

長住郎 3

2階建て軸組工法住宅計算書 横架材・基礎・基礎梁の検討(耐震等級3)

平成 年 月 日

物件名称 : 品確法用物件

建築場所 :

建築主 : D E N C O

設計者 : D E N C O

目次

1．横架材・基礎の計算方法	1
2．使用材料及び許容応力度	2
3．略伏図	3
4．荷重及び軸力	
4 - 1．仮定荷重・建物重量	6
4 - 2．長期軸力表	7
4 - 3．長期鉛直軸力(伏図)	10
4 - 4．水平力による軸力(伏図)	12
5．横架材の検討	
5 - 1．横架材断面の算定	14
5 - 2．横架材断面伏図	16
5 - 3．横架材の検討・検定比表	18
5 - 4．横架材の検討・検定比図	28
5 - 5．横架材の検討・詳細計算	32
5 - 6．たる木・母屋等の設計	
6．基礎・基礎梁の設計	
6 - 1．基礎梁配置図及び条件リスト	38
6 - 2．基礎負担荷重図・反力図	42
6 - 3．基礎・基礎梁の設計	48
6 - 4．基礎の設計(個別入力)	
6 - 5．基礎梁の設計(個別入力)	

1. 横架材・基礎の計算方法

本計算書では、以下の流れに従い横架材・基礎についての検討をおこなった

(1) 設計用荷重の計算

荷重については、屋根・外壁・内壁・床・積載荷重を床均し荷重とし、各部材(壁・梁)で床荷重の拾いにみため負担するものとして検討した。

荷重は建物の重量を考慮して以下のように設定した。右側は想定している仕様。

- ・軽い建物(重い屋根でない)の場合

屋根	0.95 kN/m ²	カラーベスト等
外壁	0.75 kN/m ²	ラスモルタル壁等
内壁	0.20 kN/m ²	ボード壁等
床	0.60 kN/m ²	
積載	1.30 kN/m ²	
- ・重い建物(重い屋根)の場合

屋根	1.30 kN/m ²	棧瓦等
外壁	1.20 kN/m ²	土塗り壁等
内壁	0.20 kN/m ²	ボード壁等
床	0.60 kN/m ²	
積載	1.30 kN/m ²	

上記の数値は「木造住宅の耐震診断と補強方法(改訂版)」発行 財団法人 日本建築防災協会 P. 267 表3.4を根拠としている。

以上をもとに、各階の拾い用床均し荷重を以下のように算出している

- 屋根階 屋根 + (外壁 + 内壁) x 0.5
- 2階 床 + 外壁 + 内壁 + 積載
- 1階 床 + (外壁 + 内壁) x 0.5 + 積載

- ・軽い建物の場合

屋根階	1.425 kN/m ²
2階	2.850 kN/m ²
1階	2.375 kN/m ²
- ・重い建物の場合

屋根	2.000 kN/m ²
2階	3.300 kN/m ²
1階	2.600 kN/m ²

尚、評価等級による荷重の割増等を行っていない。

(2) 軸力の計算

長期軸力については、各階の床均し荷重を屋根・床の荷重として根太向きに応じて各部材(壁・梁)で拾い、柱部材で下階に伝達し各部材の負担軸力を算定した。
 水平力による軸力については、耐力壁の壁倍率をもとに、許容耐力時の鉛直軸力を算定し、各部材(壁・梁)で拾い、柱部材で下階に伝達して各部材の負担軸力を算定した。

水平力による鉛直軸力は次式で算定し、壁の両端の柱に左右符号の逆転した軸力を設定している。
 鉛直軸力(kN) = 壁倍率 x 1.96 x 階高(m)

上記に示すように水平時の軸力は応力軸力でなく、許容耐力時の軸力としている。よって短期水平時荷重については、地震・風圧時とも同じものとして検討した。
 また、横架材の設計で出力する検定の計算書中の等分布荷重は横架材が直接負担している床均し荷重を示し、集中荷重は横架材及び上に載っている柱よりの伝達荷重となる。(水平時荷重はこちらにのみ発生する)

(3) 横架材・基礎の許容応力度計算

上記の荷重軸力に対して、各横架材及び基礎について許容応力度を計算し、設計及び検討をおこなった。

計算については、下記の文献を参考におこなっている。

準拠した基準・参考図書

- ・建築基準法・同施行令・告示等
- ・木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)
- ・3階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き
- ・木造住宅の耐震診断と補強方法

2. 使用材料及び許容応力度

(1) 木材

梁材 1種 幅105mm

(2) 鉄筋,コンクリート

布基礎 SD295 FC21 を使用

木材 許容応力度表

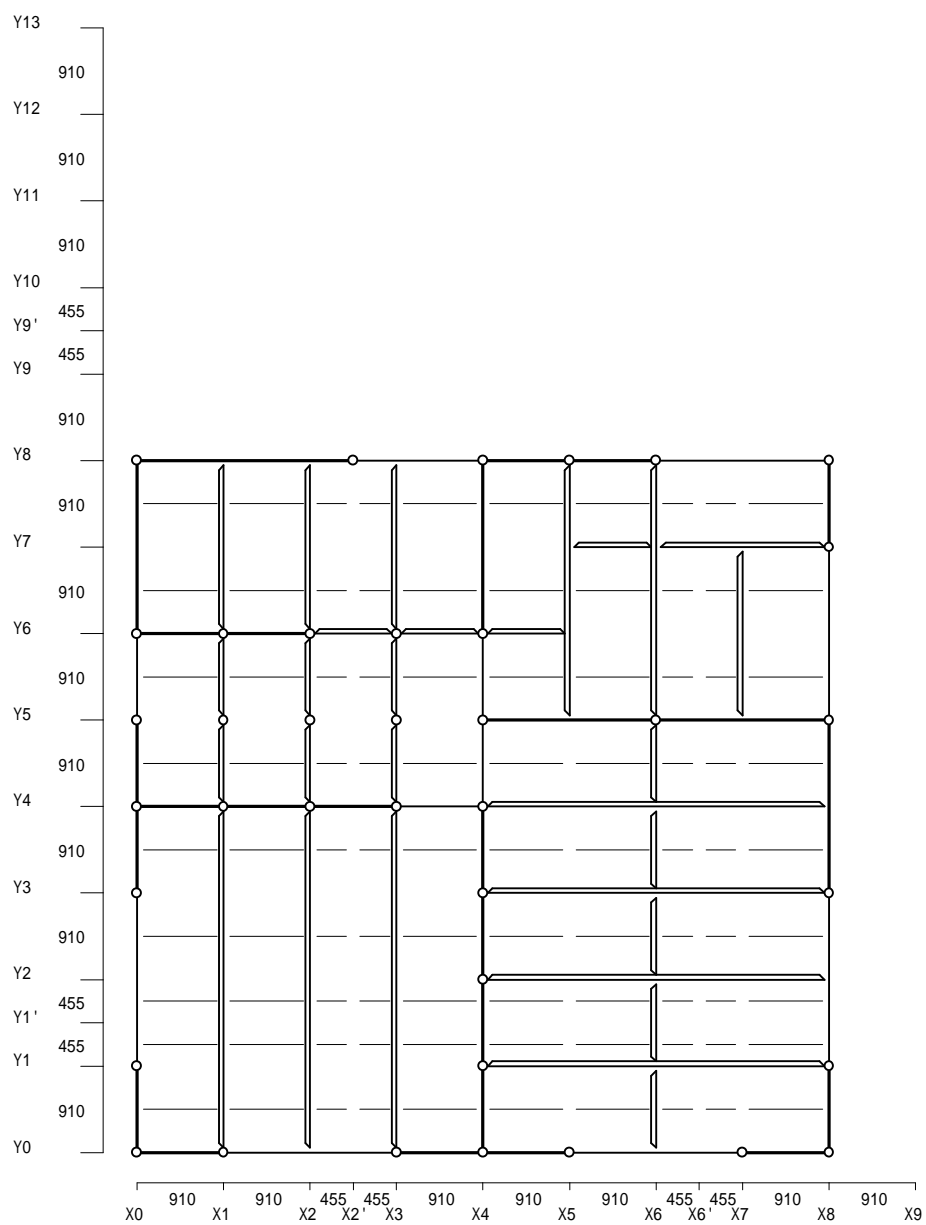
樹 種	長 期 (N/mm2)					短 期 (N/mm2)					ヤング 係数 (x1000 N/mm2)
	圧縮	引張 り	曲げ	せん 断	めり 込み	圧縮	引張 り	曲げ	せん 断	めり 込み	
1種	8.1	6.5	10.3	0.9	3.1	14.8	11.8	18.8	1.6	5.6	10.0
2種	7.6	5.9	9.8	0.8	2.5	13.8	10.8	17.8	1.4	4.5	9.0
3種	7.0	5.4	9.2	0.8	2.0	12.8	9.8	16.8	1.4	3.6	8.0
4種	6.5	5.0	8.1	0.7	2.0	11.8	9.0	14.8	1.2	3.6	7.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

鉄筋およびコンクリート 許容応力度表

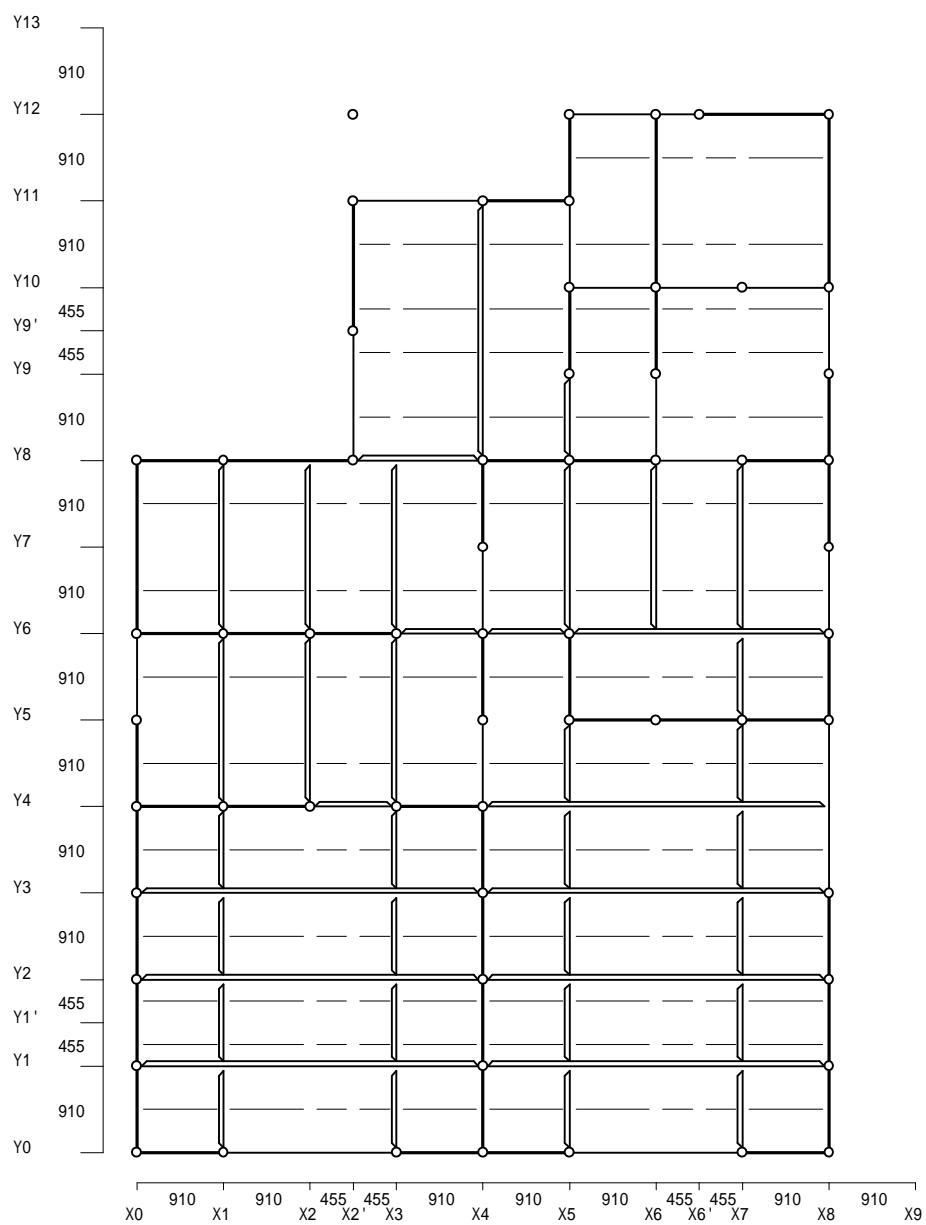
材 料	長 期 (N/mm2)					短 期 (N/mm2)				
	圧 縮 rfc fc	引張り ft	せん断 wft fs	付着 fa		圧 縮 rfc fc	引張り ft	せん断 wft fs	付着 fa	
				曲げ材 上 ば	その他				曲げ材 上 ば	その他
SD295A	195	195	195	0.76	0.95	295	295	295	1.14	1.43
SD295B	195	195	195	0.76	0.95	295	295	295	1.14	1.43
SD345	195	195	195	0.76	0.95	345	345	345	1.14	1.43
SR235	160	160	160	0.72	0.90	235	235	235	1.05	1.35
コンクリート Fc=21	7	-	0.7	-	-	14	-	1.05	-	-

3. 略伏図

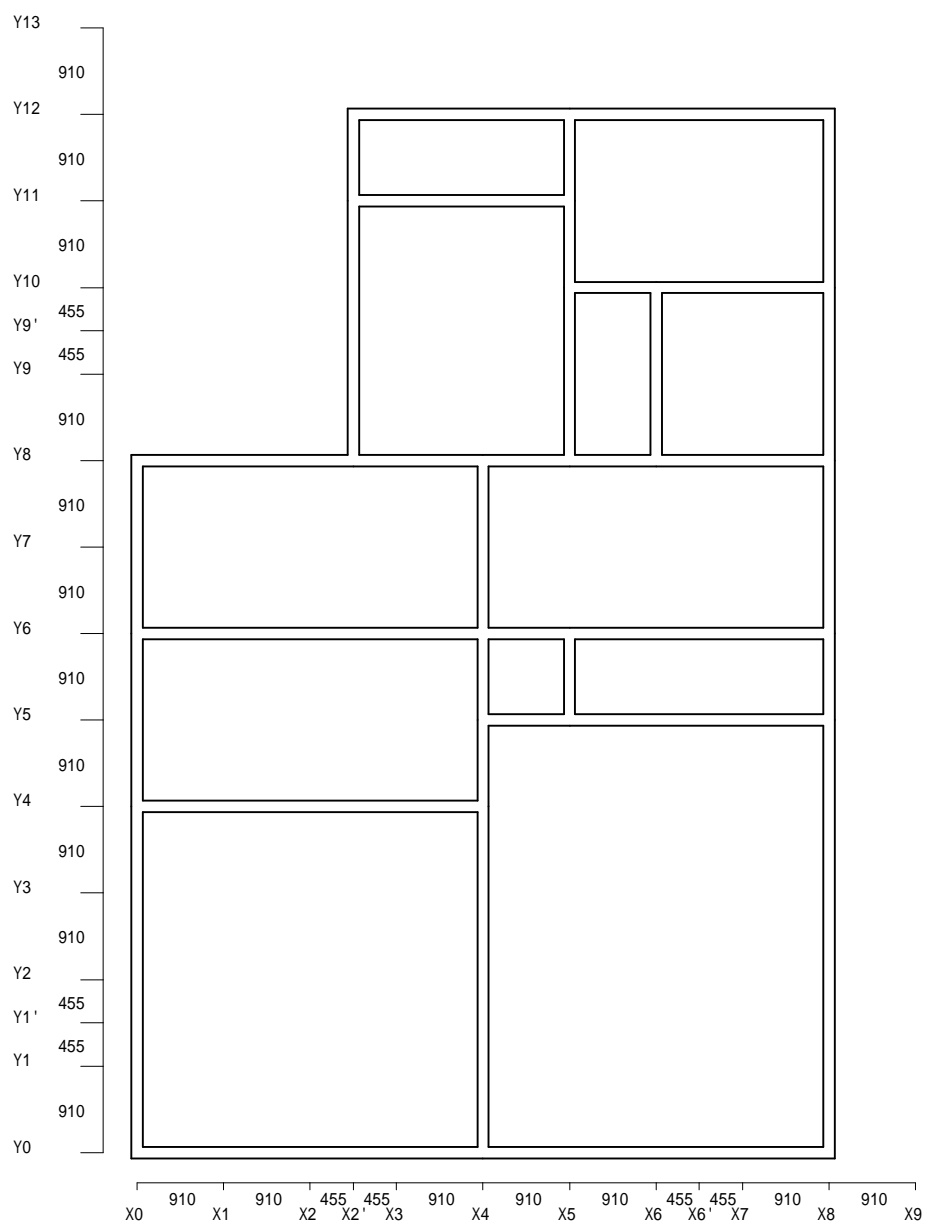
2 階 (3 階床)



1 階 (2 階床)



1 階 (基礎)



4. 荷重及び軸力
4-1. 仮定荷重・建物重量

仮定床均し荷重(kN/m²) (横架材・基礎設計用)

	屋根	外壁	内壁	床	積載荷重
軽い屋根	0.95	0.75	0.20	0.60	1.30

各階の横架材の設計用床均し荷重(kN/m²)
評価等級3

屋根階	1.425 x 1.00	1.425
2階	2.850 x 1.00	2.850
1階	2.375 x 1.00	2.375

建物重量の算定
() 横架材・基礎設計荷重

階	項目	単位重量 (N/m ²)	面積 (m ²)	W0 (kN)	Wi (kN)	Wi (kN)
2	屋根	1425	53.00	75.52		
		(1425)		(75.52)	(75.52)	(75.52)
1	床	2150	53.00	113.95		
		(2850)		(151.05)		
		1425	16.15	23.01		
	屋根	(1425)		(23.01)		
					136.96	212.48
					(174.06)	(249.58)
F	床	1675	69.23	115.96		
		(2375)		(164.42)	115.96	328.44
					(164.42)	(414.00)

4 - 2 . 長期軸力表

柱の軸力

柱の長期軸力(積雪は含まない)

位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P (kN)	P (kN)
Y0 X0	2	屋根	1.425 × 0.207	0.295	0.295	0.295
	1	床	2.850 × 0.207	0.590	0.590	0.885
Y0 X1	2	屋根	1.425 × 2.484	3.540	3.540	3.540
	1	床	2.850 × 0.621	1.770	1.770	5.310
Y0 X3	2	屋根	1.425 × 2.484	3.540	3.540	3.540
	1	床	2.850 × 0.621	1.770	1.770	5.310
Y0 X4	2	屋根	1.425 × 0.621	0.885	0.885	0.885
	1	床	2.850 × 0.414	1.180	1.180	2.065
Y0 X5	2	屋根	1.425 × 0.414	0.590	0.590	0.590
	1	床	2.850 × 0.621	1.770	1.770	2.360
Y0 X7	2	屋根	1.425 × 0.414	0.590	0.590	0.590
	1	床	2.850 × 0.621	1.770	1.770	2.360
Y0 X8	2	屋根	1.425 × 0.414	0.590	0.590	0.590
	1	床	2.850 × 0.207	0.590	0.590	1.180
Y1 X0	2	屋根	1.425 × 0.621	0.885	0.885	0.885
	1	床	2.850 × 1.656	4.720	4.720	5.605
Y1 X4	2	屋根	1.425 × 2.070	2.950	2.950	2.950
	1	床	2.850 × 3.312	9.440	9.440	12.390
Y1 X8	2	屋根	1.425 × 2.484	3.540	3.540	3.540
	1	床	2.850 × 1.656	4.720	4.720	8.260
Y2 X0	1	床	2.850 × 1.656	4.720	4.720	4.720
Y2 X4	2	屋根	1.425 × 2.070	2.950	2.950	2.950
	1	床	2.850 × 3.312	9.440	9.440	12.390
Y2 X8	1	床	2.850 × 1.656	4.720	4.720	4.720
Y3 X0	2	屋根	1.425 × 0.621	0.885	0.885	0.885
	1	床	2.850 × 1.656	4.720	4.720	5.605
Y3 X4	2	屋根	1.425 × 2.070	2.950	2.950	2.950
	1	床	2.850 × 3.312	9.440	9.440	12.390
Y3 X8	2	屋根	1.425 × 3.312	4.720	4.720	4.720
	1	床	2.850 × 2.484	7.080	7.080	11.800
Y4 X0	2	屋根	1.425 × 0.414	0.590	0.590	0.590
	1	床	2.850 × 0.414	1.180	1.180	1.770
Y4 X1	2	屋根	1.425 × 2.070	2.950	2.950	2.950
	1	床	2.850 × 1.449	4.130	4.720	7.670
		Y5 X1 より		0.590		
Y4 X2	2	屋根	1.425 × 2.070	2.950	2.950	2.950

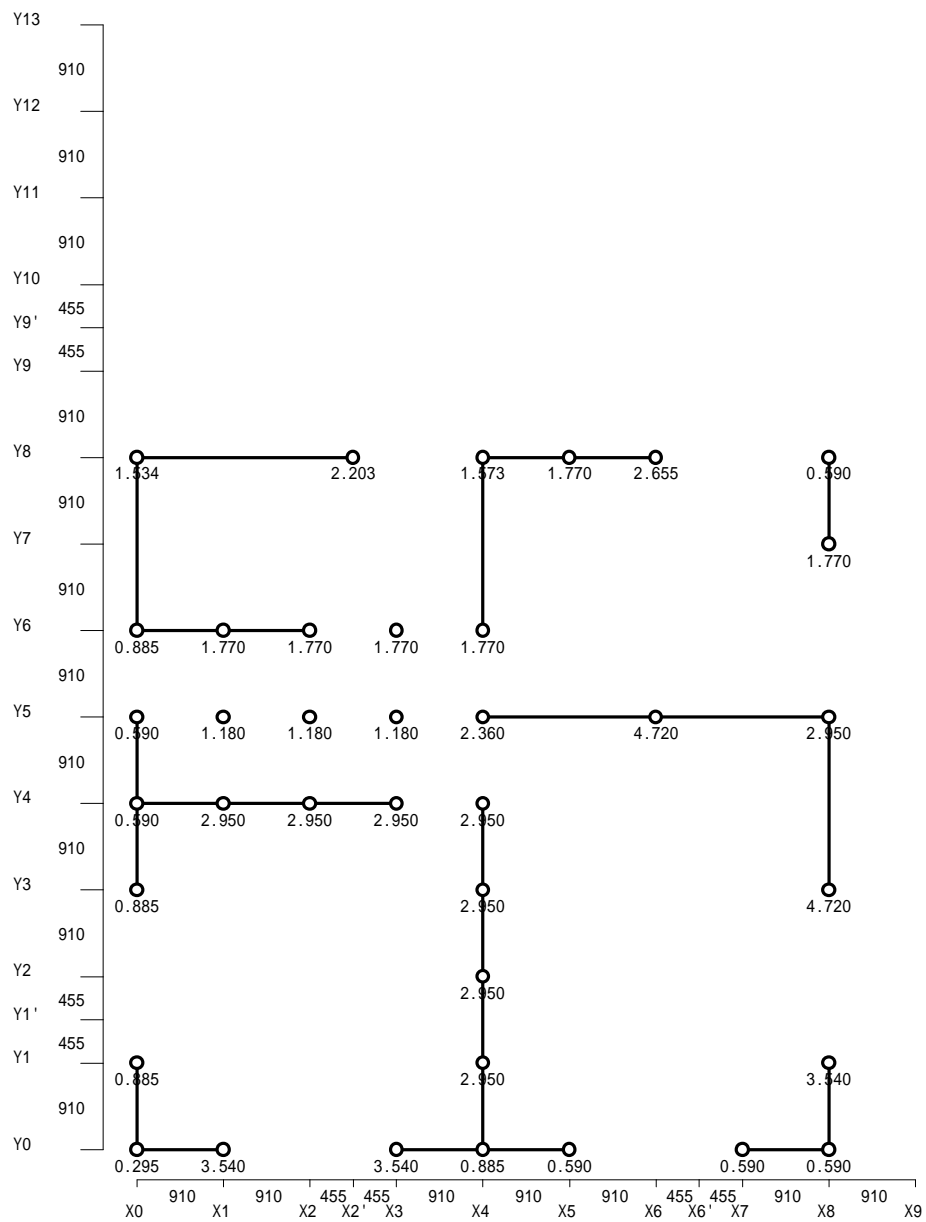
位置	階	項目	単位重量 × 長さ・面積	P0(kN)	P (kN)	P (kN)
Y4	X2	1 床 Y5 X2 より	2.850 × 0.828	2.360 0.590	2.950	5.900
Y4	X3	2 屋根	1.425 × 2.070	2.950	2.950	2.950
		1 床 Y5 X3 より	2.850 × 1.449	4.130 0.590	4.720	7.670
Y4	X4	2 屋根	1.425 × 2.070	2.950	2.950	2.950
		1 床	2.850 × 2.070	5.900	5.900	8.850
Y5	X0	2 屋根	1.425 × 0.414	0.590	0.590	0.590
		1 床	2.850 × 0.414	1.180	1.180	1.770
Y5	X1	2 屋根	1.425 × 0.828	1.180	1.180 Y4 X1 Y6 X1	1.180 0.590 0.590
Y5	X2	2 屋根	1.425 × 0.828	1.180	1.180 Y4 X2 Y6 X2	1.180 0.590 0.590
Y5	X3	2 屋根	1.425 × 0.828	1.180	1.180 Y4 X3 Y6 X3	1.180 0.590 0.590
Y5	X4	2 屋根	1.425 × 1.656	2.360	2.360	2.360
		1 床	2.850 × 0.828	2.360	2.360	4.720
Y5	X5	1 床	2.850 × 1.242	3.540	3.540	3.540
Y5	X6	2 屋根	1.425 × 3.312	4.720	4.720	4.720
Y5	X7	1 床	2.850 × 1.242	3.540	3.540	3.540
Y5	X8	2 屋根	1.425 × 2.070	2.950	2.950	2.950
		1 床	2.850 × 1.242	3.540	3.540	6.490
Y6	X0	2 屋根	1.425 × 0.621	0.885	0.885	0.885
		1 床	2.850 × 0.621	1.770	1.770	2.655
Y6	X1	2 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770
		1 床 Y5 X1 より	2.850 × 1.656	4.720 0.590	5.310	7.080
Y6	X2	2 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770
		1 床 Y5 X2 より	2.850 × 1.656	4.720 0.590	5.310	7.080
Y6	X3	2 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770
		1 床 Y5 X3 より	2.850 × 1.656	4.720 0.590	5.310	7.080
Y6	X4	2 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770
		1 床	2.850 × 0.828	2.360	2.360	4.130
Y6	X5	1 床	2.850 × 2.484	7.080	7.080	7.080
Y6	X8	1 床	2.850 × 1.656	4.720	4.720	4.720
Y7	X4	1 床	2.850 × 0.828	2.360	2.360	2.360
Y7	X8	2 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770

位置	階	項目	単位重量×長さ・面積	P0(kN)	P(kN)	P(kN)
Y7	X8	1 床	2.850 × 0.414	1.180	1.180	2.950
Y8	X0	2 屋根	1.425 × 1.077	1.534	1.534	1.534
		1 床	2.850 × 0.414	1.180	1.180	2.714
Y8	X1	1 床	2.850 × 1.104	3.147	3.147	3.147
Y8	X2'	2 屋根	1.425 × 1.546	2.203	2.203	2.203
		1 屋根	1.425 × 0.466	0.664	3.811	6.013
		床	2.850 × 1.104	3.147		
Y8	X4	2 屋根	1.425 × 1.104	1.573	1.573	1.573
		1 屋根	1.425 × 1.553	2.213	4.179	5.753
		床	2.850 × 0.690	1.967		
Y8	X5	2 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770
		1 屋根	1.425 × 0.414	0.590	2.950	4.720
		床	2.850 × 0.828	2.360		
Y8	X6	2 屋根	1.425 × 1.863	2.655	2.655	2.655
		1 屋根	1.425 × 0.621	0.885	3.245	5.900
		床	2.850 × 0.828	2.360		
Y8	X7	1 床	2.850 × 0.828	2.360	2.360	2.360
Y8	X8	2 屋根	1.425 × 0.414	0.590	0.590	0.590
		1 屋根	1.425 × 0.414	0.590	1.180	1.770
		床	2.850 × 0.207	0.590		
Y9	X5	1 屋根	1.425 × 0.828	1.180	1.180	1.180
Y9	X6	1 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770
Y9	X8	1 屋根	1.425 × 0.828	1.180	1.180	1.180
Y9'	X2'	1 屋根	1.425 × 0.932	1.328	1.328	1.328
Y10	X5	1 屋根	1.425 × 0.828	1.180	1.180	1.180
Y10	X6	1 屋根	1.425 × 1.863	2.655	2.655	2.655
Y10	X8	1 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770
Y11	X2'	1 屋根	1.425 × 0.466	0.664	0.664	0.664
Y11	X4	1 屋根	1.425 × 1.553	2.213	2.213	2.213
Y11	X5	1 屋根	1.425 × 0.621	0.885	0.885	0.885
Y12	X5	1 屋根	1.425 × 0.207	0.295	0.295	0.295
Y12	X6	1 屋根	1.425 × 1.242	1.770	1.770	1.770
Y12	X8	1 屋根	1.425 × 0.828	1.180	1.180	1.180

4 - 3 . 長期鉛直軸力伏図

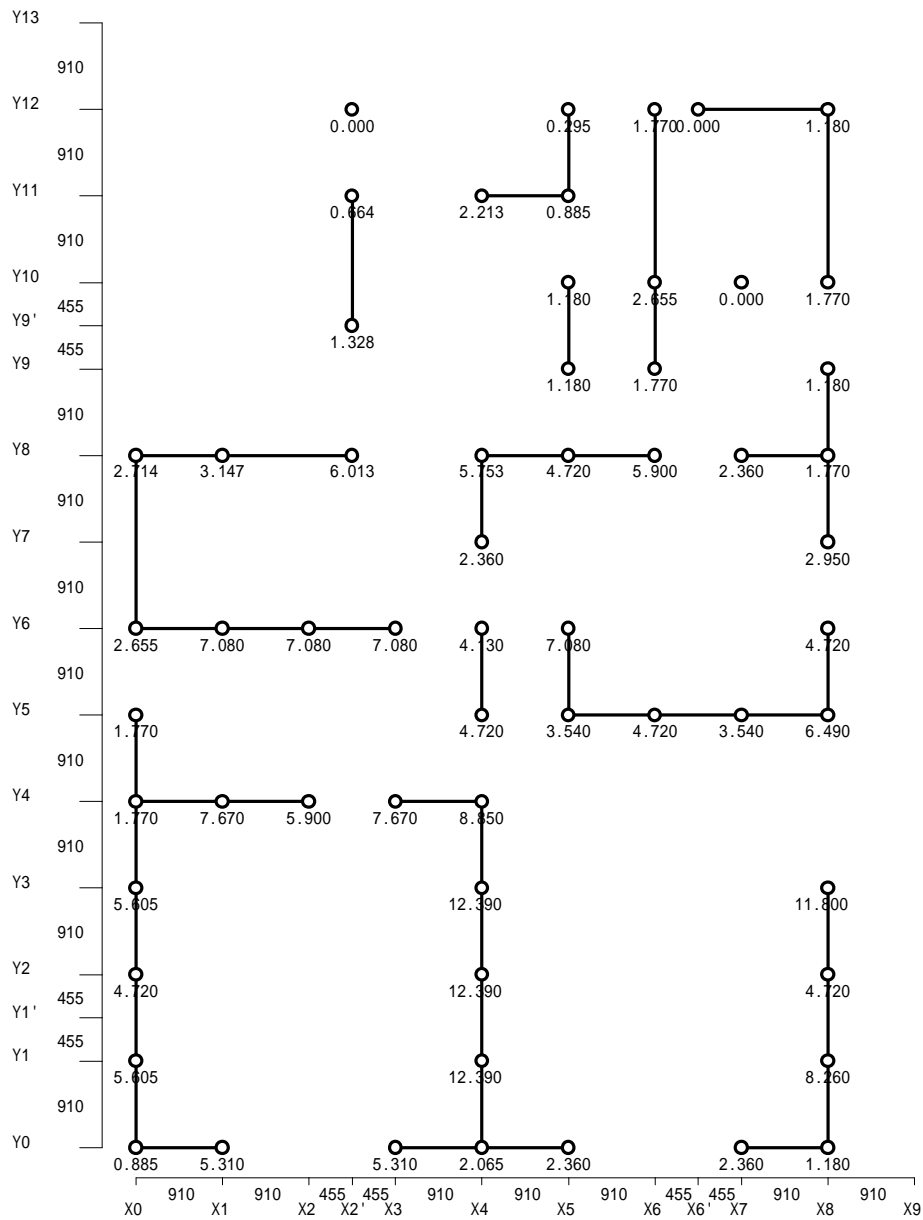
2 階

鉛直軸力合計 75.523(kN)



1 階

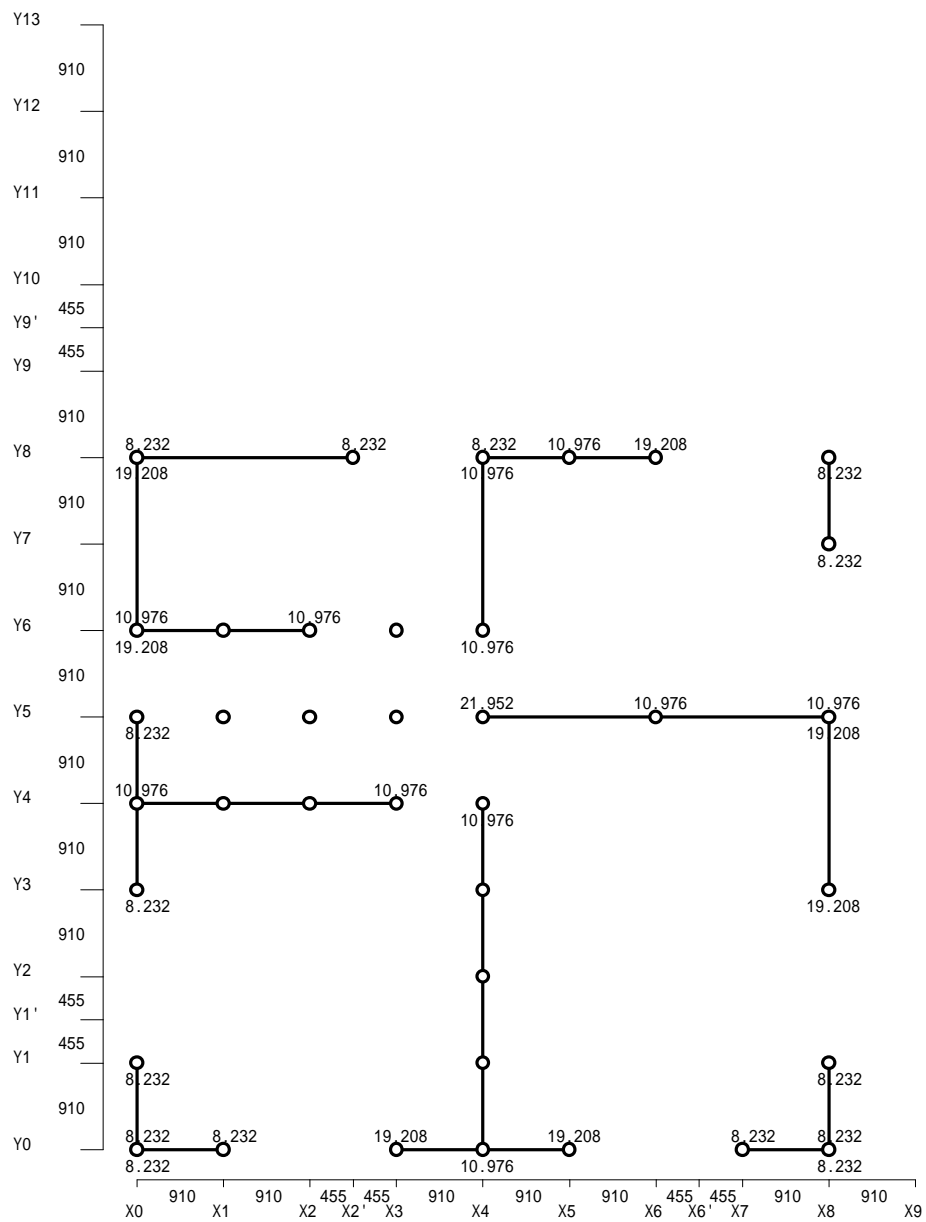
鉛直軸力合計 249.579(kN)



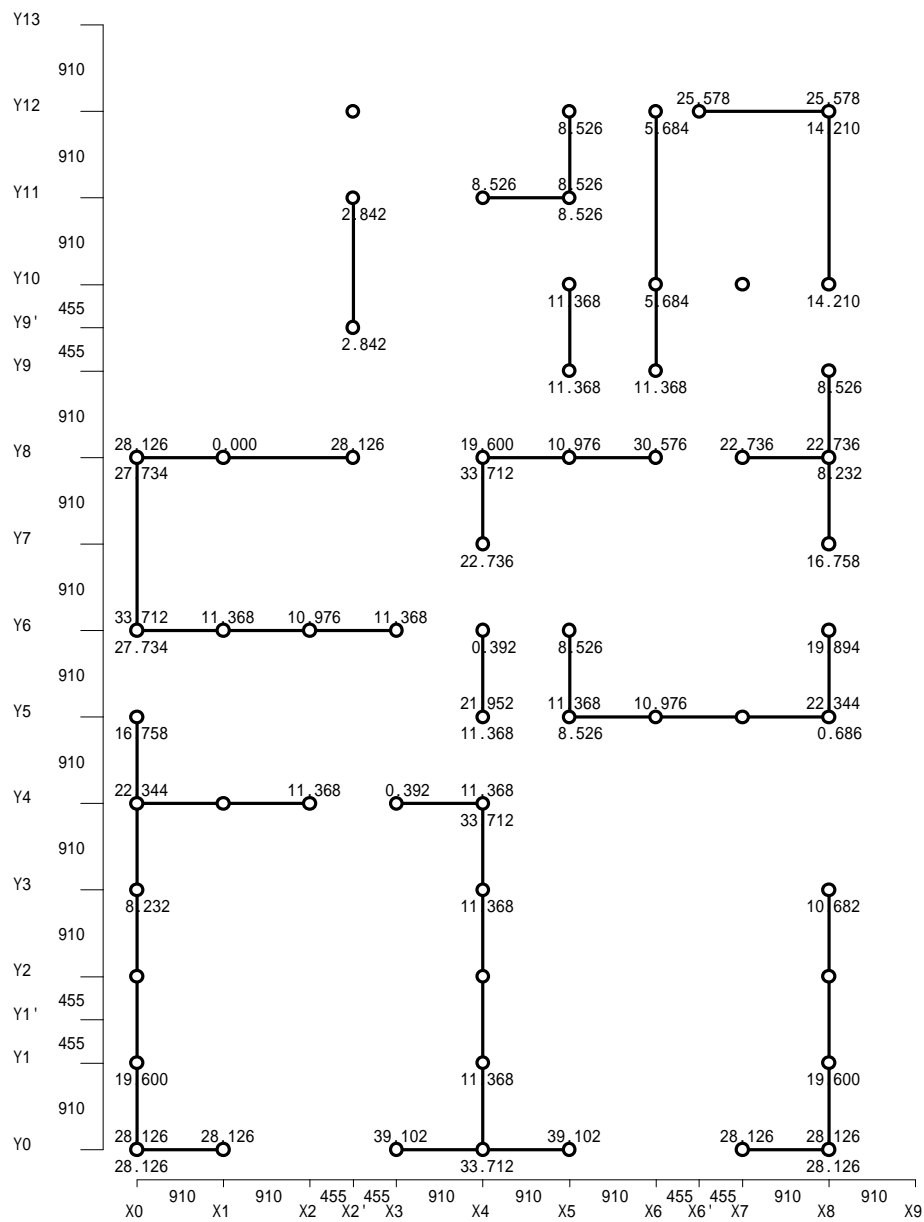
4 - 4 . 水平力による軸力伏図

上段 : X方向軸力(kN) 下段 : Y方向軸力(kN)

2 階



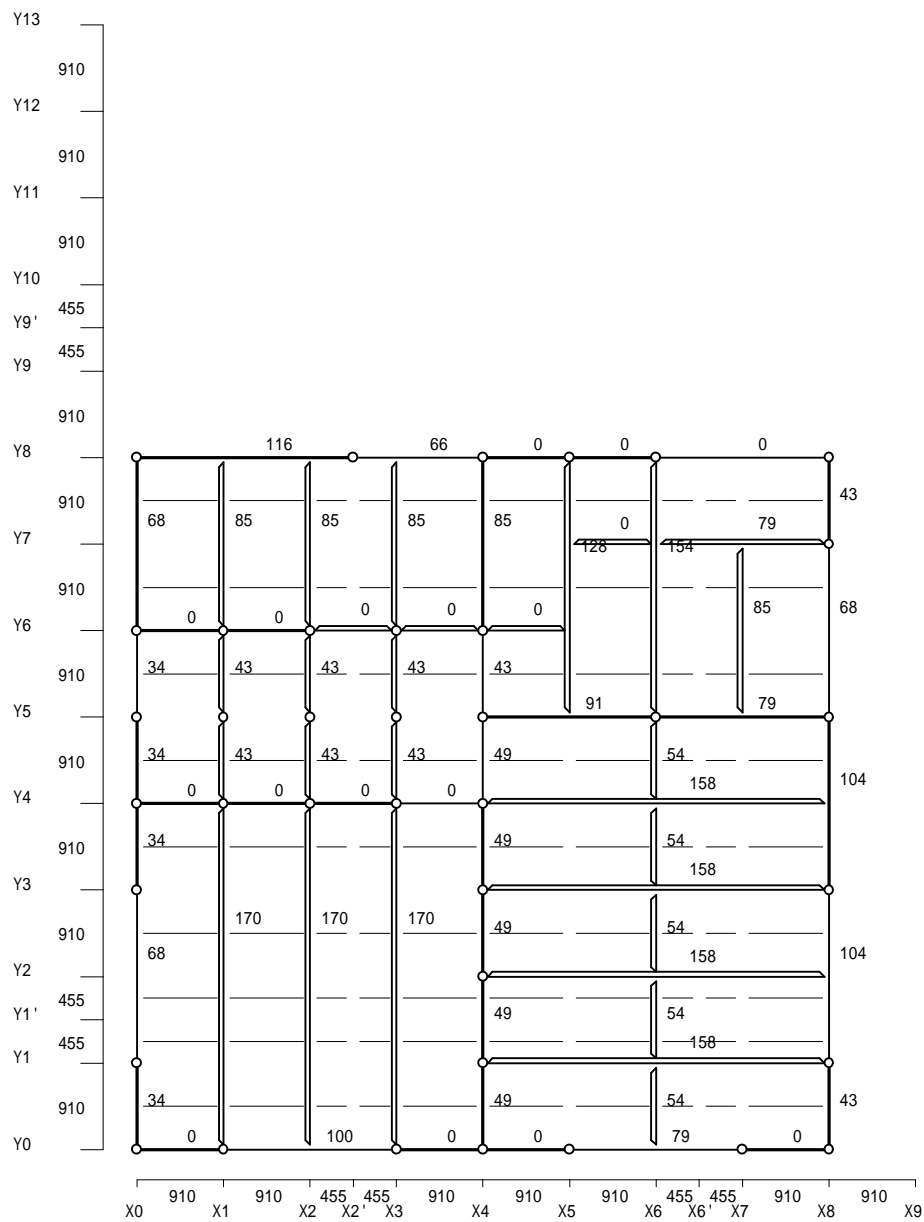
1 階



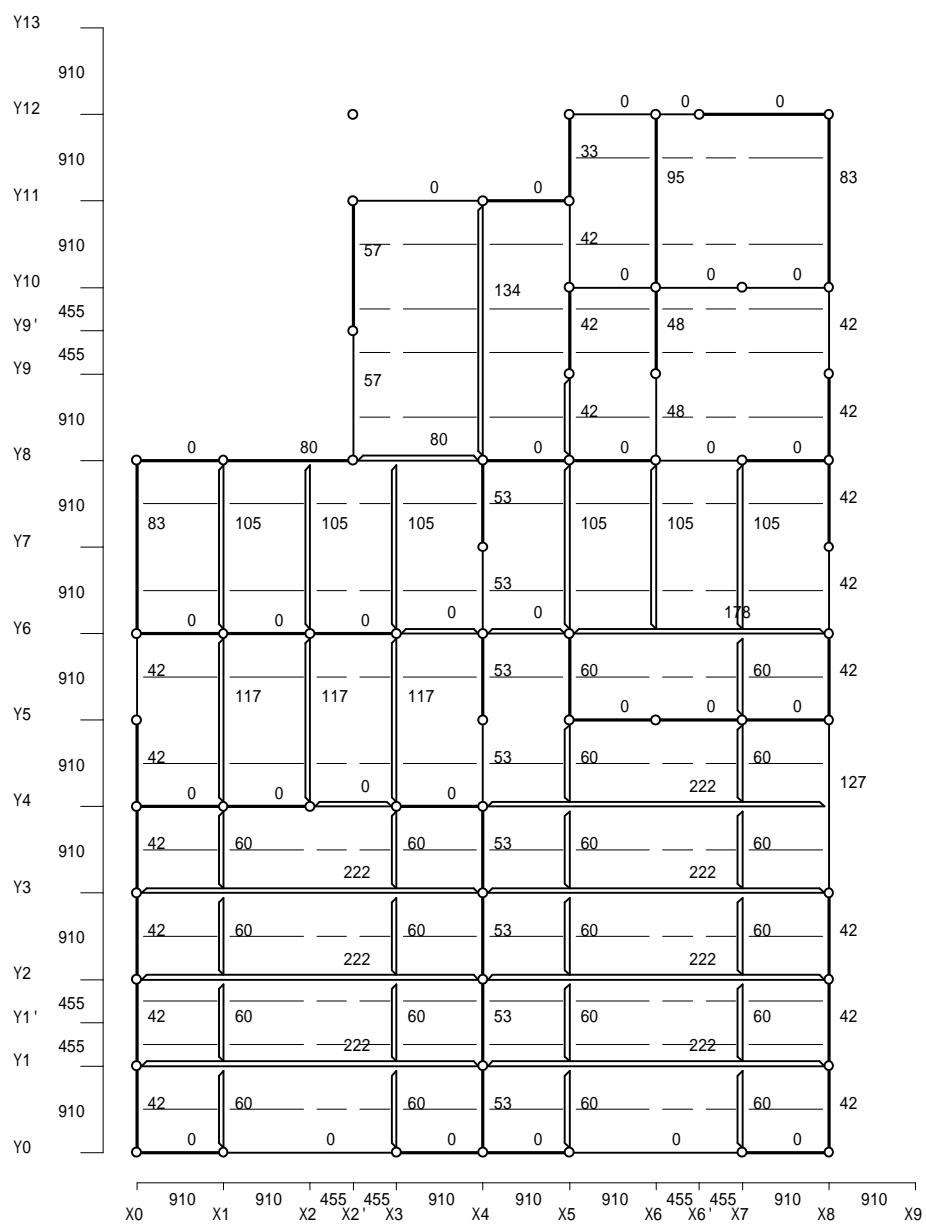
5. 横架材の検討
5-1. 横架材断面の算定

梁・桁・胴差算定伏図

小屋梁
梁幅 : 120 (mm)
材種 : 1種

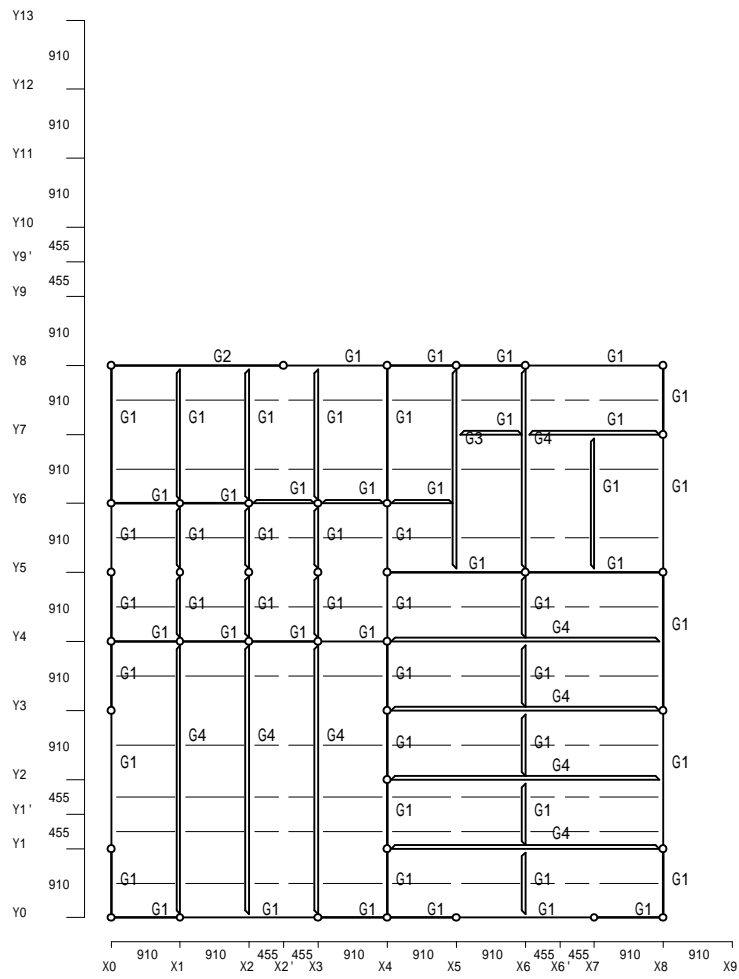


2 階梁
 梁幅 : 130 (mm)
 材種 : 1種



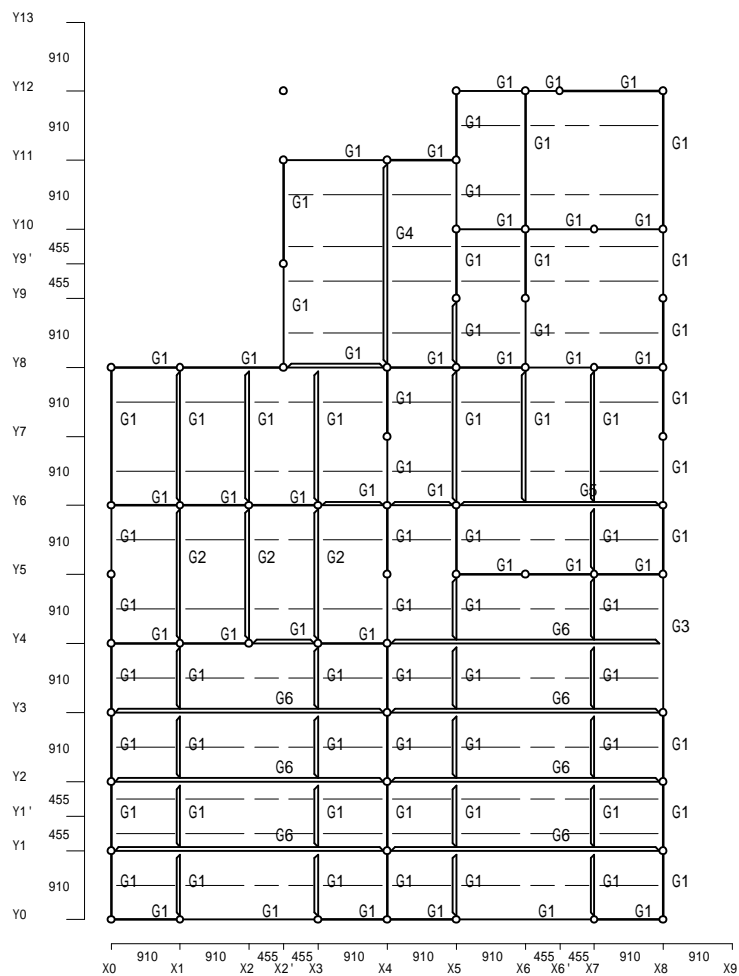
5 - 2 . 横架材断面伏図 (梁グルーピング)

小屋梁



- G1 : 12.0 x 10.5
- G2 : 12.0 x 12.0
- G3 : 12.0 x 13.0
- G4 : 12.0 x 17.0

2 階梁



- G1 : 13.0 × 10.5
- G2 : 13.0 × 12.0
- G3 : 13.0 × 13.0
- G4 : 13.0 × 13.5
- G5 : 13.0 × 18.0
- G6 : 13.0 × 24.0

5 - 3 . 横架材の検討・検定比表

横架材の検討(グループ代表)

屋根階	上段：長期		下段：短期		せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)			
Y0	X1 - X3 壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.15 0.08	0.47 0.25	OK
Y1	X4 - X8 大梁	1種 RG4	12.00	17.00	0.09 0.05	0.36 0.19	OK
Y8	X0 - X2' 耐力壁	1種 RG2	12.00	12.00	0.16 0.09	0.28 0.15	OK
X5	Y5 - Y8 大梁	1種 RG3	12.00	13.00	0.18 0.10	0.34 0.19	OK

2階

通り	上段：長期		下段：短期				判定
	符号 梁種別	材種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	
Y1	X0 - X4 大梁	1種 2G6	13.00	24.00	0.18 0.10	0.25 0.13	OK
Y6	X5 - X8 大梁	1種 2G5	13.00	18.00	0.25 0.14	0.44 0.24	OK
X1	Y4 - Y6 大梁	1種 2G2	13.00	12.00	0.31 0.17	0.50 0.27	OK
X1	Y6 - Y8 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.28 0.16	0.43 0.23	OK
X4	Y8 - Y11 大梁	1種 2G4	13.00	13.50	0.21 0.11	0.37 0.20	OK
X8	Y3 - Y5 壁	1種 2G3	13.00	13.00	0.29 0.16	0.56 0.31	OK

横架材の検討(個別)

屋根階

通り	上段：長期	下段：短期	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
	符 号 梁種別	材 種 梁グループ					
Y0	X0 - X1 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y0	X1 - X3 壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.15 0.08	0.47 0.25	OK
Y0	X3 - X4 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y0	X4 - X5 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y0	X5 - X7 壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.23 0.12	OK
Y0	X7 - X8 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y1	X4 - X8 大梁	1種 RG4	12.00	17.00	0.09 0.05	0.36 0.19	OK
Y2	X4 - X8 大梁	1種 RG4	12.00	17.00	0.09 0.05	0.36 0.19	OK
Y3	X4 - X8 大梁	1種 RG4	12.00	17.00	0.09 0.05	0.36 0.19	OK
Y4	X0 - X1 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y4	X1 - X2 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y4	X2 - X3 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y4	X3 - X4 壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y4	X4 - X8 大梁	1種 RG4	12.00	17.00	0.09 0.05	0.36 0.19	OK
Y5	X4 - X6 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.11 0.06	0.35 0.19	OK
Y5	X6 - X8 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.23 0.12	OK
Y6	X0 - X1 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X1 - X2 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X2 - X3 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X3 - X4 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X4 - X5 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y7	X5 - X6 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y7	X6 - X8 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.23 0.12	OK
Y8	X0 - X2' 耐力壁	1種 RG2	12.00	12.00	0.16 0.09	0.28 0.15	OK
Y8	X2' - X4 壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.10 0.05	0.15 0.08	OK

屋根階

通り	上段：長期		下段：短期				判定
	符 号 梁種別	材 種 梁カ-ル-フ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	
Y8	X4 - X5 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y8	X5 - X6 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y8	X6 - X8 壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
X0	Y0 - Y1 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X0	Y1 - Y3 壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.11 0.06	OK
X0	Y3 - Y4 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X0	Y4 - Y5 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X0	Y5 - Y6 壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X0	Y6 - Y8 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.11 0.06	OK
X1	Y0 - Y4 大梁	1種 RG4	12.00	17.00	0.19 0.10	0.36 0.19	OK
X1	Y4 - Y5 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK
X1	Y5 - Y6 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK
X1	Y6 - Y8 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.15 0.08	0.23 0.12	OK
X2	Y0 - Y4 大梁	1種 RG4	12.00	17.00	0.19 0.10	0.36 0.19	OK
X2	Y4 - Y5 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK
X2	Y5 - Y6 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK
X2	Y6 - Y8 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.15 0.08	0.23 0.12	OK
X3	Y0 - Y4 大梁	1種 RG4	12.00	17.00	0.19 0.10	0.36 0.19	OK
X3	Y4 - Y5 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK
X3	Y5 - Y6 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK
X3	Y6 - Y8 大梁	1種 RG1	12.00	10.50	0.15 0.08	0.23 0.12	OK
X4	Y0 - Y1 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.11 0.06	0.08 0.04	OK
X4	Y1 - Y2 耐力壁	1種 RG1	12.00	10.50	0.11 0.06	0.08 0.04	OK

屋根階

通り	上段：長期	下段：短期		梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
	符 号 梁種別	材 種 梁カール	種					
X4	Y2 - Y3 耐力壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.11 0.06	0.08 0.04	OK
X4	Y3 - Y4 耐力壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.11 0.06	0.08 0.04	OK
X4	Y4 - Y5 壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.11 0.06	0.08 0.04	OK
X4	Y5 - Y6 壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK
X4	Y6 - Y8 耐力壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.15 0.08	0.23 0.12	OK
X5	Y5 - Y8 大梁	1種 RG3		12.00	13.00	0.18 0.10	0.34 0.19	OK
X6	Y0 - Y1 大梁	1種 RG1		12.00	10.50	0.15 0.08	0.11 0.06	OK
X6	Y1 - Y2 大梁	1種 RG1		12.00	10.50	0.15 0.08	0.11 0.06	OK
X6	Y2 - Y3 大梁	1種 RG1		12.00	10.50	0.15 0.08	0.11 0.06	OK
X6	Y3 - Y4 大梁	1種 RG1		12.00	10.50	0.15 0.08	0.11 0.06	OK
X6	Y4 - Y5 大梁	1種 RG1		12.00	10.50	0.15 0.08	0.11 0.06	OK
X6	Y5 - Y8 大梁	1種 RG4		12.00	17.00	0.24 0.14	0.34 0.19	OK
X7	Y5 - Y7 大梁	1種 RG1		12.00	10.50	0.15 0.08	0.23 0.12	OK
X8	Y0 - Y1 耐力壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK
X8	Y1 - Y3 壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.23 0.13	0.47 0.25	OK
X8	Y3 - Y5 耐力壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.23 0.13	0.47 0.25	OK
X8	Y5 - Y7 壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.07 0.04	0.11 0.06	OK
X8	Y7 - Y8 耐力壁	1種 RG1		12.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.03	OK

2階

通り	上段：長期		下段：短期				判定
	符号 梁種別	材種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	
Y0	X0 - X1 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y0	X1 - X3 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y0	X3 - X4 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y0	X4 - X5 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y0	X5 - X7 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y0	X7 - X8 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y1	X0 - X4 大梁	1種 2G6	13.00	24.00	0.18 0.10	0.25 0.13	OK
Y1	X4 - X8 大梁	1種 2G6	13.00	24.00	0.18 0.10	0.25 0.13	OK
Y2	X0 - X4 大梁	1種 2G6	13.00	24.00	0.18 0.10	0.25 0.13	OK
Y2	X4 - X8 大梁	1種 2G6	13.00	24.00	0.18 0.10	0.25 0.13	OK
Y3	X0 - X4 大梁	1種 2G6	13.00	24.00	0.18 0.10	0.25 0.13	OK
Y3	X4 - X8 大梁	1種 2G6	13.00	24.00	0.18 0.10	0.25 0.13	OK
Y4	X0 - X1 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y4	X1 - X2 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y4	X2 - X3 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y4	X3 - X4 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y4	X4 - X8 大梁	1種 2G6	13.00	24.00	0.18 0.10	0.25 0.13	OK
Y5	X5 - X6 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y5	X6 - X7 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y5	X7 - X8 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X0 - X1 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X1 - X2 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X2 - X3 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X3 - X4 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y6	X4 - X5 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK

2階

通り	上段：長期		下段：短期				判定
	符 号 梁種別	材 種 梁カ-ル-フ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	
Y6	X5 - X8 大梁	1種 2G5	13.00	18.00	0.25 0.14	0.44 0.24	OK
Y8	X0 - X1 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y8	X1 - X2' 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.19 0.10	0.29 0.15	OK
Y8	X2' - X4 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.19 0.10	0.29 0.15	OK
Y8	X4 - X5 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y8	X5 - X6 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y8	X6 - X7 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y8	X7 - X8 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y10	X5 - X6 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y10	X6 - X7 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y10	X7 - X8 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y11	X2' - X4 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y11	X4 - X5 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y12	X5 - X6 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y12	X6 - X6' 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
Y12	X6' - X8 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
X0	Y0 - Y1 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X0	Y1 - Y2 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X0	Y2 - Y3 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X0	Y3 - Y4 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X0	Y4 - Y5 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X0	Y5 - Y6 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X0	Y6 - Y8 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.21 0.11	OK

2階

通り	上段：長期		下段：短期				判定
	符 号 梁種別	材 種 梁カ-ル-フ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	
X1	Y0 - Y1 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X1	Y1 - Y2 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X1	Y2 - Y3 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X1	Y3 - Y4 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X1	Y4 - Y6 大梁	1種 2G2	13.00	12.00	0.31 0.17	0.50 0.27	OK
X1	Y6 - Y8 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.28 0.16	0.43 0.23	OK
X2	Y4 - Y6 大梁	1種 2G2	13.00	12.00	0.31 0.17	0.50 0.27	OK
X2	Y6 - Y8 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.28 0.16	0.43 0.23	OK
X2'	Y8 - Y9' 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.08 0.04	0.09 0.05	OK
X2'	Y9' - Y11 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.08 0.04	0.09 0.05	OK
X3	Y0 - Y1 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X3	Y1 - Y2 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X3	Y2 - Y3 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X3	Y3 - Y4 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X3	Y4 - Y6 大梁	1種 2G2	13.00	12.00	0.31 0.17	0.50 0.27	OK
X3	Y6 - Y8 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.28 0.16	0.43 0.23	OK
X4	Y0 - Y1 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.10 0.05	OK
X4	Y1 - Y2 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.10 0.05	OK
X4	Y2 - Y3 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.10 0.05	OK
X4	Y3 - Y4 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.10 0.05	OK
X4	Y4 - Y5 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.10 0.05	OK
X4	Y5 - Y6 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.10 0.05	OK
X4	Y6 - Y7 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.10 0.05	OK

2階

通り	上段：長期		下段：短期				判定
	符 号 梁種別	材 種 梁カ-ル-フ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	
X4	Y7 - Y8 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.10 0.05	OK
X4	Y8 - Y11 大梁	1種 2G4	13.00	13.50	0.21 0.11	0.37 0.20	OK
X5	Y0 - Y1 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X5	Y1 - Y2 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X5	Y2 - Y3 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X5	Y3 - Y4 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X5	Y4 - Y5 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X5	Y5 - Y6 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X5	Y6 - Y8 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.28 0.16	0.43 0.23	OK
X5	Y8 - Y9 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X5	Y9 - Y10 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X5	Y10 - Y11 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X5	Y11 - Y12 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X6	Y6 - Y8 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.28 0.16	0.43 0.23	OK
X6	Y8 - Y9 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.10 0.06	0.08 0.04	OK
X6	Y9 - Y10 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.10 0.06	0.08 0.04	OK
X6	Y10 - Y12 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.32 0.17	OK
X7	Y0 - Y1 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X7	Y1 - Y2 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X7	Y2 - Y3 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X7	Y3 - Y4 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X7	Y4 - Y5 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK
X7	Y5 - Y6 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.21 0.12	0.16 0.08	OK

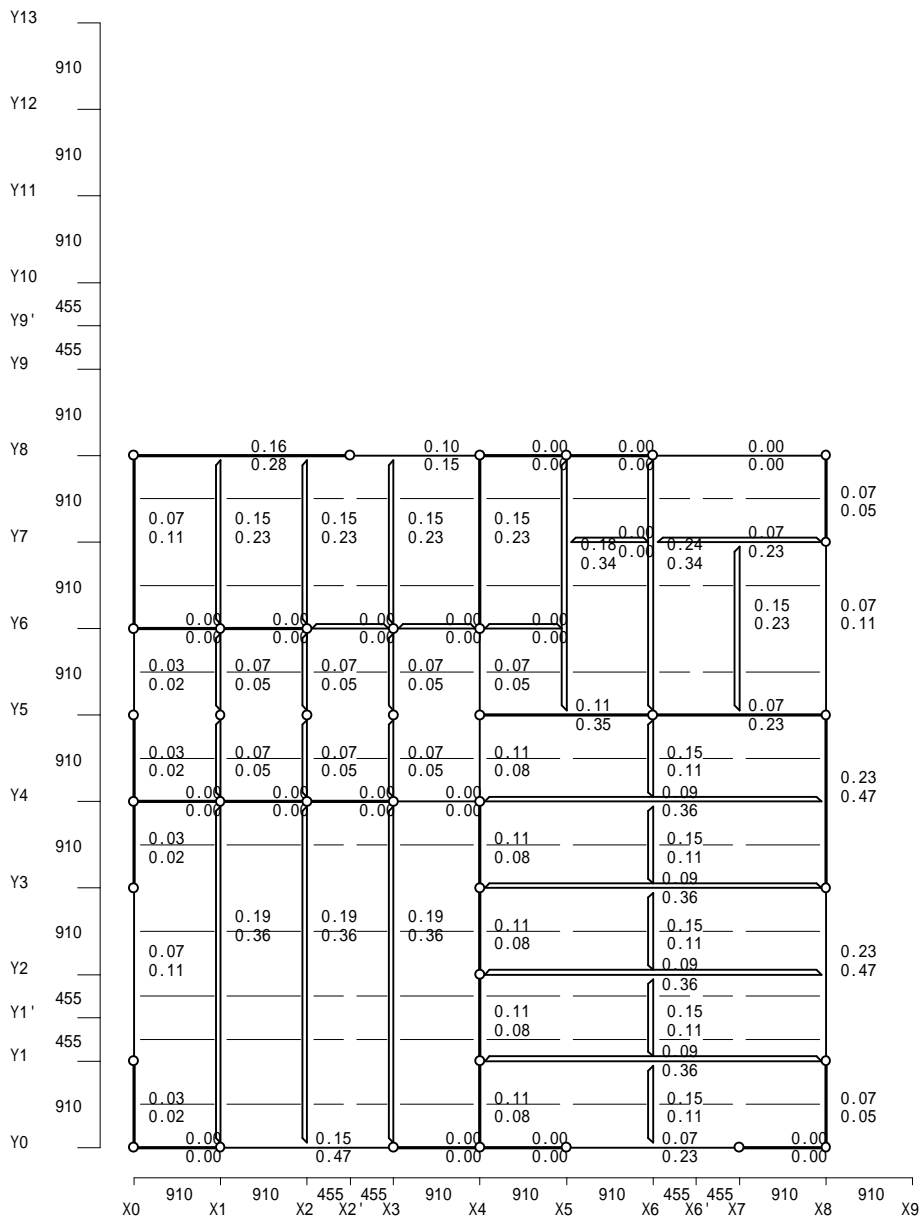
2階

通り	上段：長期		下段：短期				判定
	符号 梁種別	材種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	
X7	Y6 - Y8 大梁	1種 2G1	13.00	10.50	0.28 0.16	0.43 0.23	OK
X8	Y0 - Y1 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X8	Y1 - Y2 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X8	Y2 - Y3 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X8	Y3 - Y5 壁	1種 2G3	13.00	13.00	0.29 0.16	0.56 0.31	OK
X8	Y5 - Y6 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X8	Y6 - Y7 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X8	Y7 - Y8 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X8	Y8 - Y9 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X8	Y9 - Y10 壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.07 0.04	0.05 0.02	OK
X8	Y10 - Y12 耐力壁	1種 2G1	13.00	10.50	0.14 0.08	0.21 0.11	OK

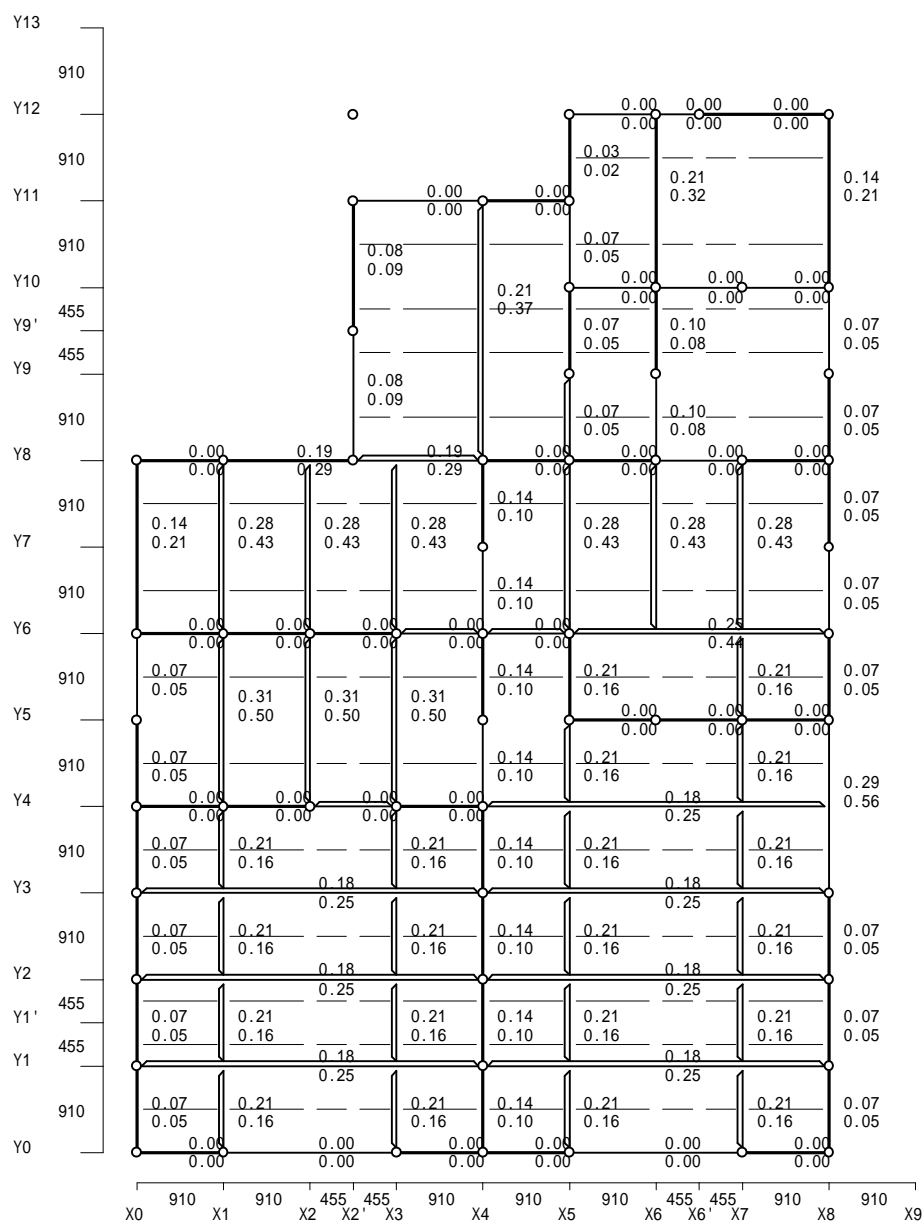
5 - 4 . 横架材の検討・検定比図

梁断面検定比図 (長期)

小屋梁

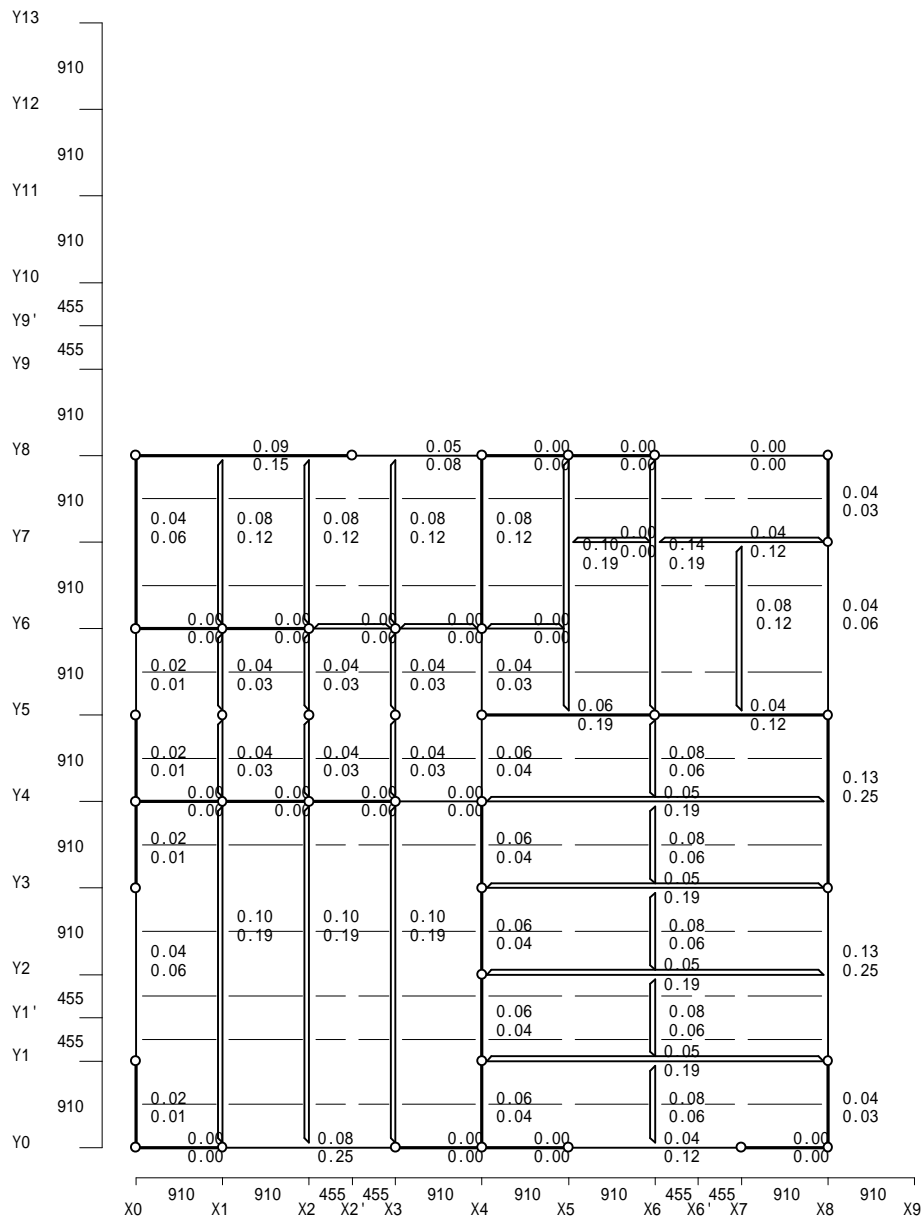


2 階梁

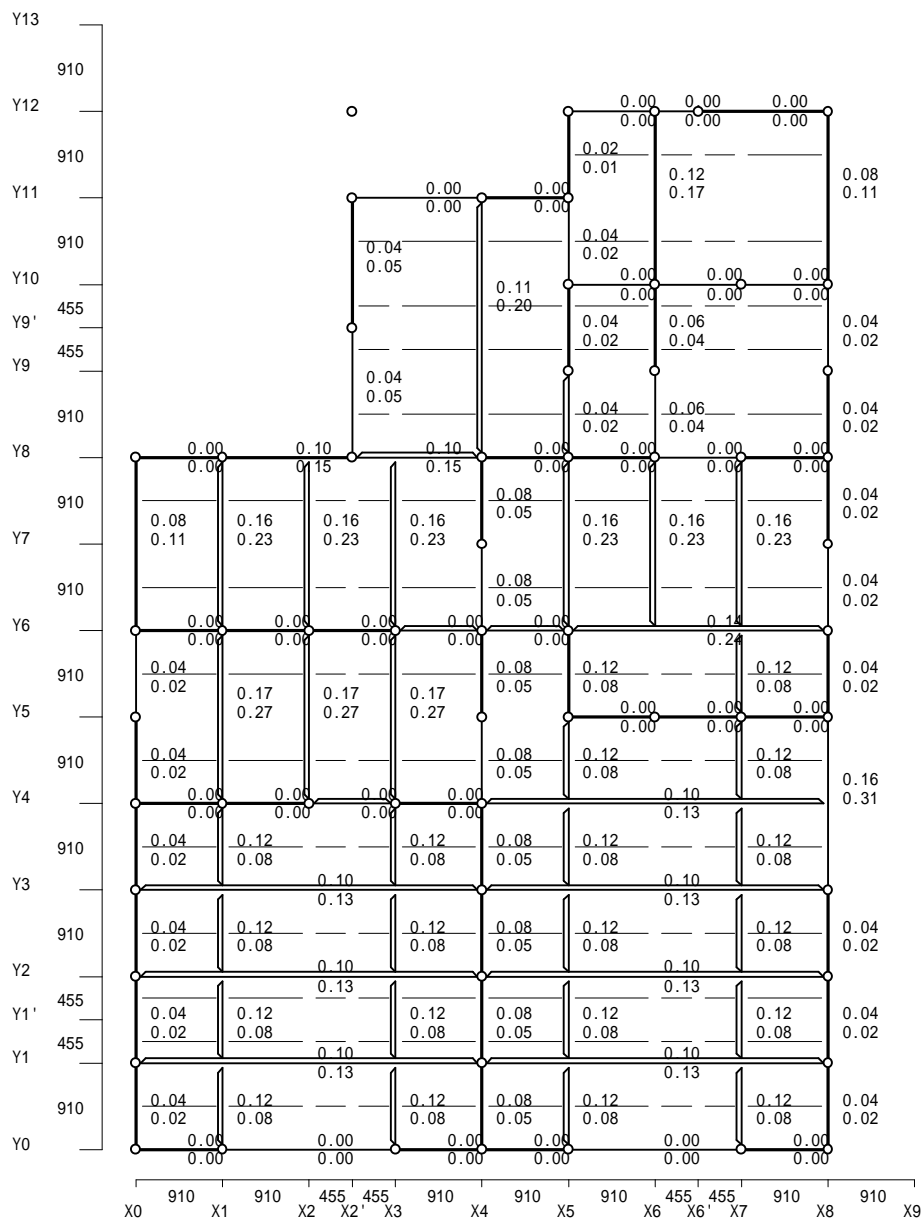


梁断面検定比図 (短期)

小屋梁



2 階梁



5 - 5 . 横架材の検討・詳細計算

梁・桁・胴差断面検定 凡例

w	:	等分布荷重	(N/cm)
P	:	集中荷重	(N)
I	:	断面2次モーメント	(cm ⁴)
Z	:	有効断面係数 $b \times (h - \text{欠込み高})^2 / 6$	(cm ³)
		圧縮側に欠込みがある場合 正味断面係数	
		引張側に欠込みがある場合 正味断面係数の0.6倍	
Ae	:	有効断面積	(cm ²)
fbL	:	長期曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fbS	:	短期曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fsL	:	長期せん断許容応力度	(N/mm ²)
fsS	:	短期せん断許容応力度	(N/mm ²)
E	:	ヤング係数	(N/mm ²)
E0	:	有効ヤング係数	(N/mm ²)
fs0	:	長期有効せん断許容応力度	(N/mm ²)
Mmax	:	簡易出力時最大曲げモーメント	(kN・cm)
Md中央	:	詳細出力時中央曲げモーメント	(kN・cm)
Md1 ~	:	詳細出力時集中荷重位置の曲げモーメント	(kN・cm)
Md	:	詳細出力時片持梁端部曲げモーメント	(kN・cm)
Qa	:	左側のせん断力	(N)
Qb	:	右側のせん断力	(N)
	:	たわみ	(cm)

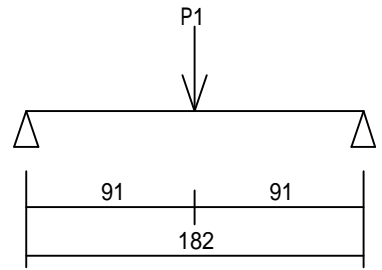
梁・桁・胴差断面検定結果

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y0通り X1-X3 RG1

(長期) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 P1 = 2360.08 0.00 0.00 0.00 0.00
 内訳 屋根 2360.08(1.656m²×1425)
 壁 1種 12.0×10.5 (cm)
 I = 1157.62(cm⁴) Z = 220.50(cm³) Ae = 126.00(cm²)
 fbL = 10.30(N/mm²) fsL = 0.90(N/mm²) E = 10000(N/mm²)
 fbS = 18.80(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fs0 = 1.0×fsL = 0.900(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) (cm)
 P1 107.4 1180.0 1180.0 0.26
 合計 107.4 1180.0 1180.0 0.26
 Mmax/(Z×fbL) = 107.38 / (220.50 × 1.03)
 = 0.47 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 1180.04) / (126.00 × 90.00)
 = 0.15 < 1.0 OK
 ×変形増大係数 = 0.256 × 2 = 0.512 (cm) = I / 355.4 OK

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) (cm)
 P1 107.4 1180.0 1180.0 0.26
 合計 107.4 1180.0 1180.0 0.26
 Mmax/(Z×fbS) = 107.38 / (220.50 × 1.88)
 = 0.25 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 1180.04) / (126.00 × 160.00)
 = 0.08 < 1.0 OK
 = 0.256 (cm) = I / 710.8

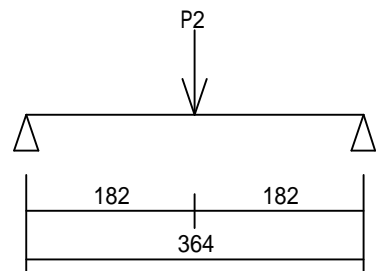


階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y1通り X4-X8 RG4

(長期) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 P2 = 2360.08 0.00 0.00 0.00 0.00
 内訳 屋根 2360.08(1.656m²×1425)
 梁 1種 12.0×17.0 (cm)
 I = 4913.00(cm⁴) Z = 578.00(cm³) Ae = 204.00(cm²)
 fbL = 10.30(N/mm²) fsL = 0.90(N/mm²) E = 10000(N/mm²)
 fbS = 18.80(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fs0 = 1.0×fsL = 0.900(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) (cm)
 P2 214.8 1180.0 1180.0 0.48
 合計 214.8 1180.0 1180.0 0.48
 Mmax/(Z×fbL) = 214.77 / (578.00 × 1.03)
 = 0.36 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 1180.04) / (204.00 × 90.00)
 = 0.09 < 1.0 OK
 ×変形増大係数 = 0.483 × 2 = 0.965 (cm) = I / 377.1 OK

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) (cm)
 P2 214.8 1180.0 1180.0 0.48
 合計 214.8 1180.0 1180.0 0.48
 Mmax/(Z×fbS) = 214.77 / (578.00 × 1.88)
 = 0.19 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 1180.04) / (204.00 × 160.00)
 = 0.05 < 1.0 OK
 = 0.483 (cm) = I / 754.2



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y8通り X0-X2' RG2

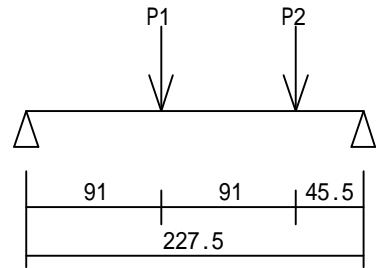
(長期) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 P1 = 1180.04 0.00 0.00 0.00 0.00
 内訳 屋根 1180.04(0.828m²×1425)
 P2 = 1180.04 0.00 0.00 0.00 0.00
 内訳 屋根 1180.04(0.828m²×1425)
 耐力壁 1種 12.0×12.0 (cm)
 I = 1728.00(cm⁴) Z = 288.00(cm³) Ae = 144.00(cm²)
 fbL = 10.30(N/mm²) fsL = 0.90(N/mm²) E = 10000(N/mm²)
 fbS = 18.80(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fs0 = 1.0×fsL = 0.900(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
P1	64.4	708.0	472.0	0.16
P2	21.5	236.0	944.0	0.10
合計	85.9	944.0	1416.1	0.26

Mmax/(Z×fbL) = 85.91 / (288.00 × 1.03)
 = 0.28 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 1416.05) / (144.00 × 90.00)
 = 0.16 < 1.0 OK
 ×変形増大係数 = 0.256 × 2 = 0.512 (cm) = l / 444.5 OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
P1	64.4	708.0	472.0	0.16
P2	21.5	236.0	944.0	0.10
合計	85.9	944.0	1416.1	0.26

Mmax/(Z×fbS) = 85.91 / (288.00 × 1.88)
 = 0.15 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 1416.05) / (144.00 × 160.00)
 = 0.09 < 1.0 OK
 = 0.256 (cm) = l / 889.1



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X5通り Y5-Y8 RG3

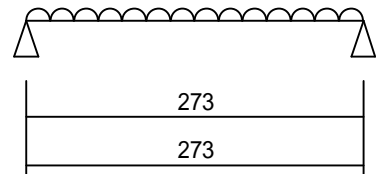
w = 0.142 × 45.5 + 0.142 × 45.5 = 12.967(N/cm) (長期)
 梁 1種 12.0×13.0 (cm)
 I = 2197.00(cm⁴) Z = 338.00(cm³) Ae = 156.00(cm²)
 fbL = 10.30(N/mm²) fsL = 0.90(N/mm²) E = 10000(N/mm²)
 fbS = 18.80(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fs0 = 1.0×fsL = 0.900(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	120.8	1770.1	1770.1	0.43
合計	120.8	1770.1	1770.1	0.43

Mmax/(Z×fbL) = 120.81 / (338.00 × 1.03)
 = 0.34 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 1770.06) / (156.00 × 90.00)
 = 0.18 < 1.0 OK
 ×変形増大係数 = 0.427 × 2 = 0.854 (cm) = l / 319.8 OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	120.8	1770.1	1770.1	0.43
合計	120.8	1770.1	1770.1	0.43

Mmax/(Z×fbS) = 120.81 / (338.00 × 1.88)
 = 0.19 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 1770.06) / (156.00 × 160.00)
 = 0.10 < 1.0 OK
 = 0.427 (cm) = l / 639.5



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y1通り X0-X4 2G6

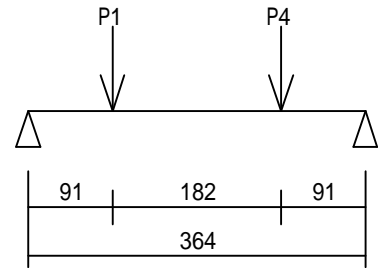
(長期) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 P1 = 3540.13 0.00 0.00 0.00 0.00
 内訳 床 3540.13(1.242m²×2850)
 P4 = 3540.13 0.00 0.00 0.00 0.00
 内訳 床 3540.13(1.242m²×2850)
 梁 1種 13.0×24.0 (cm)
 I = 14976.00(cm⁴) Z = 1248.00(cm³) Ae = 312.00(cm²)
 fbL = 10.30(N/mm²) fsL = 0.90(N/mm²) E = 10000(N/mm²)
 fbS = 18.80(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fs0 = 1.0×fsL = 0.900(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
P1	161.1	2655.1	885.0	0.17
P4	161.1	885.0	2655.1	0.17
合計	322.2	3540.1	3540.1	0.33

Mmax/(Z×fbL) = 322.15 / (1248.00 × 1.03)
 = 0.25 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 3540.13) / (312.00 × 90.00)
 = 0.18 < 1.0 OK
 ×変形増大係数 = 0.332 × 2 = 0.664 (cm) = l / 548.3 OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
P1	161.1	2655.1	885.0	0.17
P4	161.1	885.0	2655.1	0.17
合計	322.2	3540.1	3540.1	0.33

Mmax/(Z×fbS) = 322.15 / (1248.00 × 1.88)
 = 0.13 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 3540.13) / (312.00 × 160.00)
 = 0.10 < 1.0 OK
 = 0.332 (cm) = l / 1096.6



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y6通り X5-X8 2G5

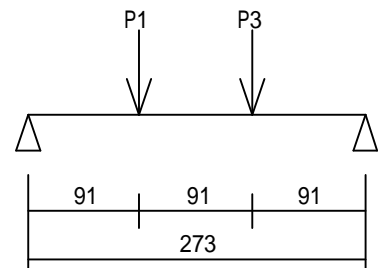
(長期) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 P1 = 2360.08 0.00 0.00 0.00 0.00
 内訳 床 2360.08(0.828m²×2850)
 P3 = 4130.15 0.00 0.00 0.00 0.00
 内訳 床 4130.15(1.449m²×2850)
 梁 1種 13.0×18.0 (cm)
 I = 6318.00(cm⁴) Z = 702.00(cm³) Ae = 234.00(cm²)
 fbL = 10.30(N/mm²) fsL = 0.90(N/mm²) E = 10000(N/mm²)
 fbS = 18.80(N/mm²) fsS = 1.60(N/mm²)
 fs0 = 1.0×fsL = 0.900(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
P1	71.6	1573.4	786.7	0.14
P3	250.6	1376.7	2753.4	0.24
合計	322.2	2950.1	3540.1	0.37

Mmax/(Z×fbL) = 322.15 / (702.00 × 1.03)
 = 0.44 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 3540.13) / (234.00 × 90.00)
 = 0.25 < 1.0 OK
 ×変形増大係数 = 0.375 × 2 = 0.749 (cm) = l / 364.4 OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
P1	71.6	1573.4	786.7	0.14
P3	250.6	1376.7	2753.4	0.24
合計	322.2	2950.1	3540.1	0.37

Mmax/(Z×fbS) = 322.15 / (702.00 × 1.88)
 = 0.24 < 1.0 OK
 ×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50 × 3540.13) / (234.00 × 160.00)
 = 0.14 < 1.0 OK
 = 0.375 (cm) = l / 728.9

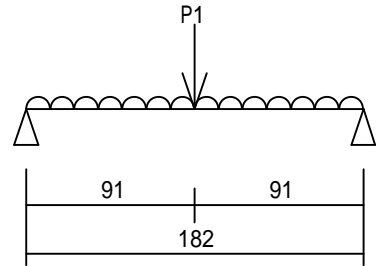


階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y4-Y6 2G2
 $w = 0.285 \times 45.5 + 0.285 \times 45.5 = 25.935(N/cm)$ (長期)

(長期) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P1 = 1180.04 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 内訳 上階 $1180.04(0.828m \times 1425)$
 梁 1種 13.0×12.0 (cm)
 $I = 1872.00(cm^4) \quad Z = 312.00(cm^3) \quad Ae = 156.00(cm^2)$
 $fbL = 10.30(N/mm^2) \quad fsL = 0.90(N/mm^2) \quad E = 10000(N/mm^2)$
 $fbS = 18.80(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(N/mm^2) \quad E0 = 1.0 \times E = 10000(N/mm^2)$

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	107.4	2360.1	2360.1	0.20
P1	53.7	590.0	590.0	0.08
合計	161.1	2950.1	2950.1	0.28

$Mmax/(Z \times fbL) = 161.08 / (312.00 \times 1.03) = 0.50 < 1.0 \quad OK$
 $\times Qmax/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2950.11) / (156.00 \times 90.00) = 0.31 < 1.0 \quad OK$
 \times 変形増大係数 $= 0.277 \times 2 = 0.554$ (cm) $= l / 328.4 \quad OK$



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	107.4	2360.1	2360.1	0.20
P1	53.7	590.0	590.0	0.08
合計	161.1	2950.1	2950.1	0.28

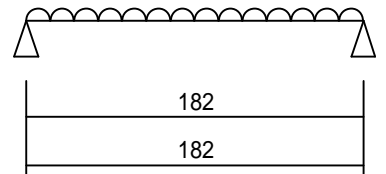
$Mmax/(Z \times fbS) = 161.08 / (312.00 \times 1.88) = 0.27 < 1.0 \quad OK$
 $\times Qmax/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2950.11) / (156.00 \times 160.00) = 0.17 < 1.0 \quad OK$
 $= 0.277$ (cm) $= l / 656.8$

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X1通り Y6-Y8 2G1
 $w = 0.285 \times 45.5 + 0.285 \times 45.5 = 25.935(N/cm)$ (長期)

梁 1種 13.0×10.5 (cm)
 $I = 1254.09(cm^4) \quad Z = 238.88(cm^3) \quad Ae = 136.50(cm^2)$
 $fbL = 10.30(N/mm^2) \quad fsL = 0.90(N/mm^2) \quad E = 10000(N/mm^2)$
 $fbS = 18.80(N/mm^2) \quad fsS = 1.60(N/mm^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(N/mm^2) \quad E0 = 1.0 \times E = 10000(N/mm^2)$

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	107.4	2360.1	2360.1	0.30
合計	107.4	2360.1	2360.1	0.30

$Mmax/(Z \times fbL) = 107.38 / (238.88 \times 1.03) = 0.43 < 1.0 \quad OK$
 $\times Qmax/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2360.08) / (136.50 \times 90.00) = 0.28 < 1.0 \quad OK$
 \times 変形増大係数 $= 0.295 \times 2 = 0.591$ (cm) $= l / 308.0 \quad OK$



短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	107.4	2360.1	2360.1	0.30
合計	107.4	2360.1	2360.1	0.30

$Mmax/(Z \times fbS) = 107.38 / (238.88 \times 1.88) = 0.23 < 1.0 \quad OK$
 $\times Qmax/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2360.08) / (136.50 \times 160.00) = 0.16 < 1.0 \quad OK$
 $= 0.295$ (cm) $= l / 616.0$

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X4通り Y8-Y11 2G4
 $w = 0.142 \times 68.2 + 0.142 \times 45.5 = 16.209(\text{N/cm})$ (長期)

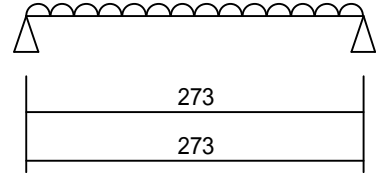
梁 1種 13.0×13.5 (cm)
 $I = 2665.41(\text{cm}^4)$ $Z = 394.88(\text{cm}^3)$ $Ae = 175.50(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	151.0	2212.6	2212.6	0.44
合計	151.0	2212.6	2212.6	0.44

$M_{max}/(Z \times fbL) = 151.01 / (394.88 \times 1.03) = 0.37 < 1.0$ OK
 $\times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2212.58) / (175.50 \times 90.00) = 0.21 < 1.0$ OK
 \times 変形増大係数 $= 0.440 \times 2 = 0.880$ (cm) $= l / 310.3$ OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	151.0	2212.6	2212.6	0.44
合計	151.0	2212.6	2212.6	0.44

$M_{max}/(Z \times fbS) = 151.01 / (394.88 \times 1.88) = 0.20 < 1.0$ OK
 $\times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2212.58) / (175.50 \times 160.00) = 0.11 < 1.0$ OK
 $= 0.440$ (cm) $= l / 620.7$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X8通り Y3-Y5 2G3
 $w = 0.285 \times 45.5 = 12.967(\text{N/cm})$ (長期)

(長期) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交)(N)
 $P1 = 3540.13$ 0.00 0.00 0.00 0.00

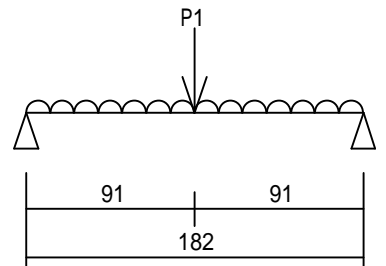
内訳床 3540.13(1.242m²×2850)
 壁 1種 13.0×13.0 (cm)
 $I = 2380.08(\text{cm}^4)$ $Z = 366.17(\text{cm}^3)$ $Ae = 169.00(\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30(\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90(\text{N/mm}^2)$ $E = 10000(\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80(\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60(\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900(\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000(\text{N/mm}^2)$

長期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	53.7	1180.0	1180.0	0.08
P1	161.1	1770.1	1770.1	0.19
合計	214.8	2950.1	2950.1	0.26

$M_{max}/(Z \times fbL) = 214.77 / (366.17 \times 1.03) = 0.56 < 1.0$ OK
 $\times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2950.11) / (169.00 \times 90.00) = 0.29 < 1.0$ OK
 \times 変形増大係数 $= 0.265 \times 2 = 0.529$ (cm) $= l / 343.9$ OK

短期	Mmax(kN·cm)	Qa(N)	Qb(N)	(cm)
w	53.7	1180.0	1180.0	0.08
P1	161.1	1770.1	1770.1	0.19
合計	214.8	2950.1	2950.1	0.26

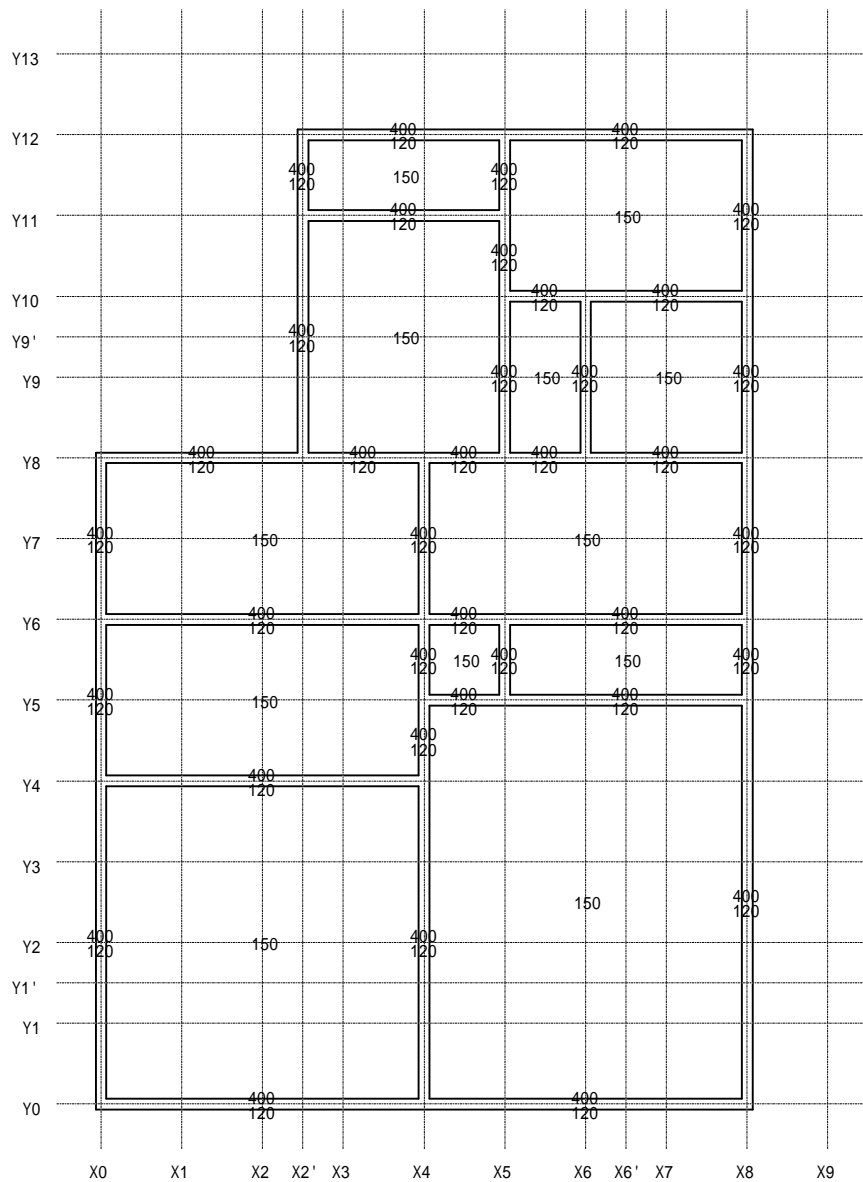
$M_{max}/(Z \times fbS) = 214.77 / (366.17 \times 1.88) = 0.31 < 1.0$ OK
 $\times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2950.11) / (169.00 \times 160.00) = 0.16 < 1.0$ OK
 $= 0.265$ (cm) $= l / 687.7$



6. 基礎・基礎梁の設計
 6-1. 基礎梁配置図及び条件リスト

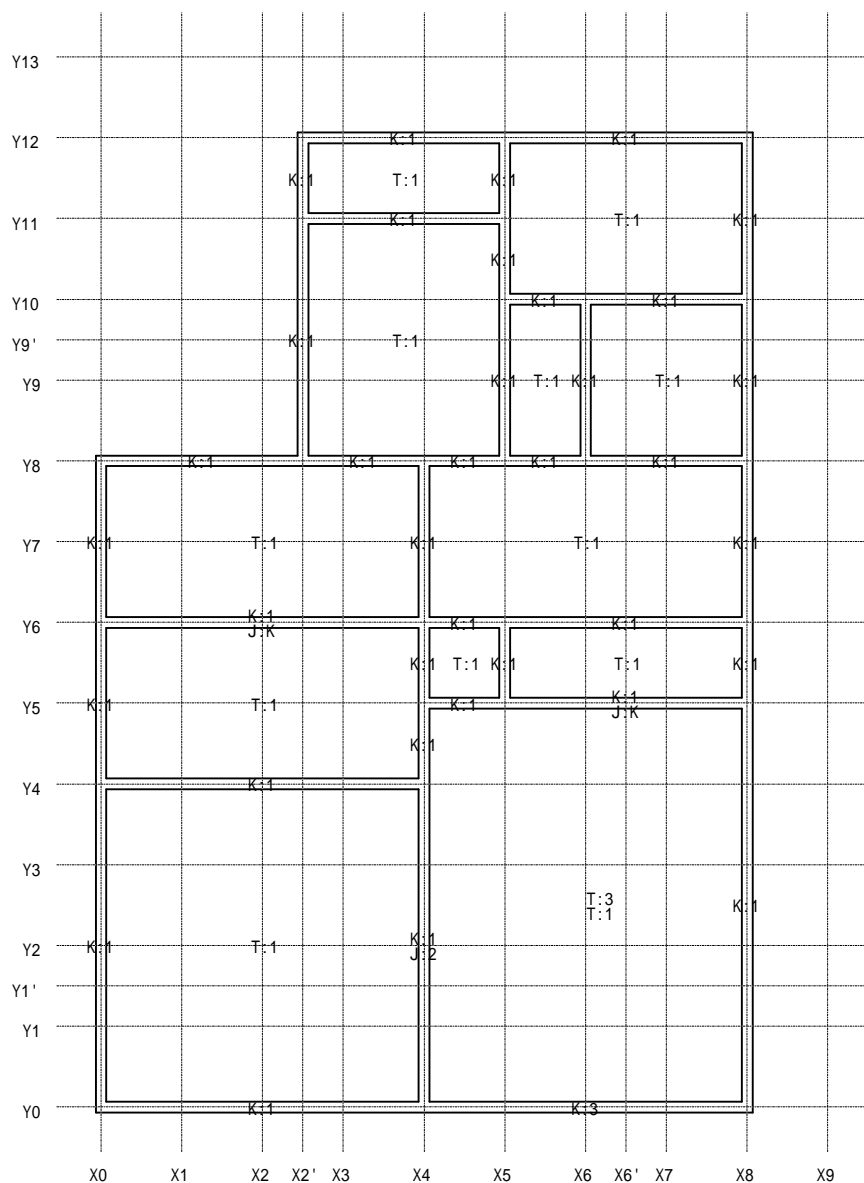
基礎形状

・基礎梁位置 上:地盤上の立上がり高さ(mm) 下:立上がり幅(mm)
 ・床位置 底盤厚(mm)



配筋リスト

K:基礎梁配筋リスト J:人通口下配筋リスト (J:K(基礎梁配筋リストを使用))
 T:底盤部分配筋(基礎梁配筋リスト) 矢印:配筋方向

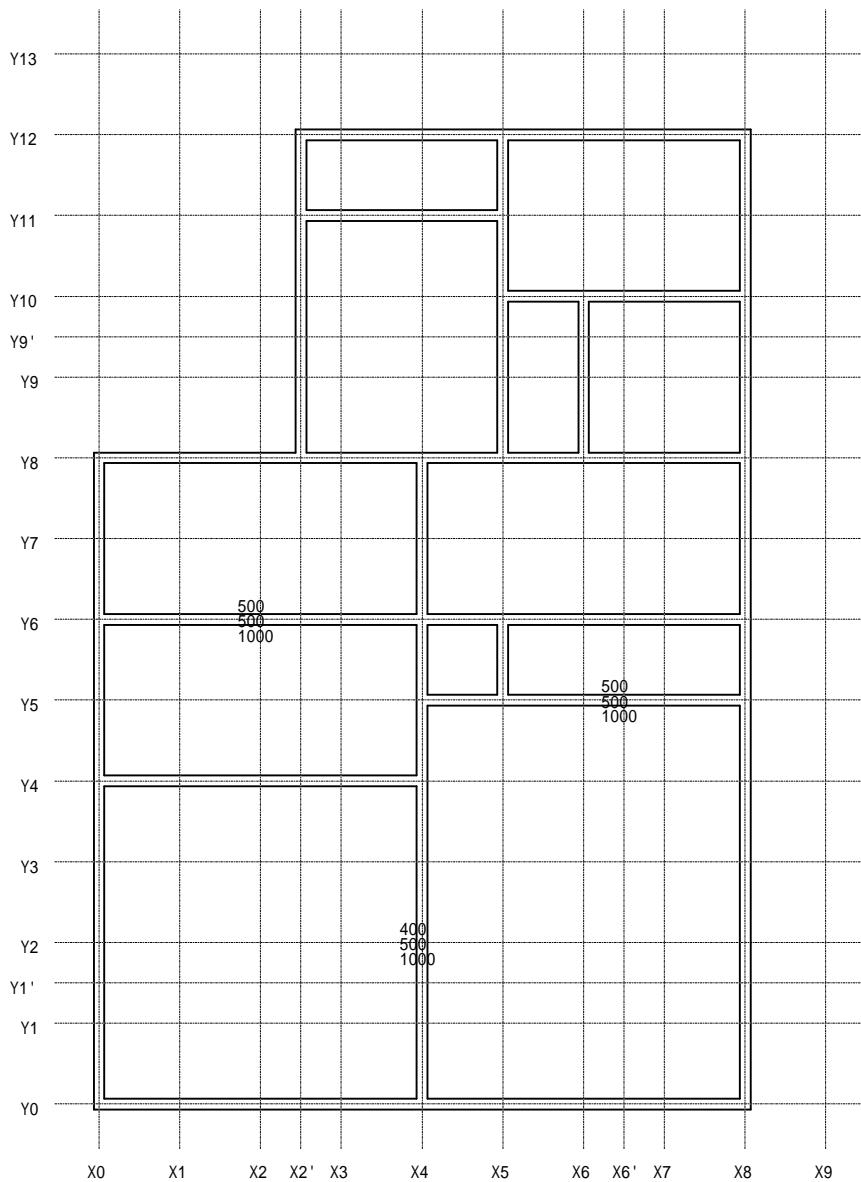


人通口

上:開口高さ(mm)

中:開口幅(mm)

下:直交する部材との交点(下・左からの距離)(mm)



基礎配筋リスト 単位(mm)

	材質	主筋				重心位置 dt	立ち上がり部補強筋				底盤補強筋			
		上端筋1 径 本	上端筋2 径 本	下端筋1 径 本	下端筋2 径 本		材質	径	@	本	フック	材質	径	@
1	SD295A	D13	1	D16	1	70	SD295A	D13	200	1	無	SD295A	D13	180
3	SD295A	D13	1	D16	1	70	SD295A	D13	200	1	無	SD295A	D13	200

人通口下配筋リスト 単位(mm)

	主筋					重心位置 dt
	上端筋1 径 本	上端筋2 径 本	下端筋1 径 本	下端筋2 径 本		
2	D13	2	D13	2		70

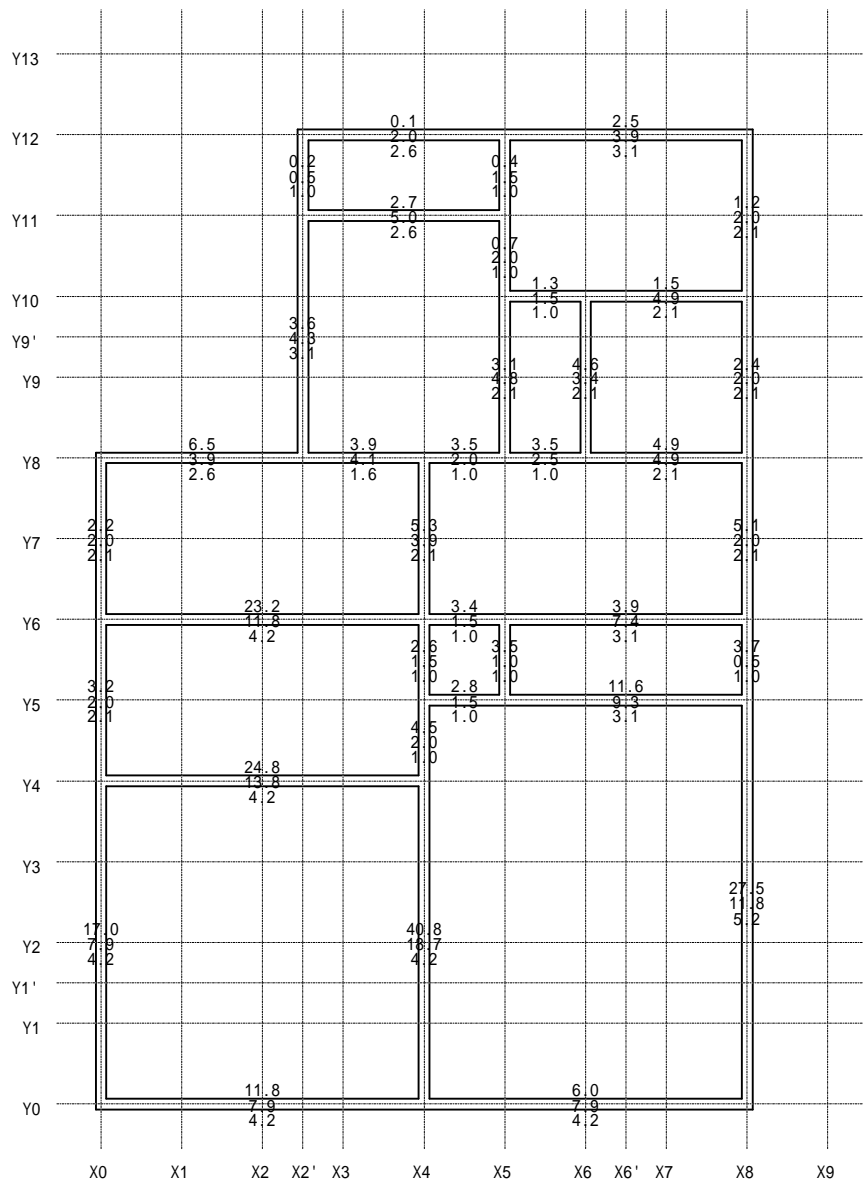
主筋材質は基礎配筋リストで指定されたものを使用

6 - 2 . 基礎負担荷重図・反力図

基礎梁負担荷重図(詳細)

上段:柱軸力集計(kN) 中段:当該階床荷重等(kN) 下段:立ち上がり部重量(kN)

鉛直荷重合計 504.7(kN)

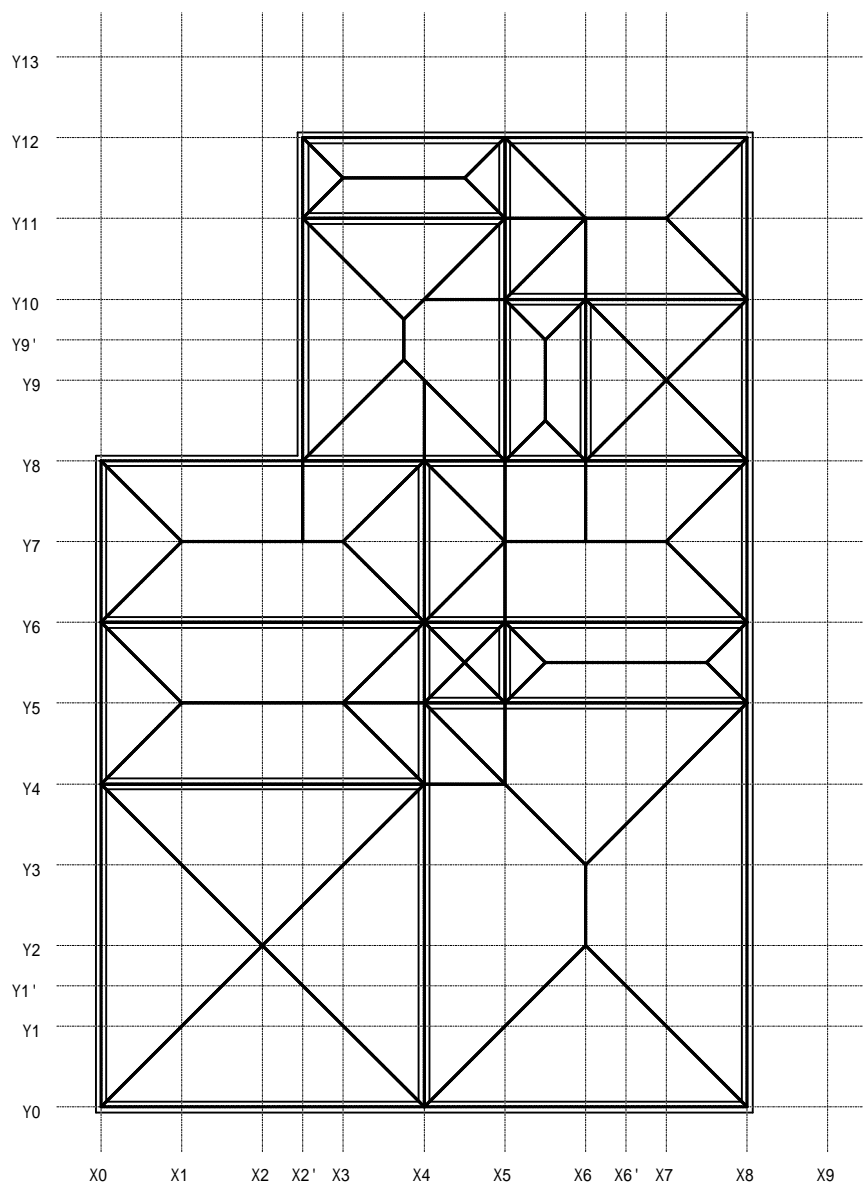


基礎梁負担荷重図(床荷重等)

上段:追加等分布荷重(kN/m) 中段:追加荷重(kN)

下段:床荷重負担幅(m)

1階横架材設計用床均し荷重 = 2.375(kN/m²)

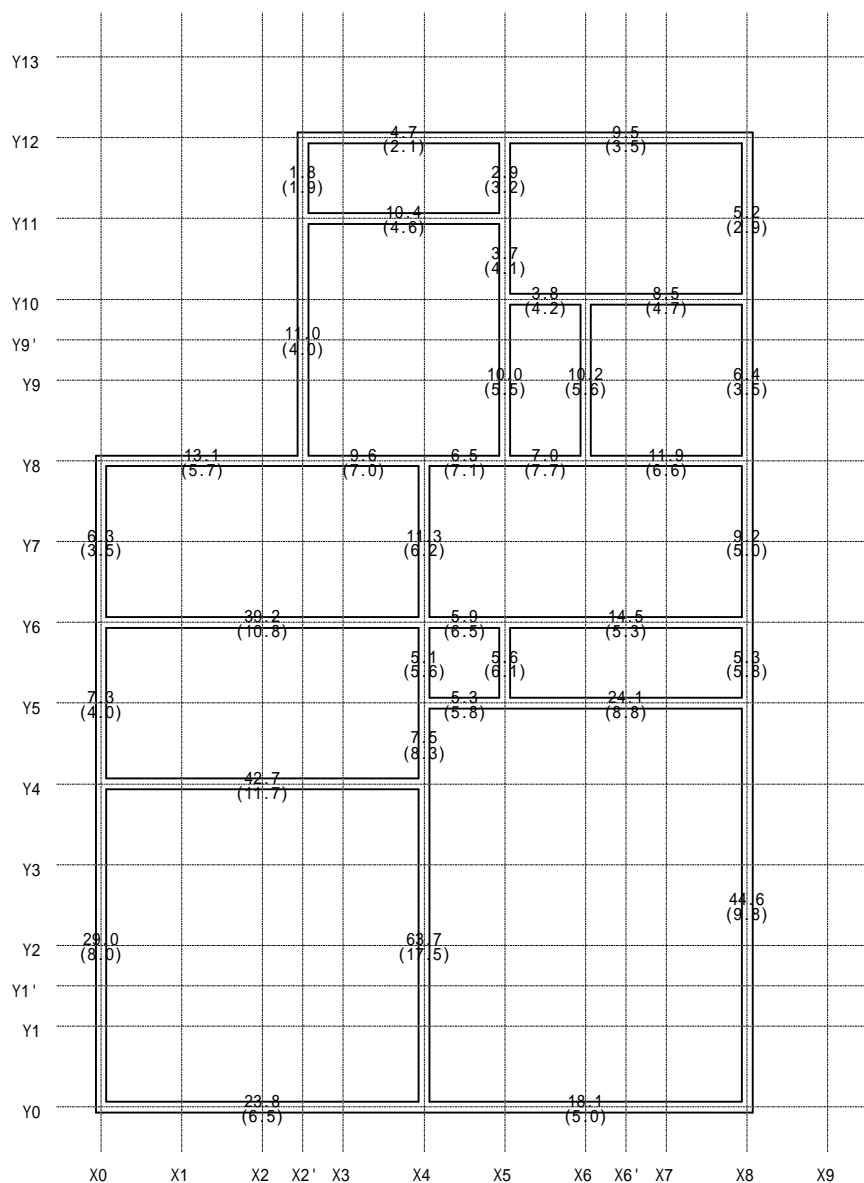


基礎梁負担荷重図(合計)

上段:基礎梁が負担する鉛直荷重(kN)

下段:単位長さあたりの荷重(kN/m)

鉛直荷重合計 504.7(kN)

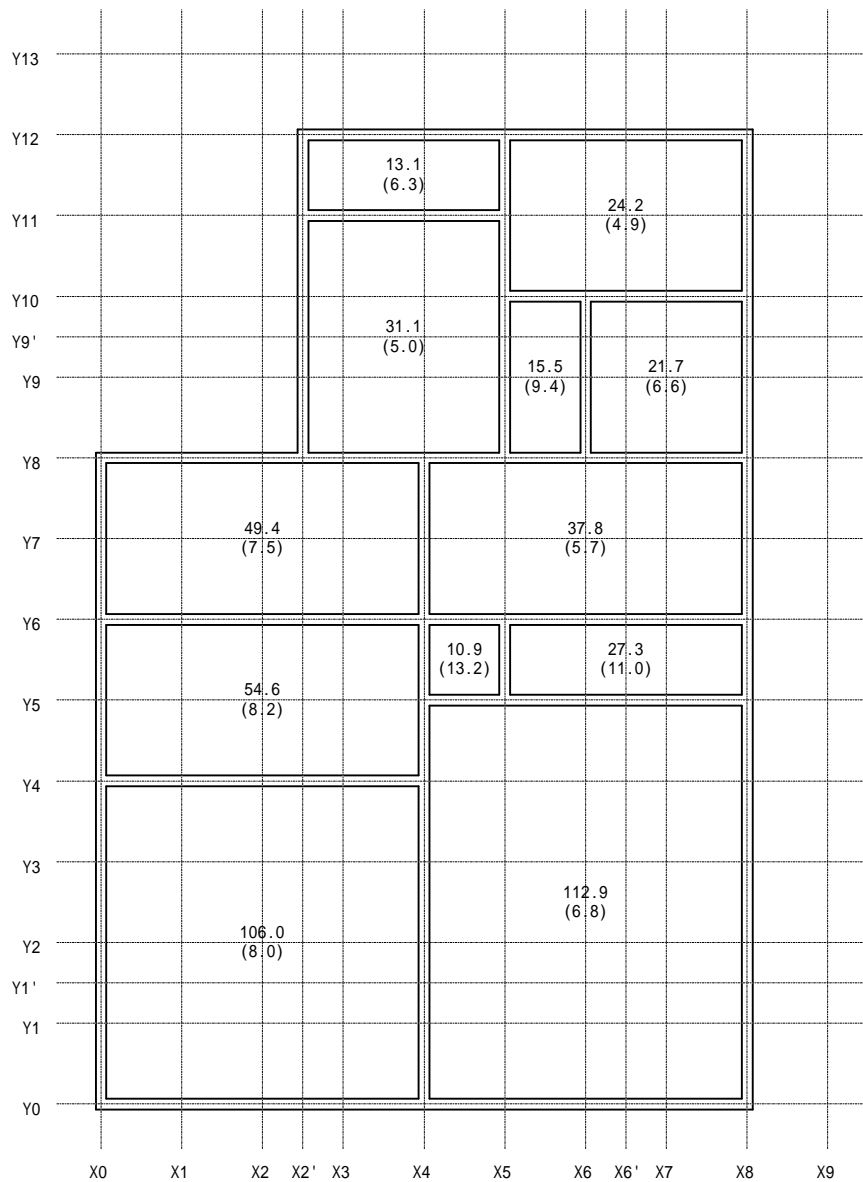


基礎反力図

上段:長期基礎反力(kN)

下段:長期接地圧(kN/m²)

鉛直荷重合計 504.7(kN)

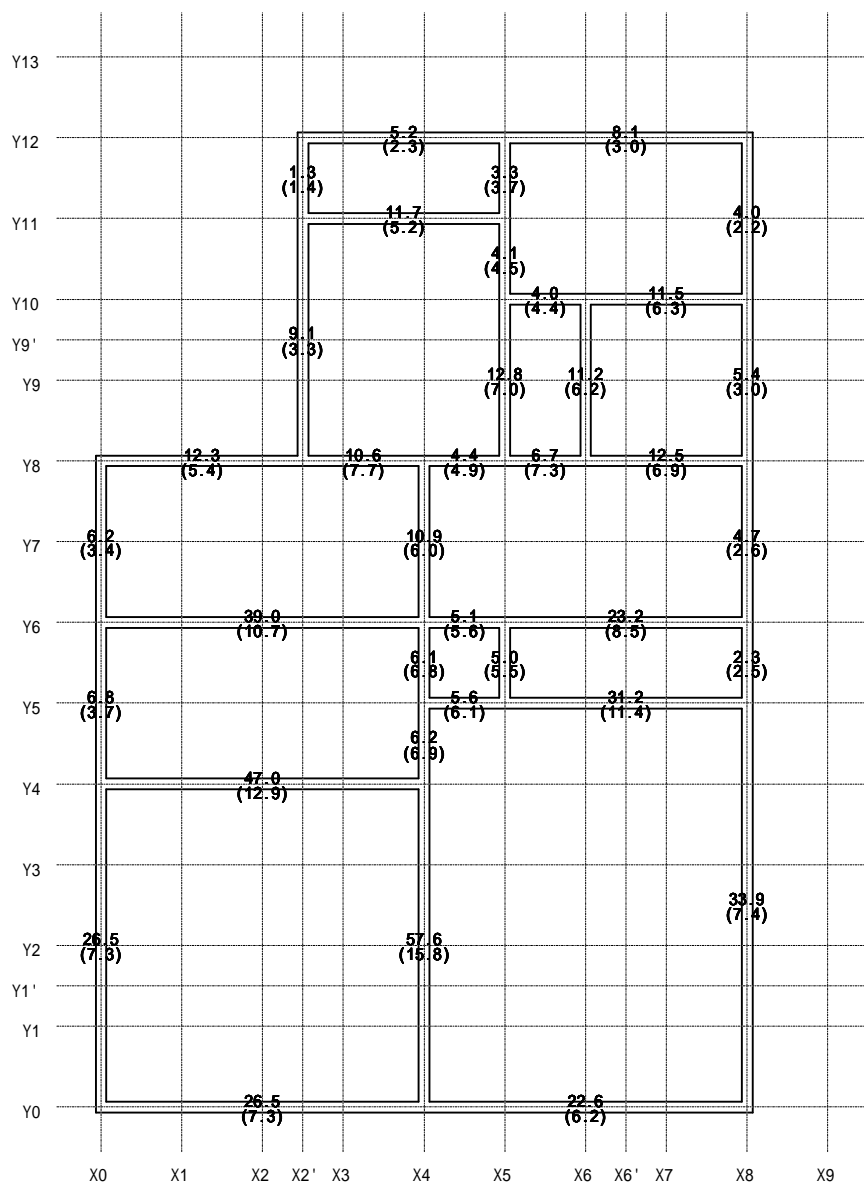


荷重分割図2

上段:基礎梁が負担する荷重(kN)

下段:単位長さあたりの荷重(kN/m)

鉛直荷重合計 504.7(kN)



6 - 3 . 基礎・基礎梁の設計

べた基礎の接地圧の検定 (最も接地圧が大きい基礎区画)

基礎区画 (X4~X5, Y5~Y6)
 長期許容地耐力 $q_a = 50.0$ (kN/m²)、底盤厚さ $d = 0.15$ (m)
 長期有効地耐力 $= q_a - 24 \times d = 50.0 - 24 \times 0.15 = 46.4$ (kN/m²)

長期基礎反力 $W = 10.9$ kN、基礎区画面積 $a = 0.83$ (m²)
 接地圧 $= W / a = 10.9 / 0.83 = 13.2$ 46.4 OK

べた基礎の底盤の検定

基礎区画 (X0~X4, Y0~Y4)
 短辺 $L_x = 3.64$ (m)、長辺 $L_y = 3.64$ (m)
 長期許容引張応力度 $L_{ft} = 196.67$ (N/mm²)
 底盤厚さ $d = 150$ (mm) $0.150 > 3.640 / 30.0 = 0.121$ (m) L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00$ (mm)
 接地圧 $e = 8.00$ (kN/m²)
 L_x 方向用接地圧 $ex = (L_y - 4 / (L_x - 4 + L_y - 4)) \cdot e = 3.64 - 4 / (3.64 - 4 + 3.64 - 4) \times 8.00 = 4.00$ (kN/m²)

(2隣辺ピン端)

L_x 方向端部 $M_{x1} = ex \times L_x - 2 / 8 = 4.00 \times 3.64 - 2 / 8 = 6.63$
 L_x 方向中央部 $M_{x2} = ex \times L_x - 2 / 18 = 4.00 \times 3.64 - 2 / 18 = 2.95$
 L_y 方向端部 $M_{y1} = e \times L_x - 2 / 12 = 8.00 \times 3.64 - 2 / 12 = 8.84$
 L_y 方向中央部 $M_{y2} = e \times L_x - 2 / 36 = 8.00 \times 3.64 - 2 / 36 = 2.95$

・長期許容曲げモーメント
 SD295A D13@180、シングル、 $at = 127.0$ (mm²)

鉄筋断面積

L_x, L_y 方向 $at_x = at_y = 127.0 \times 1000 / 180 = 705.56$ (mm²)

Max端部、中央部 $= at_x \times L_{ft} \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148$ (N・mm/m) 9.71 (kN・m/m)
 May端部、中央部 $= at_y \times L_{ft} \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148$ (N・mm/m) 9.71 (kN・m/m)

・底盤スラブの検定

L_x 方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.7$ 1 OK
 L_x 方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.3$ 1 OK
 L_y 方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.9$ 1 OK
 L_y 方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.3$ 1 OK

基礎区画 (X4~X8, Y0~Y5)
 短辺 $L_x = 3.64$ (m)、長辺 $L_y = 4.55$ (m)
 長期許容引張応力度 $L_{ft} = 196.67$ (N/mm²)
 底盤厚さ $d = 150$ (mm) $0.150 > 3.640 / 30.0 = 0.121$ (m) L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00$ (mm)
 接地圧 $e = 6.82$ (kN/m²)
 L_x 方向用接地圧 $ex = (L_y - 4 / (L_x - 4 + L_y - 4)) \cdot e = 4.55 - 4 / (3.64 - 4 + 4.55 - 4) \times 6.82 = 4.84$ (kN/m²)

(2隣辺ピン端)

L_x 方向端部 $M_{x1} = ex \times L_x - 2 / 8 = 4.84 \times 3.64 - 2 / 8 = 8.01$
 L_x 方向中央部 $M_{x2} = ex \times L_x - 2 / 18 = 4.84 \times 3.64 - 2 / 18 = 3.56$
 L_y 方向端部 $M_{y1} = e \times L_x - 2 / 12 = 6.82 \times 3.64 - 2 / 12 = 7.53$
 L_y 方向中央部 $M_{y2} = e \times L_x - 2 / 36 = 6.82 \times 3.64 - 2 / 36 = 2.51$

・長期許容曲げモーメント
 L_x 方向: SD295A D13@180、 L_y 方向: D13@200、シングル、 $at = 127.0$ (mm²)

鉄筋断面積

L_x 方向 $at_x = 127.0 \times 1000 / 180 = 705.56$ (mm²)
 L_y 方向 $at_y = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00$ (mm²)

Max端部、中央部 $= at_x \times L_{ft} \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148$ (N・mm/m) 9.71 (kN・m/m)
 May端部、中央部 $= at_y \times L_{ft} \times j = 635.00 \times 196.67 \times 70.00 = 8741833$ (N・mm/m) 8.74 (kN・m/m)

・底盤スラブの検定

L_x 方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.8$ 1 OK
 L_x 方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.4$ 1 OK
 L_y 方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.9$ 1 OK
 L_y 方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.3$ 1 OK

基礎区画 (X0~X4, Y4~Y6)
 短辺 $L_x = 1.82$ (m)、長辺 $L_y = 3.64$ (m)
 長期許容引張応力度 $L_{ft} = 196.67$ (N/mm²)
 底盤厚さ $d = 150$ (mm) $0.150 > 1.820 / 30.0 = 0.061$ (m) L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00$ (mm)
 接地圧 $e = 8.24$ (kN/m²)
 L_x 方向用接地圧 $ex = (L_y - 4 / (L_x - 4 + L_y - 4)) \cdot e = 3.64 - 4 / (1.82 - 4 + 3.64 - 4) \times 8.24 = 7.76$ (kN/m²)

(1辺ピン端)

Lx方向端部 Mx1 = $e \times Lx-2 / 9 = 7.76 \times 1.82-2 / 9 = 2.85$
 Lx方向中央部 Mx2 = $e \times Lx-2 / 18 = 7.76 \times 1.82-2 / 18 = 1.43$
 Ly方向端部 My1 = $e \times Lx-2 / 14 = 8.24 \times 1.82-2 / 14 = 1.95$
 Ly方向中央部 My2 = $e \times Lx-2 / 36 = 8.24 \times 1.82-2 / 36 = 0.76$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx,Ly方向 atx=aty = 127.0 × 1000 / 180 = 705.56(mm²)

Max端部、中央部 = atx × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N・mm/m) 9.71(kN・m/m)
 May端部、中央部 = aty × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N・mm/m) 9.71(kN・m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部 : Mx1 / Max端部 = 0.3 1 OK
 Lx方向中央部 : Mx2 / Max中央部 = 0.1 1 OK
 Ly方向端部 : My1 / May端部 = 0.2 1 OK
 Ly方向中央部 : My2 / May中央部 = 0.1 1 OK

基礎区画 (X4 ~ X5 , Y5 ~ Y6)

短辺 Lx = 0.91(m)、長辺 Ly = 0.91(m)

長期許容引張応力度 Lft = 196.67(N/mm²)

底盤厚さ d = 150(mm) 0.150 > 0.910 / 30.0 = 0.030(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 j = (150 - 70) × 7/8 = 70.00(mm)

接地圧 e = 13.22(kN/m²)

Lx方向用接地圧 ex = (Ly-4 / (Lx-4 + Ly-4)) × e = 0.91-4 / (0.91-4 + 0.91-4) × 13.22 = 6.61(kN/m²)

(4辺固定)

Lx方向端部 Mx1 = $e \times Lx-2 / 12 = 6.61 \times 0.91-2 / 12 = 0.46$
 Lx方向中央部 Mx2 = $e \times Lx-2 / 18 = 6.61 \times 0.91-2 / 18 = 0.30$
 Ly方向端部 My1 = $e \times Lx-2 / 24 = 13.22 \times 0.91-2 / 24 = 0.46$
 Ly方向中央部 My2 = $e \times Lx-2 / 36 = 13.22 \times 0.91-2 / 36 = 0.30$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx,Ly方向 atx=aty = 127.0 × 1000 / 180 = 705.56(mm²)

Max端部、中央部 = atx × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N・mm/m) 9.71(kN・m/m)
 May端部、中央部 = aty × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N・mm/m) 9.71(kN・m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部 : Mx1 / Max端部 = 0.0 1 OK
 Lx方向中央部 : Mx2 / Max中央部 = 0.0 1 OK
 Ly方向端部 : My1 / May端部 = 0.0 1 OK
 Ly方向中央部 : My2 / May中央部 = 0.0 1 OK

基礎区画 (X5 ~ X8 , Y5 ~ Y6)

短辺 Lx = 0.91(m)、長辺 Ly = 2.73(m)

長期許容引張応力度 Lft = 196.67(N/mm²)

底盤厚さ d = 150(mm) 0.150 > 0.910 / 30.0 = 0.030(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 j = (150 - 70) × 7/8 = 70.00(mm)

接地圧 e = 11.00(kN/m²)

Lx方向用接地圧 ex = (Ly-4 / (Lx-4 + Ly-4)) × e = 2.73-4 / (0.91-4 + 2.73-4) × 11.00 = 10.87(kN/m²)

(1辺ピン端)

Lx方向端部 Mx1 = $e \times Lx-2 / 9 = 10.87 \times 0.91-2 / 9 = 1.00$
 Lx方向中央部 Mx2 = $e \times Lx-2 / 18 = 10.87 \times 0.91-2 / 18 = 0.50$
 Ly方向端部 My1 = $e \times Lx-2 / 14 = 11.00 \times 0.91-2 / 14 = 0.65$
 Ly方向中央部 My2 = $e \times Lx-2 / 36 = 11.00 \times 0.91-2 / 36 = 0.25$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx,Ly方向 atx=aty = 127.0 × 1000 / 180 = 705.56(mm²)

Max端部、中央部 = atx × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N・mm/m) 9.71(kN・m/m)
 May端部、中央部 = aty × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N・mm/m) 9.71(kN・m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部 : Mx1 / Max端部 = 0.1 1 OK
 Lx方向中央部 : Mx2 / Max中央部 = 0.1 1 OK
 Ly方向端部 : My1 / May端部 = 0.1 1 OK
 Ly方向中央部 : My2 / May中央部 = 0.0 1 OK

基礎区画 (X0 ~ X4 , Y6 ~ Y8)

短辺 Lx = 1.82(m)、長辺 Ly = 3.64(m)

長期許容引張応力度 Lft = 196.67(N/mm²)

底盤厚さ d = 150(mm) 0.150 > 1.820 / 30.0 = 0.061(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00(\text{mm})$
 接地圧 $e = 7.46(\text{kN/m}^2)$
 Lx方向用接地圧 $ex = (Ly \sim 4 / (Lx \sim 4 + Ly \sim 4)) \cdot e = 3.64 \sim 4 / (1.82 \sim 4 + 3.64 \sim 4) \times 7.46 = 7.02(\text{kN/m}^2)$

(2隣辺ピン端)

Lx方向端部 $Mx1 = ex \times Lx \sim 2 / 8 = 7.02 \times 1.82 \sim 2 / 8 = 2.91$
 Lx方向中央部 $Mx2 = ex \times Lx \sim 2 / 18 = 7.02 \times 1.82 \sim 2 / 18 = 1.29$
 Ly方向端部 $My1 = e \times Lx \sim 2 / 12 = 7.46 \times 1.82 \sim 2 / 12 = 2.06$
 Ly方向中央部 $My2 = e \times Lx \sim 2 / 36 = 7.46 \times 1.82 \sim 2 / 36 = 0.69$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx = aty = 127.0 \times 1000 / 180 = 705.56(\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 = $atx \times Lft \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148(\text{N} \cdot \text{mm/m})$ 9.71(kN・m/m)
 May端部、中央部 = $aty \times Lft \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148(\text{N} \cdot \text{mm/m})$ 9.71(kN・m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部: $Mx1 / \text{Max端部} = 0.3$ 1 OK
 Lx方向中央部: $Mx2 / \text{Max中央部} = 0.1$ 1 OK
 Ly方向端部: $My1 / \text{May端部} = 0.2$ 1 OK
 Ly方向中央部: $My2 / \text{May中央部} = 0.1$ 1 OK

基礎区画 (X4 ~ X8, Y6 ~ Y8)

短辺 $Lx = 1.82(\text{m})$ 、長辺 $Ly = 3.64(\text{m})$
 長期許容引張応力度 $Lft = 196.67(\text{N/mm}^2)$
 底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$ $0.150 > 1.820 / 30.0 = 0.061(\text{m})$ Lxの1/30超 OK
 応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00(\text{mm})$
 接地圧 $e = 5.70(\text{kN/m}^2)$
 Lx方向用接地圧 $ex = (Ly \sim 4 / (Lx \sim 4 + Ly \sim 4)) \cdot e = 3.64 \sim 4 / (1.82 \sim 4 + 3.64 \sim 4) \times 5.70 = 5.37(\text{kN/m}^2)$

(1辺ピン端)

Lx方向端部 $Mx1 = ex \times Lx \sim 2 / 9 = 5.37 \times 1.82 \sim 2 / 9 = 1.98$
 Lx方向中央部 $Mx2 = ex \times Lx \sim 2 / 18 = 5.37 \times 1.82 \sim 2 / 18 = 0.99$
 Ly方向端部 $My1 = e \times Lx \sim 2 / 14 = 5.70 \times 1.82 \sim 2 / 14 = 1.35$
 Ly方向中央部 $My2 = e \times Lx \sim 2 / 36 = 5.70 \times 1.82 \sim 2 / 36 = 0.52$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx = aty = 127.0 \times 1000 / 180 = 705.56(\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 = $atx \times Lft \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148(\text{N} \cdot \text{mm/m})$ 9.71(kN・m/m)
 May端部、中央部 = $aty \times Lft \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148(\text{N} \cdot \text{mm/m})$ 9.71(kN・m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部: $Mx1 / \text{Max端部} = 0.2$ 1 OK
 Lx方向中央部: $Mx2 / \text{Max中央部} = 0.1$ 1 OK
 Ly方向端部: $My1 / \text{May端部} = 0.1$ 1 OK
 Ly方向中央部: $My2 / \text{May中央部} = 0.1$ 1 OK

基礎区画 (X2' ~ X5, Y8 ~ Y11)

短辺 $Lx = 2.28(\text{m})$ 、長辺 $Ly = 2.73(\text{m})$
 長期許容引張応力度 $Lft = 196.67(\text{N/mm}^2)$
 底盤厚さ $d = 150(\text{mm})$ $0.150 > 2.275 / 30.0 = 0.076(\text{m})$ Lxの1/30超 OK
 応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00(\text{mm})$
 接地圧 $e = 5.01(\text{kN/m}^2)$
 Lx方向用接地圧 $ex = (Ly \sim 4 / (Lx \sim 4 + Ly \sim 4)) \cdot e = 2.73 \sim 4 / (2.28 \sim 4 + 2.73 \sim 4) \times 5.01 = 3.38(\text{kN/m}^2)$

(1辺ピン端)

Lx方向端部 $Mx1 = ex \times Lx \sim 2 / 9 = 3.38 \times 2.28 \sim 2 / 9 = 1.94$
 Lx方向中央部 $Mx2 = ex \times Lx \sim 2 / 18 = 3.38 \times 2.28 \sim 2 / 18 = 0.97$
 Ly方向端部 $My1 = e \times Lx \sim 2 / 14 = 5.01 \times 2.28 \sim 2 / 14 = 1.85$
 Ly方向中央部 $My2 = e \times Lx \sim 2 / 36 = 5.01 \times 2.28 \sim 2 / 36 = 0.72$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx = aty = 127.0 \times 1000 / 180 = 705.56(\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 = $atx \times Lft \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148(\text{N} \cdot \text{mm/m})$ 9.71(kN・m/m)
 May端部、中央部 = $aty \times Lft \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148(\text{N} \cdot \text{mm/m})$ 9.71(kN・m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部: $Mx1 / \text{Max端部} = 0.2$ 1 OK
 Lx方向中央部: $Mx2 / \text{Max中央部} = 0.1$ 1 OK
 Ly方向端部: $My1 / \text{May端部} = 0.2$ 1 OK
 Ly方向中央部: $My2 / \text{May中央部} = 0.1$ 1 OK

基礎区画 (X5~X6, Y8~Y10)

短辺 Lx=0.91(m)、長辺 Ly=1.82(m)

長期許容引張応力度 Lft = 196.67(N/mm²)

底盤厚さ d = 150(mm) 0.150 > 0.910 / 30.0 = 0.030(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 j = (150 - 70) × 7/8 = 70.00(mm)

接地圧 e = 9.37(kN/m²)Lx方向用接地圧 ex = (Ly~4 / (Lx~4 + Ly~4)) · e = 1.82~4 / (0.91~4 + 1.82~4) × 9.37 = 8.82(kN/m²)

(4辺固定)

Lx方向端部 Mx1 = ex × Lx~2 / 12 = 8.82 × 0.91~2 / 12 = 0.61

Lx方向中央部 Mx2 = ex × Lx~2 / 18 = 8.82 × 0.91~2 / 18 = 0.41

Ly方向端部 My1 = e × Lx~2 / 24 = 9.37 × 0.91~2 / 24 = 0.32

Ly方向中央部 My2 = e × Lx~2 / 36 = 9.37 × 0.91~2 / 36 = 0.22

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 atx = aty = 127.0 × 1000 / 180 = 705.56(mm²)

Max端部、中央部 = atx × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N·mm/m) 9.71(kN·m/m)

May端部、中央部 = aty × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N·mm/m) 9.71(kN·m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部: Mx1 / Max端部 = 0.1 1 OK

Lx方向中央部: Mx2 / Max中央部 = 0.0 1 OK

Ly方向端部: My1 / May端部 = 0.0 1 OK

Ly方向中央部: My2 / May中央部 = 0.0 1 OK

基礎区画 (X6~X8, Y8~Y10)

短辺 Lx=1.82(m)、長辺 Ly=1.82(m)

長期許容引張応力度 Lft = 196.67(N/mm²)

底盤厚さ d = 150(mm) 0.150 > 1.820 / 30.0 = 0.061(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 j = (150 - 70) × 7/8 = 70.00(mm)

接地圧 e = 6.56(kN/m²)Lx方向用接地圧 ex = (Ly~4 / (Lx~4 + Ly~4)) · e = 1.82~4 / (1.82~4 + 1.82~4) × 6.56 = 3.28(kN/m²)

(1辺ピン端)

Lx方向端部 Mx1 = ex × Lx~2 / 9 = 3.28 × 1.82~2 / 9 = 1.21

Lx方向中央部 Mx2 = ex × Lx~2 / 18 = 3.28 × 1.82~2 / 18 = 0.60

Ly方向端部 My1 = e × Lx~2 / 14 = 6.56 × 1.82~2 / 14 = 1.55

Ly方向中央部 My2 = e × Lx~2 / 36 = 6.56 × 1.82~2 / 36 = 0.60

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 atx = aty = 127.0 × 1000 / 180 = 705.56(mm²)

Max端部、中央部 = atx × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N·mm/m) 9.71(kN·m/m)

May端部、中央部 = aty × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N·mm/m) 9.71(kN·m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部: Mx1 / Max端部 = 0.1 1 OK

Lx方向中央部: Mx2 / Max中央部 = 0.1 1 OK

Ly方向端部: My1 / May端部 = 0.2 1 OK

Ly方向中央部: My2 / May中央部 = 0.1 1 OK

基礎区画 (X5~X8, Y10~Y12)

短辺 Lx=1.82(m)、長辺 Ly=2.73(m)

長期許容引張応力度 Lft = 196.67(N/mm²)

底盤厚さ d = 150(mm) 0.150 > 1.820 / 30.0 = 0.061(m) Lxの1/30超 OK

応力中心距離 j = (150 - 70) × 7/8 = 70.00(mm)

接地圧 e = 4.88(kN/m²)Lx方向用接地圧 ex = (Ly~4 / (Lx~4 + Ly~4)) · e = 2.73~4 / (1.82~4 + 2.73~4) × 4.88 = 4.07(kN/m²)

(2隣辺ピン端)

Lx方向端部 Mx1 = ex × Lx~2 / 8 = 4.07 × 1.82~2 / 8 = 1.69

Lx方向中央部 Mx2 = ex × Lx~2 / 18 = 4.07 × 1.82~2 / 18 = 0.75

Ly方向端部 My1 = e × Lx~2 / 12 = 4.88 × 1.82~2 / 12 = 1.35

Ly方向中央部 My2 = e × Lx~2 / 36 = 4.88 × 1.82~2 / 36 = 0.45

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@180、シングル、at = 127.0(mm²)

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 atx = aty = 127.0 × 1000 / 180 = 705.56(mm²)

Max端部、中央部 = atx × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N·mm/m) 9.71(kN·m/m)

May端部、中央部 = aty × Lft × j = 705.56 × 196.67 × 70.00 = 9713148(N·mm/m) 9.71(kN·m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部: $Mx1 / Max_{端部} = 0.2$ 1 OK
 Lx方向中央部: $Mx2 / Max_{中央部} = 0.1$ 1 OK
 Ly方向端部: $My1 / May_{端部} = 0.1$ 1 OK
 Ly方向中央部: $My2 / May_{中央部} = 0.0$ 1 OK

基礎区画 (X2' ~ X5, Y11 ~ Y12)

短辺 $Lx = 0.91(m)$ 、長辺 $Ly = 2.28(m)$ 長期許容引張応力度 $Lft = 196.67(N/mm^2)$ 底盤厚さ $d = 150(mm)$ $0.150 > 0.910 / 30.0 = 0.030(m)$ Lx の1/30超 OK応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00(mm)$ 接地圧 $e = 6.33(kN/m^2)$ Lx方向用接地圧 $ex = (Ly-4 / (Lx-4 + Ly-4)) \cdot e = 2.28-4 / (0.91-4 + 2.28-4) \times 6.33 = 6.17(kN/m^2)$

(2隣辺ピン端)

Lx方向端部 $Mx1 = ex \times Lx-2 / 8 = 6.17 \times 0.91-2 / 8 = 0.64$ Lx方向中央部 $Mx2 = ex \times Lx-2 / 18 = 6.17 \times 0.91-2 / 18 = 0.28$ Ly方向端部 $My1 = e \times Lx-2 / 12 = 6.33 \times 0.91-2 / 12 = 0.44$ Ly方向中央部 $My2 = e \times Lx-2 / 36 = 6.33 \times 0.91-2 / 36 = 0.15$

・長期許容曲げモーメント

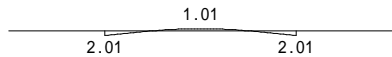
SD295A D13@180、シングル、 $at = 127.0(mm^2)$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx = aty = 127.0 \times 1000 / 180 = 705.56(mm^2)$ Max端部、中央部 $= atx \times Lft \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148(N \cdot mm/m)$ 9.71(kN・m/m)May端部、中央部 $= aty \times Lft \times j = 705.56 \times 196.67 \times 70.00 = 9713148(N \cdot mm/m)$ 9.71(kN・m/m)

・底盤スラブの検定

Lx方向端部: $Mx1 / Max_{端部} = 0.1$ 1 OKLx方向中央部: $Mx2 / Max_{中央部} = 0.0$ 1 OKLy方向端部: $My1 / May_{端部} = 0.0$ 1 OKLy方向中央部: $My2 / May_{中央部} = 0.0$ 1 OK



X0 X1 X2 X2' X3 X4

端部 : $wl \sim 2 / 12 = 7.28 \times 1.82 \sim 2 / 12 = 2.01$
 中央 : $wl \sim 2 / 24 = 7.28 \times 1.82 \sim 2 / 24 = 1.01$

水平時脚部軸力(kN) :



X0 X1 X2 X2' X3 X4

X0 : 14.06
 X1 : -14.06
 X3 : 19.55
 X4 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $21.69 / 3.64 = 5.96$

水平力時モーメント(kN・m) :



X0 X1 X2 X2' X3 X4

X1 : 7.37
 X3 : -3.47

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 7.37 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 7.37 + 2.01 = 9.38 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 7.37 / 20.65 = 0.36$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 9.38 / 32.36 = 0.29$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 7.28(kN/m)、長さ l = 1.820(m) (X1 ~ X3)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X1 ~ X3)

$wl / 2 = 7.28 \times 1.82 / 2 = 6.63 \text{ (kN)}$

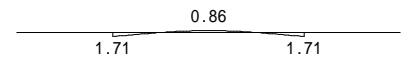
水平力時せん断力(kN) :

検定比：
 $IQ / IQa = 5.65 / 46.31 = 0.12 \quad 1.0 \quad OK$

《 短期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$
 底盤幅：B = 600(mm)
 基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551(mm)$
 等分布荷重：w = 6.21(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (X5 ~ X7)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X5 ~ X7)



X4 X5 X6 X6' X7 X8

端部： $wl^2 / 12 = 6.21 \times 1.82^2 / 12 = 1.71$
 中央： $wl^2 / 24 = 6.21 \times 1.82^2 / 24 = 0.86$

水平時脚部軸力(kN)：

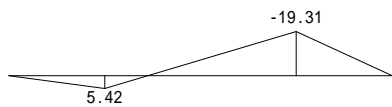


X4 X5 X6 X6' X7 X8

X4 : 0.00
 X5 : -19.55
 X7 : 14.06
 X8 : -14.06

水平力時支点反力(kN)：
 $21.69 / 3.64 = 5.96$

水平力時モーメント(kN・m)：



X4 X5 X6 X6' X7 X8

X5 : 5.42
 X7 : -19.31

短期許容モーメント：
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65(kN \cdot m)$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36(kN \cdot m)$

短期最大モーメント：
 sM_{max} ：最大モーメント、IM：鉛直荷重時端部モーメント
 $sM_{上} = 19.31(kN \cdot m)$

$sM_{下} = sM_{max} + IM = 19.31 + 1.71 = 21.03(kN \cdot m)$

検定比:

$sM_{上} / sMa_{上} = 19.31 / 20.65 = 0.94 \quad 1.0 \quad OK$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 21.03 / 32.36 = 0.65 \quad 1.0 \quad OK$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁: 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

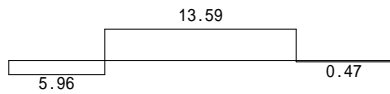
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重: w = 6.21(kN/m)、長さ l = 1.820(m) (X5 ~ X7)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X5 ~ X7)

$wl / 2 = 6.21 \times 1.82 / 2 = 5.65(kN)$

水平力時せん断力(kN):



X4 X5 X6 X6' X7 X8

X4 ~ X5 : 5.96
 X5 ~ X7 : -13.59
 X7 ~ X8 : 0.47

短期許容せん断耐力: $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46(kN)$

短期最大せん断力 : $sQ = 13.59 + 5.65 = 19.24(kN)$

検定比 : $sQ / sQa = 19.24 / 69.46 = 0.28 \quad 1.0 \quad OK$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比: $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\% \quad 0.2\% \quad OK$

Y4通り (X0 ~ X4)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート: Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅: B = 600(mm)

基礎梁: 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

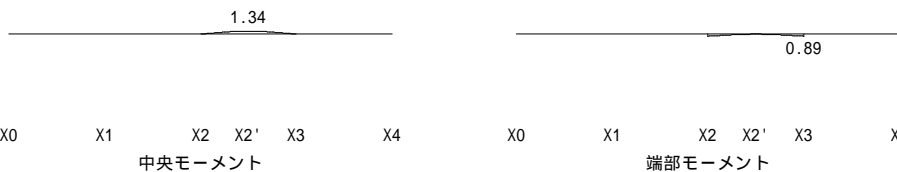
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重: w = 12.91(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (X2 ~ X3)

長期許容モーメント: $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77(kN \cdot m)$

: $IMa_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57(kN \cdot m)$

長期モーメント(kN・m):



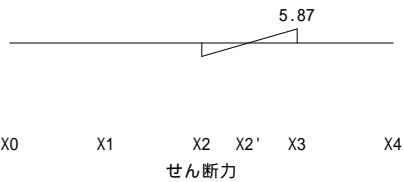
$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 12.91 \times 0.91^2 / 8.0 = 1.34$
 $IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 12.91 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.89$

検定比:

$IM_{上} / IMa_{上} = 1.34 / 13.77 = 0.10 \quad 1.0 \quad OK$
 $IM_{下} / IMa_{下} = 0.89 / 21.57 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$

- せん断補強筋(フックなし)
長期許容せん断耐力: $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m) :



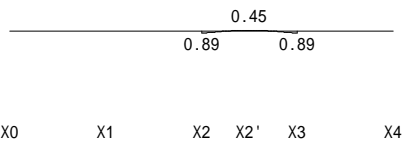
$IQ = w l / 2.0 = 5.87$

検定比:
 $IQ / IQa = 5.87 / 46.31 = 0.13 \quad 1.0 \quad OK$

《 短期 》

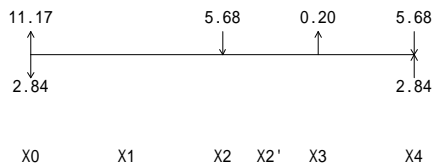
- 主筋
SD295A
上端筋 D13 at = 127 (mm²)
下端筋 D16 at = 199 (mm²)
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}, IFt = 196 \text{ (N/mm}^2\text{)}, sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
底盤幅: $B = 600 \text{ (mm)}$
基礎梁: せい $d = 700 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551 \text{ (mm)}$
等分布荷重: $w = 12.91 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (X2~X3)

鉛直荷重時モーメント (kN・m) (X2~X3)



端部: $w l^2 / 12 = 12.91 \times 0.91^2 / 12 = 0.89$
中央: $w l^2 / 24 = 12.91 \times 0.91^2 / 24 = 0.45$

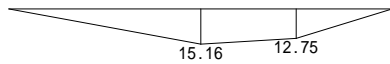
水平時脚部軸力 (kN) :



- X0 : 11.17
- X2 : -5.68
- X3 : 0.20
- X4 : -5.68

水平力時支点反力 (kN) :
 $10.34 / 3.64 = 2.84$

水平力時モーメント (kN・m) :



X0 X1 X2 X2' X3 X4

X2 : 15.16
X3 : 12.75

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 15.16 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 15.16 + 0.89 = 16.05 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 15.16 / 20.65 = 0.73$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 16.05 / 32.36 = 0.50$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、 sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、 sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、 せい d = 700(mm)、 主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 12.91(kN/m)、 長さ l = 0.910(m) (X2 ~ X3)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X2 ~ X3)

$wl / 2 = 12.91 \times 0.91 / 2 = 5.87 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



X0 X1 X2 X2' X3 X4

X1 ~ X2 : 8.33
X2 ~ X3 : 2.65
X3 ~ X4 : 2.84

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 8.33 + 5.87 = 14.20 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 14.20 / 69.46 = 0.20$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

Y5通り (X4 ~ X5)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、 IFt = 196(N/mm²)、 sFt = 295(N/mm²)

コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、 IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、 せい d = 700(mm)、 主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 6.11(kN/m)、 長さ l = 0.91(m) (X4 ~ X5)

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$IMa_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

長期モーメント(kN・m) :



X4 X5 X4 X5
中央モーメント 端部モーメント

$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 6.11 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.63$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 6.11 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.42$$

検定比：
 $IM_{上} / IMa_{上} = 0.63 / 13.77 = 0.05$ 1.0 OK
 $IM_{下} / IMa_{下} = 0.42 / 21.57 = 0.02$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力: $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31$ (kN)

長期せん断力(kN・m) :



X4 X5
せん断力

$$IQ = w l / 2.0 = 2.78$$

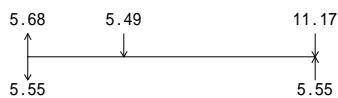
検定比：
 $IQ / IQa = 2.78 / 46.31 = 0.06$ 1.0 OK

Y5通り (X5~X8)

《 短期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $Ft = 295$ (N/mm²)、 $IFt = 196$ (N/mm²)、 $sFt = 295$ (N/mm²)
 底盤幅: $B = 600$ (mm)
 基礎梁: せい $d = 700$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551$ (mm)

水平時脚部軸力(kN) :

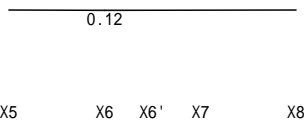


X5 X6 X6' X7 X8

X5 : 5.68
 X6 : -5.49
 X8 : -11.17

水平力時支点反力(kN) :
 $15.16 / 2.73 = 5.55$

水平力時モーメント(kN・m) :



X6 : 0.12

短期許容モーメント:

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

短期最大モーメント:

$$sM_{上} = 0.12 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sM_{下} = 0.12 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比:

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.12 / 20.65 = 0.01 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.12 / 32.36 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

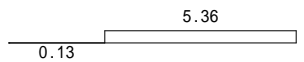
SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁: 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN):



X5 X6 X6' X7 X8

X5 ~ X6 : 0.13

X7 ~ X8 : -5.36

短期許容せん断耐力: $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 (\text{kN})$

短期最大せん断力: $sQ = 5.36 (\text{kN})$

検定比: $sQ / sQa = 5.36 / 69.46 = 0.08 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比: $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

・人通口下主筋

基礎梁せい: d = 700(mm)、人通口高さ: d' = 500(mm)、人通口下梁せい: dg = d - d' = 200(mm)

人通口主筋重心位置: dt = 70(mm)

応力中心距離: j = (dg - dt) × 7/8 = 113(mm)

主筋:

SD295A

at_上 D13 at = 127(mm²)

at_下 D16 at = 199(mm²)

短期モーメント:

sM_上 = 0.12(kN·m)

sM_下 = 0.12(kN·m)

短期許容モーメント:

sMa_上 = at_上 · sFt · j = 127 × 295 × 113 = 4.26(kN·m)

sMa_下 = at_下 · sFt · j = 199 × 295 × 113 = 6.68(kN·m)

検定比:

sM_上 / sMa_上 = 0.12 / 4.26 = 0.03 1.0 OK

sM_下 / sMa_下 = 0.12 / 6.68 = 0.02 1.0 OK

$$IMa_{下} = at_{下} \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 113 = 4.45(kN \cdot m)$$

検定比:

$$\begin{aligned} IM_{上} / IMa_{上} &= 1.11 / 2.84 = 0.39 & 1.0 & OK \\ IM_{下} / IMa_{下} &= 0.74 / 4.45 = 0.17 & 1.0 & OK \end{aligned}$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

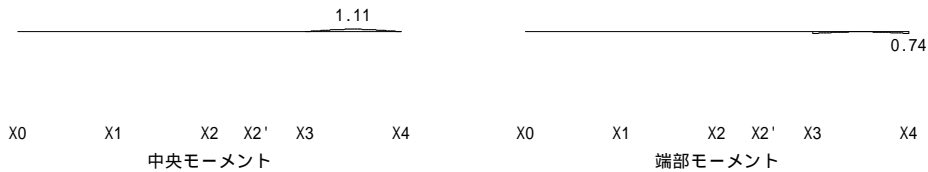
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅: B = 600(mm)

基礎梁: せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

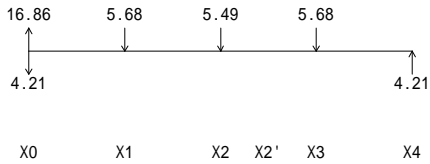
等分布荷重: w = 10.71(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (X3 ~ X4)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X3 ~ X4)



$$\begin{aligned} \text{端部: } w l^2 / 12 &= 10.71 \times 0.91^2 / 12 = 0.74 \\ \text{中央: } w l^2 / 8 &= 10.71 \times 0.91^2 / 8 = 1.11 \end{aligned}$$

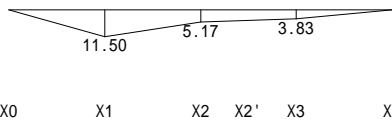
水平時脚部軸力(kN):



$$\begin{aligned} X0 &: 16.86 \\ X1 &: -5.68 \\ X2 &: -5.49 \\ X3 &: -5.68 \\ X4 &: 0.00 \end{aligned}$$

水平力時支点反力(kN):
15.34 / 3.64 = 4.21

水平力時モーメント(kN・m):



$$\begin{aligned} X1 &: 11.50 \\ X2 &: 5.17 \\ X3 &: 3.83 \end{aligned}$$

短期許容モーメント:

$$\begin{aligned} sMa_{上} &= at_{上} \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65(kN \cdot m) \\ sMa_{下} &= at_{下} \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36(kN \cdot m) \end{aligned}$$

短期最大モーメント:

sMmax: 最大モーメント、 IM: 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 3.83(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 3.83 + 0.74 = 4.57(\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比:

$$sM_{上} / sMa_{上} = 3.83 / 20.65 = 0.19 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 4.57 / 32.36 = 0.14 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、 sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、 sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁: 幅 b = 120(mm)、 せい d = 700(mm)、 主筋重心位置 dt = 70(mm)

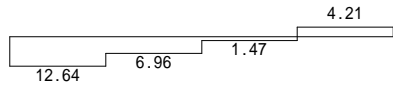
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重: w = 10.71(kN/m)、 長さ l = 0.910(m) (X3 ~ X4)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X3 ~ X4)

$$wl / 2 = 10.71 \times 0.91 / 2 = 4.87(\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN):



X0 X1 X2 X2' X3 X4

X0 ~ X1 : 12.64
 X1 ~ X2 : 6.96
 X2 ~ X3 : 1.47
 X3 ~ X4 : -4.21

短期許容せん断耐力: sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46(kN)

短期最大せん断力 : sQ = 4.21 + 4.87 = 9.09(kN)

検定比 : sQ / sQa = 9.09 / 69.46 = 0.13 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比: 127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

人通口下主筋

基礎梁せい: d = 700(mm)、 人通口高さ: d' = 500(mm)、 人通口下梁せい: dg = d - d' = 200(mm)

人通口主筋重心位置: dt = 70(mm)

応力中心距離: j = (dg - dt) × 7/8 = 113(mm)

主筋:

SD295A

at上 D13 at = 127(mm²)

at下 D16 at = 199(mm²)

短期モーメント:

$$sM_{上} = 3.83(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sM_{下} = 4.57(\text{kN}\cdot\text{m})$$

短期許容モーメント:

$$sMa_{上} = at_{上} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 295 \times 113 = 4.26(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sMa_{下} = at_{下} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 295 \times 113 = 6.68(\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比:

$$sM_{上} / sMa_{上} = 3.83 / 4.26 = 0.90 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 4.57 / 6.68 = 0.68 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

Y6通り (X4 ~ X5)

《 長期 》

主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、 IFt = 196(N/mm²)、 sFt = 295(N/mm²)

コンクリート : $F_c = 21$ (N/mm²)、 $F_s = 0.70$ (N/mm²)

底盤幅 : $B = 600$ (mm)

基礎梁 : 幅 $b = 120$ (mm)、せい $d = 700$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)

心力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551$ (mm)

等分布荷重 : $w = 5.60$ (kN/m)、長さ $l = 0.91$ (m) (X4 ~ X5)

長期許容モーメント : $IM_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77$ (kN·m)
 : $IM_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57$ (kN·m)

長期モーメント (kN·m) :



X4 X5 X4 X5
 中央モーメント 端部モーメント

$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 5.60 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.58$
 $IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 5.60 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.39$

検定比 :

$IM_{上} / IM_{上} = 0.58 / 13.77 = 0.04$ 1.0 OK
 $IM_{下} / IM_{下} = 0.39 / 21.57 = 0.02$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力 : $IQ_a = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31$ (kN)

長期せん断力 (kN) :



X4 X5
 せん断力

$IQ = wl / 2.0 = 2.55$

検定比 :

$IQ / IQ_a = 2.55 / 46.31 = 0.06$ 1.0 OK

Y6通り (X5 ~ X8)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 $at = 127$ (mm²)

下端筋 D16 $at = 199$ (mm²)

$F_t = 295$ (N/mm²)、 $F_{ft} = 196$ (N/mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)

コンクリート : $F_c = 21$ (N/mm²)、 $F_s = 0.70$ (N/mm²)

底盤幅 : $B = 600$ (mm)

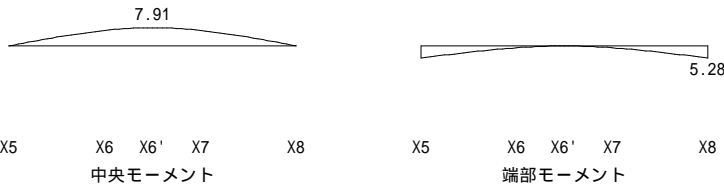
基礎梁 : 幅 $b = 120$ (mm)、せい $d = 700$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)

心力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551$ (mm)

等分布荷重 : $w = 8.50$ (kN/m)、長さ $l = 2.73$ (m) (X5 ~ X8)

長期許容モーメント : $IM_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77$ (kN·m)
 : $IM_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57$ (kN·m)

長期モーメント (kN·m) :

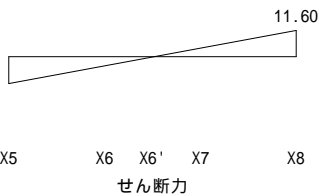


$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 8.50 \times 2.73^2 / 8.0 = 7.91$
 $IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 8.50 \times 2.73^2 / 12.0 = 5.28$

検定比：
 $IM_{上} / I Ma_{上} = 7.91 / 13.77 = 0.57 \quad 1.0 \quad OK$
 $IM_{下} / I Ma_{下} = 5.28 / 21.57 = 0.24 \quad 1.0 \quad OK$

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力： $I Q_a = b \cdot j \cdot I F_s = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31 (kN)$

長期せん断力(kN・m)：



$I Q = w l / 2.0 = 11.60$

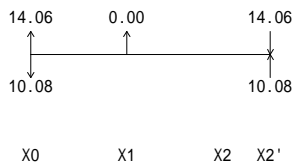
検定比：
 $I Q / I Q_a = 11.60 / 46.31 = 0.25 \quad 1.0 \quad OK$

Y8通り (X0 ~ X2')

《 短期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $F_t = 295(N/mm^2)$ 、 $I F_t = 196(N/mm^2)$ 、 $s F_t = 295(N/mm^2)$
 底盤幅：B = 600(mm)
 基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551(mm)$

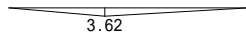
水平時脚部軸力(kN)：



X0 : 14.06
 X1 : 0.00
 X2' : -14.06

水平力時支点反力(kN)：
 $22.94 / 2.28 = 10.08$

水平力時モーメント(kN・m)：



X0 X1 X2 X2'

X1 : 3.62

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

短期最大モーメント :

$$sM_{上} = 3.62 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sM_{下} = 3.62 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 3.62 / 20.65 = 0.18 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 3.62 / 32.36 = 0.11 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

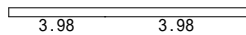
・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN) :



X0 X1 X2 X2'

X0 ~ X1 : 3.98

X1 ~ X2' : 3.98

短期許容せん断耐力 : sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46(kN)

短期最大せん断力 : sQ = 3.98(kN)

検定比 : sQ / sQa = 3.98 / 69.46 = 0.06 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : 127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

Y8通り (X2' ~ X4)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 7.75(kN/m)、長さ l = 1.37(m) (X2' ~ X4)

長期許容モーメント : lMa_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)

: lMa_下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN·m) :



X2' X3 X4 X2' X3 X4
 中央モーメント 端部モーメント

IM上 = $wl \sim 2 / 8.0 = 7.75 \times 1.37 \sim 2 / 8.0 = 1.80$
 IM下 = $wl \sim 2 / 12.0 = 7.75 \times 1.37 \sim 2 / 12.0 = 1.20$

検定比：
 IM上 / IMa上 = $1.80 / 13.77 = 0.13$ 1.0 OK
 IM下 / IMa下 = $1.20 / 21.57 = 0.06$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力：IQa = $b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31$ (kN)

長期せん断力(kN・m)：



X2' X3 X4
 せん断力

IQ = $wl / 2.0 = 5.29$

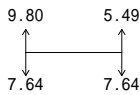
検定比：
 IQ / IQa = $5.29 / 46.31 = 0.11$ 1.0 OK

Y8通り (X4 ~ X5)

《 短期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 底盤幅：B = 600(mm)
 基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平時脚部軸力(kN)：



X4 X5

X4 : 9.80
 X5 : 5.49

水平力時支点反力(kN)：
 $6.96 / 0.91 = 7.64$

水平力時モーメント(kN・m)：

X4 X5

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 20.65 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 32.36 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN)：

2.16

X4 X5

X4 ~ X5 : 2.16

短期許容せん断耐力：sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46(kN)

短期最大せん断力：sQ = 2.16(kN)

検定比：sQ / sQa = 2.16 / 69.46 = 0.03 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比：127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

Y8通り (X5 ~ X6)

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平時脚部軸力(kN)：

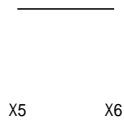
5.49 15.29
↑ ↓
10.39 10.39

X5 X6

X5 : 5.49
X6 : -15.29

水平力時支点反力(kN) :
 $9.45 / 0.91 = 10.39$

水平力時モーメント(kN・m) :



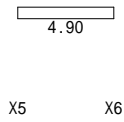
短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 20.65 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 32.36 = 0.00 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)
 基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せり d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN) :



X5 ~ X6 : 4.90

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 4.90 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 4.90 / 69.46 = 0.07 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

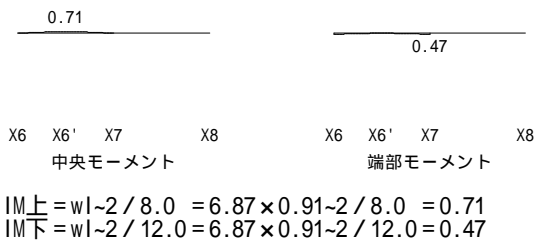
Y8通り (X6 ~ X8)

《 長期 》

- 主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)
 底盤幅 : B = 600(mm)
 基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せり d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
 等分布荷重 : w = 6.87(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (X6 ~ X7)

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $IMa_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

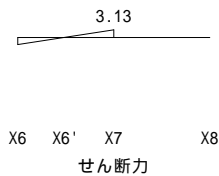
長期モーメント(kN・m) :



検定比：
 IM上 / IMa上 = $0.71 / 13.77 = 0.05$ 1.0 OK
 IM下 / IMa下 = $0.47 / 21.57 = 0.02$ 1.0 OK

- せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力: $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31$ (kN)

長期せん断力(kN・m) :



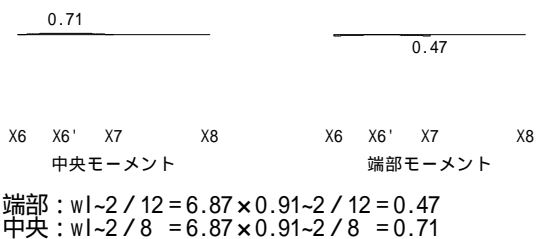
$IQ = wl / 2.0 = 3.13$

検定比：
 $IQ / IQa = 3.13 / 46.31 = 0.07$ 1.0 OK

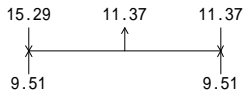
《 短期 》

- 主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $Ft = 295$ (N/mm²)、 $IFt = 196$ (N/mm²)、 $sFt = 295$ (N/mm²)
 底盤幅: $B = 600$ (mm)
 基礎梁: せい $d = 700$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551$ (mm)
 等分布荷重: $w = 6.87$ (kN/m)、長さ $l = 0.91$ (m) (X6 ~ X7)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X6 ~ X7)



水平時脚部軸力(kN) :

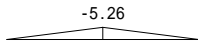


X6 X6' X7 X8

X6 : -15.29
 X7 : 11.37
 X8 : -11.37

水平力時支点反力(kN) :
 $17.30 / 1.82 = 9.51$

水平力時モーメント(kN・m) :



X6 X6' X7 X8

X7 : -5.26

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 5.26 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 5.26 + 0.47 = 5.74 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 5.26 / 20.65 = 0.25 \quad 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 5.74 / 32.36 = 0.18 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、 sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、 sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、 せい d = 700(mm)、 主筋重心位置 dt = 70(mm)

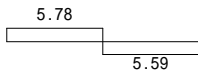
心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 6.87(kN/m)、 長さ l = 0.910(m) (X6 ~ X7)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X6 ~ X7)

$wl / 2 = 6.87 \times 0.91 / 2 = 3.13 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



X6 X6' X7 X8

X6 ~ X7 : -5.78
 X7 ~ X8 : 5.59

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 5.78 + 3.13 = 8.91 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 8.91 / 69.46 = 0.13 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

Y10通り (X5~X6)

《 長期 》

・主筋
SD295A
上端筋 D13 at = 127(mm²)
下端筋 D16 at = 199(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)
底盤幅 : B = 600(mm)
基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
等分布荷重 : w = 4.35(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (X5~X6)
長期許容モーメント : IMa上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)
: IMa下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN·m) :



X5 X6 X5 X6
中央モーメント 端部モーメント

$$IM上 = wl^2 / 8.0 = 4.35 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.45$$

$$IM下 = wl^2 / 12.0 = 4.35 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.30$$

検定比 :

IM上 / IMa上 = 0.45 / 13.77 = 0.03	1.0	OK
IM下 / IMa下 = 0.30 / 21.57 = 0.01	1.0	OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力 : IQa = b · j · IFs = 120 × 551 × 0.70 = 46.31(kN)

長期せん断力(kN·m) :



X5 X6
せん断力

$$IQ = wl / 2.0 = 1.98$$

検定比 :

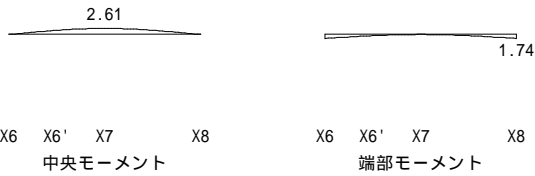
IQ / IQa = 1.98 / 46.31 = 0.04	1.0	OK
--------------------------------	-----	----

Y10通り (X6~X8)

《 長期 》

・主筋
SD295A
上端筋 D13 at = 127(mm²)
下端筋 D16 at = 199(mm²)
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)
底盤幅 : B = 600(mm)
基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
等分布荷重 : w = 6.31(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (X6~X8)
長期許容モーメント : IMa上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)
: IMa下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN・m) :



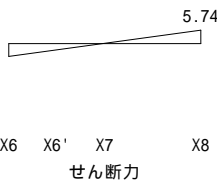
$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 6.31 \times 1.82^2 / 8.0 = 2.61$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 6.31 \times 1.82^2 / 12.0 = 1.74$$

検定比 :
 $IM_{上} / IMa_{上} = 2.61 / 13.77 = 0.19$ 1.0 OK
 $IM_{下} / IMa_{下} = 1.74 / 21.57 = 0.08$ 1.0 OK

- せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力: $IQ_a = b \cdot j \cdot IF_s = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31$ (kN)

長期せん断力(kN・m) :



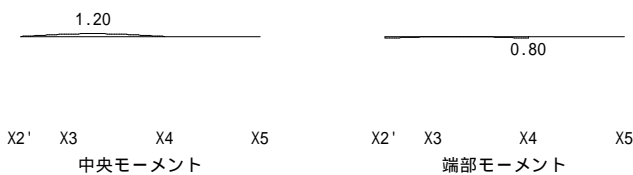
$$IQ = w l / 2.0 = 5.74$$

検定比 :
 $IQ / IQ_a = 5.74 / 46.31 = 0.12$ 1.0 OK

Y11通り (X2' ~ X5)

- 《 長期 》
- 主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $F_t = 295$ (N/mm²)、 $IF_t = 196$ (N/mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)
 コンクリート : $F_c = 21$ (N/mm²)、 $IF_s = 0.70$ (N/mm²)
 底盤幅 : $B = 600$ (mm)
 基礎梁 : 幅 $b = 120$ (mm)、せい $d = 700$ (mm)、主筋重心位置 $dt = 70$ (mm)
 心力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551$ (mm)
 等分布荷重 : $w = 5.15$ (kN/m)、長さ $l = 1.37$ (m) (X2' ~ X4)
- 長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IF_t \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77$ (kN・m)
 : $IMa_{下} = at \cdot IF_t \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57$ (kN・m)

長期モーメント(kN・m) :



$$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 5.15 \times 1.37^2 / 8.0 = 1.20$$

$$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 5.15 \times 1.37^2 / 12.0 = 0.80$$

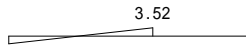
検定比:

$$\begin{aligned} \frac{IM_{上}}{IMa_{上}} &= 1.20 / 13.77 = 0.09 & 1.0 & \text{OK} \\ \frac{IM_{下}}{IMa_{下}} &= 0.80 / 21.57 = 0.04 & 1.0 & \text{OK} \end{aligned}$$

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力: $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m):



X2' X3 X4 X5
せん断力

$$IQ = w_l / 2.0 = 3.52$$

検定比:

$$IQ / IQa = 3.52 / 46.31 = 0.08 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅: B = 600(mm)

基礎梁: せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重: w = 5.15(kN/m)、長さ l = 1.37(m) (X2' ~ X4)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X2' ~ X4)

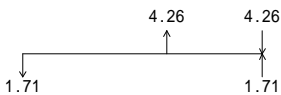


X2' X3 X4 X5 X2' X3 X4 X5
中央モーメント 端部モーメント

端部: $wl \sim 2 / 12 = 5.15 \times 1.37 \sim 2 / 12 = 0.80$

中央: $wl \sim 2 / 8 = 5.15 \times 1.37 \sim 2 / 8 = 1.20$

水平時脚部軸力(kN):



X2' X3 X4 X5

X2' : 0.00

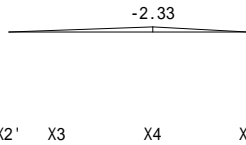
X4 : 4.26

X5 : -4.26

水平力時支点反力(kN):

$$3.88 / 2.28 = 1.71$$

水平力時モーメント(kN・m):



X4 : -2.33

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 2.33 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sMmax + IM = 2.33 + 0.80 = 3.13 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 2.33 / 20.65 = 0.11 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 3.13 / 32.36 = 0.10 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

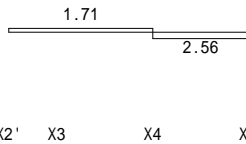
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 5.15(kN/m)、長さ l = 1.365(m) (X2' ~ X4)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X2' ~ X4)

$$wl / 2 = 5.15 \times 1.37 / 2 = 3.52 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力(kN) :



X2' ~ X4 : -1.71

X4 ~ X5 : 2.56

短期許容せん断耐力 : sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46(kN)

短期最大せん断力 : sQ = 2.56 + 3.52 = 6.07(kN)

検定比 : sQ / sQa = 6.07 / 69.46 = 0.09 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : 127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

Y12通じ (X2' ~ X5)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

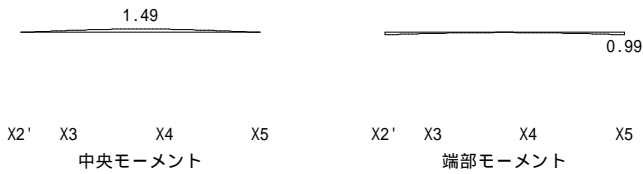
応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 2.30(kN/m)、長さ l = 2.28(m) (X2' ~ X5)

長期許容モーメント : IMa_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)

: IMa_下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN・m) :



$$IM_{上} = wl \cdot 2 / 8.0 = 2.30 \times 2.28 \cdot 2 / 8.0 = 1.49$$

$$IM_{下} = wl \cdot 2 / 12.0 = 2.30 \times 2.28 \cdot 2 / 12.0 = 0.99$$

検定比 :

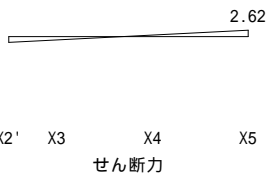
$$IM_{上} / IMa_{上} = 1.49 / 13.77 = 0.11 \quad 1.0 \quad OK$$

$$IM_{下} / IMa_{下} = 0.99 / 21.57 = 0.05 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力: $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31 (kN)$

長期せん断力(kN・m) :



$$IQ = wl / 2.0 = 2.62$$

検定比 :

$$IQ / IQa = 2.62 / 46.31 = 0.06 \quad 1.0 \quad OK$$

Y12通り (X5 ~ X8)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

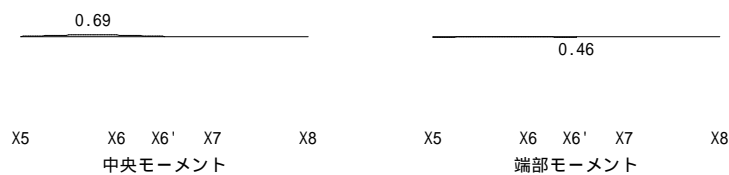
基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 2.96(kN/m)、長さ l = 1.37(m) (X5 ~ X6')

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77 (kN \cdot m)$
 : $IMa_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57 (kN \cdot m)$

長期モーメント(kN・m) :



$$IM_{上} = wl \cdot 2 / 8.0 = 2.96 \times 1.37 \cdot 2 / 8.0 = 0.69$$

$$IM_{下} = wl \cdot 2 / 12.0 = 2.96 \times 1.37 \cdot 2 / 12.0 = 0.46$$

検定比:

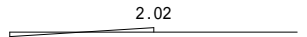
$$\frac{IM_{上}}{IMa_{上}} = 0.69 / 13.77 = 0.05 \quad 1.0 \quad OK$$

$$\frac{IM_{下}}{IMa_{下}} = 0.46 / 21.57 = 0.02 \quad 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力: $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31 (kN)$

長期せん断力(kN・m):



X5 X6 X6' X7 X8

せん断力

$$IQ = wI / 2.0 = 2.02$$

検定比:

$$IQ / IQa = 2.02 / 46.31 = 0.04 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

$Ft = 295 (N/mm^2)$ 、 $IFt = 196 (N/mm^2)$ 、 $sFt = 295 (N/mm^2)$

底盤幅: $B = 600 (mm)$

基礎梁: せい $d = 700 (mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551 (mm)$

等分布荷重: $w = 2.96 (kN/m)$ 、長さ $l = 1.37 (m)$ (X5~X6')

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X5~X6')



X5 X6 X6' X7 X8

中央モーメント

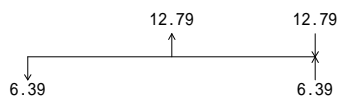
X5 X6 X6' X7 X8

端部モーメント

端部: $wl \sim 2 / 12 = 2.96 \times 1.37 \sim 2 / 12 = 0.46$

中央: $wl \sim 2 / 8 = 2.96 \times 1.37 \sim 2 / 8 = 0.69$

水平時脚部軸力(kN):



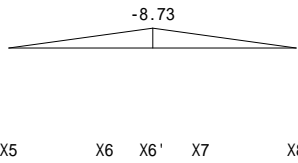
X5 X6 X6' X7 X8

X5 : 0.00
X6' : 12.79
X8 : -12.79

水平力時支点反力(kN):

$$17.46 / 2.73 = 6.39$$

水平力時モーメント(kN・m):



X6' : -8.73

短期許容モーメント:

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント:

sMmax : 最大モーメント、IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 8.73 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 8.73 + 0.46 = 9.19 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比:

$sM_{上} / sMa_{上} = 8.73 / 20.65 = 0.42 \quad 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 9.19 / 32.36 = 0.28 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

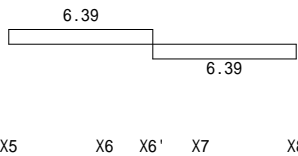
・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)
 基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
 等分布荷重 : w = 2.96(kN/m)、長さ l = 1.365(m) (X5 ~ X6')

鉛直荷重時せん断力(kN) (X5 ~ X6')

wl / 2 = 2.96 × 1.37 / 2 = 2.02(kN)

水平力時せん断力(kN) :



X6 ~ X6' : -6.39
 X6' ~ X8 : 6.39

短期許容せん断耐力 : sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46(kN)

短期最大せん断力 : sQ = 6.39 + 2.02 = 8.41(kN)

検定比 : sQ / sQa = 8.41 / 69.46 = 0.12 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : 127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

X0通り (Y0 ~ Y4)

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

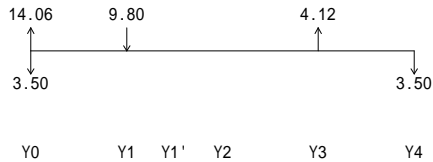
下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

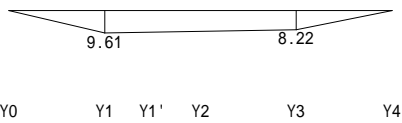
水平時脚部軸力(kN) :



Y0 : 14.06
 Y1 : -9.80
 Y3 : 4.12
 Y4 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 12.73 / 3.64 = 3.50

水平力時モーメント(kN・m) :



Y1 : 9.61
 Y3 : 8.22

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :

$sM_{上} = 9.61 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = 9.61 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 9.61 / 20.65 = 0.47$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 9.61 / 32.36 = 0.30$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

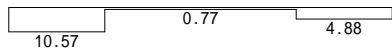
SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN) :



Y0 ~ Y1 : 10.57
 Y2 ~ Y3 : 0.77
 Y3 ~ Y4 : 4.88

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 10.57 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 10.57 / 69.46 = 0.15$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

X0通り (Y4 ~ Y6)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

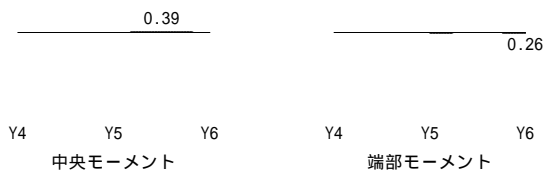
基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 3.75(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y5 ~ Y6)

長期許容モーメント : IMa_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)
: IMa_下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN·m) :



IM_上 = wl² / 8.0 = 3.75 × 0.91² / 8.0 = 0.39
IM_下 = wl² / 12.0 = 3.75 × 0.91² / 12.0 = 0.26

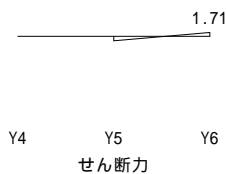
検定比 :

IM_上 / IMa_上 = 0.39 / 13.77 = 0.03 1.0 OK
IM_下 / IMa_下 = 0.26 / 21.57 = 0.01 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力 : IQa = b · j · IFs = 120 × 551 × 0.70 = 46.31(kN)

長期せん断力(kN·m) :



IQ = wl / 2.0 = 1.71

検定比 :

IQ / IQa = 1.71 / 46.31 = 0.04 1.0 OK

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

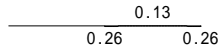
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 3.75(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y5 ~ Y6)

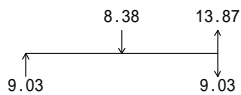
鉛直荷重時モーメント(kN·m) (Y5 ~ Y6)



Y4 Y5 Y6

端部 : $wl \sim 2 / 12 = 3.75 \times 0.91 \sim 2 / 12 = 0.26$
 中央 : $wl \sim 2 / 24 = 3.75 \times 0.91 \sim 2 / 24 = 0.13$

水平時脚部軸力(kN) :

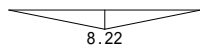


Y4 Y5 Y6

Y4 : 0.00
 Y5 : -8.38
 Y6 : 13.87

水平力時支点反力(kN) :
 $16.43 / 1.82 = 9.03$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y4 Y5 Y6

Y5 : 8.22

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36(\text{kN} \cdot \text{m})$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 8.22(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 8.22 + 0.26 = 8.47(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 8.22 / 20.65 = 0.40$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 8.47 / 32.36 = 0.26$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 3.75(kN/m)、長さ l = 0.910(m) (Y5 ~ Y6)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y5 ~ Y6)

$wl / 2 = 3.75 \times 0.91 / 2 = 1.71(\text{kN})$

水平力時せん断力(kN) :



Y4 Y5 Y6

Y4 ~ Y5 : 9.03
Y5 ~ Y6 : 0.65

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 9.03 + 1.71 = 10.73 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 10.73 / 69.46 = 0.15$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

X0通り (Y6 ~ Y8)

《 短期 》

- ・主筋 SD295A
- 上端筋 D13 at = 127(mm²)
- 下端筋 D16 at = 199(mm²)
- Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
- 底盤幅 : B = 600(mm)
- 基礎梁 : せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平時脚部軸力(kN) :

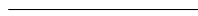


Y6 Y7 Y8

Y6 : 13.87
Y8 : -13.87

水平力時支点反力(kN) :
25.24 / 1.82 = 13.87

水平力時モーメント(kN・m) :



Y6 Y7 Y8

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 20.65 = 0.00$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 32.36 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)
 基礎梁：幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN)：

0.00

Y6 Y7 Y8

Y6 ~ Y8 : 0.00

短期許容せん断耐力：sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46(kN)
 短期最大せん断力：sQ = 0.00(kN)
 検定比：sQ / sQa = 0.00 / 69.46 = 0.00 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比：127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

X2'通り (Y8 ~ Y11)

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 コンクリート：Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)
 底盤幅：B = 600(mm)
 基礎梁：幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
 等分布荷重：w = 3.32(kN/m)、長さ l = 1.37(m) (Y8 ~ Y9')
 長期許容モーメント：IMa上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)
 : IMa下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN·m)：

0.77

0.52

Y8 Y9 Y9' Y10 Y11 Y8 Y9 Y9' Y10 Y11
 中央モーメント 端部モーメント

IM上 = wl~2 / 8.0 = 3.32 × 1.37~2 / 8.0 = 0.77
 IM下 = wl~2 / 12.0 = 3.32 × 1.37~2 / 12.0 = 0.52

検定比：
 IM上 / IMa上 = 0.77 / 13.77 = 0.06 1.0 OK
 IM下 / IMa下 = 0.52 / 21.57 = 0.02 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力：lQa = b · j · IFs = 120 × 551 × 0.70 = 46.31(kN)

長期せん断力(kN·m)：

短期許容モーメント:

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

短期最大モーメント:

sMmax: 最大モーメント、IM: 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 0.97 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 0.97 + 0.52 = 1.49 (\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比:

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.97 / 20.65 = 0.05 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 1.49 / 32.36 = 0.05 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁: 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

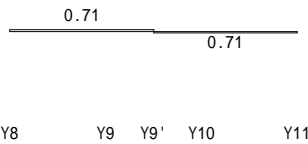
心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重: w = 3.32(kN/m)、長さ l = 1.365(m) (Y8 ~ Y9')

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y8 ~ Y9')

$$wl / 2 = 3.32 \times 1.37 / 2 = 2.27 (\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN):



$$Y8 \sim Y9' : -0.71$$

$$Y9' \sim Y11 : 0.71$$

短期許容せん断耐力: $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 (\text{kN})$

短期最大せん断力: $sQ = 0.71 + 2.27 = 2.98 (\text{kN})$

検定比: $sQ / sQa = 2.98 / 69.46 = 0.04 \quad 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比: $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\% \quad 0.2\% \quad \text{OK}$

X2'通り (Y11 ~ Y12)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート: Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅: B = 600(mm)

基礎梁: 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重: w = 1.44(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y11 ~ Y12)

長期許容モーメント: $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77 (\text{kN}\cdot\text{m})$

$IMa_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57 (\text{kN}\cdot\text{m})$

長期モーメント(kN·m):

$$\frac{0.15}{\quad} \quad \frac{\quad}{0.10}$$

Y11 Y12 Y11 Y12
中央モーメント 端部モーメント

$$IM_{上} = wI \sim 2 / 8.0 = 1.44 \times 0.91 \sim 2 / 8.0 = 0.15$$

$$IM_{下} = wI \sim 2 / 12.0 = 1.44 \times 0.91 \sim 2 / 12.0 = 0.10$$

検定比：
 $IM_{上} / IMa_{上} = 0.15 / 13.77 = 0.01$ 1.0 OK
 $IM_{下} / IMa_{下} = 0.10 / 21.57 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力： $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31 (kN)$

長期せん断力(kN・m)：

$$\frac{0.66}{\quad}$$

Y11 Y12
せん断力

$$IQ = wI / 2.0 = 0.66$$

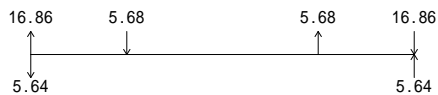
検定比：
 $IQ / IQa = 0.66 / 46.31 = 0.01$ 1.0 OK

X4通り (Y0 ~ Y4)

《 短期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $Ft = 295(N/mm^2)$ 、 $IFt = 196(N/mm^2)$ 、 $sFt = 295(N/mm^2)$
 底盤幅：B = 600(mm)
 基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551(mm)$

水平時脚部軸力(kN)：



Y0 Y1 Y1' Y2 Y3 Y4

Y0 : 16.86
 Y1 : -5.68
 Y3 : 5.68
 Y4 : -16.86

水平力時支点反力(kN)：
 $20.51 / 3.64 = 5.64$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y0 Y1 Y1' Y2 Y3 Y4

Y1 : 10.21
Y3 : 0.13

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :

$sM_{上} = 10.21 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = 10.21 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 10.21 / 20.65 = 0.49$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 10.21 / 32.36 = 0.32$ 1.0 OK

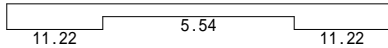
・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²), sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm², sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN) :



Y0 Y1 Y1' Y2 Y3 Y4

Y0 ~ Y1 : 11.22
Y2 ~ Y3 : 5.54
Y3 ~ Y4 : 11.22

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 11.22 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 11.22 / 69.46 = 0.16$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

・人通口下主筋

基礎梁せい : d = 700(mm)、人通口高さ : d' = 400(mm)、人通口下梁せい : dg = d - d' = 300(mm)

人通口主筋重心位置 : dt = 70(mm)

応力中心距離 : j = (dg - dt) × 7/8 = 201(mm)

主筋 :

SD295A

at上 D13 at = 127(mm²) × 2本

at下 D13 at = 127(mm²) × 2本

短期モーメント :

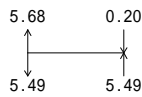
$sM_{上} = 10.21 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = 10.21 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at_{上} \cdot sFt \cdot j = 254 \times 295 \times 201 = 15.08 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at_{下} \cdot sFt \cdot j = 254 \times 295 \times 201 = 15.08 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 10.21 / 15.08 = 0.68$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 10.21 / 15.08 = 0.68$ 1.0 OK

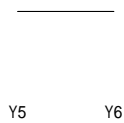


Y5 Y6

Y5 : 5.68
Y6 : -0.20

水平力時支点反力(kN) :
4.99 / 0.91 = 5.49

水平力時モーメント(kN・m) :



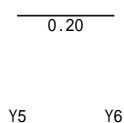
短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数}_{(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数}_{(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 20.65 = 0.00$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 32.36 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)
 基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN) :



Y5 ~ Y6 : 0.20

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 0.20 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 0.20 / 69.46 = 0.00$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

X4通り (Y6 ~ Y8)

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)
 底盤幅 : B = 600(mm)
 基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
 等分布荷重 : w = 5.99(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y6 ~ Y7)

長期許容モーメント : IM_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)
 : IM_下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN·m) :



IM_上 = wl² / 8.0 = 5.99 × 0.91² / 8.0 = 0.62
 IM_下 = wl² / 12.0 = 5.99 × 0.91² / 12.0 = 0.41

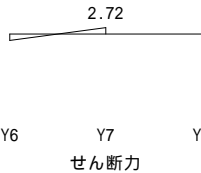
検定比 :

IM_上 / IM_上 = 0.62 / 13.77 = 0.05 1.0 OK
 IM_下 / IM_下 = 0.41 / 21.57 = 0.02 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力 : IQa = b · j · IFs = 120 × 551 × 0.70 = 46.31(kN)

長期せん断力(kN·m) :



IQ = wl / 2.0 = 2.72

検定比 :

IQ / IQa = 2.72 / 46.31 = 0.06 1.0 OK

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

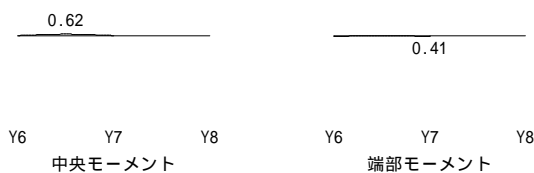
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 5.99(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y6 ~ Y7)

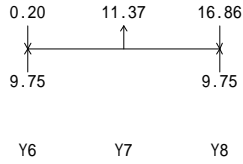
鉛直荷重時モーメント(kN·m) (Y6 ~ Y7)



端部 : wl² / 12 = 5.99 × 0.91² / 12 = 0.41

中央 : $wl \sim 2 / 8 = 5.99 \times 0.91 \sim 2 / 8 = 0.62$

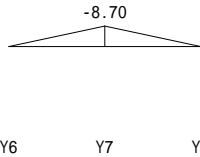
水平時脚部軸力(kN) :



Y6 : -0.20
Y7 : 11.37
Y8 : -16.86

水平力時支点反力(kN) :
 $17.75 / 1.82 = 9.75$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y7 : -8.70

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数}_{(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数}_{(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

短期最大モーメント :

sM_{max} : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 8.70 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 8.70 + 0.41 = 9.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 8.70 / 20.65 = 0.42$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 9.11 / 32.36 = 0.28$ 1.0 OK

せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、 sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、 sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、 せい d = 700(mm)、 主筋重心位置 dt = 70(mm)

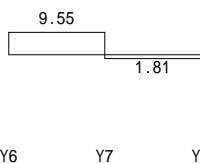
心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 5.99(kN/m)、 長さ l = 0.910(m) (Y6 ~ Y7)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y6 ~ Y7)

$wl / 2 = 5.99 \times 0.91 / 2 = 2.72 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



Y6 ~ Y7 : -9.55
Y7 ~ Y8 : 1.81

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 9.55 + 2.72 = 12.28 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 12.28 / 69.46 = 0.18$ 1.0 OK

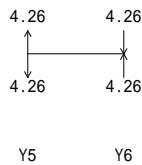
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

X5通り (Y5~Y6)

《 短期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $IFt = 196 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 底盤幅 : $B = 600 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : せい $d = 700 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551 \text{ (mm)}$

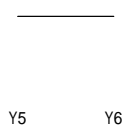
水平時脚部軸力(kN) :



Y5 : 4.26
 Y6 : -4.26

水平力時支点反力(kN) :
 $3.88 / 0.91 = 4.26$

水平力時モーメント(kN・m) :



短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 20.65 = 0.00$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 32.36 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 21 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 1.05 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 120 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 700 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551 \text{ (mm)}$

水平力時せん断力(kN) :

0.00

Y5 Y6

Y5~Y6 : 0.00

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 0.00 / 69.46 = 0.00$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

X5通り (Y8~Y10)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート : Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 7.04(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y8~Y9)

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 : $IMa_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

長期モーメント(kN・m) :

0.73

0.49

Y8 Y9 Y9' Y10

中央モーメント

Y8 Y9 Y9' Y10

端部モーメント

$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 7.04 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.73$

$IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 7.04 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.49$

検定比 :

$IM_{上} / IMa_{上} = 0.73 / 13.77 = 0.05$ 1.0 OK

$IM_{下} / IMa_{下} = 0.49 / 21.57 = 0.02$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力 : $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m) :

3.20

Y8 Y9 Y9' Y10

せん断力

$IQ = wl / 2.0 = 3.20$

検定比 :

$IQ / IQa = 3.20 / 46.31 = 0.07$ 1.0 OK

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

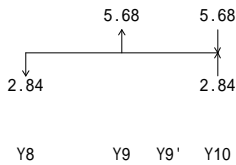
等分布荷重：w = 7.04(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y8 ~ Y9)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y8 ~ Y9)



端部： $wl^2 / 12 = 7.04 \times 0.91^2 / 12 = 0.49$
 中央： $wl^2 / 8 = 7.04 \times 0.91^2 / 8 = 0.73$

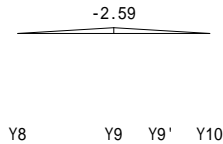
水平時脚部軸力(kN)：



Y8 : 0.00
 Y9 : 5.68
 Y10 : -5.68

水平力時支点反力(kN)：
 $5.17 / 1.82 = 2.84$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y9 : -2.59

短期許容モーメント：

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

短期最大モーメント：

sMmax：最大モーメント、IM：鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 2.59 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 2.59 + 0.49 = 3.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比：

$sM_{上} / sMa_{上} = 2.59 / 20.65 = 0.13$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 3.07 / 32.36 = 0.09$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)
 基礎梁：幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
 等分布荷重：w = 7.04(kN/m)、長さ l = 0.910(m) (Y8~Y9)
 鉛直荷重時せん断力(kN) (Y8~Y9)
 $wl / 2 = 7.04 \times 0.91 / 2 = 3.20$ (kN)

水平力時せん断力(kN)：



Y8 Y9 Y9' Y10

Y8~Y9 : -2.84
 Y9~Y10 : 2.84

短期許容せん断耐力：sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46(kN)
 短期最大せん断力 : sQ = 2.84 + 3.20 = 6.05(kN)
 検定比 : sQ / sQa = 6.05 / 69.46 = 0.09 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比：127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

X5通り (Y10~Y11)

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 コンクリート：Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)
 底盤幅：B = 600(mm)
 基礎梁：幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
 等分布荷重：w = 4.50(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y10~Y11)
 長期許容モーメント：IM_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)
 : IM_下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN·m)：



Y10 Y11 Y10 Y11
 中央モーメント 端部モーメント

IM_上 = wl² / 8.0 = 4.50 × 0.91² / 8.0 = 0.47
 IM_下 = wl² / 12.0 = 4.50 × 0.91² / 12.0 = 0.31

検定比：
 IM_上 / IM_上 = 0.47 / 13.77 = 0.03 1.0 OK
 IM_下 / IM_下 = 0.31 / 21.57 = 0.01 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力：lQa = b · j · IFs = 120 × 551 × 0.70 = 46.31(kN)

長期せん断力(kN·m)：



Y10 Y11
せん断力

$IQ = wl / 2.0 = 2.05$

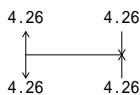
検定比：
 $IQ / IQa = 2.05 / 46.31 = 0.04$ 1.0 OK

X5通り (Y11 ~ Y12)

《 短期 》

- ・主筋
- SD295A
- 上端筋 D13 at = 127(mm²)
- 下端筋 D16 at = 199(mm²)
- Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
- 底盤幅：B = 600(mm)
- 基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平時脚部軸力(kN)：



Y11 Y12

Y11 : 4.26
Y12 : -4.26

水平力時支点反力(kN)：
 $3.88 / 0.91 = 4.26$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y11 Y12

短期許容モーメント：
sMa_上 = at · 本数(上) · sFt · j = 127 × 1 × 295 × 551 = 20.65(kN・m)
sMa_下 = at · 本数(下) · sFt · j = 199 × 1 × 295 × 551 = 32.36(kN・m)

短期最大モーメント：
sM_上 = 0.00(kN・m)
sM_下 = 0.00(kN・m)

検定比：
sM_上 / sMa_上 = 0.00 / 20.65 = 0.00 1.0 OK
sM_下 / sMa_下 = 0.00 / 32.36 = 0.00 1.0 OK

- ・せん断補強筋(フックなし)
- SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
- Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁：幅 $b = 120(\text{mm})$ 、せい $d = 700(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551(\text{mm})$

水平力時せん断力(kN)：

0.00

Y11 Y12

Y11 ~ Y12 : 0.00

短期許容せん断耐力： $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46(\text{kN})$
 検定比 ： $sQ / sQa = 0.00 / 69.46 = 0.00$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比： $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

X6通り (Y8~Y10)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 $at = 127(\text{mm}^2)$

下端筋 D16 $at = 199(\text{mm}^2)$

$Ft = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFt = 196(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sFt = 295(\text{N}/\text{mm}^2)$

コンクリート： $Fc = 21(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $IFs = 0.70(\text{N}/\text{mm}^2)$

底盤幅： $B = 600(\text{mm})$

基礎梁：幅 $b = 120(\text{mm})$ 、せい $d = 700(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70(\text{mm})$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551(\text{mm})$

等分布荷重： $w = 6.18(\text{kN}/\text{m})$ 、長さ $l = 0.91(\text{m})$ (Y8~Y9)

長期許容モーメント： $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77(\text{kN}\cdot\text{m})$
 $IMa_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57(\text{kN}\cdot\text{m})$

長期モーメント(kN・m)：

0.64

0.43

Y8 Y9 Y9' Y10 Y8 Y9 Y9' Y10

中央モーメント

端部モーメント

$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 6.18 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.64$

$IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 6.18 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.43$

検定比：

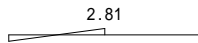
$IM_{上} / IMa_{上} = 0.64 / 13.77 = 0.05$ 1.0 OK

$IM_{下} / IMa_{下} = 0.43 / 21.57 = 0.02$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力： $lQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31(\text{kN})$

長期せん断力(kN・m)：



Y8 Y9 Y9' Y10
せん断力

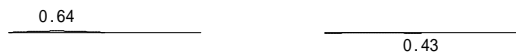
$IQ = wl / 2.0 = 2.81$

検定比：
 $IQ / IQa = 2.81 / 46.31 = 0.06 \quad 1.0 \quad OK$

《 短期 》

- ・主筋 SD295A
- 上端筋 D13 at = 127(mm²)
- 下端筋 D16 at = 199(mm²)
- Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)
- 底盤幅：B = 600(mm)
- 基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
- 等分布荷重：w = 6.18(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y8 ~ Y9)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y8 ~ Y9)



Y8 Y9 Y9' Y10 Y8 Y9 Y9' Y10
中央モーメント 端部モーメント

端部： $wl^2 / 12 = 6.18 \times 0.91^2 / 12 = 0.43$
中央： $wl^2 / 8 = 6.18 \times 0.91^2 / 8 = 0.64$

水平時脚部軸力(kN)：

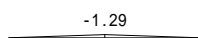


Y8 Y9 Y9' Y10

Y8 : 0.00
Y9 : 5.68
Y10 : -2.84

水平力時支点反力(kN)：
 $2.59 / 1.82 = 1.42$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y8 Y9 Y9' Y10

Y9 : -1.29

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36(\text{kN}\cdot\text{m})$$

短期最大モーメント：

sMmax：最大モーメント、IM：鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 1.29(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$sM_{下} = sM_{max} + IM = 1.29 + 0.43 = 1.72(\text{kN}\cdot\text{m})$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 1.29 / 20.65 = 0.06 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 1.72 / 32.36 = 0.05 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁：幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

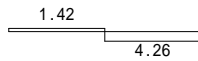
心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重：w = 6.18(kN/m)、長さ l = 0.910(m) (Y8~Y9)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y8~Y9)

$$wl / 2 = 6.18 \times 0.91 / 2 = 2.81(\text{kN})$$

水平力時せん断力(kN)：



Y8 Y9 Y9' Y10

Y8~Y9：-1.42

Y9~Y10：4.26

短期許容せん断耐力：sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46(kN)

短期最大せん断力：sQ = 4.26 + 2.81 = 7.08(kN)

検定比：sQ / sQa = 7.08 / 69.46 = 0.10 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比：127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

X8通り (Y0~Y5)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

コンクリート：Fc = 21(N/mm²)、IFs = 0.70(N/mm²)

底盤幅：B = 600(mm)

基礎梁：幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)

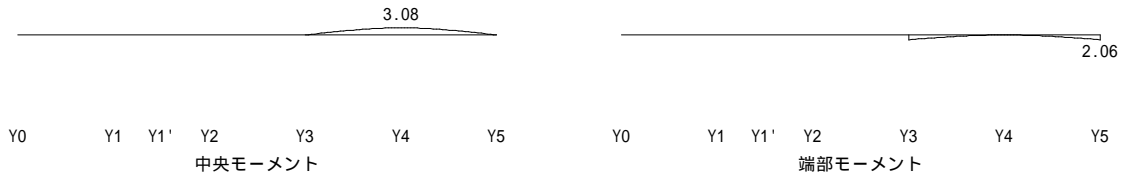
心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重：w = 7.45(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (Y3~Y5)

長期許容モーメント：IMa_上 = at · IFt · j = 127 × 196 × 551 = 13.77(kN·m)

IMa_下 = at · IFt · j = 199 × 196 × 551 = 21.57(kN·m)

長期モーメント(kN·m)：

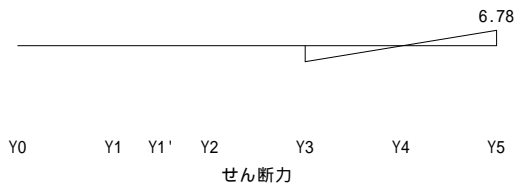


$IM_{上} = w l^2 / 8.0 = 7.45 \times 1.82^2 / 8.0 = 3.08$
 $IM_{下} = w l^2 / 12.0 = 7.45 \times 1.82^2 / 12.0 = 2.06$

検定比：
 $IM_{上} / I_{Ma上} = 3.08 / 13.77 = 0.22 \quad 1.0 \quad OK$
 $IM_{下} / I_{Ma下} = 2.06 / 21.57 = 0.10 \quad 1.0 \quad OK$

- せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力： $I_{Qa} = b \cdot j \cdot IF_s = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31 (kN)$

長期せん断力(kN・m)：



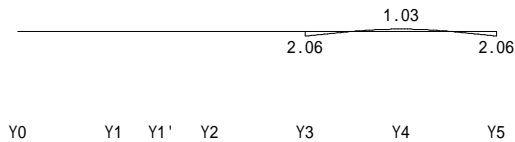
$IQ = w l / 2.0 = 6.78$

検定比：
 $IQ / I_{Qa} = 6.78 / 46.31 = 0.15 \quad 1.0 \quad OK$

《 短期 》

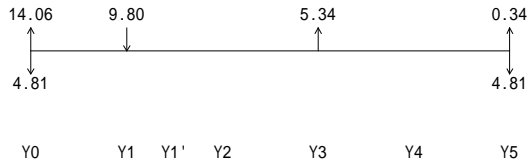
- 主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $F_t = 295 (N/mm^2)$ 、 $IF_t = 196 (N/mm^2)$ 、 $sF_t = 295 (N/mm^2)$
 底盤幅：B = 600(mm)
 基礎梁：せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
 等分布荷重：w = 7.45(kN/m)、長さ l = 1.82(m) (Y3 ~ Y5)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y3 ~ Y5)



端部： $w l^2 / 12 = 7.45 \times 1.82^2 / 12 = 2.06$
 中央： $w l^2 / 24 = 7.45 \times 1.82^2 / 24 = 1.03$

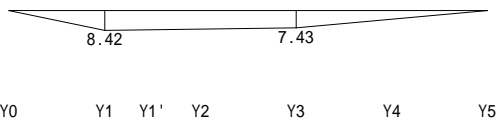
水平時脚部軸力(kN)：



Y0 : 14.06
 Y1 : -9.80
 Y3 : 5.34
 Y5 : 0.34

水平力時支点反力(kN) :
 $21.87 / 4.55 = 4.81$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y1 : 8.42
 Y3 : 7.43

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 7.43 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 7.43 + 2.06 = 9.49 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 7.43 / 20.65 = 0.36$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 9.49 / 32.36 = 0.29$ 1.0 OK

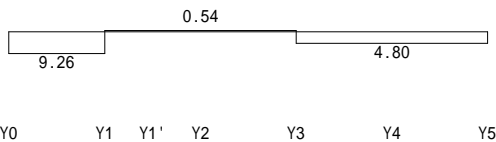
・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)
 基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)
 等分布荷重 : w = 7.45(kN/m)、長さ l = 1.820(m) (Y3 ~ Y5)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y3 ~ Y5)

$wl / 2 = 7.45 \times 1.82 / 2 = 6.78 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



Y0 ~ Y1 : 9.26
 Y2 ~ Y3 : -0.54
 Y3 ~ Y5 : 4.80

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 4.80 + 6.78 = 11.57 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 11.57 / 69.46 = 0.17$ 1.0 OK

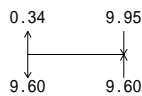
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比: $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

X8通り (Y5~Y6)

《 短期 》

・主筋
 SD295A
 上端筋 D13 at = 127(mm²)
 下端筋 D16 at = 199(mm²)
 $F_t = 295(N/mm^2)$ 、 $f_t = 196(N/mm^2)$ 、 $sF_t = 295(N/mm^2)$
 底盤幅: $B = 600(mm)$
 基礎梁: せい $d = 700(mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70(mm)$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551(mm)$

水平時脚部軸力(kN):

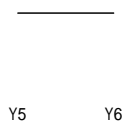


Y5 Y6

Y5 : 0.34
 Y6 : -9.95

水平力時支点反力(kN):
 $8.74 / 0.91 = 9.60$

水平力時モーメント(kN・m):



Y5 Y6

短期許容モーメント:

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数}_{(上)} \cdot sF_t \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65(kN \cdot m)$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数}_{(下)} \cdot sF_t \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36(kN \cdot m)$

短期最大モーメント:

$sM_{上} = 0.00(kN \cdot m)$
 $sM_{下} = 0.00(kN \cdot m)$

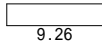
検定比:

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 20.65 = 0.00$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 32.36 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、 $sF_t = 295(N/mm^2)$
 $F_c = 21N/mm^2$ 、 $sF_s = 1.05(N/mm^2)$
 基礎梁: 幅 $b = 120(mm)$ 、せい $d = 700(mm)$ 、主筋重心位置 $dt = 70(mm)$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 551(mm)$

水平力時せん断力(kN):



Y5 Y6

Y5 ~ Y6 : 9.26

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46$ (kN)
 短期最大せん断力 : $sQ = 9.26$ (kN)
 検定比 : $sQ / sQa = 9.26 / 69.46 = 0.13$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK

X8通り (Y6 ~ Y8)

《 長期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127 (mm²)

下端筋 D16 at = 199 (mm²)

Ft = 295 (N/mm²)、IFt = 196 (N/mm²)、sFt = 295 (N/mm²)

コンクリート : Fc = 21 (N/mm²)、IFs = 0.70 (N/mm²)

底盤幅 : B = 600 (mm)

基礎梁 : 幅 b = 120 (mm)、せい d = 700 (mm)、主筋重心位置 dt = 70 (mm)

心力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551 (mm)

等分布荷重 : w = 2.59 (kN/m)、長さ l = 0.91 (m) (Y6 ~ Y7)

長期許容モーメント : $IMa_{上} = at \cdot IFt \cdot j = 127 \times 196 \times 551 = 13.77$ (kN·m)
 $IMa_{下} = at \cdot IFt \cdot j = 199 \times 196 \times 551 = 21.57$ (kN·m)

長期モーメント (kN·m) :



$IM_{上} = wl^2 / 8.0 = 2.59 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.27$
 $IM_{下} = wl^2 / 12.0 = 2.59 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.18$

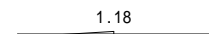
検定比 :

$IM_{上} / IMa_{上} = 0.27 / 13.77 = 0.02$ 1.0 OK
 $IM_{下} / IMa_{下} = 0.18 / 21.57 = 0.01$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力 : $IQa = b \cdot j \cdot IFs = 120 \times 551 \times 0.70 = 46.31$ (kN)

長期せん断力 (kN·m) :



Y6 Y7 Y8
 せん断力

$IQ = wl / 2.0 = 1.18$

検定比 :

$IQ / IQa = 1.18 / 46.31 = 0.03$ 1.0 OK

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

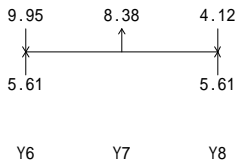
等分布荷重 : w = 2.59(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y6 ~ Y7)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y6 ~ Y7)



端部 : $wl^2 / 12 = 2.59 \times 0.91^2 / 12 = 0.18$
 中央 : $wl^2 / 8 = 2.59 \times 0.91^2 / 8 = 0.27$

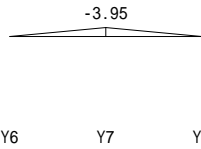
水平時脚部軸力(kN) :



Y6 : -9.95
 Y7 : 8.38
 Y8 : -4.12

水平力時支点反力(kN) :
 $10.21 / 1.82 = 5.61$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y7 : -3.95

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数}_{(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数}_{(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36(\text{kN} \cdot \text{m})$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 3.95(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sM_{下} = sM_{max} + IM = 3.95 + 0.18 = 4.13(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 3.95 / 20.65 = 0.19$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 4.13 / 32.36 = 0.13$ 1.0 OK

長期せん断力(kN・m) :



Y8 Y9 Y9' Y10
せん断力

$$IQ = w_l / 2.0 = 1.36$$

検定比 :

$$IQ / IQ_a = 1.36 / 46.31 = 0.03 \quad 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

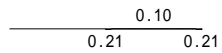
Ft = 295(N/mm²)、IFt = 196(N/mm²)、sFt = 295(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 2.98(kN/m)、長さ l = 0.91(m) (Y9 ~ Y10)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y9 ~ Y10)

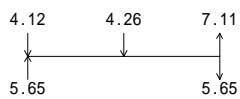


Y8 Y9 Y9' Y10

$$\text{端部} : w_l \cdot l^2 / 12 = 2.98 \times 0.91^2 / 12 = 0.21$$

$$\text{中央} : w_l \cdot l^2 / 24 = 2.98 \times 0.91^2 / 24 = 0.10$$

水平時脚部軸力(kN) :



Y8 Y9 Y9' Y10

Y8 : -4.12

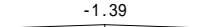
Y9 : -4.26

Y10 : 7.11

水平力時支点反力(kN) :

$$10.28 / 1.82 = 5.65$$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y8 Y9 Y9' Y10

Y9 : -1.39

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = at \cdot \text{本数(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 IM : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 1.39 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sMmax + IM = 1.39 + 0.21 = 1.60 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 1.39 / 20.65 = 0.07 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 1.60 / 32.36 = 0.05 \quad 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、 sFt = 295(N/mm²)

Fc = 21N/mm²、 sFs = 1.05(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、 せい d = 700(mm)、 主筋重心位置 dt = 70(mm)

応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

等分布荷重 : w = 2.98(kN/m)、 長さ l = 0.910(m) (Y9~Y10)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y9~Y10)

$$wl / 2 = 2.98 \times 0.91 / 2 = 1.36 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力(kN) :



Y8 Y9 Y9' Y10

Y8 ~ Y9 : -1.53

Y9 ~ Y10 : -5.79

短期許容せん断耐力 : sQa = b · j · sFs = 120 × 551 × 1.05 = 69.46 (kN)

短期最大せん断力 : sQ = 5.79 + 1.36 = 7.15 (kN)

検定比 : sQ / sQa = 7.15 / 69.46 = 0.10 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : 127.0 / (120 × 200) = 0.53% 0.2% OK

X8通り (Y10~Y12)

《 短期 》

・主筋

SD295A

上端筋 D13 at = 127(mm²)

下端筋 D16 at = 199(mm²)

Ft = 295(N/mm²)、 IFt = 196(N/mm²)、 sFt = 295(N/mm²)

底盤幅 : B = 600(mm)

基礎梁 : せい d = 700(mm)、 主筋重心位置 dt = 70(mm)、 応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平時脚部軸力(kN) :

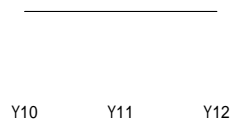


Y10 Y11 Y12

Y10 : 7.11
Y12 : -7.11

水平力時支点反力(kN) :
 $12.93 / 1.82 = 7.10$

水平力時モーメント(kN・m) :



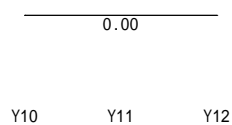
短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数}_{(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 551 = 20.65 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下} = at \cdot \text{本数}_{(下)} \cdot sFt \cdot j = 199 \times 1 \times 295 \times 551 = 32.36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 20.65 = 0.00$ 1.0 OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 32.36 = 0.00$ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 at = 127.0(mm²)、sFt = 295(N/mm²)
 Fc = 21N/mm²、sFs = 1.05(N/mm²)
 基礎梁 : 幅 b = 120(mm)、せい d = 700(mm)、主筋重心位置 dt = 70(mm)
 応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 551(mm)

水平力時せん断力(kN) :



Y10 ~ Y12 : 0.00

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 120 \times 551 \times 1.05 = 69.46 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 0.00 / 69.46 = 0.00$ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (120 \times 200) = 0.53\%$ 0.2% OK