

5-2 補強時屋根面の検討

(1) Y方向 (桁行方向)

- a. 検討方針
- ・ 桁行方向

妻面の鉄骨間柱は自立できず屋根面の水平剛性に依存している。

屋根ブレースによって、桁面に伝達し得るかを検討する。

既存屋根ブレースは、中ボルトを補強時にHTBに交換することとし、耐力を算定している。(P.251-1,2)

*印の補強ブレースの耐力は、既存ブレースの接合部破断時のひずみ度を考慮し、低減率:βを乗じた耐力を採用している。(P.251-1,2,254参照)

- b. 屋根面内耐力の検討

・ 桁行き方向

Ko=	0.577	: Iso/F=0.75/1.3
Fes=	1.000	
Ai=	1.170	

地震力の方向 ↑

$K_n = K_o \times F_{es} \times A_i = 0.675$ A_i は「4-1-(3)4.A通り」による

通り	F	E	D	M	C	B	A	合計
Qu	182.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	182.8	365.6
W	118.5	105.4	78.5	58.4	78.5	105.4	118.5	663.2
Wh	6.8	13.6	13.6	13.6	13.6	13.6	6.8	81.6
ΣW	125.3	119.0	92.1	72.0	92.1	119.0	125.3	744.8
Q=Kn×ΣW	84.6	80.3	62.2	48.6	62.2	80.3	84.6	502.7
Q-Qu	0.0	80.3	62.2	48.6	62.2	80.3	0.0	
Σ(Q-Qu)	166.8	166.8	86.5	24.3	24.3	86.5	166.8	166.8

屋根ブレースの保有耐力

通り	F	E	D	M	C	B	A
11							
b Q u 1	41.7	41.7	41.7	41.7	41.7	41.7	41.7
10							
b Q u 2	41.7	* 33.5			* 33.5		41.7
9							
b Q u 3	41.7	* 33.5			* 33.5		41.7
8							
b Q u 4	41.7						41.7
7							
b Q u 5	41.7						41.7
6							
b Q u 6	41.7						41.7
5							
b Q u 7	41.7						41.7
4							
b Q u 8	41.7	* 33.5			* 33.5		41.7
3							
b Q u 9	41.7	* 33.5			* 33.5		41.7
2							
b Q u 1 0	41.7	41.7	41.7	41.7	41.7	41.7	41.7
1							
ΣbQu	417.0	217.4	83.4	83.4	217.4	417.0	
ΣbQu/Σ(Q-Qu)	2.50	2.51	3.43	3.43	2.51	2.50	
k=Kn・ΣbQu/Σ(Q-Qu)≥Kn	1.69	1.70	2.32	2.32	1.70	1.69	
q	5.77	5.80	7.92	7.92	5.80	5.77	
Is	1.88	1.89	2.57	2.57	1.89	1.88	
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

ここで Z= 1.000 Rt= 1.000

- Qu : フレームの保有耐力 (又は鉄骨小梁の座屈耐力。)
- W : フレーム支配中の屋根面重量、階高さの1/2の壁重量を含めた。
- Wh : 補強部材による屋根面追加重量 (0.1 kN/m² 見込む)
- ΣW : W+Wh
- bQui : 対になった屋根面ブレースの保有水平耐力。
- k : 剪断力係数換算値

Is・qで表す場合

$$q = \frac{\Sigma bQu}{(0.25 \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_t \cdot W \cdot A_i)}$$

$$= \frac{417.0}{(0.25 \times 1.000 \times 247.1 \times 1.170)} = 5.77$$

ただし $W = \Sigma(Q-Qu)/K_n = (166.8 / 0.675) = 247.1$

$$I_s = \frac{F_i \cdot Q_u}{W \cdot F_{es} \cdot A_i} = 1.88 \quad (F_i = Iso/K_o)$$

5-2 補強時屋根面の検討

(2) X方向(張間方向)

- a. 検討方針
- ・ 張間方向

妻壁が強固であると仮定して、屋根ブレースによって妻面に伝達し得るかを検討する。

各フレームの耐力は、既存屋根ブレースのF値を考慮し、低減率：αi を乗じた耐力を採用している。(次ページ参照)

既存屋根ブレースは、中ボルトを補強時にHTBに交換することとし、耐力を算定している。(P.251-1,2)

*印の補強ブレースの耐力は、既存ブレースの接合部破断時のひずみ度を考慮し、低減率：β を乗じた耐力を採用している。(P.251-1,2,254参照)

- b. 屋根面内耐力の検討

・ 張間方向

Ko=	0.577	: Iso/F=0.75/1.3
Fes=	1.000	
Ai=	1.000	

Kn=Ko×Fes×Ai: 0.577

地震力の方向 ↑

通り	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	合計											
αi・Qu	21.2	6.7	6.8	6.8	7.0	7.0	7.0	6.8	6.8	6.7	21.2	103.7											
W	149.9	79.8	76.4	76.4	76.4	76.4	76.4	76.4	76.4	79.8	149.9	994.2											
Wh	3.4	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	3.4	68.0											
ΣW	153.3	86.6	83.2	83.2	83.2	83.2	83.2	83.2	83.2	86.6	153.3	1062.2											
Q=Kn×ΣW	88.4	50.0	48.0	48.0	48.0	48.0	48.0	48.0	48.0	50.0	88.4	612.8											
Q-αi・Qu	67.2	43.3	←	41.2	←	41.2	←	41.0	←	41.0	→	41.0	→	41.2	→	41.2	→	43.3	→	43.3	→	67.2	
Σ(Q-αi・Qu)	254.6	187.3	←	144.0	←	102.8	←	61.6	←	20.5	↔	20.5	→	61.6	→	102.8	→	144.0	→	187.3	→	254.6	

屋根ブレースの保有耐力

通り	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
F											
bQu1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1
E											
bQu2	49.1	* 39.4	* 39.4					* 39.4	* 39.4		49.1
D											
bQu3	49.1										49.1
C											
bQu4	49.1	* 39.4	* 39.4					* 39.4	* 39.4		49.1
B											
bQu5	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1	49.1
A											
ΣbQu	245.5	177.0	177.0	98.2	98.2	98.2	98.2	177.0	177.0	245.5	
ΣbQu/Σ(Q-αi・Qu)	1.3	1.2	1.7	1.6	4.8	4.8	1.6	1.7	1.2	1.3	
k=Kn・ΣbQu/Σ(Q-αi・Qu) ≧ Kn	0.76	0.71	0.99	0.92	2.76	2.76	0.92	0.99	0.71	0.76	
q	3.02	2.84	3.97	3.68	11.04	11.04	3.68	3.97	2.84	3.02	
Is	0.98	0.92	1.29	1.20	3.59	3.59	1.20	1.29	0.92	0.98	
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

ここで Z= 1.000 Rt= 1.000

Qu : フレームの保有耐力 (又は鉄骨小梁の座屈耐力。)

W : フレーム支配中の屋根面重量、4-1 (3) 各ゾーン地震力より「軒位置の等価地震用重量」を用い平屋として扱う。

Wh : 補強部材による屋根面追加重量 (0.1 kN/m² 見込む)

ΣW : W+Wh

bQui : 対になった屋根面ブレースの保有水平耐力。

k : 剪断力係数換算値

既存屋根ブレースのF値を考慮した各フレームの低減率：αiの算定

通り	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Qu	21.2	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	21.2
F値	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
ΣbQu	245.5	177.0	177.0	98.2	98.2	98.2	98.2	177.0	177.0	245.5	
F値	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	
重み付けF値		1.3	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.3	
αi	1.00	0.61	0.61	0.61	0.63	0.63	0.63	0.61	0.61	0.61	1.00