

## 第7章 天井構成材に作用した力

ここでは、天井構成材に作用した力を推測することを目的に以下の検討を行った。

### 検討1：1次下地材の強度の推測（7.1節）

現地調査において損傷を生じた1次下地材について、仮定条件に基づき1次下地材の許容応力度の検討、および降伏時の作用荷重を推測する。

### 検討2：天井吊り材の引張力の推測（7.2節）

天井が振り子のように変形した場合、吊長さが異なる長短吊材の変形、および引張力を図形的に求め、長短吊材に作用する力を推測する。

### 検討3：接合部に作用する力の推測（7.3節）

天井材は全面にわたり複雑な形状をなしている。ここでは、2枚の天井材がある角度を持って接合されているV字形モデルを例にとり、V字形の交点を剛接と仮定し荷重増分解析より、その交点における3次下地材に作用する力を推測する。

## 7.1 1次下地材の強度の推測

ここでは、ブドウ棚の小梁間に1次下地が先行ピースにより拘束されているとし、両端部から450mmの位置に吊金具により天井材を受けているときの1次下地材の曲げねじりによる付加応力を算定し、仮定した許容応力度と比較する。図7.1.1にモデル図、図7.1.2には平面図における検討対象部分を示す。

### (1) 仮定条件

- ・ 鉛直震度は無視する。
- ・ 水平力による軸力は無視する。
- ・ C型鋼断面の局部的な応力は無視し、断面全体に一様に応力が作用した場合の算定とする。
- ・ 1次下地材と先行ピースの溶接部は健全とし、支持条件はピン支持とする。
- ・ 1次下地材はせん断中心が断面の外側にあるのでねじりが生じるが、集中荷重はウェブ軸上に作用するものとする。
- ・ 検討スパンは、一般的なスパンとして、小梁間隔の1/3 ( $6.4/3=2.133\rightarrow 2.1m$ )の距離とする。

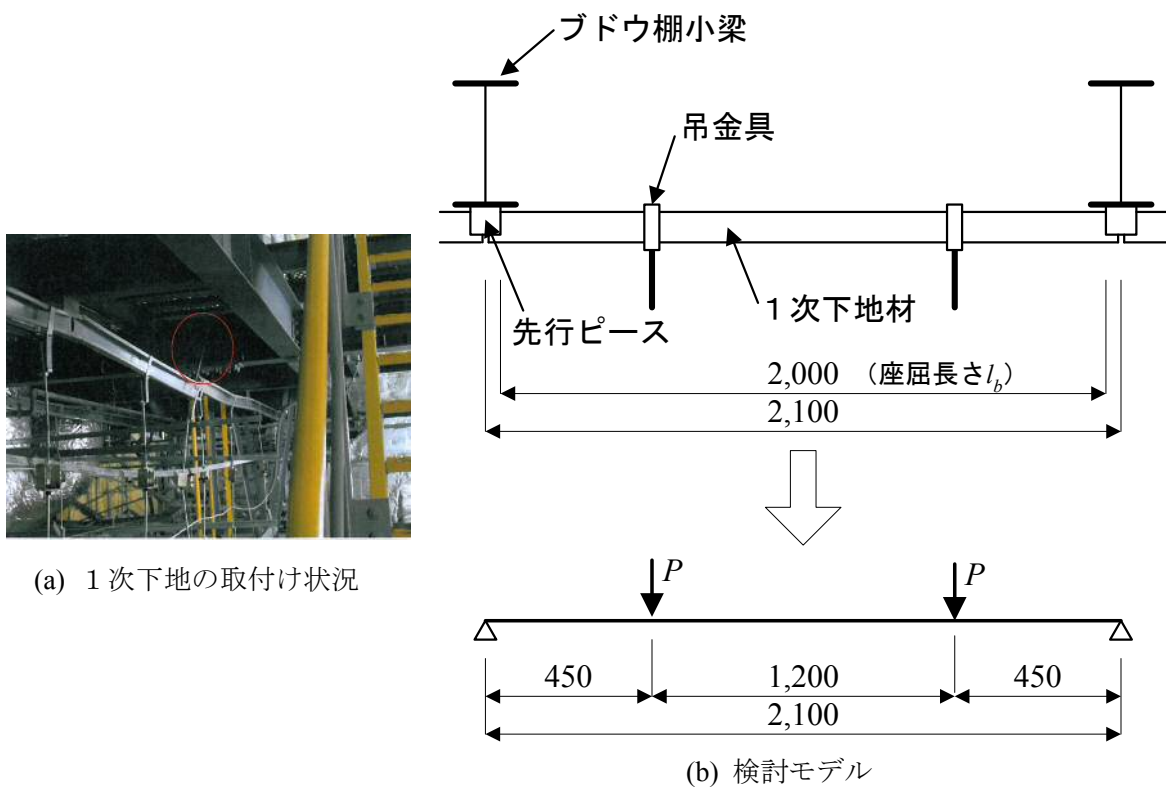


図 7.1.1 検討モデル図

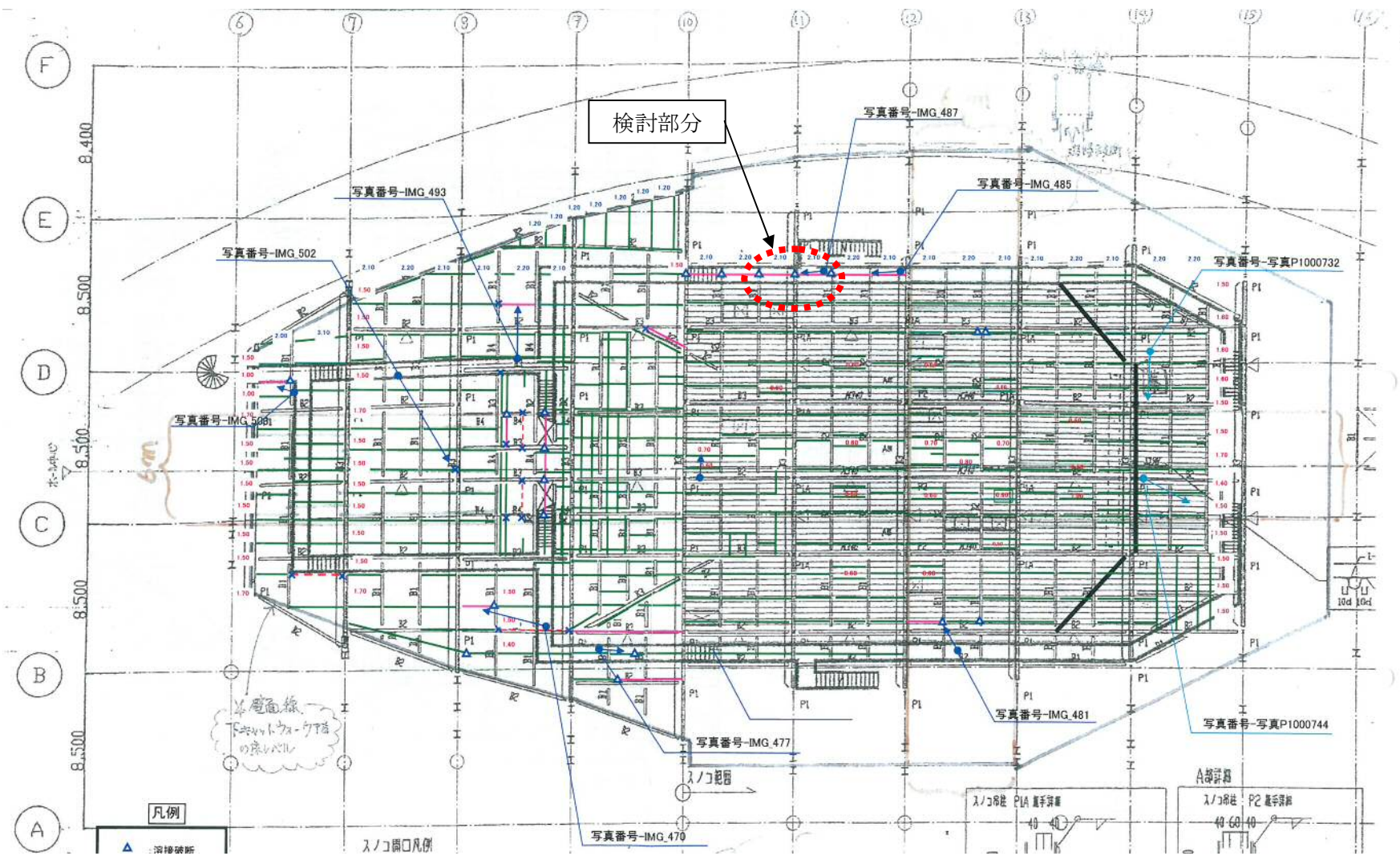


図 7.1.2 平面図における検討対象部分

(2) 重量および使用部材

- 天井の単位面積重量： $\omega = 1.0 \text{ kN/m}^2$
- 1次下地材に作用する荷重は、 $P = 1.0 \times 1.05 \times 1.5 = 1.575 \text{ kN} \rightarrow 1575 \text{ N}$  とする。
- 使用部材：1次下地材（吊ボルト受け）  
図 7.1.3 に使用部材，および検討モデルを示す。

C-100×50×20×2.3

$$A = 517.2 \text{ mm}^2, I_x = 80.7 \times 10^4 \text{ mm}^4, I_y = 19.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$Z_x = 16.1 \times 10^3 \text{ mm}^3, Z_y = 6.06 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$a = 100.0 - 2.3 = 97.7 \text{ mm}, b = 50.0 - 2.3 = 47.7 \text{ mm}, c = 20.0 - 2.3/2 = 18.85 \text{ mm}$$

$$X_0 = 44.0 \text{ mm}, x' = 18.6 - 2.3/2 = 17.45 \text{ mm}, m = 44.0 - 17.45 = 26.55 \text{ mm}, t = 2.3 \text{ mm}$$

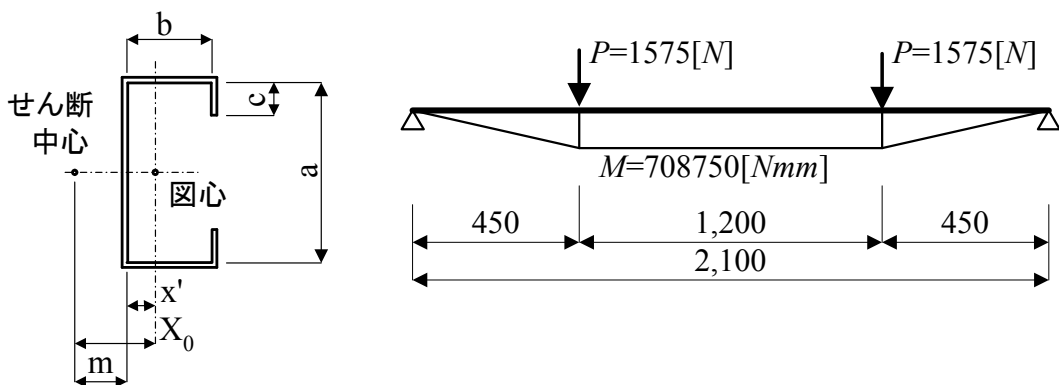


図 7.1.3 使用部材および検討モデル

(3) 曲げねじりによる付加応力の算定

- ねじりモーメント： $M_T$

$$M_T = \frac{P \cdot e}{2} = \frac{1575 \times 26.55}{2} = 20908 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

- サン・ブナンねじり定数： $J_T$

$$J_T = \sum \frac{1}{3} t_i^3 \cdot b_i = \frac{2}{3} \times 47.7 \times 2.3^3 + \frac{1}{3} \times 97.7 \times 2.3^3 + \frac{2}{3} \times 18.85 \times 2.3^3 = 936 \text{ mm}^4$$

- 反りねじり定数： $C_W$

反りねじり定数は，参考文献，Wei-Wen Yu, Ph.D.: "COLD-FORMED STEEL DESIGN" による下式より算定する。

$$C_W = \frac{t^2}{A} \left[ \frac{x' \cdot A \cdot a^2}{t} \left( \frac{b^2}{3} + m^2 - m \cdot b \right) + \frac{A}{3t} \left[ m^2 \cdot a^3 + b^2 \cdot c^2 (2c + 3a) \right] - \frac{I \cdot m^2}{t} (2a + 4c) \right. \\ \left. + \frac{m \cdot c^2}{3} \left\{ 8b^2 \cdot c + 2m[2c(c-a) + b(2c-3a)] \right\} + \frac{b^2 \cdot a^2}{6} \left[ (3c+b)(4c+a) - 6c^2 \right] - \frac{m^2 \cdot a^4}{4} \right] \\ = 894 \times 10^6 \text{ mm}^6$$

$$\alpha = \sqrt{G \cdot J_T / E \cdot C_W} = \sqrt{79000 \times 936 / 205000 \times 894 \times 10^6} = 0.000635$$

$$\alpha \cdot \ell = 0.000635 \times 1200 = 0.762$$

1次下地材の吊金具部では強軸まわりの曲げモーメントによる曲げ応力度に加え、反りねじりモーメントによる直応力度が作用する。以下にそれぞれの応力度を求めると、

- ・強軸曲げによる曲げ応力度

$$\text{下フランジ： } \sigma_{bt} = \frac{Mx}{Zx} = \frac{Pl'}{Zx} = \frac{1575 \times 450}{16100} = 44.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{引張})$$

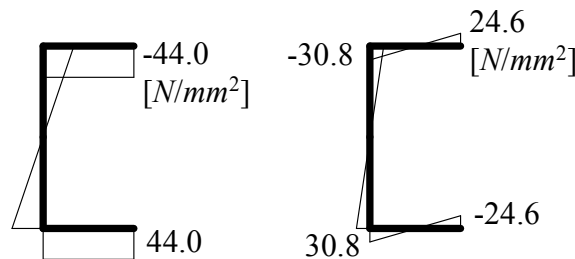
$$\text{上フランジ： } \sigma_{bc} = -44.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{圧縮})$$

- ・反りねじりによって生じる直応力度

$$\begin{aligned} \text{フランジ先端： } \sigma_{w1} &= E \frac{M_T}{G \cdot J_T} [-\alpha \cdot \tanh \alpha l] \frac{h(b-e)}{2} \\ &= \frac{205000 \times (-20908)}{79000 \times 936} [-0.000635 \times \tanh(0.762)] \times \frac{97.7 \times (47.7 - 26.55)}{2} \\ &= -58.0 \times (-0.00041) \times 1033.2 = 24.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{フランジ付根： } \sigma_{w2} &= -E \frac{M_T}{G \cdot J_T} [-\alpha \cdot \tanh \alpha l] \frac{he}{2} \\ &= -\frac{205000 \times (-20908)}{79000 \times 936} [-0.000635 \times \tanh(0.762)] \times \frac{97.7 \times 26.55}{2} \\ &= -30.8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

となる。強軸曲げと反りねじりによるそれぞれの応力度をまとめると図 7.1.4 のようになる。



(強軸曲げによる  
応力度)

(反りねじりによる  
応力度)

図 7.1.4 強軸曲げと反りねじりによるそれぞれの応力度

以上より、1次下地材に生じる組み合わせの応力度は、

$$\text{上フランジ先端： } \sigma_{bc} + \sigma_{w1} = -44.0 + 24.6 = -19.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{上フランジ付根： } \sigma_{bc} + \sigma_{w2} = -44.0 - 30.8 = -74.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{下フランジ先端： } \sigma_{bt} + \sigma_{w1} = 44.0 - 24.6 = 19.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{下フランジ付根： } \sigma_{bt} + \sigma_{w2} = 44.0 + 30.8 = 74.8 \text{ N/mm}^2$$

となる。

- ・1次下地材の許容応力度の仮定

材質：一般構造用軽量形鋼（JIS G 3350），SSC400 と仮定

設計基準強度  $F=235 \text{ N/mm}^2$

許容応力度： $f_b = \max[f_{b1}, f_{b2}]$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(\ell_b/i_y)^2}{C_b \cdot \Lambda^2} \right\} \frac{F}{1.5} \quad f_{b2} = \frac{89000}{(\ell_b \cdot H/A_f)}$$

部材：C-100×50×20×2.3

$$i_y = 19.2\text{mm}, \ell_b = 2100\text{mm}$$

$$\text{限界細長比 } \Lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{0.6F}} = \pi \sqrt{\frac{205000}{0.6 \times 235}} = 120$$

(モーメント係数： $C_b=1.0$  とする)

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(2100/19.2)^2}{1.0 \times 120^2} \right\} \frac{235}{1.5} = 104.6 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{短期：} 156.9 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{b2} = \frac{89000}{(2100 \times 100 / 50 \times 2.3)} = 48.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_b = \max[f_{b1}, f_{b2}] = 104.6 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{短期：} 156.9 \text{ N/mm}^2)$$

となる。

したがって、全体曲げ+曲げ振れによる局部曲げ：74.8 N/mm<sup>2</sup> < 長期許容応力：104.6 N/mm<sup>2</sup> となり、長期荷重による応力度は長期許容応力度以下となる。

#### (4) 1次下地材の降伏強度

ここでは、図 7.1.5 に示すように 1 次下地材の両端部から 450mm の位置に集中荷重  $P$  が作用し、1 次下地材が降伏強度に達するときの荷重を略算により求める。

検討方法は、全断面が降伏応力に達するとき、反りねじれが生じ、フランジ付け根が降伏するときの 2 ケースについて部材が降伏強度に達するときの集中荷重  $P$  を求める。

・使用部材：1 次下地材（吊ボルト受け）

C-100×50×20×2.3

$$A=517.2\text{mm}^2, I_x=80.7 \times 10^4\text{mm}^4, I_y=19.0 \times 10^4\text{mm}^4$$

$$Z_x=16.1 \times 10^3\text{mm}^3, Z_y=6.06 \times 10^3\text{mm}^3$$

$$Z_{px}=1.15Z_x=18.5 \times 10^3\text{mm}^3$$

$$a=100.0-2.3=97.7\text{mm}, b=50.0-2.3=47.7\text{mm}, c=20.0-2.3/2=18.85\text{mm}$$

$$X_0=44.0\text{mm}, x'=18.6-2.3/2=17.45\text{mm}, m=44.0-17.45=26.55\text{mm}, t=2.3\text{mm}$$

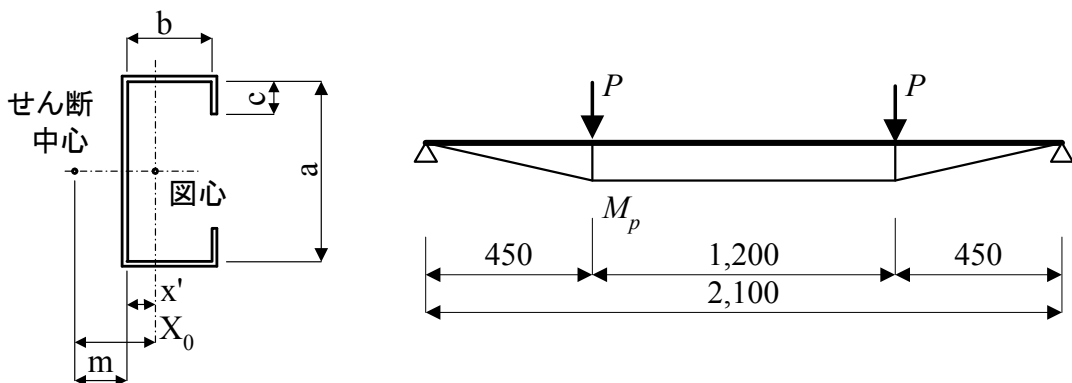


図 7.1.5 使用部材および検討モデル

1) 全断面が降伏応力に達するときの集中荷重  $P$

両端部から  $450\text{mm}$  の位置に集中荷重  $P$  が作用したときの曲げモーメントは、

$$M = P \cdot \ell' \quad (\ell' = 450\text{mm})$$

となり、このモーメントが強軸回りの全塑性モーメント  $M_{px}$  に達するときの  $P$  は以下のように求まる。

$M = M_{px}$  より、集中荷重  $P$  は、

$$P = \frac{M_{px}}{\ell'}$$

$$\text{ここで、全塑性モーメント } M_{px} : M_{px} = Z_p \times \sigma_y = 18.5 \times 10^3 \times 235 = 4348 \times 10^3 [\text{N} \cdot \text{mm}]$$

となる。したがって、

$$P = \frac{M_{px}}{\ell'} = \frac{4348 \times 10^3}{450} = 9662 [\text{N}] = 9.66 [\text{kN}] \quad (985\text{kg})$$

2) 反りねじれが生じたときの集中荷重  $P$

反りねじれが生じ、それにより最も大きな応力を受けるフランジ付け根が降伏するときの集中荷重  $P$  は、以下のように導出される。

まず、ねじれが生じた時のフランジ付け根における応力は、以下のように求まる。

$$\sigma_f = E \frac{M_T}{G \cdot J_T} [-\alpha \cdot \tanh(\alpha l)] \frac{he}{2}$$

ここで、作用する荷重を  $P$  とすると、

$$\text{ねじりモーメント } M_T = P \cdot e$$

サン・ブナンねじり定数

$$J_T = \sum \frac{1}{3} l_i^3 \cdot b_i = \frac{2}{3} \times 47.7 \times 2.3^3 + \frac{1}{3} \times 97.7 \times 2.3^3 + \frac{2}{3} \times 18.85 \times 2.3^3 = 936 \quad \text{mm}^4$$

$$\text{反りねじり定数 } C_w = 894 \times 10^6 \quad \text{mm}^6$$

$$\alpha = \sqrt{G \cdot J_T / E \cdot C_w} = \sqrt{79000 \times 936 / 205000 \times 894 \times 10^6} = 0.000635$$

$$\alpha \cdot l = 0.000635 \times 1050 = 0.667$$

よって、フランジ付け根が降伏応力に達する時の集中荷重  $P$  は以下のように求まる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{M_T}{e} = \frac{1}{e} \cdot \sigma_y \cdot \frac{1}{E} \cdot G \cdot J_T \cdot \frac{1}{[-\alpha \cdot \tanh(\alpha l)]} \cdot \frac{2}{he} \\ &= \frac{1}{26.55} \times 235 \times \frac{1}{205000} \times 79000 \times 936 \times \frac{1}{[0.000635 \times \tanh(0.762)]} \times \frac{2}{97.7 \times 26.55} \\ &= 6036 [\text{N}] = 6.04 [\text{kN}] \quad (616\text{kg}) \end{aligned}$$

以上より、2 ケースにより求めた集中荷重  $P$  は、

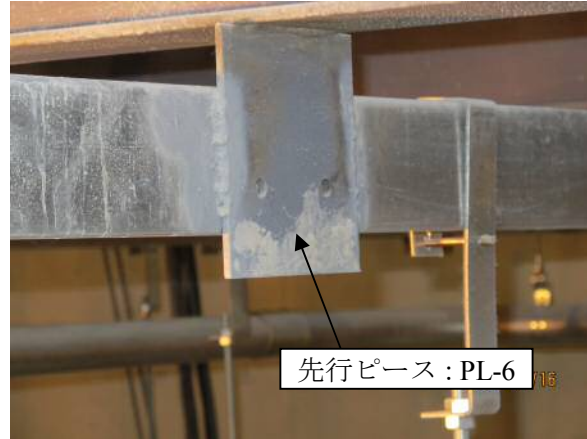
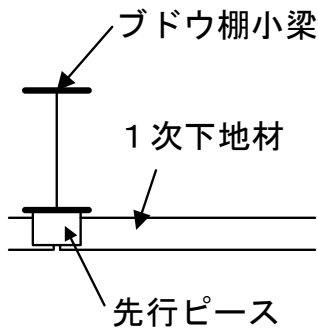
- ・全断面が降伏応力に達するとき :  $9.66 [\text{kN}]$  (985kg)
- ・反りねじれが生じたとき :  $6.04 [\text{kN}]$  (616kg)

となった。

1 次下地材が  $2.4\text{m}$  スパンで支持された場合には、概ね  $6 [\text{kN}]$  (600kg) 程度以上の集中荷重が作用すると降伏応力に達する。

(5) 先行ピースと1次下地材との溶接部の検討

1次下地材は、図 7.1.6 に示すようにブドウ棚小梁に溶接接合されている先行ピースに現場にてすみ肉溶接されている。ここでは、現地調査において詳細な調査、および実測は行っていないが、図 7.1.6 の取り付け状況写真からすみ肉サイズ、および有効長さを推測し溶接部の降伏耐力を求める。



(取り付け状況)

図 7.1.6 ブドウ棚小梁と先行ピースおよび1次下地材の取り付け部

・すみ肉溶接の降伏耐力： $P_y$

$$P_y = \frac{F}{\sqrt{3}}(a \times \ell_e)$$

ここで、

$a$  : 有効のど厚

$$a = 0.7S = 0.7 \times 6 = 4.2\text{mm}$$

( $S$  : すみ肉サイズで、ここでは、先行ピースの板厚  $6\text{mm}$  と仮定する)

$\ell_e$  : 有効長さで、図 7.1.6 の取り付け状況写真より  $80\text{mm}$  と仮定する

$F$  : SSC400 として、 $235\text{N/mm}^2$  とする

よって、降伏耐力は、

$$P_y = \frac{F}{\sqrt{3}}(a \times \ell_e) = \frac{235}{\sqrt{3}} \times 4.2 \times 80 = 45588[\text{N}] = 45[\text{kN}]$$

となる。

したがって、上記のように仮定した条件の場合には、溶接部の降伏耐力は  $45[\text{kN}]$  となる。

(6) 天井内斜め振止めによる反力の算定

天井が水平方向に力を受けた場合、図 7.1.7 に示すように斜め振れ止めから1,2次下地材へと鉛直力が作用する。ここでは、この鉛直力に対する下地材の検討を行う。

1) 仮定条件

- ・ 斜め振止めは  $10\text{m}^2$  に1か所設けているものとする。
- ・ 水平震度は、1.5 とする。
- ・ 天井荷重は、天井板および下地材含め  $1.00\text{kN/m}^2$  とする。
- ・ 斜め振止めの角度は  $45$  度とする。
- ・ 水平方向の反力は壁に伝達するものとする。



2) 斜め振止めに作用する水平力

$$P = K_h \cdot W \\ = 1.5 \times 1.0 \times 10.0 = 15 \text{ [kN]}$$

3) 2次下地の反力

$$R_{v2} = 15 \text{ [kN]}$$

4) 1次下地の反力

$$R_{v1} = R_{v2} / 2 = 15 / 2 = 7.5 \text{ [kN]}$$

よって、1.5の水平震度が作用した場合、斜め振止めの反力による1次下地材への鉛直力は、7.5[kN]となる。したがって、(4)で求めた1次下地材が降伏強度に達するときの荷重6.0[kN]と比較すると、斜め振止めがある個所は1次下地材が塑性化する可能性がある。

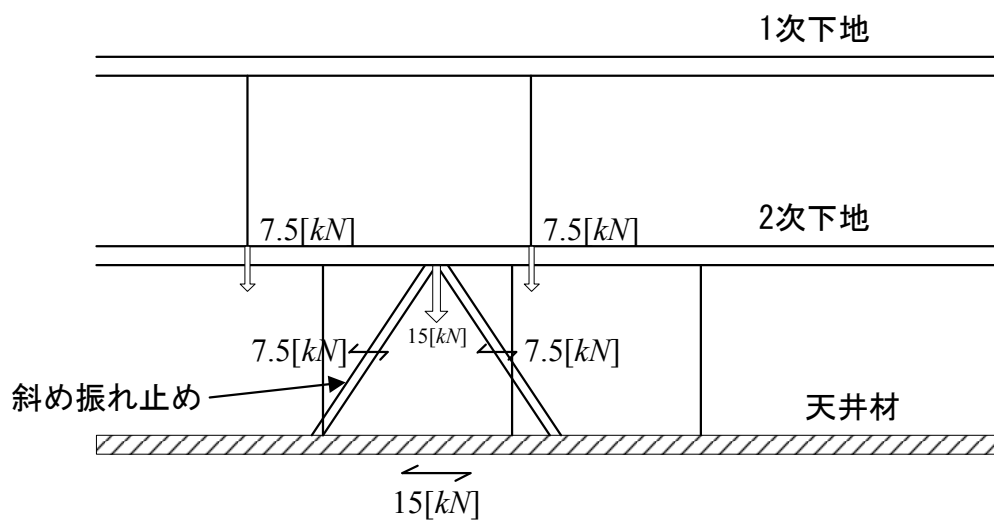


図 7.1.7 斜め振止めを考慮した天井のモデル図

## 7.2 天井吊り材の引張力の推測

天井吊り材の引張力の推測は、天井材が振り子のように変形した場合を仮定して求める。なお、吊り材、および天井材は伸び縮みのない剛な材とし、長短それぞれの吊り材を基準に振り子のように水平に変形したときの吊り材の引張力を求める。

### (1) 天井吊り材が2点で支持されている場合

天井吊り材が2点で支持されている場合の変位図を求める。例として長い吊り材を基準に振り子のように水平に10cm変形させた場合、図形的に変位図を描くと図7.2.1のようになる。図7.2.1より、右側の長い吊り材は、水平に10cm、上に0.2502cmとなり、左側の短い吊り材は、水平に10.0867cm、上に0.51cmの変形となる。

節点座標の算定結果を以下に示す。

・短い吊り材					(単位:cm)
円1:	Xc1座標=	0.00	Yc1座標=	0.00	半径r1= 100.00 (吊り材長さ)
・長い吊り材					
円2:	基点X座標=	300.00	基点Y座標=	0.00	吊り材長さ= 200.00
	変位=	10.00 [cm]			
	Xc2座標=	310.00	Yc2座標=	-199.7498	半径r2= 316.228
	(変位):	10.00		0.2502	

$$\begin{aligned} \text{中心間距離}L &= 368.782 \text{ [cm]} \\ \theta &= -0.5724 \text{ [rad.]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{中心c1, 中心c2, 交点paの角度}(\alpha) \\ \cos(\alpha) &= 0.62368 \\ \alpha &= 0.8974 \end{aligned}$$

したがって、交点Aの座標は、

$$\begin{aligned} X_{pa} &= X_{c1} + r_1 \times \cos(\theta - \alpha) = 10.0867 \text{ [cm]} \\ Y_{pa} &= Y_{c1} + r_1 \times \sin(\theta - \alpha) = -99.4900 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

(短い吊り材の変位)  $(x_a, y_a) = (10.0867, 0.51001)$

同様の手順で求めた変位図の結果を以下の図にまとめた。

- ① 短い吊り長さ：100cm、長い吊り長さ：200cmとした場合
  - ・長い吊り材を基準とし、水平に10cm刻みで50cmまで変形させたときの変位図を図7.2.2～図7.2.5に示す。
  - ・短い吊り材を基準とした場合の変位図を図7.2.6～図7.2.10に示す。
- ② 短い吊り長さ：20cm、長い吊り長さ：200cmとした場合
  - ・長い吊り材を基準とし、水平に10cm変形させたときの変位図を図7.2.11に示す。
- ③ 短い吊り長さ：50cm、長い吊り長さ：200cmとした場合
  - ・長い吊り材を基準とし、水平に10cm刻みで30cmまで変形させたときの変位図を図7.2.12～図7.2.14に示す。

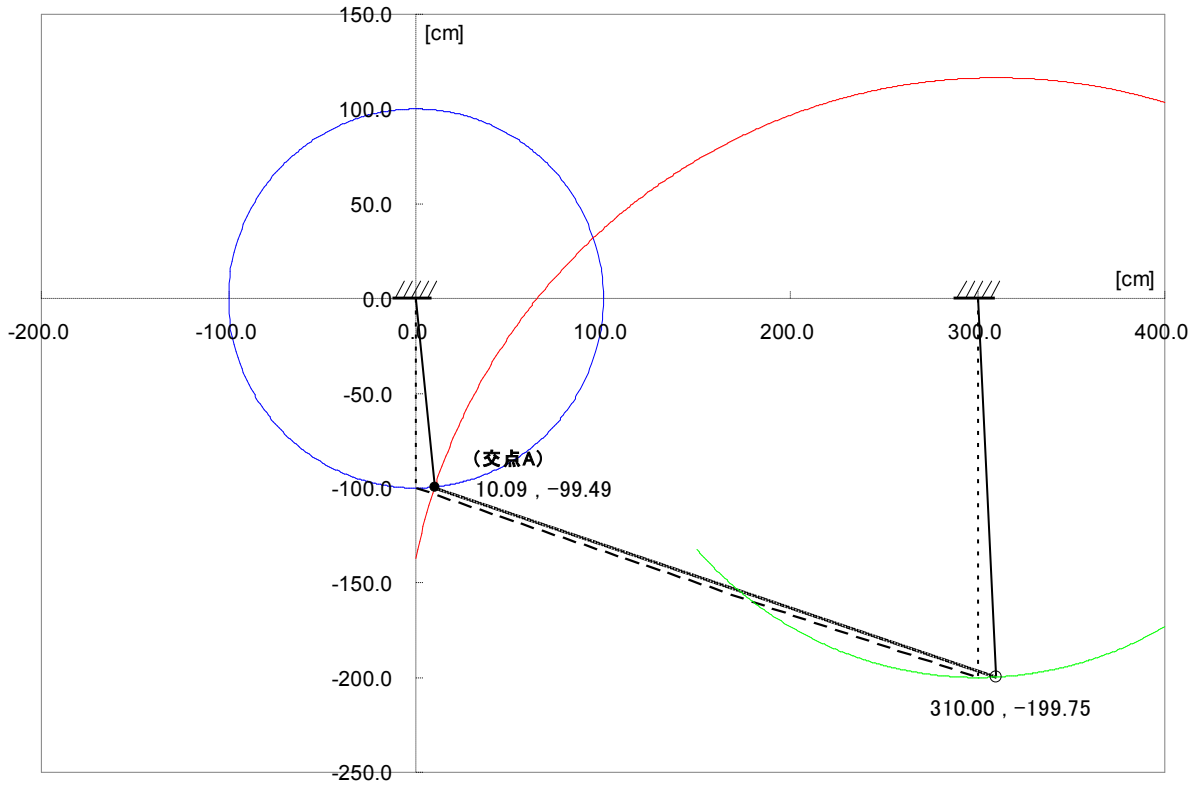


図 7.2.1 長い吊り材が 10cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ：100cm，長い吊り長さ：200cm とした場合)

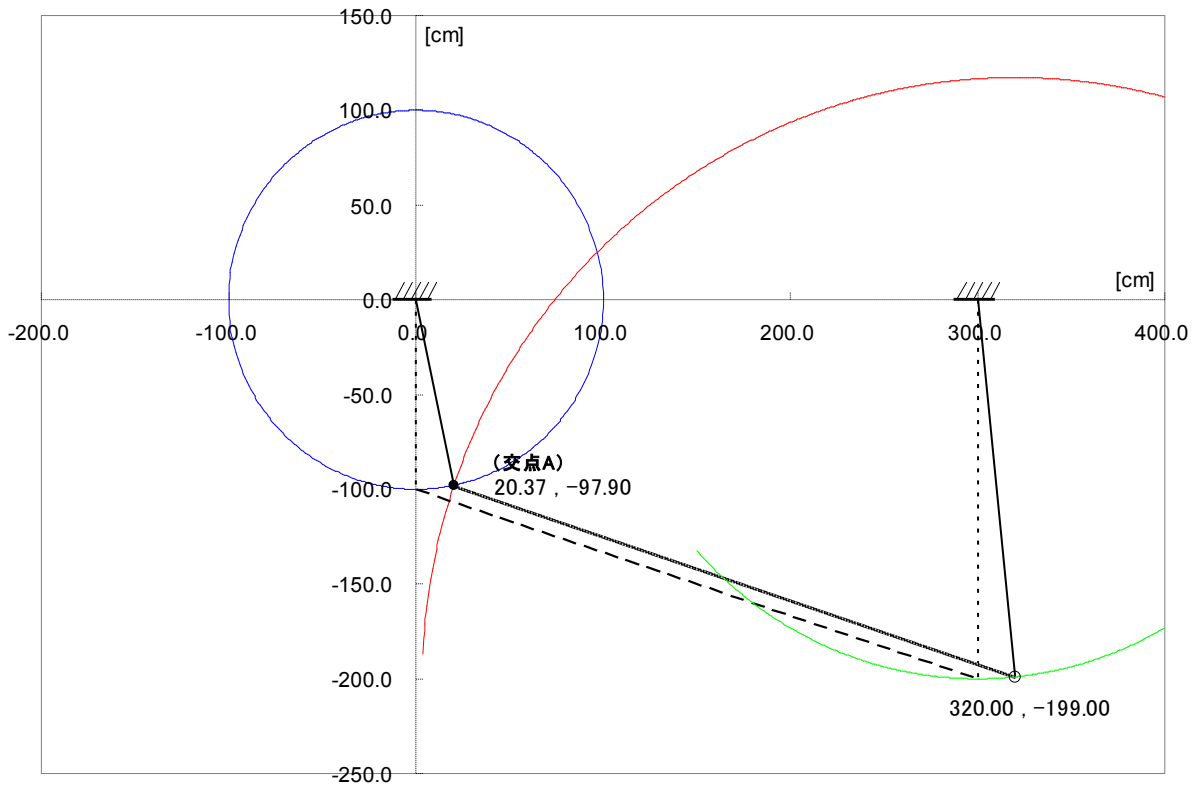


図 7.2.2 長い吊り材が 20cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ：100cm，長い吊り長さ：200cm とした場合)

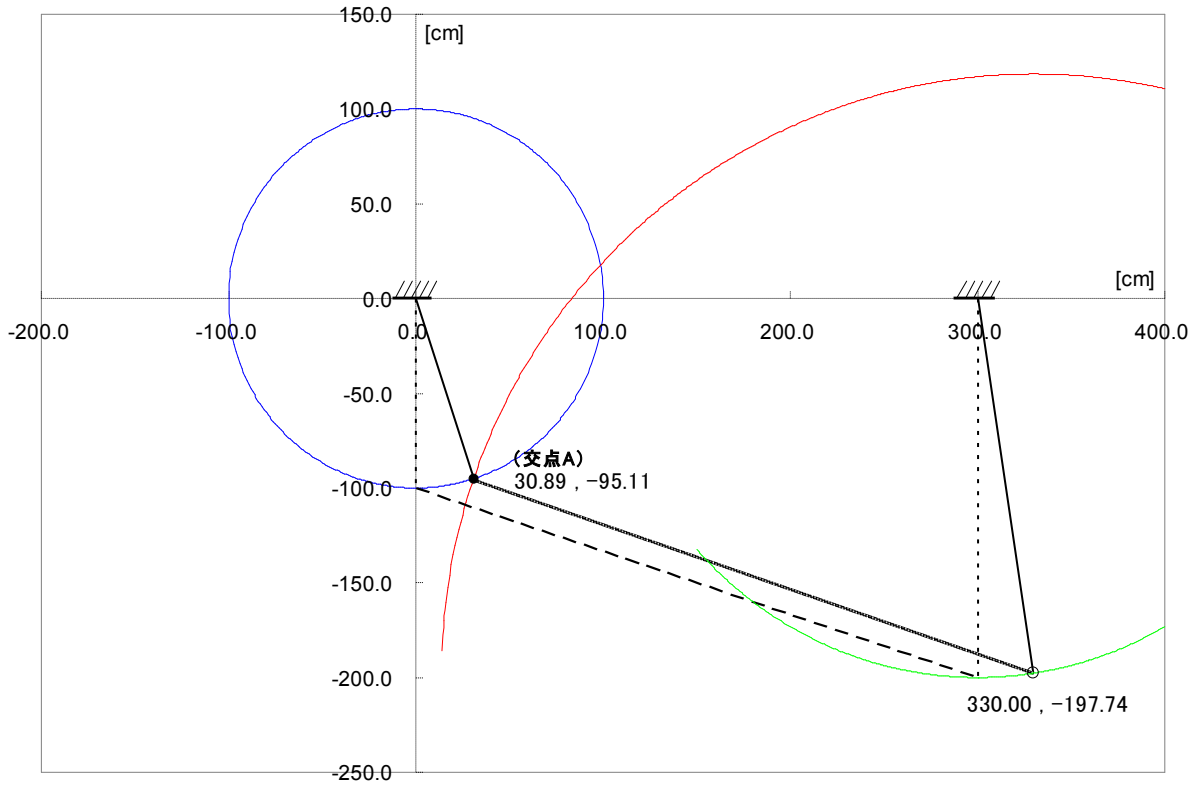


図 7.2.3 長い吊り材が 30cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ：100cm，長い吊り長さ：200cm とした場合)

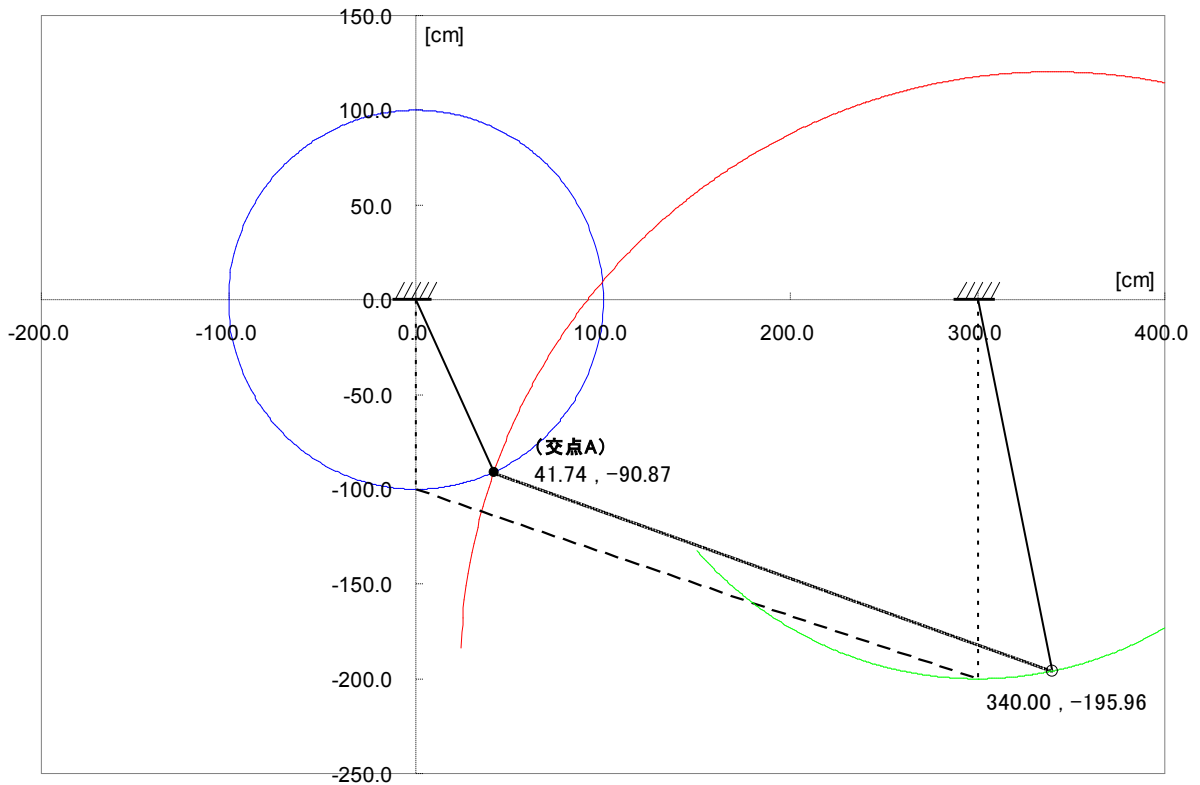


図 7.2.4 長い吊り材が 40cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ：100cm，長い吊り長さ：200cm とした場合)

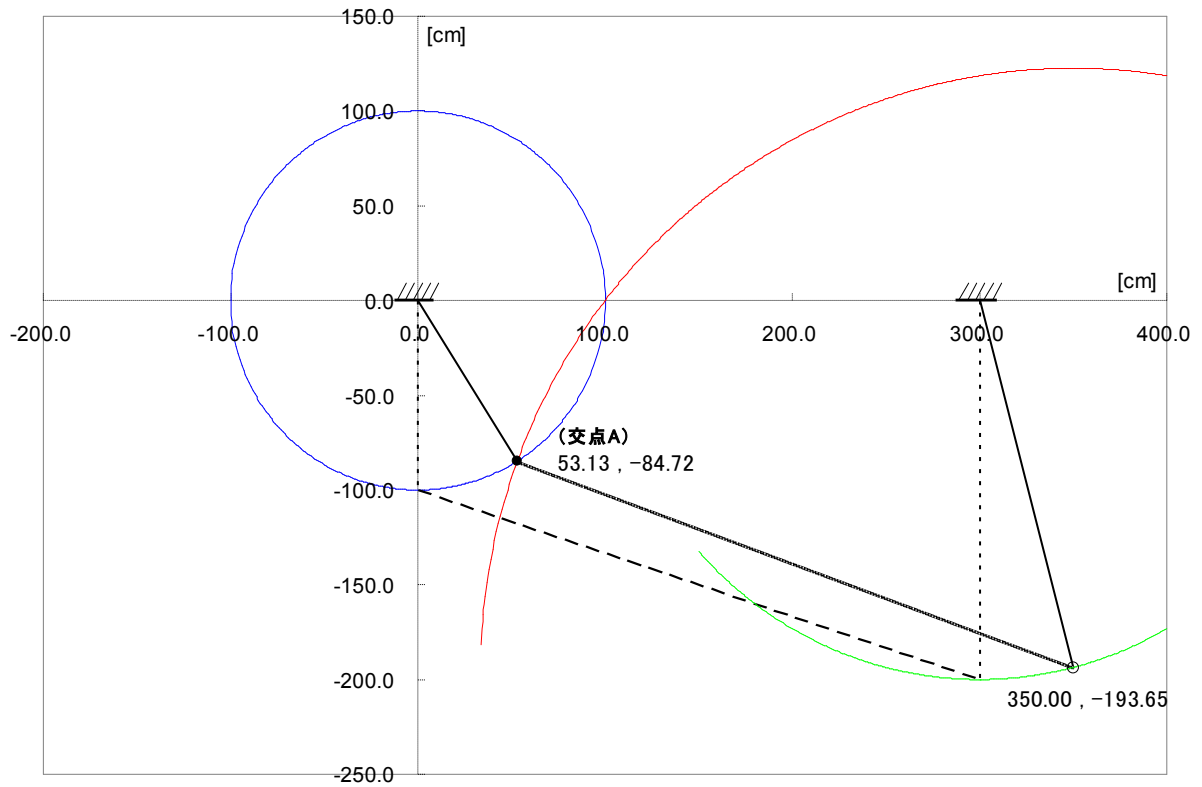


図 7.2.5 長い吊り材が 50cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 100cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

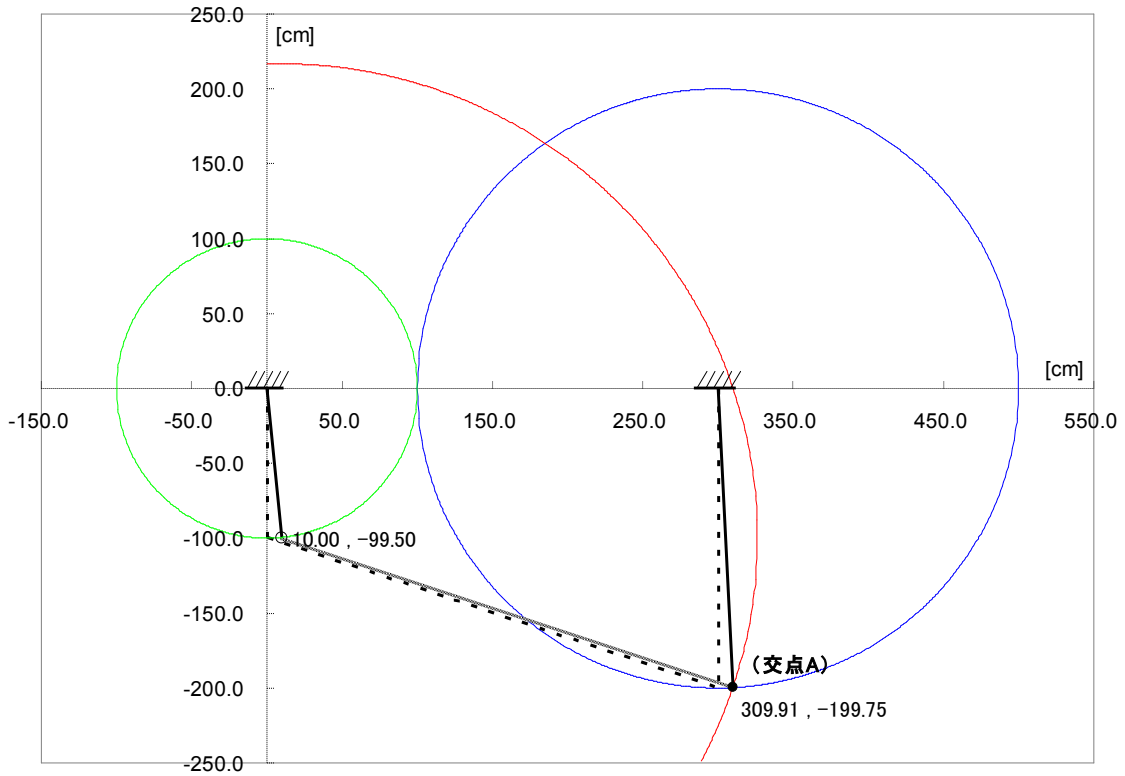


図 7.2.6 短い吊り材が 10cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 100cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

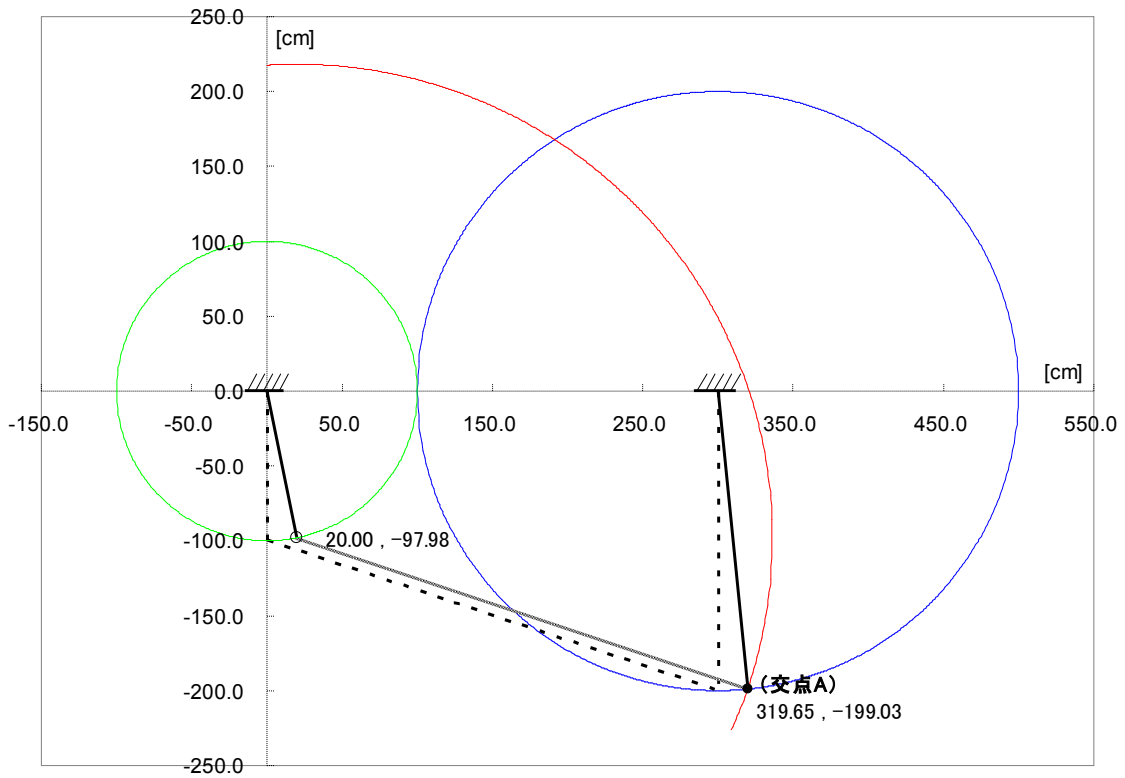


図 7.2.7 短い吊り材が 20cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 100cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

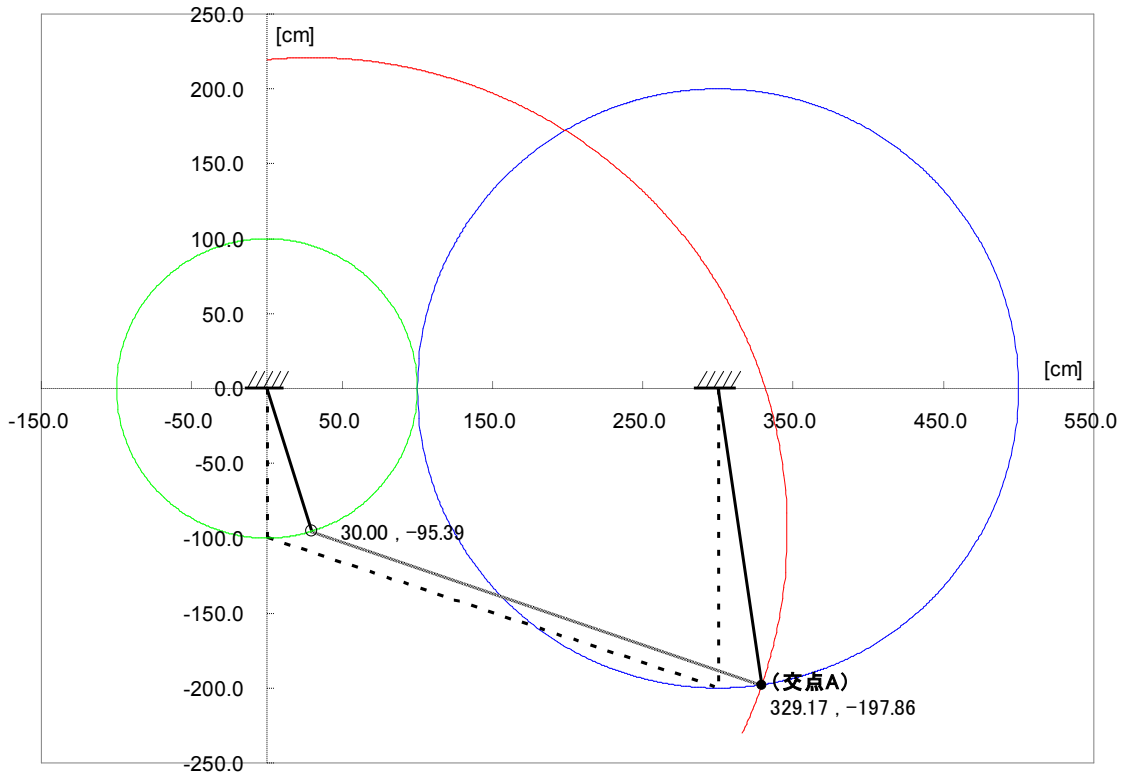


図 7.2.8 短い吊り材が 30cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 100cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

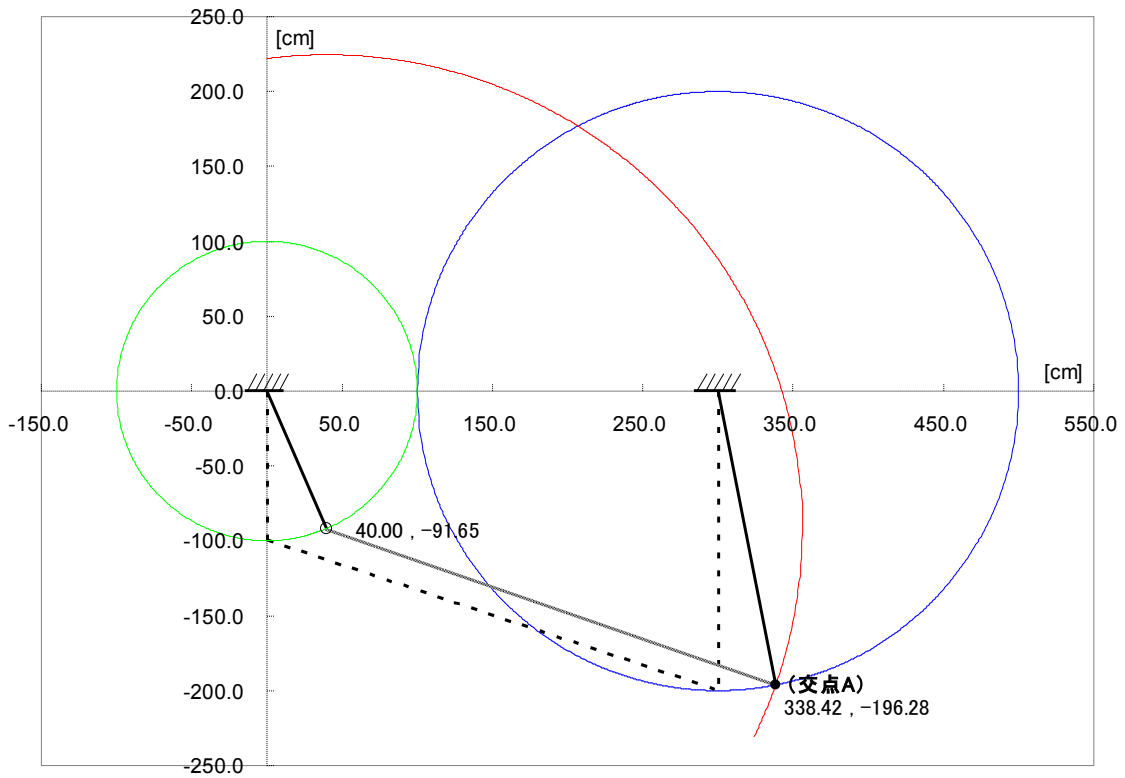


図 7.2.9 短い吊り材が 40cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 100cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

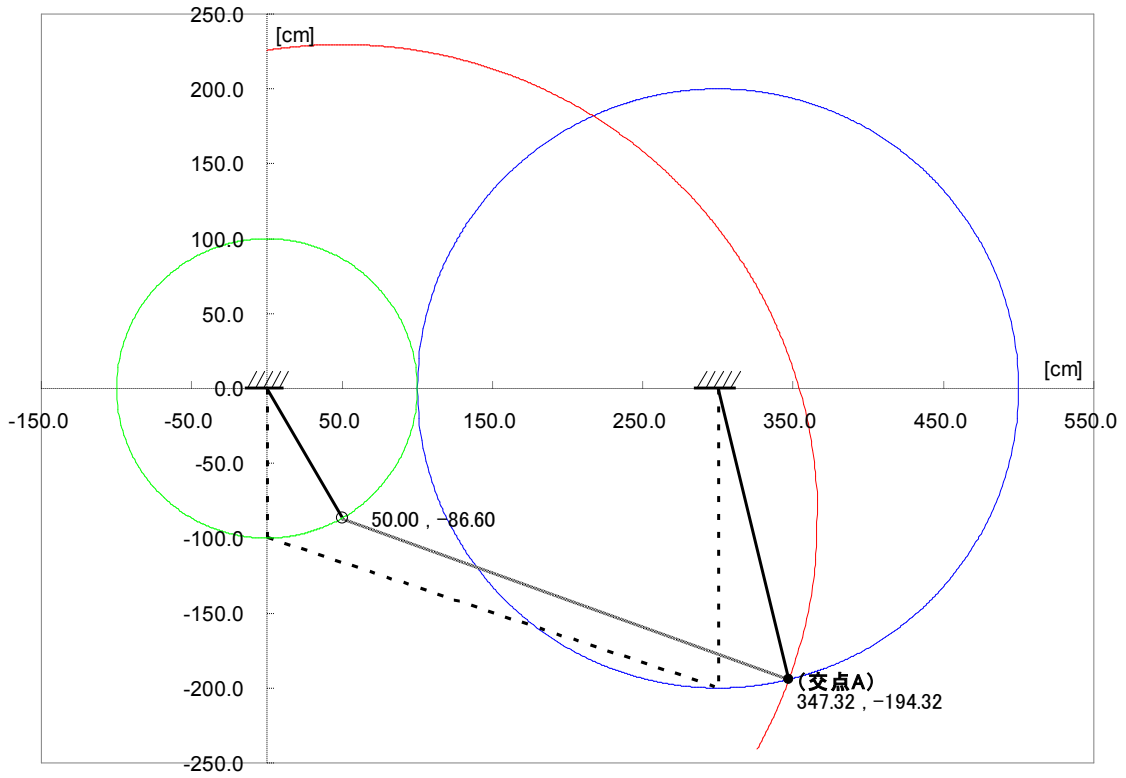


図 7.2.10 短い吊り材が 50cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 100cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)



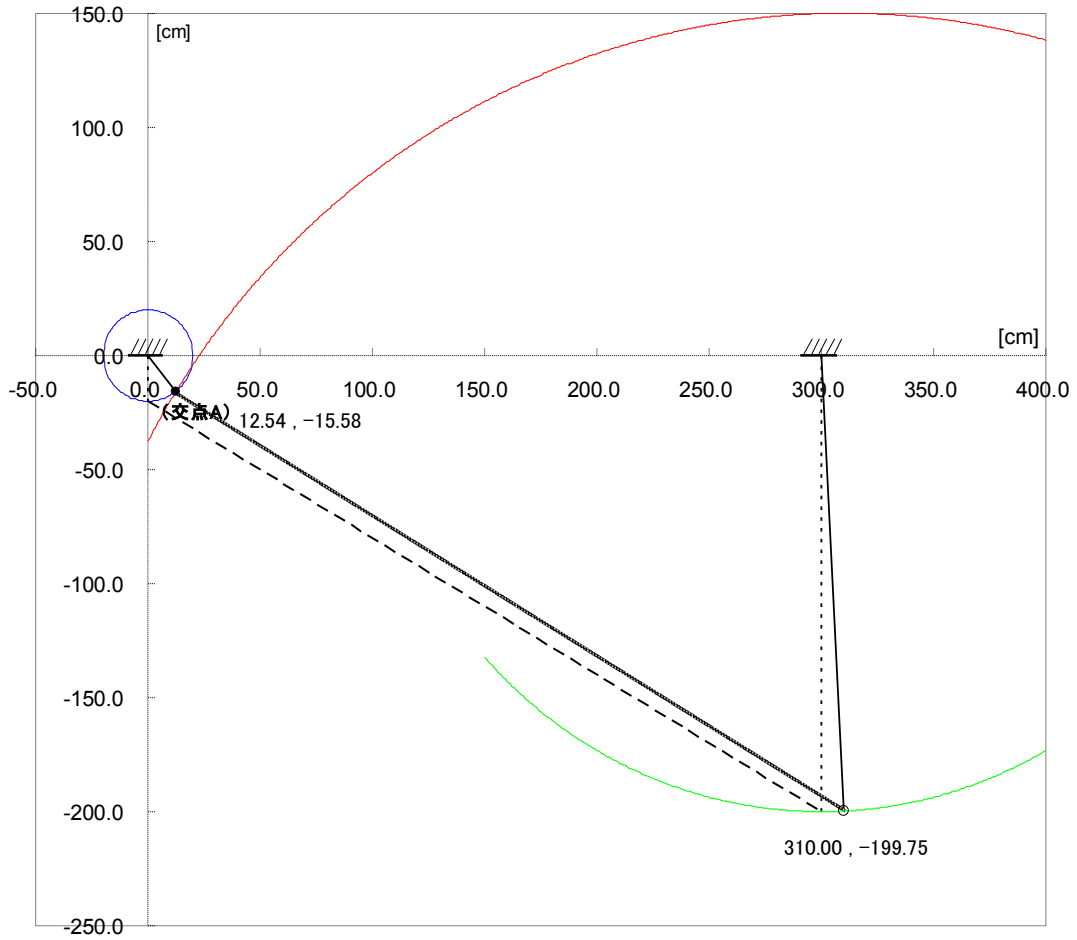


図 7.2.11 長い吊り材が 10cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 20cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

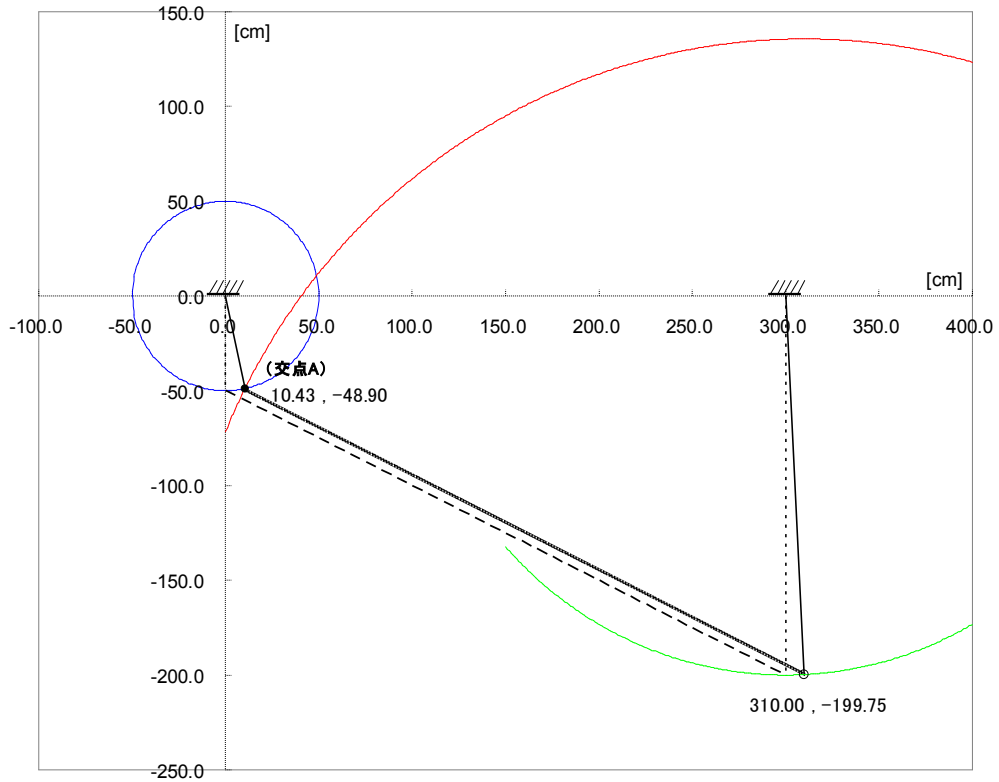


図 7.2.12 長い吊り材が 10cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 50cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

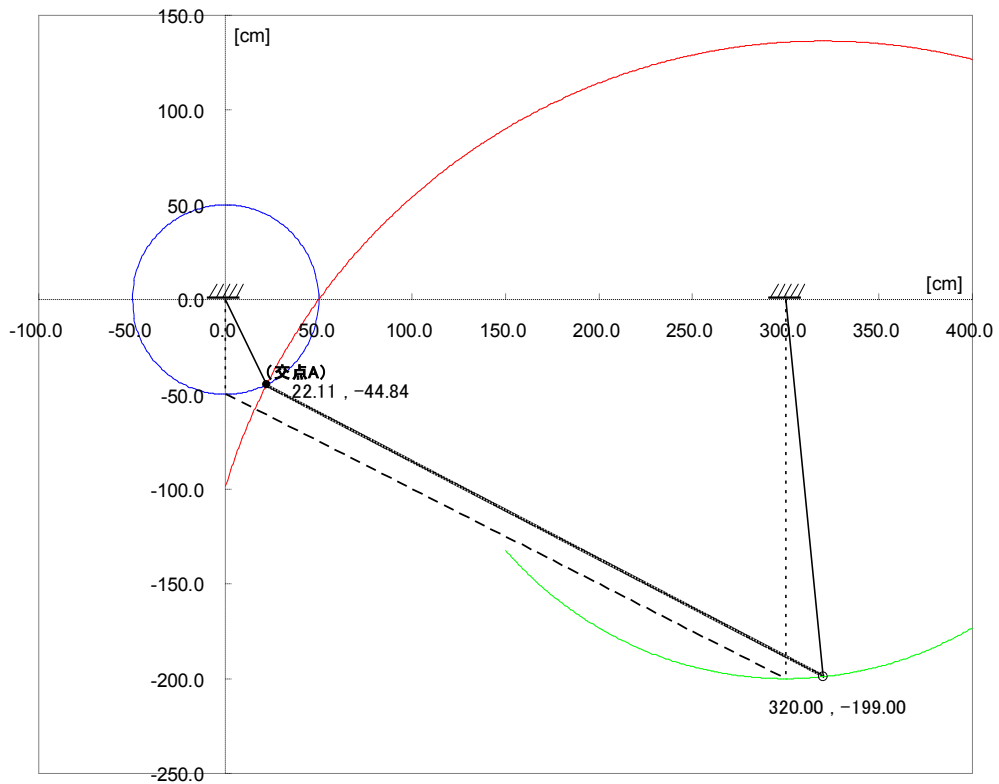


図 7.2.13 長い吊り材が 20cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 50cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

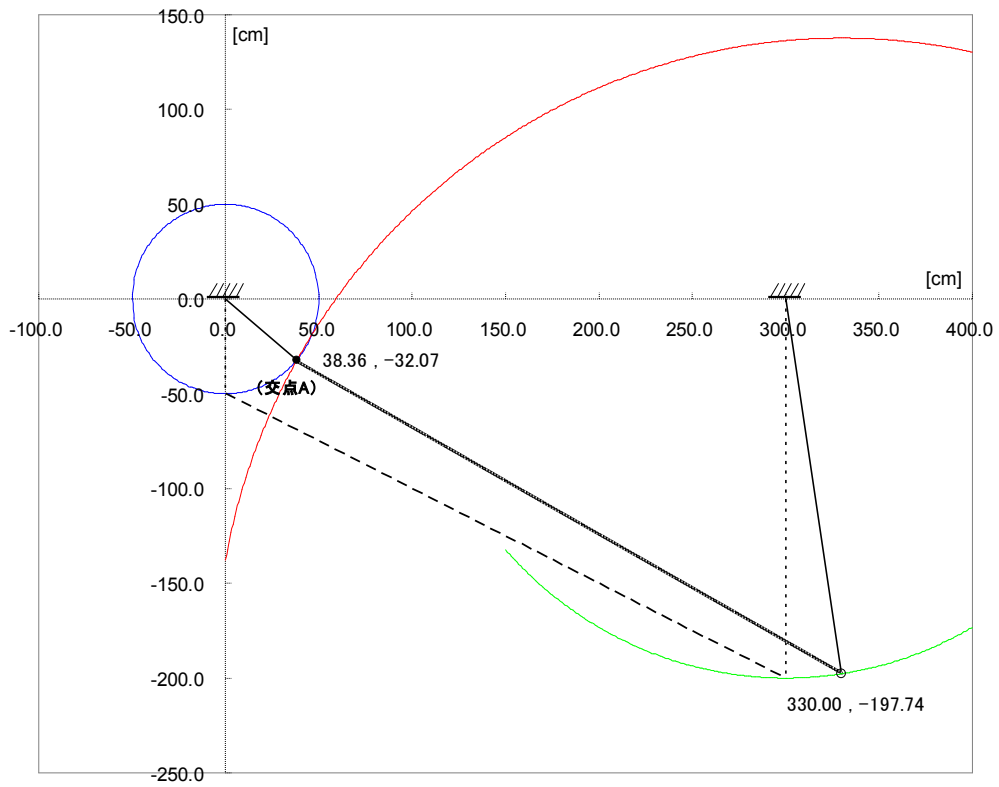


図 7.2.14 長い吊り材が 30cm 変形した場合の変位図  
 (短い吊り長さ : 50cm, 長い吊り長さ : 200cm とした場合)

1) 天井吊材に作用する引張力

天井吊り材に作用する引張力は、(1)による手順で求めた長短それぞれの吊り材の変位と、天井材の重量より略算する。算定結果を表 7.2.1 から表 7.2.3 にまとめた。また、表 7.2.4 には吊り材長さによる引張力の比較をまとめた。これらの表より長い吊り材に対して、短い吊り材の方が大きな変形、引張力を示す。短い吊り材長さが 20cm の場合、強制変位が 10cm では長い吊り材に対して短い吊り材は 1.28 倍 (図 7.2.15a)、また、吊り材長さが 50cm の場合には、強制変位が 30cm で短い吊り材が 1.54 倍 (図 7.2.15b)、長い吊り材より大きな引張力が生じる。ここで、天井材の重量は以下のように仮定する。

・天井材の重量

天井板の単位重量：68kg/m<sup>2</sup>

軽鉄下地：20kg/m<sup>2</sup>

合計 100kg/m<sup>2</sup> →1.0 [kN/m<sup>2</sup>]とする。

したがって、吊材の重量は、

$$\text{傾斜部を考慮した支配面積} : A = 1.2 \times 3.16 / 2 = 1.9 \text{ m}^2$$

$$\text{吊材重量} : w = 1.0 \times 1.9 = 1.9 \text{ [kN]}$$

となる。

表 7.2.1 短い吊り材 100cm, 長い吊り材 200cm の各変形時の吊り材の引張力  
(長い吊り材を基準に変形させた場合)

強制変位 [cm]	吊材	重量 [kN]	吊材長さ [cm]	変位[cm]		cosθ	引張力 [kN]
				X方向	Y方向		
10.0	短い吊材	1.90	100.0	10.08674	0.51001	0.995	1.91
	長い吊材	1.90	200.0	10.0	0.25016	0.999	1.90
20.0	短い吊材	1.90	100.0	20.36671	2.09598	0.979	1.94
	長い吊材	1.90	200.0	20.0	1.00251	0.995	1.91
30.0	短い吊材	1.90	100.0	30.88858	4.89009	0.951	2.00
	長い吊材	1.90	200.0	30.0	2.26280	0.989	1.92
40.0	短い吊材	1.90	100.0	41.74457	9.12981	0.909	2.09
	長い吊材	1.90	200.0	40.0	4.04082	0.980	1.94
50.0	短い吊材	1.90	100.0	53.12500	15.27849	0.847	2.24
	長い吊材	1.90	200.0	50.0	6.35083	0.968	1.96

表 7.2.2 短い吊り材 20cm, 長い吊り材 200cm の各変形時の吊り材の引張力  
(長い吊り材を基準に変形させた場合)

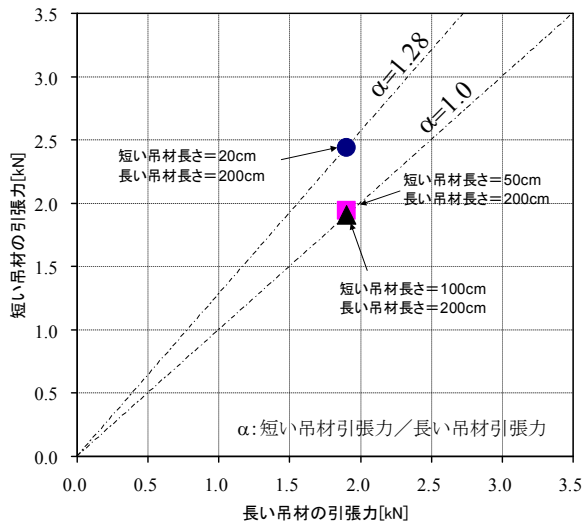
強制変位 [cm]	吊材	重量 [kN]	吊材長さ [cm]	変位[cm]		cosθ	引張力 [kN]
				X方向	Y方向		
10.0	短い吊材	1.90	20.0	12.54282	4.42188	0.779	2.44
	長い吊材	1.90	200.0	10.0	0.25016	0.999	1.90

表 7.2.3 短い吊り材 50cm, 長い吊り材 200cm の各変形時の吊り材の引張力  
(長い吊り材を基準に変形させた場合)

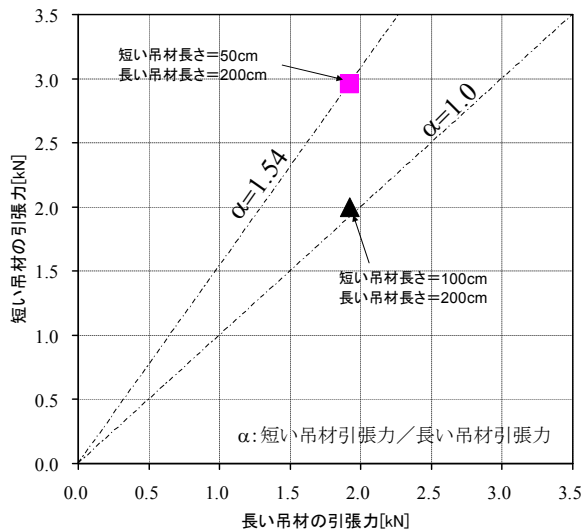
強制変位 [cm]	吊材	重量 [kN]	吊材長さ [cm]	変位[cm]		cosθ	引張力 [kN]
				X方向	Y方向		
10.0	短い吊材	1.90	50.0	10.42597	1.09909	0.978	1.94
	長い吊材	1.90	200.0	10.0	0.25016	0.999	1.90
20.0	短い吊材	1.90	50.0	22.11268	5.15550	0.897	2.12
	長い吊材	1.90	200.0	20.0	1.00251	0.995	1.91
30.0	短い吊材	1.90	50.0	38.35668	17.92563	0.641	2.96
	長い吊材	1.90	200.0	30.0	2.26280	0.989	1.92

表 7.2.4 吊り材長さによる引張力の比較  
(長い吊材を基準に変形させた場合)

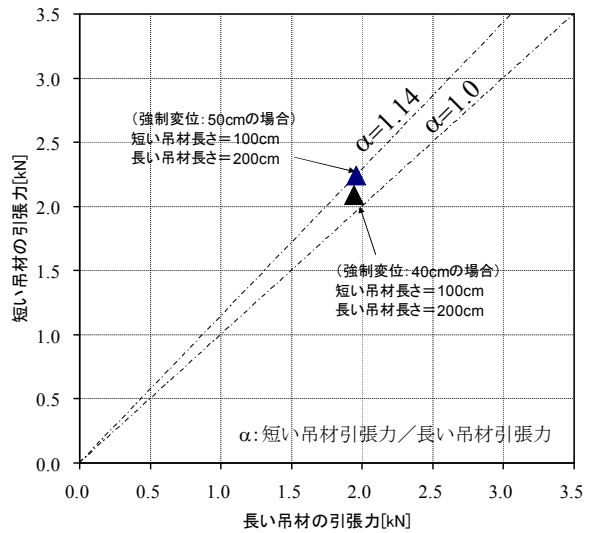
強制変位 [cm]	吊り材長さによる引張力[kN]					
	Ls=20, Ll=200[cm]		Ls=50, Ll=200[cm]		Ls=100, Ll=200[cm]	
	長い吊材	短い吊材	長い吊材	短い吊材	長い吊材	短い吊材
10.0	1.90	2.44	1.90	1.94	1.90	1.91
20.0	—	—	1.91	2.12	1.91	1.94
30.0	—	—	1.92	2.96	1.92	2.00
40.0	—	—	—	—	1.94	2.09
50.0	—	—	—	—	1.96	2.24



(a) 強制変位が10cmの場合



(b) 強制変位が30cmの場合



(c) 強制変位が40,50cmの場合

図 7.2.15 吊り材長さによる引張力の比較

### 7.3 接合部に作用する力の推測

天井材は全面にわたり複雑な形状をなしている。ここでは、図 7.3.1 に示すように 2 枚の天井材がある角度を持って接合されている V 字形モデルを例にとる。検討方法はこの V 字形の交点を剛接と仮定し、部材の角度を変化させ荷重増分解析を行い、部材に生じる応力より次下地材に作用する力を推測する。

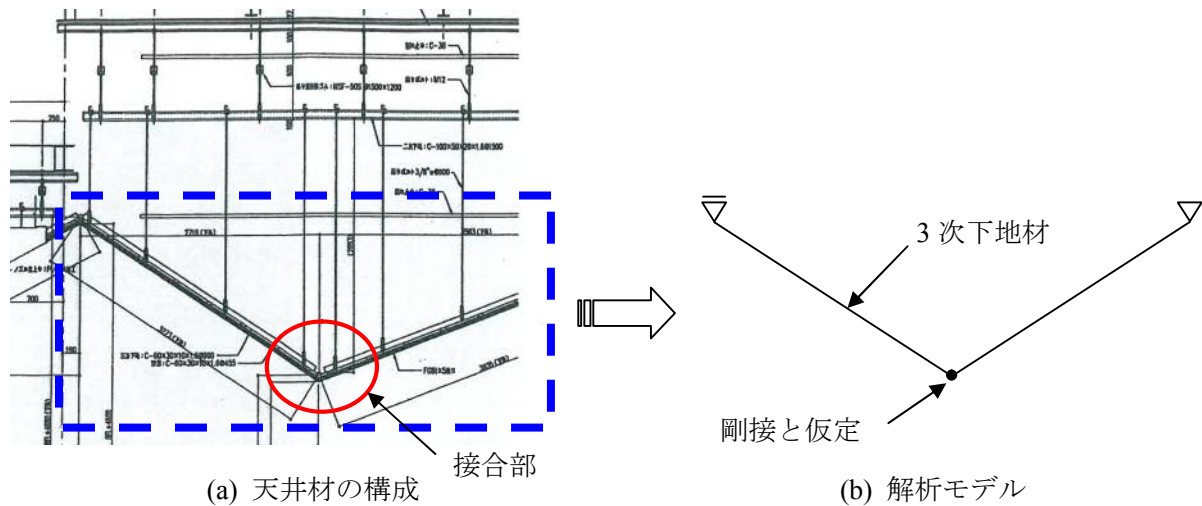


図 7.3.1 天井材の構成および解析モデル

#### (1) 荷重増分解析

##### 1) 荷重増分解析モデル

図 7.3.2 に示すように、剛接された 2 部材が、両端に単純梁同様の支持条件を有するようなモデルとした。荷重は、中央の剛接部に水平方向に作用するとした。

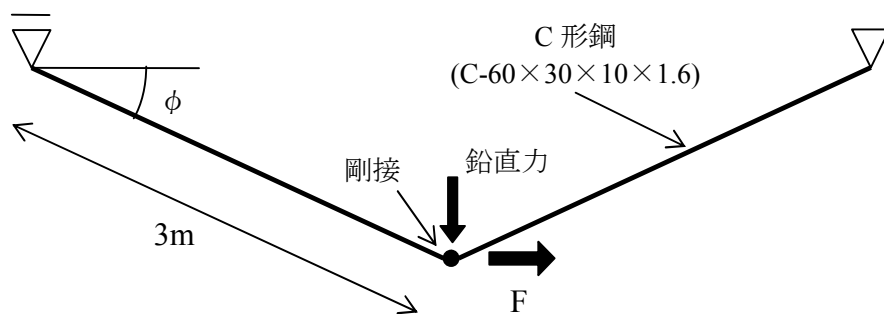


図 7.3.2 荷重増分解析モデル

##### 2) 使用部材

- 部材規格 : C-60×30×10×1.6

$$A=207.2\text{mm}^2, I_x=11.6 \times 10^4 \text{mm}^4, I_y=2.56 \times 10^4 \text{mm}^4, Z_x=3.88 \times 10^3 \text{mm}^3, Z_y=1.32 \times 10^3 \text{mm}^3$$

$$\sigma_y=235\text{N/mm}^2, \text{せん断中心までの距離 } e=15.2\text{mm}$$

- 強軸回りの全塑性モーメント

全断面が降伏応力に達する、強軸回りの全塑性モーメントは以下のように求まる。

$$M_p = Z_p \cdot \sigma_y = 1.15 \times 3.88 \times 10^3 \times 235 = 1048570 \quad [N \cdot mm]$$

・降伏せん断力

せん断力を受けて反りねじれが生じ、それにより最も大きな応力を受けるフランジ付け根が降伏するときのせん断力は、以下のように導出される。

まず、ねじれが生じた時のフランジ付け根における応力は、以下のように求まる。

$$\sigma_f = E \frac{M_T}{G \cdot J_T} [-\alpha \cdot \tanh(\alpha l)] \frac{he}{2}$$

ここで、作用するせん断力を  $P$  とすると、

$$\text{ねじりモーメント} \quad M_T = P \cdot e$$

サン・ブナンねじり定数

$$J_T = \sum \frac{1}{3} t_i^3 \cdot b_i = \frac{2}{3} \times 28.4 \times 1.6^3 + \frac{1}{3} \times 58.4 \times 1.6^3 + \frac{2}{3} \times 9.2 \times 1.6^3 = 182 \quad \text{mm}^4$$

$$\text{反りねじり定数} \quad C_w = 21.9 \times 10^6 \quad \text{mm}^6$$

$$\alpha = \sqrt{G \cdot J_T / E \cdot C_w} = \sqrt{79000 \times 182 / 205000 \times 21.9 \times 10^6} = 0.00179 \quad \text{mm}^{-1}$$

$$\alpha \cdot l = 0.000635 \times 3000 = 5.37$$

よって、フランジ付け根が降伏応力に達する時のせん断力  $P$  は以下のように求まる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{M_T}{e} = \frac{1}{e} \cdot \sigma_y \cdot \frac{1}{E} \cdot G \cdot J_T \cdot \frac{1}{[-\alpha \cdot \tanh(\alpha l)]} \cdot \frac{2}{he} \\ &= 1367.5 \quad [N] \end{aligned}$$

3) 解析方針

以上のデータを基に荷重増分解析を行った。剛接部に作用する水平荷重は、ステップ毎に 10.0[kg]ずつ増加させ、それにより部材が全塑性モーメントもしくは降伏せん断力に達した時点を解析終了とした。また初期応力としては、部材の自重を考慮し、図 7.3.2 の剛接部に鉛直下向きに 0.72 [t]の荷重を与えた。解析パラメータは、部材角度  $\phi$  が  $10^\circ$  から  $80^\circ$  ( $10^\circ$  刻み) までのそれぞれにおいて行った。

#### 4) 荷重増分解析結果

図 7.3.3, および図 7.3.4 に解析結果を示す。図 7.3.3 では, それぞれの部材角度  $\phi$  において, 水平荷重/重量と変位の関係を示している。

図 7.3.3 および図 7.3.4 から, 部材の角度が大きくなるほど耐力は小さくなり, 部材の角度が  $10^\circ$  以上では, 加速度 1G 以下で部材は降伏することがわかる。

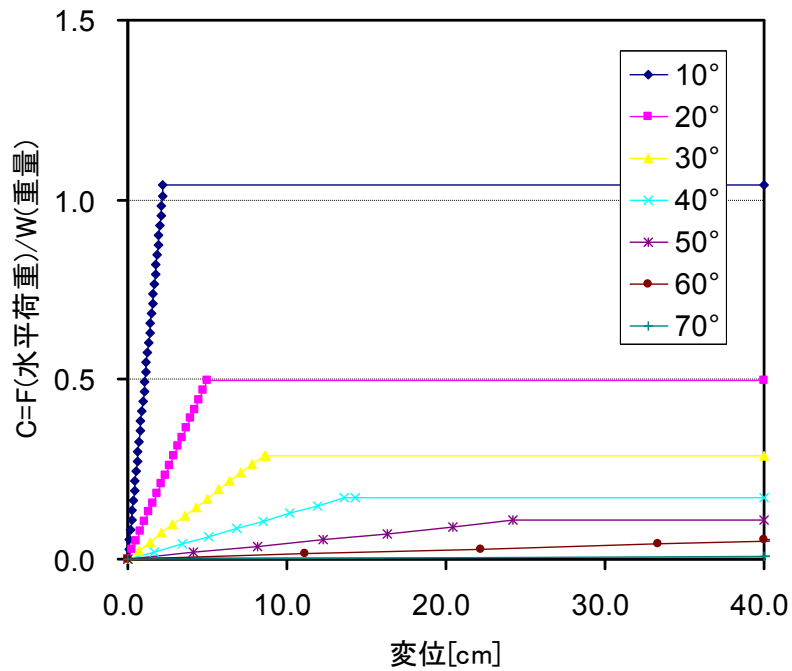


図 7.3.3 解析結果 (荷重—変位関係)

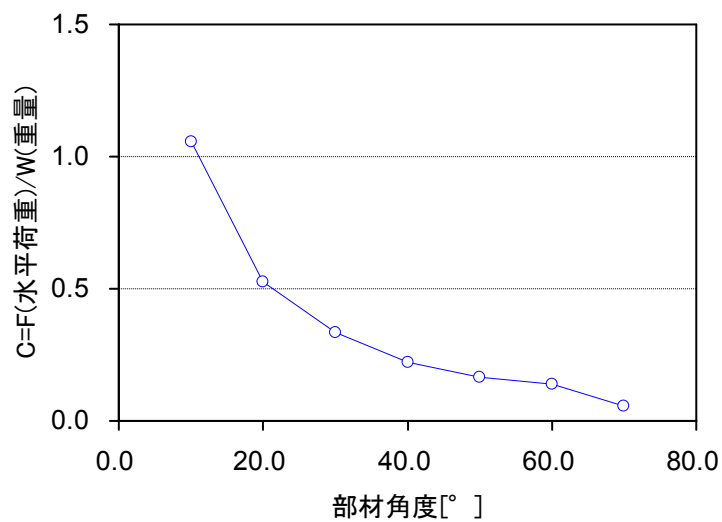


図 7.3.4 荷重と部材角度の関係