

9.2 下屋付き部分 2 階建て住宅

9.2.1 構造設計概要

1) 建築物の概要

本事例は部分 2 階を有する木造 2 階建ての住宅で、伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会が 2012 年 9 月に実施した E ディフェンスによる加振試験で用いた No.5 石場建て試験体を基本とするモデルである。建築物の概要を表 9.2-1 に、南立面図、断面図および平面図を図 9.2-1、図 9.2-2 に、軸組図を図 9.2-3、図 9.2-4 にそれぞれ示す。

表 9.2-1 建築物の概要

名 称	2012 年 E ディフェンス試験体 No.5 を基本とするモデル
建 設 地	兵庫県三木市
用 途	住宅
規 模	地上 2 階
面 積	1 階 82.8m ² 、2 階 36.4m ² 、延床 119.2m ²
高 さ	1 階高さ 2.995m、2 階高さ 2.400m、軒高さ 6.075m、最高高さ 7.510m 構造階高：1 階 3.465m、2 階 2.43m
地 域	積雪：一般、基準風速： <u>34m/s</u> 、 <u>地震地域係数：1.0</u>
地 盤	<u>地盤：2 種</u> 、地耐力：長期 30kN/m ²
基 礎	<u>基礎：べた基礎、礎石 400mm 角</u>

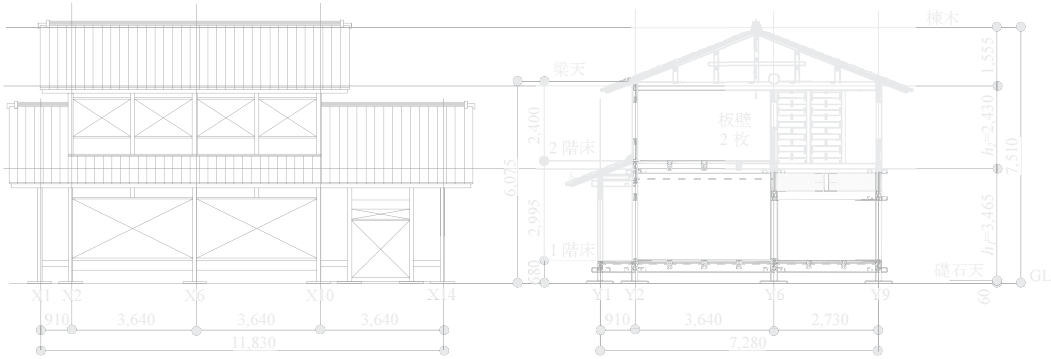


図 9.2-1 南立面図および断面図

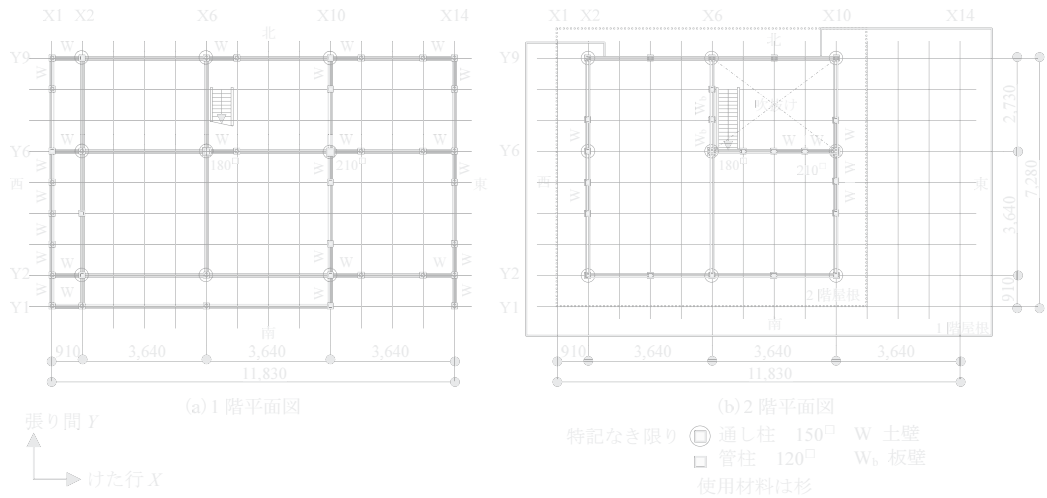


図 9.2-2 平面図

9.2.2 設計用荷重

1) 固定荷重

固定荷重を表 9.2-2 に示す。

表 9.2-2 固定荷重表 [N/m²]

屋根(勾配 0.45)		ケラバ		軒の出		2 階床		1 階床	
瓦葺	570	瓦葺	570	瓦葺	570	床板φ30	120	床板φ30	120
アスファルト ルーフィング	14	アスファルト ルーフィング	14	アスファルト ルーフィング	14	根太 45×105@455	50	根太 45×105@455	50
野地板φ15	66	野地板φ15	66	野地板φ15	66	床梁	250	床梁	250
垂木 45×90@364	55	垂木 45×90@364	55	垂木 45×90@364	55			大引	100
母屋 120×120@910	65	母屋 120×120@910	65						
小屋束・貫・梁	270								
合計	1040	合計	770	合計	705	合計	420	合計	520

土壁・小屋裏壁		腰壁・垂れ壁		板壁	
土壁φ60,75	630,790	土壁φ60	630	板壁φ30 両面貼	290

2) 積載荷重

積載荷重を表 9.2-3 に示す。

表 9.2-3 積載荷重表 [N/m²]

階	部位	固定	床・小梁用		架構用		地震用	
			積載	合計	積載	合計	積載	合計
R	屋根	1040	0	1040	0	1040	0	1040
	ケラバ	770	0	770	0	770	0	770
	軒の出	705	0	705	0	705	0	705
2	床・階段	420	1800	2220	1300	1720	600	1020
1	床・階段	520	1800	2320	1300	1820	600	1120

3) 積雪荷重

本事例では積雪荷重は支配的でないものとして省略する。

4) 風圧力

風圧力の算定結果を表 9.2-4 にまとめる。本事例では 1.6 倍の風圧力に対しても地震力が上回り、また柱脚の滑りに対しても問題とならない大きさである。

表 9.2-4 風圧力の算定

速度圧 q	方向	階	部位	風力係数 C_f	見付面積 [m ²]	風圧力 [kN]		1.6×風圧力 [kN]	
地表面 粗度区分Ⅲ $V_0=34\text{m/s}$ $G_f=2.5$ $E_r=0.74$ $E=1.37$ $q=842\text{N/m}^2$	X	2 階	外壁	1.2	12.7	14.8	38.7	53.3	61.9
		1 階	外壁		20.4	23.8			
		基礎	外壁		12.6	14.8			
	Y	2 階	屋根	0.65 ^{*1}	17.5	11.1	58.8	87.9	94.2
			外壁	1.2	8.9	10.3			
		1 階	屋根	0.64	8.1	5.1			
			外壁	1.2	29.3	34.3			
		基礎	外壁	1.2	24.0	29.1			

^{*1} 屋根勾配 21.8 度より $0.2 \times 21.8 / 30 + 0.5 = 0.65$

^{*2} 建物総重量 $W=404.2\text{kN}$

5) 地震力

地震力は H12 建告 1457 号による。地盤は第 2 種地盤とし、表層地盤による加速度の増幅率 G_s は H12 建告 1457 号第 10 第 1 項の略算法による。

9.2.3 柱軸力および建築物重量の算定

固定荷重および積載荷重による柱軸力の算定結果を図 9.2-6 に、地震用建物重量を表 9.2-5 にまとめる。

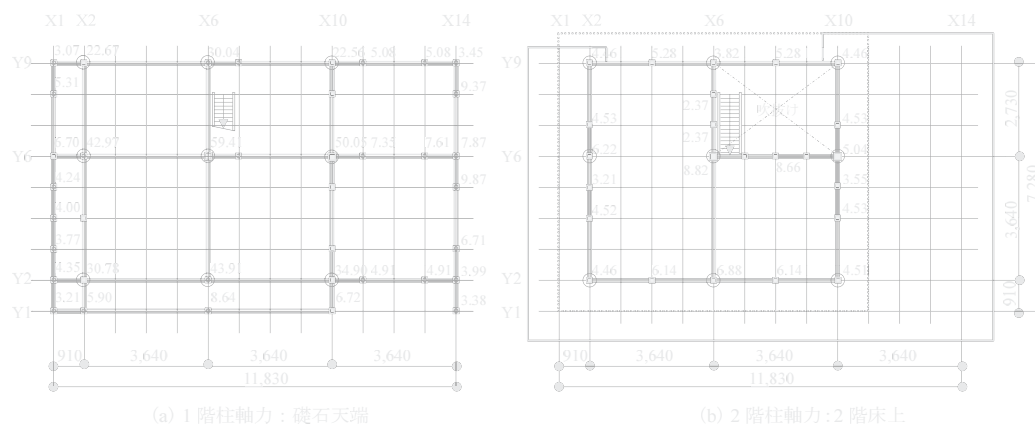


図 9.2-6 柱軸力 [kN]

表 9.2-5 地震用建物重量

階	重量 [kN]	質量 [t]	階高 [m]	面積 [m ²]	単位重量 [kN/m ²]
2 階	91.3	9.32	2.4	36.4	2.51
1 階	193.5	19.74	3.5	82.8	2.34
小計	284.8	29.06	5.9	119.2	2.39
基礎	119.4	12.18	—	82.8	1.44
総計	404.2	41.24	—	119.2	3.39
$R_W=91.3/193.5=0.47$ 、 $R_H=2.43/3.465=0.70$					

9.2.4 地震応答計算

1) 耐震設計クライテリア

損傷限界変形角は、代表層間変形角すなわち 2 質点系近似応答計算モデルによる稀に発生する地震時の応答層間変形角とし、地震時に構造安全性の維持に支障のある損傷が生じない層間変形角 $1/120\text{rad}$ とする。

一方、安全限界変形角は、代表層間変形角と最大層間変形角の 2 つを設定する。極めて稀に発生する地震に対して安全性を担保するために、近似応答計算により直接求められる応答変形角が $1/20\text{rad}$ 以下であることを確認する。さらに、偏心や床構面剛性を考慮して増大させた変形角、ゾーニングによる部分建物の変形角に対しては、実験により保証されている $1/15\text{rad}$ 以下であることを確認する。

以上の耐震性能の目標を表 9.2-6 にまとめる。

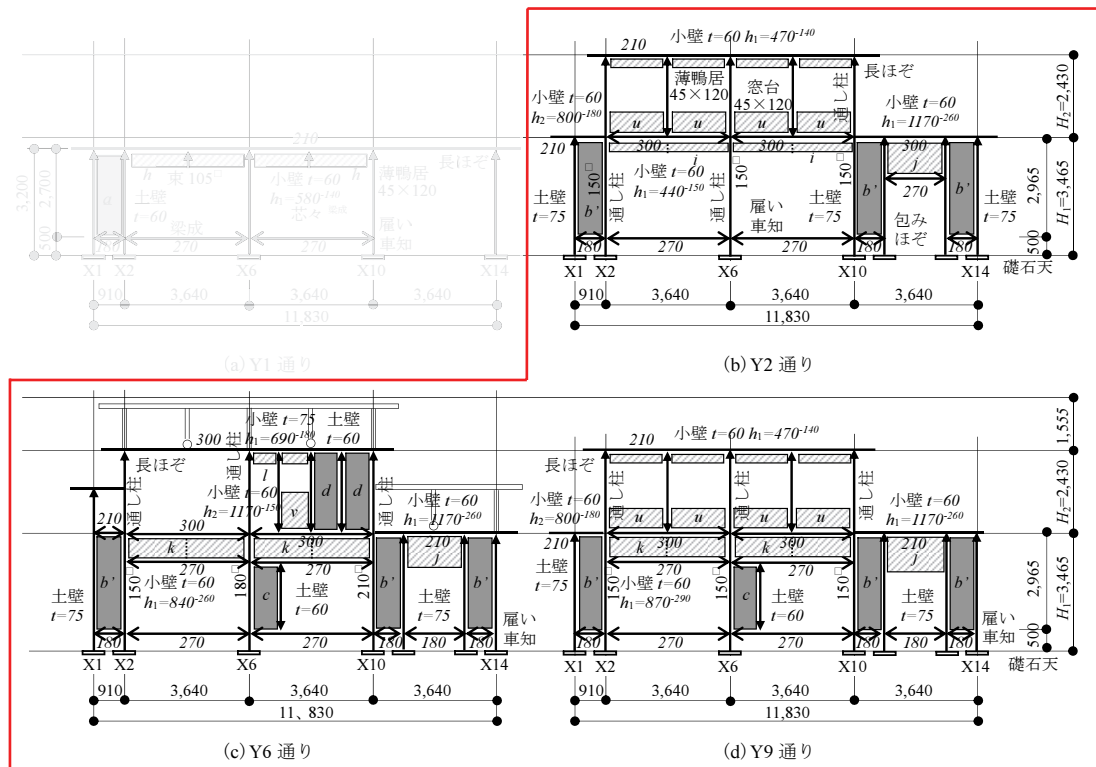


図 9.2-8 けた行方向構造要素(1/200)

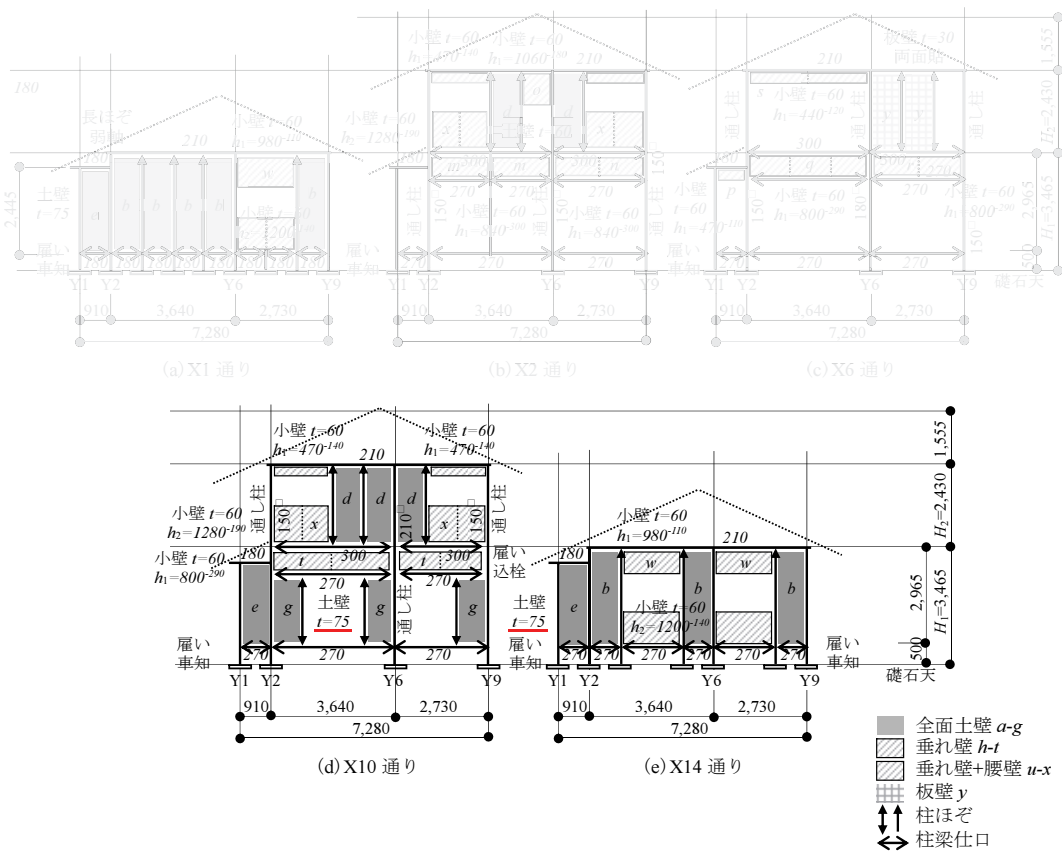


図 9.2-9 張り間方向構造要素(1/200)

表 9.2-7 垂れ壁付き柱の計算

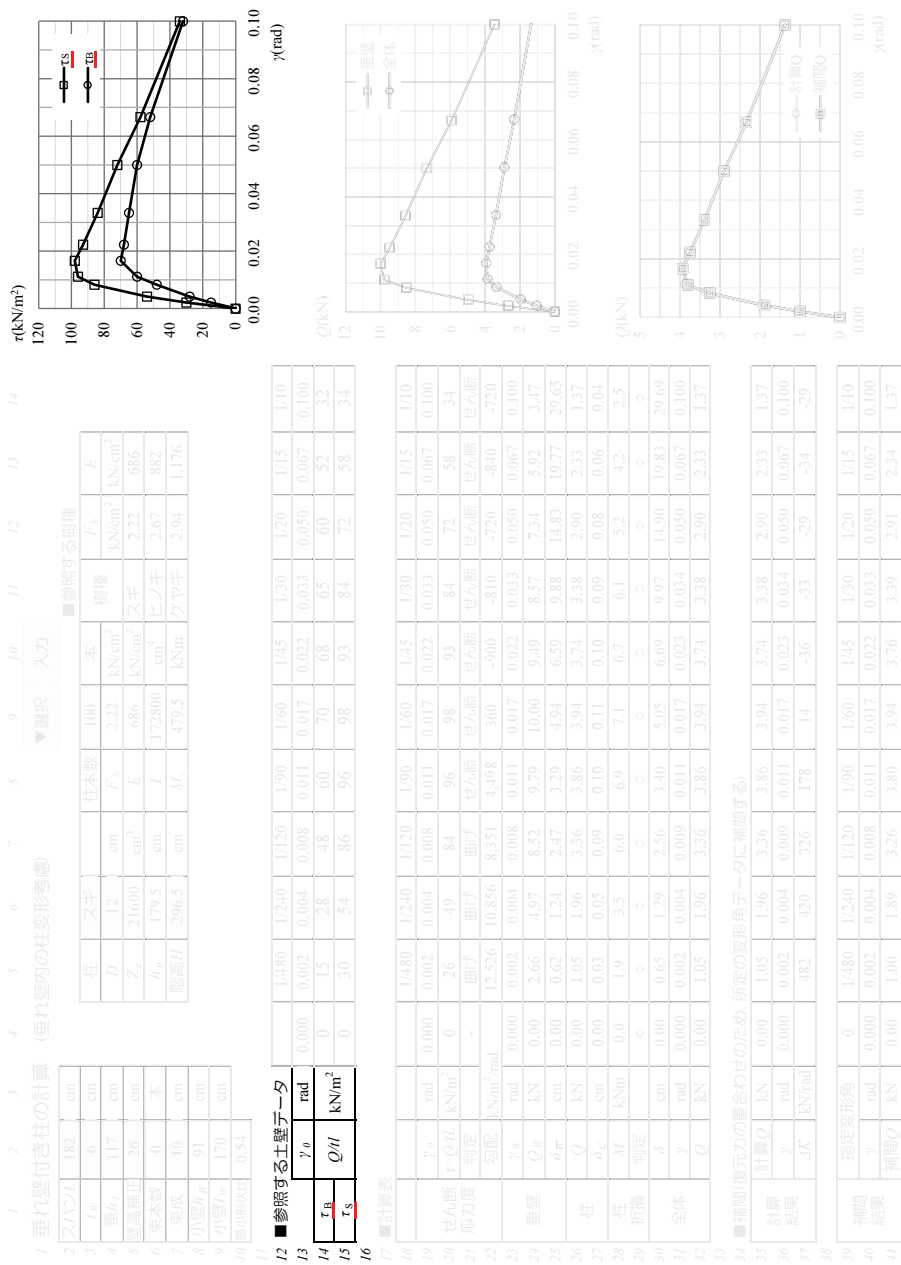


表 9.2-8 垂れ壁・腰壁付き柱の計算

13 ■ 参照する土壁データ

14			
15	τ_B	γ_0	rad
16	τ_S	$\bar{Q}_w/l$	kN/m ²

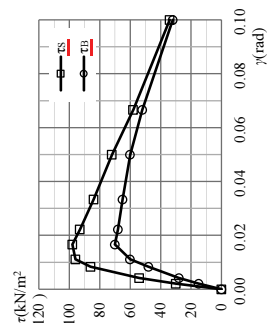


表 9.2-9 X 方向各要素の計算内容

X方向 全面土壁

計算は別途

通り	階	組合せ	Q kN									
			1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
Y1	1	a	0.61	1.14	1.96	2.44	2.85	2.77	2.65	2.44	2.12	1.30
Y2	1	$3b'$	2.27	4.25	7.28	9.10	10.62	10.31	9.86	9.10	7.89	4.85
Y6	1	$3b'+c$	2.99	5.57	9.55	11.94	13.93	13.53	12.94	11.94	10.35	6.34
Y9	1	$3b'+c$	2.99	5.57	9.55	11.94	13.93	13.53	12.94	11.94	10.35	6.34
Y6	2	$2d$	1.62	3.03	5.19	6.49	7.57	7.36	7.03	6.49	5.50	3.22

X方向 垂れ壁付き柱

計算は別途

通り	階	記号	Q kN									
			1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
Y1	1	$2h$	0.21	0.43	0.86	1.14	1.69	2.20	3.22	4.33	3.98	2.76
Y2	1	$2i$	0.43	0.80	1.37	1.71	2.01	1.95	1.87	1.72	1.49	0.92
Y2	1	j	0.86	1.61	2.79	3.25	3.37	3.21	2.90	2.49	2.00	1.17
Y6	1	$2k$	1.36	2.56	4.43	5.56	6.62	6.54	6.25	5.77	5.01	2.98
Y6	1	j	0.86	1.61	2.79	3.25	3.37	3.21	2.90	2.49	2.00	1.17
Y9	1	$2k$	1.36	2.56	4.43	5.56	6.62	6.54	6.25	5.77	5.01	2.98
Y9	1	j	0.86	1.61	2.79	3.25	3.37	3.21	2.90	2.49	2.00	1.17
Y6	2	l	0.24	0.46	0.83	1.03	1.25	1.26	1.13	0.96	0.78	0.46

X方向 垂れ壁隣壁付き柱

計算は別途

通り	階	記号	Q kN									
			1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
Y2	2	$4u$	2.06	3.96	7.24	8.92	11.07	12.46	13.46	12.95	11.13	6.75
Y9	2	$4u$	2.06	3.96	7.24	8.92	11.07	12.46	13.46	12.95	11.13	6.75
Y6	2	v	0.97	1.84	2.91	3.33	3.51	3.41	3.08	2.63	2.12	1.24

X方向 柱長ぼ

M kNm												
1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10			
0.25	0.45	0.70	0.90	1.10	1.30	1.45	1.50	1.50	1.50			

通り	階	階 h m	個数	Q kN									
				1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
Y1	1	3.2	7	0.55	0.98	1.53	1.97	2.41	2.84	3.17	3.28	3.28	3.28
Y2	1	3.465	4	0.29	0.52	0.81	1.04	1.27	1.50	1.67	1.73	1.73	1.73
Y2	1	5.895	3	0.13	0.23	0.36	0.46	0.56	0.66	0.74	0.76	0.76	0.76
Y2	2	5.895	3	0.13	0.23	0.36	0.46	0.56	0.66	0.74	0.76	0.76	0.76
Y2	2	2.43	4	0.41	0.74	1.15	1.48	1.81	2.14	2.39	2.47	2.47	2.47
Y6	1	3.465	5	0.36	0.65	1.01	1.30	1.59	1.88	2.09	2.16	2.16	2.16
Y6	1	5.895	4	0.17	0.31	0.47	0.61	0.75	0.88	0.98	1.02	1.02	1.02
Y6	2	5.895	4	0.17	0.31	0.47	0.61	0.75	0.88	0.98	1.02	1.02	1.02
Y6	2	2.43	6	0.62	1.11	1.73	2.22	2.72	3.21	3.58	3.70	3.70	3.70
Y9	1	3.465	6	0.43	0.78	1.21	1.56	1.90	2.25	2.51	2.60	2.60	2.60
Y9	1	5.895	3	0.13	0.23	0.36	0.46	0.56	0.66	0.74	0.76	0.76	0.76
Y9	2	5.895	3	0.13	0.23	0.36	0.46	0.56	0.66	0.74	0.76	0.76	0.76
Y9	2	2.43	4	0.41	0.74	1.15	1.48	1.81	2.14	2.39	2.47	2.47	2.47

X方向 雇いぼぞ車知打ち

両端2箇所のデータ

梁成	M kNm											
	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
	180	0.57	0.93	1.47	1.70	2.10	2.50	3.27	4.00	4.50	4.53	
	270	1.45	2.65	3.95	4.35	5.05	5.50	6.30	6.95	7.10	7.10	
300	1.80	3.30	4.90	5.40	6.20	6.50	7.20	7.70	8.00	8.00		

通り	階	階 h m	梁成 cm	個数	Q kN									
					1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
Y1	1	3.465	180	1	0.16	0.27	0.42	0.49	0.61	0.72	0.94	1.15	1.30	1.31
Y1	1	3.465	270	2	0.84	1.53	2.28	2.51	2.91	3.17	3.64	4.01	4.10	4.10
Y2	1	3.465	180	3	0.49	0.81	1.27	1.47	1.82	2.16	2.83	3.46	3.90	3.92
Y2	1	3.465	270	3	1.26	2.29	3.42	3.77	4.37	4.76	5.45	6.02	6.15	6.15
Y2	1	3.465	300	1	0.52	0.95	1.41	1.56	1.79	1.88	2.08	2.22	2.31	2.31
Y2	2	2.43	300	1	0.74	1.36	2.02	2.22	2.55	2.67	2.96	3.17	3.29	3.29
Y6	1	3.465	180	4	0.66	1.07	1.70	1.96	2.42	2.89	3.77	4.62	5.19	5.23
Y6	1	3.465	270	4	1.67	3.06	4.56	5.02	5.83	6.35	7.27	8.02	8.20	8.20
Y6	1	3.465	300	1	0.52	0.95	1.41	1.56	1.79	1.88	2.08	2.22	2.31	2.31
Y6	2	2.43	300	1	0.74	1.36	2.02	2.22	2.55	2.67	2.96	3.17	3.29	3.29
Y9	1	3.465	180	4	0.66	1.07	1.70	1.96	2.42	2.89	3.77	4.62	5.19	5.23
Y9	1	3.465	270	4	1.67	3.06	4.56	5.02	5.83	6.35	7.27	8.02	8.20	8.20
Y9	1	3.465	300	1	0.52	0.95	1.41	1.56	1.79	1.88	2.08	2.22	2.31	2.31
Y9	2	2.43	300	1	0.74	1.36	2.02	2.22	2.55	2.67	2.96	3.17	3.29	3.29

PA

階	Σ 重量	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0222	0.0333	0.05	0.0667	0.1
1	284.76	-0.59	-1.19	-2.37	-3.16	-4.75	-6.33	-9.49	-14.24	-18.98	-28.48
2	91.31	-0.19	-0.38	-0.76	-1.01	-1.52	-2.03	-3.04	-4.57	-6.09	-9.13

表 9.2-10 Y方向各要素の計算内容

Y方向			全面土壁		計算は別途											
		通り	階	組合せ	Q kN											
					1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
		X1	1	5b+e	4.08	7.62	13.06	16.32	19.04	18.50	17.68	16.32	14.15	8.65		
		X10	1	e+3g	3.42	6.39	10.95	13.69	15.97	15.52	14.83	13.69	11.72	6.90		
		X14	1	3b+e	2.78	5.19	8.91	11.13	12.99	12.62	12.06	11.13	9.65	5.88		
		X2	2	2d	1.62	3.03	5.19	6.49	7.57	7.36	7.03	6.49	5.50	3.22		
		X10	2	3d	2.43	4.54	7.79	9.74	11.36	11.03	10.55	9.74	8.25	4.83		
Y方向			全面板壁		Q kN											
					1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
		1P			1.53	2.40	3.77	4.59	5.93	6.96	8.97	11.62	13.55	14.06		
		通り	階	枚数	Q kN											
					1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
		X6	2	2	3.06	4.80	7.54	9.18	11.86	13.92	17.94	23.24	27.10	28.12		
Y方向			垂れ壁付き柱		Q kN											
		通り	階	記号	Q kN											
					1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
		X2	1	2m+n	0.72	1.43	2.82	3.71	5.28	6.71	7.87	6.99	5.77	3.30		
		X6	1	p	0.12	0.23	0.42	0.54	0.70	0.71	0.64	0.55	0.44	0.26		
		X6	1	q	1.00	1.88	3.24	4.06	4.45	4.25	3.84	3.29	2.65	1.55		
		X6	1	r	0.16	0.32	0.60	0.75	0.99	1.03	0.93	0.80	0.65	0.38		
		X10	1	2t	1.28	2.31	3.70	4.16	4.26	4.05	3.66	3.13	2.53	1.48		
		X2	2	o	0.59	1.07	1.71	1.91	1.95	1.85	1.67	1.43	1.15	0.68		
		X6	2	s	0.14	0.28	0.54	0.69	0.98	1.19	1.25	1.16	1.03	0.65		
Y方向			垂れ壁懸壁付き柱		計算は別途											
		通り	階	記号	Q kN											
					1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
		X1	1	w	1.79	3.26	5.35	6.16	6.29	5.97	5.39	4.62	3.72	2.18		
		X14	1	2w	3.58	6.53	10.69	12.32	12.58	11.94	10.78	9.24	7.44	4.36		
		X2	2	2x	3.34	6.11	9.75	11.10	11.62	11.11	10.12	8.78	7.16	4.24		
		X10	2	2x	3.34	6.11	9.75	11.10	11.62	11.11	10.12	8.78	7.16	4.24		
Y方向			柱長ぼぞ		M kNm											
					1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
					0.25	0.45	0.70	0.90	1.10	1.30	1.45	1.50	1.50	1.50		
		通り	階	階高 m	個数	Q kN										
						1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10	
		X1	1	3.465	4	0.29	0.52	0.81	1.04	1.27	1.50	1.67	1.73	1.73	1.73	
		X2	2	2.43	6	0.62	1.11	1.73	2.22	2.72	3.21	3.58	3.70	3.70	3.70	
		X6	2	2.43	4	0.41	0.74	1.15	1.48	1.81	2.14	2.39	2.47	2.47	2.47	
		X10	1	3.465	6	0.43	0.78	1.21	1.56	1.90	2.25	2.51	2.60	2.60	2.60	
		X10	2	2.43	6	0.62	1.11	1.73	2.22	2.72	3.21	3.58	3.70	3.70	3.70	
		X14	1	3.465	3	0.22	0.39	0.61	0.78	0.95	1.13	1.26	1.30	1.30	1.30	
Y方向			雇いぼぞ込柱打ち		M kNm											
				梁成	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
		両端2箇所のデータ	180	0.17	0.33	0.53	0.68	1.00	1.27	1.70	2.33	2.77	2.70			
			270	0.17	0.33	0.71	0.91	1.30	1.69	2.37	3.09	3.59	3.90			
			300	0.17	0.33	0.77	0.99	1.40	1.83	2.60	3.35	3.87	4.30			
		雇い車知柱打ち		梁成	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10		
			180	0.58	0.94	1.48	1.70	2.10	2.50	3.28	4.00	4.50	4.50			
			270	1.46	2.66	3.96	4.36	5.06	5.50	6.30	6.96	6.96	6.96			
		通り	階	階高 m	梁成 cm	個数	Q kN									
							1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		X1	1	3.465	180	8	1.34	2.17	3.42	3.92	4.85	5.77	7.57	9.24	10.39	10.39
		X2	1	3.465	270	6	2.53	4.61	6.86	7.55	8.76	9.52	10.91	12.05	12.05	12.05
		X2	1	3.465	300	1	0.05	0.10	0.22	0.29	0.40	0.53	0.75	0.97	1.12	1.24
		X2	2	2.43	300	1	0.07	0.14	0.32	0.41	0.58	0.75	1.07	1.38	1.59	1.77
		X6	1	3.465	270	5	2.11	3.84	5.71	6.29	7.30	7.94	9.09	10.04	10.04	10.04
		X6	1	3.465	300	1	0.05	0.10	0.22	0.29	0.40	0.53	0.75	0.97	1.12	1.24
		X6	2	2.43	300	1	0.07	0.14	0.32	0.41	0.58	0.75	1.07	1.38	1.59	1.77
		X10	1	3.465	270	5	2.11	3.84	5.71	6.29	7.30	7.94	9.09	10.04	10.04	10.04
		X10	1	3.465	300	1	0.05	0.10	0.22	0.29	0.40	0.53	0.75	0.97	1.12	1.24
		X10	2	2.43	300	1	0.07	0.14	0.32	0.41	0.58	0.75	1.07	1.38	1.59	1.77
		X14	1	3.465	270	6	2.53	4.61	6.86	7.55	8.76	9.52	10.91	12.05	12.05	12.05
PA					計算は別途											
		階	Σ重量	Q kN												
				1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10			
		1	284.76	-0.59	-1.19	-2.37	-3.16	-4.75	-6.33	-9.49	-14.24	-18.98	-28.48			
		2	91.31	-0.19	-0.38	-0.76	-1.01	-1.52	-2.03	-3.04	-4.57	-6.09	-9.13			

表 9.2-12 Y 方向各要素の集計

Y方向 断面ごとの集計		O KN															
階	通り	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10						
	土壁	X1	4.08	7.62	13.06	16.32	19.04	18.50	17.68	16.32	14.15	8.65					
		X2															
		X6															
		X10	3.42	6.39	10.95	13.69	15.97	15.52	14.83	13.69	11.72	6.90					
		X14	2.78	5.19	8.91	11.13	12.99	12.62	12.06	11.13	9.65	5.88					
	合計		10.59	19.20	32.91	41.14	48.00	46.63	44.57	41.14	35.51	21.42					
1		X1															
		X3															
		X6															
		X10															
		X14															
	合計																
		X1															
		X3															
		X6															
		X10															
		X14															
2		X1															
		X3															
		X6															
		X10															
		X14															
	合計																
		X1															
		X3															
		X6															
		X10															
		X14															
	合計																

表 9.2-13 X 方向の復元力

階	要素	$Q[kN]$									
		1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0222	0.0333	0.05	0.0667	0.1
1	土壁	8.86	16.53	28.34	35.42	41.33	40.15	38.38	35.42	30.70	18.84
	板壁										
	垂れ壁	5.94	11.18	19.47	23.73	27.05	26.89	26.30	25.06	21.50	13.16
	垂腰壁										
	柱ほぞ	2.05	3.70	5.75	7.39	9.03	10.68	11.91	12.32	12.32	12.32
	梁仕口	8.97	16.02	24.15	26.88	31.59	34.92	41.19	46.59	49.15	49.25
	PΔ	-0.59	-1.19	-2.37	-3.16	-4.75	-6.33	-9.49	-14.24	-18.98	-28.48
	合計	25.23	46.24	75.34	90.27	104.25	106.31	108.28	105.16	94.69	65.09
2	土壁	1.62	3.03	5.19	6.49	7.57	7.36	7.03	6.49	5.50	3.22
	板壁										
	垂れ壁	0.24	0.46	0.83	1.03	1.25	1.26	1.13	0.96	0.78	0.46
	垂腰壁	5.08	9.76	17.39	21.18	25.65	28.32	30.00	28.52	24.37	14.74
	柱ほぞ	0.42	0.76	1.19	1.53	1.87	2.21	2.46	2.54	2.54	2.54
	梁仕口	2.22	4.07	6.05	6.67	7.65	8.02	8.89	9.51	9.88	9.88
	PΔ	-0.19	-0.38	-0.76	-1.01	-1.52	-2.03	-3.04	-4.57	-6.09	-9.13
	合計	10.83	20.30	33.92	41.06	48.81	52.63	54.82	52.10	45.63	30.35

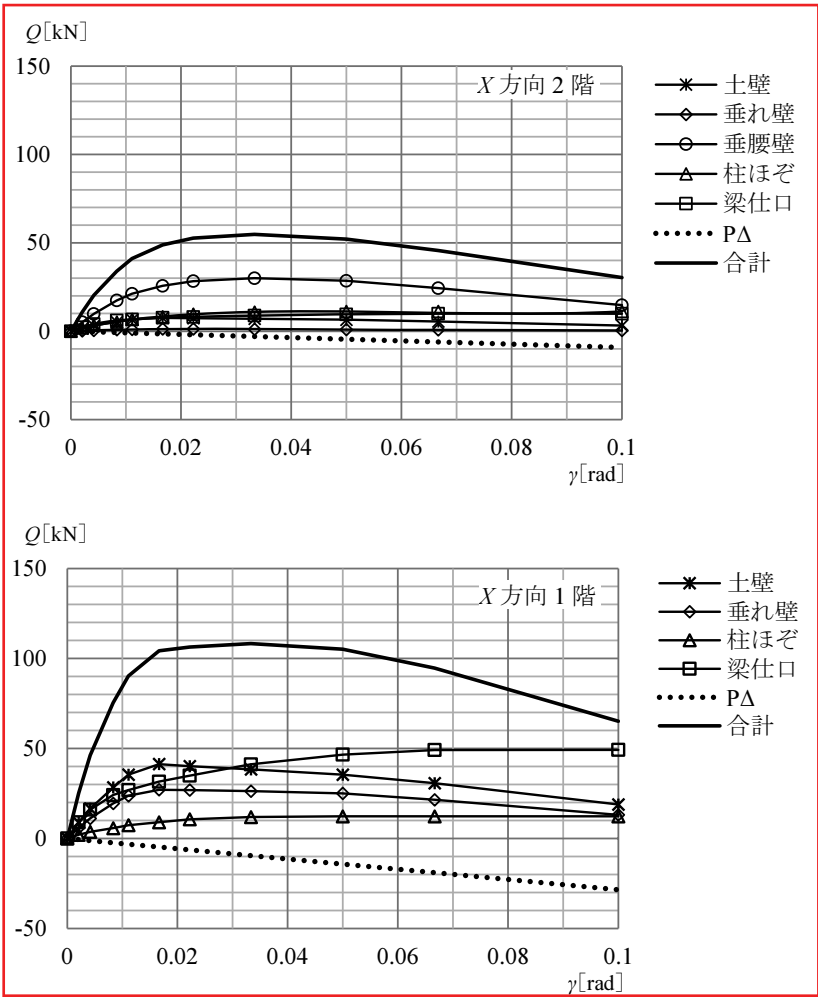


図 9.2-13 X 方向の復元力

表 9.2-14 Y 方向の復元力

階	要素	Q [kN]									
		1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
		0.0021	0.0042	0.0083	0.0111	0.0167	0.0222	0.0333	0.05	0.0667	0.1
1	土壁	10.29	19.20	32.91	41.14	48.00	46.63	44.57	41.14	35.51	21.42
	板壁	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	垂れ壁	3.28	6.17	10.78	13.21	15.68	16.75	16.94	14.76	12.03	6.97
	垂腰壁	5.38	9.79	16.04	18.48	18.87	17.90	16.17	13.86	11.17	6.55
	柱ほぞ	0.94	1.69	2.63	3.38	4.13	4.88	5.44	5.63	5.63	5.63
	梁仕口	10.76	19.34	29.23	32.46	38.19	42.28	49.82	56.33	57.93	58.30
	PΔ	-0.59	-1.19	-2.37	-3.16	-4.75	-6.33	-9.49	-14.24	-18.98	-28.48
	合計	30.04	55.01	89.22	105.51	120.11	122.11	123.45	117.48	103.29	70.38
2	土壁	4.06	7.57	12.98	16.23	18.93	18.39	17.58	16.23	13.75	8.06
	板壁	3.06	4.80	7.54	9.18	11.86	13.92	17.94	23.24	27.10	28.12
	垂れ壁	0.73	1.35	2.24	2.59	2.93	3.04	2.92	2.59	2.18	1.32
	垂腰壁	6.68	12.22	19.50	22.21	23.25	22.22	20.25	17.56	14.33	8.47
	柱ほぞ	1.65	2.96	4.61	5.93	7.24	8.56	9.55	9.88	9.88	9.88
	梁仕口	0.21	0.41	0.95	1.22	1.73	2.26	3.21	4.14	4.78	5.31
	PΔ	-0.19	-0.38	-0.76	-1.01	-1.52	-2.03	-3.04	-4.57	-6.09	-9.13
	合計	16.19	28.93	47.06	56.34	64.42	66.36	68.40	69.06	65.93	52.03

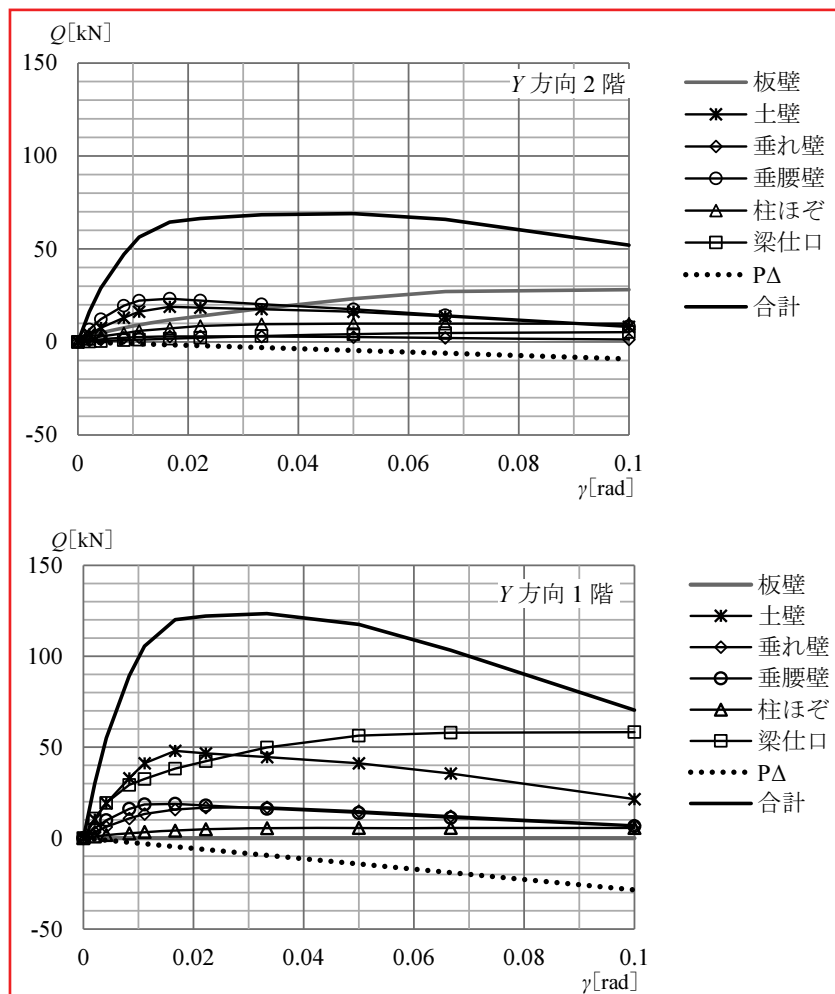


図 9.2-14 Y 方向の復元力

せん断力係数比 C_2/C_b と限界せん断力係数比 R_{CO} との比較から、降伏形は表 9.2-15 のように想定される。ここでは少し幅を持たせて、 $C_2/C_b < 0.9R_{CO}$ を 2 階降伏、 $0.9R_{CO} \leq C_2/C_b \leq 1.1R_{CO}$ を同時降伏、 $C_2/C_b > 1.1R_{CO}$ を 1 階降伏として計算法や計算を刻む階を決定している。したがって、 X 方向 1/120 耐力時には $0.9R_{CO} < C_2/C_b < 1.1R_{CO}$ より同時降伏、 X 方向 1/20 耐力時および Y 方向 1/120 耐力時、1/20 耐力時には 1 階先行降伏形となる。同時降伏の場合の収斂計算法は「設計資料 2」の 2.1.2.3 項による。

表 9.2-15 C_2/C_b と R_{CO} の比較

	重量	階高	X 方向 1/120 耐力		X 方向 1/20 耐力	
2 階	$W_2=91.3\text{kN}$	$H_2=2.43\text{m}$	$Q_2=33.9$	$C_2=0.362$	$Q_2=52.1$	$C_2=0.571$
1 階	$W_1=193.5\text{kN}$	$H_1=3.465\text{m}$	$Q_1=75.3$	$C_b=0.263$	$Q_1=105.2$	$C_b=0.369$
合計	284.8kN	5.895m	$C_2/C_b=1.38 \rightarrow$ 同時降伏		$C_2/C_b=1.55 \rightarrow$ 1 階降伏	
$R_W=W_2/W_1=0.471$ $R_H=H_2/H_1=0.701$ $R_{CO}=(1+R_W)(1+R_H)/(1+R_W+R_W R_H)$ $=2.502/1.801=1.389$ $0.9R_{CO}=1.25$ 、 $1.1R_{CO}=1.53$			Y 方向 1/120 耐力		Y 方向 1/20 耐力	
					$Q_2=47.1$	$C_2=0.503$
					$Q_1=89.2$	$C_b=0.311$
					$C_2/C_b=1.62 \rightarrow$ 1 階降伏	
					$Q_2=69.1$	$C_2=0.757$
					$Q_1=117.5$	$C_b=0.413$
					$C_2/C_b=1.83 \rightarrow$ 1 階降伏	

4) 地震応答計算結果

5 章 5.5 節で解説した「変形増分法 1 (旧マニュアル)」「変形増分法 2 (JSCA)」「収斂計算法 1 (本マニュアル)」「収斂計算法 2 (本マニュアル)」の 4 つの計算法のうち、収斂計算法 2 による近似応答計算の結果を図 9.2-15 (X 方向)、図 9.2-16 (Y 方向) に示す。本計算では、履歴減衰の計算に使用する初期剛性は 1/120 としており、計算ステップ 1/120 以下では減衰定数を 0.05 としている。

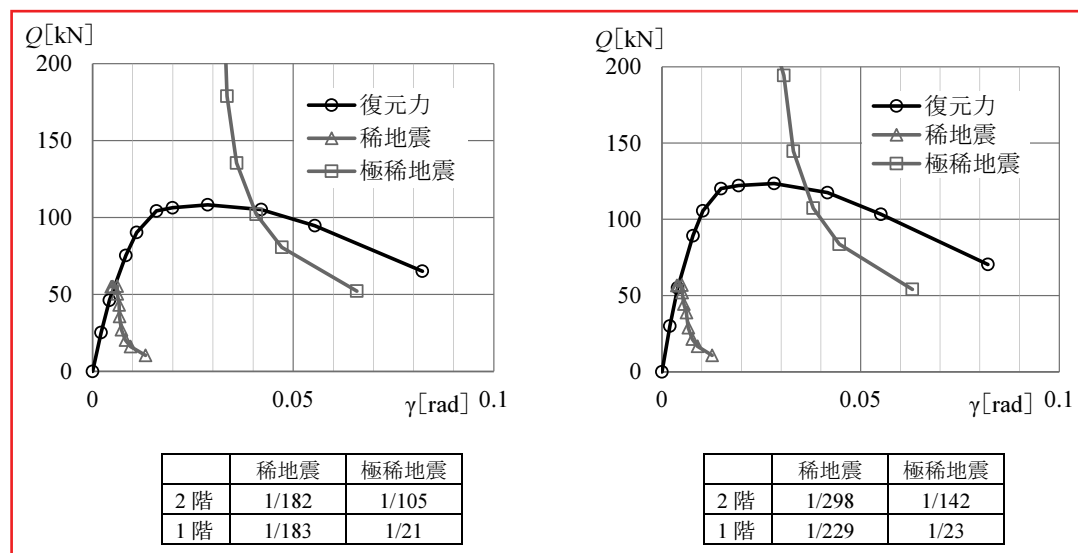


図 9.2-15 収斂法 2 による X 方向計算結果

図 9.2-16 収斂法 2 による Y 方向計算結果

参考として、上記の4つの計算法による計算結果の比較を表9.2-16に示す。1階降伏となるY方向では変形増分法1を除く3つの計算法による結果は若干の差があるものの、1階降伏という性状に違いはない。しかし、同時降伏となるX方向では、従来の変形増分法1および変形増分法2では正しく計算できないことがわかる。

表 9.2-16 4つの計算法による計算結果の比較

モデル	計算法	稀地震		極稀地震	
		2階変形	1階変形	2階変形	1階変形
X方向 (けた行)	変形増分法1	1/123	1/205	1/16	1/51
	変形増分法2	1/182	1/183	1/77	1/21
	収斂計算法1	1/182	1/183	1/106	1/20
	収斂計算法2	1/182	1/183	1/105	1/21
Y方向 (張り間)	変形増分法1	1/253	1/235	1/40	1/27
	変形増分法2	1/327	1/226	1/136	1/23
	収斂計算法1	1/298	1/229	1/143	1/23
	収斂計算法2	1/298	1/229	1/142	1/23

(柱脚の滑りの検討)

柱脚の滑りを考慮した限界耐力計算の結果を図9.2-17 (X方向)、図9.2-18 (Y方向)に示す。

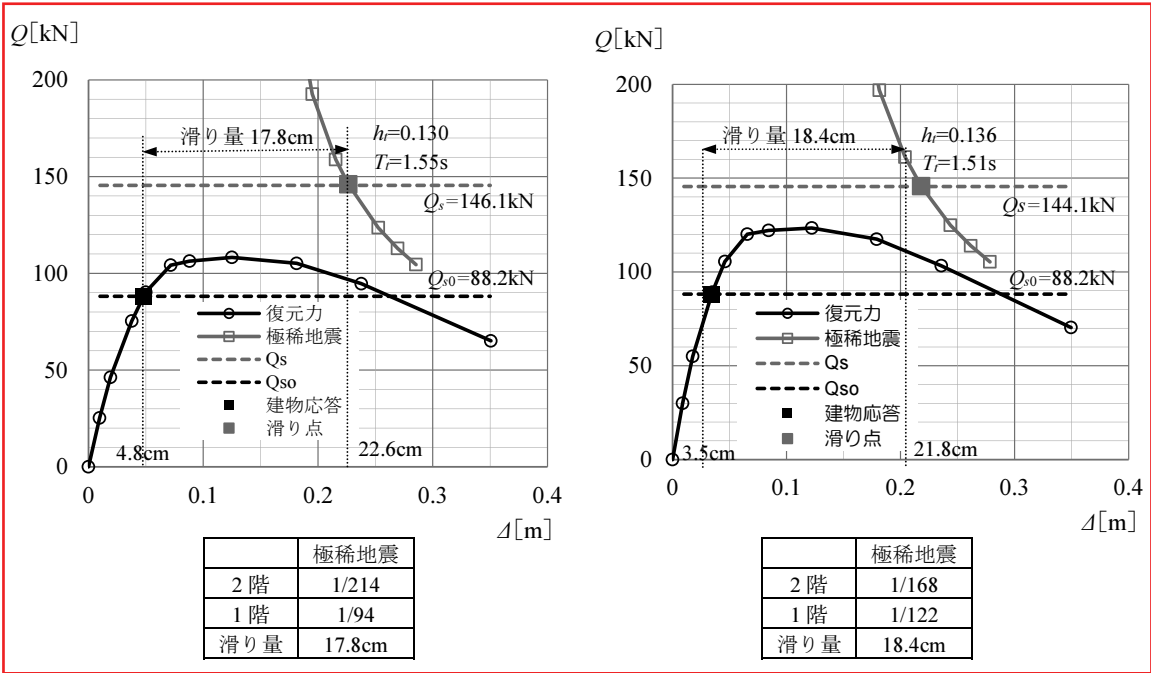


図 9.2-17 X方向滑り計算

図 9.2-18 Y方向滑り計算

標準状態として柱底面と礎石間の摩擦係数を0.4、極めて稀に発生する地震動時に1階床レベルに作用する加速度を0.4Gと想定しているが、滑り量を安全側(大きめ)に評価するために、摩擦係数を $0.4 \times 0.9 = 0.36$ 、1階床(基礎)加速度を $0.4G \times 1.2 = 0.48G$ として次のように計算する。滑り減衰に関するパラメータ $\beta = 0.25$ としている。

- ・柱脚滑りの判定（7章 7.3.1 項参照）

柱脚部が有する摩擦力 $F_0 = \mu \Sigma W = 0.36 \times (284.7 + 119.4) = 145.5 \text{ kN}$

柱脚部に作用する最大せん断力

$$X \text{ 方向} : Q_0 = Q_1 + m_0 \alpha = 108.3 + 0.48 \times 119.4 = 165.6 \text{ kN}$$

$$Y \text{ 方向} : Q_0 = Q_1 + m_0 \alpha = 123.5 + 0.48 \times 119.4 = 180.8 \text{ kN}$$

したがって両方向とも $F_0 < Q_0$ となるので、柱脚の滑りによる移動が生じると判断する。

- ・滑り計算に用いる滑りせん断力

$$\text{滑りせん断力 } Q_s = \text{摩擦係数} \times (1, 2 \text{ 階重量} + \text{基礎重量}) = 0.36 \times (284.7 + 119.4) = 145.5 \text{ kN}$$

$$\text{滑り時上部せん断力 } Q_{s0} = Q_s - \text{基礎加速度} \times \text{基礎質量} = 145.5 - 0.48 \times 119.4 = 88.2 \text{ kN}$$

以上から、礎石は、7章 7.3.1 項により 37cm (移動量 $\times 2$) 以上の寸法を確保する。

(ゾーニングによる検討)

本建物は部分2階建てであり、X10～X14の下屋部分の長さが $3.64\text{m} > 1.5\text{m}$ であるため、Y方向の地震応答計算においては、図 9.2-19 に示すように2階部分と1階部分とに分割し、ゾーン別に計算を行う。表 9.2-17 にゾーン別建物重量を、図 9.2-20 にゾーン別建物復元力を示す。

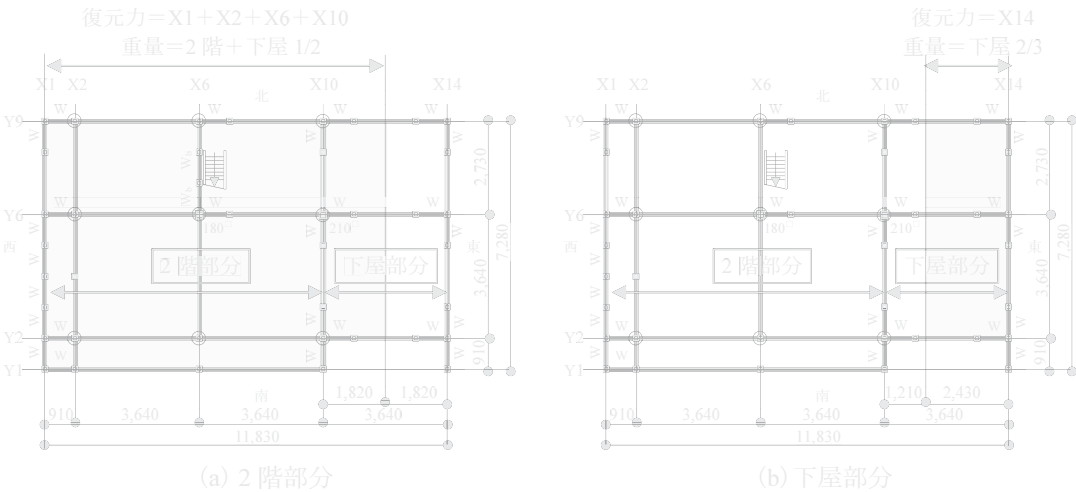


図 9.2-19 ゾーン別計算

表 9.2-17 ゾーン別建物重量

階	階高	重量		
		全体モデル	2階モデル	下屋モデル
2階	2.430m	91.3kN	91.3kN	—
1階	3.465m	193.5kN	150.1kN	43.4kN
計	5.895m	284.8kN	241.4kN	43.4kN

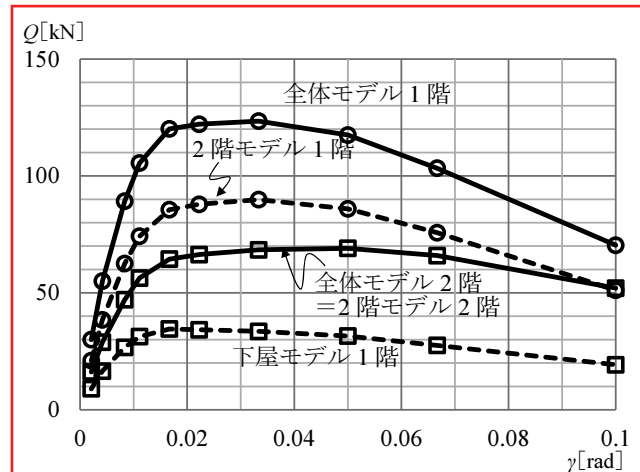


図 9.2-20 ゾーン別建物モデル復元力

ゾーン別 2 階モデルにおける C_2/C_b と R_{CO} を比較したものが表 9.2-18 であり、稀地震動時、極稀地震動時とも 1 階降伏となる。また、収斂計算法 2 による近似応答計算の結果を図 9.2-21 に示す。

ゾーン別モデルにおける最大変形は、2 階モデルの 1 階の変形角 $1/22$ であり、 $1/20$ 以下である。

表 9.2-18 ゾーン別 2 階モデルの C_2/C_b と R_{CO} の比較

	重量	階高	Y 方向 1/120 耐力		Y 方向 1/20 耐力	
2 階	$W_2=91.3\text{kN}$	$H_2=2.43\text{m}$	$Q_2=47.1$	$C_2=0.516$	$Q_2=69.1$	$C_2=0.757$
1 階	$W_1=150.1\text{kN}$	$H_1=3.465\text{m}$	$Q_1=62.5$	$C_b=0.258$	$Q_1=85.9$	$C_b=0.356$
合計	241.4kN	5.895m	C ₂ /C _b =2.00→1 階降伏			C ₂ /C _b =2.13→1 階降伏
$R_W=W_2/W_1=0.608$						
$R_H=H_2/H_1=0.701$						
$R_{CO}=(1+R_W)(1+R_H)/(1+R_W+R_W R_H)=2.74/2.03=1.35$						
0.9R _{CO} =1.21、1.1R _{CO} =1.48						

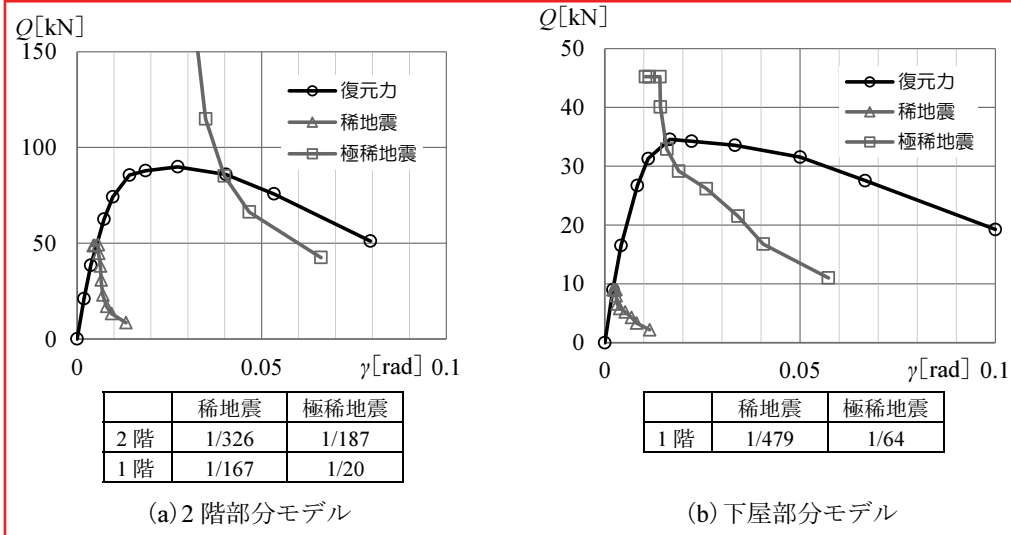


図 9.2-21 ゾーン別モデルの応答計算結果

5) 偏心率の算定

柱軸力から計算される重心と、1/120 変形時および 1/20 変形時の等価剛性から計算される剛心の位置を図 9.2-22 に示す。これをもとに求められる偏心率を一覧にしたものが表 9.2-19 である。ここで、捩り剛性の計算に用いる計算方向と直交する方向の剛性については、計算方向 1/120 変形時では直交方向も 1/120 変形時、計算方向 1/20 変形時では直交方向は 1/90 変形時の等価剛性を用いている。

表 9.2-19 によると、1/120 変形時の偏心率は 0.12、1/20 変形時の偏心率は 0.03 であり、何れも 0.15 以下に収まっている。

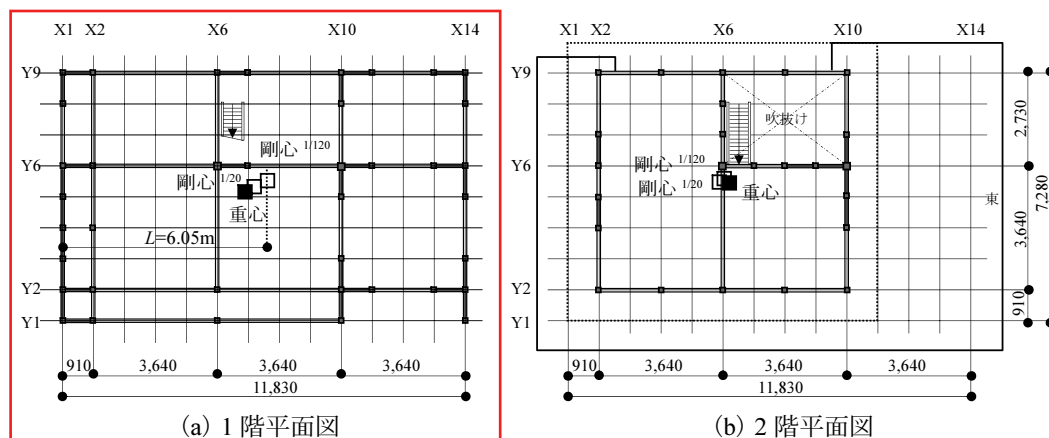


図 9.2-22 重心および剛心位置

表 9.2-19 偏心率の計算

(a) 1/120 変形時

階	方向	剛性 K [kN/m]	重心 g [m]	剛心 l [m]	偏心距離 e [m]	捩り剛性 K_R [kN・m]	弾力半径 r_e [m]	偏心率 R_e
2 階	X	1713	4.67	4.62	0.05	35,901	4.58	0.03
	Y	2362	4.12	4.27	0.14	35,901	3.90	0.01
1 階	X	2691	5.40	6.05	0.65	93,281	5.89	0.07
	Y	3172	3.78	4.17	0.39	93,281	5.42	0.12

(b) 1/20 変形時

階	方向	剛性 K [kN/m]	重心 g [m]	剛心 l [m]	偏心距離 e [m]	捩り剛性 K_R [kN・m]	弾力半径 r_e [m]	偏心率 R_e
2 階	X	466.4	4.67	4.64	0.03	25,613	7.41	0.02
	Y	606.0	4.12	4.24	0.11	14,851	4.95	0.01
1 階	X	689.2	5.40	5.60	0.20	70,754	10.13	0.02
	Y	760.3	3.78	4.01	0.23	35,168	6.80	0.03

一方、図 9.2-19 のようにゾーニングを行った 2 階モデルの 1 階部分における重心および 1/20 変形時（直交 X 方向は 1/90 変形時剛性）の剛心の位置を図 9.2-23 に示す。これをもとに計算した偏心率を示したものが表 9.2-20 である。全体モデルに比べて、ゾーニングモデルでは 1/20 変形時の偏心率が 0.03 から 0.17 へ増大しているので、変形の補正が必要となる。

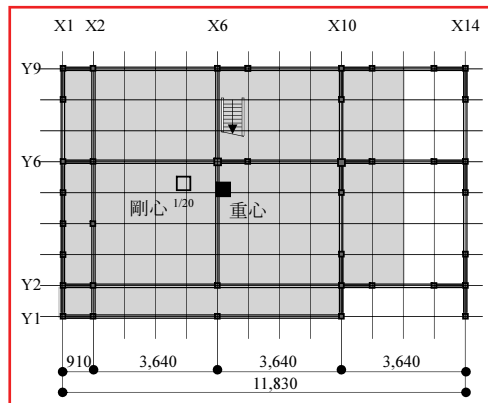


図 9.2-23 ゾーニング 2 階モデル 1 階部分の重心と剛心位置

表 9.2-20 ゾーニングモデルの 1/20 変形時の偏心率の計算

		剛性	重心	剛心	偏心距離	振り剛性	弾力半径	偏心率
階	方向	K [kN/m]	g [m]	l [m]	e [m]	K_R [kN・m]	r_e [m]	R_e
1 階	X	689.2	4.73	3.46	1.27	25,012	6.02	0.04
	Y	565.6	3.77	4.01	0.24	31,280	7.44	0.17

9.2.5 その他の検討

1) 通し柱の折損に関する検討

7 章に示した (7.5) 式を用いて、通し柱の折損の検討を行う。

$$\Delta R \leq \alpha \frac{2HF_b}{3DE}$$

1 階と 2 階の変形角の差 ΔR の最大値は、図 9.2-16 に示す Y 方向極稀地震時で

$$\Delta R = \frac{1}{23} - \frac{1}{142} = 0.0364$$

と求められる (図 9.2-24)。ここで 7 章 7.2.1 項のせん断力の割り増しに対応させて ΔR を 1.2 倍して $\Delta R = 1.2 \times 0.0364 = 0.0437$ とする。(7.5) 式の右边については、全高さ $H = 5895\text{mm}$ 、曲げ強度 $F_b = 22.2\text{N/mm}^2$ 、柱せい $D = 150\text{mm}$ 、ヤング係数 $E = 6860\text{N/mm}^2$ 、断面有効率 α は表 7.1 より $\alpha = 0.56$ (柱径 150mm の四方形) とすると、

$$\alpha \frac{2HF_b}{3DE} = 0.56 \times \frac{2 \times 5895 \times 22.2}{3 \times 150 \times 6860} = 0.0474$$

となる。したがって、 $0.0437 \leq 0.0474$ と検討式を満足するので柱の折損は生じない。

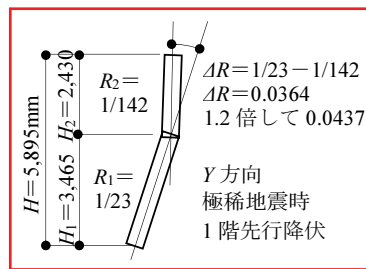
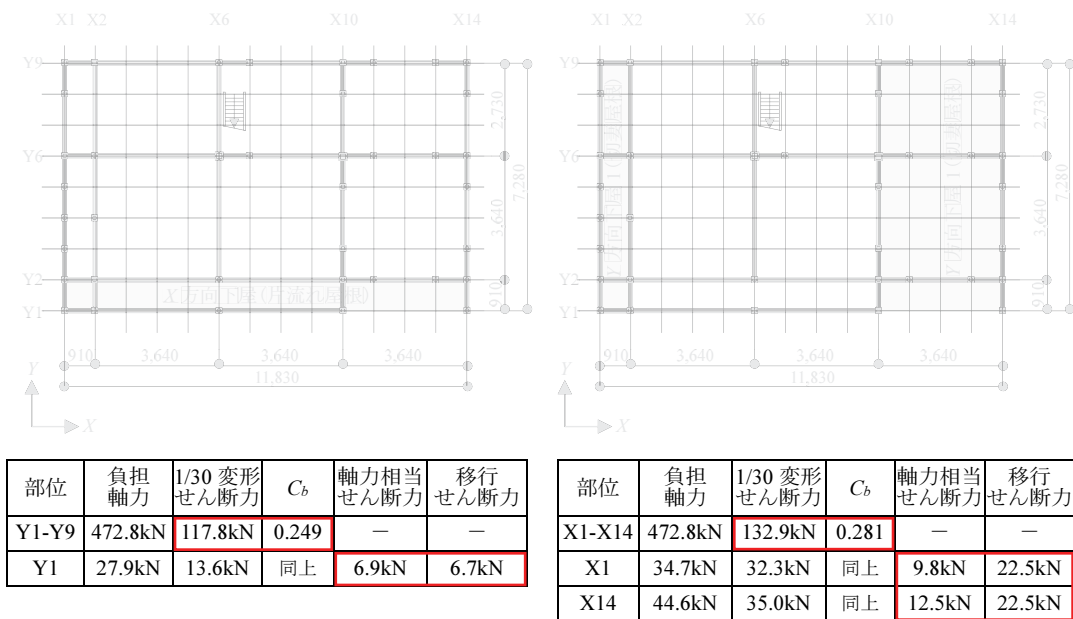


図 9.2-24 通し柱の変形

2) 下屋部分屋根のせん断耐力の検討

下屋部分に対して負担軸力に相当する以上の地震力せん断耐力を期待することが多いが、この場合には負担重量による地震力以上のせん断力を下屋の屋根部分が伝達できることを確認する必要がある。

極稀地震動時の1階の最大変形は、図 9.2-15 および図 9.2-16 より両方向とも 1/20～1/25 程度であるため、最大耐力となる 1/30 時について移行せん断力を計算すると、図 9.2-25 に示すように、*X* 方向極稀地震動に対しては *Y*1～*Y*2 間の片流れ屋根で 7.2kN、*Y* 方向極稀地震に対しては *X*1～*X*2 間の切妻屋根で 21.8kN、*X*10～*X*14 間の切妻屋根で 21.4kN のせん断力をそれぞれ下屋部分へ伝達しなければならない。



(a) *X* 方向極稀地震時

(b) *Y* 方向極稀地震時

図 9.2-25 下屋部分に伝達されるせん断力

X 方向の $Y1$ 通り側の移行せん断力 6.7kN については、片流れ屋根に対して単位長さ当たり $6.7\text{kN}/11.83\text{m}=0.57\text{kN/m}$ のせん断耐力が必要となる。7 章の表 7.5 に示す片流れ屋根（標準仕様）のせん断耐力 0.76kN/m を下回っており、伝達可能である。

一方、 Y 方向の $X1$ 通り側の移行せん断力 22.5kN については、切妻屋根に対して単位長さ当たり $22.5\text{kN}/7.28\text{m}=3.09\text{kN/m}$ のせん断耐力が、また Y 方向の $X14$ 通り側の移行せん断力 22.5kN についても同様に 3.09kN/m のせん断耐力が必要となる。これらは 7 章表 7.4 に示した切妻屋根（標準仕様）のせん断耐力 0.59kN/m に対して大きく不足しており、何らかの対応が求められる。対処方法としては野地板の仕様の変更が考えられる。仕様変更後のせん断耐力を 7 章 7.2.4 項に示す計算法により求め、以下のように変更する。

・ Y 方向の $X1$ 通り側および $X14$ 通り側

野地板：スギ板 $38\text{mm}\times 190\text{mm}\times 1820\text{mm}$ 、釘 $N125\times 2$ 本、釘間の距離 140mm ($d=140\text{mm}$)、
垂木間隔 250mm

→ 屋根勾配補正後のせん断耐力 $3.25\text{kN/m}>\underline{3.09\text{kN/m}}$ OK