/10.81 = 202.8 \geq \Lambda$$

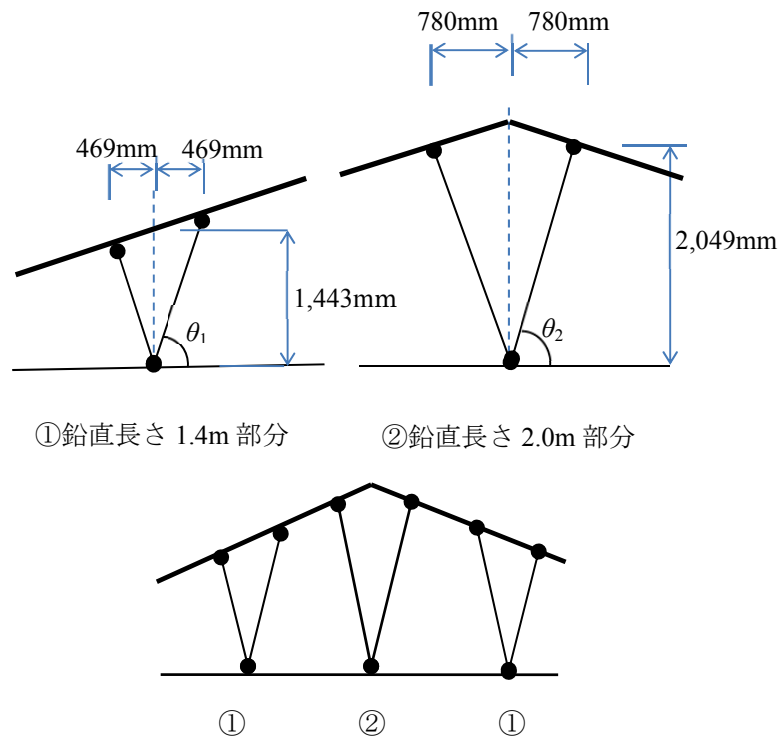


図 3.4 斜め部材断面略図（A2 部分：Y 方向）

2) 斜め部材の座屈耐力

斜め部材 1 本分の座屈耐力は、前述の細長比より算出する。

① 鉛直長さ 1.4m 部分（1,443mm）

$$\text{許容圧縮応力度} : f_c = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_b^2} = 25.9 \text{N/mm}^2$$

$$\text{座屈耐力(1 本分)} : P_b = f_c \times A_b = 25.9 \times 91.3 = 2,365 \text{N} \quad \text{となる。}$$

② 鉛直長さ 2.0m 部分（2,049mm）

$$\text{許容圧縮応力度} : f_c = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_b^2} = 34.0 \text{N/mm}^2$$

$$\text{座屈耐力(1 本分)} : P_b = f_c \times A_b = 34.0 \times 138.5 = 4,710 \text{N} \quad \text{となる。}$$

3-2 斜め部材の組数算定

斜め部材の組数は、平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 1 項 9 号に規定される 2 本の斜め部材から構成される組数 n の算定方法による。

A1, A2 各々の天井において、X, Y 方向の方向別に算定する。組数の算定にあたり、斜め部材の座屈耐力より接合部材の耐力が小さいため、座屈耐力から求めた組数の 2 倍程度割り増しを行い接合部材に作用する応力を低減する。

3-2-1 地震力の分配

A1, A2 各々の天井において、X, Y 方向の方向別に算定する。なお、天井の水平剛性は、技術基準の解説「第Ⅱ編 天井及びその部材・接合部の耐力・剛性の設定方法」に示された手法に従った。以下に剛性の算定を示す。

(1)X 方向

X 方向の斜め部材の組数を仮定する。

A1, A3 部分の斜め部材(図 3.1 参照)：各々 72 組

A2 部分の斜め部材(図 3.3 参照)：

①鉛直長さ 1.2m 片側屋根 12 組、全体 24 組

②鉛直長さ 1.6m 片側屋根 12 組、全体 24 組

③鉛直長さ 2.0m 片側屋根 12 組、全体 24 組

ここで解説書「第Ⅱ編 3-7 天井全体の許容耐力・剛性の評価」に基づき、下式により A2 部分の水平剛性を算出する。斜め部材 1 組当たりの水平方向の剛性 (K) は、下式による。

$$K = 1/f \quad , \quad f = f_{a,c} + f_b$$

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}^2}{k_i} = \bar{N}^2 \times \left(\frac{1}{k_{\text{引張}}} + \frac{1}{k_{\text{圧縮}}} \right)$$

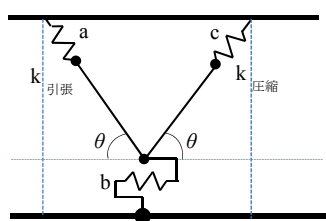
f ：斜め部材 1 組当たりの水平方向の柔性(mm/N)

f_b ：ばね b による水平方向の柔性(mm/N)

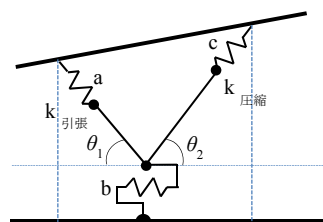
$\bar{N}$ ：斜め部材下端に単位水平力が作用する場合の軸力

$k_{\text{引張}}$ ：斜め部材(a)の軸方向剛性（引張）(N/mm)

$k_{\text{圧縮}}$ ：斜め部材(c)の軸方向剛性（圧縮）(N/mm)



(a)左右の斜め部材の仰角が同じ場合



(b)左右の斜め部材の仰角が異なる場合

図 3.5 天井面構成部材の水平剛性モデル

【参 考】

1. 任意角度で左右の斜め部材の仰角 θ が等しい場合

【仮定】

[1]V字の斜め部材の仰角 θ は等しいとする。

[2]静定とする。

[3]外力は水平方向のみに作用する。

仮定[1]～[3]より、水平力 F に対する左右の部材の軸力 N の大きさは幾何学的に決まり、その大きさは、

$$N = \frac{F}{2\cos\theta} \quad (1)$$

である。

仮想仕事法による変位 δ は、

$$\delta = \sum \frac{N\bar{N}}{k_i} \quad (2)$$

ここで、 N : 外力 F のときの軸力、 $\bar{N}$: 変位を求めようとする位置・方向に単位力を加えたときの軸力、 k_i : バネ剛性、である。

V字の下端に水平力が作用する場合の柔性 $f_{a,c}$ は、 $F=1$ のとき、すなわち $N = \bar{N} = 1/(2\cos\theta)$ のときの δ であるから、任意の角度 θ のときは式(2)より、

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}^2}{k_i} = \bar{N}^2 \sum \frac{1}{k_i} = \left(\frac{1}{2\cos\theta} \right)^2 \sum \frac{1}{k_i} \quad (3)$$

2. 任意角度で左右の斜め部材の仰角 θ が異なる場合

【仮定】

[2]静定とする。

外力は任意方向でよく、外力の作用線と斜め部材の軸線がなす角度を θ_1, θ_2 とする。

(右図では例として外力が水平方向の場合を描いている。)

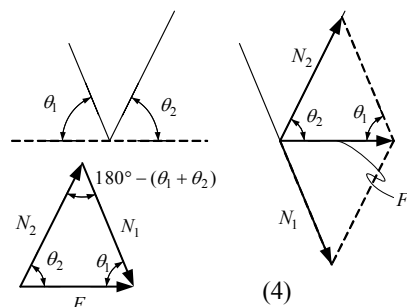
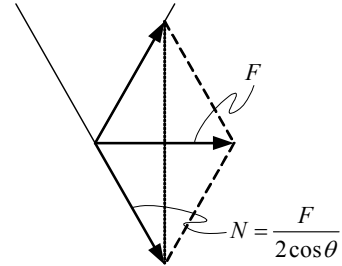
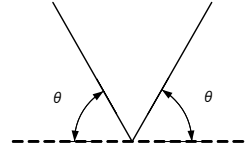
各部材の軸力は、力の三角形で正弦定理を考えると、

$$\frac{F}{\sin\{180^\circ - (\theta_1 + \theta_2)\}} = \frac{|N_2|}{\sin\theta_1} = \frac{|N_1|}{\sin\theta_2}$$

$\sin\{180^\circ - (\theta_1 + \theta_2)\} = \sin(\theta_1 + \theta_2)$ を考慮すれば、

$$|N_1| = \frac{\sin\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} F, \quad |N_2| = \frac{\sin\theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} F \quad (5)$$

式(5)で $F=1$ とした場合の $|N_i|$ を式(3)の $\bar{N}$ に代入することで、水平方向の柔性 $f_{a,c}$ が求められる。



なお、左右の斜め部材の仰角が異なる場合の水平剛性は下式により求める。

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}_i^2}{k_i} = \frac{1}{k_i} \left\{ \frac{\sin \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \right\}^2 + \frac{1}{k_i} \left\{ \frac{\sin \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \right\}^2$$

本設計例では、解説書の数値を用いて、吊りボルト側の変形を含めた斜め部材の軸方向の剛性が引張で 518N/mm、圧縮で 1410N/mm、ばね b による水平方向の柔性 f_b を 1.03×10^{-3} mm/N と仮定する。

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}^2}{k_i} = \bar{N}^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1410} \right)$$

①鉛直長さ 1.2m 部分

$$\bar{N} = (1324 \div 421) \times (1/2) = 1.57$$

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}^2}{k_i} = \bar{N}^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1410} \right) = 1.57^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1410} \right) = 6.51 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$f = 6.51 \times 10^{-3} + 1.03 \times 10^{-3} = 7.54 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$K_{\textcircled{1}} = 1/f = 133 (\text{N/mm}) = 0.133 (\text{kN/mm}) \approx 0.13 (\text{kN/mm})$$

②鉛直長さ 1.6m 部分

$$\bar{N} = (1693 \div 454) \times (1/2) = 1.86$$

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}^2}{k_i} = \bar{N}^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1410} \right) = 1.86^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1410} \right) = 9.13 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$f = 9.13 \times 10^{-3} + 1.03 \times 10^{-3} = 10.16 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$K_{\textcircled{2}} = 1/f = 98 (\text{N/mm}) = 0.098 (\text{kN/mm}) \approx 0.10 (\text{kN/mm})$$

③鉛直長さ 2.0m 部分

$$\bar{N} = (2104 \div 480) \times (1/2) = 2.19$$

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}^2}{k_i} = \bar{N}^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1410} \right) = 2.19^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1410} \right) = 12.66 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$f = 12.66 \times 10^{-3} + 1.03 \times 10^{-3} = 13.69 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$K_{\textcircled{3}} = 1/f = 73 (\text{N/mm}) = 0.073 (\text{kN/mm}) \approx 0.07 (\text{kN/mm})$$

A2 部分の斜め部材 1 組当たりの水平剛性は下記のようなになる。

① 鉛直長さ 1.2m 部分 : $K_{\textcircled{1}} = 0.13 \text{ kN/mm/組}$

② 鉛直長さ 1.6m 部分 : $K_{\textcircled{2}} = 0.10 \text{ kN/mm/組}$

③ 鉛直長さ 2.0m 部分 : $K_{\textcircled{3}} = 0.07 \text{ kN/mm/組}$

A2 部分の片側屋根の地震力を斜め部材の水平剛性の比で分配すると、各部分の負担する水平地震力は下記ようになる。

$$\textcircled{1} \quad Q_{X,1} = 0.13 \times 12 / \{(0.13 + 0.10 + 0.07) \times 12\} \times (kW_{A2}/2) = 0.22 \text{ } kW_{A2} = 12.8 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} \quad Q_{X,2} = 0.10 \times 12 / \{(0.13 + 0.10 + 0.07) \times 12\} \times (kW_{A2}/2) = 0.17 \text{ } kW_{A2} = 9.9 \text{ kN}$$

$$\textcircled{3} \quad Q_{X,3} = 0.07 \times 12 / \{(0.13 + 0.10 + 0.07) \times 12\} \times (kW_{A2}/2) = 0.11 \text{ } kW_{A2} = 6.4 \text{ kN}$$

(2)Y 方向

Y 方向の斜め部材の組数を仮定する。

(a)A1、A3 部分の斜め部材(図 3.2 参照) : 各 60 組

(b)A2 部分の斜め部材(図 3.4 参照) :

①鉛直長さ 1.4m 部分 24 組×2=48 組

②鉛直長さ 2.0m 部分 24 組

斜め部材 1 組当たりの水平剛性は下記ようになる。

①鉛直長さ 1.4m 部分

$$\theta_1 = 70.7 \text{ 材}, \theta_2 = 74.6 \text{ 材より} \quad \sin\theta_1 = 0.94, \sin\theta_2 = 0.96, \sin(\theta_1 + \theta_2) = 0.57$$

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}^2}{k_i} = \frac{1}{k_1} \left\{ \frac{\sin\theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \right\}^2 + \frac{1}{k_2} \left\{ \frac{\sin\theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \right\}^2 = \frac{1}{518} \left(\frac{0.96}{0.57} \right)^2 + \frac{1}{1,410} \left(\frac{0.94}{0.57} \right)^2$$

$$= 7.40 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$f = 7.40 \times 10^{-3} + 1.03 \times 10^{-3} = 8.43 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$K_{\textcircled{1}} = 1/f = 118.6 (\text{N/mm}) \doteq 0.12 (\text{kN/mm})$$

②鉛直長さ 2.0m 部分

$$\bar{N} = (2,192 \div 780) \times (1/2) = 1.41$$

$$f_{a,c} = \sum \frac{\bar{N}^2}{k_i} = \bar{N}^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1,410} \right) = 1.41^2 \times \left(\frac{1}{518} + \frac{1}{1,410} \right) = 5.25 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$f = 5.25 \times 10^{-3} + 1.03 \times 10^{-3} = 6.28 \times 10^{-3} (\text{mm/N})$$

$$K_{\textcircled{2}} = 1/f = 159 (\text{N/mm}) = 0.159 (\text{kN/mm}) \doteq 0.16 (\text{kN/mm})$$

①鉛直長さ 1.4m 部分 : $K_{\textcircled{1}} = 0.10 \text{ kN/mm/組}$

②鉛直長さ 2.0m 部分 : $K_{\textcircled{2}} = 0.16 \text{ kN/mm/組}$

A2 部分の地震力を斜め部材の水平剛性の比で分配すると、各部分の負担する水平地震力は下記ようになる。

$$\textcircled{1} Q_{Y,1} = 0.12 \times 24 / \{(0.12 + 0.16 + 0.12) \times 24\} \times (kW_{A2}) = 0.30 \text{ } kW_{A2} = 17.5 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} Q_{Y,2} = 0.16 \times 24 / \{(0.12 + 0.16 + 0.12) \times 24\} \times (kW_{A2}) = 0.40 \text{ } kW_{A2} = 23.3 \text{ kN}$$

3-2-2 A1 部分の組数

(1) X 方向

1) 2 本の斜め部材から構成される組数 n

$$n = kW/Q_b$$

kW : 2-2(3)で算出した水平方向の地震力($kW_{A1}=68.6\text{kN}$)

Q_b : 3-1-1(1)にて算出した斜め部材 1 組の水平耐力($=1,789\text{N}$: 2 本分)

$$n = kW/Q_b = 68.6 \times 10^3 / 1,789 = 38.3 \rightarrow 39 \text{ 組}$$

ここで、接合部分の耐力を勘案し、3-2-1(1)で仮定した斜め部材の組数の 72 組を用いる。

2) 斜め部材 1 組が負担する水平地震力 (接合部材設計用)

前述の通り、72 組の斜め部材を配置した際、斜め部材 1 組が負担する水平地震力 (F')、斜め部材の軸力(P'_b)を算定する。

$$F' = kW_{A1}/n = 68.6 \times 10^3 / 72 = 953\text{N/組}$$

$$P'_b = F' / 2\cos\theta = 953 / (2 \times 0.433) = 1,100\text{N/組}$$

(2) Y 方向

水平地震力と斜め部材との力の釣り合いの関係を求めるには、3-2-1 で示した手法などがあるが、本設計例では示力図を用いて算出する。

また、水平地震力は長い斜め部材に圧縮力が生じる場合 (座屈耐力が小さい場合) の加力方向のみ検討する。

水平震度法では、柱スパンが 15.0m を超える場合は、上下震度 1.0 以上の数値を用いて検討する必要がある。本設計例の柱スパンは 20.0m(Y 方向)のため、検討を要する。この場合、上下震度による地震力は吊りボルトで負担するものとし、5 章で検討する。

1) 2 本の斜め部材から構成される組数 n

3-1-1(2)で算出した座屈耐力($P_b = 1,569\text{N}$)を基に、斜め部材 1 組が負担できる水平地震力(F)と斜め部材に生じる引張力(N_b)を算出する。

図 3.6 に示す示力図より、 $F = 1,412\text{N}$ 、 $N_b = 1,686\text{N}$

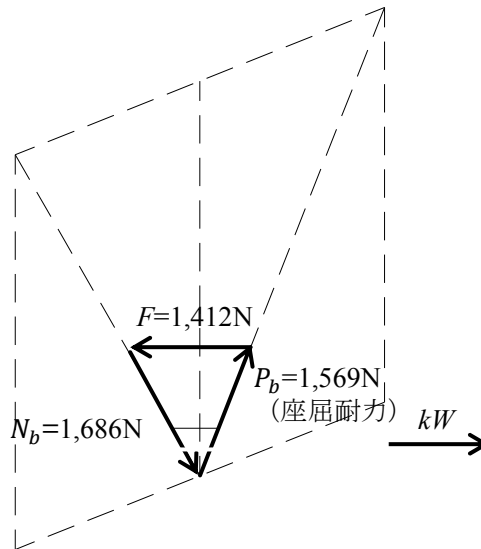


図 3.6 示力図 (A1 部分 : Y 方向)

斜め部材の引張耐力の確認

$$\text{斜め部材の引張耐力} : tP_b = f_t \times A_b = 205 \times 72.0 = 14,760\text{N}$$

$$\text{ゆえに、} N_b = 1,686\text{N} < tP_b = 14,760\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

2本の斜め部材から構成される組数 n

$$n = \frac{kW_{A1}}{F} = 68.6 \times 10^3 / 1,412 = 48.6 \rightarrow 49 \text{ 組}$$

従って、3-2-1 で仮定した 60 組とし、釣り合い良く配置する。

2) 斜め部材 1 組が負担する水平地震力 (接合部材設計用)

前述の通り 60 組の斜め部材を配置した際に、斜め部材 1 組が負担する水平地震力 F' 、斜め部材の軸力 (P'_b : 圧縮、 N'_b : 引張) を算定する。

$$F' = kW_{A1} / n = 68.6 \times 10^3 / 60 = 1,143\text{N/組}$$

$$P'_b = P_b \times F' / F = 1,569 \times 1,143 / 1,412 = 1,271\text{N/組}$$

$$N'_b = N_b \times F' / F = 1,686 \times 1,143 / 1,412 = 1,365\text{N/組}$$

3-2-3 A2 部分の組数

(1) X 方向

1) 2 本の斜め部材から構成される組数 n

3-2-1(1)より求まる①、②、③の負担する水平方向の地震力を、3-1-2(1)で求まる水平耐力を用いて組数を算出する。なお、片側屋根部で算定する。

① 鉛直長さ 1.2m 部分

$$n = Q_{X,1}/Q_b = 12.8 \times 10^3 / 2,468\text{N} = 5.2 \quad \rightarrow \quad 6 \text{ 組}$$

② 鉛直長さ 1.6m 部分

$$n = Q_{X,2}/Q_b = 9.9 \times 10^3 / 1,272\text{N} = 7.8 \quad \rightarrow \quad 8 \text{ 組}$$

③ 鉛直長さ 2.0m 部分

$$n = Q_{X,3}/Q_b = 6.4 \times 10^3 / 2,331\text{N} = 2.7 \quad \rightarrow \quad 3 \text{ 組}$$

X 方向の組数は①、②、③とも 3-2-1 (1) で仮定した 12 組とし、釣り合い良く配置する。

2) 斜め部材 1 組が負担する水平地震力 (接合部材設計用)

前述の通り①、②、③の片屋根部分にそれぞれ 12 組の斜め部材を配置した際に、斜め部材 1 組が負担できる水平地震力(F')を算定する。

$$F'_{\text{①}} = Q_{Y,1}/n = 12.8 \times 10^3 / 12 = 1,067\text{N/組}$$

$$F'_{\text{②}} = Q_{Y,2}/n = 9.9 \times 10^3 / 12 = 825\text{N/組}$$

$$F'_{\text{③}} = Q_{Y,3}/n = 6.4 \times 10^3 / 12 = 533\text{kN/組}$$

(2) Y 方向

水平地震力は長い斜め部材に圧縮力が生じる場合 (座屈耐力が小さい場合) の加力方向のみ検討する。

1) 2 本の斜め部材から構成される組数 n

① 鉛直長さ 1.4m 部分

3-1-2(2)で算出した座屈耐力($P_b = 2,365\text{N}$)を基に、斜め部材 1 組が負担できる水平地震力(F)と斜め部材に生じる引張力(N_b)を算出する。

図 3.7 に示す示力図より、 $F = 1,504\text{N}$, $N_b = 2,429\text{N}$

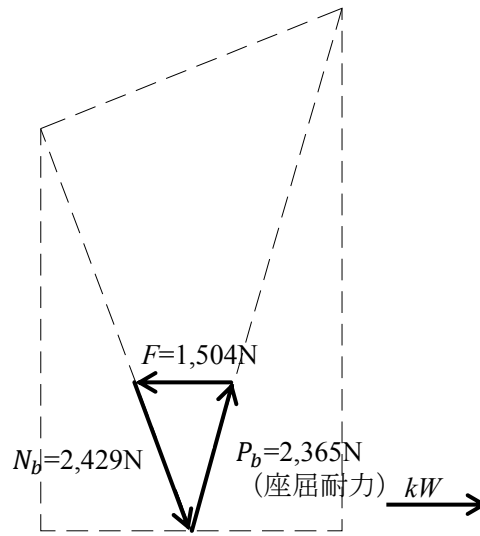


図 3.7 示力図 (A2 部分の① : Y 方向)

斜め部材の引張耐力の確認

$$\text{斜め部材の引張耐力} : tP_b = f_t \times A_b = 205 \times 91.3 = 18,717\text{N}$$

$$\text{ゆえに、} N_b = 2,429\text{N} < tP_b = 18,717\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

3-2-1(2)で算出した片側屋根の地震力 $Q_{Y,1} = 16.3\text{kN}$

$$n = Q_{Y,1}/F$$

F : 斜め部材 1 組が負担できる水平地震力 (=1,504N)

$$n = Q_{Y,1}/F = 16.3 \times 10^3 / 1,504 = 10.8 \rightarrow 11 \text{ 組}$$

②鉛直長さ 2.0m 部分

3-1-2(2)で算出した座屈耐力($P_b=4,710\text{N}$)を基に、斜め部材 1 組が負担できる水平地震力(F)と斜め部材に生じる引張力(N_b)を算出する。

図 3.8 に示す示力図より、 $F=3,354\text{N}$ 、 $N_b=4,710\text{N}$

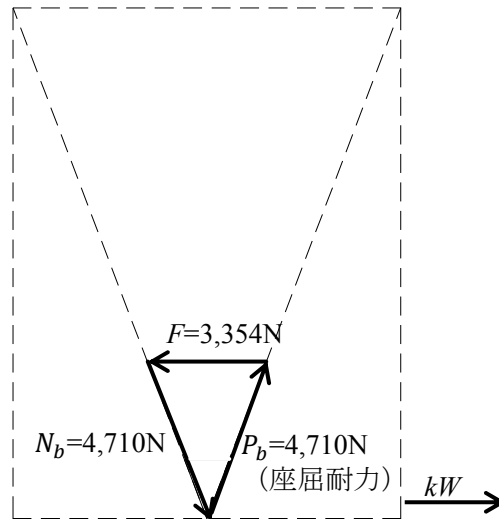


図 3.8 示力図 (A2 部分の② : Y 方向)

斜め部材の引張耐力の確認

$$\text{斜め部材の引張耐力} : tP_b = f_t \times A_b = 205 \times 138.5 = 28,393\text{N}$$

$$\text{ゆえに、} N_b=4,710\text{N} < tP_b = 28,393\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

2 本の斜め部材から構成される組数 n

$$n = Q_{Y,2}/F$$

$$3-2-1(2)\text{で算出した地震力 } Q_{Y,2} = 25.6\text{kN}$$

F : 斜め部材 1 組が負担できる水平地震力(=3,354N)

$$n = Q_{Y,2}/F = 25.6 \times 10^3 / 3,354 = 7.6 \rightarrow 8 \text{ 組}$$

A2 部分においては、鉛直長さの違いにより、斜め部材の組が 2 種類存在する。3-2-1(2)で仮定したとおり、鉛直長さ 1.4m 部分 (①) で片側 24 組(A2 全体で 48 組)、2.0m 部分 (②) で 24 組を釣り合い良く配置する。

2) 斜め部材 1 組が負担する水平地震力 (接合部材設計用)

①鉛直長さ 1.4m 部分：片側屋根で 24 組 (両側屋根で 48 組)

斜め部材 1 組が負担できる水平地震力(F')、斜め部材の軸力(P'_b : 圧縮、 N'_b : 引張)を算定する。

水平地震力 (右向きに kW) が作用する場合

$$F' = Q_{Y,1}/n = 16.3 \times 10^3 / 24 = 679 \text{ N/組}$$

$$P'_b = P_b \times F' / F = 2,365 \times 679 / 1,504 = 1,068 \text{ N/組}$$

$$N'_b = N_b \times F' / F = 2,429 \times 679 / 1,504 = 1,097 \text{ N/組}$$

②鉛直長さ 2.0m 部分： 24 組

$$F' = Q_{Y,2}/n = 25.6 \times 10^3 / 24 = 1,067 \text{ N/組}$$

$$P'_b = P_b \times F' / F = 4,710 \times 1,067 / 3,354 = 1,498 \text{ N/組}$$

$$N'_b = N_b \times F' / F = 4,705 \times 1,067 / 3,354 = 1,498 \text{ N/組}$$

3-3 斜め部材の配置計画

前節にて算定した斜め部材の組数を配置するためにゾーニングを行う。ゾーニングは、以下の条件により行う。

- (1) 分割する各ゾーニングの大きさは、一体として挙動する天井の面積の 1/4 以下、かつ概ね見付面積で 50m² 以下とする
- (2) 各ゾーニングの一辺の長さは、10m 以下とする
- (3) X 方向及び Y 方向ともに、2 列以上に分割する
一組の斜め部材の形状は、V 字状とする。

(4) A1 部分、A3 部分

(a)斜め部材断面と組数

X 方向 : C-38×12×1.2 72 組以上

Y 方向 : C-38×12×1.2 60 組以上

(b)分割されたゾーンは、X 方向：11 組以上 13 組以下、Y 方向：7 組以上 9 組以下の斜め部材を配置する。

(c)吊り材の水平投影間隔は、X 方向 617mm 以内、Y 方向：678mm 以内、吊長さ：1,200mm。

(5) A2 部分

(a)斜め部材断面と組数

X 方向 : 鉛直長さ 1.2m : C-40×20×7×1.0 24 組以上

鉛直長さ 1.6m : C-40×20×7×1.0 24 組以上

鉛直長さ 2.0m : C-65×30×7×1.0 24 組以上

Y 方向 : 鉛直長さ 1.4m : C-40×20×7×1.0 48 組以上

鉛直長さ 2.0m : C-65×30×7×1.0 24 組以上

(b)分割された各ゾーンは、

X 方向 : 鉛直長さ 1.2m : 3 組以上、5 組以下

鉛直長さ 1.6m : 3 組以上、5 組以下

鉛直長さ 2.0m : 3 組以上、5 組以下

Y 方向 : 鉛直長さ 1.4m : 7 組以上、9 組以下

鉛直長さ 2.5m : 棟をはさんだ 2 つのゾーンで 7 組以上 9 組以下

(c)吊り材の間隔は、X 方向 : 617mm 以内、Y 方向は 678mm 以内とし、吊り長さは、1,200mm 以内とする。

(d)吊り長さは、1,900~2,950mm とする。

以上により、ゾーニングした結果を図 3.9 に示す。また、図 3.10 には参考として各ゾーン内に斜め部材を配置した図を示す。

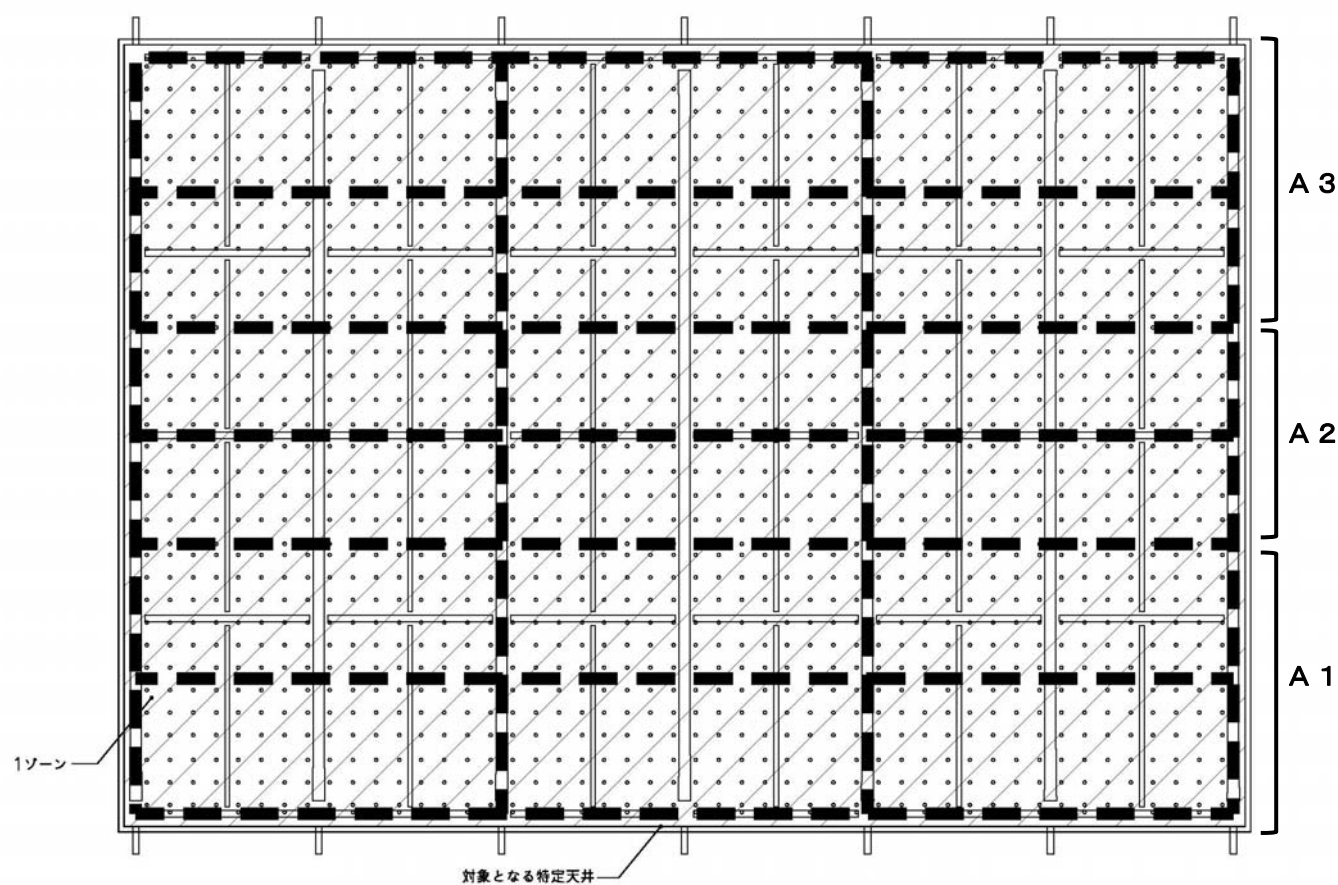


図 3.9 分割したゾーニング図

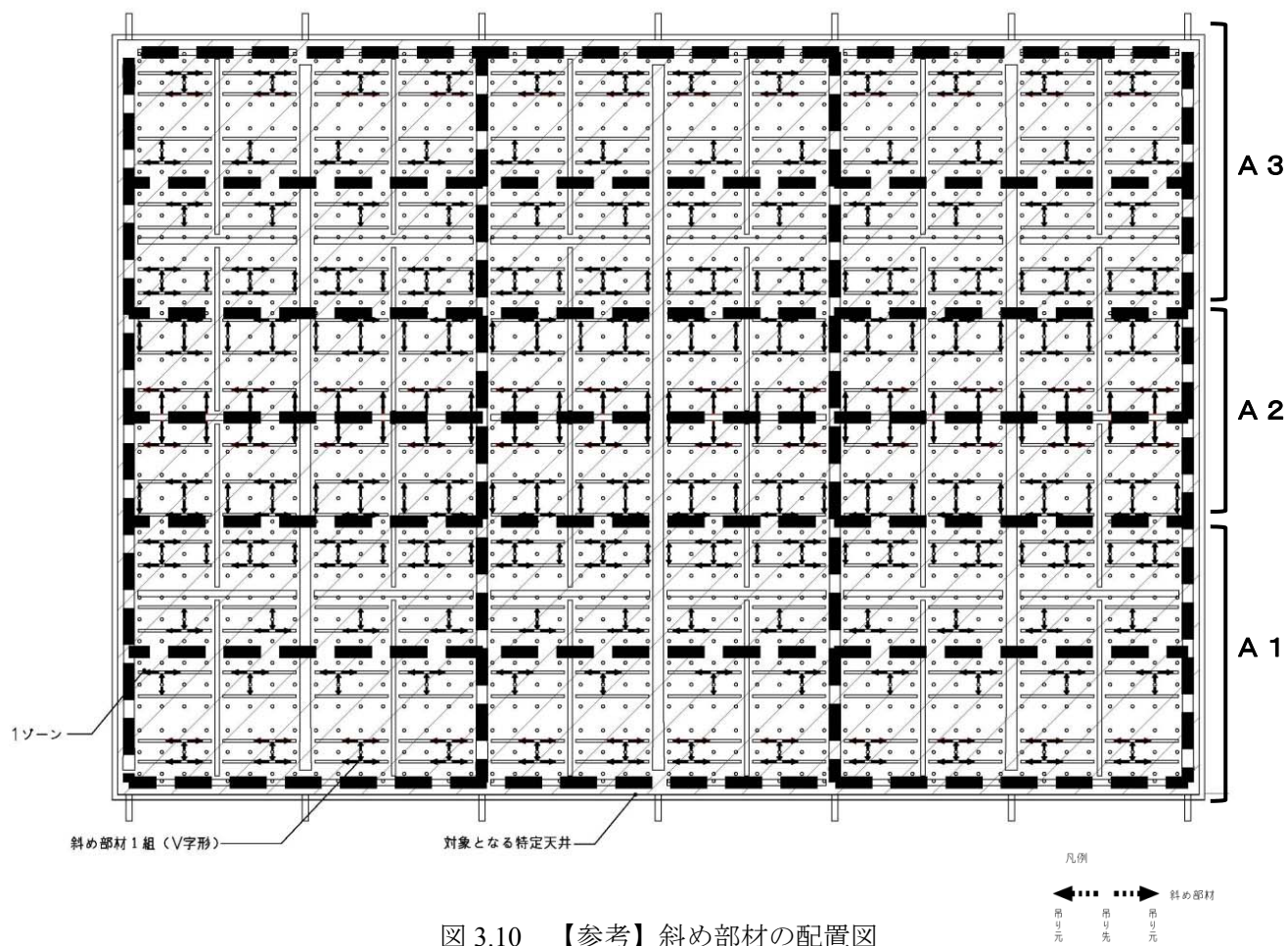


図 3.10 【参考】斜め部材の配置図

§ 4. クリアランスの設計

4-1 必要クリアランスの算定

天井面構成部材と壁等とのクリアランスは、平成 25 年国土交通省告示第 771 号第 3 第 2 項 1 号ロに規定される数値以上とする。

ただし、本設計例では吊り長さが 3m 以下(2,950mm)のため、算定式によらず天井面構成部材と壁等とのクリアランスは 6cm とする。

なお、天井同士のクリアランスは、水平方向で $6\text{cm} + 6\text{cm} = 12\text{cm}$ とする。

§ 5. 接合部材の設計

5-1 接合部材の耐力計算

本設計例では、X 方向を A2 部分（鉛直長さ 1.6m 部分）、Y 方向は A1 部分を代表として計算し、野縁受けについては、それぞれ強軸、弱軸の検討を行う。その他の部分での検討は省略する。吊り元アングルピース及び吊り材上部の設計（吊りボルト）は、Y 方向にて検討する。なお、接合部材の計算は、3-2 で求めた軸力を用いて行う。

(1) X 方向（A2 部分）

検討対象箇所は、図 5.1 の伏図に示す A2 部分（X 方向）で、鉛直長さは 1.6m である。

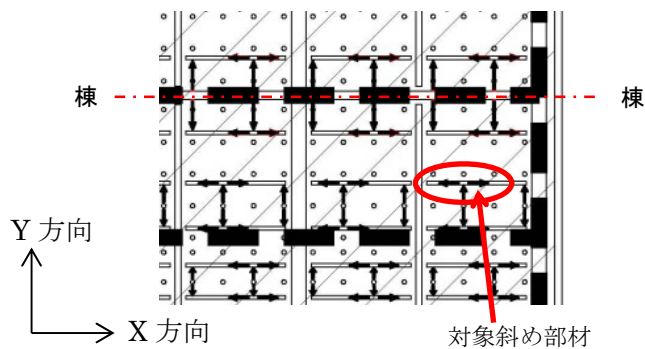


図 5.1 A2 部分平面図

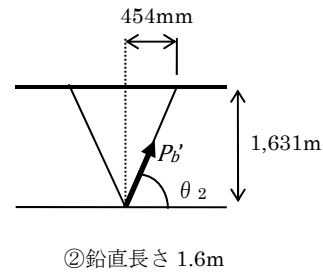


図 5.2 斜め部材断面略図

1) 斜め部材接合部の設計(上部)

斜め部材の軸力 (P_b) は、3-2-3 A2 部分(1)X 方向より下式で求まる。

$$P_b' = (F_{(2)}' \times 1/2) \times (1/\cos\theta_2) = 825 \times 0.5 \times (1/0.268) = 1,539\text{N}$$

設計用短期圧縮力 : $N_U = P_b' = 1,539\text{N}$

斜め部材上部の取付金具の短期許容圧縮耐力 N_{UA} は、C 社製品を使用する。カタログ値より $N_{UA} = 2,200\text{N}$ とする。

$$N_U = 1,539\text{N} \leq N_{UA} = 2,200\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

また、図 5.3 のように取付金具は斜め部材に $\phi 4$ ビス $\times 2$ 本にて接合させる。

その短期許容せん断耐力は、以下の通りである。

短期許容せん断耐力 :

$$1,100\text{N/本} \times 2 \text{ 本} = 2,200\text{N} > 1,539\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

なお、ガセットプレートの検討は本設計例では省略する。

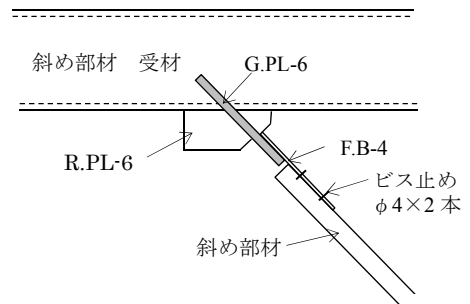
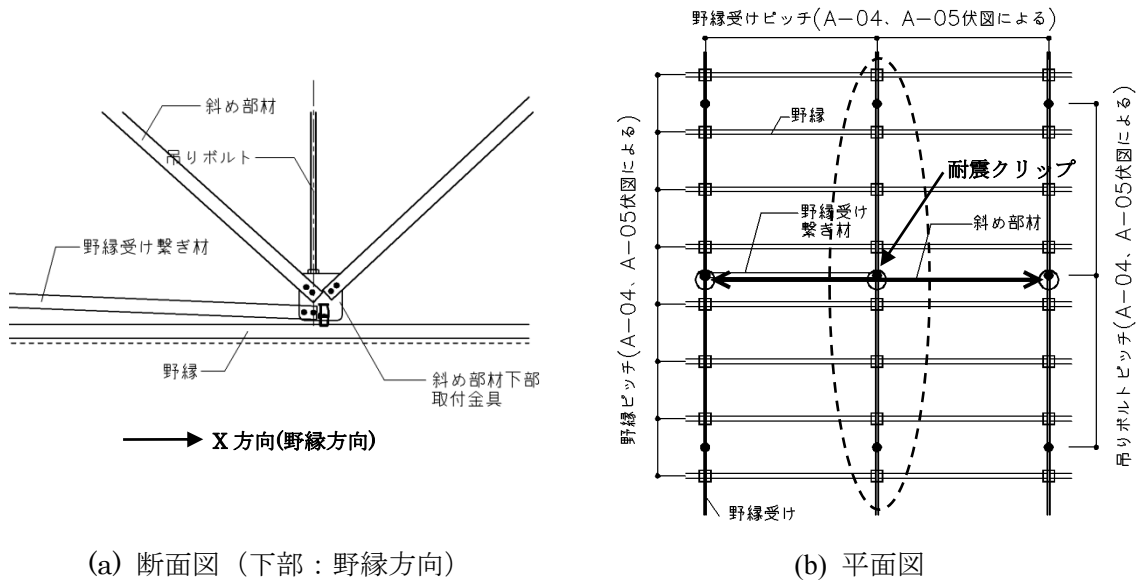


図 5.3 斜め部材接合部（上部）

2) 斜め部材接合部の設計(下部)

野縁方向(図 5.4)の斜め部材は野縁受けに直接 $\phi 4$ ビス×2 本にて接合させる。その短期許容せん断力は、以下の通りである。

$$\text{短期許容せん断力} : 1,100\text{N/本} \times 2 \text{ 本} = 2,200\text{N} > N_U = 1,539\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$



(a) 断面図 (下部：野縁方向)

(b) 平面図

図 5.4 斜め部材接合部

野縁方向に用いる斜め部材下部の取付金具は、C 社製品を使用することとし、その短期許容耐力は、メーカーカタログ値 (3,680N) とする。

$$\text{短期許容せん断耐力} : 3,680\text{N} > N_U = 1,539\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

3) 野縁受けの設計

(a) 野縁受け直交方向地震時の野縁受けの検討

野縁受けの水平荷重に対する検討は、斜め部材 1 組が負担する水平力に対して行う。ただし、野縁受け間に野縁に平行に野縁受け緊ぎ材を配置し、斜め部材 1 組からの水平力を 2 本の野縁受けに負担させる設計とする(図 5.5、図 5.6)。

また、野縁方向における野縁受けの設計に関しては、メカニズム時(図 5.7)の耐力を損傷耐力と見なすことができ、その 2/3 を許容耐力とできることが C 社製品の天井ユニット試験により確かめられているので、本設計例においては、この値を採用する。なお、類似の試験結果は、既往の研究¹⁾²⁾が参考となる。

【引用文献】

- 1) 金井 崇紘, 元結 正次郎, 佐藤 恭章 : 部分天井試験体を用いた動的および静的実験, 強化されたクリップを用いた在来工法天井に関する研究 その 1, 日本建築学会学術講演梗概

概集, pp.877-878, 2012.09

- 2) 佐藤 恭章, 元結 正次郎, 金井 崇紘: 施工誤差を考慮した天井システムの性能評価, 強化されたクリップを用いた在来工法天井に関する研究 その2, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.879-880, 2012.09

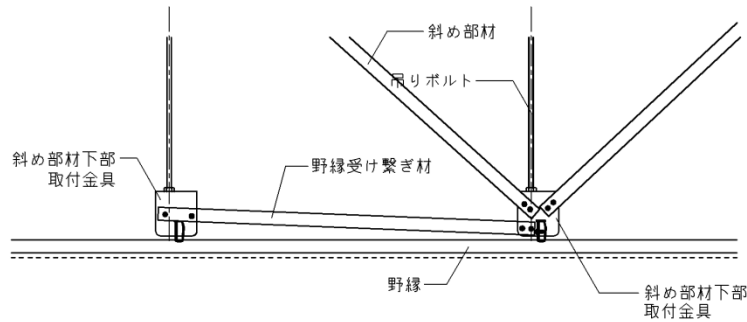


図 5.5 野縁受けに対する水平力（野縁受け直交方向地震時の野縁受けの検討）

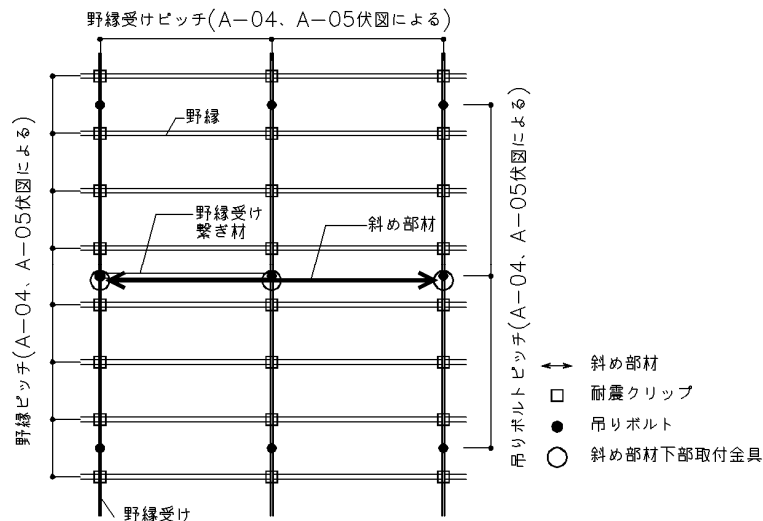


図 5.6 各部材の平面配置図

- ・ 野縁受け: C-38×12×1.2
- ・ 野縁のピッチ: @330mm

$$M_p = \sigma_y \times Z_p = 205 \times 164 = 33,620 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$P_d = 8 \times M_p / L_c = 8 \times 33,620 / 330 = 816 \text{ N}$$

$$P_a = \frac{2}{3} \times P_d = \frac{2}{3} \times 816 = 544 \text{ N}$$

σ_y : 表 1.3 (2) 天井下地材における降伏点の値(N/mm²)

Z_p : 野縁受けの弱軸の塑性断面係数(mm³)

M_p : 野縁受けの弱軸廻りの全塑性曲げモーメント(N・mm)

L_c : 野縁のピッチ (mm)

P_d : 野縁受け 1 本あたりの損傷耐力(N)

P_a : 野縁受け 1 本あたりの許容耐力(N)

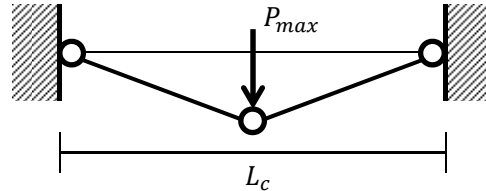


図 5.7 野縁受けの崩壊機構

- ・ 斜め部材の存在応力の水平分力 (2 本分) : $F'_{②}=825\text{N}$

この $F'_{②}$ を野縁受け 2 本で負担する。

設計用短期荷重 $P=F'_{②}/2=825/2=413\text{N}$

ゆえに、

$$\frac{P}{P_a} = \frac{413}{544} = 0.76 \leq 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

であるため、斜め部材からの応力は野縁受け 2 本で負担させれば良い(野縁のピッチを@330mm とした場合)。

(b)野縁受け強軸方向の検討 (鉛直方向)

斜め部材の偏心接合によって野縁受けに作用する鉛直荷重に対する検討は、吊り材の支配面積当たりの天井面構成部材等の総重量 W_1 と、斜め部材が負担する鉛直分力に対して行う(図 5.8 参照)。

- ・ 野縁受け : C-38×12×1.2 ($I_x=13,590\text{mm}^4$, $Z_x=715\text{mm}^3$, $A=72.0\text{mm}^2$, $A_w=45.6\text{mm}^2$)

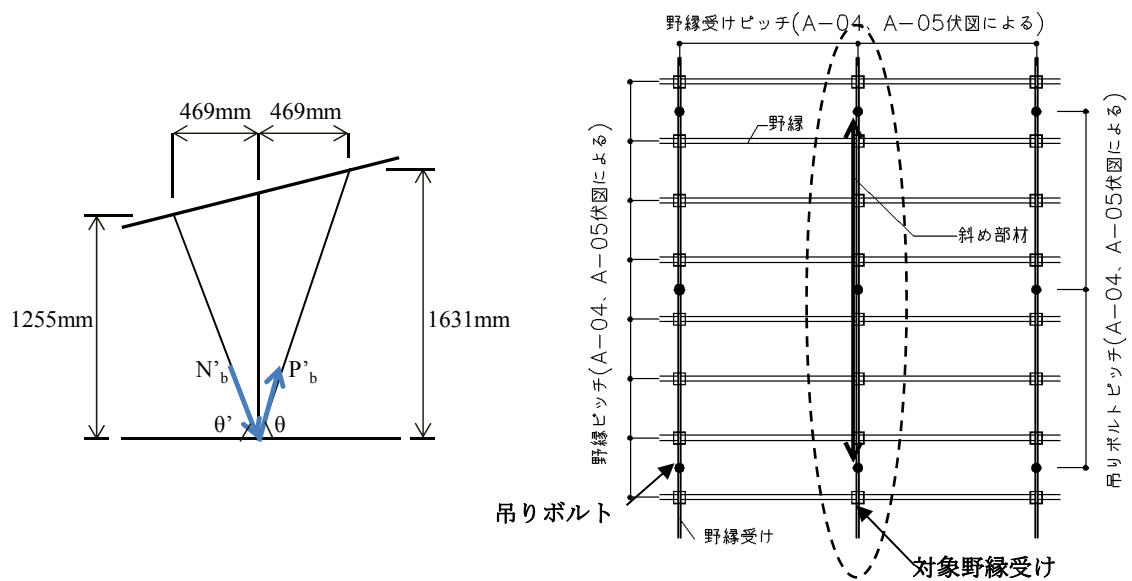


図 5.8 野縁受けに作用する斜め部材の鉛直力 (A2 部分 Y 方向 鉛直長さ 1.4m 部分)

- ・ 斜め部材の存在応力

3-2-3A2 部分(2)Y 方向 3) (a)より、 $P'_b=1,068\text{N}$ 、 $N'_b=1,097\text{N}$ 、 $F'=679\text{N}$

部材長さ：

$$L_b = \sqrt{469^2 + (1,631)^2} = 1,698\text{mm} \quad \theta = 73.9^\circ, \cos\theta = 0.276, \sin\theta = 0.961$$

$$L'_b = \sqrt{469^2 + (1,255)^2} = 1,340\text{mm} \quad \theta' = 69.5^\circ, \cos\theta' = 0.350, \sin\theta' = 0.937$$

$$P'_b \text{ の鉛直分力 } P'_{b1} : P'_{b1} = 1,068 \times \sin\theta = 1,026\text{N}$$

$$N'_b \text{ の鉛直分力 } N'_{b1} : N'_{b1} = 1,097 \times \sin\theta' = 1,028\text{N}$$

$$P'_b \text{ の水平分力 } P'_{b2} : P'_{b2} = 1,068 \times \cos\theta = 295\text{N}$$

$$N'_b \text{ の水平分力 } N'_{b2} : N'_{b2} = 1,097 \times \cos\theta' = 384\text{N}$$

$$\text{天井面構成部材の重量} : \omega = 130\text{N/m} (=20\text{kg/m}^2 \times 0.66\text{m} \times 9.8)$$

- ・ 野縁受けの強軸曲げに対する検討

吊りボルトの位置をピン支点としてモデル化 (水平ピッチ : @660mm) する。

斜め部材は、最大離隔寸法である 200mm (中央から 100mm ずつ) 離れているものとする(図 5.9)

野縁受けの連梁応力解析を行った結果、野縁受けに発現する応力は、

$$M = 70,953\text{N} \cdot \text{mm} \quad , \quad Q = 876\text{N}$$

となる。

曲げ応力度 σ_b は、

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_x} = \frac{70,953}{715} = 99.2 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{99.2}{205} = 0.48$$

となり、せん断応力度 τ は、

$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{876}{45.6} = 19.2 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \frac{\tau}{f_s} = \frac{19.2}{118} = 0.16$$

となる。また、曲げモーメントとせん断力の組み合わせ応力の検討

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}}{f_t} = \frac{\sqrt{99.2^2 + 3 \times 19.2^2}}{f_t} = \frac{104.6}{205} = 0.51 \leq 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

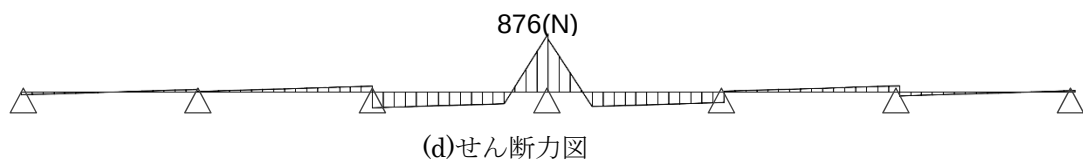
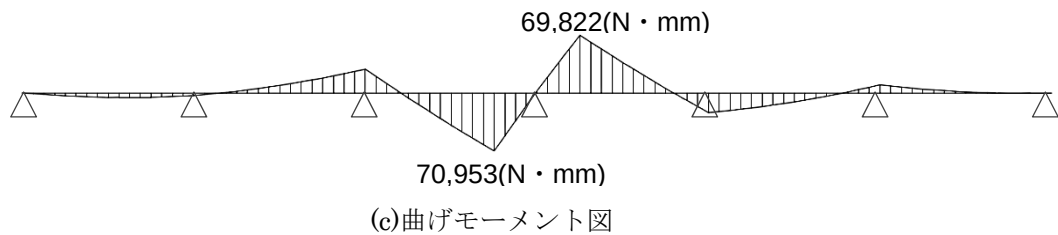
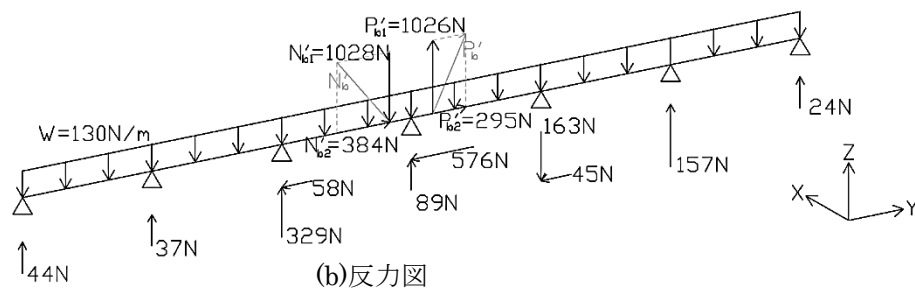
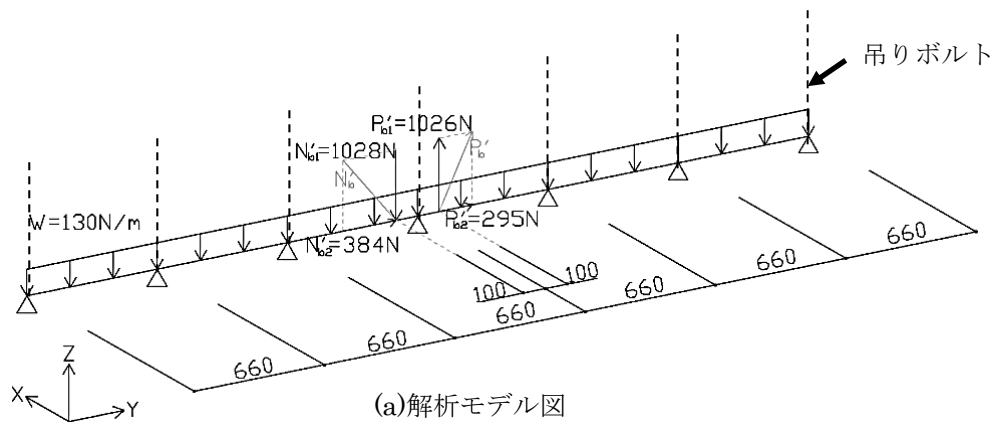


図 5.9 強軸の連梁応力解析モデル及び曲げモーメント図・せん断力図

4) クリップ部(野縁受け+クリップ+野縁)の設計

クリップ部の水平荷重に対する検討は、野縁受け+クリップ+野縁の複合部材で耐力評価した試験結果を用いて検討する。クリップ部の設計用水平荷重 Q_c は、斜め部材からの応力をクリップ 2 個(野縁方向、野縁受け方向)で負担するものとして算定する。また、野縁受けと野縁の接合に用いるクリップは、JIS クリップよりも耐震性能を向上させた C 社製品を使用する。

斜め部材の水平力(2 本分)：

野縁方向 ： 前項 3) (a)より $F'_2=825\text{N}$

この水平力をクリップ 2 個で負担する。

設計用短期水平荷重

野縁方向 ： $Q_N=825\text{N}/2=413\text{N}$

野縁受け方向 ： $Q_{NU}=679\text{N}/2=340\text{N}$

野縁方向：クリップ部の短期許容水平耐力 $Q_A=600\text{N} > 413\text{N} \quad \therefore \text{OK}$

野縁受け方向：クリップ部の短期許容水平耐力 $Q_A=800\text{N} > 340\text{N} \quad \therefore \text{OK}$

5) 野縁の設計

野縁に関しては、

- ・直接斜め部材からの応力を受けないこと
- ・天井面を構成する天井板に@200mm ピッチでビスにより取り付けられており、天井板の剛性が大きく寄与すること

であり、局所的な応力も発生しないことを考慮して、水平荷重及び鉛直荷重に対する検討は省略する。

6) 天井仕上材と野縁の接合部の設計

天井仕上材と野縁の接合部は、両者を繋ぐビスの検討により行う。ビスは C 社製品を使用する。ビスの許容耐力は C 社カタログ値を採用することとし、ビス部の許容引張耐力は T_A は 250N、許容せん断耐力 Q_A は 200N とする。なお、 W には野縁等の重量も含まれているが、安全側の値として用いる。

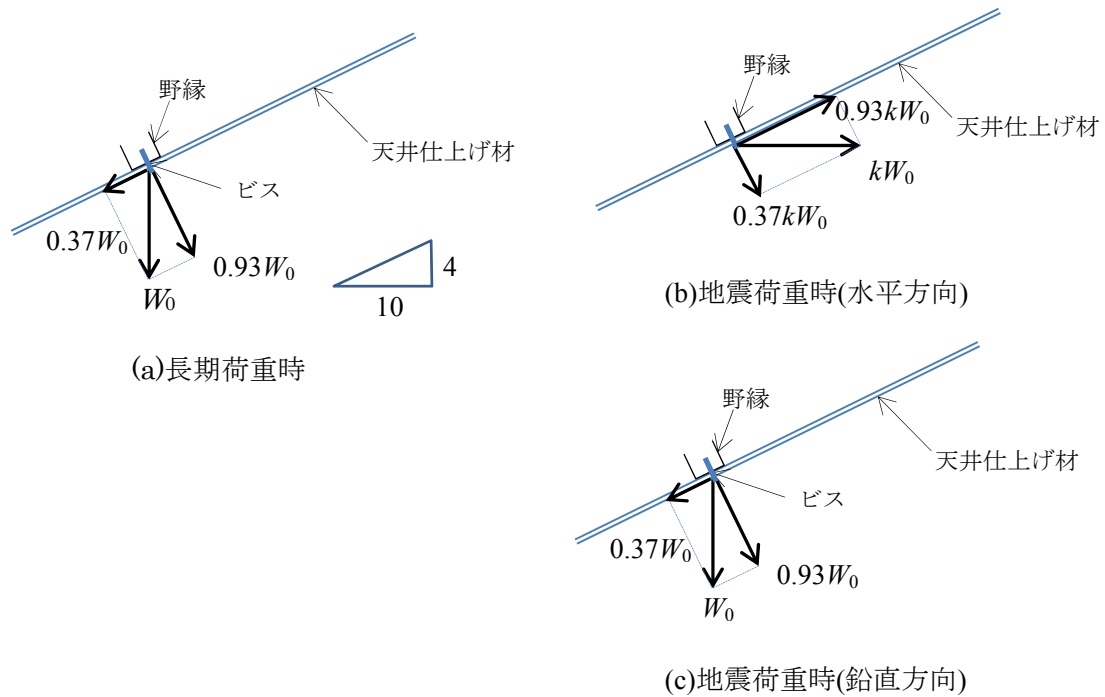


図 5.10 天井仕上材と野縁の接合部のビスに作用する力

$$\begin{aligned} \text{ビス 1 本あたりの荷重 } W_0 &= \Sigma W/A \times (\text{野縁ピッチ}) \times (\text{ビスピッチ}) \\ &= (20 \times 9.8) \times 0.3 \times @0.2 \div 12 \text{ N} \end{aligned}$$

(a)+(b)+(c)の組み合わせにより検討する。

- ・ビス部にかかる引張力

$$\begin{aligned} T_b &= W_0 \times \{(\text{長期 } 1\text{G}) \times 0.93 + (\text{地震時水平震動 } k) \times 0.37 + (\text{地震時上下 } 1\text{G}) \times 0.93\} \\ &= 12 \times (1.0 \times 0.93 + 1.467 \times 0.37 + 1.0 \times 0.93) = 12 \times 2.4 \div 29 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{ビス部の許容引張耐力 } T_A = 250 \text{ N/本} > 29 \text{ N/本} \quad \therefore \text{OK}$$

- ・ビス部にかかるせん断力（最大の力となる方向で算出）

$$\begin{aligned} Q_b &= W_0 \times \{(\text{長期 } 1\text{G}) \times 0.37 + (\text{地震時水平 } k) \times 0.93 + (\text{地震時上下 } 1\text{G}) \times 0.37\} \\ &= 12 \times (1.0 \times 0.37 + 1.467 \times 0.93 + 1.0 \times 0.37) = 12 \times 2.1 \div 26 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{ビス部の許容せん断耐力 } Q_A = 200 \text{ N/本} > 26 \text{ N/本} \quad \therefore \text{OK}$$

ゆえに、引張力とせん断力の組み合わせ応力により、

$$\sqrt{\left(\frac{T_b}{T_A}\right)^2 + \left(\frac{Q_b}{Q_A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{29}{250}\right)^2 + \left(\frac{26}{200}\right)^2} = 0.17 \leq 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

である。

(2)Y 方向 (A1 部分)

1)、2)では、吊りボルトの吊り元アングルピース及び吊りボルトの検討を行う。上下動の地震力に関しては、天井面構成部材等の重量(長期鉛直荷重)と鉛直荷重(下向きの震度： $k_v=1.0$)の力が作用するものとして検討する。

1)吊り元アングルピースの設計

吊り材から加わる応力に対して、吊り元アングルピースの検討を行う。

吊り元アングルピース： $t=6.0$ ($A_t=300\text{mm}^2$, $Z_t=300\text{mm}^3$, $I_t=900\text{mm}^4$)

$\theta=21.8^\circ$, $\sin\theta=0.371$, $\cos\theta=0.928$

吊り元アングルピースに生じる設計用長期曲げモーメント M_L は、以下に示す引張荷重 T_L に曲げ加工した部分までの距離(25mm)を乗じた値とする。検討箇所はボルトピッチが最大の 0.730m(Y 方向)で行う。

吊り材の支配面積当たりの天井面構成部材等の総重量 W_1

$$\text{引張荷重} : T_L = W_1 = 20.0 \times 9.8 \times 0.617 \times (0.730 + 0.665)/2 = 85\text{N}$$

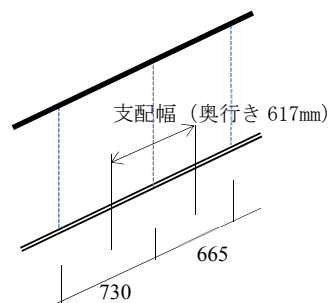
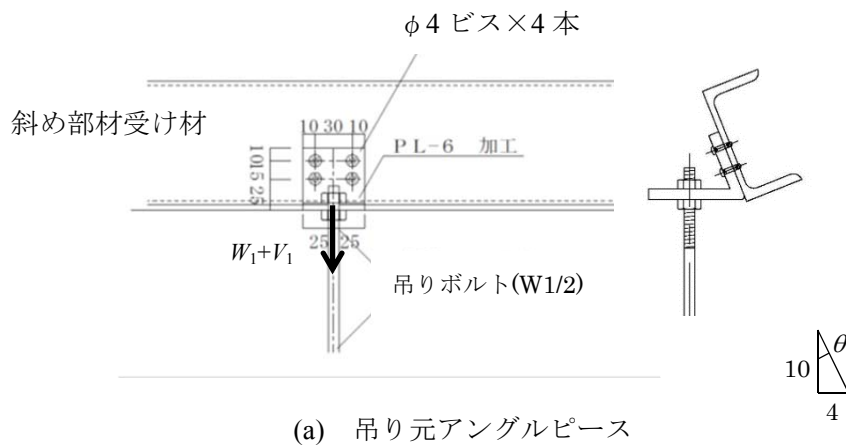


図 5.11 吊り元アングルピース

吊り元アングルピースに発生する設計用長期曲げモーメント M_L は、

$$\text{設計用長期曲げモーメント：} M_L = T_L \times 25\text{mm} = 2,125\text{N}\cdot\text{mm}$$

となる。

ゆえに、吊り元アングルピースの曲げ応力度 σ_b は、

$$\sigma_b = \frac{M_L}{Z_t} = \frac{2,125}{300} = 7.1\text{N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{7.1}{156} = 0.05 \leq 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

となる。

吊り元アングルピースに生じる設計用短期曲げモーメント M_S は、1本の吊り材に対して吊りボルトが1本のみ取り付くと考え、以下の曲げモーメントの総和とする。

- ・吊り材の支配面積当たりの天井面構成部材等の総重量 W_1 に曲げ加工した部分までの距離 (25mm) を乗じた値
- ・下向きに作用する上下震度 k_v による鉛直荷重 $V_1 = W_1 \times k_v$ (上下震度： $k_v=1.0$) に曲げ加工した部分までの距離 (25mm) を乗じた値

これにより、吊り元アングルピースに発生する曲げモーメント M_S 及びせん断力 Q_S は、

$$\text{設計用短期曲げモーメント：} M_S = W_1 \times 25 + V_1 \times 25 = 85 \times 25 + 85 \times 25 = 4,250\text{N}\cdot\text{mm}$$

$$\text{設計用短期せん断力：} Q_S = W_1 + V_1 = 85 + 85 = 170\text{N}$$

となる。

ゆえに、吊り元アングルピースの曲げ応力度 σ_b 、せん断応力度 τ は

$$\sigma_b = \frac{M_S}{Z_t} = \frac{4,250}{300} = 14.2\text{N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{14.2}{235} = 0.06$$

$$\tau = \frac{Q_S}{A} = \frac{170}{300} = 0.57\text{N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad \frac{\tau}{f_s} = \frac{0.57}{135} = 0.005$$

また、曲げ応力度とせん断応力度の組み合わせによる確認を行う。

$$\frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{f_t} = \frac{14.2}{235} = 0.06 \leq 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

となる。

また、図 5.11 のように吊り元アングルピースは母屋材に $\phi 4$ ビス $\times 4$ 本にて接合させる。鉛直方向に作用する力のビス 1 本当たりの値は、

$$T_S = (W_1 + V_1) \div 4 = (85 + 85) \div 4 = 43\text{N}$$

となり、ビスには、引張力 (N_p) とせん断力 (Q_p) が作用する。

$$N_p = T_S \times \sin \theta = 43 \times 0.371 \doteq 16\text{N} < \text{ビスの短期許容引張力} = 1,300\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

$$Q_p = T_S \times \cos \theta = 43 \times 0.928 \doteq 40\text{N} < \text{ビスの短期許容せん断力} = 1,100\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

2) 吊り材上部の設計 (吊りボルト)

(a) 上下動による下向き軸方向

吊り材には、吊りボルト(W1/2)を用いる。

吊りボルト： 断面積 $A=92.5\text{mm}^2$, $i=2.72\text{mm}$

斜め部材が取り付く吊り材上部について、軸力により検討を行う。

吊り材上部の設計用短期荷重(軸力： T)は、以下の荷重とする。

$$\text{軸力： } T = W_1 + V_1 = 85 + 85 = 170\text{N}$$

設計用短期引張荷重(=170N)

吊り材 1 本当たりの引張応力度 σ_t は、

$$\sigma_t = \frac{T}{A} = \frac{170}{92.5} = 1.8\text{N/mm}^2 \rightarrow \frac{\sigma_t}{f_t} = \frac{1.8}{205} = 0.01 \leq 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

となる。

(b) 斜め部材により吊りボルトに圧縮力が作用する場合

5)(b)より、吊りボルトを支点としていることにより、最大圧縮力は後述する図 5.17 より 310N である。

吊り長さ $L=1,200\text{mm}$ より、

$$\text{細長比： } \lambda_b = L_b / i = 441.2 \quad , \text{ 限界細長比： } \Lambda = \frac{1,500}{\sqrt{1.5}} = 128.3$$

$\lambda_b > \Lambda$ より、

$$\text{許容圧縮応力度： } f_c = 1.5 \times \frac{\pi^2 \times E}{2.17 \times \lambda_b^2} = 7.2\text{N/mm}^2$$

$$\text{座屈耐力： } P_b = f_c \times A_b = 7.2 \times 92.5 = 666\text{N}$$

$$\text{設計用圧縮力： } 310\text{N} \leq \text{座屈耐力： } P_b = 666\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

3) 斜め部材接合部の設計(上部)

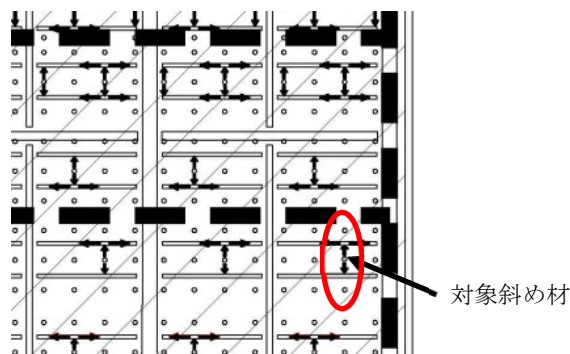


図 5.12 A1 部分平面図

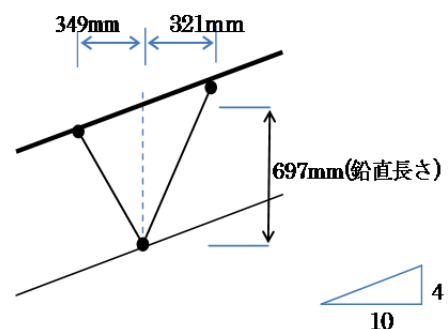


図 5.13 斜め部材断面略図

A1 部分において、水平地震力（右向きに kW ）が作用する場合の検討を行う。

3-2-2A1 部分の組数(2)Y 方向より斜め部材上部の接合部は、以下の応力に対して検討を行う。

斜め部材 1 組が負担する水平地震力 $F'=1,143\text{N}$

斜め部材の軸力(1 本分) $P_b'=1,271\text{N}$ $N_b'=1,365\text{N}$

設計用短期圧縮力： $N_U = P_b' = 1,271\text{N}$ 設計用短期引張力： $N_b = N_b' = 1,365\text{N}$

本設計例にて使用する斜め部材上部の取付金具は、C 社製品を使用する。斜め部材上部の取付金具の短期許容圧縮耐力 N_{UA} は、メーカーカタログ値(2,200N)とする。

$$N_U = 1,271\text{N} \leq N_{UA} = 2,200\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

斜め部材上部の取付金具の短期許容引張耐力 N_{UA} は、メーカーカタログ値(3,000N)とする。

$$N_b = 1,365\text{N} \leq N_{UA} = 3,000\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

また、図 5.3 のように取付金具は斜め部材に $\phi 4$ ビス×2 本にて接合させる。

その短期許容せん断耐力は、以下の通りである。

$$\cdot \text{短期許容せん断耐力} : 1,100\text{N/本} \times 2 \text{ 本} = 2,200\text{N} > N_b' = 1,365\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

4) 斜め部材接合部の設計(下部)

斜め部材下部の接合部は、以下の応力に対して検討を行う。

斜め部材の軸力(1 本分) $N_b'=1,365\text{N}$, $P_b'=1,271\text{N}$

また、野縁受け方向、野縁方向ともに斜め部材は野縁受けに直接 $\phi 4$ ビス×2 本にて接合させる。

$$\text{短期許容せん断力} : 1,100\text{N/本} \times 2 \text{ 本} = 2,200\text{N} > N_b' = 1,365\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

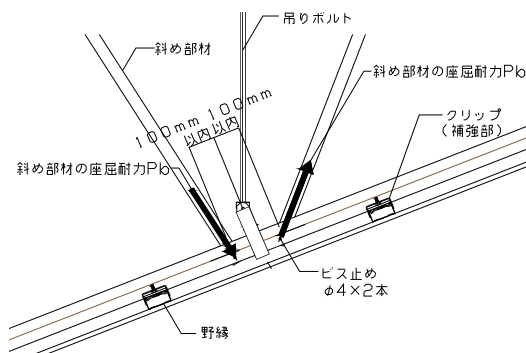


図 5.14 斜め部材接合部(下部：野縁受け方向)

斜め部材下部の取り付け金具は、C 社製品を使用する。短期許容せん断耐力はメーカーカタログ値（3,680N）とする。

$$\text{短期許容せん断耐力} : 3,680\text{N} > \text{斜め部材の水平力 } F' = 1,143\text{N} \quad \therefore \text{OK}$$

5) 野縁受けの設計

強軸方向の検討（鉛直方向）

野縁受けの鉛直荷重に対する検討は、吊り材の支配面積当たりの天井面構成部材等の総重量 W_1 と、斜め部材が負担する鉛直分力に対して行う。

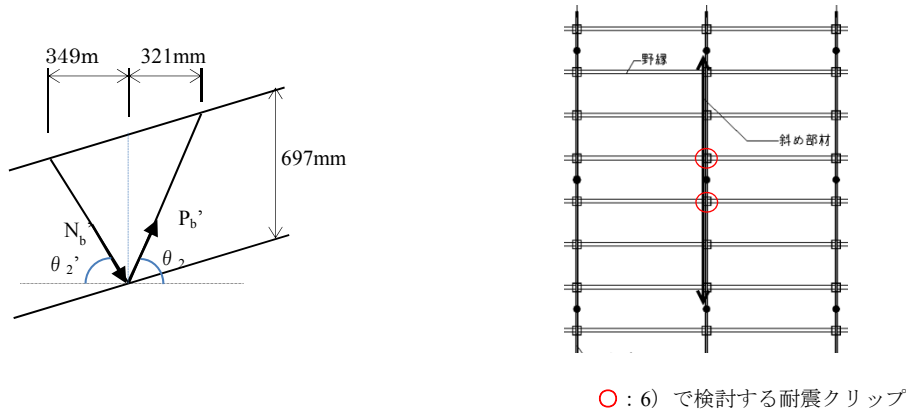


図 5.15 野縁受けに作用する鉛直力

部材長さ：

$$L_b = \sqrt{321^2 + (697 + 321 \times \frac{4}{10})^2} = 886\text{mm} \quad \theta_2 = 68.8^\circ, \cos\theta_2 = 0.362, \sin\theta_2 = 0.932$$

$$L'_b = \sqrt{349^2 + (697 - 349 \times \frac{4}{10})^2} = 658\text{mm} \quad \theta'_2 = 58.0^\circ, \cos\theta'_2 = 0.530, \sin\theta'_2 = 0.848$$

・斜め部材の存在応力

3-2-2A1 部分 (2) Y 方向 3) より、 $P'_b = 1,271\text{N}$, $N'_b = 1,365\text{N}$, $F' = 1,143\text{N}$

P'_b の鉛直分力 $P'_{b1} : P'_{b1} = P'_b \sin\theta_2 = 1,185\text{N}$

N'_b の鉛直分力 $N'_{b1} : N'_{b1} = N'_b \sin\theta'_2 = 1,158\text{N}$

P'_b の水平分力 $P'_{b2} : P'_{b2} = P'_b \cos\theta_2 = 461\text{N}$

N'_b の水平分力 $N'_{b2} : N'_{b2} = N'_b \cos\theta'_2 = 725\text{N}$

X 方向の吊りボルトピッチ 617mm であるので、

天井面構成部材の重量： $\omega = 121\text{N/m}$ ($= 20\text{kg/m}^2 \times 0.617\text{m} \times 9.8$)

野縁受けの強軸曲げに対する検討

吊りボルト位置をピン支点としてモデル化（ピッチ：@617mm）する。

斜め部材は、最大離隔寸法である 200mm（中央から 100mm ずつ）離れているものとする。

野縁受けの連梁応力解析(解析モデル：図 5.16)を行った結果、野縁受けに発生する応力は、 $M = 84,534\text{N}\cdot\text{mm}$ $Q = 1,071\text{N}$ となる。

曲げ応力度 σ_b は、

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_x} = \frac{84,534}{715} = 118.2\text{N/mm}^2 \rightarrow \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{118.2}{205} = 0.58$$

せん断応力度 τ は、

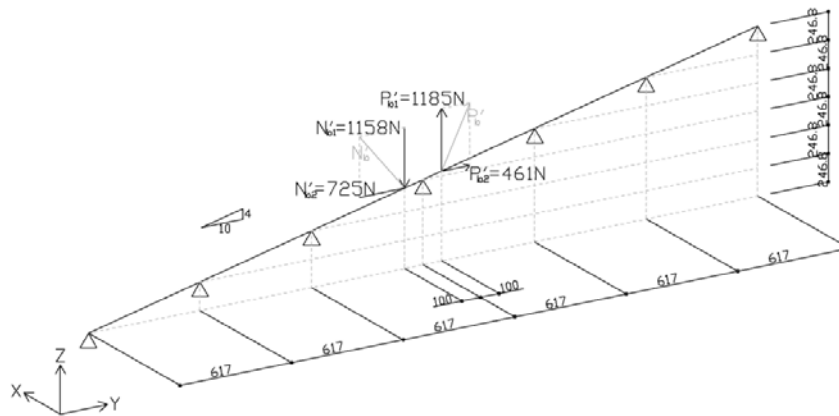
$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{1,071}{40.8} = 26.3\text{N/mm}^2 \rightarrow \frac{\tau}{f_s} = \frac{26.3}{118} = 0.22$$

最大応力の発生位置は異なるが安全側の判断として、曲げモーメントとせん断力最大値を用いて組み合わせ応力の検討を行う。

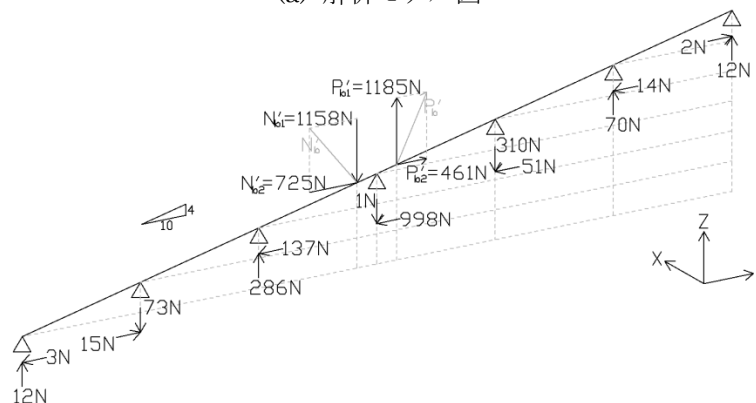
$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}}{f_t} = \frac{\sqrt{118.2^2 + 3 \times 26.3^2}}{f_t} = \frac{126.7}{205} = 0.62 \leq 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

上向きの地震動荷重時（天井面等の下向鉛直荷重がキャンセルされた場合）の吊りボルトに作用する圧縮力を算定する。図 5.17 に解析モデル図と支点反力を示す。

この図より、吊りボルトに作用する最大圧縮力は 310N(既出の吊りボルトの圧縮力の検定でこの値を使用)となる。



(a) 解析モデル図



(b) 荷重・支点反力図

図 5.17 強軸の連梁応力解析モデル及び応力図(上向き地震動の場合)

6) クリップ部(野縁受け+クリップ+野縁)の設計

クリップ部の水平荷重に対する検討は、野縁受け+クリップ+野縁の複合部材で耐力評価した試験結果を用いて検討する。クリップ部の設計用水平荷重 Q_c は、斜め部材からの応力をクリップ 2 個(野縁受け方向)で負担するものとして算定する。また、野縁受けと野縁の接合に用いるクリップは、JIS クリップよりも耐震性能を向上させた C 社製品を使用する。

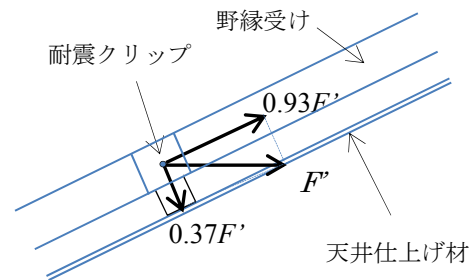


図 5.18 クリップに作用する力

斜め部材の水平力(2 本分)：

野縁受け方向 : 前項 5)より $F' = 1,143\text{N}$

$F' \times 0.93 = 1,063\text{N}$ (天井面方向)

$F' \times 0.37 = 423\text{N}$ (天井面垂直方向)

設計用短期水平荷重(この水平荷重をクリップ 2 個で負担)

天井面方向 : $1,063/2 = 532\text{N}$

天井面垂直方向 : $423/2 = 212\text{N}$

短期許容水平耐力 : 天井面方向 (水平方向) $800\text{N} > 532\text{N} \therefore \text{OK}$

天井面垂直方向 (引張方向) $1,025\text{N} > 212\text{N} \therefore \text{OK}$

7) 野縁の設計

野縁に関しては、

- ・ 直接斜め部材からの応力を受けないこと
- ・ 天井面を構成する天井板に @200mm ピッチでビスにより取り付けられており、天井板の剛性が大きく寄与すること

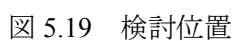
を鑑み、局所的な応力も発生しないことから、水平力及び鉛直力に対する検討は要さない。

8) ハンガー部(吊りボルト+ハンガー+野縁受け)の設計

ハンガー部は、天井面構成部材等の総重量の長期荷重分及び上下地震動による地震力を負担している。下向きの地震力は 5-1(2)2) 吊り材上部の設計(吊りボルト)より、 $T=170\text{N}$ である。ハンガーは C 社製品を使用する。

ハンガーの短期許容鉛直荷重 $N_A = 500\text{N} > T = 170\text{N} \therefore \text{OK}$

部材の応力度解析は、MIDAS / iGEN を用いた。



5-2-1 8 通り斜め部材受け材

(1) 斜め部材受け材部材の選定

- ・ 斜め部材受け材部材：[－100×50×5×7.5

$$\text{断面係数：} Z_x = 37.6 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$Z_y = 7.52 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$\text{断面二次半径：} i = 14.8 \text{mm}$$

$$\text{斜め部材受け材の長さ：} L_b = 2,500 \text{mm}$$

$$\text{細長比：} \lambda_b = L_b / i = 168.9$$

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

$$\text{限界細長比：} \Lambda = \frac{1500}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}} = 119.8 < \lambda_b$$

(2) 斜め部材受け材部材の許容応力度

$$\text{短期許容引張応力度：} f_t = F = 235 \text{N/mm}^2$$

$$\text{短期許容圧縮応力度：} f_c = \frac{18}{65 \times \left(\frac{\lambda_b}{\Lambda}\right)^2} \times F \times 1.5 = 49.3 \text{N/mm}^2$$

$$\text{短期許容せん断応力度：} f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = 135.7 \text{N/mm}^2$$

$$\text{短期許容曲げ応力度：} f_b = F = 235 \text{N/mm}^2$$

(3) 作用荷重のモデル化

斜め部材受け材の境界条件は両端ピン接合とし、斜め部材接点に斜め部材の存在応力が作用するものとし以下のようにモデル化した。

$$\text{各荷重は、} P_b' = 1,100 \text{N} \quad : 3-2-2 (1) \quad \text{A1 部分の組数、X 方向より}$$

$$P_{b(1)}' = 1,271 \text{N} \quad : 3-2-2 (2) \quad \text{A1 部分の組数、Y 方向より}$$

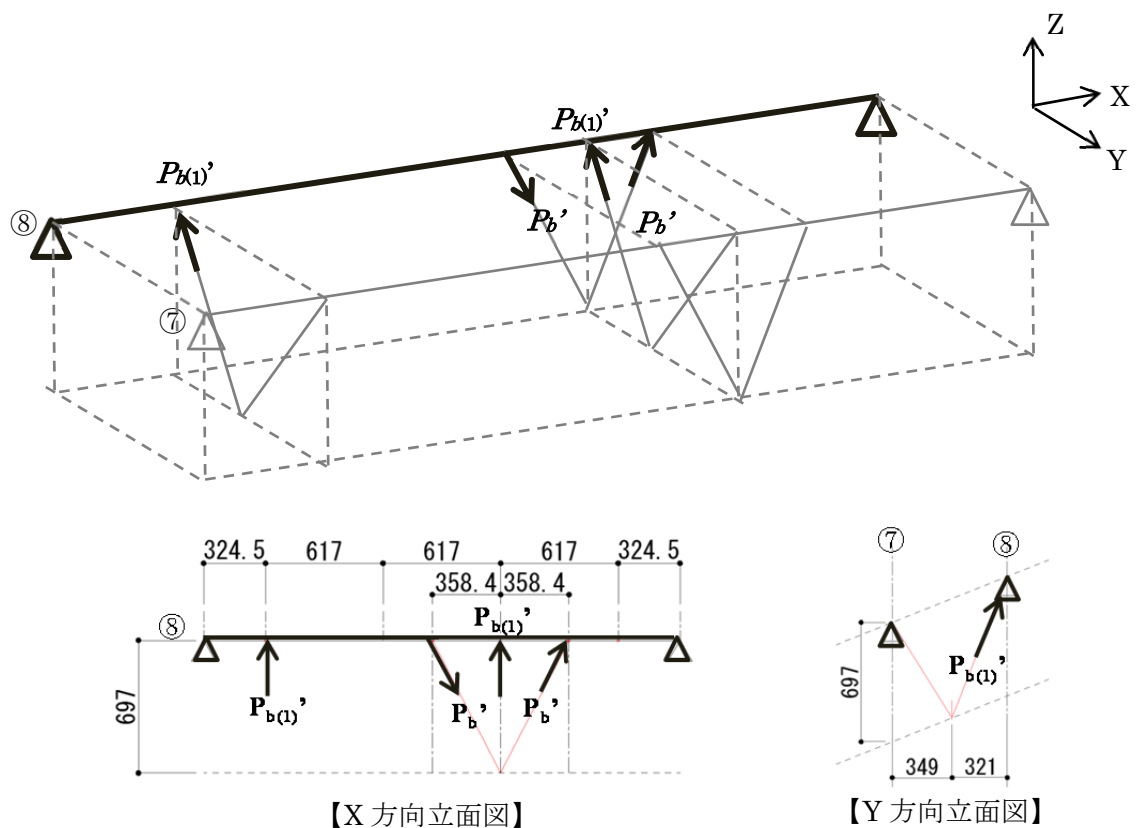


図 5.20 モデル図

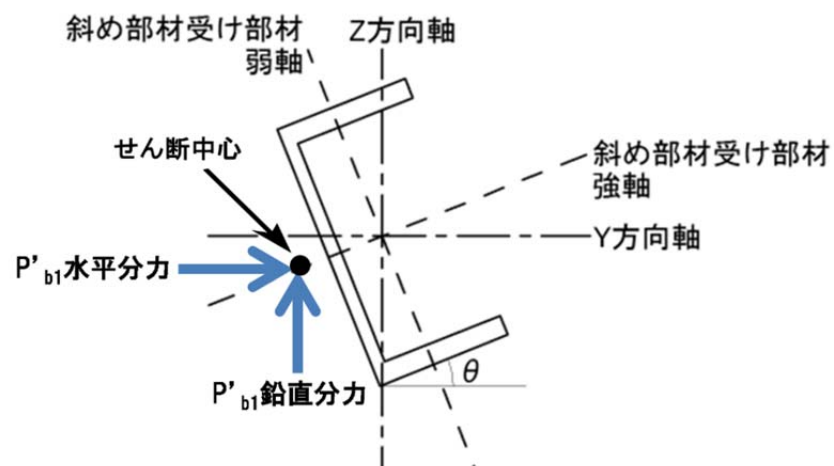
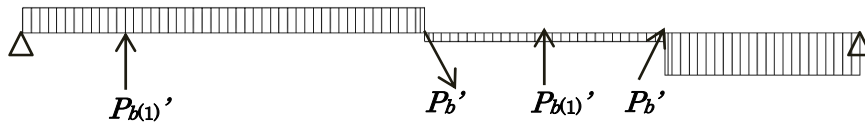


図 5.21 斜め部材受け材と座標軸の関係(P'_{b1} の分力はせん断中心位置に作用)

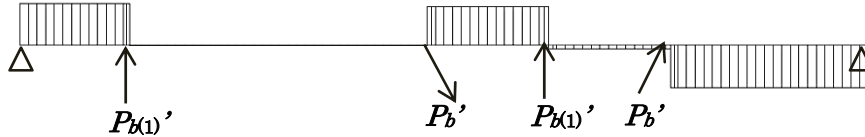
(4) 応力図

計算結果の算定値および図 5.22 に示す。

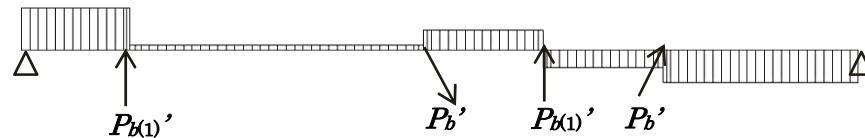
【軸力図】 $\sigma_{c \max} = 1.03 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t \max} = 0.62 \text{ N/mm}^2$



【せん断力図】 ・強軸方向のせん断力 $\tau_{x \max} = 2.37 \text{ N/mm}^2$

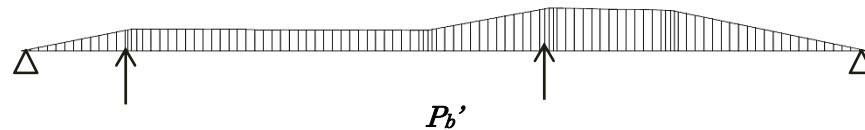


【せん断力図】 ・弱軸方向のせん断力 $\tau_{y \max} = 2.10 \text{ N/mm}^2$



【モーメント図】 ・強軸方向のモーメント

最大モーメント $M_{sx \max} = 501,476 \text{ N} \cdot \text{mm}$, $Z_x = 37.6 \text{ cm}^3$, $\sigma_{bx \max} = 13.4 \text{ N/mm}^2$



・弱軸方向のモーメント

最大モーメント $M_{sy \max} = 491,882 \text{ N} \cdot \text{mm}$, $Z_y = 7.52 \text{ cm}^3$, $\sigma_{by \max} = 65.5 \text{ N/mm}^2$

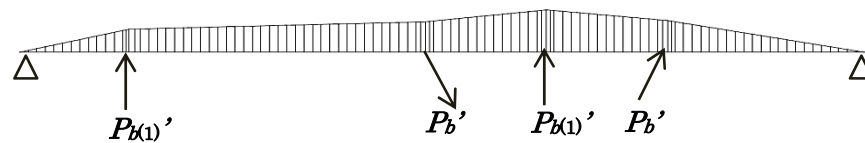


図 5.22 応力図

(5) 断面検討

上記にて求めた軸力とせん断力と曲げモーメントの組み合わせ応力について検討を行う。

部材の軸方向は、曲げモーメント、せん断力に比べ小さいため、省略して検討する。なお、最大応力の発生位置は異なるが、安全側の判断として、曲げモーメントとせん断力の最大値を用いて、強軸、弱軸別に検討する。

$$\text{強軸方向：} \frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}}{f_t} = \frac{\sqrt{13.4^2 + 3 \times 2.37^2}}{235} = \frac{14.0}{235} = 0.06 < 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\text{弱軸方向：} \frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}}{f_t} = \frac{\sqrt{65.5^2 + 3 \times 2.50^2}}{235} = \frac{65.6}{235} = 0.28 < 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

(6) たわみの検討

最大たわみの計算結果を以下に示す。

$$\delta_{\max} = 6.33 \text{ mm}$$

$$= \frac{1}{394} < \frac{1}{300} \quad \therefore \text{OK}$$

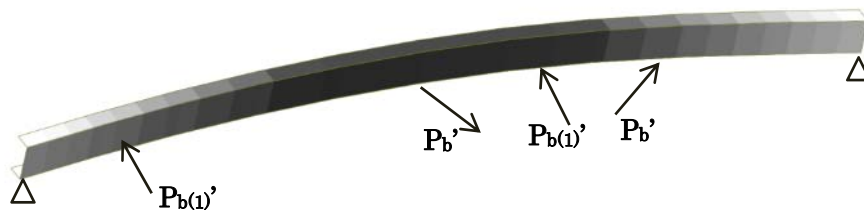


図 5.23 変位図

5-2-2 10 通り斜め部材受け材

(1) 斜め部材受け材部材の選定

・斜め部材受け材部材：[-150×75×6.5×10

$$\text{断面係数：} Z_x = 115 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = 22.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{断面二次半径：} i = 22.2 \text{ mm}$$

$$\text{斜め部材受け材の長さ：} L_b = 2500 \text{ mm}$$

$$\text{細長比：} \lambda_b = L_b / i = 112.6$$

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

$$\text{限界細長比：} \Lambda = \frac{1,500}{\sqrt{\frac{F}{1.5}}} = 119.8 \geq \lambda_b$$

(2) 斜め部材受け材部材の許容応力度

$$\text{短期許容引張応力度：} f_t = F = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容圧縮応力度：} f_c = \frac{1 - 0.4 \times \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2} \times F \times 1.5 = 109.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容せん断応力度} : f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = 135.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容曲げ応力度} : f_b = F = 235 \text{ N/mm}^2$$

(3) 作用荷重のモデル化

斜め部材受け材の境界条件は両端ピン接合とし、斜め部材接点に斜め部材の存在応力が作用するものとし以下のようにモデル化した。

各荷重は、 $P_b' = 1,539 \text{ N}$: 5-1 (1) 接合部材の耐力計算、X 方向より

$P_{b(1)}' = 1,068 \text{ N}$: 3-2-3 (2) A2 部分の組数、Y 方向より

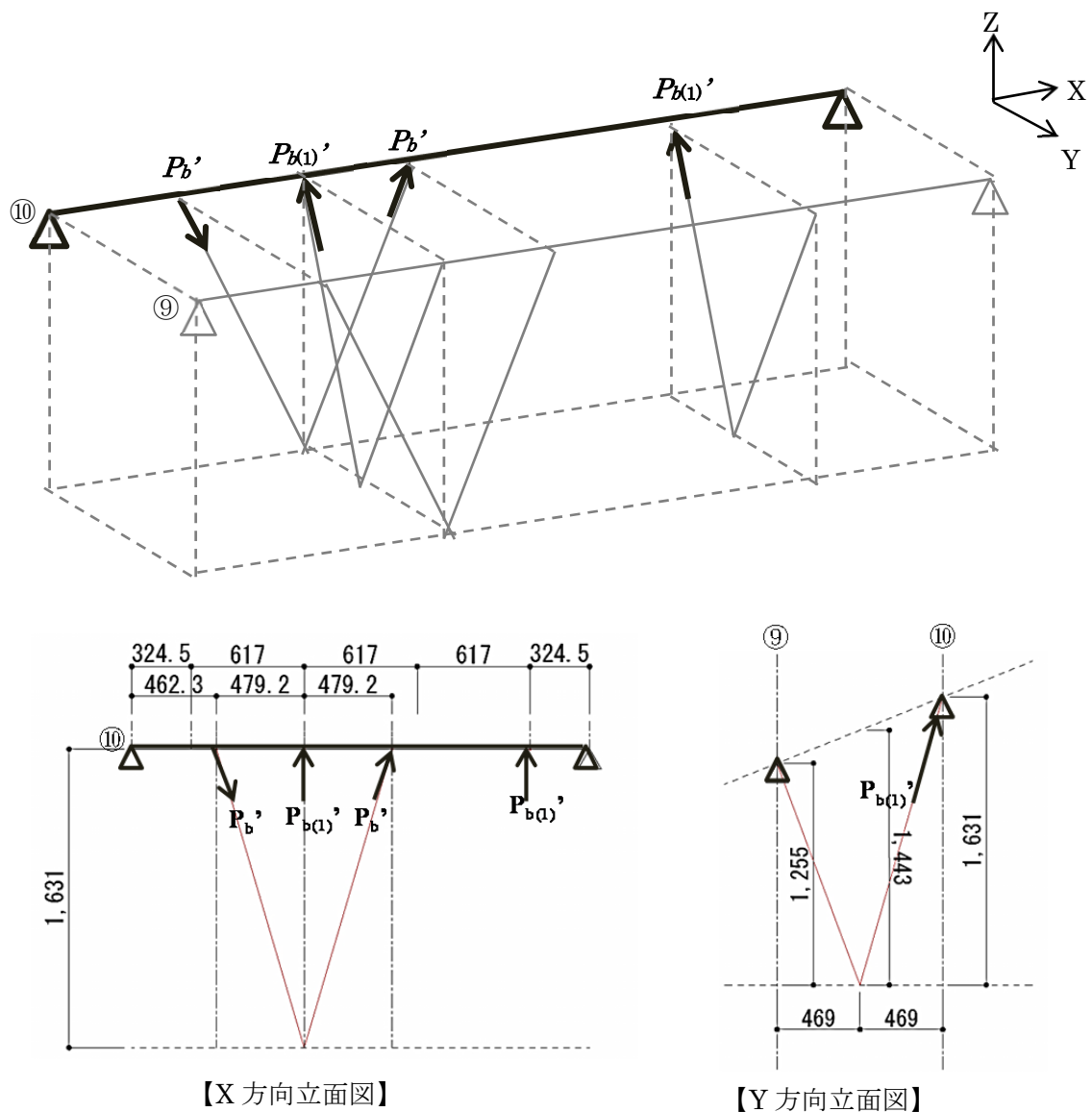
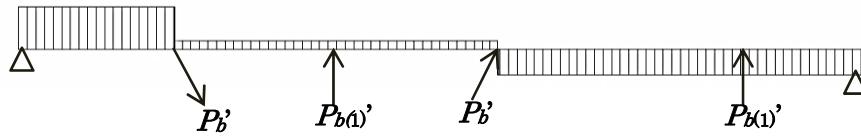


図 5.24 モデル図

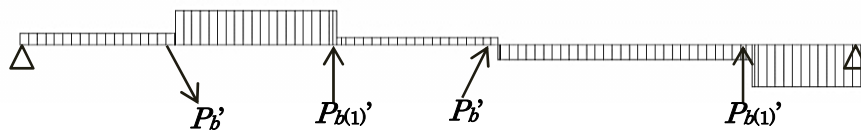
(4) 応力図

計算結果の算定値および応力図を図 5.25 に示す。

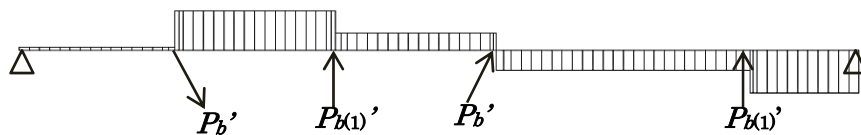
【軸力図】 $\sigma_{c \max} = 0.14 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{t \max} = 0.23 \text{ N/mm}^2$



【せん断力図】 ・強軸方向のせん断力 $\tau_{x \max} = 1.86 \text{ N/mm}^2$

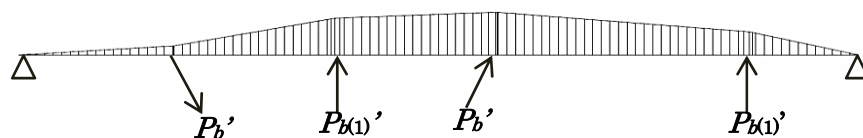


【せん断力図】 ・弱軸方向のせん断力 $\tau_{y \max} = 1.05 \text{ N/mm}^2$



【モーメント図】 ・強軸方向のモーメント

最大モーメント $M_{sx \max} = 956,734 \text{ N} \cdot \text{mm}$ $Z_x = 115 \times 10^3 \text{ mm}^3$ $\sigma_{bx \max} = 8.32 \text{ N/mm}^2$



・弱軸方向のモーメント

最大モーメント $M_{sy \max} = 583,784 \text{ N} \cdot \text{mm}$ $Z_y = 22.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$ $\sigma_{by \max} = 26.1 \text{ N/mm}^2$

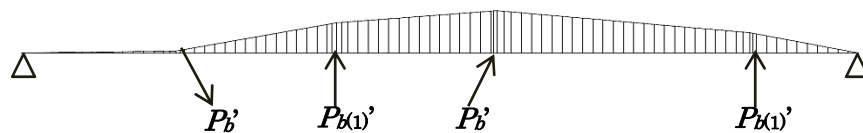


図 5.25 応力図

(5) 断面検討

上記にて求めた軸力とせん断力と曲げモーメントの組み合わせ応力について検討を行う。

$$\text{強軸方向：} \quad \frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}}{f_t} = \frac{\sqrt{8.32^2 + 3 \times 1.86^2}}{235} = \frac{8.9}{235} = 0.04 < 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\text{弱軸方向：} \quad \frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}}{f_t} = \frac{\sqrt{26.1^2 + 3 \times 1.05^2}}{235} = \frac{26^2}{235} = 0.11 < 1.0 \quad \therefore \text{OK}$$

(6) たわみの検討

最大たわみの計算結果を以下に示す。

$$\delta_{\max} = 1.46 \text{ mm}$$

$$= \frac{1}{1,712} < \frac{1}{300} \quad \therefore \text{OK}$$

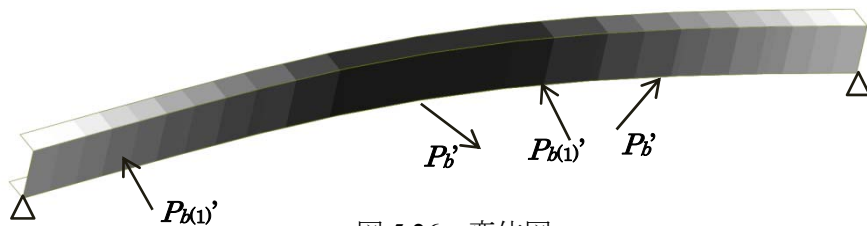


図 5.26 変位図

5-3 天井の耐力計算

前節までにおいて、各接合部材の耐力計算を行い、水平方向及び上下方向の地震力に対して安全であることを確認している。水平震度法では、天井面に作用する力により天井に生ずる力が当該天井の許容耐力を超えないことを確かめる必要があるため、本節においては、前節の検討結果のうち、5-1(1)において「3) 野縁受けの設計」にて用いた野縁受け 1 本あたりの許容耐力 P_a が最も余裕度が少ない部材であるため、この数値をもとに天井の許容耐力を算定する。なお、野縁受け材は A1 部分、A2 部分、A3 部分において Y 方向に設置されており、また同じ仕様及び野縁ピッチである。X 方向においては、野縁受け材の弱軸が最も耐力に余裕が無いいため、この耐力を用いて検討する。Y 方向においては、同じく野縁受け材の強軸において耐力に余裕がないためこの余裕度から逆算した耐力（天井の許容耐力 1）と、斜め部材の座屈から決まる耐力（天井の許容耐力 2）を比較し、小さいほうを許容耐力とする。

本設計例においては、X 方向(A1、A2、A3 共)において、斜め部材 1 組の水平地震力(野縁受け直交方向地震時)を野縁受け 2 本に負担させることとしている。斜め部材 1 組の許容耐

力は、下記のようになる。

$$P_a = 544\text{N}$$

$$P'_a = 544\text{N} \times 2 \text{ 本} = 1,088\text{N}$$

P_a : 野縁受け 1 本あたりの許容耐力(N)

P'_a : 斜め部材 1 組の許容耐力(N)

A1、A3 部分 :

X 方向 : 72 組

$$\text{天井の許容耐力} : \Sigma P'_a = 72 \text{ 組} \times 1,088\text{N} = 78.4 \times 10^3\text{N} = 78.4\text{kN}$$

$$\text{水平方向の地震力} : kW_{A1} = kW_{A3} = 68.6\text{kN} < \Sigma P'_a = 78.4\text{kN} \quad \therefore \text{OK}$$

Y 方向 : 60 組

野縁受け材に設計用水平力 $F' = 1,143\text{N}$ 、野縁受け材の応力度比 0.62

$$\text{天井の許容耐力 1} : \Sigma P'_a = 60 \text{ 組} \times (1,143\text{N}/0.62) = 110.6 \times 10^3\text{N} = 110.6\text{kN}$$

$$\text{天井の許容耐力 2} : \Sigma F = 60 \text{ 組} \times 1,412\text{N} = 84.7 \times 10^3\text{N} = 84.7\text{kN}$$

$$\therefore \text{天井の許容耐力} = \min\{\Sigma P'_a, \Sigma F\} = \min\{110.6\text{kN}, 84.7\text{kN}\} = 84.7\text{kN}$$

$$\text{水平方向の地震力} : kW_{A1} = kW_{A3} = 68.6\text{kN} < 84.7\text{kN} \quad \therefore \text{OK}$$

A2 部分 :

X 方向 : 72 組

$$\text{天井の許容耐力} : \Sigma P'_a = 72 \text{ 組} \times 1,088\text{N} = 78.3 \times 10^3\text{N} = 78.3\text{kN}$$

$$\text{水平方向の地震力} : kW_{A2} = 58.2\text{kN} < \Sigma P'_a = 78.3\text{kN} \quad \therefore \text{OK}$$

Y 方向 : 72 組

野縁受け材に設計用水平力 $F' = 679\text{N}$ 、野縁受け材の応力度比 0.51

$$\text{天井の許容耐力 1} : \Sigma P'_a = 72 \text{ 組} \times (679\text{N}/0.51) = 95.8 \times 10^3\text{N} = 95.8\text{kN}$$

$$\text{天井の許容耐力 2} : \Sigma F = 72 \text{ 組} \times 1,504\text{N} = 108.2 \times 10^3\text{N} = 108.2\text{kN}$$

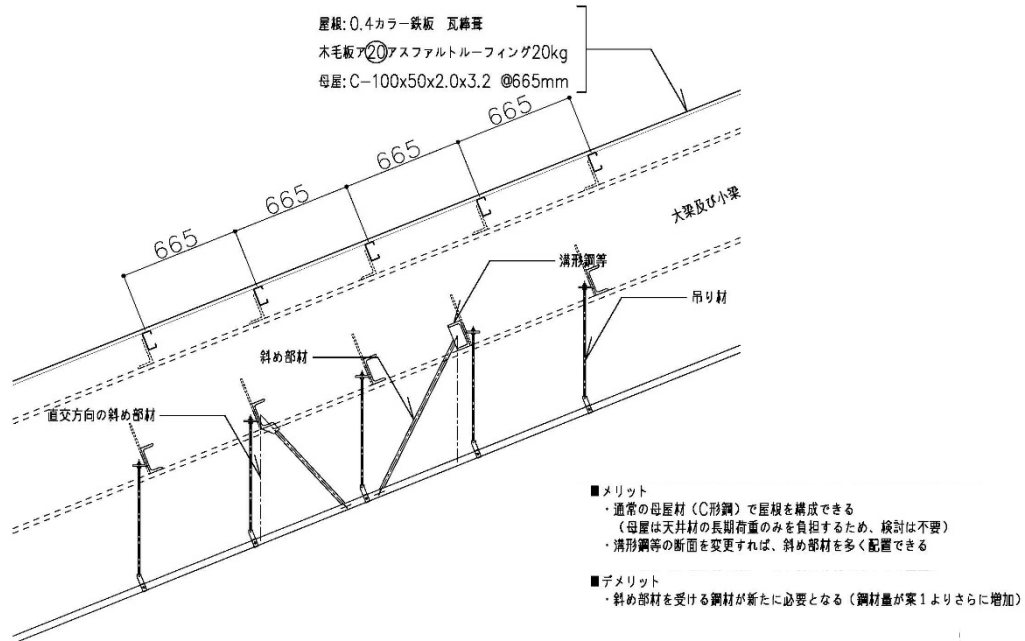
$$\therefore \text{天井の許容耐力} = \min\{\Sigma P'_a, \Sigma F\} = \min\{95.8\text{kN}, 108.2\text{kN}\} = 95.8\text{kN}$$

$$\text{水平方向の地震力} : kW_{A2} = 58.2\text{kN} < 95.8\text{kN} \quad \therefore \text{OK}$$

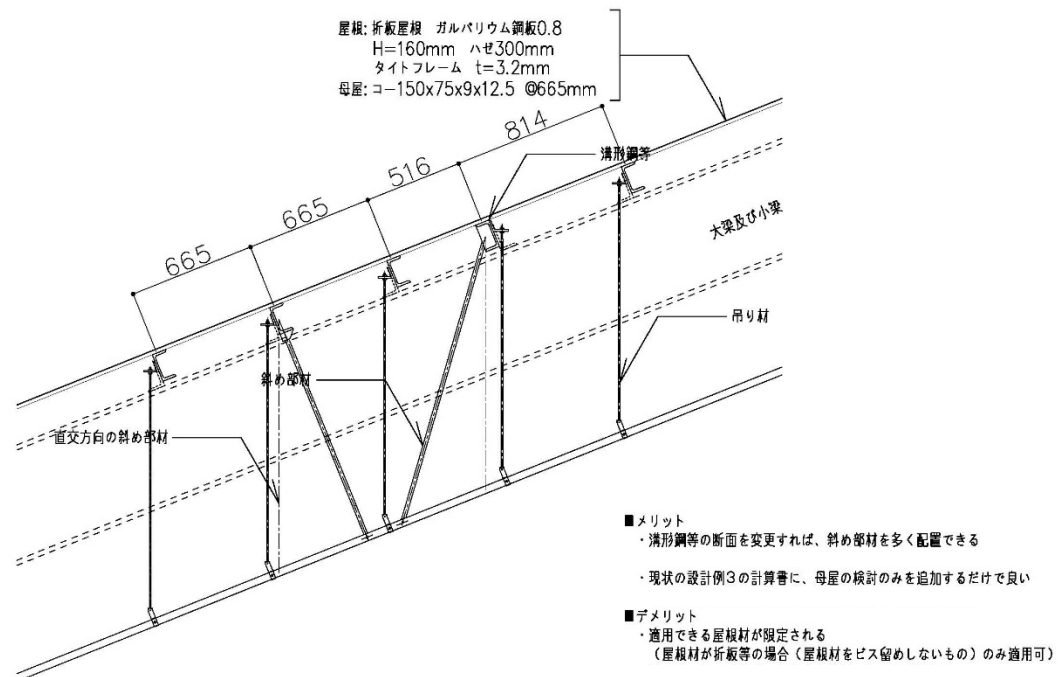
【参 考】

斜め屋根の天井の耐震化を進める上で、本設計例以外の手法について案を提示する。

(1) 案 1：斜め部材を母屋と接続しない場合



(2) 案 2：斜め部材を母屋に接続する場合



§ 6. 設計図面

6-1 設計図面について

次ページ以降に、設計図面を添付する。設計図面の構成は、特記仕様書、標準仕様図、天井伏図(ゾーニング)、矩計図となっている。また、ゾーニングの考え方をもとにして、斜め部材を天井伏図に配置したものも併せて示すので参考にされたい。

特記仕様書（吊り天井の脱落対策）

1. 特記仕様

(1) 項目は、番号に○印のついたものを適用する。

(2) 特記事項は、■印を適用する。

項 目	特 記 事 項								
① 特定天井	■ 吊り天井 ■ 在来工法 ロシステム天井 □ その他の天井（ ） ■ 居室、廊下 □ 廊下 ■ 人が日常立ち入る場所（運動競技室内） ■ 高さ6mを超える天井の部分で、水平投影面積が200㎡を超える部分を含む ■ 天井高さ（6.2～9.0m） ■ 天井の水平投影面積（679.5㎡） ■ 天井面積換算部材等の1㎡当たりの平均質量（以下、単位面積質量）が2kgを超える ■ 単位面積質量（20.0kg/㎡）								
2 耐久性等関係規定	□ 天井で特に腐食、腐朽その他の劣化のおそれのあるものには、腐食、腐朽その他の劣化を生じにくい材料又は有効なさび止め、腐食その他の有効な劣化防止のための措置を施した材料を使用する								
③ 設計ルート	■ 構造躯体の計算ルート（ロ4号建物 ルート1 ルート2 ■ ルート3 □ 限界耐力計算 □ 時刻歴応答解析） ■ 構造躯体の補強計算がルート1、ルート2又はルート3又は4号建物の場合：仕様ルート又は計算ルート ＊構造躯体の補強計算が限界耐力計算の場合：応答スペクトル法 （ただし、層間変形角が1/200以下の場合、仕様ルート又は計算ルート（水平震度法、簡易スペクトル法）による検証も可） ＊構造躯体の補強計算が時刻歴応答解析：特殊計算ルート （ただし、指定性能評価機関が定める業務方法書に基づき、仕様ルート又は計算ルートによる検証も可） □ 仕様ルート（仕様規定） ■ 計算ルート（水平震度法） □ 計算ルート（簡易スペクトル法） □ 計算ルート（応答スペクトル法） □ 特殊計算ルート（時刻歴応答解析等） □ 落下防止措置（※注 既存建築物に対して増設等の一定の建築行為を行う場合にのみ選択可能）								
4 仕様ルート	□ 以下の特記事項により、仕様ルートの規定に適合していることを確認 ・地上部分の階数（ ） ・天井面が位置する階数（ ） ・天井面構成部材等の単位面積質量（□ kg/㎡） ・天井材の相互緊結部材（□ ポルト □ おねじ □ その他の接合材（ ）） ・吊り材（□ 吊りボルト（□ W3/8 □ W1/2） □ 吊りボルト同等品以上（ ）） ・吊り材の取り付け位置（□ 構造耐力上主要な部分（スラブ、一部大梁） □ 天井の支持構造部） ・斜め部材及び吊り材の取り付け方法（□ 埋め込みインサート □ ポルト □ その他の接合材（ ）） ・吊り材の配置方法（□ 本数、本/㎡ □ 鉛直方向に釣り合い良く配置） ・天井面の段差等（□ 有り（段差スリット □ 有り □ 無し） □ 無し） ・吊り長さ（□ m □ 概ね均一） ・斜め部材の配置（□ 組 □ 釣り合い良く配置） ・型等とのクリアランス（□ 6cm □ 特別な調査又は研究（ ））								
1. 水平震度の算定	検討に用いる水平震度は、平成25年国土交通省告示第771号第3項9号に規定される水平震度を用いる。 k：欄に示している表に据ける水平震度								
	<table><tr><th></th><th>水平震度</th></tr><tr><td>(一) $0.3(2N+1)$を超えない階から最上階</td><td>2.2r</td></tr><tr><td>(二) (一)又は(三)以外の階</td><td>1.3r</td></tr><tr><td>(三) $0.11(2N+1)$を超えない階から最下階</td><td>0.5</td></tr></table> この表において、N及びrは、それぞれ次の数値を表すものとする。 N 地上部分の階数 r 次に定める式によって計算した数値 $r = \min \left[\frac{1+0.125(N-1)}{1.5}, 1.0 \right]$		水平震度	(一) $0.3(2N+1)$ を超えない階から最上階	2.2r	(二) (一)又は(三)以外の階	1.3r	(三) $0.11(2N+1)$ を超えない階から最下階	0.5
	水平震度								
(一) $0.3(2N+1)$ を超えない階から最上階	2.2r								
(二) (一)又は(三)以外の階	1.3r								
(三) $0.11(2N+1)$ を超えない階から最下階	0.5								
上記を、	(一) $0.3(2N+1) = 0.3 \times (2 + 1) =$ を超えない階数に1を加えた階から最上階 → 地上 階～地上 階(最上階) (三) $0.11(2N+1) = 0.11 \times (2 \times 1) =$ を超えない階数 の階から最下階 → 地上 階(最下階)～地上 階 (二) (一)又は(三)以外の階 → 地上 階～地上 階								

1. 水平震度の算定
検証に用いる水平震度は、平成25年国土交通省告示第771号第3項第9号に規定される水平震度kを用いる
k：階に応じて次の表に掲げる水平震度

	階	水平震度
(一)	0.3(2N+1)を超えない整数に1を加えた階から最上階	2.2r
(二)	(一)又は(三)以外の階	1.3r
(三)	0.11(2N+1)を超えない整数の階から最下階	0.5

上記表にて、

- (一) $0.3(2N+1)=0.3 \times (2+1)=$ を超えない整数に1を加えた階から最上階
→ 地上 階～地上 階(最上階)
(三) $0.11(2N+1)=0.11 \times (2 \times +1)=$ を超えない整数の階から最下階
→ 地上 階(最下階)～地上 階
(二) (一)又は(三)以外の階
→ 地上 階～地上 階

項目	特記事項
	本設計例にて対象とする特定天井は、階床下部分にある天井（階見上げ部分の天井）であるため、本例では、()の「水平震度：」に該当する 以上より、本特定天井の検証に使用する水平震度kは以下の通りとなる $k=$ 2. 総重量の算定 本例では、前節にて算定した水平震度kに拠る総重量を算定する。 ここで対象とする総重量とは、平成25年国土交通省告示第771号第1項第4号に規定される天井面構成部材及び天井面構成部材に地震その他の震動及び衝撃により生ずる力を負担させるものの総重量Wを指す (1) エントランスホールの天井材について ・天井面積：㎡ ・天井高さ：CH mm ・吊り長さ：mm ・スパン：m(X方向) m(Y方向) ・単位質量： $\gamma = \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ $\gamma = \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ $\gamma = \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ $\gamma = \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ $\Sigma \gamma = \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ 仕様ルートでは、天井面構成部材等の単位面積あたりの質量が20kg以下とされているため、その算出を行う（平成25年国土交通省告示第771号第3項第1号の規定） $\Sigma \gamma = \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \leq 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \therefore \text{OK}$ (2) 天井面構成部材及び天井面構成部材に地震その他の震動及び衝撃により生ずる力を負担させるものの総重量W 総重量：W=(9.8×10^{-3})× = kN 3. 斜め部材の組数算定 斜め部材の組数は、平成25年国土交通省告示第771号第3項第9号に規定される二本の斜め部材から構成される組数nとする (1) 斜め部材の算定 ・斜め部材： - 断面積：$A_b = \text{mm}^2$ - 断面二次モーメント：$I = \text{mm}^4$ - 斜め部材の長さ：$L_b = \sqrt{\frac{\text{mm}^2}{2} + \frac{\text{mm}^2}{2}} \times 10^{-3} = \text{mm}$ - 細長比：$\lambda_b = L_b \times 10^3 / I =$ - 水平面に對する斜め部材のなす角度：$\theta = (\sin \theta = , \cos \theta = , \tan \theta =)$ - 限界細長比：$\lambda = \frac{1,500}{\sqrt{\frac{F}{A_b}}} \leq \lambda_b \therefore \text{OK}$ (2) 斜め部材の組数の算定 ・二本の斜め部材から構成される組数n$n = \frac{3\alpha B}{k W} \cdot \gamma \cdot L_b$ - k：水平震度(=) - W：天井面構成部材等の総重量(= kN) - α：斜め部材の断面形状及び寸法に応じた係数(=1/1₀) - B：斜め部材の水平投影長さ - γ：斜め部材の細長比に応じた増増係数 - L_b：斜め部材の長さ(m) $\alpha = \text{(平成25年国土交通省告示第771号第3項第9号の表中()を使用)}$ $B = \text{m}$ $\gamma = 1.0 (\lambda \geq 130)$ $L_b = \frac{k W}{3\alpha B} \cdot \gamma \cdot L_b = \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 10^3 \times \frac{\text{m}}{10^3} = \text{組}$ ゆえに、組の斜め部材を釣り合い良く配置すればよい。

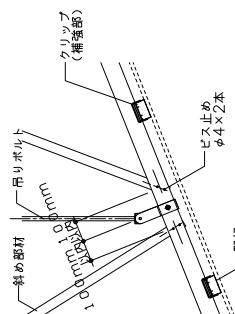
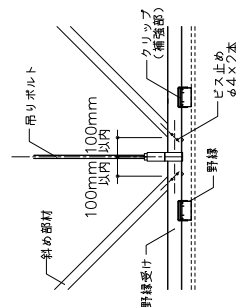
工業名称				R		図面番号
NHK 演習館 第十一号(水戸市建設局)				-		A-01
図面名称				特許出願書 ()		
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一号	第二号	第三号	第四号	第五号	第六号	第七号
第一						

項目	特記事項	項目	特記事項
4. 天井材の緊結 天井が十分な耐震性を確保するために必要となる各部材の接合部耐力の検討を行う (1) ハンガー ハンガーについては、 野縁受け方向：斜め部材は直接野縁受けに取り付ける 野縁受け方向：斜め部材は専用の取付金具を用いて野縁受けに取り付けることとしているため、ハンガーが直接地盤力を負担することはない ただし、本設計例では、外組によるハンガーの剛度やそれに伴う野縁受けの外れを防止するため、A社製品の耐震性を有するハンガー（ビス止め）を使用する これにより、ハンガーは吊り材と野縁受けを緊結していると判断する (2) クリップ（野縁と野縁受けの接合部） $F_e = \frac{KW}{\alpha \cdot n} \cdot 10^3$ F_e ：クリップ1個あたりに加わる地盤力 (N) α ：斜め部材の下端の近傍に設けるクリップの個数 T_c ：クリップの許容耐力 (N)（社製品カタログ値） 野縁受け方向： N 野縁方向： N $\alpha =$ 個 (野縁受け方向) 個 (野縁方向：地盤力を分配させるため、野縁受け寄り材を配置する) ・野縁受け方向 $F_e = \frac{KW}{\alpha \cdot n} \cdot 10^3 = N \leq T_c = N \therefore OK$ ・野縁方向 $F_e = \frac{KW}{\alpha \cdot n} \cdot 10^3 = N \leq T_c = N \therefore OK$ (3) 斜め部材の上端及び下端の接合部 $F_b = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3$ F_b ：斜め部材の上端及び下端の接合部に加わる地盤力 (N) b ：斜め部材の上端又は下端の接合部に取り付く斜め部材の本数に応じて定める値 T_b ：斜め部材の上端及び下端の接合部許容耐力 (N)（社製品カタログ値） ・斜め部材の上端接合部の緊結 $F_{bu} = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3 = N \leq T_{bu} = N \therefore OK$ ・斜め部材の下端接合部の緊結 $F_{bd} = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3 = N \leq T_{bd} = N \therefore OK$ ・斜め部材と野縁受けとの緊結（野縁方向） なお、上記における野縁受けの斜め部材の下端接合部に加わる地盤力 F_b は、緊結された取付金具を介して野縁受けの頸部方向に外力として作用することとなる。 仕様ルールでは、斜め部材の圧縮耐力を、その周辺部材がすべて伝達し、耐力を処理できるものを用いることが前提条件である。 本設計例では、野縁受け面に野縁に平行に野縁受け寄り材を配置し、野縁方向の斜め部材の下端接合部に加わる地盤力 F_{bu} は、Nに対して、本の野縁受けに負担させる設計とする(A-**参照)。 また、野縁方向における野縁受けの設計に関しては、メカニズム時(図 野縁受けの剛接合部参照)の耐力を考慮し、耐力と見なすことができ、その2/3を許容耐力とすることが、社製品の天井ユニット仕様により定められているので、本設計例においては、この値を採用する。なお、類似の試験結果は、既往の研究(2)が参考となる。 【引用文献】 1) 近藤 隆雄、元田 正次、佐藤 孝幸：部分天井試験を用いた動的および静的変換、強化されたクリップを用いた天井に適用する研究、その1、日本建築学会学術発表集、pp.577-578, 2012.09 2) 近藤 隆雄、元田 正次、佐藤 孝幸：部分天井試験を用いた動的および静的変換、強化されたクリップを用いた天井に適用する研究、その2、日本建築学会学術発表集、pp.879-880, 2012.09	4. 天井材の緊結 $P_a = \frac{2}{3} \times P_a \times x = \frac{2}{3} \times N$ σ_y = 天井下地材における変位係数の値(N/mm ²) Z_p = 野縁受けの頸部の塑性断面係数(mm ³) M_p = 野縁受けの頸部廻りの全塑性曲げモーメント(N・mm) L_e = 野縁のピッチ(mm) P_a = 野縁受け1本あたりの曲げ耐力(N) P_a = 野縁受け1本あたりの許容耐力(N) ・野縁方向の斜め部材の下端接合部に加わる地盤力：F _{bu} = N 設計用使用荷重 $P_a = F_{bu} / 2 = N$ $\frac{P_a}{P_a} = \frac{N}{N} \leq 1.0 \therefore OK$ であるため、斜め部材からの応力は野縁受け 本で負担せれば良い(野縁のピッチを 0 mmとした場合)。 ・斜め部材と野縁受けとの緊結 (野縁受け方向) 野縁受けの頸部方向における検討(例えば、連立耐力降下等)を行い、緊結されていることを確認した 社製品のカタログに記載のある場合方法をを用いる(A-**参照) 5. 吊り材及び斜め部材の取付け方 吊りボルトと構造耐力上主要な部分等の接合部について、上記4. 天井材の緊結」に記載した考え方と同様に検討を行う $F_v = \frac{W}{m} \cdot 10^3 + \frac{KW \cdot \tan \theta}{b \cdot n} \cdot 10^3$ $F_h = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3$ $\sqrt{\left(\frac{F_v}{P}\right)^2 + \left(\frac{F_h}{Q}\right)^2} \leq 1.0$ F_v ：吊り元の接合部に加わる鉛直方向の耐力 (N) F_h ：吊り元の接合部に加わる水平方向の耐力 (N) P ：吊り元の接合部の許容引張力 (= N) Q ：吊り元の接合部の許容せん断力 (= N) b ：吊り元の接合部の許容せん断力 (= N) b ：斜め部材の上端の接合部に取り付く部材の本数に応じて定める値 (=2) m ：吊りボルトの本数 $m = \frac{F_v}{P} / \left(\frac{F_h}{Q} \right) = \text{本}$ $F_v = \frac{W}{m} \cdot 10^3 + \frac{KW \cdot \tan \theta}{b \cdot n} \cdot 10^3 = N$ $F_h = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3 = N$ $\sqrt{\left(\frac{F_v}{P}\right)^2 + \left(\frac{F_h}{Q}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{N}{P}\right)^2 + \left(\frac{N}{Q}\right)^2} \leq 1.0 \therefore OK$ ■ 以下の特記事項により、水平構造法の規定に適合していることを確認 ・吊り材、斜め部材、その他の天井材の配置 (■約り合い良く配置) ・吊り材を取り付ける天井の支持構造部の剛性 (■十分な剛性を有する) ・天井面形成部材の剛性及び強度 (■十分な剛性及び強度を有する) ・天井の許容耐力 ■ 仮定式により算定した数値以上 ($k=1.467$) ■ 耐力 (A1, A3: $KW=68.6\text{kN}$) が天井の許容耐力 (X方向: $Q_v=78.4\text{kN}$, Y方向: $Q_h=84.7\text{kN}$) を超えない ■ 耐力 (A2: $KW=58.2\text{kN}$) が天井の許容耐力 (X方向: $Q_v=78.3\text{kN}$, Y方向: $Q_h=95.8\text{kN}$) を超えない ■ 柱スパン (20 m) による、上下変位 $\delta_v=1.0$ 以上 (■考慮 ($k_v=1.0$) 口非考慮) ■ 壁等とのクリアランス (口 6cm 口特別な調査又は研究 (cm) ・その他の震動及び衝撃 (■適切に考慮) □ 以下の特記事項により、地震スベクトル法又は応答スペクトル法の規定に適合していることを確認 ・天井面形成部材の剛性及び強度 (口十分な剛性及び強度を有する) ・天井の許容耐力 口 仮定式により算定した数値以上 ($k=$) 口 耐力 (A1, A3: $KW=68.6\text{kN}$) が天井の許容耐力 ($Q_v=$ kN) を超えない 口 耐力 (A2: $KW=58.2\text{kN}$) が天井の許容耐力 ($Q_v=$ kN) を超えない 口 柱スパン (m) による、上下変位 $\delta_v=1.0$ 以上 (口考慮 ($k_v=$) 口非考慮) ・壁等とのクリアランス (口 cm 口特別な調査又は研究 (cm) ・その他の震動及び衝撃 (口適切に考慮)		
5. 吊り材及び斜め部材の取付け方 吊りボルトと構造耐力上主要な部分等の接合部について、上記4. 天井材の緊結」に記載した考え方と同様に検討を行う $F_v = \frac{W}{m} \cdot 10^3 + \frac{KW \cdot \tan \theta}{b \cdot n} \cdot 10^3$ $F_h = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3$ $\sqrt{\left(\frac{F_v}{P}\right)^2 + \left(\frac{F_h}{Q}\right)^2} \leq 1.0$ F_v ：吊り元の接合部に加わる鉛直方向の耐力 (N) F_h ：吊り元の接合部に加わる水平方向の耐力 (N) P ：吊り元の接合部の許容引張力 (= N) Q ：吊り元の接合部の許容せん断力 (= N) b ：吊り元の接合部の許容せん断力 (= N) b ：斜め部材の上端の接合部に取り付く部材の本数に応じて定める値 (=2) m ：吊りボルトの本数 $m = \frac{F_v}{P} / \left(\frac{F_h}{Q} \right) = \text{本}$ $F_v = \frac{W}{m} \cdot 10^3 + \frac{KW \cdot \tan \theta}{b \cdot n} \cdot 10^3 = N$ $F_h = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3 = N$ $\sqrt{\left(\frac{F_v}{P}\right)^2 + \left(\frac{F_h}{Q}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{N}{P}\right)^2 + \left(\frac{N}{Q}\right)^2} \leq 1.0 \therefore OK$ ■ 以下の特記事項により、水平構造法の規定に適合していることを確認 ・吊り材、斜め部材、その他の天井材の配置 (■約り合い良く配置) ・吊り材を取り付ける天井の支持構造部の剛性 (■十分な剛性を有する) ・天井面形成部材の剛性及び強度 (■十分な剛性及び強度を有する) ・天井の許容耐力 ■ 仮定式により算定した数値以上 ($k=1.467$) ■ 耐力 (A1, A3: $KW=68.6\text{kN}$) が天井の許容耐力 (X方向: $Q_v=78.4\text{kN}$, Y方向: $Q_h=84.7\text{kN}$) を超えない ■ 耐力 (A2: $KW=58.2\text{kN}$) が天井の許容耐力 (X方向: $Q_v=78.3\text{kN}$, Y方向: $Q_h=95.8\text{kN}$) を超えない ■ 柱スパン (20 m) による、上下変位 $\delta_v=1.0$ 以上 (■考慮 ($k_v=1.0$) 口非考慮) ■ 壁等とのクリアランス (口 6cm 口特別な調査又は研究 (cm) ・その他の震動及び衝撃 (■適切に考慮) □ 以下の特記事項により、地震スベクトル法又は応答スペクトル法の規定に適合していることを確認 ・天井面形成部材の剛性及び強度 (口十分な剛性及び強度を有する) ・天井の許容耐力 口 仮定式により算定した数値以上 ($k=$) 口 耐力 (A1, A3: $KW=68.6\text{kN}$) が天井の許容耐力 ($Q_v=$ kN) を超えない 口 耐力 (A2: $KW=58.2\text{kN}$) が天井の許容耐力 ($Q_v=$ kN) を超えない 口 柱スパン (m) による、上下変位 $\delta_v=1.0$ 以上 (口考慮 ($k_v=$) 口非考慮) ・壁等とのクリアランス (口 cm 口特別な調査又は研究 (cm) ・その他の震動及び衝撃 (口適切に考慮)	5. 吊り材及び斜め部材の取付け方 吊りボルトと構造耐力上主要な部分等の接合部について、上記4. 天井材の緊結」に記載した考え方と同様に検討を行う $F_v = \frac{W}{m} \cdot 10^3 + \frac{KW \cdot \tan \theta}{b \cdot n} \cdot 10^3$ $F_h = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3$ $\sqrt{\left(\frac{F_v}{P}\right)^2 + \left(\frac{F_h}{Q}\right)^2} \leq 1.0$ F_v ：吊り元の接合部に加わる鉛直方向の耐力 (N) F_h ：吊り元の接合部に加わる水平方向の耐力 (N) P ：吊り元の接合部の許容引張力 (= N) Q ：吊り元の接合部の許容せん断力 (= N) b ：吊り元の接合部の許容せん断力 (= N) b ：斜め部材の上端の接合部に取り付く部材の本数に応じて定める値 (=2) m ：吊りボルトの本数 $m = \frac{F_v}{P} / \left(\frac{F_h}{Q} \right) = \text{本}$ $F_v = \frac{W}{m} \cdot 10^3 + \frac{KW \cdot \tan \theta}{b \cdot n} \cdot 10^3 = N$ $F_h = \frac{KW}{b \cdot n} \cdot 10^3 = N$ $\sqrt{\left(\frac{F_v}{P}\right)^2 + \left(\frac{F_h}{Q}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{N}{P}\right)^2 + \left(\frac{N}{Q}\right)^2} \leq 1.0 \therefore OK$ ■ 以下の特記事項により、水平構造法の規定に適合していることを確認 ・吊り材、斜め部材、その他の天井材の配置 (■約り合い良く配置) ・吊り材を取り付ける天井の支持構造部の剛性 (■十分な剛性を有する) ・天井面形成部材の剛性及び強度 (■十分な剛性及び強度を有する) ・天井の許容耐力 ■ 仮定式により算定した数値以上 ($k=1.467$) ■ 耐力 (A1, A3: $KW=68.6\text{kN}$) が天井の許容耐力 (X方向: $Q_v=78.4\text{kN}$, Y方向: $Q_h=84.7\text{kN}$) を超えない ■ 耐力 (A2: $KW=58.2\text{kN}$) が天井の許容耐力 (X方向: $Q_v=78.3\text{kN}$, Y方向: $Q_h=95.8\text{kN}$) を超えない ■ 柱スパン (20 m) による、上下変位 $\delta_v=1.0$ 以上 (■考慮 ($k_v=1.0$) 口非考慮) ■ 壁等とのクリアランス (口 6cm 口特別な調査又は研究 (cm) ・その他の震動及び衝撃 (■適切に考慮) □ 以下の特記事項により、地震スベクトル法又は応答スペクトル法の規定に適合していることを確認 ・天井面形成部材の剛性及び強度 (口十分な剛性及び強度を有する) ・天井の許容耐力 口 仮定式により算定した数値以上 ($k=$) 口 耐力 (A1, A3: $KW=68.6\text{kN}$) が天井の許容耐力 ($Q_v=$ kN) を超えない 口 耐力 (A2: $KW=58.2\text{kN}$) が天井の許容耐力 ($Q_v=$ kN) を超えない 口 柱スパン (m) による、上下変位 $\delta_v=1.0$ 以上 (口考慮 ($k_v=$) 口非考慮) ・壁等とのクリアランス (口 cm 口特別な調査又は研究 (cm) ・その他の震動及び衝撃 (口適切に考慮)		
6. 計算ルートの確認 (地震スベクトル法) (応答スペクトル法)	6. 計算ルートの確認 (地震スベクトル法) (応答スペクトル法)		

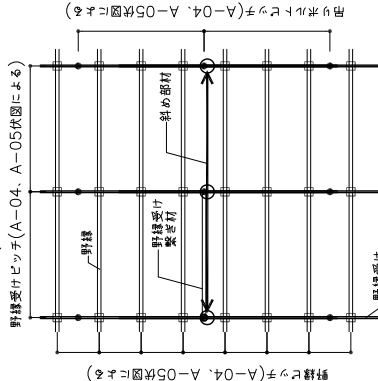
■斜め部材下部納まり図(野縁方向)

■ 斜め部材下部納まり図（野縁受け方向）

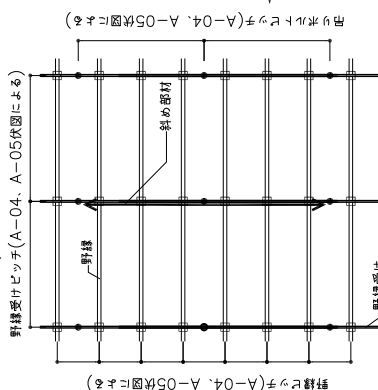
■ 斜め部材下部納まり図 (斜め天井：野縁受け方向)



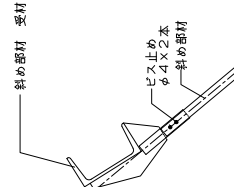
■各部材の平面配置図(斜め部材を野縁方向に配した場合)



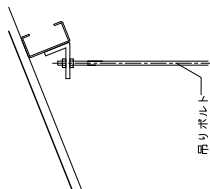
■各部材の平面配置図(斜め部材を野縁受け方向に配した場合)



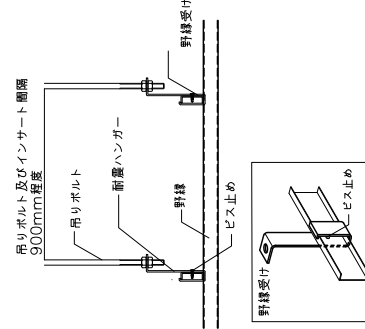
■ 斜め部材上部納まり図 (斜め天井)



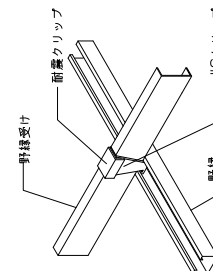
■ 吊ボルト納まり図 (斜め天井)



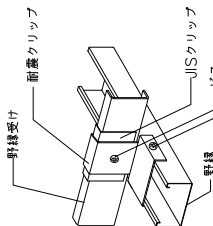
■ハンガー納まり



■ クリップ納まり図1

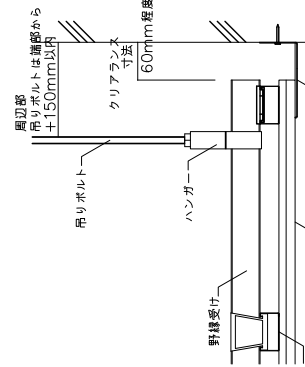
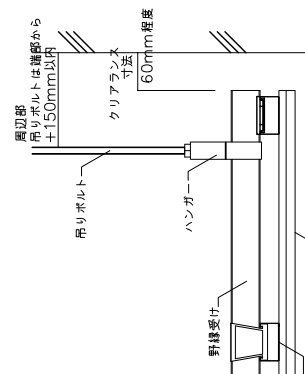


□ クリップ納まり図②



端部クリアランス

クリアランス例

[illegible]

