

事例 6

桝組壁工法 4 階建て構造計算例 (限界耐力計算例)

1

一般事項

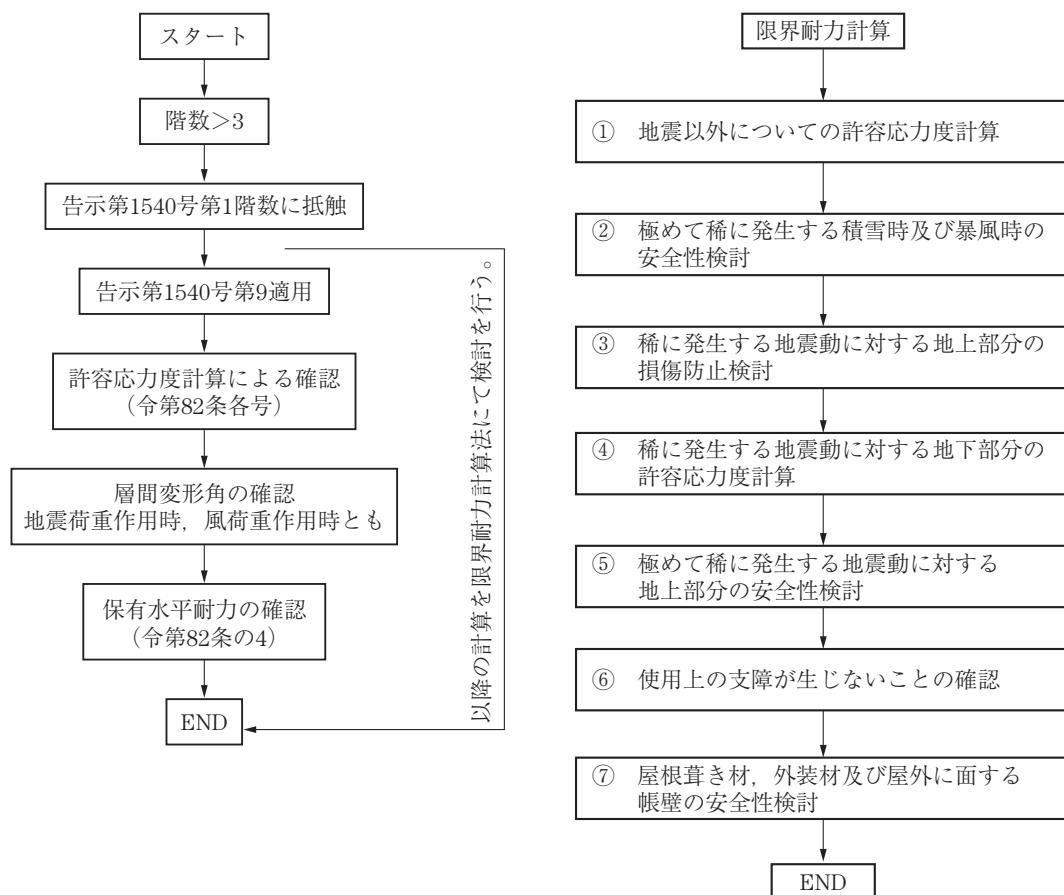
1.1 建物概要

- (1) 名 称
- (2) 建設地
- (3) 用 途：一般住宅
- (4) 面 積
建築面積：86.12 m²
延面積：331.24 m²
各階床面積 1 階：86.12 m², 2 階：86.12 m², 3 階：86.12 m², 4 階：86.12 m²
- (5) 高 さ
最高高さ：14.128 m
軒の高さ：11.075 m
- (6) 構造種別：木造（桝組壁工法）

1.2 設計方針

桝組壁工法建築物構造計算指針による。

1.3 計算書の流れ



ここでは上記フローのうち①～⑤までの計算例を示す。なお、本計算書では屋根葺き材、外装材及び屋外に面する帳壁の安全性については稀に発生する地震動に対して層間変形角が $1/150 \text{ rad}$ 以下であることを確認し、風圧力に対しては屋根葺き材の留め付け方の種類が多いために省略している。

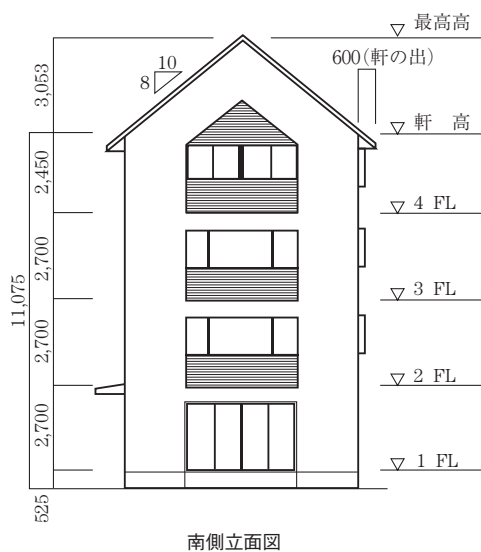
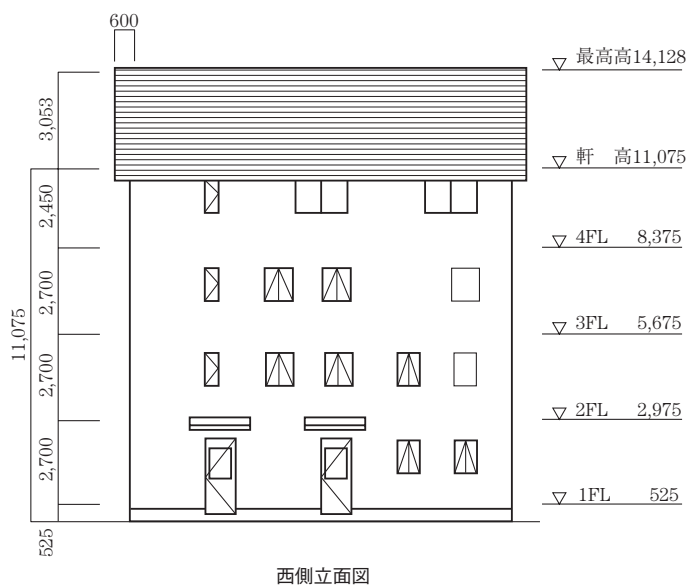
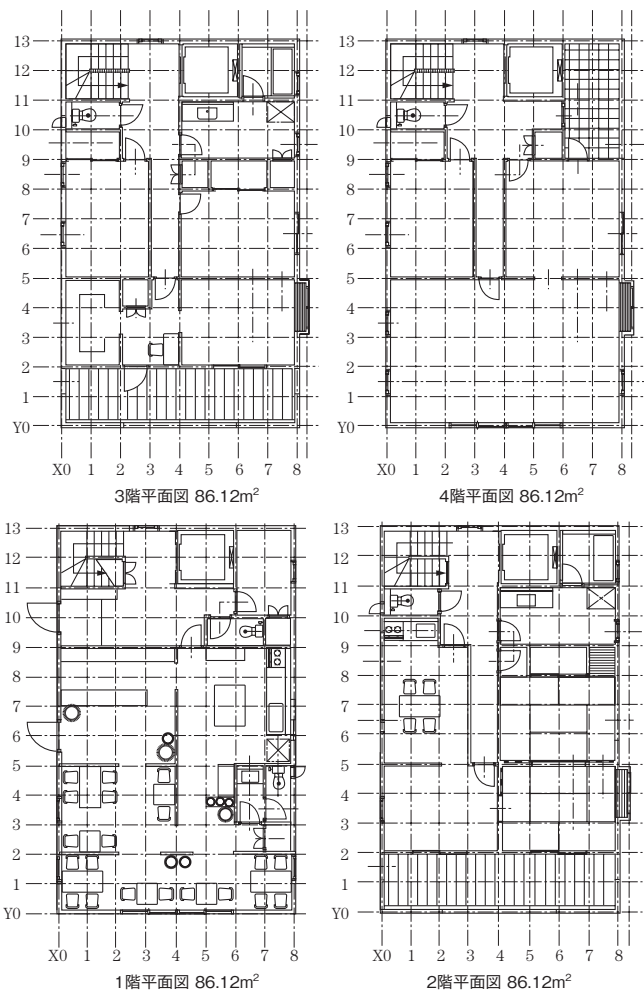
1.4 使用材料及び基準弾性係数

[事例 2] 枠組壁工法 3 階建て構造計算例と同じ。

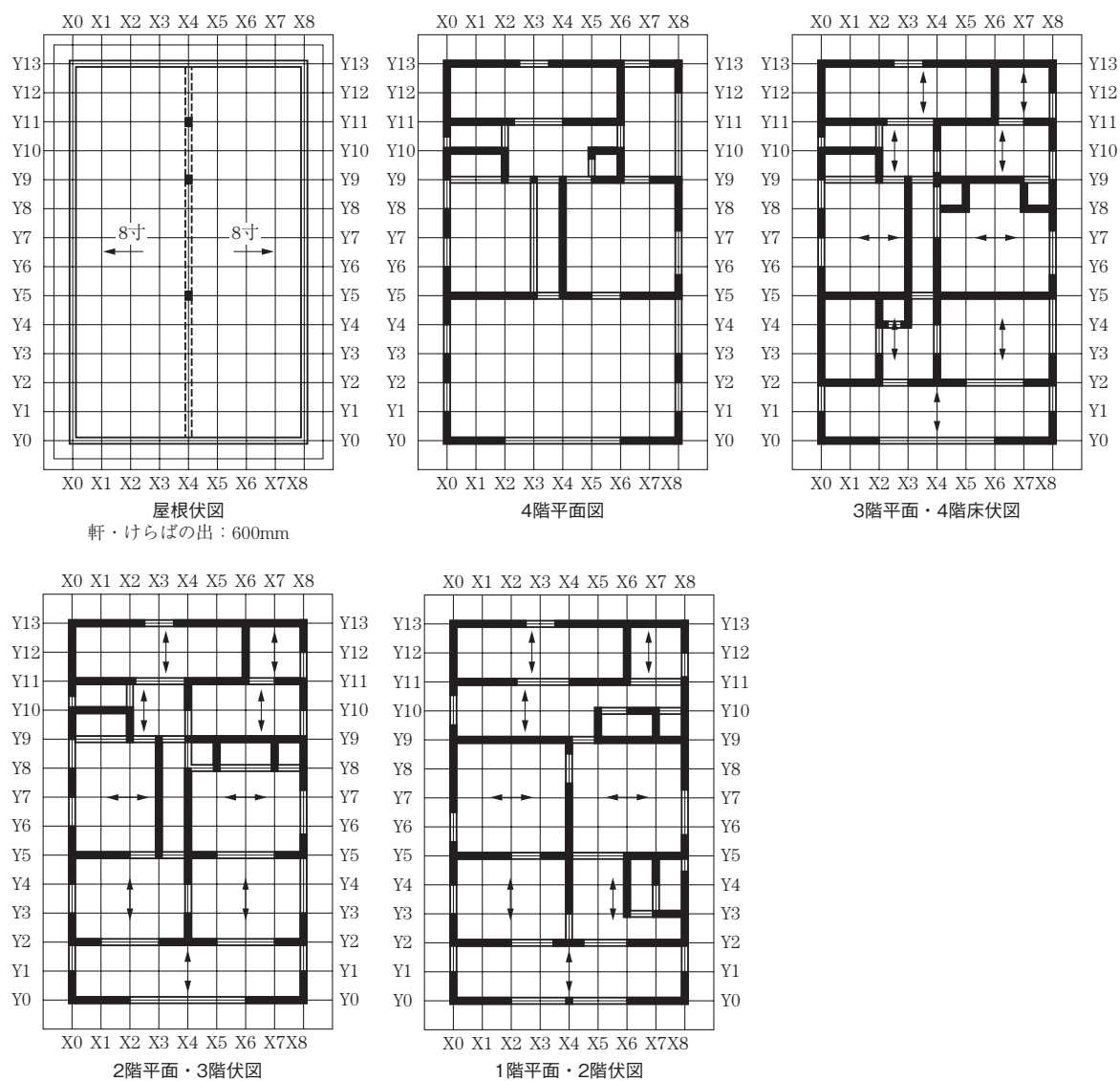
2

建物概要

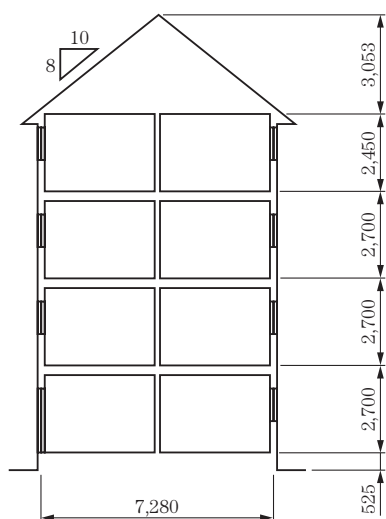
(1) 平面及び立面図



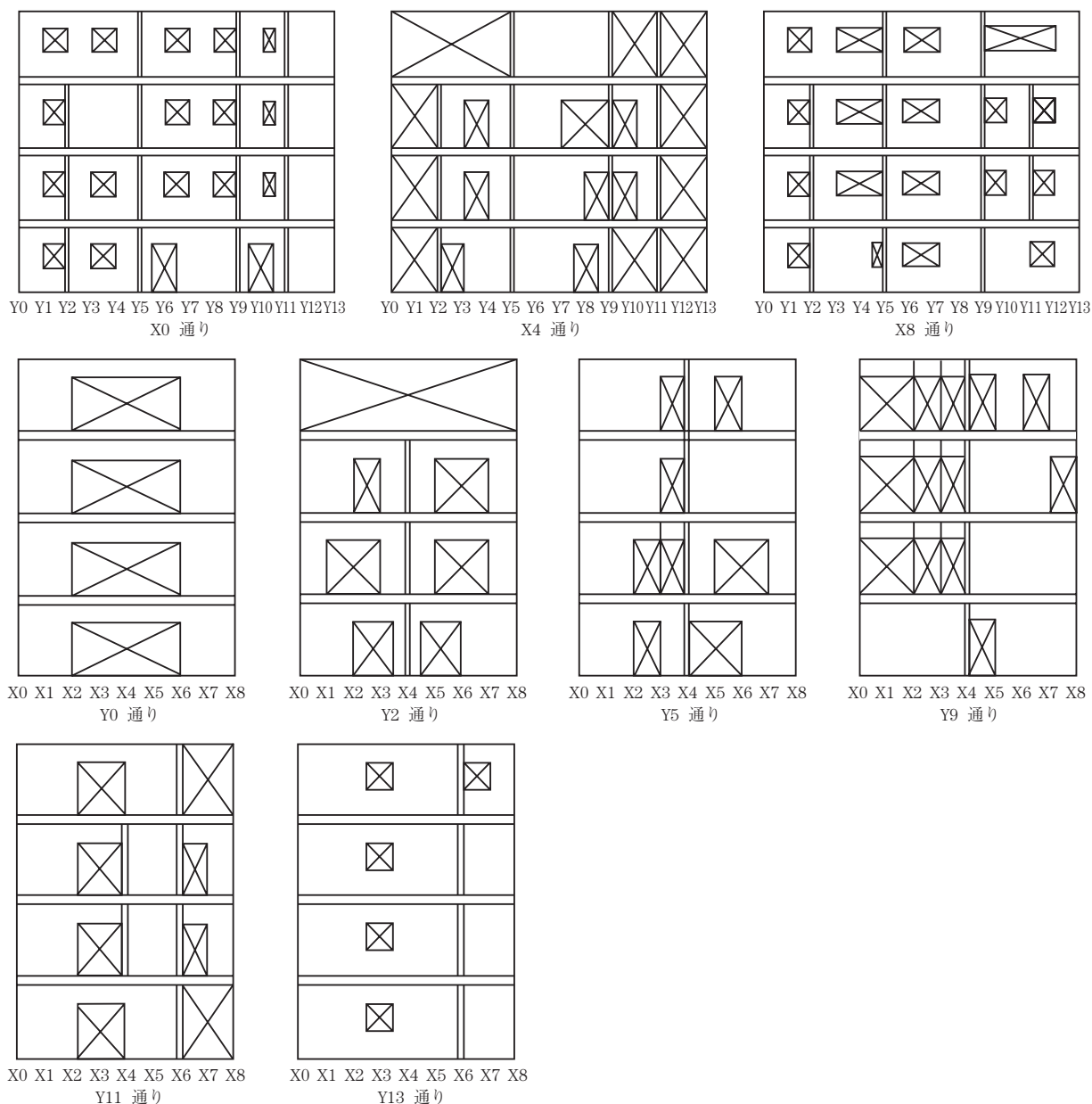
(2) 伏 図



(3) 略断面図



(4) 壁枠組略図



3

設計荷重

3.1 固定荷重

屋根	770 N/m ²	} $770 \times 1/\cos \theta + 240 = 1,226 \rightarrow 1,230 \text{ N/m}^2$
天井	240 N/m ²	
外壁	1,170 N/m ²	
内壁	510 N/m ²	
雑壁	390 N/m ²	
床	1,070 N/m ²	
エレベータ	12,000 N (基礎ピットに)	

3.2 積載荷重

(N/m²)

床用	床ばり・まぐさ・たて枠・基礎用	地震用・たて枠浮き上がり検討用
1,800	1,300	600

3.3 積雪荷重

設計積雪量	30 cm
単位重量	20 N/m ² /cm
積雪荷重	$30 \times 20 = 600 \text{ N/m}^2 = 0.6 \text{ kN/m}^2$

3.4 風圧力

風荷重算定一般式 $q = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2$

q : 速度圧 (N/m²)

V_0 : 基準風速 (36 m/s)

$E = E_r^2 \cdot G_f$ $E_r = 1.7 \times (H/Z_G)^a$

G_f : 構造骨組用ガスト係数

地表面粗度区分 III 地域

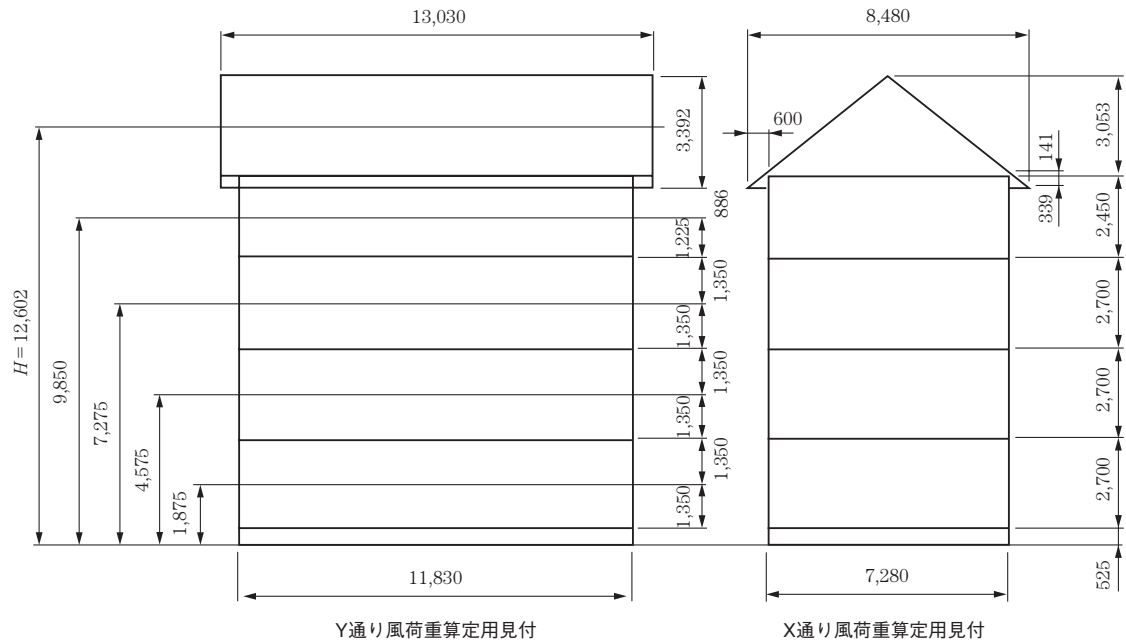
(1)	(2)	(3)
$H \leq 10 \text{ m}$	$10 \text{ m} < H < 40 \text{ m}$	$40 \text{ m} \leq H$
2.5	(1)と(2)に掲げる数値 を直線的に補間した数値	2.1

H : 建物の高さとな軒の高さとの平均 (m)

Z_G および a : 地表面粗度区分に応じて与えられる数値

地表面粗度区分 III 地域

Z_b (m)	5
Z_G (m)	450
a	0.20



$$H = 12.602 \text{ m}$$

$$H > Z_b \quad \therefore E_r = 1.7 \times \left(\frac{H}{Z_b} \right)^a = 1.7 \times \left(\frac{12.602}{450} \right)^{0.2} = 0.832$$

ガスト影響係数 粗度区分Ⅲ $H > 10 \text{ m}$

10 m $G_f = 2.5$, 40 m $G_f = 2.1$ の直線補間

$$G_f = 2.5 - \frac{2.5 - 2.1}{40 - 10} \times (12.602 - 10.0) = 2.47$$

$$E = E_r^2 \times G_f = 0.832^2 \times 2.47 = 1.710 \quad q = 0.6 \times E \times V_0^2 = 0.6 \times 1.710 \times 36^2 = 1,330 \text{ N/m}^2$$

屋根面に対する風力係数 屋根勾配 8 寸 ($\theta = 38.66$ 度)

勾配	風 上 面		風下面
	正の係数	負の係数	
30 度	0.2	-0.3	-0.5
45 度	0.4	0	

直線補間を行い屋根面の風力係数の算定を行う。

$$\text{風上側正の風力係数} = 0.2 + \frac{0.4 - 0.2}{45 - 30} \times (38.66 - 30) = 0.31$$

$$\text{風上側負の風力係数} = -0.3 + \frac{0.3}{45 - 30} \times (38.66 - 30) = -0.127$$

k_z の値

$Z \leq Z_b$	$Z_b < Z$
$(Z_b/H)^{2a}$	$(Z/H)^{2a}$

Z : 当該高さ (m)

各階風荷重の算定

階	壁高さ	q (N・m ²)	Z_b	a	H (m)	Kz	風力係数	風荷重 (N/m ²)
屋根 (張間) (桁行)	12.602	1,330	5	0.20	12.602		0.82	1,091
						1	1.20	1,596
4 階外壁	9.850	1,330	5	0.20	12.602	0.906	1.12	1,496
3 階外壁	7.275	1,330	5	0.20	12.602	0.803	1.04	1,386
2 階外壁	4.575	1,330	5	0.20	12.602	0.691	0.95	1,267
1 階外壁	1.875	1,330	5	0.20	12.602	0.691	0.95	1,267

風荷重

通り	階	風荷重 (N/m ²)	面 積 (m ²)	Q_w (kN)	iQ_w (kN)	ΣQ_w (kN)
X 通 り	4	1,596	8.48×3.392/2 = 14.382	22.95	32.60	32.60
		1,496	7.28×0.886 = 6.450	9.65		
	3	1,496	7.28×1.225 = 8.918	13.34	26.96	59.56
		1,386	7.28×1.350 = 9.828	13.62		
	2	1,386	7.28×1.350 = 9.828	13.62	26.07	85.63
		1,267	7.28×1.350 = 9.828	12.45		
	1	1,267	7.28×1.350 = 9.828	12.45	24.90	110.53
		1,267	7.28×1.350 = 9.828	12.45		
Y 通 り	4	1,091	13.030×3.392 = 44.198	48.22	63.90	63.90
		1,496	11.830×0.886 = 10.481	15.68		
	3	1,496	11.830×1.225 = 14.492	21.68	43.82	107.72
		1,386	11.830×1.350 = 15.971	22.14		
	2	1,386	11.830×1.350 = 15.971	22.14	42.37	150.09
		1,267	11.830×1.350 = 15.971	20.23		
	1	1,267	11.830×1.350 = 15.971	20.23	40.46	190.55
		1,267	11.830×1.350 = 15.971	20.23		

3.5 地震荷重

(1) 各階重量の計算

階	部 位	W ($D+L$) (kN/m ²)	長さまたは面積 (m), (m ²)	H (m)	下 $H/2$ (kN)	W_i または 上 $H/2$ (kN)	Σw_i (kN)
4	屋根	1.23	(7.28+1.2) * (11.83+1.2)			135.91	
	外壁 (矢切)	1.17	7.28/2*2	3.503		29.84	
	雑壁	0.39	10.0*0.91	2.450	4.35	4.35	
	内壁	0.51	24.0*0.91	2.450	13.64	13.64	
	外壁	1.17	((8.0+13.0)*2.0+4.0+2.0)*0.91	2.450	62.60	62.60	
					80.59	246.34	246.34
3	4階床	1.67	7.28*11.83			80.59	
	雑壁	0.39	17.0*0.91	2.450	7.39	7.39	
	内壁	0.51	35.0*0.91	2.450	19.90	19.90	
	外壁	1.17	((8.0+13.0)*2.0+8.0)*0.91	2.700	71.87	71.87	
					99.16	323.57	569.91
2	3階床	1.67	7.28*11.83			99.16	
	雑壁	0.39	10.0*0.91	2.450	4.35	4.35	
	内壁	0.51	35.0*0.91	2.450	19.90	19.90	
	外壁	1.17	((8.0+13.0)*2+8.0)*0.91	2.700	71.87	71.87	
					96.12	339.10	909.01
1	2階床	1.67	7.28*11.83			96.12	
	雑壁	0.39	10.0*0.91	2.450	4.35	4.35	
	内壁	0.51	39.0*0.91	2.450	22.17	22.17	
	外壁	1.17	(8.0+13.0)*2*0.91	2.700	60.37	60.37	
					86.89	326.83	1,235.84

雑壁重量は、屋根・各階床重量に加算する。

$$4 \text{ 階 } 1,230 + 4,350 / \{ (7.28 + 1.2) \times (11.83 + 1.2) \} = 1,269 \text{ N/m}^2$$

$$3 \text{ 階 } 1,670 + (4,350 + 7,390) / (7.28 \times 11.83) = 1,806 \text{ N/m}^2$$

$$2 \text{ 階 } 1,670 + (7,390 + 4,350) / (7.28 \times 11.83) = 1,806 \text{ N/m}^2$$

$$1 \text{ 階 } 1,670 + (4,350 + 4,350) / (7.28 \times 11.83) = 1,771 \text{ N/m}^2$$

$$Q_{Ei} = Z \times R_t \times A_i \times C_0 \quad Z = 1.0, \quad R_t = 1.0, \quad C_0 = 0.2$$

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{a_i}} - a_i \right) \times \frac{2T}{1 + 3T}$$

$$T = 0.03h \quad h = 12.602 \text{ m} \quad T = 0.03 \times 12.602 = 0.38 \text{ 秒}$$

(2) 地震荷重の計算

階	W_E (kN)	ΣW_E (kN)	a_i	A_i	C_0	C_i	Q_E (kN)
4	246.34	246.34	0.20	1.72	0.20	0.34	83.76
3	335.57	581.91	0.47	1.35		0.27	157.12
2	339.10	921.01	0.74	1.15		0.23	211.83
1	326.83	1,247.84	1.00	1.00		0.20	249.57

エレベータのかごが4階に停止する場合を想定し、3階重量に12kNを加算

4

必要壁量及び分担水平力の算定

(1) 耐力壁仕様

〈耐力壁剛性及び降伏せん断耐力の算定〉

耐力壁片面の剛性算定 ($h = 2,450 \text{ mm}$)

仕様	面 材				く ぎ		k (N/mm)	G (N/mm ²)	く ぎ本数		K (N/mm)
	仕 様	厚さ	巾	高さ	仕様	間隔			m	n	
G 10	強化せっこうボード	15.0	910	2,450	GN 40	100	150	700	10	26	178.5
P 10	構 造 用 合 板	9.0	910	2,450	CN 50	100	400	600	10	26	399.4
P 5	構 造 用 合 板	9.0	910	2,450	CN 50	50	400	600	19	50	659.6

耐力壁片面のせん断耐力算定 ($h = 2,450 \text{ mm}$)

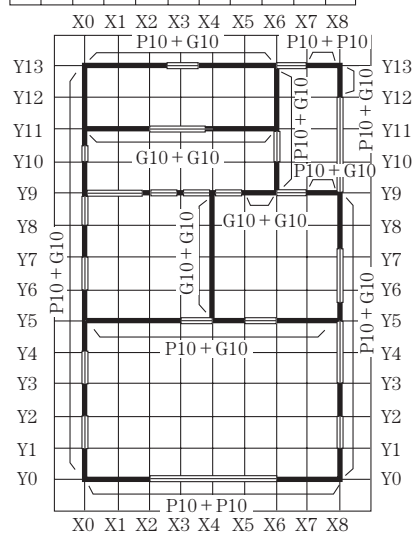
仕様	面 材					く ぎ		く ぎ本数		q (N)	Q_1		Q_2 (N)	Q_a (N)
	仕 様	厚さ	巾	高さ	f_s	仕様	間隔	m	n		(N)	(N)		
G 10	強化せっこうボード	15.0	910	2,450	0.26	GN 40	100	10	26	230	2,070	2,136	3,549	2,070
P 10	構 造 用 合 板	9.0	910	2,450	3.20	CN 50	100	10	26	590	5,310	5,479	26,208	5,310
P 5	構 造 用 合 板	9.0	910	2,450	3.20	CN 50	50	19	50	590	10,620	10,738	26,208	10,620

面材両面貼り耐力壁性能 ($h = 2,450 \text{ mm}$)

仕 様	高さ (mm)	K_1 (N/mm)	Q_1 (N)	K_2 (N/mm)	Q_2 (kg)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	$h/200$ (mm)	$\sigma_{\max}$ (mm)	K (N/mm/P)	Q_a (N/P)
G 10 + G 10	2,450	178.5	2,070	178.5	2,070	11.6	11.6	12.3	12.3	357	4,140
P 10 + G 10	2,450	399.4	5,310	178.5	2,070	13.3	11.6	12.3	13.3	578	7,380
P 10 + P 10	2,450	399.4	5,310	399.4	5,310	13.3	13.3	12.3	13.3	798	10,620
P 5 + P 10	2,450	659.6	10,620	399.4	5,310	16.1	13.3	12.3	16.1	1,059	15,930
P 5 + P 5	2,450	659.6	10,620	659.6	10,620	16.1	16.1	12.3	16.1	1,319	21,240

(2) 耐力壁配置図

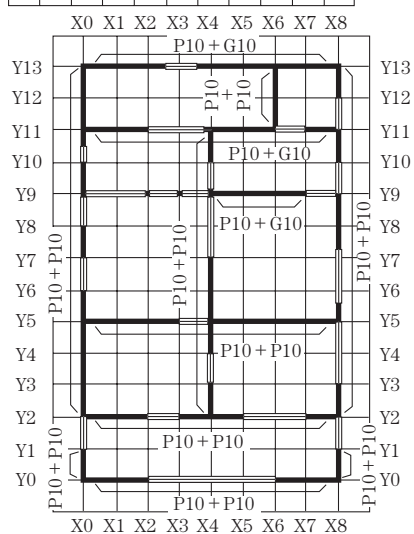
壁仕様								
	P10 + P10	P10 + G10	G10 + G10					
	—	8.5	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	4.0	—	—	—



4階耐力壁線図

壁仕様		
P10 + P10	P10 + G10	G10 + G10
1.0	5.0	—
—	—	—
—	—	4.25
—	—	—
—	1.0	1.0
—	—	—
—	—	—
—	—	—
—	6.0	—
—	—	—
—	—	—
—	—	—
—	—	—
4.0	—	—

壁仕様								
	P10 + P10	P10 + G10	G10 + G10					
	9.5	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	5.0	—	—	—

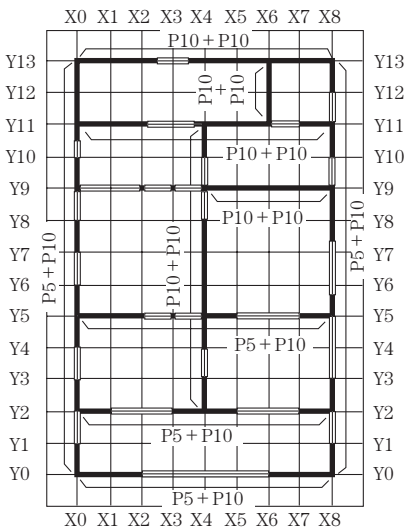


3階耐力壁線図

壁仕様		
P10 + P10	P10 + G10	G10 + G10
—	7.0	—
—	—	—
—	5.25	—
—	—	—
—	3.0	—
—	—	—
—	—	—
7.0	—	—
—	—	—
—	—	—
5.0	—	—
—	—	—
4.0	—	—

耐力壁仕様 P10：構造用合板 $t=9$ CN50@100
P 5：構造用合板 $t=9$ GN50@50
G10：強化せつこうボード $t=15$ CN40@100

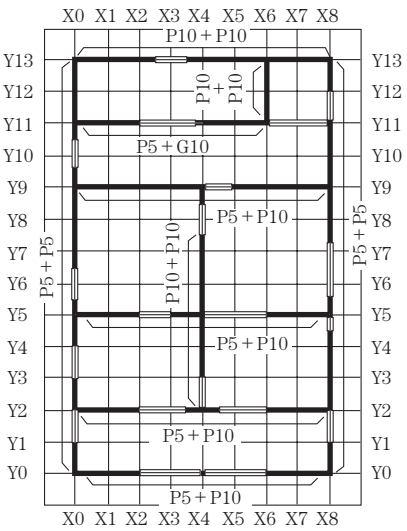
壁仕様	P5 + P10	P10 + P10	G10 + G10
	8.5	—	—
	—	—	—
	—	—	—
	—	—	—
	—	6.0	—
	—	—	—
	—	2.0	—
	—	—	—
	5.5	—	—



2階耐力壁線図

壁仕様			
P5 + P10	P10 + P10	P10 + G10	G10 + G10
—	7.0	—	—
—	—	—	—
—	5.25	—	—
—	—	—	—
—	4.0	—	—
—	—	—	—
—	—	—	—
4.0	—	—	—
—	—	—	—
—	—	—	—
4.0	—	—	—
—	—	—	—
4.0	—	—	—

壁仕様	P5 + P5	P10 + P10	P10 + P10
	9.0	—	—
	—	—	—
	—	—	—
	—	—	—
	—	4.5	—
	—	—	—
	—	2.0	—
	—	—	—
	8.0	—	—



1階耐力壁線図

壁仕様		
P5 + P10	P10 + P10	P10 + G10
—	7.0	—
—	—	—
4.25	—	—
—	—	—
7.0	—	—
—	—	—
—	—	—
5.0	—	—
—	—	—
—	—	—
5.0	—	—
—	—	—
4.0	—	—

耐力壁仕様 P10 : 構造用合板 $t = 9$ CN50@100
 P 5 : 構造用合板 $t = 9$ GN50@50
 G10 : 強化せっこうボード $t = 15$ GN40@100

(3) 必要壁量の検討

〈全体壁量の検討〉

〈4 階耐力壁〉

X 方向壁量

通り	耐力壁仕様	せん断剛性 (N/mm/P)	降伏せん断耐力 (N/mm/P)	壁長 (P)	せん断剛性 (N/mm)	せん断耐力 (N)	地震力 (N)	判定	
Y 0	P 10 + P 10	798	10,620	4.00	3,192	42,480	163,395	83,760	O. K.
Y 5	P 10 + G 10	555	7,380	6.00	3,330	44,280			
Y 9	G 10 + G 10	337	4,140	1.00	337	4,140			
	P 10 + G 10	555	7,380	1.00	555	7,380			
Y 11	G 10 + G 10	337	4,140	4.25	1,432	17,595			
Y 13	P 10 + G 10	555	7,380	5.00	2,775	36,900			
	P 10 + P 10	798	10,620	1.00	798	10,620			

Y 方向壁量

通り	耐力壁仕様	せん断剛性 (N/mm/P)	降伏せん断耐力 (N/mm/P)	壁長 (P)	せん断剛性 (N/mm)	せん断耐力 (N)		地震力 (N)	判定
X 0	P 10 + G 10	541	7,200	8.50	4,599	61,200	134,640	83,760	O. K.
X 4	G 10 + G 10	307	3,780	4.00	1,228	15,120			
X 6	P 10 + G 10	541	7,200	3.00	1,623	21,600			
X 8	P 10 + G 10	541	7,200	4.50	2,435	32,400			
	P 10 + G 10	555	7,380	0.00	0	0			

〈3 階耐力壁〉

X 方向壁量

通り	耐力壁仕様	せん断剛性 (N/mm/P)	降伏せん断耐力 (N/mm/P)	壁長 (P)	せん断剛性 (N/mm)	せん断耐力 (N)		地震力 (N)	判定
Y 0	P 10 + P 10	798	10,620	4.00	3,192	42,480	282,465	157,120	O. K.
Y 2	P 10 + P 10	798	10,620	5.00	3,990	53,100			
Y 5	P 10 + P 10	798	10,620	7.00	5,586	74,340			
Y 9	P 10 + G 10	555	7,380	3.00	1,665	22,140			
Y 11	P 10 + G 10	555	7,380	5.25	2,914	38,745			
Y 13	P 10 + G 10	555	7,380	7.00	3,885	51,660			

Y 方向壁量

通り	耐力壁仕様	せん断剛性 (N/mm/P)	降伏せん断耐力 (N/mm/P)	壁長 (P)	せん断剛性 (N/mm)	せん断耐力 (N)		地震力 (N)	判定
X 0	P 10 + P 10	798	10,620	1.00	798	10,620	233,640	157,120	O. K.
	P 10 + P 10	798	10,620	8.50	6,783	90,270			
X 4	P 10 + P 10	798	10,620	5.00	3,990	53,100			
X 6	P 10 + P 10	798	10,620	2.00	1,596	21,240			
X 8	P 10 + P 10	798	10,620	1.00	798	10,620			
	P 10 + P 10	798	10,620	4.50	3,591	47,790			

〈2 階耐力壁〉

X 方向壁量

通り	耐力壁仕様	せん断剛性 (N/mm/P)	降伏せん断耐力 (N/mm/P)	壁長 (P)	せん断剛性 (N/mm)	せん断耐力 (N)		地震力 (N)	判定
Y 0	P 5 + P 10	989	15,930	4.00	3,956	63,720	363,735	211,830	O. K.
Y 2	P 5 + P 10	989	15,930	4.00	3,956	63,720			
Y 5	P 5 + P 10	989	15,930	4.00	3,956	63,720			
Y 9	P 10 + P 10	798	10,620	4.00	3,192	42,480			
Y 11	P 10 + P 10	798	10,620	5.25	4,190	55,755			
Y 13	P 10 + P 10	798	10,620	7.00	5,586	74,340			

Y 方向壁量

通り	耐力壁仕様	せん断剛性 (N/mm/P)	降伏せん断耐力 (N/mm/P)	壁長 (P)	せん断剛性 (N/mm)	せん断耐力 (N)	307,980	211,830	O. K.
X 0	P 5 + P 10	989	15,930	1.00	989	15,930			
	P 5 + P 10	989	15,930	7.50	7,418	119,475			
X 4	P 10 + P 10	798	10,620	6.00	4,788	63,720			
X 6	P 10 + P 10	798	10,620	2.00	1,596	21,240			
X 8	P 5 + P 10	989	15,930	1.00	989	15,930			
	P 5 + P 10	989	15,930	4.50	4,451	71,685			

〈1 階耐力壁〉

X 方向壁量

通り	耐力壁仕様	せん断剛性 (N/mm/P)	降伏せん断耐力 (N/mm/P)	壁長 (P)	せん断剛性 (N/mm)	せん断耐力 (N)	476,573	249,570	O. K.
Y 0	P 5 + P 10	989	15,930	4.00	3,956	63,720			
Y 2	P 5 + P 10	989	15,930	5.00	4,945	79,650			
Y 5	P 5 + P 10	989	15,930	5.00	4,945	79,650			
Y 9	P 5 + P 10	989	15,930	7.00	6,923	111,510			
Y 11	P 5 + P 10	989	15,930	4.25	4,203	67,703			
Y 13	P 10 + P 10	798	10,620	7.00	5,586	74,340			

Y 方向壁量

通り	耐力壁仕様	せん断剛性 (N/mm/P)	降伏せん断耐力 (N/mm/P)	壁長 (P)	せん断剛性 (N/mm)	せん断耐力 (N)		地震力 (N)	判定
X 0	P 5 + P 5	1, 319	21, 240	9. 00	11, 871	191, 160	430, 110	249, 570	O. K.
X 4	P 10 + P 10	798	10, 620	4. 50	3, 591	47, 790			
X 6	P 10 + P 10	798	10, 620	2. 00	1, 596	21, 240			
X 8	P 5 + P 5	1, 319	21, 240	8. 00	10, 552	169, 920			

〈偏心率の検討〉

建物重心は、便宜上、各階図心とする。構造計算書作成の際は、実況に応じ、重量により建物重心を算定すること。

〈4 階耐力壁〉

通り	K_X	Y	$K_X \cdot Y$	$K_X \cdot Y^2$	a_x	L_Y	g_Y	e_y	I_Y	r_{ex}	R_{ex}	判定
Y 0	3,192	0.000	0	0	1.10	6.366	5.915	0.451	269003	5.44	0.083	O. K.
Y 5	3,330	4.550	15,152	68,939	1.03							
Y 9	337	8.190	2,760	22,605	0.97							
	555	8.190	4,545	37,227	0.97							
Y 11	1,432	10.010	14,334	143,487	0.94							
Y 13	2,775	11.830	32,828	388,358	0.92							
	798	11.830	9,440	111,679	0.92							
	12,419		79,059	772,295								
通り	K_Y	X	$K_Y \cdot X$	$K_Y \cdot X^2$	a_y	L_X	g_X	e_x	I_X	r_{ey}	R_{ey}	判定
X 0	4,718	0.000	0	0	0.96	3.146	3.640	0.494	98646	6.00	0.082	O. K.
X 4	1,348	3.640	4,907	17,860	1.01							
X 6	1,665	5.460	9,091	49,636	1.03							
X 8	2,498	7.280	18,185	132,390	1.06							
	0	7.280	0	0	1.06							
	10,229		32,183	199,886								

〈3 階耐力壁〉

通り	K_X	Y	$K_X \cdot Y$	$K_X \cdot Y^2$	a_x	L_Y	g_Y	e_y	I_Y	r_{ex}	R_{ex}	判定
Y 0	3,192	0.000	0	0	0.96	5.720	5.915	0.195	381549	5.05	0.039	O. K.
Y 2	3,990	1.820	7,262	13,216	0.97							
Y 5	5,586	4.550	25,416	115,644	0.99							
Y 9	1,665	8.190	13,636	111,682	1.02							
Y 11	2,914	10.010	29,169	291,983	1.03							
Y 13	3,885	11.830	45,960	543,701	1.05							
	21,232		121,443	1,076,226		3.144	3.640	0.496	159519	5.55	0.089	O. K.
通り	K_Y	X	$K_Y \cdot X$	$K_Y \cdot X^2$	a_y							
X 0	798	0.000	0	0	0.95							
	6,783	0.000	0	0	0.95							
X 4	3,990	3.640	14,524	52,866	1.01							
X 6	1,596	5.460	8,714	47,579	1.04							
X 8	798	7.280	5,809	42,293	1.07							
	3,591	7.280	26,142	190,317	1.07							
	17,556		55,189	333,055								

〈2 階耐力壁〉

通り	K_X	Y	$K_X \cdot Y$	$K_X \cdot Y^2$	a_x	L_Y	g_Y	e_y	I_Y	r_{ey}	R_{ey}	判定
Y 0	3,956	0.000	0	0	1.12	6.417	5.915	0.502	488,009	5.21	0.096	O. K.
Y 2	3,956	1.820	7,200	13,104	1.09							
Y 5	3,956	4.550	18,000	81,889	1.03							
Y 9	3,192	8.190	26,142	214,107	0.97							
Y 11	4,190	10.010	41,942	419,838	0.93							
Y 13	5,586	11.830	66,082	781,755	0.90							
	24,836		159,366	1,510,703		3.250	3.640	0.390	185639	5.77	0.068	O. K.
通り	K_Y	X	$K_Y \cdot X$	$K_Y \cdot X^2$	a_y							
X 0	989	0.000	0	0	0.96							
	7,418	0.000	0	0	0.96							
X 4	4,788	3.640	17,428	63,439	1.00							
X 6	1,596	5.460	8,714	47,579	1.03							
X 8	989	7.280	7,200	52,415	1.05							
	4,451	7.280	32,403	235,896	1.05							
	20,231		65,745	399,329								

〈1 階耐力壁〉

通り	K_X	Y	$K_X \cdot Y$	$K_X \cdot Y^2$	a_x	L_Y	g_Y	e_y	I_Y	r_{ey}	R_{ey}	判定
Y 0	3,956	0.000	0	0	1.12	6.426	5.915	0.511	524,172	5.20	0.098	O. K.
Y 2	4,945	1.820	9,000	16,380	1.09							
Y 5	4,945	4.550	22,500	102,374	1.04							
Y 9	6,923	8.190	56,699	464,368	0.97							
Y 11	4,203	10.010	42,072	421,141	0.93							
Y 13	5,586	11.830	66,082	781,755	0.90							
	30,558		196,353	1,786,018		3.571	3.640	0.069	302313	5.47	0.013	O. K.
通り	K_Y	X	$K_Y \cdot X$	$K_Y \cdot X^2$	a_y							
X 0	11,871	0.000	0	0	0.99							
X 4	3,591	3.640	13,071	47,579	1.00							
X 6	1,596	5.460	8,714	47,579	1.00							
X 8	10,552	7.280	76,819	559,239	1.01							
	27,610		98,604	654,397								

〈ねじれ補正係数を考慮した各耐力壁分担水平力の算定〉

〈4 階耐力壁〉

X 方向

通り	耐力壁仕様	地震力 (N)	せん断剛性 (N/mm)	a_x	分担水平力 (N)	せん断耐力 (N)	分担水平力 せん断耐力	判定
Y 0	P 10+G 10	83,760	3,192	1.10	23,681	42,480	0.56	O. K.
Y 5	P 10+G 10		3,330	1.03	23,133	44,280	0.52	O. K.
Y 9	G 10+G 10		337	1.00	2,273	4,140	0.55	O. K.
	P 10+G 10		555	1.00	3,743	7,380	0.51	O. K.
Y 11	G 10+G 10		1,432	1.00	9,658	17,595	0.55	O. K.
Y 13	P 10+G 10		2,775	1.00	18,716	36,900	0.51	O. K.
	P 10+P 10		798	1.00	5,382	10,620	0.51	O. K.

Y 方向

通り	耐力壁仕様	地震力 (N)	せん断剛性 (N/mm)	a_y	分担水平力 (N)	せん断耐力 (N)	分担水平力 せん断耐力	判定
X 0	P 10+G 10	83,760	4,718	1.00	38,633	62,730	0.62	O. K.
X 4	G 10+G 10		1,348	1.00	11,148	16,560	0.67	O. K.
X 6	P 10+G 10		1,665	1.03	14,043	22,140	0.63	O. K.
X 8	P 10+G 10		2,498	1.06	21,682	33,210	0.65	O. K.

〈3 階耐力壁〉

X 方向

通り	耐力壁仕様	地震力 (N)	せん断剛性 (N/mm)	a_x	分担水平力 (N)	せん断耐力 (N)	分担水平力 せん断耐力	判定
Y 0	P 10+P 10	157,120	3,192	1.00	23,621	42,480	0.56	O. K.
Y 2	P 10+P 10		3,990	1.00	29,527	53,100	0.56	O. K.
Y 5	P 10+P 10		5,586	1.00	41,337	74,340	0.56	O. K.
Y 9	P 10+G 10		1,665	1.02	12,568	22,140	0.57	O. K.
Y 11	P 10+G 10		2,914	1.03	22,211	38,745	0.57	O. K.
Y 13	P 10+G 10		3,885	1.05	30,187	51,660	0.58	O. K.

Y 方向

通り	耐力壁仕様	地震力 (N)	せん断剛性 (N/mm)	a_y	分担水平力 (N)	せん断耐力 (N)	分担水平力 せん断耐力	判定
X 0	P 10+P 10	157,120	798	1.00	7,142	10,620	0.67	O. K.
	P 10+P 10		6,783	1.00	60,705	90,270	0.67	O. K.
X 4	P 10+P 10		3,990	1.01	36,066	53,100	0.68	O. K.
X 6	P 10+P 10		1,596	1.04	14,855	21,240	0.70	O. K.
X 8	P 10+P 10		798	1.07	7,642	10,620	0.72	O. K.
	P 10+P 10		3,591	1.07	34,388	47,790	0.72	O. K.

〈2 階耐力壁〉

X 方向

通り	耐力壁仕様	地震力 (N)	せん断剛性 (N/mm)	a_x	分担水平力 (N)	せん断耐力 (N)	分担水平力 せん断耐力	判定
Y 0	P 5+P 10	211,830	3,956	1.12	37,790	63,720	0.59	O. K.
Y 2	P 5+P 10		3,956	1.09	36,778	63,720	0.58	O. K.
Y 5	P 5+P 10		3,956	1.03	34,754	63,720	0.55	O. K.
Y 9	P 10+P 10		3,192	1.00	27,225	42,480	0.64	O. K.
Y 11	P 10+P 10		4,190	1.00	35,737	55,755	0.64	O. K.
Y 13	P 10+P 10		5,586	1.00	47,644	74,340	0.64	O. K.

本事例では、ねじれ補正係数 1.0 以下を 1.0 として扱う。

Y 方向

通り	耐力壁仕様	地震力 (N)	せん断剛性 (N/mm)	a_y	分担水平力 (N)	せん断耐力 (N)	分担水平力 せん断耐力	判定
X 0	P 5 + P 10	211,830	989	1.00	10,355	15,930	0.65	O. K.
	P 5 + P 10		7,418	1.00	77,671	119,475	0.65	O. K.
X 4	P 10 + P 10		4,788	1.00	50,133	63,720	0.79	O. K.
X 6	P 10 + P 10		1,596	1.03	17,212	21,240	0.81	O. K.
X 8	P 5 + P 10		989	1.05	10,873	15,930	0.68	O. K.
	P 5 + P 10		4,451	1.05	48,935	71,685	0.68	O. K.

〈1 階耐力壁〉

X 方向

通り	耐力壁仕様	地震力 (N)	せん断剛性 (N/mm)	a_x	分担水平力 (N)	せん断耐力 (N)	分担水平力 せん断耐力	判定
Y 0	P 5 + P 10	249,570	3,956	1.12	36,186	63,720	0.57	O. K.
Y 2	P 5 + P 10		4,945	1.09	44,021	79,650	0.55	O. K.
Y 5	P 5 + P 10		4,945	1.04	42,002	79,650	0.53	O. K.
Y 9	P 5 + P 10		6,923	1.00	56,541	111,510	0.51	O. K.
Y 11	P 5 + P 10		4,203	1.00	34,326	67,703	0.51	O. K.
Y 13	P 10 + P 10		5,586	1.00	45,621	74,340	0.61	O. K.

Y 方向

通り	耐力壁仕様	地震力 (N)	せん断剛性 (N/mm)	a_y	分担水平力 (N)	せん断耐力 (N)	分担水平力 せん断耐力	判定
X 0	P 5 + P 5	249,570	11,871	0.99	106,230	191,160	0.56	O. K.
X 4	P 10 + P 10		3,591	1.00	32,459	47,790	0.68	O. K.
X 6	P 10 + P 10		1,596	1.00	14,426	21,240	0.68	O. K.
X 8	P 5 + P 5		10,552	1.00	95,381	169,920	0.56	O. K.

本事例では、ねじれ補正係数 1.0 以下を 1.0 として扱う。

(4) 限界耐力計算法による検討

〈暴風時壁量検討〉

$$G + P + 1.6 W \leq \text{保有水平耐力}$$

保有水平耐力： Q_e

$$Q_e = 1.5 Q_{y0} + 1.2 Q_{y1}$$

Q_{y0} ：有機系面材を張った耐力壁の降伏せん断耐力の和

Q_{y1} ：無機系面材を張った耐力壁の降伏せん断耐力の和

〈4 階耐力壁〉

X 方向

通り	耐力壁仕様	耐力壁長 (P)	1 P 当たりせん断耐力		有機系面材 $1.5 Q_{y0}$	無機系面材 $1.2 Q_{y1}$	保有水平耐力 (N)		$1.6 Q_w$ (N)	判定
			Q_{a1}	Q_{a2}						
Y 0	P 10 + P 10	4.00	5,310	5,310	70,022		70,022	253,977	102,240	O. K.
Y 5	P 10 + G 10	6.00	5,310	2,070	52,516	16,378	68,894			
Y 9	G 10 + G 10	1.00	2,070	2,070		5,459	5,459			
	P 10 + G 10	1.00	5,310	2,070	8,753	2,730	11,483			
Y 11	G 10 + G 10	4.25	2,070	2,070		23,202	23,202			
Y 13	P 10 + G 10	5.00	5,310	2,070	43,764	13,648	57,412			
	P 10 + P 10	1.00	5,310	5,310	17,505		17,505			

Y 方向

通り	耐力壁仕様	耐力壁長 (P)	1 P 当たりせん断耐力		有機系面材 1.5 Q_{y0}	無機系面材 1.2 Q_{y1}	保有水平耐力 (N)		1.6 Q_{we} (N)	判定
			Q_{a1}	Q_{a2}						
X 0	P 10 + G 10	8.50	5,310	2,070	74,398	23,202	97,600	205,555	52,160	O. K.
X 4	G 10 + G 10	4.00	2,070	2,070		21,837	21,837			
X 6	P 10 + G 10	3.00	5,310	2,070	26,258	8,189	34,447			
X 8	P 10 + G 10	4.50	5,310	2,070	39,387	12,284	51,671			

〈3 階耐力壁〉

X 方向

通り	耐力壁仕様	耐力壁長 (P)	1 P 当たりせん断耐力		有機系面材 1.5 Q_{y0}	無機系面材 1.2 Q_{y1}	保有水平耐力 (N)		1.6 Q_{we} (N)	判定
			Q_{a1}	Q_{a2}						
Y 0	P 10 + P 10	4.00	5,310	5,310	70,022		70,022	455,194	172,352	O. K.
Y 2	P 10 + P 10	5.00	5,310	5,310	87,527		87,527			
Y 5	P 10 + P 10	7.00	5,310	5,310	122,538		122,538			
Y 9	P 10 + G 10	3.00	5,310	2,070	26,258	8,189	34,447			
Y 11	P 10 + G 10	5.25	5,310	2,070	45,952	14,331	60,283			
Y 13	P 10 + G 10	7.00	5,310	2,070	61,269	19,108	80,377			

Y 方向

通り	耐力壁仕様	耐力壁長 (P)	1 P 当たりせん断耐力		有機系面材 1.5 Q_{y0}	無機系面材 1.2 Q_{y1}	保有水平耐力 (N)		1.6 Q_{we} (N)	判定
			Q_{a1}	Q_{a2}						
X 0	P 10 + P 10	1.00	5,310	5,310	17,505		17,505	385,120	95,296	O. K.
	P 10 + P 10	8.50	5,310	5,310	148,797		148,797			
X 4	P 10 + P 10	5.00	5,310	5,310	87,527		87,527			
X 6	P 10 + P 10	2.00	5,310	5,310	35,011		35,011			
X 8	P 10 + P 10	1.00	5,310	5,310	17,505		17,505			
	P 10 + P 10	4.50	5,310	5,310	78,775		78,775			

〈2 階耐力壁〉

X 方向

通り	耐力壁仕様	耐力壁長 (P)	1 P 当たりせん断耐力		有機系面材 1.5 Q_{y0}	無機系面材 1.2 Q_{y1}	保有水平耐力 (N)		1.6 Q_{we} (N)	判定
			Q_{a1}	Q_{a2}						
Y 0	P 5 + P 10	4.00	10,620	5,310	105,033		105,033	599,563	240,144	O. K.
Y 2	P 5 + P 10	4.00	10,620	5,310	105,033		105,033			
Y 5	P 5 + P 10	4.00	10,620	5,310	105,033		105,033			
Y 9	P 10 + P 10	4.00	5,310	5,310	70,022		70,022			
Y 11	P 10 + P 10	5.25	5,310	5,310	91,904		91,904			
Y 13	P 10 + P 10	7.00	5,310	5,310	122,538		122,538			

Y 方向

通り	耐力壁仕様	耐力壁長 (P)	1 P 当たりせん断耐力		有機系面材 1.5 Q_{y0}	無機系面材 1.2 Q_{y1}	保有水平耐力 (N)		1.6 Q_{we} (N)	判定
			Q_{a1}	Q_{a2}						
X 0	P 5 + P 10	1.00	10,620	5,310	26,258		26,258	507,659	137,008	O. K.
	P 5 + P 10	7.50	10,620	5,310	196,937		196,937			
X 4	P 10 + P 10	6.00	5,310	5,310	105,033		105,033			
X 6	P 10 + P 10	2.00	5,310	5,310	35,011		35,011			
X 8	P 5 + P 10	1.00	10,620	5,310	26,258		26,258			
	P 5 + P 10	4.50	10,620	5,310	118,162		118,162			

〈1 階耐力壁〉

X 方向

通り	耐力壁仕様	耐力壁長 (P)	1 P 当たりせん断耐力		有機系面材 1.5 Q_{y0}	無機系面材 1.2 Q_{y1}	保有水平耐力 (N)		1.6 Q_w (N)	判定
			Q_{a1}	Q_{a2}						
Y 0	P 5 + P 10	4.00	10,620	5,310	105,033		105,033	785,559	304,880	O. K.
Y 2	P 5 + P 10	5.00	10,620	5,310	131,291		131,291			
Y 5	P 5 + P 10	5.00	10,620	5,310	131,291		131,291			
Y 9	P 5 + P 10	7.00	10,620	5,310	183,808		183,808			
Y 11	P 5 + P 10	4.25	10,620	5,310	111,598		111,598			
Y 13	P 10 + P 10	7.00	5,310	5,310	122,538		122,538			

Y 方向

通り	耐力壁仕様	耐力壁長 (P)	1 P 当たりせん断耐力		有機系面材 1.5 Q_{y0}	無機系面材 1.2 Q_{y1}	保有水平耐力 (N)		1.6 Q_w (N)	判定
			Q_{a1}	Q_{a2}						
X 0	P 5 + P 5	9.00	10,620	10,620	315,099		315,099	708,973	176,848	O. K.
X 4	P 10 + P 10	4.50	5,310	5,310	78,775		78,775			
X 6	P 10 + P 10	2.00	5,310	5,310	35,011		35,011			
X 8	P 5 + P 5	8.00	10,620	10,620	280,088		280,088			

〈損傷限界の検討〉

方向	階	m_i (kN)	Σm_i (kN)	a_i	λ	bd_i	Qd_i (kN)	$\Sigma bd_i \cdot m_i$ $i = 1 \text{ to } n$	$\Sigma bd_j \cdot m_j$ $j = i \text{ to } n$	qd_i	Qd (kN)	Pd_i (kN)	各階層 せん断力 (kN)
X	4	246.34	246.34	0.197	1.00	1.727	163.40	425.43	425.43	0.384	428.01	145.89	145.89
	3	335.57	581.91	0.466		1.080	282.47	362.42	787.85	0.359		124.29	270.18
	2	339.10	921.01	0.738		0.803	363.74	272.30	1,060.15	0.343		93.38	363.56
	1	326.83	1,247.84	1.000		0.575	476.57	187.93	1,248.08	0.382		64.45	428.01
Y	4	246.34	246.34	0.197	1.00	1.727	134.64	425.43	425.43	0.317	363.12	123.78	123.78
	3	335.57	581.91	0.466		1.080	233.64	362.42	787.85	0.297		105.44	229.22
	2	339.10	921.01	0.738		0.803	307.98	272.30	1,060.15	0.291		79.22	308.44
	1	326.83	1,247.84	1.000		0.575	430.11	187.93	1,248.08	0.345		54.68	363.12

m_i : 地震力算定用各階重量 (kN)

a_i : 当該階以上の重量の和を建物全重量で除した数値

$$\text{最上階の } bd_i = 1 + (\sqrt{a_i} - a_i^2) \times \frac{2h(0.02 + 0.01\lambda)}{1 + 3h(0.02 + 0.01\lambda)} \times \frac{\Sigma m_i}{m_N}$$

$$\text{最上階以外の階の } bd_i = 1 + (\sqrt{a_i} - \sqrt{a_{i+1}} - a_i^2 + a_{i+1}^2) \times \frac{2h(0.02 + 0.01\lambda)}{1 + 3h(0.02 + 0.01\lambda)} \times \frac{\Sigma m_i}{m_i}$$

h : 屋根平均高さ (m) $h = 12.602 \text{ m}$ (「3.4 風圧力」参照)

λ : 建物のうち柱及びはりの大部分が木造または鉄骨である階の高さの合計に対する比 ($\lambda = 1.0$)

$$bd_4 = 1 + (\sqrt{0.197} - 0.197^2) \times \frac{2 \times 12.602 \times (0.02 + 0.01 \times 1.0)}{1 + 3 \times 12.602 \times (0.02 + 0.01 \times 1.0)} \times \frac{1,247.84}{246.34} = 1.727$$

$$bd_3 = 1 + (\sqrt{0.466} - \sqrt{0.197} - 0.466^2 + 0.197^2) \times \frac{2 \times 12.602 \times (0.02 + 0.01 \times 1.0)}{1 + 3 \times 12.602 \times (0.02 + 0.01 \times 1.0)} \times \frac{1,247.84}{335.57} = 1.080$$

$$bd_2 = 1 + (\sqrt{0.738} - \sqrt{0.466} - 0.738^2 + 0.466^2) \times \frac{2 \times 12.602 \times (0.02 + 0.01 \times 1.0)}{1 + 3 \times 12.602 \times (0.02 + 0.01 \times 1.0)} \times \frac{1,247.84}{339.10} = 0.803$$

$$bd_1 = 1 + (\sqrt{1.00} - \sqrt{0.738} - 1.00^2 + 0.738^2) \times \frac{2 \times 12.602 \times (0.02 + 0.01 \times 1.0)}{1 + 3 \times 12.602 \times (0.02 + 0.01 \times 1.0)} \times \frac{1,247.84}{326.83} = 0.575$$

Qd_i : 各階各方向の耐力壁せん断耐力の和 (「(3) 必要壁量の検討 全体壁量の検討」参照)

$$qd_i = \frac{Qd_i}{\frac{\sum_{j=i}^N Bd_j \cdot m_i}{\sum_{j=1}^N Bd_j \cdot m_j} \times \sum_{j=1}^N m_j \cdot g} \dots\dots (1) \quad Bd_i = p \times q \times \frac{M_{ud}}{\sum m_i} \times bd_i \dots\dots (2)$$

(1)式に(2)式を代入, (2)式の $p \times q \times \frac{M_{ud}}{\sum m_i}$ の部分一定値のため以下のように書き換えられる。

$$qd_i = \frac{Qd_i}{\frac{\sum_{j=i}^N bd_j \cdot m_j}{\sum_{j=1}^N bd_j \cdot m_j} \times \sum_{j=1}^N m_j \cdot g} \dots\dots (3)$$

(3)式中の m_j の単位 ton, $g=9.80665$ 。したがって, $m_j \cdot g$ で単位 kN となる。

$$\frac{\sum_{j=i}^N bd_j \cdot m_j}{\sum_{j=1}^N bd_j \cdot m_j} \text{ 部分は無次元の数となるので } m_j \text{ の単位 kN のままで計算が行える。}$$

$\sum_{j=i}^N$: 計算をしようとしている階から最上階までの和 (N は層数) $\sum_{j=1}^N$: 1 階から最上階までの和

$$bd_4 \cdot m_4 = 1.727 \times 246.34 = 425.43 \quad bd_3 \cdot m_3 = 1.080 \times 335.57 = 362.42$$

$$bd_2 \cdot m_2 = 0.803 \times 339.10 = 272.30 \quad bd_1 \cdot m_1 = 0.575 \times 326.83 = 187.93$$

$$\sum_{j=1}^N bd_j \cdot m_j = 425.43 + 362.42 + 272.30 + 187.93 = 1,248.08$$

$$4 \text{ 階 } \sum_{j=4}^N bd_j \cdot m_j = 425.43 \quad 3 \text{ 階 } \sum_{j=4}^N bd_j \cdot m_j = 425.43 + 362.42 = 787.85$$

$$2 \text{ 階 } \sum_{j=4}^N bd_j \cdot m_j = 425.43 + 362.42 + 272.30 = 1,060.15$$

〈X 方向 qd_i の計算〉

$$qd_4 = \frac{159.35}{\frac{425.43}{1,248.08} \times 1,247.84} = 0.375 \quad qd_3 = \frac{279.72}{\frac{787.85}{1,248.08} \times 1,247.84} = 0.355$$

$$qd_2 = \frac{363.74}{\frac{1,060.15}{1,248.08} \times 1,247.84} = 0.343 \quad qd_1 = \frac{476.57}{\frac{1,248.08}{1,248.08} \times 1,247.84} = 0.382$$

$$Q = \min(qd_i) \times \sum m_i = 0.343 \times 1,247.84 = 428.01 \text{ kN}$$

$$Pd_i = \frac{Bd_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^N Bd_j \cdot m_j} \times Qd \dots\dots (4) \quad (2) \text{ 式同様, } (3) \text{ 式を代入して以下のように書き換える。}$$

$$Pd_i = \frac{bd_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^N bd_j \cdot m_j} \times Qd \dots\dots (5)$$

〈X 方向 Pd_i の算定〉

$$Pd_4 = \frac{425.43}{1,248.08} \times 428.01 = 145.89 \text{ kN} \quad Pd_3 = \frac{362.42}{1,248.08} \times 428.01 = 124.29 \text{ kN}$$

$$Pd_2 = \frac{272.30}{1,248.08} \times 428.01 = 93.38 \text{ kN} \quad Pd_1 = \frac{187.93}{1,248.08} \times 428.01 = 64.45 \text{ kN}$$

各階層せん断力 = $\sum Pd_i$

$$4 \text{ 階層せん断力} = 145.89 \text{ kN} \quad 3 \text{ 階せん断力} = 145.89 + 124.29 = 270.18 \text{ kN}$$

$$2 \text{ 階層せん断力} = 145.89 + 124.29 + 93.38 = 363.56 \text{ kN}$$

$$1 \text{ 階層せん断力} = 145.89 + 124.29 + 93.38 + 64.45 = 428.01 \text{ kN}$$

方向	階	各階層せん断力 (kN)	K (kN/mm)	各階層間変位 (mm)	δd_i (mm)	m_i (kN)	$m_i \cdot \delta d_i$ (kN・mm)	$\Sigma m_i \cdot \delta d_i$ (kN・mm)	$m_i \cdot \delta d_i^2$ (kN・mm ²)	$\Sigma m_i \cdot \delta d_i^2$ (kN・mm ²)	M_{ud} (kN)	Δd (mm)	T_d (秒)
X	4	145.89	12.419	11.747	53.116	246.340	13,085	41,258	695,001	1,611,632	1,056.21	39.062	0.62
	3	270.18	21.232	12.725	41.369	335.570	13,882		574,293				
	2	363.56	24.836	14.638	28.644	339.100	9,713		278,224				
	1	428.01	30.558	14.006	14.006	326.830	4,578		64,114				
Y	4	123.78	10.229	12.101	53.556	246.340	13,193	41,032	706,564	1,613,246	1,043.63	39.317	0.67
	3	229.22	17.556	13.057	41.455	335.570	13,911		576,683				
	2	308.44	20.231	15.246	28.398	339.100	9,630		273,466				
	1	363.12	27.610	13.152	13.152	326.830	4,298		56,533				

各階層間変形 = $\frac{\text{各層せん断力}}{\text{耐力壁剛性 } K}$ K は、「必要壁量の検討」参照。ただし、単位は kN/mm。

δd_i : 基礎からの変形量 $\delta d_i = \Sigma$ 各階層間変形

$M_{ud} = \frac{(\Sigma m_i \cdot \delta d_i)^2}{\Sigma m_i \cdot \delta d_i^2}$ ton m_i の単位 ton $m_i \cdot M_{ud}$ を kN で扱う場合、以下の式となる。

$$M_{ud} = \frac{(\Sigma m_i \cdot \delta d_i / 9.80665)^2}{\Sigma m_i / 9.80665 \cdot \delta d_i^2} \times 9.80665 \text{ kN} = \frac{(\Sigma m_i \cdot \delta d_i)^2}{\Sigma m_i \cdot \delta d_i^2} \text{ kN}$$

$$\Delta d = \frac{\Sigma m_i \cdot \delta d_i^2}{\Sigma m_i \cdot \delta d_i} \quad Td = 2\pi \sqrt{M_{ud} \frac{\Delta d}{Q_d}} \quad \Delta d \text{ の単位 m, } M_{ud} \text{ の単位 ton, } Q_d \text{ の単位 kN}$$

$$X \text{ 方向 } Td = 2\pi \sqrt{\frac{1056.21}{9.80665} \times \frac{39.062/1000}{428.01}} = 0.62 \text{ 秒}$$

方向	階	M_{ud} (kN)	Σm_i (kN)	$M_{ud}/\Sigma m_i$	q	p	T_u	G_s	bd_i	Bd_i	Pd_i (kN)	$req Qd_i$ (kN)	K (kN/mm)	δ (mm)	h_i (mm)	層間変形角
X	4	1,056.21	1,247.84	0.846	1.00	0.95	0.86	1.50	1.727	1.389	83.74	83.74	12.419	6.74	2450	$h/363$
	3								1.080	0.868	71.28	155.02	21.232	7.30	2700	$h/369$
	2								0.803	0.646	53.61	208.63	24.836	8.40	2700	$h/321$
	1								0.575	0.462	36.95	245.58	30.558	8.04	2700	$h/335$
Y	4	1,043.63	1,247.84	0.836	1.00	0.95	0.86	1.57	1.727	1.372	82.70	82.70	10.229	8.08	2450	$h/303$
	3								1.080	0.858	70.45	153.15	17.556	8.72	2700	$h/309$
	2								0.803	0.638	52.94	206.09	20.231	10.19	2700	$h/265$
	1								0.575	0.457	36.55	242.64	27.610	8.79	2700	$h/307$

〈 q の設定〉

$$\frac{M_{ud}}{\Sigma m_i} < 0.75 \quad q = 0.75 \frac{\Sigma m_i}{M_{ud}} \quad \left(X \text{ 方向の } \frac{M_{ud}}{\Sigma m_i} = \frac{1056.21}{1247.84} = 0.846 \right)$$

$$\frac{M_{ud}}{\Sigma m_i} \geq 0.75 \quad q = 1.0$$

〈 p の設定〉

階数 4 Td X 方向 0.62 秒 Y 方向 0.66 秒 告示第 1457 号第 4 の規定により (0.16 秒を超える場合)

$$p = 0.95$$

〈 G_s の設定 (告示第 1457 号第 10 の規定により)〉

$$T_u = 0.64 \left(\frac{gv}{1.5} \right) \quad gv : \text{地盤種別により定まる係数 第二種地盤 } gv = 2.025$$

$$T_u = 0.64 \left(\frac{2.025}{1.5} \right) = 0.86 \text{ 秒}$$

$$Td < 0.64 \quad G_s = 1.5$$

$$0.64 \leq Td < Tu \quad Gs = 1.5 \left(\frac{Td}{0.64} \right)$$

$$Tu \leq Td \quad Gs = gv$$

したがって、Y方向のGsは、 $0.64 \leq Td = 0.66 < 0.64 Tu = 0.86$ より、

$$Gs = 1.5 \left(\frac{Td}{0.64} \right) = 1.5 \left(\frac{0.66}{0.64} \right) = 1.55$$

X方向は、 $0.64 > Td = 0.62$ より $Gs = 1.50$

$$Bd_i = pq \frac{M_{ud}}{\sum_{j=1}^N m_j} bd_i$$

X方向 Bd_i

$$Bd_4 = 0.95 \times 1.0 \times \frac{1,056.21}{1,247.84} \times 1.727 = 1.389 \quad Bd_3 = 0.95 \times 1.0 \times \frac{1,056.21}{1,247.84} \times 1.080 = 0.868$$

$$Bd_2 = 0.95 \times 1.0 \times \frac{1,056.21}{1,247.84} \times 0.803 = 0.646 \quad Bd_1 = 0.95 \times 1.0 \times \frac{1,056.21}{1,247.84} \times 0.575 = 0.462$$

〈基準法施行令第82条の5の第3のハによる Pd_i の算定〉

$$Td < 0.16 \quad Pd_i = (0.64 + 6 Td) m_i Bd_i ZGs$$

$$0.16 \leq Td < 0.64 \quad Pd_i = 1.6 m_i Bd_i ZGs$$

$$0.64 \leq Td \quad Pd_i = \frac{1.024 m_i Bd_i ZGs}{Td}$$

Pd_i の単位 kN, m_i の単位 ton。

〈X方向 Pd_i の算定 $Td = 0.62$ 秒 > 0.64 $Z = 1.0$ 〉

$$Pd_4 = 1.6 \times 246.34 / 9.80665 \times 1.389 \times 1.0 \times 1.5 = 83.74 \text{ kN}$$

$$Pd_3 = 1.6 \times 335.57 / 9.80665 \times 0.868 \times 1.0 \times 1.5 = 71.28 \text{ kN}$$

$$Pd_2 = 1.6 \times 339.10 / 9.80665 \times 0.646 \times 1.0 \times 1.5 = 53.61 \text{ kN}$$

$$Pd_1 = 1.6 \times 326.83 / 9.80665 \times 0.462 \times 1.0 \times 1.5 = 36.95 \text{ kN}$$

損傷限界時、各階必要耐力 ${}_{req}Qd_i = \Sigma Pd_i$

X方向各階必要耐力

$${}_{req}Qd_4 = 83.74 \text{ kN} \quad {}_{req}Qd_3 = 83.74 + 71.28 = 155.02 \text{ kN}$$

$${}_{req}Qd_2 = 83.74 + 71.28 + 53.61 = 208.63 \text{ kN}$$

$${}_{req}Qd_1 = 83.74 + 71.28 + 53.61 + 36.95 = 245.58 \text{ kN}$$

損傷限界時、変形 $\delta_i = \frac{{}_{req}Qd_i}{K_i}$

X方向各階必要耐力

$$\delta_4 = \frac{83.74}{12.419} = 6.74 \text{ mm} = \frac{6.74}{2.45} = \frac{1}{363} \quad \delta_3 = \frac{155.02}{21.232} = 7.30 \text{ mm} = \frac{7.30}{2.70} = \frac{1}{369}$$

$$\delta_2 = \frac{208.63}{24.836} = 8.40 \text{ mm} = \frac{8.40}{2.70} = \frac{1}{321} \quad \delta_1 = \frac{245.58}{30.558} = 8.04 \text{ mm} = \frac{8.40}{2.70} = \frac{1}{335}$$

〈損傷限界検討結果〉

方向	階	Qd_i (kN)	$_{rev}Qd_i$ (kN)	余裕率	層間変形角
X	4	163.40	83.74	1.95	$h/363$
	3	282.47	155.02	1.82	$h/369$
	2	363.74	208.63	1.74	$h/321$
	1	476.57	245.58	1.94	$h/335$
Y	4	134.64	82.70	1.63	$h/303$
	3	233.64	153.15	1.53	$h/309$
	2	307.98	206.09	1.49	$h/265$
	1	430.11	242.64	1.77	$h/307$

層間変形角 $\leq 1/150$

〈安全限界の検討〉

方向	階	m_i (kN)	Σm_i (kN)	a_i	bs_i	Qu_i (kN)	Fe_i	$\Sigma bs_i \cdot m_i$ $i=1 \text{ to } n$	$\Sigma bs_j \cdot m_j$ $j=i \text{ to } n$	qs_i	Q_s (kN)	Ps_i (kN)	各階層 せん断力 (kN)
X	4	246.34	246.34	0.197	1.727	248.638	1.00	425.43	425.43	0.597	706.28	240.75	240.75
	3	335.57	581.91	0.466	1.080	451.574	1.00	362.42	787.85	0.578		205.09	445.84
	2	339.10	921.01	0.738	0.803	599.563	1.00	272.30	1,060.15	0.566		154.09	599.93
	1	326.83	1,247.84	1.000	0.575	785.559	1.00	187.93	1,248.08	0.630		106.35	706.28
Y	4	246.34	246.34	0.197	1.727	211.103	1.00	425.43	425.43	0.483	618.93	210.97	210.97
	3	335.57	581.91	0.466	1.080	402.625	1.00	362.42	787.85	0.489		179.73	390.70
	2	339.10	921.01	0.738	0.803	533.917	1.00	272.30	1,060.15	0.479		135.04	525.74
	1	326.83	1,247.84	1.000	0.575	743.984	1.00	187.93	1,248.08	0.568		93.20	618.94

m_i : 地震力算定用各階重量 (kN)

a_i : 当該階以上の重量の和を建物全重量で除した数値

$$\text{最上階の } bs_i = 1 + (\sqrt{a_i} - a_i^2) \times \frac{2h(0.02 + 0.01\lambda)}{1 + 3h(0.02 + 0.01\lambda)} \times \frac{\Sigma m_i}{m_N}$$

$$\text{最上階以外の階の } bs_i = 1 + (\sqrt{a_i} - \sqrt{a_{i+1}} - a_i^2 + a_{i+1}^2) \times \frac{2h(0.02 + 0.01\lambda)}{1 + 3h(0.02 + 0.01\lambda)} \times \frac{\Sigma m_i}{m_i}$$

h : 屋根平均高さ (m) $h = 12.602 \text{ m}$ (「3.4 風圧力」参照)

λ : 建物のうち柱及びはりの大部分が木造または鉄骨である階の高さの合計に対する比 ($\lambda = 1.0$)

Qu_i : 各階各方向の耐力壁保有耐力の和 (「(3) 必要壁量の検討 暴風時の検討」参照)

$$qs_i = \frac{Qu_i}{\frac{\sum_{j=i}^N Bs_j \cdot m_i}{\sum_{j=1}^N Bs_j \cdot m_j} \times \sum_{j=1}^N m_j \cdot g} \dots\dots (6) \quad Bs_i = P \times q \times \frac{M_{ud}}{\Sigma m_i} \times bs_i \dots\dots (7)$$

Fe_i : 各階偏心率より定まる数値 (本計算例では、各階各方向とも偏心率を満足しているので $Fe = 1.0$)

(6)式に(7)式を代入、(7)式の $P \times q \times \frac{M_{ud}}{\Sigma m_i}$ の部分一定値のため以下のように書き換えられる。

$$qs_i = \frac{Qu_i}{\frac{\sum_{j=i}^N bs_j \cdot m_j}{\sum_{j=1}^N bs_j \cdot m_j} \times \sum_{j=1}^N m_j \cdot g} \dots\dots (8)$$

(3)式中の m_j の単位 ton, $g = 9.80665$ 。したがって、 $m_j \cdot g$ で単位 kN となる。

$\frac{\sum_{j=i}^N bs_j \cdot m_j}{\sum_{j=1}^N bs_j \cdot m_j}$ 部分は、無次元数となるので m_j の単位 kN のままで計算が行える。

$\sum_{j=i}^N$: 計算をしようとしている階から最上階までの和 (N は層数) $\sum_{j=1}^N$: 1 階から最上階までの和

〈X 方向 qs_i の計算〉

$$qs_4 = \frac{248.638}{1.0 \times \frac{425.43}{1,248.08} \times 1,247.84} = 0.585 \quad qs_3 = \frac{451.574}{1.0 \times \frac{787.85}{1,248.08} \times 1,247.84} = 0.573$$

$$qs_2 = \frac{599.563}{1.0 \times \frac{1,060.15}{1,248.08} \times 1,247.84} = 0.566 \quad qs_1 = \frac{785.559}{1.0 \times \frac{1,248.08}{1,248.08} \times 1,247.84} = 0.630$$

$$Qs = \min(qs_i) \times \sum m_i = 0.566 \times 1,247.84 = 706.28 \text{ kN}$$

$$Ps_i = \frac{Bs_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^N Bs_j \cdot m_j} \times Qs \quad \cdots \cdots (9) \quad (6) \text{ 式同様, } (7) \text{ 式を代入して以下のように書き換える。}$$

$$Ps_i = \frac{bs_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^N bs_j \cdot m_j} \times Qs \quad \cdots \cdots (10)$$

〈X 方向 Ps_i の算定〉

$$Ps_4 = \frac{425.43}{1,248.08} \times 706.28 = 240.75 \text{ kN} \quad Ps_3 = \frac{362.42}{1,248.08} \times 706.28 = 205.09 \text{ kN}$$

$$Ps_2 = \frac{272.30}{1,248.08} \times 706.28 = 154.09 \text{ kN} \quad Ps_1 = \frac{187.93}{1,248.08} \times 706.28 = 106.35 \text{ kN}$$

各階層せん断力 = $\sum Ps_i$

4 階層せん断力 = 240.75 kN 3 階せん断力 = 240.75 + 205.09 = 445.84 kN

2 階層せん断力 = 240.75 + 205.09 + 154.09 = 599.93 kN

1 階層せん断力 = 240.75 + 205.09 + 154.09 + 106.35 = 706.28 kN

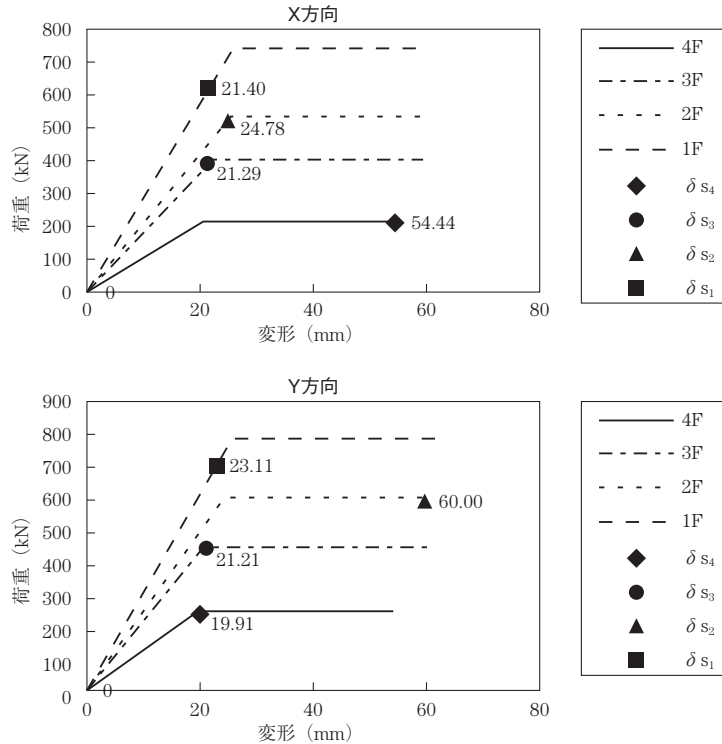
方向	階	qs_i	各階層せん断力 (kN)	K (kN/mm)	各階層間変位 (mm)	m_i (kN)	δs_i (m)	$m_i \times \delta s_i$ (kN・mm)	$m_i \times \delta s_i^2$ (kN・mm ²)	M_{us} (kN)	Δs (mm)	T_s (秒)
X	4	0.597	240.75	12.419	19.39	246.34	123.50	30,423	3,757,239	1,031.168	98.04	0.76
	3	0.578	445.84	21.232	21.00	335.57	104.11	34,936	3,637,207			
	2	0.566	599.93	24.836	60.00	339.10	83.11	28,183	2,342,256			
	1	0.630	706.28	30.558	23.11	326.83	23.11	7,553	174,551			
Y	4	0.483	203.74	10.229	19.92	246.34	123.06	30,315	3,730,515	1,023.055	97.44	0.82
	3	0.489	377.31	17.556	21.49	335.57	103.14	34,611	3,569,747			
	2	0.479	507.72	20.231	60.00	339.10	81.65	27,688	2,260,686			
	1	0.568	597.72	27.610	21.65	326.83	21.65	7,076	153,193			

各階層間変形 = $\frac{\text{各層せん断力}}{\text{耐力壁剛性 } K}$ K は、「必要壁量の検討」参照。 K の単位は、kN/mm。

δs_i : 基礎からの変形量 $\delta s_i = \sum$ 各階層間変形

ただし、 qs_i が最小となる層の変形は、安全限界変形に達しているものとする。

本計算例の建物は、X 方向 2 階、Y 方向 3 階で安全限界の変形に達する。各階の変形状態を次のグラフにより示す。



$$M_{us} = \frac{(\sum m_i \cdot \delta s_i)^2}{\sum m_i \cdot \delta s_i^2} \text{ ton} \quad m_i \text{ の単位 ton} \quad m_i \cdot M_{us} \text{ を kN で扱う場合以下の式となる。}$$

$$M_{us} = \frac{(\sum m_i \cdot \delta s_i / 9.80665)^2}{\sum m_i / 9.80665 \cdot \delta s_i^2} \times 9.80665 \text{ kN} = \frac{(\sum m_i \cdot \delta s_i)^2}{\sum m_i \cdot \delta s_i^2} \text{ kN}$$

$$\Delta s = \frac{\sum m_i \cdot \delta s_i^2}{\sum m_i \cdot \delta s_i} \quad Td = 2\pi \sqrt{M_{us} \frac{\Delta s}{Q_s}} \quad \Delta s \text{ の単位 m, } M_{us} \text{ の単位 ton, } Q_s \text{ の単位 kN。}$$

$$\text{X 方向 } Td = 2\pi \sqrt{\frac{1,031.168}{9.80665} \times \frac{98.04/1,000}{706.28}} = 0.76 \text{ 秒}$$

〈損傷限界変形 ($m\delta d$) と安全限界変形 ($m\delta s$) について〉

損傷限界変形の最大を階高/150, 安全限界変形の最大を告示第 1457 号第 6 の規定に従い階高/30 と仮定する。告示第 1457 号第 7 では, 1.5 Δs 時の各塑性ヒンジ部材の変形角が安全限界変位以下とするよう規定されている。枠組壁工法で塑性ヒンジ部材とは, 耐力壁を指すものであり, 1.5 Δs 時の変位を安全限界変形以下におさえる必要がある。ただし, 本計算例では, q_{si} が最小となる層の変形が安全限界に達するという仮定の基に計算を行っているため, 1.5 Δs による再計算はあまり意味を成さない。そこで安全限界変形の最大値を 1/1.5 (階高/45) にし, 計算を行いこのときの Q_{di} が保有水平耐力以下であることを確認する (1.5 倍の変形量が生じてても耐力壁の変形は, 安全限界変形以下となる)。

P_u を耐力壁の保有水平耐力, K をせん断剛性として, 本計算書では以下の計算により $m\delta d$ と $m\delta s$ を求める。

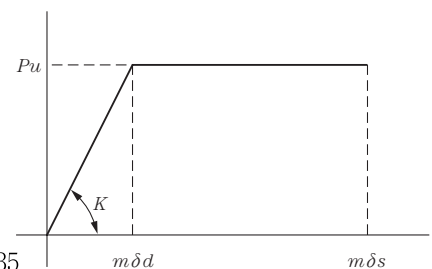
$$m\delta d = \min\left(\delta_0, \frac{\text{階高 } H_i}{150}\right) \quad \delta_0 = \frac{P_u}{K}$$

$$m\delta s = \min\left(\delta_0 \times \mu, \frac{\text{階高 } H_i}{45}\right)$$

$$\mu = \left(\frac{1}{Ds^2} + 1\right) \times 1/2$$

Ds : くぎ間隔が 100 mm 未満の耐力壁を構成されている場合 0.35

くぎ間隔が 100 mm 以上の耐力壁で構成されている場合 0.30



したがって、

$$\text{くぎ間隔が } 100 \text{ mm 未満の耐力壁を構成されている場合} \quad \mu = \left(\frac{1}{0.35^2} + 1 \right) \times 1/2 = 4.58$$

$$\text{くぎ間隔が } 100 \text{ mm 以上の耐力壁で構成されている場合} \quad \mu = \left(\frac{1}{0.30^2} + 1 \right) \times 1/2 = 6.06$$

損傷限界変形と安全限界変形の算定 (X・Y とも、1 階のみくぎ間隔 100 mm 以下耐力壁あり)

方向	階	K (kN/mm)	Pu _i (kN)	階高 H _i (mm)	δo _i (mm)	δy _i h/150 (mm)	Py _i (kN)	mδd _i (mm)	mδs _i (mm)			
									μ	δo _i ×μ	H _i /45	mδs _i
X	4	12.419	253.98	2,450	20.45	16.33	202.84	16.33	6.06	123.93	54.44	54.44
	3	21.232	455.19	2,700	21.44	18.00	382.18	18.00	6.06	129.92	60.00	60.00
	2	24.836	599.56	2,700	24.14	18.00	447.05	18.00	4.58	110.57	60.00	60.00
	1	30.558	785.56	2,700	25.71	18.00	550.04	18.00	4.58	117.74	60.00	60.00
Y	4	10.229	205.56	2,450	20.10	16.33	167.07	16.33	6.06	121.78	54.44	54.44
	3	17.556	385.12	2,700	21.94	18.00	316.01	18.00	6.06	132.94	60.00	60.00
	2	20.231	507.66	2,700	25.09	18.00	364.16	18.00	4.58	114.93	60.00	60.00
	1	27.610	708.97	2,700	25.68	18.00	496.98	18.00	4.58	117.61	60.00	60.00

方向	階	mδs _i (mm)	mδd _i (mm)	mDf _i	γ ₁	mhe _i	Qu _i (kN)	各階層 間変位 (mm)	mW _i (kN・mm)	mhe _i ・mW _i (kN・mm)	M _{us} / Σm _i	h	F _h	q	p	T _u (秒)	G _s	Bs _i	Ps _i (kN)	reqQs _i (kN)
X	4	54.44	16.33	3.33	0.25	0.113	253.977	19.390	2,462.31	278.241	0.826	0.163	0.570	1.00	0.95	0.86	1.781	1.356	232.95	232.95
	3	60.00	18.00	3.33		0.113	455.194	21.000	4,779.54	540.088								0.848	198.45	431.40
	2	60.00	18.00	3.33		0.113	599.563	60.000	17,986.89	2,032.519								0.630	148.99	580.39
	1	60.00	18.00	3.33		0.113	785.559	23.110	9,077.13	1,025.716								0.451	102.80	683.19
Y	4	54.44	16.33	3.33	0.25	0.113	205.555	19.920	2,047.33	231.348	0.820	0.163	0.570	1.00	0.95	0.86	1.922	1.345	249.36	249.36
	3	60.00	18.00	3.33		0.113	385.120	21.490	4,138.11	467.606								0.841	212.39	461.75
	2	60.00	18.00	3.33		0.113	507.659	60.000	15,229.77	1,720.964								0.625	159.50	621.25
	1	60.00	18.00	3.33		0.113	708.973	21.650	7,674.63	867.233								0.448	110.20	731.45

$$mDf_i = \frac{m\delta s_i}{m\delta d_i} \quad \text{ただし, } mDf_i > 1.0$$

$$\gamma_1 = 0.25 \quad (\text{枠組壁工法建築物は, } 0.25)$$

$$mhe_i = \gamma_1 (1 - 1/\sqrt{mDf_i}) \cdots \text{木造の場合の式} \quad mhe_i = 0.25 \times (1 - 1/\sqrt{5.00}) = 0.138$$

$$mW_i = Qu_i \times \text{各階層間変形}/2$$

$$mW_4 = 253.977 \times 19.34/2 = 2,455.958 \quad mW_3 = 455.194 \times 21.000/2 = 4,779.537$$

$$mW_2 = 599.563 \times 60.00/2 = 17,986.89 \quad mW_1 = 785.559 \times 23.11/2 = 9,077.13$$

$$h = \frac{\sum_{i=1}^N mhe_i \cdot mW_i}{\sum_{i=1}^N mW_i} + 0.05 = \frac{278.241 + 540.088 + 2,032.519 + 1,025.716}{2,462.31 + 4,779.54 + 17,986.89 + 9,077.13} + 0.05 = 0.163 \quad (\text{X 方向})$$

$$Fh = \frac{1.5}{1 + 10h} = \frac{1.5}{1 + 10 \times 0.163} = 0.570$$

〈q の設定〉

$$\frac{M_{ud}}{\Sigma m_i} < 0.75 \quad q = 0.75 \frac{\Sigma m_i}{M_{ud}}$$

$$\frac{M_{ud}}{\Sigma m_i} \geq 0.75 \quad q = 1.0$$

$$\text{X 方向} \quad \frac{M_{ud}}{\Sigma m_i} = 0.812 \rightarrow q = 1.0$$

〈p の設定〉

階数 4 T_s X 方向 0.76 秒 Y 方向 0.70 秒 告示第 1457 号第 4 の規定により (0.16 秒を超える場合)
 $p = 0.95$

〈Gs の設定 (告示第 1457 号第 10 の規定により)〉

$$T_u = 0.64 \left(\frac{gv}{1.5} \right) \quad gv : \text{地盤種別により定まる係数} \quad \text{第二種地盤 } gv = 2.025$$

$$T_u = 0.64 \left(\frac{2.025}{1.5} \right) = 0.86 \text{ 秒}$$

$$T_s < 0.64 \quad G_s = 1.5$$

$$0.64 \leq T_s < T_u \quad G_s = 1.5 \left(\frac{T_s}{0.64} \right)$$

$$T_u \leq T_s \quad G_s = gv$$

したがって、X 方向の G_s は、 $T_s = 0.76 < T_u = 0.86$ より

$$G_s = 1.5 \left(\frac{0.76}{0.64} \right) = 1.781$$

$$B_{s_i} = pq \frac{M_{us}}{\sum_{j=1}^N m_j} b_{s_i}$$

X 方向 B_{s_i}

$$B_{s_4} = 0.95 \times 1.00 \times \frac{1,031.168}{1,247.84} \times 1.727 = 1.356 \quad B_{s_3} = 0.95 \times 1.00 \times \frac{1,031.168}{1,247.84} \times 1.080 = 0.848$$

$$B_{s_2} = 0.95 \times 1.00 \times \frac{1,031.168}{1,247.84} \times 0.803 = 0.630 \quad B_{s_1} = 0.95 \times 1.00 \times \frac{1,031.168}{1,247.84} \times 0.575 = 0.451$$

〈基準法施行令第 82 条の 5 の第 5 のハによる P_{s_i} の算定 (P_{s_i} の単位 kN, m_i の単位 ton)〉

$$T_s < 0.16 \quad P_{s_i} = (3.2 + 30 T_s) m_i B_{s_i} F_h Z G_s$$

$$0.16 \leq T_s < 0.64 \quad P_{s_i} = 8 m_i B_{s_i} F_h Z G_s$$

$$0.64 \leq T_s \quad P_{s_i} = \frac{5.12 m_i B_{s_i} F_h Z G_s}{T_s}$$

〈X 方向 P_{s_i} の算定 $T_s = 0.76 \text{ 秒} > 0.64 \quad Z = 1.0$ 〉

$$P_{s_4} = \frac{5.12 \times 246.34 / 9.80665 \times 1.356 \times 0.570 \times 1.0 \times 1.781}{0.76} = 232.95 \text{ kN}$$

$$P_{s_3} = \frac{5.12 \times 335.57 / 9.80665 \times 0.848 \times 0.570 \times 1.0 \times 1.781}{0.76} = 198.45 \text{ kN}$$

$$P_{s_2} = \frac{5.12 \times 339.10 / 9.80665 \times 0.630 \times 0.570 \times 1.0 \times 1.781}{0.76} = 148.99 \text{ kN}$$

$$P_{s_1} = \frac{5.12 \times 326.83 / 9.80665 \times 0.451 \times 0.570 \times 1.0 \times 1.781}{0.76} = 102.80 \text{ kN}$$

損傷限界時、各階必要耐力 ${}_{req}Q_{s_i} = \Sigma P_{s_i}$

X 方向各階必要耐力

$${}_{req}Q_{s_4} = 232.95 \text{ kN} \quad {}_{req}Q_{s_3} = 232.95 + 198.45 = 431.40 \text{ kN}$$

$${}_{req}Q_{s_2} = 232.95 + 198.45 + 148.99 = 580.39 \text{ kN}$$

$${}_{req}Q_{s_1} = 232.95 + 198.45 + 148.99 + 102.80 = 683.19 \text{ kN}$$

〈安全限界検討結果〉

方向	階	Qd_i (kN)	$reqQFd_i$ (kN)	安全率
X	4	253.977	232.95	1.09
	3	455.194	431.40	1.06
	2	599.563	580.39	1.03
	1	785.559	683.19	1.15
Y	4	205.555	249.36	0.82
	3	385.120	461.75	0.83
	2	507.659	621.25	0.82
	1	708.973	731.45	0.97

5 木造部分の設計

安全限界時に仮定した耐力壁の性能を保証するためには、脚部の接合は、保有水平耐力作用時に浮き上がらないことが求められる点に注意が必要である。したがって、「事例3：枠組壁工法4階建て構造計算例（平成13年国土交通省告示第1540号第9に基づく保有水平耐力の計算）」の手法により計算書を作成すること。その他の木造部分の計算方法に関しては、「事例3：枠組壁工法4階建て構造計算例（平成13年国土交通省告示第1540号第9に基づく保有水平耐力の計算）」参照のこと。

なお、本計算書では、従来とは違い、正4階建てであるため、1階のたて枠の検討を特に示す。

5.1 1階たて枠の検討

(1) 長期荷重

(i) 外 壁

●一般 たて枠1本にかかる軸力

$$\text{南} \quad N = \frac{74,211}{\frac{2.73}{0.455} + 1} = 10,602 \text{ N/本}$$

$$\text{北} \quad N = \frac{53,176}{\frac{2.73}{0.455} + 1} = 7,597 \text{ N/本}$$

$$\text{西} \quad N = \frac{85,831}{\frac{3.64}{0.455} + 1} = 9,537 \text{ N/本}$$

$$\text{東} \quad N = \frac{110,895}{\frac{4.55}{0.455} + 1} = 10,081 \text{ N/本}$$

●開口脇（たて枠3本）

$$N = \frac{10,602 \times 3}{3.5 \text{ 本}} = 9,087 \text{ N/本}$$

$$N = \frac{7,597 \times 2}{3.5 \text{ 本}} = 4,341 \text{ N/本}$$

$$N = \frac{9,537 \times 2}{3.5 \text{ 本}} = 5,450 \text{ N/本}$$

$$N = \frac{10,081 \times 2.5}{3.5 \text{ 本}} = 7,201 \text{ N/本}$$

(ii) 内 壁

●一般 たて枠1本にかかる軸力

$$\text{X4 通り} \quad N = \frac{134,801}{\frac{5.005}{0.455} + 1} = 11,233 \text{ N/本}$$

●開口脇（たて枠3本）

$$N = \frac{11,233 \times 3}{3.5 \text{ 本}} = 9,629 \text{ N/本}$$

$$\text{S. P. F. 2 級} \quad 206 \quad A = 53.2 \text{ cm}^2 \quad Z = 124.1 \text{ cm}^3 \quad I = 868.9 \text{ cm}^4$$

$$i = \frac{14}{3.46} = 4.05 \quad \lambda = \frac{233}{4.05} = 57.6$$

$$_ifc = F \times 1.1/3 = 17.4 \times 1.1/3 = 6.38 \text{ N/mm}^2$$

$$fk = fc \times (1.3 - 0.01 \times \lambda) = 4.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\omega = \frac{lf_c}{fk} = \frac{6.38}{4.62} = 1.38$$

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} = \frac{1.38 \times 11,233}{53.2} = 291.6 \text{ N/cm}^2 = 2.92 \text{ N/mm}^2$$

$$< lf_c = 6.38 \times 0.96 = 6.12 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O. K.}$$

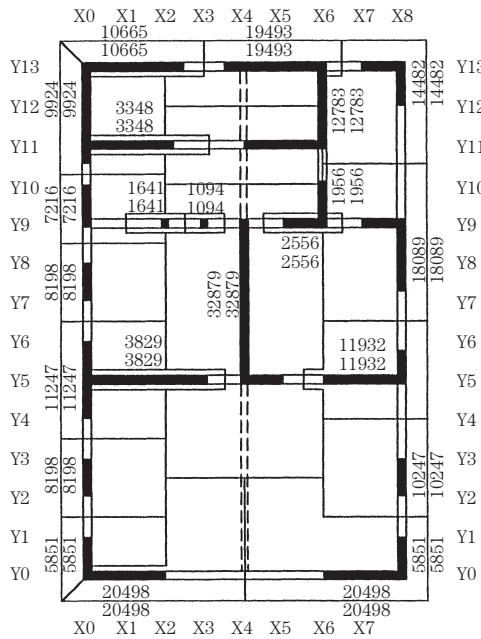
下枠のめり込み検討

下枠 S. P. F. 2 級 206 めり込み耐力 = 2.0 N/mm²

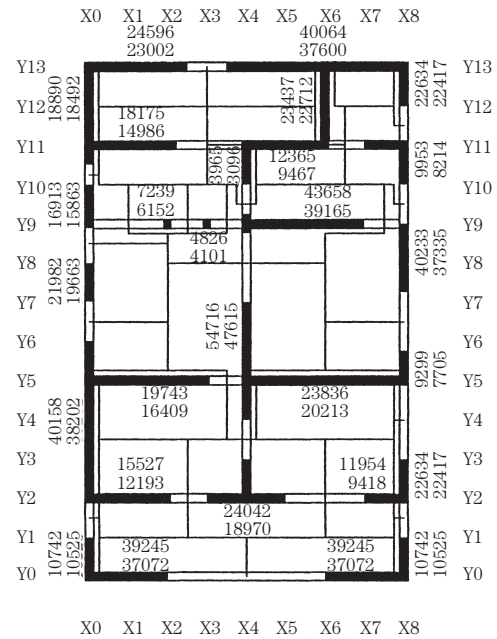
長期荷重組み合わせ時めり込み耐力

$$= 2.0 \times 1.1 \times 1.5$$

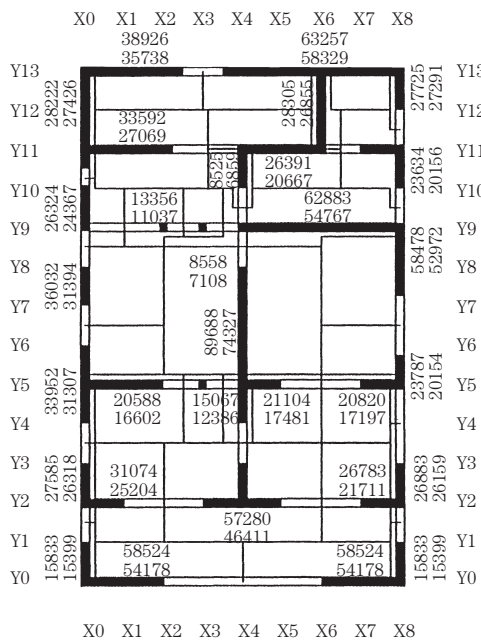
$$= 3.0 \text{ N/mm}^2 > \sigma = 2.92 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O. K.}$$



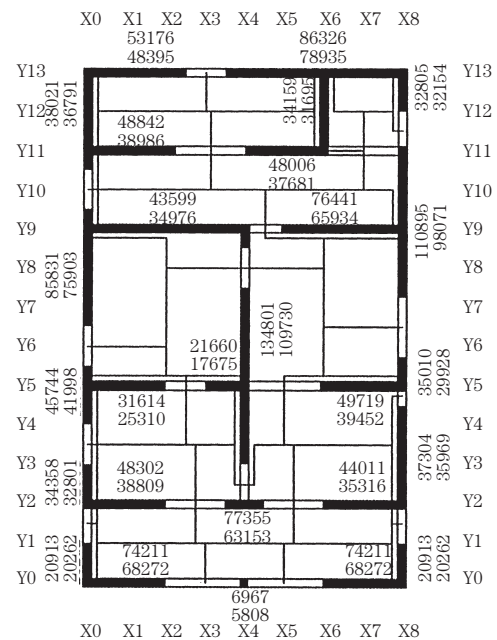
4階壁軸力分担図



3階壁軸力分担図



2階壁軸力分担図



1階壁軸力分担図

前項同様,「事例3:枠組壁工法4階建て構造計算例(平成13年国土交通省告示第1540号第9に基づく保有水平耐力の計算)」の手法により計算書を作成すること。