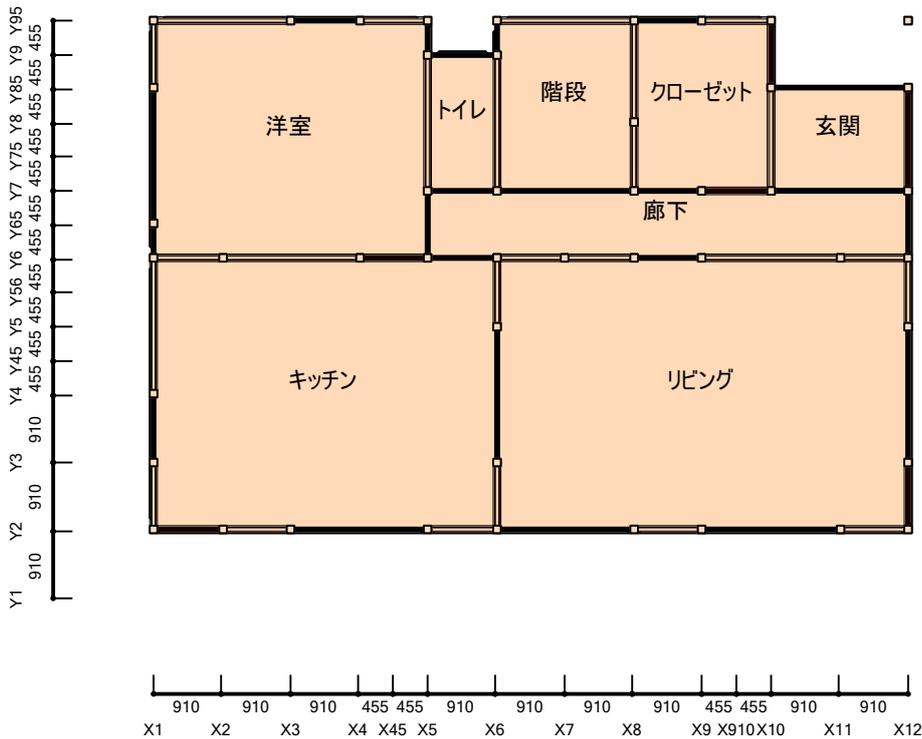
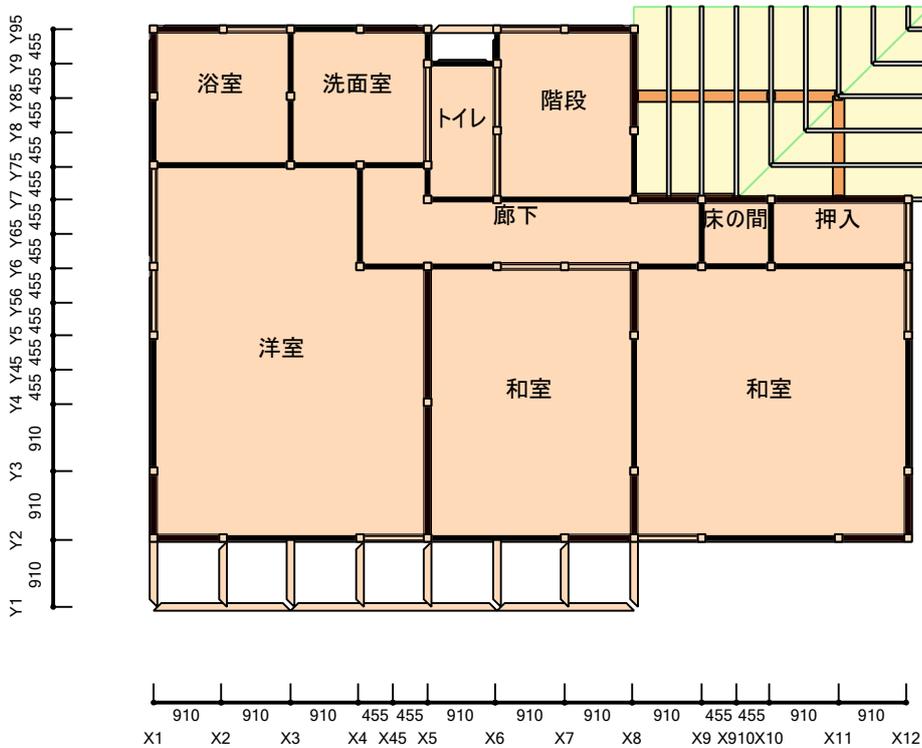


3.2. 平面図

1F



2F



4. 部材リスト

4.1. 梁

符号	断面	材料
G6	BD- 105* 180	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ
G8	BD- 105* 240	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ
D1	BD- 105* 105	#205 ひのき(無等級)
G11	BD- 105* 330	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ
G7	BD- 105* 210	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ
G5	BD- 105* 150	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ
B3	BD- 105* 105	#202 べいまつ(無等級)
G3	BD- 105* 105	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ
G9	BD- 105* 270	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ
G13	BD- 105* 390	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ
G12	BD- 105* 360	#504 E120-F330(対称異等級) べいまつ

4.2. 柱

符号	断面	材料
C1	BD- 105* 105	#606 E105-F345(対称同一等級) べいまつ
C2	BD- 120* 120	#606 E105-F345(対称同一等級) べいまつ

4.3. 壁・筋かい

符号	軸組みの種類
W1W2	ボード(大壁) 構造用合板(JAS) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う)
W1W2W3Z	ボード(大壁) 構造用合板(JAS) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 片側筋かい、45mm X 90mm以上の木材
W1W2W4	ボード(大壁) 構造用合板(JAS) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) たすき掛け筋かい、45mm X 90mm以上の木材
W1W2W3N	ボード(大壁) 構造用合板(JAS) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 片側筋かい、45mm X 90mm以上の木材
W2W2W3Z	壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 片側筋かい、45mm X 90mm以上の木材
W2W2	壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う)
W2W2W3N	壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 片側筋かい、45mm X 90mm以上の木材
W2W2W4	壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) 壁倍率を直接指定(準耐力壁等として扱う) たすき掛け筋かい、45mm X 90mm以上の木材

4.4. 火打ち・水平構面

符号	材料	ΔQ_a (kN/m)
HP1	#8 構造用合板 24mm以上、梁@1000以下	3.53
FB	#21 火打ち材	----

4.5. 母屋・棟木・垂木

符号	断面	材料
MG1	BD- 150* 150	#1 あかまつ・甲種(一級)
TG1	BD- 50* 50	#1 あかまつ・甲種(一級)

4.6. 小屋束

符号	断面
TC1	BD- 100* 100

5. 材料

5.1. 木材材料

Fc : 圧縮に対する基準強度 (N/mm2) Ft : 引張に対する基準強度 (N/mm2)
 Fb : 曲げに対する基準強度 (N/mm2) Fs : せん断に対する基準強度 (N/mm2)
 Fcv : めりこみに対する基準強度 (N/mm2) E : ヤング係数 (N/mm2)

番号	樹種名	Fc (N/mm2)	Ft (N/mm2)	Fb (N/mm2)	Fs (N/mm2)	Fcv (N/mm2)	E (N/mm2)	区分
#504	E120-F330(対称異等級) べいまつ	25.9	22.4	33.0	3.0	6.6	12000.0	集成材
#205	ひのき(無等級)	20.7	16.2	26.7	2.1	7.8	11000.0	製材
#202	べいまつ(無等級)	22.2	17.7	28.2	2.4	9.0	12000.0	製材
#606	E105-F345(対称同一等級) べいまつ	28.1	24.5	34.5	3.0	6.6	10500.0	集成材
#1	あかまつ・甲種(一級)	27.0	20.4	33.6	2.4	9.0	10000.0	製材

5.2. 柱頭柱脚金物

Ta : 短期許容引張耐力 (kN) Qa : 短期許容せん断耐力 (kN)

記号	金物名	告第1460号	Ta (kN)	Qa (kN)
ち	ち	ち	20.00	-
ほ	ほ	ほ	8.50	-
ろ	ろ、長ほぞ	ろ	3.81	-
に	に	に	7.50	-
と	と	と	15.00	-
へ	へ	へ	10.00	-
はT	は、T字型	は	5.07	-
ろL	ろ、L字型	ろ	3.38	-
いほぞ	い、短ほぞ	い	0.00	-
は山	は、山形	は	5.88	-
り	り	り	25.00	-

5.3. 筋かい端部金物

記号	金物名	告第1460号	緊結状況 柱・梁
ハ	筋交いプレート(BP)	ハ	○・○
ニ	筋交いプレート(BP-2)	ニ	○・○

5.4. 横架材端部継手・仕口

Ta : 短期許容引張耐力 (kN) Qa : 短期許容せん断耐力 (kN)
 QaR : 短期許容逆せん断耐力 (kN)

記号	金物名	Ta (kN)	Qa (kN)	QaR (kN)
仕口5	仕口5	7.50	-	-
継手2	継手2	15.90	-	-
仕口6	仕口6	8.50	-	-

5.5. コンクリート

強度 : コンクリートの設計基準強度 (N/mm2)

強度	用途
FC21.0	基礎部分のコンクリート強度

5.6. コンクリートの許容応力度

強度	長期許容応力度 (N/mm2)			短期許容応力度 (N/mm2)		
	圧縮	せん断	付着	圧縮	せん断	付着
FC21.0	7.00	0.70	0.93	14.00	1.05	1.87

5.7. 鉄筋

材料	強度	用途
異形鉄筋	SD295	基礎

15. 仮定荷重

15.1. 固定荷重

分類	符号	コメント	構成部材 名称	重量 (N/m ²)
屋根	YANE	屋根(スレート)	スレート(下地、垂木含む)	340.0
			母屋(支点間2M以下)	50.0
			合計	390.0
天井	TENJO	天井	せっこうボード	150.0
			合計	150.0
床3	YUKA	床(室内床)	フローリング	340.0
			梁・桁	100.0
			合計	440.0
床2	YUKA	床(室内床)	フローリング	340.0
			梁・桁	100.0
			合計	440.0
床1	YUKA	床(室内床)	フローリング	340.0
			梁・桁	100.0
			合計	440.0
内壁3	KABEI	内壁	クロス	200.0
			壁の軸組	150.0
			合計	350.0
内壁2	KABEI	内壁	クロス	200.0
			壁の軸組	150.0
			合計	350.0
内壁1	KABEI	内壁	クロス	200.0
			壁の軸組	150.0
			合計	350.0
外壁3	KABEO	外壁	ラスモルタル	640.0
			壁の軸組	150.0
			クロス	100.0
			合計	890.0
外壁2	KABEO	外壁	ラスモルタル	640.0
			壁の軸組	150.0
			クロス	100.0
			合計	890.0
外壁1	KABEO	外壁	ラスモルタル	640.0
			壁の軸組	150.0
			クロス	100.0
			合計	890.0

15.2. 積載荷重

分類	床用 (N/m ²)	架構用 (N/m ²)	地震力計算用 (N/m ²)	備考
屋根	0.0	0.0	0.0	直接入力
床3	1800.0	1300.0	600.0	3階床
床2	1800.0	1300.0	600.0	2階床
床1	1800.0	1300.0	600.0	1階床

15.3. 積雪荷重

垂直積雪量	50.0 (cm)
積雪の単位荷重	20.0 (N/cm/m ²)
積雪荷重	1000.0 (N/m ²)
積雪荷重の考慮	考慮する(一般地域)
長期荷重時の係数 $\delta 1$	0.70
短期荷重時の係数 $\delta 2$	0.35

16. 地震力

16.1. 地震力の算定

- Z : 地域係数
- T : 一次固有周期 (sec)
- Rt : 振動特性係数
- Wi : その階の建物重量 (kN)
- ΣWi : その階より上部の建物重量の和 (kN)
- αi : $\Sigma Wi/W$ (W:地上部分の建物重量の和)
- Ai : 分布係数
- Ci : 層せん断力係数
- K : 震度(地下階・塔屋階のみ)
- Qi : 地震時層せん断力(Qi=Ci・ ΣWi)許容せん断耐力 (kN)
(Ciの直接指定がある場合はQi=CiIN・ ΣWi)
- CiIN : 層せん断力係数の直接指定
- QiIN : 層せん断力の直接指定 (kN)
- Pi : 剛床の外力直接指定 (kN)
- Qid : 剛床の設計用層せん断力 (kN)
- Wi/A : 単位面積当り建物重量 (kN/m2)
- Co : 標準層せん断力係数 (Wi/Aの算定時のWiには積雪の重量を含まない)

Z = 1.00 第2種地盤 (Tc = 0.600 sec) 一次固有周期計算用建物高さ 9.696(m)

【X方向】 T = 0.291(sec) Rt = 1.000 Co = 0.200

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Ci	K	Qi (kN)	CiIN	QiIN (kN)	Pi (kN)	Qid (kN)	Wi/A
3F	96.23	96.23	0.257	1.533	0.307	0.000	29.50	(0.000)	0.00	0.00	29.50	2.2
2F	134.05	230.28	0.615	1.205	0.241	0.000	55.50	(0.000)	0.00	0.00	55.50	2.0
1F	144.20	374.48	1.000	1.000	0.200	0.000	74.90	(0.000)	0.00	0.00	74.90	1.9
基礎	92.96	467.45										

【Y方向】 T = 0.291(sec) Rt = 1.000 Co = 0.200

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Ci	K	Qi (kN)	CiIN	QiIN (kN)	Pi (kN)	Qid (kN)	Wi/A
3F	96.23	96.23	0.257	1.533	0.307	0.000	29.50	(0.000)	0.00	0.00	29.50	2.2
2F	134.05	230.28	0.615	1.205	0.241	0.000	55.50	(0.000)	0.00	0.00	55.50	2.0
1F	144.20	374.48	1.000	1.000	0.200	0.000	74.90	(0.000)	0.00	0.00	74.90	1.9
基礎	92.96	467.45										

17. 風圧力

17.1. 風圧力の算定

H : 建築物の高さと軒の高さの平均地 (m)
 Vo : 基準速度 (m/s)
 Zb, ZG, α : 地表面粗度区分によって決まる係数
 Gf : 構造用ガスト影響係数
 H' : 厩またはZbのうち大きい方の数値 (m)
 Er : 平均風速の鉛直分布を表す係数
 E : $(Er \times Er) \times Gf$
 q : 速度圧 $(=0.6 \times E \times Vo \times Vo)$ (N/m²)

H (m)	Vo (m/s)	地表面 粗度区分	Zb	ZG	α	Gf	H' (m)	Er	E	q (N/m ²)
9.70	34.00	III	5.0	450.0	0.20	2.50	9.70	0.789	1.557	1079.7

Ww(XL) : X方向左加力時のその階の風圧力 (kN)
 Ww(YL) : Y方向左加力時のその階の風圧力 (kN)
 Pi(XL) : X方向左加力時のその階の風圧力の直接指定 (kN)
 Pi(YL) : Y方向左加力時のその階の風圧力の直接指定 (kN)
 Ww(XR) : X方向右加力時のその階の風圧力 (kN)
 Ww(YR) : Y方向右加力時のその階の風圧力 (kN)
 Pi(XR) : X方向右加力時のその階の風圧力の直接指定 (kN)
 Pi(YR) : Y方向右加力時のその階の風圧力の直接指定 (kN)

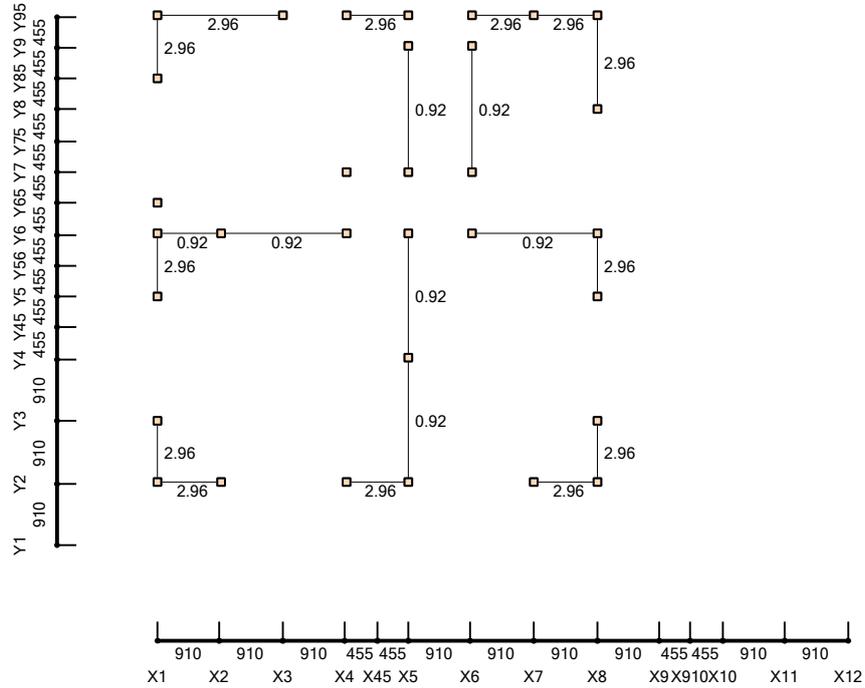
階	Ww(XL) (kN)	Ww(XR) (kN)	Ww(YL) (kN)	Ww(YR) (kN)	Pi(XL) (kN)	Pi(XR) (kN)	Pi(YL) (kN)	Pi(YR) (kN)
3F	17.84	17.84	19.14	19.14	0.00	0.00	0.00	0.00
2F	23.38	23.38	24.90	24.90	0.00	0.00	0.00	0.00
1F	21.22	21.22	21.18	21.18	0.00	0.00	0.00	0.00

18. 水平力に対する鉛直構面の検討結果

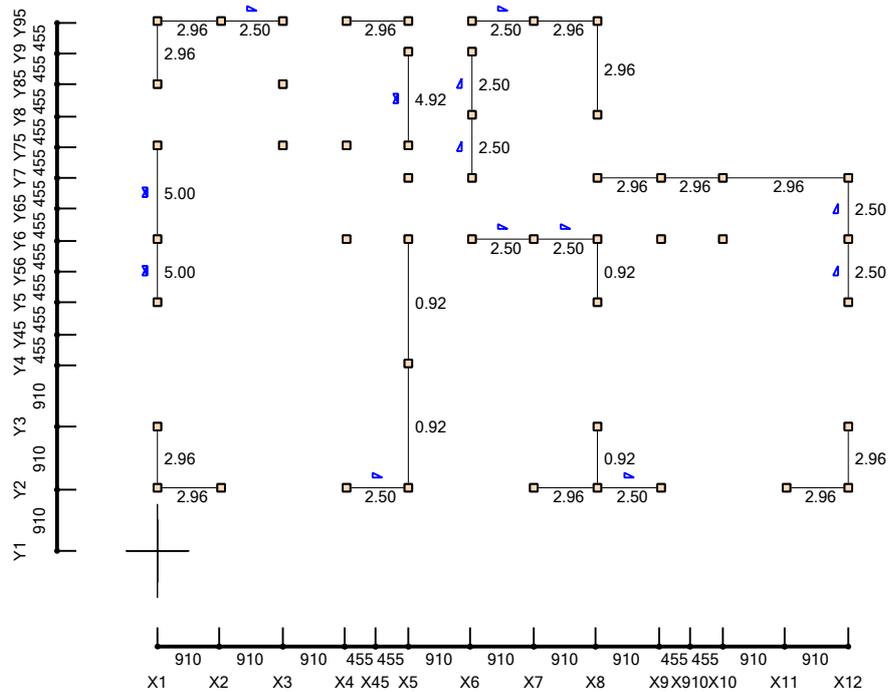
18.1. 存在壁量の配置図

数値は壁倍率を表示している

左加力 <3F>



左加力 <2F>



18.2. 鉛直構面の剛性と許容せん断耐力

L	: 壁長さ	(m)	Pa	: 短期許容せん断耐力	(kN)
壁倍率	: 換算壁倍率			(Pa=壁倍率×壁長さ(m)×1.96(kN/m))	
Ld	: 壁量	(m)	K	: せん断剛性	(kN/m)
	(Ld=壁倍率×L)			(K =Pa(kN)×(150または120)÷横架材天端間高さ(m))	
Ck	: 梁がたわむ影響を考慮した耐力壁の面内せん断剛性の剛性低減係数				
CR1	: 1次梁による変位割増係数		CRA	: 1次梁の支点Aが載る2次梁による変形増大係数	
			CRB	: 1次梁の支点Bが載る2次梁による変形増大係数	

X方向 左加力(→)

階	通り	軸	符号	L (m)	壁倍率	Ld (m)	Pa (kN)	K (kN/m)	K×Ck (kN/m)	Ck = 1/(1+CR1 +CRA+CRB)
3F	Y2	X1	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
3F	Y2	X4	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
3F	Y2	X7	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
3F	Y6	X1	W2W2	0.910	0.92	0.837	1.64	87.91	78.49	0.893=1/(1+0.120)
3F	Y6	X2	W2W2	1.820	0.92	1.674	3.28	175.81	169.05	0.962=1/(1+0.040)
3F	Y6	X6	W2W2	1.820	0.92	1.674	3.28	175.81	-	-
3F	Y95	X1	W1W2	1.820	2.96	5.387	10.56	565.66	-	-
3F	Y95	X4	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
3F	Y95	X6	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
3F	Y95	X7	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
2F	Y2	X1	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
2F	Y2	X4	W1W2W3Z	0.910	2.50	2.275	4.46	238.88	231.14	0.968=1/(1+0.033)
2F	Y2	X7	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	224.93	0.795=1/(1+0.257)
2F	Y2	X8	W1W2W3N	0.910	2.50	2.275	4.46	238.88	-	-
2F	Y2	X11	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
2F	Y6	X6	W2W2W3N	0.910	2.50	2.275	4.46	238.88	-	-
2F	Y6	X7	W2W2W3Z	0.910	2.50	2.275	4.46	238.88	-	-
2F	Y7	X8	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	282.83	1.000=1/(1+0.000)
2F	Y7	X9	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
2F	Y7	X10	W1W2	1.820	2.96	5.387	10.56	565.66	565.66	1.000=1/(1+0.000)
2F	Y95	X1	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	144.10	0.509=1/(1+0.963)
2F	Y95	X2	W1W2W3N	0.910	2.50	2.275	4.46	238.88	164.39	0.688=1/(1+0.453)
2F	Y95	X4	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
2F	Y95	X6	W1W2W3Z	0.910	2.50	2.275	4.46	238.88	238.60	0.999=1/(1+0.001)
2F	Y95	X7	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	172.14	0.609=1/(1+0.643)
1F	Y2	X1	W1W2	0.910	2.96	2.694	5.28	282.83	-	-
1F	Y2	X2	W1W2W3Z	0.910	2.50	2.275	4.46	238.88	-	-
1F	Y2	X5	W1W2W4	0.910	5.00	4.550	8.92	477.75	-	-
1F	Y2	X8	W1W2W4	0.910	5.00	4.550	8.92	477.75	-	-

18.3. 鉛直構面が負担する水平力と検討結果

Paj : j通りの鉛直構面の許容せん断耐力 (kN)
 Kj : j通りの鉛直構面の剛性 (kN/m) QE : 当該階・方向の負担地震力 (kN)
 ΣKj : 当該階・方向の鉛直構面の剛性の和 (kN/m) QW : 当該階・方向の負担風圧力 (kN)
 Ce : 偏心によるねじれを考慮した割増係数
 QEj : 当該階・j通りの負担地震力 (kN)
 QWj : 当該階・j通りの負担風圧力 (kN)

3F階 X方向左加力(→)

階	通り	Paj (kN)	Kj (kN/m)	ΣKj (kN/m)	Ce	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QEj (kN)	判定	QW (kN)	QWj (kN)	判定
3F	Y2	15.84	848.48	2685.97	1.18	29.504	11.132	OK	17.839	5.709	OK
3F	Y6	7.90	423.35	2685.97	1.02	29.504	4.828	OK	17.839	2.854	OK
3F	Y95	26.40	1414.14	2685.97	1.00	29.504	15.637	OK	17.839	9.455	OK
3F	合計	50.14	2685.97	-		29.504	31.597	-	17.839	18.018	-

3F階 X方向右加力(←)

階	通り	Paj (kN)	Kj (kN/m)	ΣKj (kN/m)	Ce	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QEj (kN)	判定	QW (kN)	QWj (kN)	判定
3F	Y2	15.84	848.48	2685.97	1.18	29.504	11.132	OK	17.839	5.709	OK
3F	Y6	7.90	423.35	2685.97	1.02	29.504	4.828	OK	17.839	2.854	OK
3F	Y95	26.40	1414.14	2685.97	1.00	29.504	15.637	OK	17.839	9.455	OK
3F	合計	50.14	2685.97	-		29.504	31.597	-	17.839	18.018	-

3F階 Y方向左加力(↑)

階	通り	Paj (kN)	Kj (kN/m)	ΣKj (kN/m)	Ce	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QEj (kN)	判定	QW (kN)	QWj (kN)	判定
3F	X1	15.84	848.48	2541.63	1.00	29.504	9.736	OK	19.137	6.315	OK
3F	X5	9.85	527.44	2541.63	1.00	29.504	6.196	OK	19.137	4.019	OK
3F	X6	3.28	175.81	2541.63	1.00	29.504	2.065	OK	19.137	1.340	OK
3F	X8	18.48	989.90	2541.63	1.00	29.504	11.507	OK	19.137	7.463	OK
3F	合計	47.44	2541.63	-		29.504	29.504	-	19.137	19.137	-

3F階 Y方向右加力(↓)

階	通り	Paj (kN)	Kj (kN/m)	ΣKj (kN/m)	Ce	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QEj (kN)	判定	QW (kN)	QWj (kN)	判定
3F	X1	15.84	848.48	2541.63	1.00	29.504	9.736	OK	19.137	6.315	OK
3F	X5	9.85	527.44	2541.63	1.00	29.504	6.196	OK	19.137	4.019	OK
3F	X6	3.28	175.81	2541.63	1.00	29.504	2.065	OK	19.137	1.340	OK
3F	X8	18.48	989.90	2541.63	1.00	29.504	11.507	OK	19.137	7.463	OK
3F	合計	47.44	2541.63	-		29.504	29.504	-	19.137	19.137	-

2F階 X方向左加力(→)

階	通り	Paj (kN)	Kj (kN/m)	ΣKj (kN/m)	Ce	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QEj (kN)	判定	QW (kN)	QWj (kN)	判定
2F	Y2	23.53	1260.60	3871.71	1.00	55.504	18.316	OK	23.377	7.714	OK
2F	Y6	8.92	477.75	3871.71	1.00	55.504	6.660	OK	23.377	2.805	OK
2F	Y7	21.12	1131.31	3871.71	1.00	55.504	16.096	OK	23.377	6.779	OK
2F	Y95	18.70	1002.05	3871.71	1.00	55.504	14.431	OK	23.377	6.078	OK
2F	合計	72.27	3871.71	-		55.504	55.504	-	23.377	23.377	-

2F階 X方向右加力(←)

階	通り	Paj (kN)	Kj (kN/m)	ΣKj (kN/m)	Ce	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QEj (kN)	判定	QW (kN)	QWj (kN)	判定
2F	Y2	20.02	1072.59	3331.41	1.00	55.504	17.761	OK	23.377	7.481	OK
2F	Y6	5.35	286.65	3331.41	1.00	55.504	4.995	OK	23.377	2.104	OK
2F	Y7	21.12	1131.31	3331.41	1.00	55.504	18.871	OK	23.377	7.948	OK
2F	Y95	15.70	840.86	3331.41	1.00	55.504	13.876	OK	23.377	5.844	OK
2F	合計	62.19	3331.41	-		55.504	55.504	-	23.377	23.377	-

2F階 Y方向左加力(↑)

階	通り	Paj (kN)	Kj (kN/m)	ΣKj (kN/m)	Ce	地震力			風圧力		
						QE (kN)	QEj (kN)	判定	QW (kN)	QWj (kN)	判定
2F	X1	22.86	1224.40	3702.64	1.00	55.504	18.316	OK	24.904	8.218	OK

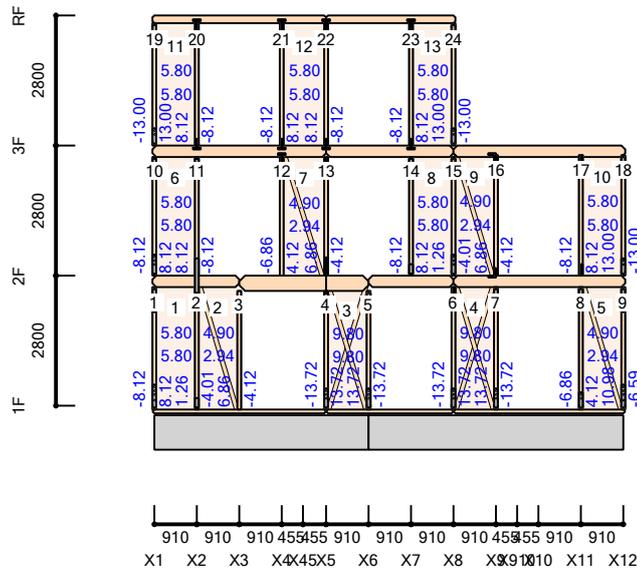
19. 水平力による柱軸力図

19.1. 鉛直構面の許容せん断耐力による柱軸力図

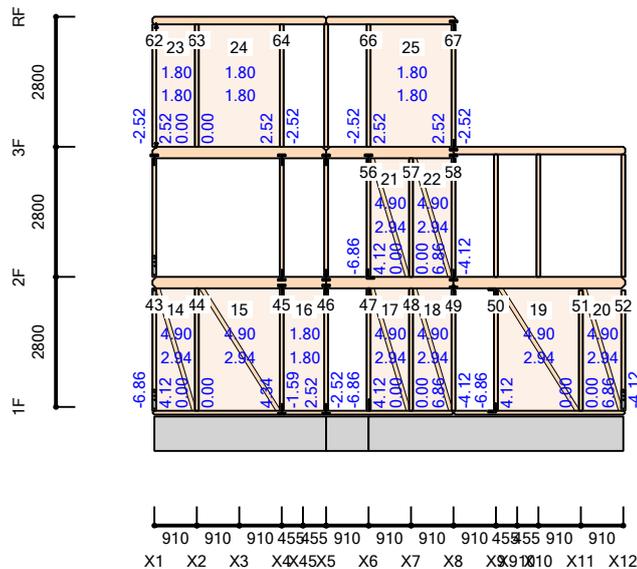
耐力壁の上側の値は、X方向左加力、あるいは、Y方向左加力時の耐力壁の単位長さあたりのせん断耐力Qa (kN/m)
 耐力壁の下側の値は、X方向右加力、あるいは、Y方向右加力時の耐力壁の単位長さあたりのせん断耐力Qa (kN/m)
 柱の左側の値は、X方向左加力、あるいは、Y方向左加力時の柱軸力 (負値：引張力, 正值：圧縮力) (kN)
 柱の右側の値は、X方向右加力、あるいは、Y方向右加力時の柱軸力 (負値：引張力, 正值：圧縮力) (kN)
 柱の中央の値は、柱の番号

柱軸力 = $\Delta Qa \times H \times B$ として計算した値 (kN)
 ΔQa : 柱の左右の耐力壁の単位長さあたりのせん断耐力Qaの差 (kN/m)
 H : 階高 (m)
 B : 周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数 (=0.8:出隅の柱の柱脚, =0.5:その他)

Y2



Y6



20.2. 柱頭柱脚接合部金物の引抜力の検討結果

T : 柱がうける最大引抜力 (kN)
 各加力方向における引張力の最大値
 Ta : 柱頭柱脚接合部の引張耐力 (kN)
 検定比 : T/Taの値

※1 圧縮となる (T<0.0) 場合は判定しません。
 ※2 柱端部のほぞで横架材にせん断力を伝達する接合部の検討結果です。
 ※3 引き寄せ金物によって、上下階の柱で引抜力が大きい方の値を採用した場合は注釈に' *1 'を出力します。

階	通り 符号	軸	部位	T (kN)	注釈	T (kN) [上下柱考慮]	接合金物		検定比	判定
							金物仕様	Ta (kN)		
3F	Y2 C1	X1	頭	6.45			へ	10.00	0.64	OK
			脚	11.32	*1	16.92	へ	10.00	1.69	NG
3F	Y2 C1	X2	頭	4.51			はT	5.07	0.89	OK
			脚	4.51			はT	5.07	0.89	OK
3F	Y2 C1	X4	頭	4.51			はT	5.07	0.89	OK
			脚	4.51			はT	5.07	0.89	OK
3F	Y2 C1	X5	頭	4.95			はT	5.07	0.98	OK
			脚	4.95			はT	5.07	0.98	OK
3F	Y2 C1	X7	頭	4.51			はT	5.07	0.89	OK
			脚	4.51			はT	5.07	0.89	OK
3F	Y2 C1	X8	頭	6.45			へ	10.00	0.64	OK
			脚	11.32	*1	12.57	へ	10.00	1.26	NG
3F	Y3 C1	X1	頭	5.25			は山	5.88	0.89	OK
			脚	5.25			は山	5.88	0.89	OK
3F	Y3 C1	X8	頭	6.06			に	7.50	0.81	OK
			脚	6.06			に	7.50	0.81	OK
3F	Y5 C1	X1	頭	5.01			は山	5.88	0.85	OK
			脚	5.01			は山	5.88	0.85	OK
3F	Y5 C1	X8	頭	5.81			は山	5.88	0.99	OK
			脚	5.81			は山	5.88	0.99	OK
3F	Y6 C1	X1	頭	6.72			は山	5.88	1.14	NG
			脚	6.72			は山	5.88	1.14	NG
3F	Y6 C1	X5	頭	0.07			ろ	3.81	0.02	OK
			脚	0.07			ろ	3.81	0.02	OK
3F	Y6 C1	X8	頭	5.08			はT	5.07	1.00	NG
			脚	5.08			はT	5.07	1.00	NG
3F	Y8 C1	X8	頭	5.39			はT	5.07	1.06	NG
			脚	5.39			はT	5.07	1.06	NG
3F	Y85 C1	X1	頭	6.05			に	7.50	0.81	OK
			脚	6.05			に	7.50	0.81	OK
3F	Y9 C1	X6	頭	0.07			ろ	3.81	0.02	OK
			脚	0.07			ろ	3.81	0.02	OK
3F	Y95 C1	X1	頭	4.99			ほ	8.50	0.59	OK
			脚	9.86			ほ	8.50	1.16	NG
3F	Y95 C1	X3	頭	2.60			ろL	3.38	0.77	OK
			脚	2.60			ろL	3.38	0.77	OK
3F	Y95 C1	X4	頭	6.52			は山	5.88	1.11	NG
			脚	6.52			は山	5.88	1.11	NG
3F	Y95 C1	X5	頭	6.99			に	7.50	0.93	OK
			脚	6.99			に	7.50	0.93	OK
3F	Y95 C1	X6	頭	6.99			に	7.50	0.93	OK
			脚	6.99			に	7.50	0.93	OK
3F	Y95 C1	X8	頭	5.62			へ	10.00	0.56	OK
			脚	10.49	*1	15.38	へ	10.00	1.54	NG
2F	Y2 C1	X1	頭	16.92			と	15.00	1.13	NG
			脚	16.92	*1	22.89	と	15.00	1.53	NG
2F	Y2 C1	X2	頭	8.65			ほ	8.50	1.02	NG
			脚	8.65			ほ	8.50	1.02	NG
2F	Y2 C1	X4	頭	7.39			はT	5.07	1.46	NG
			脚	7.39			ろ	3.81	1.94	NG
2F	Y2 C1	X5	頭	5.02			に	7.50	0.67	OK
			脚	5.02			に	7.50	0.67	OK
2F	Y2 C1	X7	頭	8.65			ほ	8.50	1.02	NG
			脚	8.65			ほ	8.50	1.02	NG
2F	Y2 C1	X8	頭	12.57			と	15.00	0.84	OK
			脚	12.57			と	15.00	0.84	OK
2F	Y2 C1	X9	頭	2.19			ろL	3.38	0.65	OK
			脚	2.19			ろL	3.38	0.65	OK

21. 木造土台のアンカーボルトの検討

21.1. 曲げと引張力の検討

- B×D : 土台の断面形状 (mm)
- Ld : 柱からアンカーボルトまでの距離 (mm)
- M : 土台の曲げモーメント(=Ta×Ld) (kNm)
- σ_b : 土台の曲げ応力度(=M/Zd×1000) (N/mm²)
- 座金 : 座金の断面形状 (mm)
- sfcv : 土台の短期許容めり込み応力度 (N/mm²)
- Ncv : アンカーボルトを土台に定着する座金の短期許容めり込み耐力(=A座×sfcv) (kN)
- d₁ : アンカーボルトの胴部径、および、コンクリート基礎への定着長さ (mm)
- Ae : アンカーボルトの有効断面積 (M12の場合はAe=84.3(mm²)、 M16の場合はAe=157(mm²)) (mm²)
- Ac : コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)
- Fc : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- sfa : コンクリートの付着に対する短期許容応力度 (N/mm²)
- sft : ボルト鋼材の短期許容引張応力度 (N/mm²)
- TA : アンカーボルトの短期許容引張耐力(=min(TA付, TAボ, TAコ)) (kN)
- TA付 : コンクリートとの付着耐力(= $\pi \cdot d \cdot l \cdot sfa$) (kN)
- TAボ : ボルト鋼材の引張耐力(=Ae・sft) (kN)
- TAコ : 短期許容コーン破壊耐力(= $0.6 \times Ac \times \sqrt{9.8Fc/100}$) (kN)
- Zd : アンカーボルト部分の土台の断面係数 (mm³)
- Ta : 耐力壁の許容耐力時の引抜力 (kN)
- sfb : 土台の短期許容曲げ応力度 (N/mm²)
- A座 : 座金のめり込み面積 (mm²)

階 通り 軸 符号	B×D (mm)	Zd (mm ³)	Ld (mm)	Ta (kN)	M (kNm)	σ_b (N/mm ²)	sfb (N/mm ²)	検定比 σ_b/sfb	判定	土台材料	
		105× 105	159863	200	5.39	1078	6.74	17.80	0.38	検討 不要	ひのき(無等級)
1F X12 Y85 AM16 左側	座金 (mm)	A座 (mm ²)	sfcv (N/mm ²)	Ncv (kN)	検定比 Ta/Ncv	判定				アンカーボルト材料	
	80× 80	6400	5.20	33.28	0.16	OK				M16 (J2)	
	d ₁ (mm)	Ae (mm ²)	Ac (mm ²)	Fc (N/mm ²)	sfa (N/mm ²)	TA付 (kN)	TAボ (kN)	TAコ (kN)	TA (kN)	検定比 Ta/TA	判定
	16 300	157.0	63268	21.0	1.40	21.11	36.90	54.46	21.11	0.26	OK

階 通り 軸 符号	B×D (mm)	Zd (mm ³)	Ld (mm)	Ta (kN)	M (kNm)	σ_b (N/mm ²)	sfb (N/mm ²)	検定比 σ_b/sfb	判定	土台材料	
		105× 105	159863	200	8.48	1696	10.61	17.80	0.60	検討 不要	ひのき(無等級)
1F X12 Y6 AM16 左側	座金 (mm)	A座 (mm ²)	sfcv (N/mm ²)	Ncv (kN)	検定比 Ta/Ncv	判定				アンカーボルト材料	
	80× 80	6400	5.20	33.28	0.25	OK				M16 (J2)	
	d ₁ (mm)	Ae (mm ²)	Ac (mm ²)	Fc (N/mm ²)	sfa (N/mm ²)	TA付 (kN)	TAボ (kN)	TAコ (kN)	TA (kN)	検定比 Ta/TA	判定
	16 300	157.0	63268	21.0	1.40	21.11	36.90	54.46	21.11	0.40	OK

階 通り 軸 符号	B×D (mm)	Zd (mm ³)	Ld (mm)	Ta (kN)	M (kNm)	σ_b (N/mm ²)	sfb (N/mm ²)	検定比 σ_b/sfb	判定	土台材料	
		105× 105	159863	200	21.81	4361	27.28	17.80	1.53	検討 不要	ひのき(無等級)
1F X12 Y2 AM16 右側	座金 (mm)	A座 (mm ²)	sfcv (N/mm ²)	Ncv (kN)	検定比 Ta/Ncv	判定				アンカーボルト材料	
	80× 80	6400	5.20	33.28	0.66	OK				M16 (J2)	
	d ₁ (mm)	Ae (mm ²)	Ac (mm ²)	Fc (N/mm ²)	sfa (N/mm ²)	TA付 (kN)	TAボ (kN)	TAコ (kN)	TA (kN)	検定比 Ta/TA	判定
	16 300	157.0	63268	21.0	1.40	21.11	36.90	54.46	21.11	1.03	NG

21. 2. せん断の検討

M12Pa : アンカーボルトのせん断耐力 (M12) (kN) nj : アンカーボルト本数 (M12) (本)
 M16Pa : アンカーボルトのせん断耐力 (M16) (kN) mj : アンカーボルト本数 (M16) (本)
 Pa : アンカーボルトのせん断耐力 (kN)
 ※耐力を直接指定した場合、土台材料がJ1~J3に当てはまらない場合
 ΣPa : アンカーボルト短期許容せん断耐力の合計 (kN)
 Qaj : j通りの鉛直構面の短期許容せん断耐力 (kN)
 検定比 : $Qaj / \Sigma Pa$

《X方向 左加力(→)》

通り	M12Pa (kN)	nj	M16Pa (kN)	mj	Pa (kN)	ΣPa (kN)	Qaj (kN)	検定比	判定
Y2	8.62	3	15.33	2	-	56.52	32.03	0.57	OK
Y6	8.62	3	15.33	1	-	41.19	37.31	0.91	OK
Y7	8.62	4	-	-	-	34.48	1.64	0.05	OK
Y95	8.62	1	15.33	3	-	54.61	26.75	0.49	OK

《X方向 右加力(←)》

通り	M12Pa (kN)	nj	M16Pa (kN)	mj	Pa (kN)	ΣPa (kN)	Qaj (kN)	検定比	判定
Y2	8.62	3	15.33	2	-	56.52	28.47	0.50	OK
Y6	8.62	3	15.33	1	-	41.19	23.04	0.56	OK
Y7	8.62	4	-	-	-	34.48	1.64	0.05	OK
Y95	8.62	1	15.33	3	-	54.61	16.05	0.29	OK

《Y方向 左加力(↑)》

通り	M12Pa (kN)	nj	M16Pa (kN)	mj	Pa (kN)	ΣPa (kN)	Qaj (kN)	検定比	判定
X1	8.62	1	15.33	2	-	39.28	26.75	0.68	OK
X5	8.62	2	-	-	-	17.24	17.55	1.02	NG
X6	8.62	3	15.33	1	-	41.19	26.47	0.64	OK
X8	-	-	15.33	2	-	30.66	21.94	0.72	OK
X10	8.62	1	15.33	1	-	23.95	18.44	0.77	OK
X12	-	-	15.33	3	-	45.99	22.12	0.48	OK

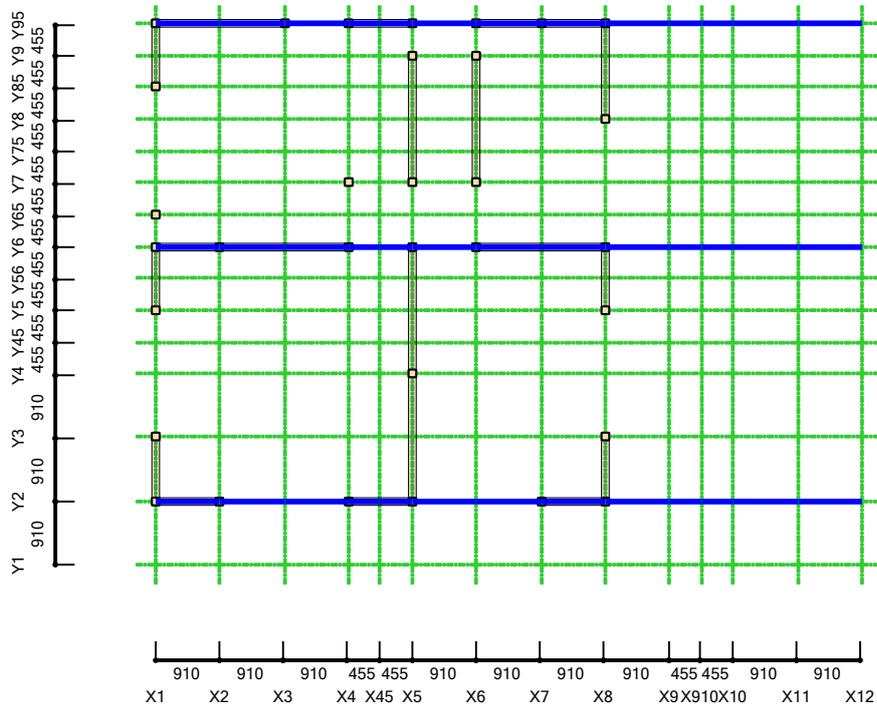
《Y方向 右加力(↓)》

通り	M12Pa (kN)	nj	M16Pa (kN)	mj	Pa (kN)	ΣPa (kN)	Qaj (kN)	検定比	判定
X1	8.62	1	15.33	2	-	39.28	23.19	0.59	OK
X5	8.62	2	-	-	-	17.24	17.55	1.02	NG
X6	8.62	3	15.33	1	-	41.19	22.90	0.56	OK
X8	-	-	15.33	2	-	30.66	21.94	0.72	OK
X10	8.62	1	15.33	1	-	23.95	18.44	0.77	OK
X12	-	-	15.33	3	-	45.99	22.12	0.48	OK

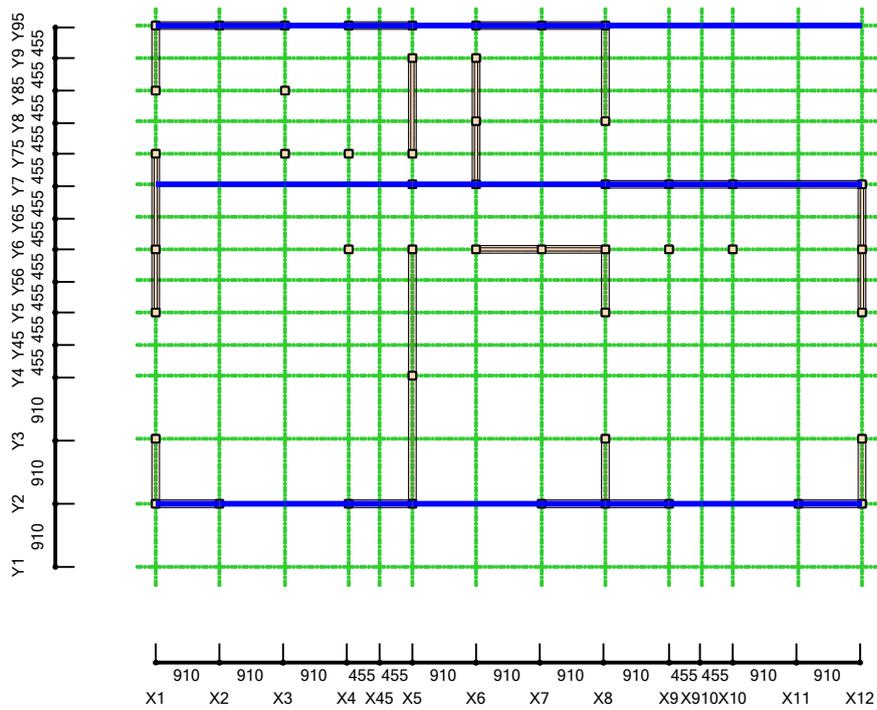
22. 水平力に対する水平構面の検討結果

22. 1. 有効耐力壁線の配置図

X方向 有効耐力壁線 <3F>



X方向 有効耐力壁線 <2F>



23. 水平力に対する横架材接合部の検討結果

23.1. 横架材接合部の引張の検討結果

h : 水平構面の奥行き (m)
 Mf : 水平構面のモーメント (kNm)
 T : 引抜力 (=Mf/h) (kN) Q : 鉛直荷重による横架材接合部の負担せん断力 (kN)
 Ta : 短期許容引張耐力 (kN) Qa : 横架材接合部の短期許容せん断耐力 (kN)
 梁幅 : 横架材の断面幅 (mm) 径 : 接合具の径 (mm)
 n : 接合形式によって決まる階乗の指数で、ドリフトピン等の曲げ降伏方接合具を用いる場合において、
 木材の厚さが接合具の径の8倍以上である接合部については、n=2とし、その他はn=1とする。
 検定比 : 横架材端部の仕口が相手の材に乗ることとせん断力の伝達が行われる接合部の場合は、 T/Ta の値
 横架材端部のせん断力と引張力の伝達が独立でない接合仕様の場合は、 $\{(Q/Qa)^n + (T/Ta)^n\}$ の値

《地震力 (X方向左加力) (→)》

階	通り	軸	符号	位置	h (m)	Mf (kNm)	T (kN)	Q (kN)	径 (mm)	梁幅 (mm)	検定比	端部接合
							Ta (kN)	Qa (kN)	n	判定		
RF	X1	Y2: Y6	G6	左端	6.370	-8.984	-1.41	-	-	-	0.19	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-21.617	-3.39	-	-	-	0.45	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X1	Y6: Y95	G5	左端	6.370	-21.617	-3.39	-	-	-	0.45	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-45.550	-7.15	-	-	-	0.95	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X2	Y2: Y4	G3	左端	6.370	-8.984	-1.41	-	-	-	0.19	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-6.690	-1.05	-	-	-	0.14	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X2	Y7: Y95	G3	左端	6.370	-24.688	-3.88	-	-	-	0.52	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-45.550	-7.15	-	-	-	0.95	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X3	Y7: Y95	G3	左端	6.370	-24.688	-3.88	-	-	-	0.52	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-45.550	-7.15	-	-	-	0.95	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X4	Y2: Y4	G3	左端	6.370	-8.984	-1.41	-	-	-	0.19	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-6.690	-1.05	-	-	-	0.14	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X45	Y4: Y6	G3	左端	6.370	-6.690	-1.05	-	-	-	0.14	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-21.617	-3.39	-	-	-	0.45	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X5	Y2: Y7	G5	左端	6.370	-8.984	-1.41	-	-	-	0.19	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-24.688	-3.88	-	-	-	0.52	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X5	Y7: Y95	G5	左端	6.370	-24.688	-3.88	-	-	-	0.52	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-45.550	-7.15	-	-	-	0.95	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X6	Y6: Y95	G5	左端	6.370	-21.617	-3.39	-	-	-	0.45	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-45.550	-7.15	-	-	-	0.95	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X7	Y2: Y4	G3	左端	6.370	-8.984	-1.41	-	-	-	0.19	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-6.690	-1.05	-	-	-	0.14	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X8	Y2: Y6	G5	左端	6.370	-8.984	-1.41	-	-	-	0.19	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-21.617	-3.39	-	-	-	0.45	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
RF	X8	Y6: Y95	G5	左端	6.370	-21.617	-3.39	-	-	-	0.45	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	
				右端	6.370	-45.550	-7.15	-	-	-	0.95	仕口5
							7.50	-	-	-	OK	

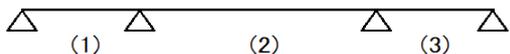
25. 梁荷重表

25.1. 梁荷重表(地震力計算用)

階 通り 軸	符号	項目	面積 × 単位荷重 = 軸力 (m ²) (kN/m ²) (kN)	荷重伝達先	負担荷重 (kN)	
RF Y2 X1:X5	G5	(固定)壁 Y2 X1	1.274 × 0.890 = 1.134	左柱 C1 Y2 X1		
		(固定)壁 Y2 X4	1.274 × 0.890 = 1.134	下柱 C1 Y2 X2		
		(固定)屋根	0.286 × 0.436 = 0.125	下柱 C1 Y2 X4		
		(固定)屋根	0.572 × 0.436 = 0.249	右柱 C1 Y2 X5		
		(固定)屋根	0.286 × 0.436 = 0.125	-		
		(固定)屋根	0.384 × 0.436 = 0.168	-		
		(固定)屋根	0.769 × 0.436 = 0.335	-		
		(固定)屋根	0.384 × 0.436 = 0.168	-		
		(固定)床	0.207 × 0.590 = 0.122	-		
		(固定)床	0.828 × 0.590 = 0.489	-		
		(固定)床	0.207 × 0.590 = 0.122	-		
		(積載)床	0.207 × 0.600 = 0.124	-		
		(積載)床	0.828 × 0.600 = 0.497	-		
		(積載)床	0.207 × 0.600 = 0.124	-		
		計		4.915	-	
RF Y2 X5:X8	G5	(固定)壁 Y2 X7	1.274 × 0.890 = 1.134	左柱 C1 Y2 X5		
		(固定)屋根	0.572 × 0.436 = 0.249	下柱 C1 Y2 X7		
		(固定)屋根	0.286 × 0.436 = 0.125	右柱 C1 Y2 X8		
		(固定)屋根	0.769 × 0.436 = 0.335	-		
		(固定)屋根	0.384 × 0.436 = 0.168	-		
		(固定)床	0.828 × 0.590 = 0.489	-		
		(固定)床	0.207 × 0.590 = 0.122	-		
		(積載)床	0.828 × 0.600 = 0.497	-		
		(積載)床	0.207 × 0.600 = 0.124	-		
計		3.243	-			
RF Y4 X1:X5	G6	(固定)床	2.070 × 0.590 = 1.221	下梁 G6 X1 Y4		
		(固定)床	0.207 × 0.590 = 0.122	右柱 C1 Y4 X5		
		(固定)床	0.828 × 0.590 = 0.489	-		
		(固定)床	0.207 × 0.590 = 0.122	-		
		(固定)床	0.052 × 0.590 = 0.031	-		
		(固定)束 Y4 X2		0.542	-	
		(固定)束 Y4 X3		0.901	-	
		(固定)梁 X2 Y4		0.428	-	
		(固定)梁 X2 Y4 束 X2 Y3		0.271	-	
		(固定)梁 X4 Y4		0.428	-	
		(固定)梁 X4 Y4 束 X4 Y3		0.271	-	
		(固定)梁 X45 Y4		0.351	-	
		(固定)梁 X45 Y4 束 X45 Y56		0.085	-	
		(積載)床	2.070 × 0.600 = 1.242	-		
		(積載)床	0.207 × 0.600 = 0.124	-		
		(積載)床	0.828 × 0.600 = 0.497	-		
		(積載)床	0.207 × 0.600 = 0.124	-		
		(積載)床	0.052 × 0.600 = 0.031	-		
		(積載)梁 X2 Y4		0.435	-	
		(積載)梁 X4 Y4		0.435	-	
(積載)梁 X45 Y4		0.357	-			
計		8.505	-			
RF Y4 X5:X8	G5	(固定)床	1.656 × 0.590 = 0.977	左柱 C1 Y4 X5		
		(固定)床	0.828 × 0.590 = 0.489	下梁 G5 X8 Y4		
		(固定)床	0.207 × 0.590 = 0.122	-		
		(固定)束 Y4 X7		0.542	-	
		(固定)束 Y4 X6		0.660	-	
		(固定)梁 X7 Y4		0.428	-	
		(固定)梁 X7 Y4 束 X7 Y3		0.271	-	
		(積載)床	1.656 × 0.600 = 0.994	-		
		(積載)床	0.828 × 0.600 = 0.497	-		
		(積載)床	0.207 × 0.600 = 0.124	-		
		(積載)梁 X7 Y4		0.435	-	
		計		5.537	-	

27. 鉛直荷重に対する横架材の断面計算結果

B×D : 断面形状 (mm) Ae : 有効断面積 (mm²)
 Ie : 有効断面二次モーメント (mm⁴) Ze : 有効断面係数 (mm³)
 fb : 許容曲げ応力度 (N/mm²) fs : 許容せん断応力度 (N/mm²)
 Ma : 許容曲げ耐力 (kNm) Qa : 許容せん断耐力 (kN)
 δ a : 許容たわみ (mm)
 Mm : 最大曲げモーメント (kNm) QL, QR: 設計せん断力 (kN)
 δ m : 最大たわみ (mm)
 検定比 : Mm/Ma、α×QL/Qa、α×QR/Qa、κ×δ m/δ aの値
 α : 断面形状による係数(長方形=3/2) 上図 : モーメント図
 κ : たわみの変形増大係数(長期=2、積雪時=1) 中図 : せん断力図
 下図 : たわみ図



※符号下の(1)(2)は横架材の区間を意味します

階 通り 軸 符号	B×D (mm)	Ae (mm ²)	Ie (mm ⁴)	Ze (mm ³)	fb (N/mm ²)	fs (N/mm ²)	Ma (kNm)	Qa (kN)	δ a (mm)	材料
	105× 150	11025	29531 ×1000	393750	12.10	1.10	4.76	12.13	12.133	梁 E120-F330(対称異等 級) べいまつ
RF Y2 X1:X5 G5 (1)	G+P									
	位置	0	228	455	683	910				
	(G+P架) M	0.00	0.16	0.22	0.16	0.00				
	計	0.00	0.16	0.22	0.16	0.00				
	(G+P架) Q	0.91	0.50	0.00	-0.50	-0.91				
	計	0.91	0.50	0.00	-0.50	-0.91				
	(G+P地) δ	0.000	0.034	0.048	0.034	0.000				
	計	0.000	0.034	0.048	0.034	0.000				
		Mm	QL	QR	δ m					
	設計用応力	0.22	0.91	0.91	0.048					
		Mm/Ma	α×QL/Qa	α×QR/Qa	κ×δ m/δ a					
	検定比	0.05	0.11	0.11	0.01					
判定	OK	OK	OK	OK						

階 通り 軸 符号	B×D (mm)	Ae (mm ²)	Ie (mm ⁴)	Ze (mm ³)	fb (N/mm ²)	fs (N/mm ²)	Ma (kNm)	Qa (kN)	δ a (mm)	材料
	105× 150	11025	29531 ×1000	393750	12.10	1.10	4.76	12.13	12.133	梁 E120-F330(対称異等 級) べいまつ
RF Y2 X1:X5 G5 (2)	G+P									
	位置	910	1365	1820	2275	2730				
	(G+P架) M	0.00	0.43	0.61	0.43	0.00				
	計	0.00	0.43	0.61	0.43	0.00				
	(G+P架) Q	1.07	0.73	0.00	-0.73	-1.07				
	計	1.07	0.73	0.00	-0.73	-1.07				
	(G+P地) δ	0.000	0.289	0.409	0.289	0.000				
	計	0.000	0.289	0.409	0.289	0.000				
		Mm	QL	QR	δ m					
	設計用応力	0.61	1.07	1.07	0.409					
		Mm/Ma	α×QL/Qa	α×QR/Qa	κ×δ m/δ a					
	検定比	0.13	0.13	0.13	0.07					
判定	OK	OK	OK	OK						

28. 耐力壁が載る横架材の短期の断面計算結果

$B \times D$: 断面形状 (mm)
 I_e : 有効断面二次モーメント (mm⁴)
 f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)
 M_d : 設計用曲げモーメント (kNm)
 Z_e : 有効断面係数 (mm³)
 M_a : 許容曲げ耐力 (kNm)
 σ_b : 設計用曲げ応力度 (N/mm²)

階	通り	軸	B×D (mm)	I _e (mm ⁴)	Z _e (mm ³)	f _b (N/mm ²)	M _a (kNm)	材料
3F	Y6 G8	X1	105 × 240	108864 ×1000	604800	22.00	13.31	梁 E120-F330 (対称異等 級) べいまつ
			位置 (mm)	M _d (kNm)	σ _b (N/mm ²)	σ _b /f _b	判定	タイプ
			910	7.37	12.18	0.55	OK	II-00
			1820	7.99	13.22	0.60	OK	

階	通り	軸	B×D (mm)	I _e (mm ⁴)	Z _e (mm ³)	f _b (N/mm ²)	M _a (kNm)	材料
2F	Y2 G11	X3	105 × 330	283004 ×1000	1143450	22.00	25.16	梁 E120-F330 (対称異等 級) べいまつ
			位置 (mm)	M _d (kNm)	σ _b (N/mm ²)	σ _b /f _b	判定	タイプ
			910	8.44	7.38	0.34	OK	III-00
			1365	5.65	4.94	0.22	OK	

階	通り	軸	B×D (mm)	I _e (mm ⁴)	Z _e (mm ³)	f _b (N/mm ²)	M _a (kNm)	材料
2F	Y2 G8	X6	105 × 240	108864 ×1000	604800	22.00	13.31	梁 E120-F330 (対称異等 級) べいまつ
			位置 (mm)	M _d (kNm)	σ _b (N/mm ²)	σ _b /f _b	判定	タイプ
			910	13.33	22.04	1.00	NG	II-00

階	通り	軸	B×D (mm)	I _e (mm ⁴)	Z _e (mm ³)	f _b (N/mm ²)	M _a (kNm)	材料
2F	Y95 G8	X1	105 × 240	108864 ×1000	604800	22.00	13.31	梁 E120-F330 (対称異等 級) べいまつ
			位置 (mm)	M _d (kNm)	σ _b (N/mm ²)	σ _b /f _b	判定	タイプ
			910	12.72	21.03	0.96	OK	II-00
			1820	11.14	18.41	0.84	OK	

階	通り	軸	B×D (mm)	I _e (mm ⁴)	Z _e (mm ³)	f _b (N/mm ²)	M _a (kNm)	材料
2F	Y95 G8	X5	105 × 240	108864 ×1000	604800	22.00	13.31	梁 E120-F330 (対称異等 級) べいまつ
			位置 (mm)	M _d (kNm)	σ _b (N/mm ²)	σ _b /f _b	判定	タイプ
			910	7.42	12.28	0.56	OK	III-00
			1820	11.53	19.06	0.87	OK	

階	通り	軸	B×D (mm)	I _e (mm ⁴)	Z _e (mm ³)	f _b (N/mm ²)	M _a (kNm)	材料
2F	X1 G9	Y1	105 × 270	155004 ×1000	765450	22.00	16.84	梁 E120-F330 (対称異等 級) べいまつ
			位置 (mm)	M _d (kNm)	σ _b (N/mm ²)	σ _b /f _b	判定	タイプ
			3640	24.66	32.22	1.46	NG	-00

階	通り	軸	B×D (mm)	I _e (mm ⁴)	Z _e (mm ³)	f _b (N/mm ²)	M _a (kNm)	材料
2F	X1 G12	Y6	105 × 360	367416 ×1000	1360800	22.00	29.94	梁 E120-F330 (対称異等 級) べいまつ
			位置 (mm)	M _d (kNm)	σ _b (N/mm ²)	σ _b /f _b	判定	タイプ
			455	21.40	15.73	0.71	OK	II-00

29. 柱の座屈と面外風圧力に対する検定

- B×D : 柱の断面形状 (mm) Nd : 圧縮力 (kN)
- Ae : 柱中央部の断面積 (mm²) Md : 面外風圧力による曲げモーメント (kNm)
- Ze : 柱中央部の断面係数 (mm³) fk : 許容座屈応力度 (N/mm²)
- i : 柱の断面二次半径 (mm) fb : 許容曲げ応力度 (N/mm²)
- lk : 柱の座屈長さ (mm) w : 単位長さあたりの風圧力 (kN/m)
- λ : 有効細長比(=lk/i) cf : 風力係数
- Fc : 圧縮基準強度 (N/mm²) q : 速度圧 (kN/m²)
- Fb : 曲げ基準強度 (N/mm²) Lw : 見付幅 (m)

検定比 : 鉛直荷重のみが作用する柱にあつては (Nd/A)/fk の値
 鉛直荷重と面外曲げモーメントが作用する柱にあつては (Nd/A)/fk+(Md/Z)/fb の値

ケース(加力)は応力組み合わせケースを意味する

- G : 固定荷重による応力
- P(架) : 架構用積載荷重による応力
- S : 積雪荷重による応力
- K : 地震力による応力
- W : 風圧力による応力
- δ1 : 長期荷重時の係数
- δ2 : 短期荷重時の係数

階	通り軸	符号	B×D (mm)	Ae (mm ²)	Ze (mm ³)	i (mm)	lk (mm)	λ	Fc (N/mm ²)	Fb (N/mm ²)	材料	
3F	Y2 X1	C1	105×105	11025	135056 135056	30.3	2650	87.4	28.10	34.50	柱 E105-F345 (対称同一等級) べいまつ	
			ケース (加力)			Nd (kN)	Nd/Ae (N/mm ²)	fk (N/mm ²)	w=cf×q×Lw (kN/m)	検定比	判定	
						Md (kNm)	Md/Ze (N/mm ²)	fb (N/mm ²)	Md=w×lk ² ÷8 (kNm)			
			G+P(架)			1.82	0.16	4.39			0.04	OK
			G+P(架)+S			2.41	0.22	6.38			0.03	OK
			G+P(架)+K(XL)			0.00	0.00	7.98			0.00	OK
			G+P(架)+K(XR)			10.95	0.99	7.98			0.12	OK
			G+P(架)+K(YL)			0.00	0.00	7.98			0.00	OK
			G+P(架)+K(YR)			9.81	0.89	7.98			0.11	OK
			G+P(架)+W(XL)			1.82	0.16	7.98	1.000×1.080×0.910		0.30	OK
						0.86	6.39	23.00	0.983×2.650 ² ÷8			
			G+P(架)+W(XR)			1.82	0.16	7.98	1.000×1.080×0.910		0.30	OK
						0.86	6.39	23.00	0.983×2.650 ² ÷8			
			G+P(架)+W(YL)			1.82	0.16	7.98	1.000×1.080×0.455		0.16	OK
			0.43	3.19	23.00	0.491×2.650 ² ÷8						
G+P(架)+W(YR)			1.82	0.16	7.98	1.000×1.080×0.455		0.16	OK			
			0.43	3.19	23.00	0.491×2.650 ² ÷8						

30. 柱の軸力による土台のめり込みの検定

30.1. 柱の短期軸力の計算

- ΔQ_n : 柱の両側における耐力壁の単位長さあたりの短期せん断力の差 (kN/m)
- $Q_n = \text{耐力壁の単位長さあたりのせん断耐力} \times \text{検定比}$ として計算する
- [比] : 当該階・当該方向の地震時検定比、暴風時検定比の値
- B_n : 周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数(=0.8:出隅の柱の柱脚, =0.5:その他)
- H_n : 階高 (m)
- N_w : 鉛直荷重(G+P架)により当該柱に加わる圧縮力 (kN)
- ΣN : 圧縮力 ($\Sigma N = \Sigma (\Delta Q_n \times H_n \times B_n) + N_w$) (kN) 負値:引張力, 正值:圧縮力

階 通り 符号	軸 方向	当該柱					上階柱					ΣN (kN)		
		ΔQ_n (kN/m) [比]	H_n (m)	B_n	N (kN)	N_w (kN)	階	柱 No.	ΔQ_n (kN/m) [比]	H_n (m)	B_n		N (kN)	倍率
3F Y2 C1 X1	地震 XL→	-4.08 [0.70]	2.800	0.8	-9.13	1.82								-7.32
	地震 XR←	4.08 [0.70]	2.800	0.8	9.13	1.82								10.95
	地震 YL↑	-3.57 [0.61]	2.800	0.8	-7.99	1.82								-6.17
	地震 YR↓	3.57 [0.61]	2.800	0.8	7.99	1.82								9.81
3F Y2 C1 X2	地震 XL→	4.08 [0.70]	2.800	0.5	5.71	4.99								10.70
	地震 XR←	-4.08 [0.70]	2.800	0.5	-5.71	4.99								-0.72
3F Y2 C1 X4	地震 XL→	-4.08 [0.70]	2.800	0.5	-5.71	4.99								-0.72
	地震 XR←	4.08 [0.70]	2.800	0.5	5.71	4.99								10.70
3F Y2 C1 X5	地震 XL→	4.08 [0.70]	2.800	0.5	5.71	4.05								9.75
	地震 XR←	-4.08 [0.70]	2.800	0.5	-5.71	4.05								-1.66
	地震 YL↑	-1.13 [0.63]	2.800	0.5	-1.59	4.05								2.46
	地震 YR↓	1.13 [0.63]	2.800	0.5	1.59	4.05								5.63
3F Y2 C1 X7	地震 XL→	-4.08 [0.70]	2.800	0.5	-5.71	4.99								-0.72
	地震 XR←	4.08 [0.70]	2.800	0.5	5.71	4.99								10.70
3F Y2 C1 X8	地震 XL→	4.08 [0.70]	2.800	0.8	9.13	1.82								10.95
	地震 XR←	-4.08 [0.70]	2.800	0.8	-9.13	1.82								-7.32
	地震 YL↑	-3.61 [0.62]	2.800	0.8	-8.09	1.82								-6.27
	地震 YR↓	3.61 [0.62]	2.800	0.8	8.09	1.82								9.91
3F Y3 C1 X1	地震 YL↑	3.57 [0.61]	2.800	0.5	4.99	3.63								8.62
	地震 YR↓	-3.57 [0.61]	2.800	0.5	-4.99	3.63								-1.36
3F Y3 C1 X8	地震 YL↑	3.61 [0.62]	2.800	0.5	5.06	2.46								7.52
	地震 YR↓	-3.61 [0.62]	2.800	0.5	-5.06	2.46								-2.59
3F Y4 C1 X5	地震 YL↑	0.00 [0.63]	2.800	0.5	0.00	16.19								16.19
	地震 YR↓	0.00 [0.63]	2.800	0.5	0.00	16.19								16.19
3F Y5 C1 X1	地震 YL↑	-3.57 [0.61]	2.800	0.5	-4.99	4.02								-0.97
	地震 YR↓	3.57 [0.61]	2.800	0.5	4.99	4.02								9.01

31.2. 軒、けらばの負の風圧力による垂木断面及び接合部の検討

階名 2F
 屋根名称 2YA
 屋根面番号 2
 軒桁の位置 通り Y95
 軸 X8:X12

垂木部材諸元

符号 TG1
 断面 $B \times D = 50 \times 50 \text{ mm}$ あかまつ・甲種(一級)
 断面係数 $Z = B \times D \times D / 6 = 20833 \text{ mm}^3$
 断面二次モーメント $I = B \times D \times D \times D / 12 = 520833 \text{ mm}^4$
 ヤング係数 $E = 10000 \text{ N/mm}^2$
 曲げ基準強度 $F_b = 33.60 \text{ N/mm}^2$
 短期許容曲げ応力度 $sfb = 2.0F_b / 3 = 22.40 \text{ N/mm}^2$
 垂木-軒桁接合部 使用金物 $T_a = 1620.00 \text{ N}$
 垂木-母屋接合部 使用金物 $T_a = 190.00 \text{ N}$

垂木配置諸元

屋根勾配 5.0/10.0 ($\theta = 26.57 \text{ 度}$)
 軒の出 $a = 300 \text{ mm}$
 垂木ピッチ $p = 455 \text{ mm}$
 軒桁から母屋までの距離 $L_m = 910 \text{ mm}$
 a の勾配面投影距離 $a' = a / \cos \theta = 335 \text{ mm}$
 L_m の勾配面投影距離 $l_{m1}' = L_m / \cos \theta = 1017 \text{ mm}$

固定荷重 屋根単位荷重(垂木用) $WR = 390.00 \text{ N/m}^2$
 風力係数 負の C_{pe1} (屋根面) -0.42
 負の C_{pe2} (軒下面) 0.61
 風荷重 $q = 1079.70 \text{ N/m}^2$
 $ww1 = q \times (-C_{pe1} + C_{pe2})$
 $ww2 = q \times (-C_{pe1})$

垂木断面の検討

暴風時

等分布荷重 $w1 = ww1 - WR \times \cos \theta$ (上向きを正とする) 0.77 kN/m^2
 等分布荷重 $w2 = ww2 - WR \times \cos \theta$ (上向きを正とする) 0.10 kN/m^2
 最大曲げモーメント 軒の出 $M1 = (w1 \times p \times a' \times a') / 2$ 0.0196 kNm
 最大曲げモーメント 軒桁から次の母屋まで $M2 = (w2 \times p \times l_{m1}' \times l_{m1}') / 8$ 0.0062 kNm
 曲げの検定 $\sigma = \text{Max}(M1, M2) / Z$ $0.94 < sfb = 22.40 \text{ N/mm}^2$
 OK

垂木-軒桁接合部の引張耐力の検討

等分布荷重 $w1 = ww1 - WR \times \cos \theta$ (上向きを正とする) 0.77 kN/m^2
 等分布荷重 $w2 = ww2 - WR \times \cos \theta$ (上向きを正とする) 0.10 kN/m^2
 引張力 $T = w1 \times p \times a' \times (a' + 2l_{m1}') / 2 + w2 \times p \times l_{m1}' / 2$ $0.16 < T_a = 1.62 \text{ kN}$
 OK

垂木-母屋接合部の引張耐力の検討

引張力 $T_m = w2 \times p \times l_{m1}'$ $0.05 < T_a = 0.19 \text{ kN}$
 OK

32. 基礎の検討

32.1. 布基礎の検討

- W : 布基礎に加わる上部建物の長期荷重と、GLより上の基礎立ち上がり部分の自重を加えた荷重 (kN)
- σ_e : 当該布基礎の接地圧 ($\sigma_e = W/(L \times B)$) (kN/m²)
- L : 布基礎の長さ (m)
- Bg : 基礎立ち上がり部の幅 (m)
- Dg : 基礎立ち上がり部の地盤面からの高さ (m)
- fe' : 布基礎の支持地盤の長期有効地耐力 (kN/m²)
- Md : 布基礎長さ1mあたりの曲げモーメント (kN・m/m)
- Ma : 布基礎長さ1mあたりの底盤片持ち部分の長期許容曲げモーメント (kN・m/m)
- at : 布基礎長さ1mあたりの横筋の断面積の合計 (mm²) (at = 1000 ÷ ピッチ [mm] × 横筋1本の断面積 [mm²])
- Lft : 横筋の鋼材の長期許容引張応力度 (N/mm²)
- Df : 地盤面から基礎底面までの深さ (m)
- B : 布基礎の底盤の幅 (m)
- T : 底盤厚 (m)
- qa : 地盤の長期許容応力度 (kN/m²)
- j : 底盤の応力中心間距離 (m) (j = 7/8 × (T - 0.07))

階	通り	軸	符号	L×B (m)	Df (m)	Bg (m)	Dg (m)
1F	Y2	X1 : X6	NUN01	4.550×0.850	0.450	0.150	0.300

横筋 (mm)	at (mm ²)	T (m)	j (m)
D13@250 (SD295)	507	0.150	0.070

基礎版の面積 $A = L \times B = 3.87 \text{ (m}^2\text{)}$

地盤の許容応力度 $qa = 30.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 支持地盤の許容有効地耐力 $fe' = qa - 20.0 \times Df = 21.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

GLより上の基礎立ち上がり部分 $Bg \times Dg \times L \times \gamma = 0.15 \times 0.30 \times 4.55 \times 24.0 = 4.91 \text{ (kN)}$

鉄筋の許容応力度 $Lft = 295.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

<< 短期積雪 >>

上部建築物の荷重 $NL = 81.06 \text{ (kN)}$
 $NS = 7.45 \text{ (kN)}$

設計用軸力 $W = NL + Bg \times Dg \times L \times \gamma + NS$
 $= 81.06 + 4.91 + 7.45 = 93.43 \text{ (kN)}$

布基礎の接地圧 $\sigma_e = W/A = 93.43 / 3.87 = 24.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

接地圧の検討 $\sigma_e / fe' = 24.16 / 21.00 = 1.15$ NG

曲げ $Md = \sigma_e / 2 \times \{(B-b)/2\} \times \{(B-b)/2\}$
 $= 24.16 / 2 \times \{(0.850 - 0.150) / 2\} \times \{(0.850 - 0.150) / 2\}$
 $= 1.48 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

許容曲げ耐力 $Ma = at \times Lft \times j$
 $= 506.80 \times 295.000 \times 0.070 \div 1000$
 $= 10.47 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$ OK

<< 当該布基礎に加わる上部構造の長期荷重NLの詳細出力 >>

内容			N (kN)	ΣN (kN)
柱軸力	1F Y2 X1		7.220 (kN) × 1/2	計 72.321
	1F Y2 X2		13.419 (kN) × 1/1	
	1F Y2 X3		15.513 (kN) × 1/1	
	1F Y2 X5		36.891 (kN) × 1/1	
	1F Y2 X6		8.664 (kN) × 1/3	
土台にかかる重量	壁 Y2 X1		0.408 (kN)	計 8.740
	壁 Y2 X2		0.408 (kN)	
	床		0.729 (kN)	
	床		0.547 (kN)	
	床		0.729 (kN)	

32.4. 基礎梁の検討

- b×D : 基礎梁の断面形状 (mm)
- fs : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)
- atU : 上端主筋の断面積 (mm²)
- atD : 下端主筋の断面積 (mm²)
- ft : 主筋の許容引張応力度 (N/mm²)
- fwt : せん断補強筋の許容引張応力度 (N/mm²)
- MUmax : 上端引張時の曲げモーメント (kNm)
- MDmax : 下端引張時の曲げモーメント (kNm)
- Qd : 設計用せん断力 (kN)
- α : せん断スパン比による割増係数 (1 ≤ α ≤ 2)
- Me : 偏心布基礎によるねじりモーメント (kNm)
(Me = σe × B × e × L / 2)
- σe : 接地圧 (kN/m²)
- e : 布基礎の偏心距離 (e = (B-b)/2) (m)
- Me' : 直交偏心布基礎によるねじりモーメント (kNm)
- ねじりの検定比 : (Me/Mea)² + (Qd/Qa)²
- ねじり(直交偏心布基礎)の検定比 : Me'/MaU
- Fc : コンクリート強度 (N/mm²)
- jU : 上端主筋の応力中心間距離 (mm)
- jD : 下端主筋の応力中心間距離 (mm)
- pw : あばら筋比
- MaU : 上端引張時の許容曲げ耐力 (kNm)
- MaD : 下端引張時の許容曲げ耐力 (kNm)
- Qa : 許容せん断耐力 (kN)
- Mea : 許容ねじりモーメント (kNm)
(Mea = 1.15/3 × b × b × D × fs)
- B : 布基礎の底盤の幅 (m)
- L : 当該布基礎の長さ (m)

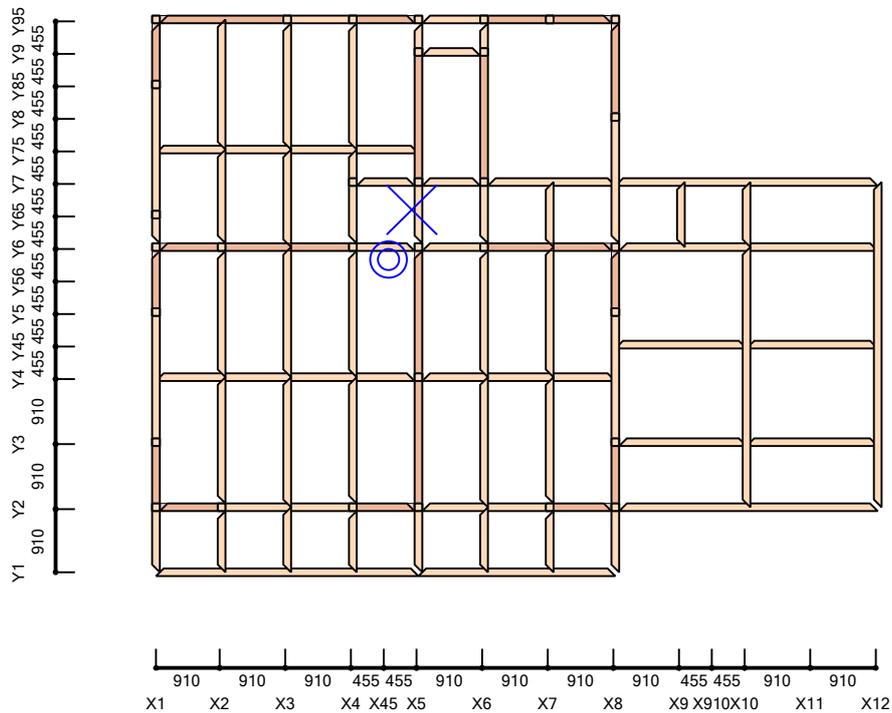
階	通り	軸	b×D (mm)	Fc (N/mm ²)	fs (N/mm ²)	ケース (加力)						
1F	Y2	X1	150 × 750	21	0.70	長期						
			主筋 (上端/下端)	atU/atD (mm ²)	jU/jD (mm)	主筋 材料	ft (N/mm ²)					
			1-D13 1-D13	127 127	595 595	SD295	195.00					
			スタラップ	pw	スタラップ 材料		fwt (N/mm ²)					
			1-D13@250	0.003	SD295		195.00					
曲げ・せん断			MUmax (kNm)	MaU (kNm)	検定比	判定	Qd (kN)	α	Qa (kN)	検定比	判定	
			MDmax (kNm)	MaD (kNm)	検定比	判定						
	上端	7.82	14.70	0.53	OK	17.20						2.00
		下端	5.22	14.70	0.35	OK						
ねじり		Me		22.23 × 0.850 × 0.000 × 4.550 / 2 = 0.00 (kNm)								
		Mea		1.15 / 3 × 0.150 × 0.150 × 0.750 × 700.00 = 4.53 (kNm)								
		検定比		0.02								OK
ねじり (直交偏心布基礎)		Me'		0.00 = 0.00 (kNm)								
		検定比		0.00								OK
荷重図												
M-図												
Q-図												

33.5. 重心・剛心図

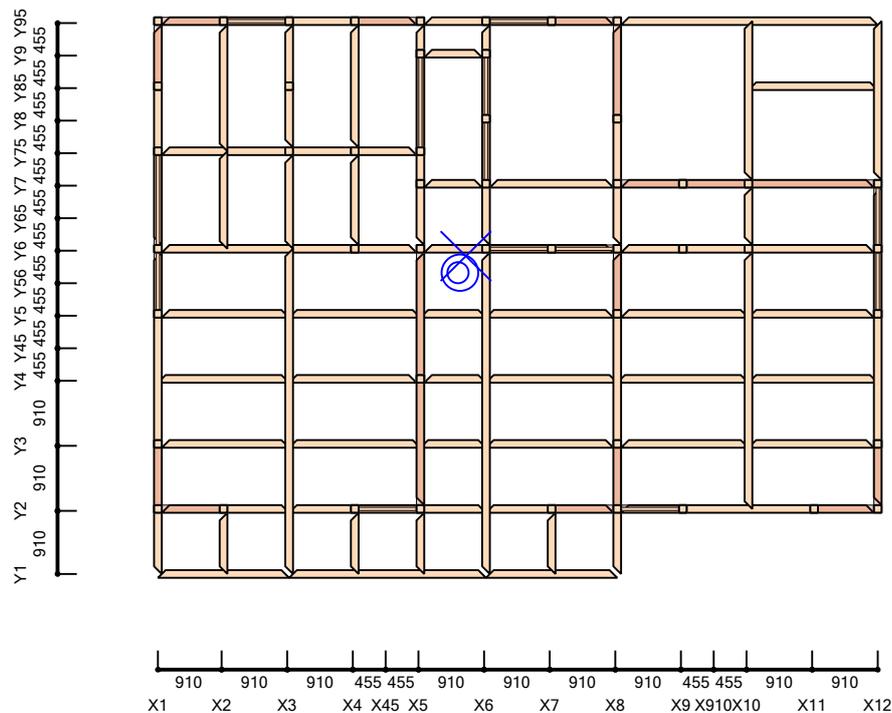
◎ : 重心

× : 剛心

左加力 <3F>



左加力 <2F>



35. 許容応力度計算の計算ルート判定表

最大層間変形角は、全ての階・通りの層間変形角の中で最も大きい値を示す

ルート判別条件	X方向					Y方向				
	判定値	ルート			判定値	ルート				
		1	2	3		1	2	3		
階数 ≤ 2	3				3					
高さ ≤ 13 m	10.493	○			10.493	○				
高さ ≤ 31 m	10.493		○		10.493		○			
軒高 ≤ 9 m	8.900	○			8.900	○				
延べ面積 ≤ 500 m ²	168.932	○			168.932	○				
最大層間変形角 $\leq 1 / 120$	1/ 139.1		○	○	1/ 182.7		○	○		
剛性率 ≥ 0.60	0.740		○		0.765		○			
偏心率 ≤ 0.15	0.173		×		0.228		×			
採用できるルートの判別		○	×	○		○	×	○		
採用ルート		◎				◎				