

Excelで解く樋門設計(2連構造編)

第4章 門柱の設計

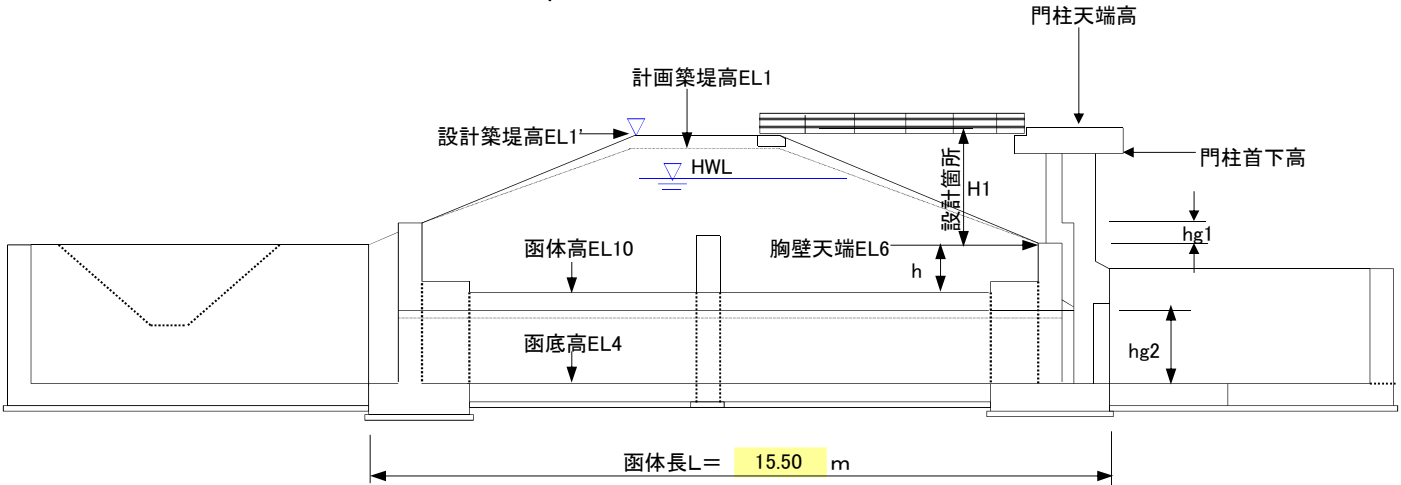
[「スタートメニュー」に戻る](#)

入力および計算結果

第4章 門柱の設計

入カデータ

【構造図入力】



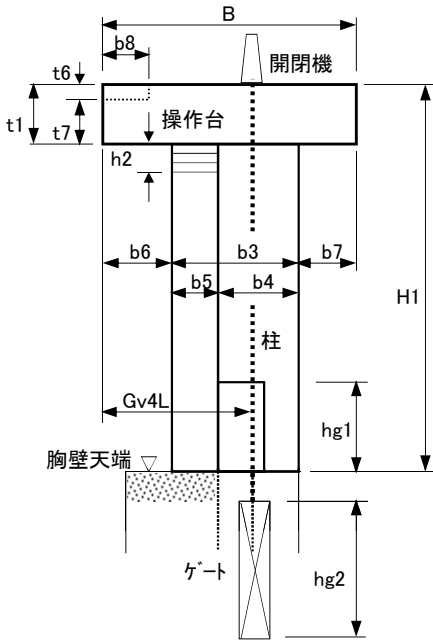
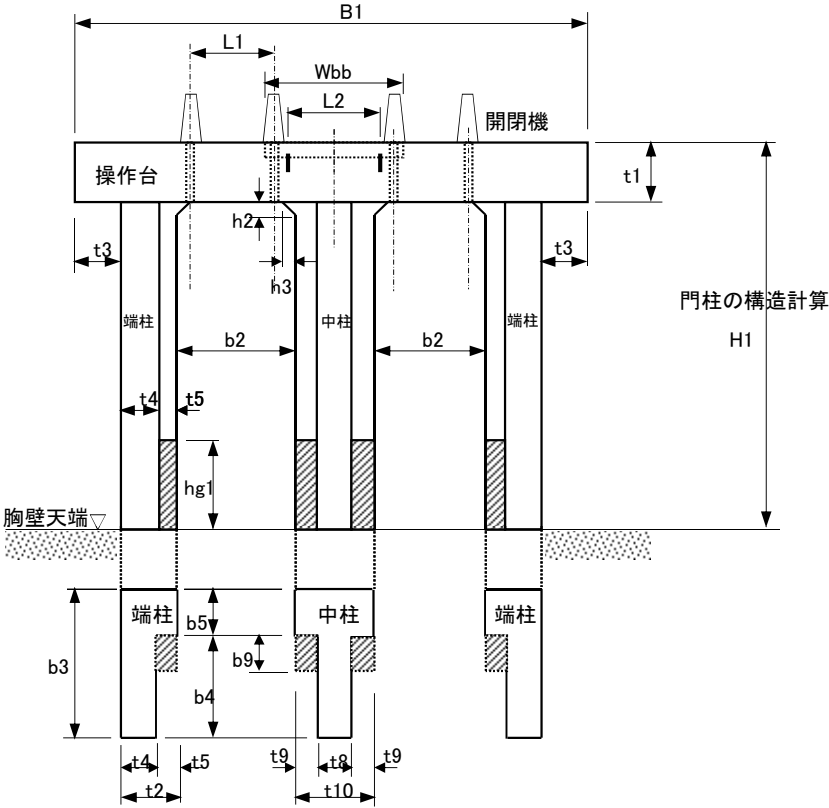
・設計諸元

門柱天端高	EL=	35.42	m
操作台首下高	EL=	34.82	m
胸壁(土留壁)天端高	EL6=	32.50	m
胸壁天端より上の戸溝高	hg=	1.10	m (ただし、最小高はhg=0.30mとする)
ゲートの口径	hg2=	2.50	m
函底高	EL4=	28.40	m
門柱設計高	H1=	2.92	m
設計築堤高(余裕高0.2mを含む)	EL1'=計画築堤高EL1+0.20=	35.00 + 0.20	= 35.20 m
川表胸壁天端高	EL6=	32.50	m
函体高(頂版上面高)	EL10=	31.40	m
計画高水位	HWL=	34.00	m
函体内空幅	B=	2.50	m
函体内空高	H=	2.50	m
土留壁の高さ	h=EL6-EL10=	32.50 - 31.40	= 1.10 m

・照査

戸当たり部	: hg1=(2・H+0.20)-(EL6-EL4)=	(2 × 2.50 + 0.20) - (32.50 - 28.40)	= 1.100 m	> 最小高=	0.30 m	… OK
操作台首下高	: H=EL4+2・H+0.90=	28.40 + 2 × 2.50 + 0.90	= 34.30 m	< 設計首下高=	34.82 m	… OK
	: 計画高水位(HWL)=	34.00 m	< 設計首下高=	34.82 m	… OK	
門柱天端高	: 計画築堤高(余裕高0.2mを含む)EL1'=	35.20 m	< 設計天端高=	35.42 m	… OK	

【門柱工部材断面図入力】



※ ローラーゲートの開閉機

ゲートの口径が2.25m以上の場合は2本吊りとなり、開閉機が2箇所となる。本設計では、設計事例をもとに開閉機の間隔を設定したが、この間隔およびゲート重量等はメーカーにより異なるので設計にあたっては注意が必要である。

(断面の諸元)

記号	寸法(m)	記号	寸法(m)	記号	寸法(m)
b2	2.500	t1	0.600	B	2.650
b3	1.200	t2	0.650	B1	7.200
b4	0.800	t3	0.000	H1	2.920
b5	0.400	t4	0.400	h2	0.150
b6	0.750	t5	0.250	h3	0.150
b7	0.700	t6	0.220	L3	1.180
b8	0.250	t7	0.380	wbb	1.600
b9	0.300	t8	0.400	hg1(戸当たり高)	1.100
L1	1.550	t9	0.250	hg2(口径)	2.500
L2	1.180	t10	0.900	Gv4L(ゲート荷重位置)	1.600

※

第4章 門柱の設計

入 力 デ ータ

【設計条件】

1) 単位体積重量

鉄筋コンクリート

$\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$

2) 荷重

雪荷重 q_w =分布荷重 w_u ×設計積雪深 $h_u= 3.50 \text{ KN/m}^3 \times 1.00 = 3.50 \text{ KN/m}^2$
(設計積雪深 $h_u= 1.00 \text{ m}$)

風荷重

$w_p = 3.00 \text{ KN/m}^2$

ゲート自重(扉体)

$w_g = 23.22 \text{ KN}$

開閉機自重

$w_m = 3.60 \text{ KN}$

管理橋反力(死+活)(アンカーボルト1本当たり)

$R_{d+l} = 6.39 \text{ KN/本}$

管理橋反力(死)(アンカーボルト1本当たり)

$R_d = 6.39 \text{ KN/本}$

戸当り部コンクリート重量

$w_{to} = 1.838 \text{ KN/m}$
 $w_{to} = t_5 \cdot b_9 \cdot \gamma_c = 0.250 \times 0.300 \times 24.50 = 1.838 \text{ KN/m}$

開閉機およびゲート自重等によるスラブ反力(ゲート1門)

$P = 25.11 \text{ KN}$

上屋重量

$w_{ko} = 0 \text{ KN}$

設計水平震度

$k_h = 0.20$

温度変化(上昇時)

$T_1 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$

温度変化(下降時)

$T_2 = -15 \text{ }^\circ\text{C}$

線熱膨張係数

$\varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} \text{ }^\circ/\text{C}$

コンクリートのヤング係数

$E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

鉄筋とコンクリートの弾性係数比(断面力および応力度の計算)

$n = 15$

3) 許容応力度

常時				常時+温度荷重				常時+風荷重			
割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)		
	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
1.00	8.0	160.0	0.39	1.15	9.2	184.0	0.44	1.25	10.0	200.0	0.48
常時+風荷重+温度荷重				地震時				地震時+温度荷重			
割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)		
	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
1.35	10.8	216.0	0.52	1.50	12.0	300.0	0.58	1.65	13.2	300.0	0.64

※ 1. 許容応力度(単位:N/mm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

τ_{a1} : コンクリートの許容せん断応力度

4) 鉄筋のかぶり

柱

$d' = 0.12 \text{ m}$

操作台

$d' = 0.07 \text{ m}$

5) 構造計算

門柱横方向 : 函体頂版(土留壁)に固定された門形ラーメン構造とし、「たわみ角法」により解析

門柱縦方向 : 函体頂版(土留壁)に固定された「片持ち梁」として解析

【設計計算の検討ケース】

門柱横方向の設計

荷重ケース1 : 常時

荷重ケース2 : 常時+温度荷重+15℃

荷重ケース3 : 常時+温度荷重-15℃

荷重ケース4 : 常時+風荷重

荷重ケース5 : 常時+風荷重+温度荷重+15℃

荷重ケース6 : 常時+風荷重+温度荷重-15℃

荷重ケース7 : 地震時

荷重ケース8 : 地震時+温度荷重+15℃

荷重ケース9 : 地震時+温度荷重-15℃

門柱縦方向の設計

荷重ケース1 : 常時

荷重ケース2 : 常時+風荷重

荷重ケース3 : 地震時

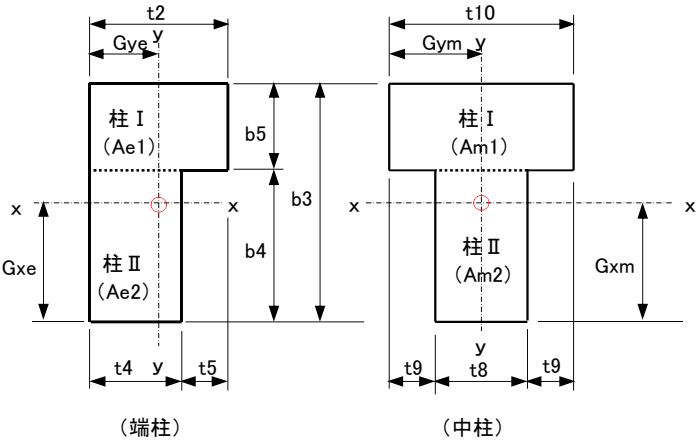
このケースで断面力を求め、これを許容応力度の割増係数で除して常時の換算値とし、換算値が最大となるケースで門柱縦方向の応力度の検討をおこなう。

なお、ケース1～3における温度荷重のケースについては、荷重についてはケース1～3と同じ値を用いることから、許容応力度の割増分だけ応力度の検討が過小となるため検討から除外する。

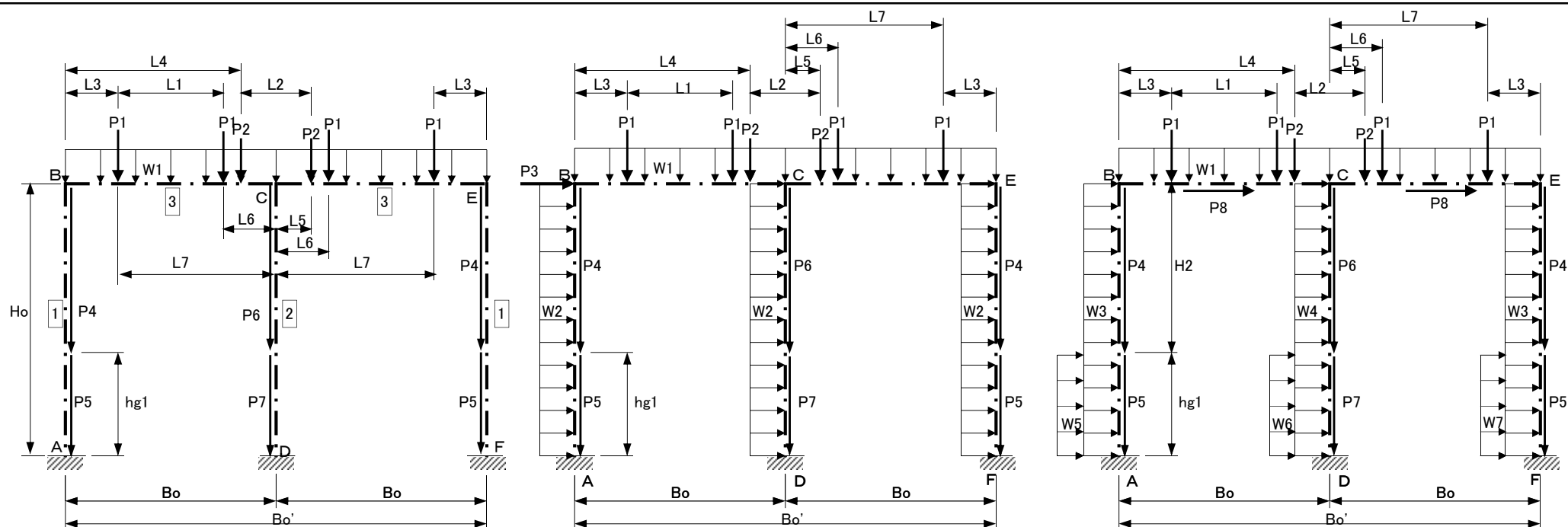
設計計算結果

【断面諸定数の集計】

項目			端柱			中柱			操作台	備考
項目	符号	単位	I	II	全体	I	II	全体		
面積	Ae、Am、Ab	m ²	0.260	0.320	0.580	0.360	0.320	0.680	1.578	
体積	Vs	m ³							11.369	
図心	Gxe、Gxm	m	0.669			0.718				x方向に対して
	Gye、Gym	m	0.256			0.450				y方向に対して
	Gbx	m							0.616	x方向に対して
	Gby	m							0.301	y方向に対して
断面二次モーメント	Iye、Iym	m ⁴	0.00915	0.00427	0.01567	0.02430	0.00427	0.02857		
	Ixe、Ixm	m ⁴			0.07217			0.08285		
	Iby	m ⁴						0.02160		



設計計算結果



(荷重ケース1: 常時)

(荷重ケース4: 常時+風荷重)

(荷重ケース7: 地震時)

W1=	51.606	KN/m ²	L1=	1.550	m
P1=	12.555	KN	L2=	1.180	m
P2=	6.390	KN	L3=	0.897	m
P4=	14.210	KN	L4=	2.754	m
P5=	16.048	KN	L5=	0.590	m
P6=	16.660	KN	L6=	0.897	m
P7=	18.498	KN	L7=	2.447	m
Bo=	3.344	m			
Ho=	2.620	m			
Bo'=	6.688	m			

W1=	51.606	KN/m ²	L1=	1.550	m
W2=	3.600	KN/m ²	L2=	1.180	m
P1=	12.555	KN	L3=	0.897	m
P2=	6.390	KN	L4=	2.754	m
P3=	4.770	KN	L5=	0.590	m
P4=	14.210	KN	L6=	0.897	m
P5=	16.048	KN	L7=	2.447	m
P6=	16.660	KN			
P7=	18.498	KN			
Bo=	3.344	m			
Ho=	2.620	m			
Bo'=	6.688	m			

W1=	51.606	KN/m ²	P1=	12.555	KN	L1=	1.550	m
W3=	2.842	KN/m ²	P2=	6.390	KN	L2=	1.180	m
W4=	3.332	KN/m ²	P4=	14.210	KN	L3=	0.897	m
W5=	0.368	KN/m ²	P5=	16.048	KN	L4=	2.754	m
W6=	2.593	KN/m ²	P6=	16.660	KN	L5=	0.590	m
W7=	2.225	KN/m ²	P7=	18.498	KN	L6=	0.897	m
Bo=	3.344	m	P8=	30.554	KN	L7=	2.447	m
Ho=	2.620	m						
Bo'=	6.688	m						
hg1=	1.100	m						

ケース2 : 常時+温度荷重(+15°)
 ケース3 : 常時+温度荷重(-15°)

ケース5 : 常時+風荷重+温度荷重(+15°)
 ケース6 : 常時+風荷重+温度荷重(-15°)

ケース8 : 地震時+温度荷重(+15°)
 ケース9 : 地震時+温度荷重(-15°)

設 計 計 算 結 果

【門柱横方向の断面力の計算結果】

(最大断面力の集計)

部材	内容	ケース1			ケース2			ケース3			ケース4			ケース5			ケース6		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
端柱	断面力の計算値	27.345	15.656	125.371	141.515	97.803	164.569	114.205	66.515	86.161	31.308	25.413	127.796	150.759	107.560	166.994	123.453	76.273	83.736
	割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	27.345	15.656	125.371	123.057	85.046	143.103	99.309	57.839	74.923	25.046	20.330	102.237	111.673	79.674	123.699	91.447	56.499	62.027
中柱	断面力の計算値	0.000	0.000	281.573	0.000	0.000	203.177	0.000	0.000	359.993	14.850	13.550	278.878	14.850	13.550	200.482	14.850	13.550	357.298
	割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	0.000	0.000	281.573	0.000	0.000	176.676	0.000	0.000	313.037	11.880	10.840	223.102	11.000	10.037	148.505	11.000	10.037	264.665
操作台	断面力の計算値	117.951	73.655	15.656	114.731	125.317	97.803	117.361	157.161	66.515	77.802	120.376	20.100	118.693	127.742	98.128	121.508	159.586	62.071
	割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	117.951	73.655	15.656	99.766	108.971	85.046	102.053	136.662	57.839	62.242	96.301	16.080	87.921	94.624	72.687	90.006	118.212	45.979

部材	内容	ケース7			ケース8			ケース9		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
端柱	断面力の計算値	47.302	40.560	137.176	171.984	122.707	176.374	144.033	89.602	74.306
	割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	31.535	27.040	91.451	104.233	74.368	106.893	87.293	54.304	45.034
中柱	断面力の計算値	54.771	42.444	281.623	54.771	42.444	203.227	54.771	42.444	360.043
	割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	36.514	28.296	187.749	33.195	25.724	123.168	33.195	25.724	218.208
操作台	断面力の計算値	93.229	129.806	30.974	134.686	137.122	112.813	136.935	169.016	82.059
	割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	62.153	86.537	20.649	81.628	83.104	68.372	82.991	102.434	49.733

(荷重ケースの内容)

荷重ケース	組合せタイプ
ケース1	常時
ケース2	常時+温度荷重(+15℃)
ケース3	常時+温度荷重(-15℃)
ケース4	常時+風荷重
ケース5	常時+風荷重+温度荷重(+15℃)
ケース6	常時+風荷重+温度荷重(-15℃)
ケース7	地震時
ケース8	地震時+温度荷重(+15℃)
ケース9	地震時+温度荷重(-15℃)

※ 1. 表の上段は計算値、中段は許容応力度の割増係数、下段は許容応力度の割増係数で除した常時の換算値。

設 計 計 算 結 果

【応力度の検討に用いる設計断面力の抽出結果】

部材	項目	断面力の最大値(常時)			断面力の最大値(地震時)			断面力の最大値(設計断面力)		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
端柱	常時の換算値	123.057	85.046	143.103	104.233	74.368	106.893	123.057	85.046	143.103
	許容応力度の割増係数	1.15	1.15	1.15	1.65	1.65	1.65	1.15	1.15	1.15
	設計断面力	141.515	97.803	164.569	171.984	122.707	176.374	141.520	97.800	164.569
	ケース番号	ケース2	ケース2	ケース2	ケース8	ケース8	ケース8	ケース2	ケース2	ケース2
中柱	常時の換算値	11.880	10.840	223.102	36.514	28.296	187.749	36.514	28.296	187.749
	許容応力度の割増係数	1.25	1.25	1.25	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	設計断面力	14.850	13.550	278.878	54.771	42.444	281.623	54.770	42.440	281.623
	ケース番号	ケース4	ケース4	ケース4	ケース7	ケース7	ケース7	ケース7	ケース7	ケース7
操作台	常時の換算値	117.951	136.662	15.656	82.991	102.434	49.733	117.951	136.662	15.656
	許容応力度の割増係数	1.00	1.15	1.00	1.65	1.65	1.65	1.00	1.15	1.00
	設計断面力	117.951	157.161	15.656	136.935	169.016	82.059	117.951	157.161	15.656
	ケース番号	ケース1	ケース3	ケース1	ケース9	ケース9	ケース9	ケース1	ケース3	ケース1

(応力度の検討に用いる設計断面力の決定)

部材	荷重ケース	断面力の常時換算値			設計断面力			許容応力度(N/mm ²)				備考
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}	
端柱	ケース2	123.057	85.046	143.103	123.057	85.046	143.103	1.15	9.2	184.0	0.44	Mmax
	ケース2	123.057	85.046	143.103	123.057	85.046	143.103	1.15	9.2	184.0	0.44	Smax
	ケース2	123.057	85.046	143.103	123.057	85.046	143.103	1.15	9.2	184.0	0.44	Mmaxの軸力
中柱	ケース7	36.514	28.296	187.749	54.771	42.444	281.623	1.50	12.0	300.0	0.58	Mmax
	ケース7	36.514	28.296	187.749	54.771	42.444	281.623	1.50	12.0	300.0	0.58	Smax
	ケース7	36.514	28.296	187.749	54.771	42.444	281.623	1.50	12.0	300.0	0.58	Mmaxの軸力
操作台	ケース1	117.951	73.655	15.656	117.951	73.655	15.656	1.00	8.0	160.0	0.39	Mmax
	ケース3	102.053	136.662	57.839	117.361	157.161	66.515	1.15	9.2	184.0	0.44	Smax
	ケース1	117.951	73.655	15.656	117.951	73.655	15.656	1.00	8.0	160.0	0.39	Mmaxの軸力

(応力度の検討に用いる2d位置のせん断力)

部材	荷重ケース	2dのせん断力(KN)	許容応力度(N/mm ²)			
			割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
端柱	ケース2	97.803	1.15	9.2	184.0	0.44
中柱	ケース9	39.126	1.50	13.2	300.0	0.64
操作台	ケース3	83.514	1.15	9.2	184.0	0.44

設 計 計 算 結 果

【門柱横方向の設計断面力】

- ・ 端柱部材(軸力を考慮する) : 「 ケース2 」 (常時+温度荷重(+15℃)) ... 常時換算値の曲げモーメントが最大
- ・ 中柱部材(軸力を考慮する) : 「 ケース7 」 (地震時) ... 常時換算値の曲げモーメントが最大
- ・ 操作台部材(軸力を考慮しない) : 「 ケース1 」 (常時) ... 常時換算値の曲げモーメントが最大

(端柱断面の設計断面力の分配)

荷重ケース	柱部材	曲げモーメントM(KN・m)		せん断力S(KN)		軸力N(KN)		許容応力度(N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース2	全体	1.000	123.057	1.000	85.046	1.000	143.103	9.2	184.0	0.44
	柱Ⅰ	0.682	83.925	0.448	38.101	0.448	64.110			
	柱Ⅱ	0.318	39.132	0.552	46.945	0.552	78.993			
割増係数 $\alpha =$								1.15		

(中柱断面の設計断面力の分配)

荷重ケース	柱部材	曲げモーメントM(KN・m)		せん断力S(KN)		軸力N(KN)		許容応力度(N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース7	全体	1.000	54.771	1.000	42.444	1.000	42.444	12.0	300.0	0.58
	柱Ⅰ	0.851	46.610	0.529	22.453	0.529	22.453			
	柱Ⅱ	0.149	8.161	0.471	19.991	0.471	19.991			
割増係数 $\alpha =$								1.50		

(操作台の設計断面力)

荷重ケース	曲げモーメントM(KN・m)	せん断力S(KN)		軸力N(KN)	許容応力度(N/mm ²)			
		端部	2d		割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース1	117.951	73.655		15.656	1.00	8.0	160.0	0.39
ケース3	117.361	157.161	83.514	66.515	1.15	9.2	184.0	0.44

(端柱断面の2d位置の設計断面力の分配)

荷重ケース	柱部材	せん断力S (KN)		許容応力度 (N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース2	全体	1.000	97.803	9.2	184.0	0.44
	柱Ⅰ	0.448	43.816			
	柱Ⅱ	0.552	53.987	割増係数 $\alpha =$ 1.15		

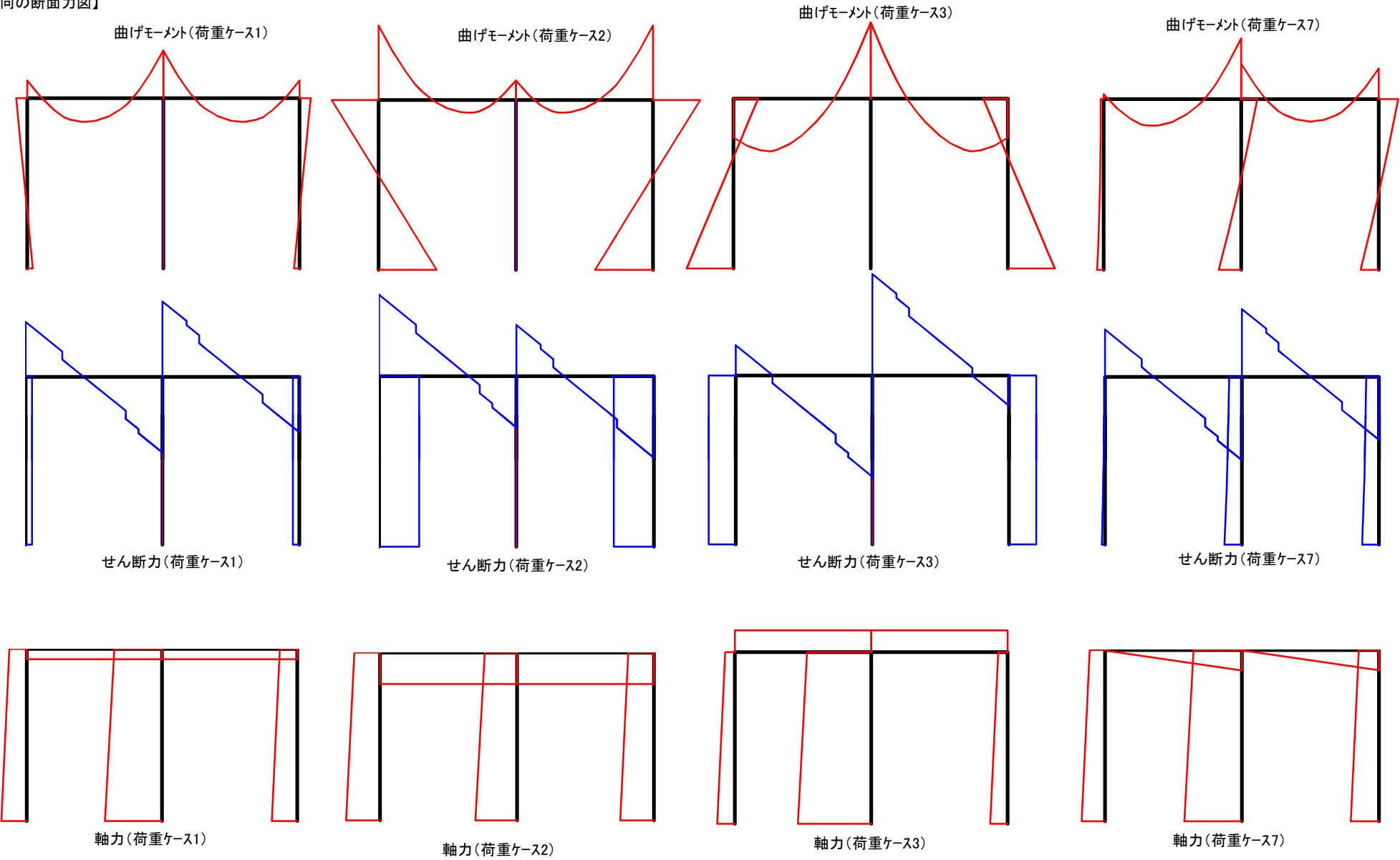
(中柱断面の2d位置の設計断面力の分配)

荷重ケース	柱部材	せん断力S (KN)		許容応力度 (N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース9	全体	1.000	39.126	13.2	300.0	0.64
	柱Ⅰ	0.529	20.698			
	柱Ⅱ	0.471	18.428	割増係数 $\alpha =$ 1.50		

※ 荷重ケース9 : 地震時+温度荷重(-15°)

設計計算結果

【門柱横方向の断面力図】



設計計算結果

【門柱横方向の応力度の検討】・・・配筋入力と係数K、Cの計算

① 端柱Ⅰ（軸力を考慮する）

- 荷重 ケース2 ... 荷重状態 : 常時+温度荷重(+15℃)
- 配筋の仮定値 ... $D\ 22 \times 2$ 本 $-A_s = 3.871 \times 2 = 774.2\ \text{mm}^2$
- 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出(試行計算)

Kの仮定値	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
				K値	C値	K値	C値
0.255	2.10988	2.01397	×				
0.256	2.05214	2.01397	×				
0.257	1.99776	2.01397	○	0.257	0.044	0.257	0.044

・ 応力度の検討

コンクリートの曲げ圧縮応力度 : $\sigma_c = 5.6\ \text{N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 9.2\ \text{N/mm}^2 \cdots \text{OK}$
鉄筋の引張応力度 : $\sigma_s = 182.5\ \text{N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 184.0\ \text{N/mm}^2 \cdots \text{OK}$
コンクリートのせん断応力度 : $\tau_m = 0.21\ \text{N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.44\ \text{N/mm}^2 \cdots \text{OK}$

・ 必要鉄筋量の検討

(σ_c の試行計算)

σ_c の仮定値	計算値	目標値	結果
4.3	-18.005	0	×
4.4	-1.620	0	×
4.5	15.364	0	○

$D\ 25 \times 3$ 本 $-A_s = 5.067 \times 3 = 1520.1\ \text{mm}^2 > A_{s1} = 1318.2\ \text{mm}^2 \cdots \text{OK}$

・ 配筋の決定

応力度の検討で求められた配筋 : $D\ 22 \times 2$ 本 $-A_s = 774.2\ \text{mm}^2$
必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : $D\ 25 \times 3$ 本 $-A_s = 1520.1\ \text{mm}^2$
柱Ⅱの鉄筋径 : $D\ 25$
縦方向の鉄筋径 : $D\ 19$ (縦方向の必要鉄筋量より)
配筋の決定 : $D\ 25 \times 3$ 本 $-A_s = 5.067 \times 3 = 1520.1\ \text{mm}^2 > A_{s1} = 1318.2\ \text{mm}^2 \cdots \text{OK}$

② 端柱Ⅱ（軸力を考慮する）

- 荷重 ケース2 ... 荷重状態 : 常時+温度荷重(+15℃)
- 配筋の仮定値 ... $D\ 16 \times 4$ 本 $-A_s = 1.986 \times 4 = 794.4\ \text{mm}^2$
- 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出(試行計算)

Kの仮定値	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
				K値	C値	K値	C値
0.250	1.26457	1.23847	×				
0.251	1.24014	1.23847	×				
0.252	1.21683	1.23847	○	0.252	0.053	0.252	0.053

・ 応力度の検討

コンクリートの曲げ圧縮応力度 : $\sigma_c = 4.7\ \text{N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 9.2\ \text{N/mm}^2 \cdots \text{OK}$
鉄筋の引張応力度 : $\sigma_s = 125.3\ \text{N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 184.0\ \text{N/mm}^2 \cdots \text{OK}$
コンクリートのせん断応力度 : $\tau_m = 0.24\ \text{N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.44\ \text{N/mm}^2 \cdots \text{OK}$

・ 必要鉄筋量の検討

(σ_c の試行計算)

σ_c の仮定値	計算値	目標値	結果
7.6	-58.950	0	×
7.7	-28.992	0	×
7.8	1.716	0	○

$D\ 25 \times 4$ 本 $-A_s = 5.067 \times 4 = 2026.8\ \text{mm}^2 > A_{s1} = 1845.9\ \text{mm}^2 \cdots \text{OK}$

・ 配筋の決定

応力度の検討で求められた配筋 : $D\ 16 \times 4$ 本 $-A_s = 794.4\ \text{mm}^2$
必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : $D\ 25 \times 4$ 本 $-A_s = 2026.8\ \text{mm}^2$
柱Ⅰの鉄筋径 : $D\ 25$
縦方向の鉄筋径 : $D\ 25$ (横方向の計算で決定)
配筋の決定 : $D\ 25 \times 4$ 本 $-A_s = 5.067 \times 4 = 2026.8\ \text{mm}^2 > A_{s1} = 1845.9\ \text{mm}^2 \cdots \text{OK}$

設計計算結果

③ 中柱Ⅰ(軸力を考慮する)

- 荷重 ケース7 ... 荷重状態 : 地震時
- 配筋の仮定値 ... $D 13 \times 2$ 本 $-A_s = 1.267 \times 2 = 253.4 \text{ mm}^2$
- 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出(試行計算)

Kの仮定値	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
				K値	C値	K値	C値
0.000	-0.26889	2.30655	○				
0.001	-0.26947	2.30655	○				
0.002	-0.27012	2.30655	○	0.002	-5.228	0.002	-5.228

- 応力度の検討
 - コンクリートの曲げ圧縮応力度 : $\sigma_c = 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
 - 鉄筋の引張応力度 : $\sigma_s = 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
 - コンクリートのせん断応力度 : $\tau_m = 0.07 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.64 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
- 必要鉄筋量の検討
(σ_c の試行計算)

σ_c の仮定値	計算値	目標値	結果
2.0	-15.245	0	×
2.1	-2.989	0	×
2.2	9.987	0	○

- $D 16 \times 2$ 本 $-A_s = 1.986 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 254.8 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$
- 配筋の決定
 - 応力度の検討で求められた配筋 : $D 13 \times 2$ 本 $-A_s = 253.4 \text{ mm}^2$
 - 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : $D 16 \times 2$ 本 $-A_s = 397.2 \text{ mm}^2$
 - 柱Ⅰの鉄筋径 : $D 13$
 - 縦方向の鉄筋径 : $D 22$ (縦方向の必要鉄筋量より)
 - 配筋の決定 : $D 22 \times 2$ 本 $-A_s = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 254.8 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

④ 中柱Ⅱ(軸力を考慮する)

- 荷重 ケース7 ... 荷重状態 : 地震時
- 配筋の仮定値 ... $D 13 \times 4$ 本 $-A_s = 1.267 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2$
- 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出(試行計算)

Kの仮定値	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
				K値	C値	K値	C値
0.224	1.04674	1.02059	×				
0.225	1.03065	1.02059	×				
0.226	1.0152	1.02059	○	0.226	0.056	0.226	0.056

- 応力度の検討
 - コンクリートの曲げ圧縮応力度 : $\sigma_c = 1.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
 - 鉄筋の引張応力度 : $\sigma_s = 34.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
 - コンクリートのせん断応力度 : $\tau_m = 0.08 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.64 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
- 必要鉄筋量の検討
(σ_c の試行計算)

σ_c の仮定値	計算値	目標値	結果
4.5	-47.599	0	×
4.6	-20.192	0	×
4.7	8.067	0	○

- $D 13 \times 4$ 本 $-A_s = 1.267 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 332.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$
- 配筋の決定
 - 応力度の検討で求められた配筋 : $D 13 \times 4$ 本 $-A_s = 506.8 \text{ mm}^2$
 - 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : $D 13 \times 4$ 本 $-A_s = 506.8 \text{ mm}^2$
 - 柱Ⅱの鉄筋径 : $D 22$
 - 縦方向の鉄筋径 : $D 22$ (縦方向の必要鉄筋量より)
 - 配筋の決定 : $D 22 \times 4$ 本 $-A_s = 3.871 \times 4 = 1548.4 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 332.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

設計計算結果

⑤ 操作台(軸力を考慮しない)

・ 荷重 ケース1 ... 荷重状態 : 常時

・ 配筋の仮定値 ... D 19 × 6 本 $-A_s = 2.865 \times 6 = 1719 \text{ mm}^2$

・ 応力度の検討

コンクリートの曲げ圧縮応力度 : $\sigma_c = 2.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
鉄筋の引張応力度 : $\sigma_s = 140.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 160.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
コンクリートのせん断応力度 : $\tau_m = 0.13 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.44 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

・ 必要鉄筋量の検討

(σ_c の試行計算)

σ_c の仮定値	計算値	目標値	結果
3.2	-11.410	0	×
3.3	-0.853	0	×
3.4	10.201	0	○

D 19 × 6 本 $-A_s = 2.865 \times 6 = 1719.0 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 1635.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

・ 配筋の決定

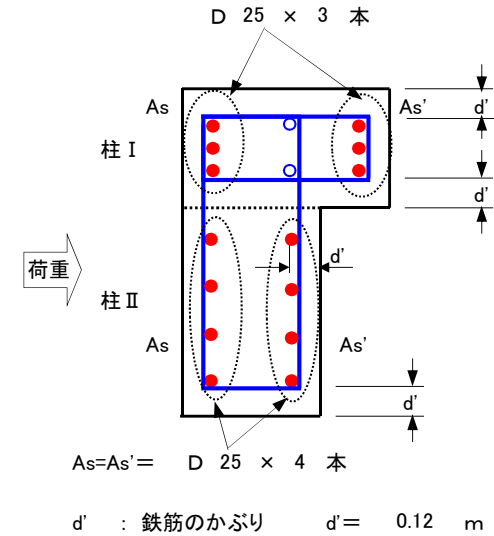
応力度の検討で求められた配筋 : D 19 × 6 本 $-A_s = 1719.0 \text{ mm}^2$

必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 19 × 6 本 $-A_s = 1719.0 \text{ mm}^2$

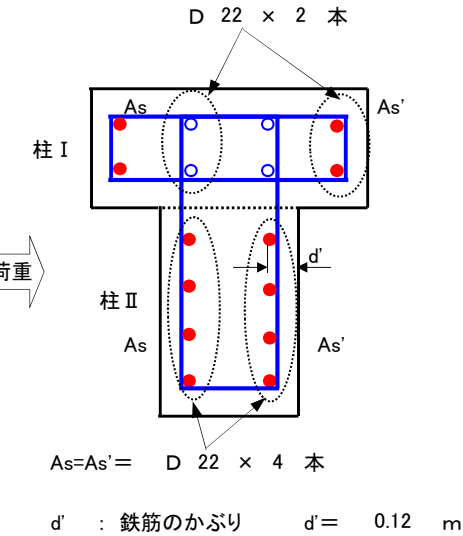
配筋の決定 : D 19 × 6 本 $-A_s = 2.865 \times 6 = 1719.0 \text{ mm}^2$
 $> A_{s1} = 1635.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

【門柱横方向の荷重による配筋計画】

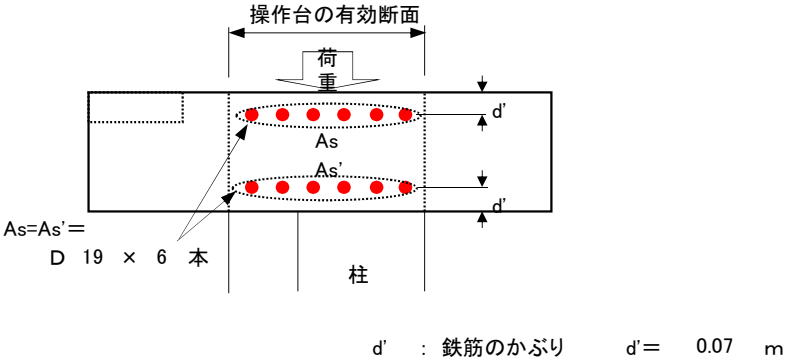
(端柱)



(中柱)



(操作台)



第4章 門柱の設計

設計計算結果

【門柱横方向の断面力と応力度検討のまとめ】

項目	符号	単位	検討部材 : 端柱 荷重ケース : ケース2						検討部材 : 中柱 荷重ケース : ケース7						操作台 荷重ケース : ケース1		
			常時+温度荷重(+15℃)						地震時						常時換算値の曲げモーメントが最大		
			柱Ⅰ			柱Ⅱ			柱Ⅰ			柱Ⅱ			操作台		
			許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査
曲げモーメント	M	KN・m		83.925			39.132			46.610			8.161		—	117.951	—
せん断力	S	KN		43.816			53.987			20.698			18.428		—	83.514	—
軸力	N	KN		64.110			78.993			22.453			19.991		—	15.656	—
幅	b	m		0.400			0.800			0.400			0.800		—	1.200	—
高さ	h	m		0.650			0.400			0.900			0.400		—	0.600	—
かぶり	d'	m		0.120			0.120			0.120			0.120		—	0.070	—
有効高	d	m		0.530			0.280			0.780			0.280		—	0.530	—
配筋(鉄筋径×本数)				D 22 × 2			D 16 × 4			D 13 × 2			D 13 × 4		—	D 19 × 6	—
鉄筋量	As	cm ²		7.742			7.944			253.4			506.8		—	17.19	—
鉄筋比	P			0.00298			0.00248			0.00070			0.00158		—	0.00270	—
偏心量	e	m		1.309078			0.495386			2075.892			408.234		—		—
係数	K			0.257			0.252			0.002			0.226		—	0.2325	—
〃	c			0.044			0.053			-5.228			0.056		—		—
〃	j														—	0.1224	—
〃	Lc														—		—
〃	Ls														—	0.0025	—
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	9.2	5.6	○	9.2	4.7	○	12.0	0.0	○	12.0	1.1	○	8.0	2.9	○
鉄筋の引張応力度	σ_s	N/mm ²	184.0	182.5	○	184.0	125.3	○	300.0	0.0	○	300.0	34.6	○	160.0	140.0	○
コンクリートのせん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.44	0.21	○	0.44	0.24	○	0.64	0.07	○	0.64	0.08	○	0.44	0.13	○
許容応力度の割増係数	α		1.15						1.50						1.00		
必要鉄筋量の検討	配筋	径×本数	D 25 × 3			D 25 × 4			D 16 × 2			D 13 × 4			D 19 × 6		
	As'	cm ²	1318.2	1520.1	○	1845.9	2026.8	○	254.8	397.2	○	332.4	506.8	○	1635.2	1719.0	○
縦方向の鉄筋径		mm	D 19			D 25			D 22			D 22					
配筋計画			D 25 × 3			D 25 × 4			D 22 × 2			D 22 × 4			D 19 × 6		

※ 1. せん断力2dの照査ケース

- ・ 端柱 : 荷重 ケース2 (常時+温度荷重+15°)
- ・ 中柱 : 荷重 ケース9 (地震時+温度荷重-15°)
- ・ 操作台 : 荷重 ケース3 (常時+温度荷重-15°)

第4章 門柱の設計

設 計 計 算 結 果

【門柱縦方向の計算結果】

(応力度の検討に用いる断面力の集計)

荷重ケース	状態	割増係数	断面力(端柱2本+中柱1本)			検討ケース
			曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N(KN)	
ケース1	常時	1.00	18.656	0.000	518.908	
ケース2	常時+風荷重	1.25	75.065 60.052	36.590 29.272	518.908 415.126	
ケース3	地震時	1.50	246.208 164.139	99.122 66.081	518.908 345.939	○

(設計断面力の配分)

荷重ケース	状態	設計断面力											
		曲げモーメントM(KN・m)				せん断力S(KN)				軸力(KN)			
		設計断面力M＝		246.208	KN・m	設計断面力S＝		99.122	KN	設計断面力S＝		518.908	KN
		端柱(2本)		中柱(1本)		端柱(2本)		中柱(1本)		端柱(2本)		中柱(1本)	
ケース3	地震時	剛比	Me	剛比	Mm	面積比	Se	面積比	Sm	軸力比	Ne	軸力比	Nm
		0.6353	156.416	0.3647	89.792	0.6304	62.487	0.3696	36.635	0.4762	247.104	0.5238	271.804

(応力度の検討に用いる設計断面力)

荷重ケース	状態	設計断面力						許容応力度(N/mm ²)			
		曲げモーメントM(KN・m)		せん断力S(KN)		軸力N(KN)					
		端柱(1本)	中柱(1本)	端柱(1本)	中柱(1本)	端柱(1本)	中柱(1本)	割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
ケース3	地震時	78.208	89.792	31.244	36.635	123.552	271.804	1.50	12.0	300.0	0.58

第4章 門柱の設計

設計計算結果

① 端柱(軸力を考慮する)

- 荷重 ケース3 ... 荷重状態 : 地震時
- 配筋の仮定値 ... $D 16 \times 2$ 本 $-A_s = 1.986 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$
- 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出(試行計算)

Kの仮定値	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
				K値	C値	K値	C値
0.311	0.53032	0.52750	×				
0.312	0.52870	0.5275	×				
0.313	0.52710	0.5275	○	0.313	0.142	0.313	0.142

・ 応力度の検討

コンクリートの曲げ圧縮応力度 : $\sigma_c = 1.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
鉄筋の引張応力度 : $\sigma_s = 50.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
コンクリートのせん断応力度 : $\tau_m = 0.07 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.58 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

・ 必要鉄筋量の検討

(σ_c の試行計算)

σ_c の仮定値	計算値	目標値	結果
3.7	-35.300	0	×
3.8	-12.781	0	×
3.9	10.548	0	○

$D 19 \times 2$ 本 $-A_s = 2.865 \times 2 = 573.0 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 457.3 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

・ 配筋の決定

応力度の検討で求められた配筋 : $D 16 \times 2$ 本 $-A_s = 397.2 \text{ mm}^2$
必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : $D 19 \times 2$ 本 $-A_s = 573.0 \text{ mm}^2$
横方向の鉄筋径 : $D 25$
配筋の決定 : $D 25 \times 2$ 本 $-A_s = 5.067 \times 2 = 1013.4 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 457.3 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

② 中柱(軸力を考慮する)

- 荷重 ケース3 ... 荷重状態 : 地震時
- 配筋の仮定値 ... $D 13 \times 2$ 本 $-A_s = 1.267 \times 2 = 253.4 \text{ mm}^2$
- 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出(試行計算)

Kの仮定値	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
				K値	C値	K値	C値
0.694	0.27570	0.27530	×				
0.695	0.27533	0.2753	×				
0.696	0.27497	0.2753	○	0.696	0.352	0.696	0.352

・ 応力度の検討

コンクリートの曲げ圧縮応力度 : $\sigma_c = 1.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
鉄筋の引張応力度 : $\sigma_s = 7.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$
コンクリートのせん断応力度 : $\tau_m = 0.08 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.58 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

・ 必要鉄筋量の検討

(σ_c の試行計算)

σ_c の仮定値	計算値	目標値	結果
4.9	-40.146	0	×
5.0	-10.162	0	×
5.1	20.694	0	○

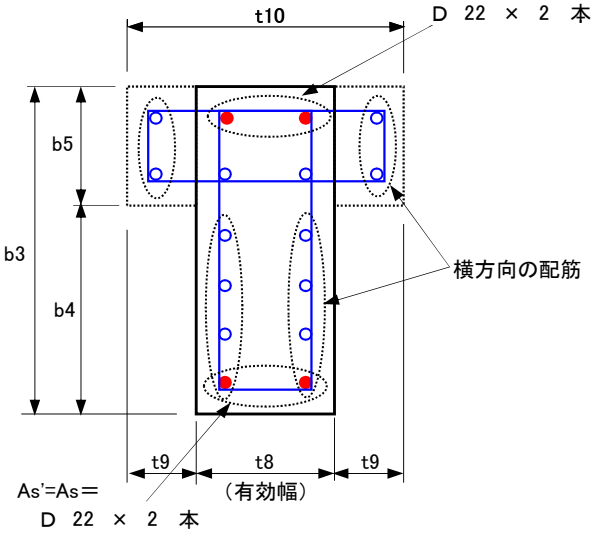
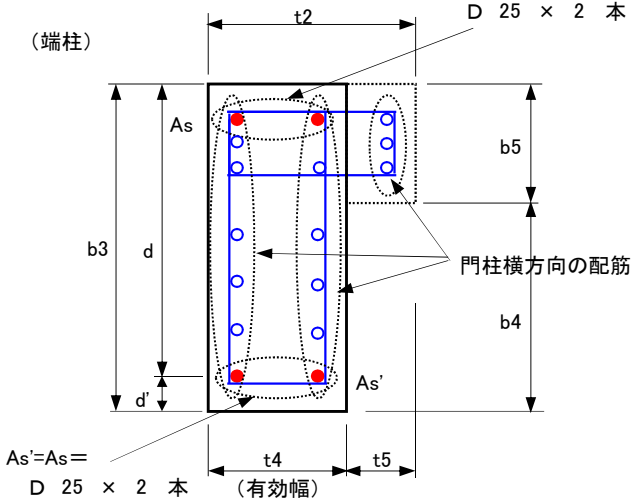
$D 22 \times 2$ 本 $-A_s = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 744.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

・ 配筋の決定

応力度の検討で求められた配筋 : $D 13 \times 2$ 本 $-A_s = 253.4 \text{ mm}^2$
必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : $D 22 \times 2$ 本 $-A_s = 774.2 \text{ mm}^2$
横方向の鉄筋径 : $D 22$
配筋の決定 : $D 22 \times 2$ 本 $-A_s = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > A_{s1} = 744.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

設計計算結果

【配筋計画】



門柱縦方向の断面力と応力度検討のまとめ(柱1本)

項目	符号	単位	端柱			中柱		
			許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査
曲げモーメント	M	KN・m	—	78.208	—	—	89.792	—
せん断力	S	KN	—	31.244	—	—	36.635	—
軸力	N	KN	—	123.552	—	—	271.804	—
幅	b	m	—	0.40	—	—	0.40	—
高さ	h	m	—	1.20	—	—	1.20	—
かぶり	d'	m	—	0.12	—	—	0.12	—
有効高	d	m	—	1.08	—	—	1.08	—
配筋(鉄筋径×本数)			—	D 16 × 2	—	—	D 13 × 2	—
鉄筋量	As	cm ²	—	3.972	—	—	253.4	—
鉄筋比	P		—	0.00083	—	—	0.00053	—
偏心量	e	m	—	0.632997	—	—	330.356000	—
係数	K		—	0.313	—	—	0.696	—
〃	c		—	0.142	—	—	0.352	—
〃	j		—		—	—		—
〃	Lc		—		—	—		—
〃	Ls		—		—	—		—
コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm ²	12.0	1.8	○	12.0	1.6	○
鉄筋の引張応力度	σs	N/mm ²	300.0	50.6	○	300.0	7.0	○
コンクリートのせん断応力度	τm	N/mm ²	0.58	0.07	○	0.58	0.08	○
許容応力度の割増係数	α		1.50			1.50		
必要鉄筋量	配筋	径×本数	D 19 × 2			D 22 × 2		
	鉄筋量	As'	mm ²	457.3	573.0	○	744.5	774.2
横方向の鉄筋径		mm	D 25			D 22		
配筋の決定			D 25 × 2			D 22 × 2		

※ 1. 検討した荷重ケース

ケース1	常時
ケース2	常時+風荷重
ケース3	地震時

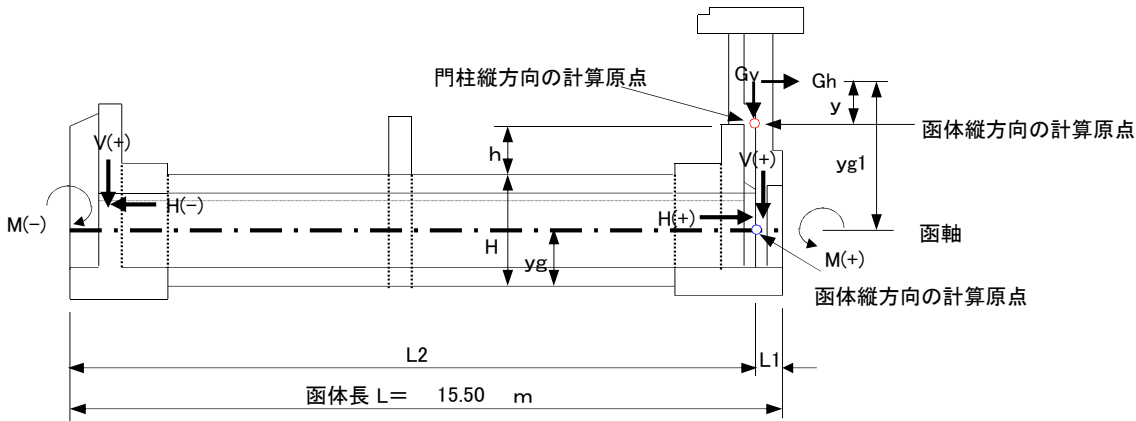
2. 選定した荷重ケース

・ ケース3 : 地震時

3. 配筋の決定は、横方向の鉄筋径と縦方向の鉄筋径の整合を図り、大きい方の鉄筋径で決定した。

【函体縦方向の計算に用いる門柱荷重】

函体縦方向の計算における門柱荷重は、計算原点(函体つけ根)から函軸へシフトさせた断面力を用いる。



$yg1 = y + h + yg' = 1.542 + 1.100 + 1.813 = 4.455 \text{ m}$

ここに、

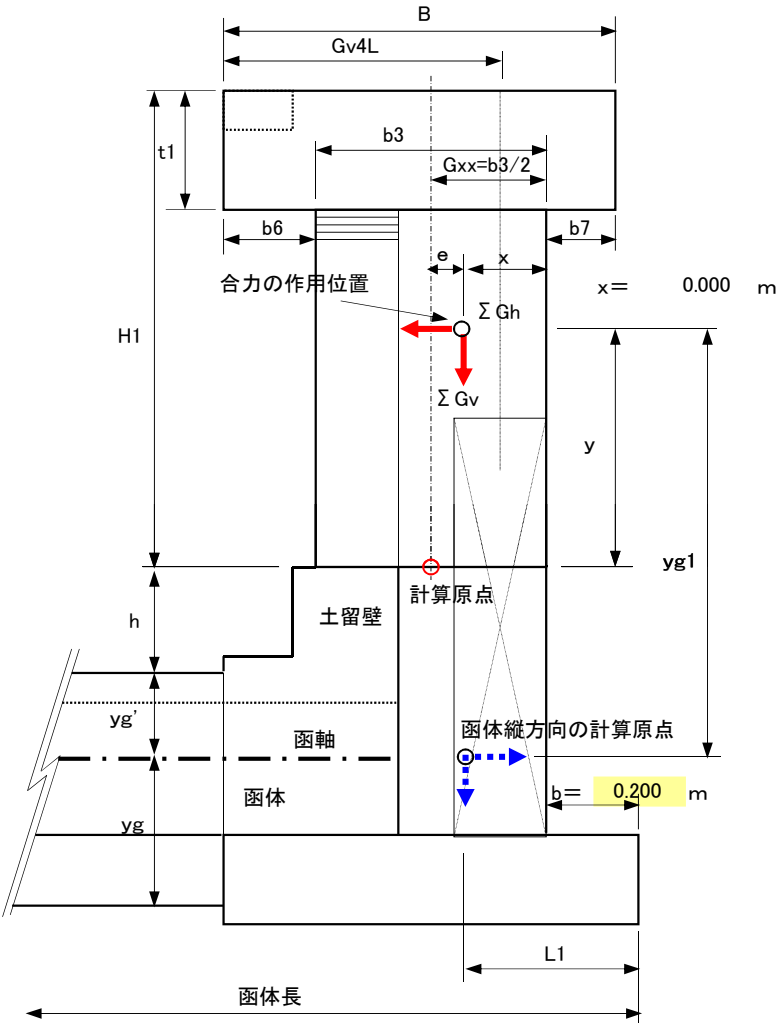
$y = 1.542 \text{ m}$

$h = 1.100 \text{ m}$

$yg' = 1.813 \text{ m}$

(函軸へシフトさせた断面力の集計)

項目			計算原点		函軸		作用位置L2(m)	
項目	符号	単位	常時+風荷重	地震時	常時+風荷重	地震時	常時+風荷重	地震時
鉛直荷重	V	KN	518.908	518.908	518.908	518.908	14.664	14.664
水平荷重	H	KN	36.590	99.122	36.590	99.122	14.664	14.664
曲げモーメント	M	KN・m	75.065	246.208	144.352	534.982	14.664	14.664



※ 計算で、水平荷重Ghは川表側から作用させているが、函体縦方向の計算では断面力が最大となるケースを考慮し、川裏側から作用させる。

設 計 計 算

門柱横方向の計算は胸壁天端に固定された「門形ラーメン」とし、結合部に節点回転角、柱部材に部材回転角を与えた「たわみ角法」で計算する。
また、門柱縦方向の計算は胸壁天端に固定された「片持ち梁」として計算する。

1) 門柱の構造図



第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

2) 門柱の断面形状

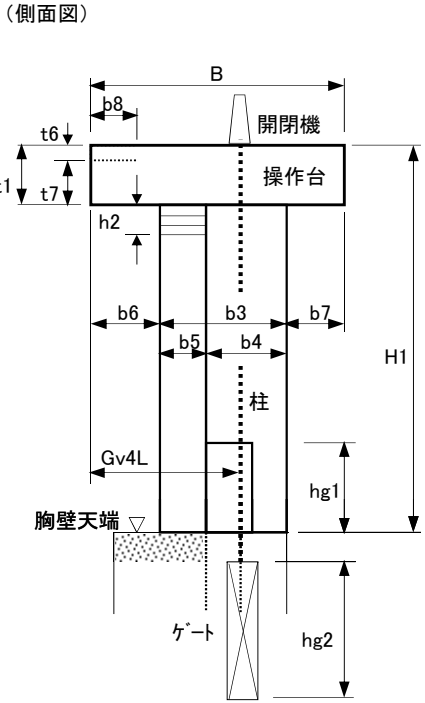
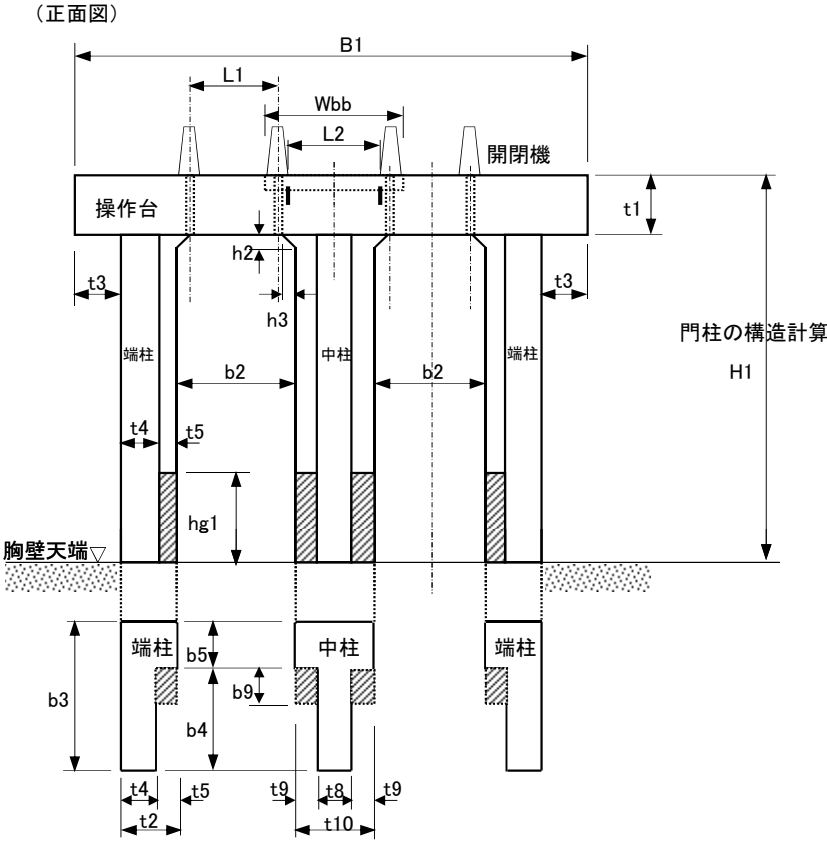


図4.1.2 門柱の構造図

表4.1.1 門柱の断面寸法

記号	寸法(m)	記号	寸法(m)	記号	寸法(m)
b2	2.500	t1	0.600	B	2.650
b3	1.200	t2	0.650	B1	7.200
b4	0.800	t3	0.000	H1	2.920
b5	0.400	t4	0.400	h2	0.150
b6	0.750	t5	0.250	h3	0.150
b7	0.700	t6	0.220	L3	1.180
b8	0.250	t7	0.380	wbb	1.600
b9	0.300	t8	0.400	hg1(戸当たり高)	1.100
L1	1.550	t9	0.250	hg2(口径)	2.500
L2	1.180	t10	0.900	Gv4L(ゲート荷重位置)	1.600

※ 「柱Ⅱ」にハンチを設ける場合は「門柱縦方向の計算」参照。

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 門柱横方向の設計

門柱横方向の断面力は、以下のケースで求める。

- 荷重ケース1 : 常時
荷重ケース2 : 常時＋温度荷重＋15℃
荷重ケース3 : 常時＋温度荷重－15℃
荷重ケース4 : 常時＋風荷重
荷重ケース5 : 常時＋風荷重＋温度荷重＋15℃
荷重ケース6 : 常時＋風荷重＋温度荷重－15℃
荷重ケース7 : 地震時
荷重ケース8 : 地震時＋温度荷重＋15℃
荷重ケース9 : 地震時＋温度荷重－15℃

このケースで断面力を求め、これを許容応力度の割増係数で除して常時の換算値とし、換算値が最大となるケースで門柱縦方向の応力度の検討をおこなう。

なお、ケース1～3における温度荷重のケースについては、荷重はケース1～3と同じ値を用いることから、許容応力度の割増分だけ応力度の検討が過小となるため検討から除外する。

4-1-2. 設計条件

1) 単位体積重量

・ 鉄筋コンクリート $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$

2) 荷重

・ 雪荷重 $q_w = \text{分布荷重 } w_u \times \text{設計積雪深 } h_u = 3.50 \text{ KN/m}^3 \times 1.00 = 3.50 \text{ KN/m}^2$
(設計積雪深 $h_u = 1.00 \text{ m}$)

・ 風荷重 $w_p = 3.00 \text{ KN/m}^2$

・ ゲート自重(扉体) $w_g = 23.22 \text{ KN}$

・ 開閉機自重 $w_m = 3.60 \text{ KN}$

・ 管理橋反力(死＋活)(アンカーボルト1本当たり) $R_{d+L} = 6.39 \text{ KN/本}$

・ 管理橋反力(死)(アンカーボルト1本当たり) $R_d = 6.39 \text{ KN/本}$

・ 戸当り部コンクリート重量 $w_{to} = 1.838 \text{ KN/m}$

・ 開閉機およびゲート自重等によるスラブ反力(ゲート1門) $P = 25.110 \text{ KN}$

・ 上屋重量 $w_{ko} = 0.000 \text{ KN}$

・ 設計水平震度 $k_h = 0.20$

・ 温度変化(上昇時) $T_1 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$

・ 温度変化(下降時) $T_2 = -15 \text{ }^\circ\text{C}$

・ 線熱膨張係数 $\varepsilon = 1.0 \times 10^{-5} \text{ }^\circ/\text{C}$

・ コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比(断面力および応力度の計算) $n = 15$

3) 許容応力度

常時				常時＋温度荷重				常時＋風荷重			
割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)		
	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
1.00	8.0	160.0	0.39	1.15	9.2	184.0	0.44	1.25	10.0	200.0	0.48
常時＋風荷重＋温度荷重				地震時				地震時＋温度荷重			
割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)			割増係数 α	許容応力度(N/mm ²)		
	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}		σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{a1}
1.35	10.8	216.0	0.52	1.50	12.0	300.0	0.58	1.65	13.2	300.0	0.64

※ 1. 許容応力度(単位:N/mm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

τ_{a1} : コンクリートの許容せん断応力度

4) 鉄筋のかぶり

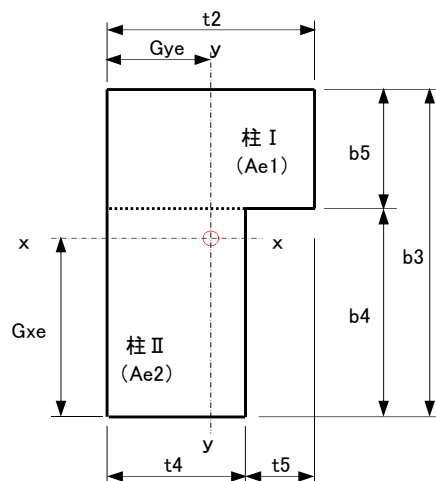
柱 $d' = 0.12 \text{ m}$

操作台 $d' = 0.07 \text{ m}$

5) 構造計算

門柱横方向 : 函体頂版(土留壁)に固定された門形ラーメン構造とし、「たわみ角法」により解析

門柱縦方向 : 函体頂版(土留壁)に固定された「片持ち梁」として解析



ここに、

b3=	1.200	m
b4=	0.800	m
b5=	0.400	m
t2=	0.650	m
t4=	0.400	m
t5=	0.250	m

図4.2.1 端柱の断面

4-2. 門柱横方向の設計

4-2-1. 柱断面の諸定数の計算

(1) 端柱

1) 面積

$$Ae1 = t2 \times b5 = 0.65 \times 0.40 = 0.260 \text{ m}^2 \text{ (I 部分)}$$

$$Ae2 = t4 \times b4 = 0.40 \times 0.80 = 0.320 \text{ m}^2 \text{ (II 部分)}$$

$$Ae = Ae1 + Ae2 = 0.260 + 0.320 = 0.580 \text{ m}^2 \text{ (全 体)}$$

2) 図心

$$Gxe = \frac{Ae1(b4 + 1/2 \cdot b5) + Ae2 \cdot 1/2 \cdot b4}{Ae}$$

$$= \frac{0.260 \times (0.80 + 1/2 \times 0.40) + 0.320 \times 1/2 \times 0.80}{0.580} = 0.669 \text{ m}$$

$$Gye = \frac{Ae1 \cdot 1/2 \cdot t2 + Ae2 \cdot 1/2 \cdot t4}{Ae} = \frac{0.260 \times 1/2 \times 0.65 + 0.320 \times 1/2 \times 0.40}{0.580} = 0.256 \text{ m}$$

3) 断面二次モーメント

・ 断面 I の y 方向に対して

$$Iye1 = \frac{b5 \cdot t2^3}{12} = \frac{0.40 \times 0.65^3}{12} = 0.00915 \text{ m}^4$$

・ 断面 II の y 方向に対して

$$Iye2 = \frac{b4 \cdot t4^3}{12} = \frac{0.80 \times 0.40^3}{12} = 0.00427 \text{ m}^4$$

・ $\Sigma Iy = Iye1 + Iye2 = 0.00915 + 0.00427 = 0.01342 \text{ m}^4$

以上により、端柱の y 軸、x 軸に対する断面二次モーメントは次のようになる。

・ y 軸に対して

$$Iye = Iye1 + Iye2 + Ae1 \left(\frac{t2}{2} \right)^2 + Ae2 \left(\frac{t4}{2} \right)^2 - Ae \cdot Gye^2$$

$$= 0.00915 + 0.00427 + 0.260 \times \left(\frac{0.65}{2} \right)^2 + 0.320 \times \left(\frac{0.40}{2} \right)^2 - 0.580 \times 0.256^2$$

$$= 0.01567 \text{ m}^4$$

・ x 軸に対して

$$Ixe = \frac{t2}{12} \cdot b5^3 + \frac{t4}{12} \cdot b4^3 + Ae1(b4 + 1/2 \cdot b5 - Gxe)^2 + Ae2(Gxe - 1/2 \cdot b4)^2$$

$$= \frac{0.65}{12} \times 0.40^3 + \frac{0.40}{12} \times 0.80^3 + 0.260 \times (0.80 + 1/2 \times 0.40 - 0.669)^2 + 0.320 \times (0.669 - 1/2 \times 0.80)^2 = 0.07217 \text{ m}^4$$



b3=	1.200	m
b4=	0.800	m
b5=	0.400	m
t8=	0.400	m
t9=	0.250	m
t10=	0.900	m

図4.2.2 中柱の断面

- 1) 面積

$$A_{m1} = t_{10} \times b_5 = 0.90 \times 0.40 = 0.360 \text{ m}^2 \text{ (I 部分)}$$

$$A_{m2} = t_8 \times b_4 = 0.40 \times 0.80 = 0.320 \text{ m}^2 \text{ (II 部分)}$$

$$A_m = A_{m1} + A_{m2} = 0.360 + 0.320 = 0.680 \text{ m}^2 \text{ (全 体)}$$

- $$G_{xm} = \frac{A_{m1}(b_4 + 1/2 \cdot b_5) + A_{m2} \cdot 1/2 \cdot b_4}{A_m}$$
- $$= \frac{0.360 \times (0.80 + 1/2 \times 0.40) + 0.320 \times 1/2 \times 0.80}{0.680} = 0.718 \text{ m}$$

$$\text{Gym} = \frac{t_{10}}{2} = \frac{0.90}{2} = 0.450 \text{ m}$$

- ・ y軸方向

断面 I のy方向に対して

$$I_{ym1} = \frac{b \cdot t^3}{12} = \frac{0.40 \times 0.90^3}{12} = 0.02430 \text{ m}^4$$

断面Ⅱのy方向に対して

$$I_{ym2} = \frac{b_4 \cdot t_8^3}{12} = \frac{0.80 \times 0.40^3}{12} = 0.00427 \text{ m}^4$$

$$I_{ym} = \sum I_y = I_{ym1} + I_{ym2} = 0.02430 + 0.00427 = 0.02857 \text{ m}^4$$

- ・ x軸方向

$$I_{xm} = \frac{t_{10}}{12} \cdot b_5^3 + \frac{t_8}{12} \cdot b_4^3 + A_{m1} (b_4 + 1/2 \cdot b_5 - G_{xm})^2 + A_{m2} (G_{xm} - 1/2 \cdot b_4)^2$$

$$= \frac{0.90}{12} \times 0.40^3 + \frac{0.40}{12} \times 0.80^3 + 0.360 \times (0.80 + 1/2 \times 0.40 - 0.718)^2 + 0.320 \times (0.718 - 1/2 \times 0.80)^2 = 0.08285 \text{ m}^4$$

- 柱自重(端柱2本+中柱1本)をGv4としたとき、この重心位置Gv4は次により求める。

$$G_{x4} = \frac{2 \cdot A_e \cdot G_{xe} + A_m \cdot G_{xm}}{2 \cdot A_e + A_m} = \frac{2 \times 0.580 \times 0.669 + 0.680 \times 0.718}{2 \times 0.580 + 0.680} = 0.687 \text{ m}$$


$$G_{by} = t_1 - y_b = 0.600 - 0.299 = 0.301 \text{ m}$$

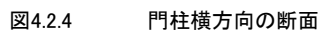


図4.2.5 ラーメンの寸法

4-3. 横方向の構造計算
4-3-1. ラーメンの構造

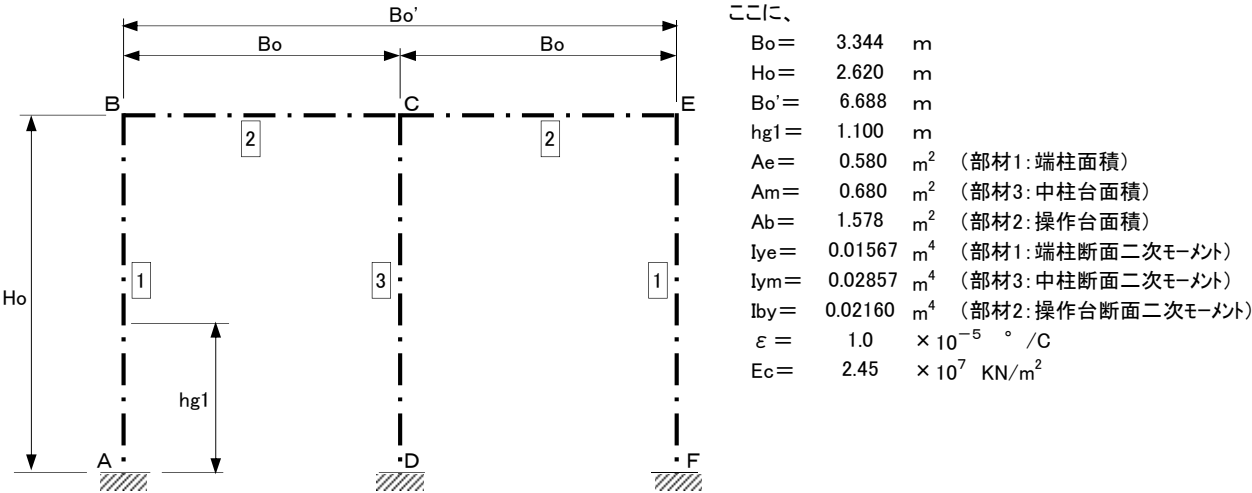


図4.3.1 ラーメンの構造

横方向の設計は、胸壁天端に固定された門形ラーメンとして解析を行うが、ラーメンの解析については、ボックスカルバートと同様に「たわみ角法」でおこなうものとする。

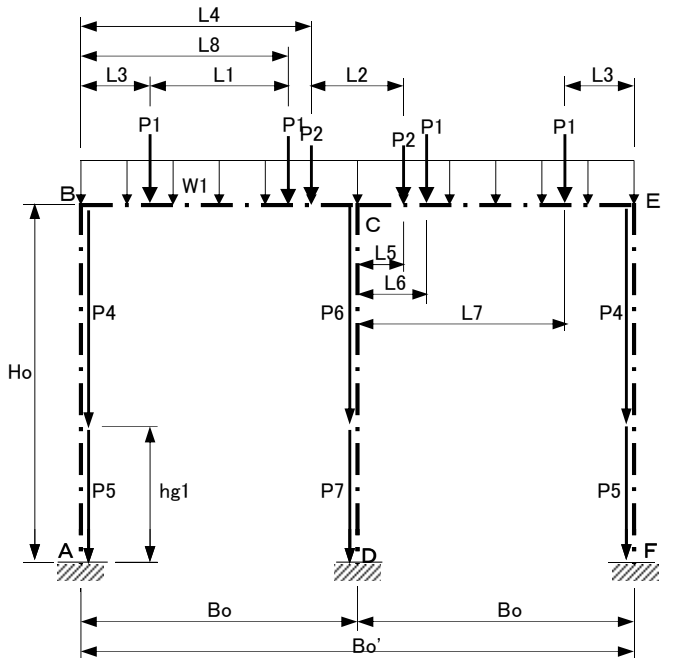
また、端柱部材を基準部材とすると、操作台および中柱に対する剛比(α 、 β)は次のようになる。

$$\alpha = \frac{I_{by} \cdot H_o}{I_{ye} \cdot B_o} = \frac{0.02160 \times 2.620}{0.01567 \times 3.344} = 1.0800 \quad (\text{端柱: 操作台})$$
$$\beta = \frac{I_{ym}}{I_{ye}} = \frac{0.02857}{0.01567} = 1.8232 \quad (\text{端柱: 中柱})$$

2) ラーメン解析の荷重ケース

表4.3.1 ラーメン解析の荷重ケース

荷重ケース	荷重状態	許容応力度の割増	荷重ケース	荷重状態	許容応力度の割増
荷重ケース1	常時	1.00	荷重ケース7	地震時	1.50
荷重ケース2	常時+温度荷重(+15℃)	1.15	荷重ケース8	地震時+温度荷重(+15℃)	1.65
荷重ケース3	常時+温度荷重(-15℃)	1.15	荷重ケース9	地震時+温度荷重(-15℃)	1.65
荷重ケース4	常時+風荷重	1.25			
荷重ケース5	常時+風荷重+温度荷重(+15℃)	1.35			
荷重ケース6	常時+風荷重+温度荷重(-15℃)	1.35			



ここに、

W1 : 操作台自重+雪荷重
W2 : 柱断面に作用する風荷重
P : 開閉機およびゲート自重等によるスラブ反力(ラック棒1本)
P2 : 管理橋反力(死+活)(アンカーボルト1本当たり)
P3 : 操作台断面に作用する風荷重
P4 : 端柱1本の自重
P5 : 戸当たり部コンクリート重量+柱1本の自重(端柱)
P6 : 中柱1本の自重
P7 : 戸当たり部コンクリート重量+柱1本の自重(中柱)

B = 2.650 m Bo = 3.344 m L1 = 1.550 m
B1 = 7.200 m Ho = 2.620 m L2 = 1.180 m
H1 = 2.920 m Bo' = 6.688 m

図4.3.2 荷重ケース1(常時)

4-3-2. 荷重の計算

(1) 「常時」の荷重計算(荷重ケース1)

- ・ 操作台自重+雪荷重+上屋重量

$$W1 = \{ (Ab \cdot \gamma_c + B \cdot q_w) \cdot B1 + w_{ko} \} / Bo'$$

$$= \{ (1.578 \times 24.50 + 2.650 \times 3.50) \times 7.200 + 0 \} / 6.688 = 51.606 \text{ KN/m}$$

ここに、

Ab : 操作台の断面積(横方向) Ab = 1.578 m²
 γ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 γ_c = 24.50 KN/m³
B : 操作台の幅 B = 2.650 m
qw : 雪荷重 qw = 3.50 KN/m²
B1 : 操作台の長さ B1 = 7.200 m
Bo : ラーメンの総幅 Bo' = 6.688 m
wko : 上屋重量 wko = 0.000 KN (本設計では上屋は設けない)

- ・ ゲート+開閉機のスラブ反力

$$P1 = P/2 = 25.110 / 2 = 12.555 \text{ KN}$$

- ・ 管理橋反力(アンカーボルト1本当たり)

$$P2 = R_d + I = 6.390 \text{ KN}$$

- ・ 端柱(1本)の自重(戸当たり部より上部)

$$P4 = Ae \cdot \gamma_c = 0.580 \times 24.50 = 14.210 \text{ KN/m}$$

ここに、

Ae : 端柱(1本)の断面積 Ae = 0.580 m²

- ・ 戸当たり+端柱(1本)の自重(端柱)

$$P5 = w_{to} + Ae \cdot \gamma_c = 1.838 + 0.580 \times 24.50 = 16.048 \text{ KN/m}$$

ここに、

wto : 戸当たり部コンクリート重量 wto = 1.838 KN/m

- ・ 中柱(1本)の自重(戸当たり部より上部)

$$P6 = Am \cdot \gamma_c = 0.680 \times 24.50 = 16.660 \text{ KN/m}$$

ここに、

Ae : 中柱(1本)の断面積 Am = 0.680 m²

- ・ 戸当たり+中柱(1本)の自重(中柱)

$$P7 = w_{to} + Am \cdot \gamma_c = 1.838 + 0.680 \times 24.50 = 18.498 \text{ KN/m}$$

- ・ 荷重P1(左側)の節点Bからの作用位置 : L3 = (Bo - L1) / 2 = (3.344 - 1.550) / 2 = 0.897 m

- ・ 荷重P2(左側)の節点Bからの作用位置 : L4 = Bo - L2 / 2 = 3.344 - 1.180 / 2 = 2.754 m

- ・ 荷重P2(右側)の節点Cからの作用位置 : L5 = L2 / 2 = 1.180 / 2 = 0.590 m

- ・ 荷重P1(左側)の節点Cからの作用位置 : L6 = L3 = 0.897 m

- ・ 荷重P1(右側)の節点Cからの作用位置 : L7 = L6 + L1 = 0.897 + 1.550 = 2.447 m

- ・ 荷重P1(右側)の節点Bからの作用位置 : L8 = L1 + L3 = 1.550 + 0.897 = 2.447 m

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

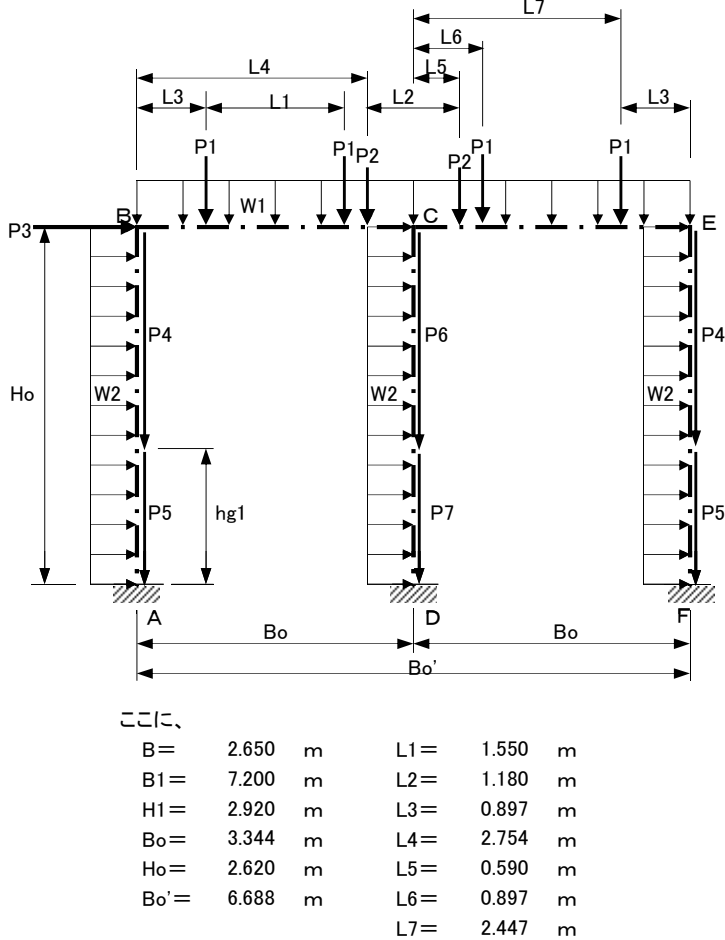


図4.3.3 荷重ケース4(常時+風荷重)

設計計算

(2) 「常時+風荷重時」の荷重計算(荷重ケース4)

・ 操作台自重+雪荷重+上屋重量

$$W1 = 51.606 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 柱に作用する風荷重

$$w2 = b3 \cdot wp = 1.200 \times 3.00 = 3.600 \text{ KN/m}$$

ここに、

b3 : 柱(1本)の幅

$$b3 = 1.200 \text{ m}$$

wp : 風荷重

$$wp = 3.000 \text{ KN/m}^2$$

・ ゲート+開閉機のスラブ反力

$$P1 = 12.555 \text{ KN} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 管理橋反力(死+活:アンカーボルト1本当たり)

$$P2 = R_{d+I} = 6.390 \text{ KN} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 操作台に作用する風荷重

$$P3 = t1 \cdot B \cdot wp = 0.600 \times 2.650 \times 3.000 = 4.770 \text{ KN}$$

ここに、

t1 : 操作台の厚さ

$$t1 = 0.600 \text{ m}$$

・ 端柱(1本)の自重(戸当たり部より上部)

$$P4 = 14.210 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 戸当たり+端柱(1本)の自重(端柱)

$$P5 = 16.048 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 中柱(1本)の自重(戸当たり部より上部)

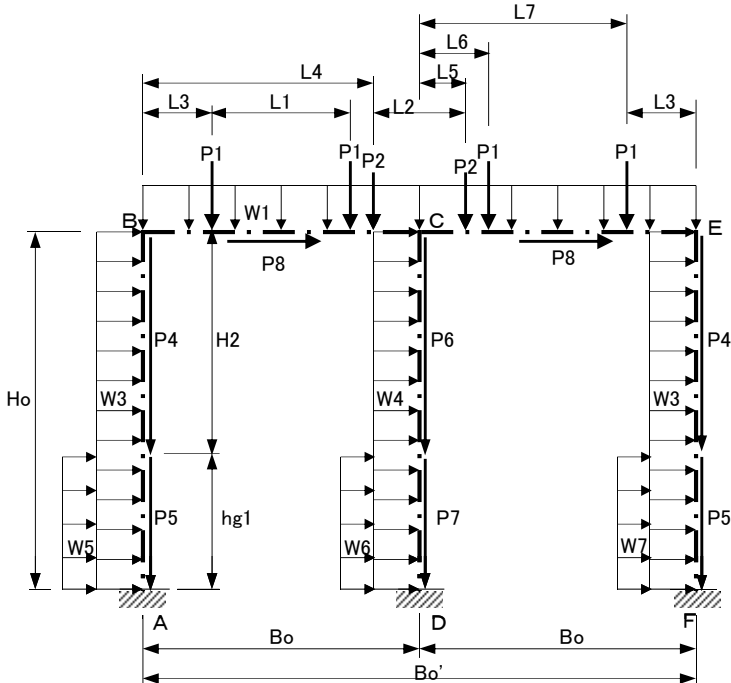
$$P6 = 16.660 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 戸当たり+中柱(1本)の自重(中柱)

$$P7 = 18.498 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

$A_e = 0.580 \text{ m}^2$	$B_o = 3.344 \text{ m}$
$A_m = 0.680 \text{ m}^2$	$H_o = 2.620 \text{ m}$
$A_b = 1.578 \text{ m}^2$	$B_o' = 6.688 \text{ m}$
$B = 2.650 \text{ m}$	$\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$
$B_1 = 7.200 \text{ m}$	
$H_1 = 2.920 \text{ m}$	
$hg_1 = 1.100 \text{ m}$	
$H_2 = H_o - hg_1 = 2.620 - 1.100 = 1.520 \text{ m}$	

図4.3.4 荷重ケース7(地震時)

設計計算

(3) 「地震時」の荷重計算(荷重ケース7)

・ 操作台自重+雪荷重+上屋重量

$$W_1 = \{ (A_b \cdot \gamma_c + B \cdot q_w) \cdot B_1 + w_{ko} \} / B_o' = \{ (1.578 \times 24.50 + 2.650 \times 3.50) \times 7.200 + 0.000 \} / 6.688 = 51.606 \text{ KN/m}$$

・ 端柱自重の地震時慣性力

$$W_3 = A_e \cdot \gamma_c \cdot kh = 0.580 \times 24.50 \times 0.20 = 2.842 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$kh : \text{設計震度} \quad kh = 0.20$$

・ 中柱自重の地震時慣性力

$$W_4 = A_m \cdot \gamma_c \cdot kh = 0.680 \times 24.50 \times 0.20 = 3.332 \text{ KN/m}$$

・ 端柱部戸当たり(1本)自重の地震時慣性力

$$W_5 = w_{to} \cdot kh = 1.838 \times 0.20 = 0.368 \text{ KN/m}$$

・ 中柱部戸当たり(1本)自重+ゲート重量の地震時慣性力

$$W_6 = (w_g / hg_2 + 2 \cdot w_{to}) \cdot kh = (23.220 / 2.500 + 2 \times 1.838) \times 0.20 = 2.593 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$w_g : \text{ゲート自重(扉体+ラック棒自重)} \quad w_g = 23.22 \text{ KN}$$

$$hg_2 : \text{ゲートの口径} \quad hg_2 = 2.500 \text{ m}$$

・ 端柱部戸当たり(1本)自重+ゲート重量の地震時慣性力

$$W_7 = (w_g / hg_2 + w_{to}) \cdot kh = (23.220 / 2.500 + 1.838) \times 0.20 = 2.225 \text{ KN/m}$$

・ ゲート+開閉機のスラブ反力

$$P_1 = 12.555 \text{ KN} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 管理橋反力(死:アンカーボルト1本当たり)

$$P_2 = R_d = 6.390 \text{ KN}$$

・ 端柱(1本)の自重(戸当たり部より上部)

$$P_4 = 14.210 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 戸当たり+端柱(1本)の自重(端柱)

$$P_5 = 16.048 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 中柱(1本)の自重(戸当たり部より上部)

$$P_6 = 16.660 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 戸当たり+中柱(1本)の自重(中柱)

$$P_7 = 18.498 \text{ KN/m} \quad (\text{「常時」より})$$

・ 操作台+開閉機+管理橋の地震時慣性力

$$P_8 = (A_b \cdot \gamma_c \cdot B_1 + w_{ko}) / 2 + R_d + 2 \cdot w_m \cdot kh = \{ (1.578 \times 24.50 \times 7.200 + 0.000) / 2 + 6.390 + 2 \times 3.60 \} \times 0.20 = 30.554 \text{ KN}$$

ここに、

$$R_d : \text{管理橋反力(死)(アンカーボルト1本当たり)} \quad R_d = 6.39 \text{ KN/本}$$

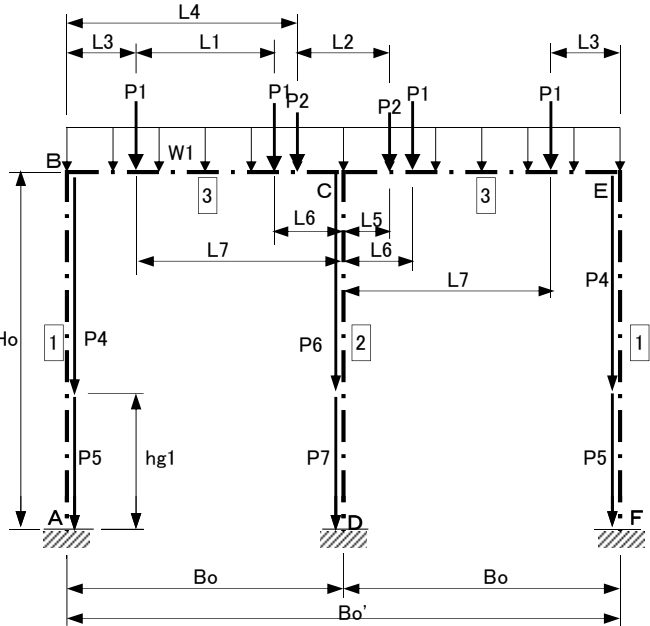
$$w_m : \text{開閉機自重} \quad w_m = 3.60 \text{ KN}$$

また、P8の分布荷重P8'は次のようになる。

$$P_8' = P_8 / B_o = 30.554 / 3.344 = 9.137 \text{ KN/m}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

W1 = 51.606 KN/m ²	L1 = 1.550 m
P1 = 12.555 KN	L2 = 1.180 m
P2 = 6.390 KN	L3 = 0.897 m
P4 = 14.210 KN	L4 = 2.754 m
P5 = 16.048 KN	L5 = 0.590 m
P6 = 16.660 KN	L6 = 0.897 m
P7 = 18.498 KN	L7 = 2.447 m
Bo = 3.344 m	
Ho = 2.620 m	
Bo' = 6.688 m	

図4.3.5 荷重ケース1(常時)の荷重図

設 計 計 算

4-3-3. 荷重項の計算

(1) 「常時」の荷重項の計算(荷重ケース1)

$$\begin{aligned}
 C_{AB} &= 0 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{BA} &= C_{AB} = 0 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{CD} &= 0 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{DC} &= C_{CD} = 0 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{EF} &= 0 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{FE} &= C_{EF} = 0 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{BC} &= \frac{W1 \cdot Bo^2}{12} + \frac{P1}{Bo^2} \cdot [L3 \cdot L7^2 + (L1 + L3) \cdot L6^2] + \frac{P2}{Bo^2} \cdot (L4 \cdot L5^2) \\
 &= \frac{51.606}{12} \times \frac{3.344^2}{12} + \frac{12.555}{3.344^2} \times \{ 0.897 \times 2.447^2 + (1.550 + 0.897) \times 0.897^2 \} + \\
 &\quad \frac{6.390}{3.344^2} \times (2.754 \times 0.590^2) = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{CB} &= \frac{W1 \cdot Bo^2}{12} + \frac{P1}{Bo^2} \cdot [L3^2 \cdot L7 + (L1 + L3)^2 \cdot L6] + \frac{P2}{Bo^2} \cdot (L4^2 \cdot L5) \\
 &= \frac{51.606}{12} \times \frac{3.344^2}{12} + \frac{12.555}{3.344^2} \times \{ 0.897^2 \times 2.447 + (1.550 + 0.897)^2 \times 0.897 \} + \\
 &\quad \frac{6.390}{3.344^2} \times (2.754^2 \times 0.590) = 58.888 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{CE} &= C_{CB} = 58.888 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{EC} &= C_{BC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 R_{OBA} &= R_{OCD} = R_{OEF} = 0 \text{ KN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

ここに、

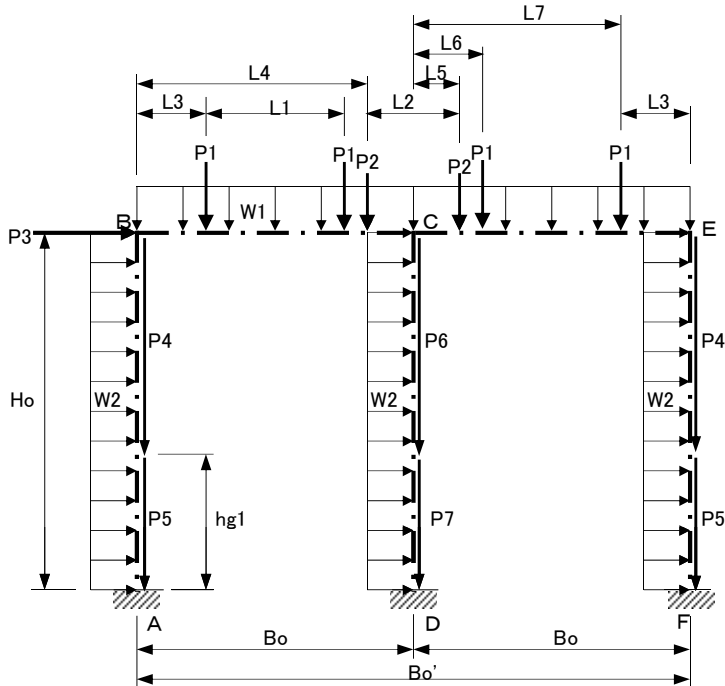
R_{OBA} : A-B部材を単純梁と仮定した場合のB点の反力
 R_{OCD} : C-D部材を単純梁と仮定した場合のC点の反力
 R_{OEF} : E-F部材を単純梁と仮定した場合のE点の反力
 ただし、 R_{OBA} は正(+)、 R_{OCD} および R_{OEF} は負(-)とする。

・ 荷重項のまとめ(荷重ケース1:常時)

$C_{AB} = 0$ KN·m	$C_{BC} = 56.878$ KN·m	$R_{OBA} = 0$ KN
$C_{BA} = 0$ KN·m	$C_{CB} = 58.888$ KN·m	$R_{OCD} = 0$ KN
$C_{CD} = 0$ KN·m	$C_{CE} = 58.888$ KN·m	$R_{OEF} = 0$ KN
$C_{DC} = 0$ KN·m	$C_{EC} = 56.878$ KN·m	
$C_{EF} = 0$ KN·m		
$C_{FE} = 0$ KN·m		

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

W1=	51.606	KN/m ²	L1=	1.550	m
W2=	3.600	KN/m ²	L2=	1.180	m
P1=	12.555	KN	L3=	0.897	m
P2=	6.390	KN	L4=	2.754	m
P3=	4.770	KN	L5=	0.590	m
P4=	14.210	KN	L6=	0.897	m
P5=	16.048	KN	L7=	2.447	m
P6=	16.660	KN			
P7=	18.498	KN			
Bo=	3.344	m			
Ho=	2.620	m			
Bo'=	6.688	m			

図4.3.6 荷重ケース4(常時+風荷重)の荷重図

設計計算

(2) 「常時+風荷重」の荷重項の計算(荷重ケース4)

$$\begin{aligned}
 C_{AB} &= \frac{W2 \cdot Ho^2}{12} = \frac{3.600 \times 2.620^2}{12} = 2.059 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{BA} &= C_{AB} = 2.059 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{CD} &= -C_{AB} = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{DC} &= C_{CD} = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{EF} &= -C_{AB} = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{FE} &= C_{EF} = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{BC} &= \frac{W1 \cdot Bo^2}{12} + \frac{P1}{Bo^2} \cdot [L3 \cdot L7^2 + (L1 + L3) \cdot L6^2] + \frac{P2}{Bo^2} \cdot (L4 \cdot L5^2) \\
 &= \frac{51.606 \times 3.344^2}{12} + \frac{12.555}{3.344^2} \times \{ 0.897 \times 2.447^2 + (1.550 + 0.897) \times 0.897^2 \} + \\
 &\quad \frac{6.390}{3.344^2} \times (2.754 \times 0.590^2) = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{CB} &= \frac{W1 \cdot Bo^2}{12} + \frac{P1}{Bo^2} \cdot [L3^2 \cdot L7 + (L1 + L3)^2 \cdot L6] + \frac{P2}{Bo^2} \cdot (L4^2 \cdot L5) \\
 &= \frac{51.606 \times 3.344^2}{12} + \frac{12.555}{3.344^2} \times \{ 0.897^2 \times 2.447 + (1.550 + 0.897)^2 \times 0.897 \} + \\
 &\quad \frac{6.390}{3.344^2} \times (2.754^2 \times 0.590) = 58.888 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{CE} &= C_{CB} = 58.888 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 C_{EC} &= C_{BC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 R_{OBA} &= \frac{W2 \cdot Ho}{2} + P3 = \frac{3.600 \times 2.620}{2} + 4.770 = 9.486 \text{ KN} \\
 R_{OCD} &= -\frac{W2 \cdot Ho}{2} = -\frac{3.600 \times 2.620}{2} = -4.716 \text{ KN} \\
 R_{OEF} &= R_{OCD} = -4.716 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

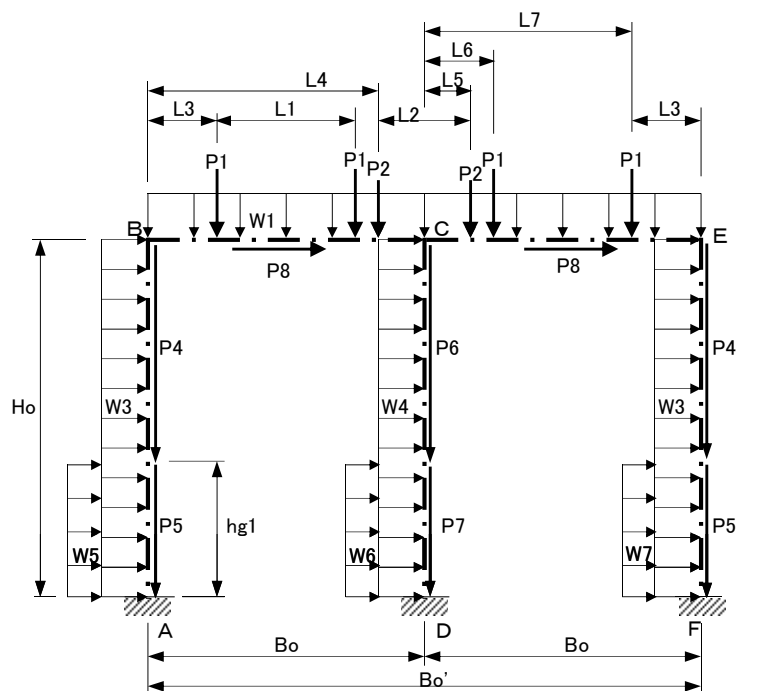
・ 荷重項のまとめ(荷重ケース4:常時+風荷重)

$C_{AB} = 2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{BC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$R_{OBA} = 9.486 \text{ KN}$
$C_{BA} = 2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{CB} = 58.888 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$R_{OCD} = -4.716 \text{ KN}$
$C_{CD} = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{CE} = 58.888 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$R_{OEF} = -4.716 \text{ KN}$
$C_{DC} = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$C_{EC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$C_{EF} = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$		
$C_{FE} = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$		

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

W1= 51.606 KN/m ²	P1= 12.555 KN	L1= 1.550 m
W3= 2.842 KN/m ²	P2= 6.390 KN	L2= 1.180 m
W4= 3.332 KN/m ²	P4= 14.210 KN	L3= 0.897 m
W5= 0.368 KN/m ²	P5= 16.048 KN	L4= 2.754 m
W6= 2.593 KN/m ²	P6= 16.660 KN	L5= 0.590 m
W7= 2.225 KN/m ²	P7= 18.498 KN	L6= 0.897 m
Bo= 3.344 m	P8= 30.554 KN	L7= 2.447 m
Ho= 2.620 m		
Bo'= 6.688 m		
hg1= 1.100 m		

図4.3.7 荷重ケース7(地震時)の荷重図

設計計算

(3) 「地震時」の荷重項の計算(荷重ケース7)

$$C_{AB} = \frac{W3 \cdot Ho^2}{12} + \frac{W5 \cdot hg1^2}{12 \cdot Ho^2} \cdot (3 \cdot hg1^2 - 8 \cdot hg1 \cdot Ho + 6 \cdot Ho^2) = \frac{2.842}{12} \times \frac{2.620^2}{12} + \frac{0.368}{12} \times \frac{1.100^2}{2.620^2} \times (3 \times 1.100^2 - 8 \times 1.100 \times 2.620 + 6 \times 2.620^2) = 1.743 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BA} = \frac{W3 \cdot Ho^2}{12} + \frac{W5 \cdot hg1^3}{12 \cdot Ho^2} \cdot (4 \cdot Ho - 3 \cdot hg1) = \frac{2.842}{12} \times \frac{2.620^2}{12} + \frac{0.368}{12} \times \frac{1.100^3}{2.620^2} \times (4 \times 2.620 - 3 \times 1.100) = 1.668 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CD} = - \left\{ \frac{W4 \cdot Ho^2}{12} + \frac{W6 \cdot hg1^3}{12 \cdot Ho^2} \cdot (4 \cdot Ho - 3 \cdot hg1) \right\} = - \left\{ \frac{3.332}{12} \times \frac{2.620^2}{12} + \frac{2.593}{12} \times \frac{1.100^3}{2.620^2} \times (4 \times 2.620 - 3 \times 1.100) \right\} = -2.207 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{DC} = - \left\{ \frac{W4 \cdot Ho^2}{12} + \frac{W6 \cdot hg1^2}{12 \cdot Ho^2} \cdot (3 \cdot hg1^2 - 8 \cdot hg1 \cdot Ho + 6 \cdot Ho^2) \right\} = - \left\{ \frac{3.332}{12} \times \frac{2.620^2}{12} + \frac{2.593}{12} \times \frac{1.100^2}{2.620^2} \times (3 \times 1.100^2 - 8 \times 1.100 \times 2.620 + 6 \times 2.620^2) \right\} = -2.735 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{EF} = - \left\{ \frac{W4 \cdot Ho^2}{12} + \frac{W6 \cdot hg1^3}{12 \cdot Ho^2} \cdot (4 \cdot Ho - 3 \cdot hg1) \right\} = - \left\{ \frac{2.842}{12} \times \frac{2.620^2}{12} + \frac{2.225}{12} \times \frac{1.100^3}{2.620^2} \times (4 \times 2.620 - 3 \times 1.100) \right\} = -1.884 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{FE} = - \left\{ \frac{W3 \cdot Ho^2}{12} + \frac{W7 \cdot hg1^2}{12 \cdot Ho^2} \cdot (3 \cdot hg1^2 - 8 \cdot hg1 \cdot Ho + 6 \cdot Ho^2) \right\} = - \left\{ \frac{2.842}{12} \times \frac{2.620^2}{12} + \frac{2.225}{12} \times \frac{1.100^2}{2.620^2} \times (3 \times 1.100^2 - 8 \times 1.100 \times 2.620 + 6 \times 2.620^2) \right\} = -2.337 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{BC} = \frac{W1 \cdot Bo^2}{12} + \frac{P1}{Bo^2} \cdot \{L3 \cdot L7^2 + (L1 + L3) \cdot L6^2\} + \frac{P2}{Bo^2} \cdot (L4 \cdot L5^2) = \frac{51.606}{12} \times \frac{3.344^2}{12} + \frac{12.555}{3.344^2} \times \{0.897 \times 2.447^2 + (1.550 + 0.897) \times 0.897^2\} + \frac{6.390}{3.344^2} \times (2.754 \times 0.590^2) = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CB} = \frac{W1 \cdot Bo^2}{12} + \frac{P1}{Bo^2} \cdot \{L3^2 \cdot L7 + (L1 + L3)^2 \cdot L6\} + \frac{P2}{Bo^2} \cdot (L4^2 \cdot L5) = \frac{51.606}{12} \times \frac{3.344^2}{12} + \frac{12.555}{3.344^2} \times \{0.897^2 \times 2.447 + (1.550 + 0.897)^2 \times 0.897\} + \frac{6.390}{3.344^2} \times (2.754^2 \times 0.590) = 58.887 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{CE} = C_{CB} = 58.887 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C_{EC} = C_{BC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第4章

門柱の設計

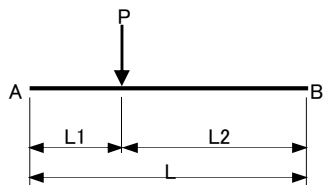
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

- ・ 門柱計算に必要な荷重項の計算式

(集中荷重が任意の箇所作用)

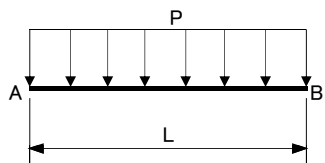


荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L1 \cdot L2^2}{L^2}$$

$$C_{BA} = \frac{P \cdot L1^2 \cdot L2}{L^2}$$

(等分布荷重が全幅に作用)

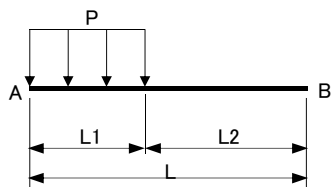


荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L^2}{12}$$

$$C_{BA} = \frac{P \cdot L^2}{12}$$

(等分布荷重: 端部に等分布荷重が部分的に作用)



荷重項

$$C_{AB} = -\frac{P \cdot L1^2}{12 \cdot L^2} \cdot (6 \cdot L^2 - 8 \cdot L \cdot L1 + 3 \cdot L1)$$

$$C_{BA} = \frac{P \cdot L1^3}{12 \cdot L^2} \cdot (4 \cdot L - 3 \cdot L1)$$

$$R_{OBA} = P8 + \frac{W3 \cdot Ho}{2} + \frac{W5 \cdot hg1^2}{2 \cdot Ho} = 30.554 + \frac{2.842 \times 2.620}{2} + \frac{0.368 \times 1.100^2}{2 \times 2.620} = 34.362 \text{ KN}$$

$$R_{OCD} = -\left(\frac{W4 \cdot Ho}{2} + \frac{W6 \cdot hg1^2}{2 \cdot Ho} \right) = -\left(\frac{3.332 \times 2.620}{2} + \frac{2.593 \times 1.100^2}{2 \times 2.620} \right) = -4.964 \text{ KN}$$

$$R_{OEF} = -\left(P8 + \frac{W3 \cdot Ho}{2} + \frac{W7 \cdot hg1^2}{2 \cdot Ho} \right) = -\left(30.554 + \frac{2.842 \times 2.620}{2} + \frac{2.225 \times 1.100^2}{2 \times 2.620} \right) = -34.791 \text{ KN}$$

- ・ 荷重項のまとめ(荷重ケース7:地震時)

$$C_{AB} = 1.743 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad C_{BC} = 56.878 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad R_{OBA} = 34.362 \text{ KN}$$

$$C_{BA} = 1.668 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad C_{CB} = 58.887 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad R_{OCD} = -4.964 \text{ KN}$$

$$C_{CD} = -2.207 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad C_{CE} = 58.887 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad R_{OEF} = -34.791 \text{ KN}$$

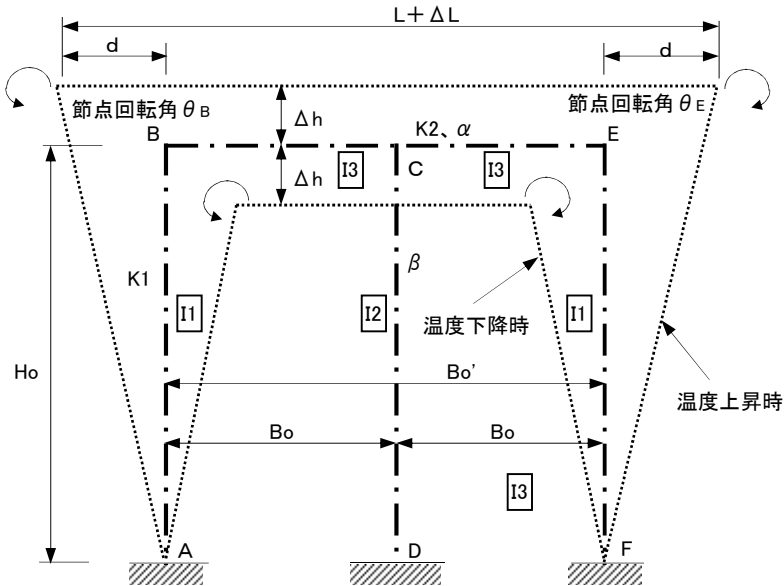
$$C_{DC} = -2.735 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad C_{EC} = 56.878 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$C_{EF} = -1.884 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$C_{FE} = -2.337 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



※ 回転角Rは、温度上昇時は(+)、温度下降時は(-)となる。

図4.3.8 温度変化

設計計算

4-3-4. 温度変化の影響

(1) 解析の基本事項

門柱は、ほかの構造と異なり空中に露出した構造であることから温度変化の影響を考慮する必要がある。

温度変化の影響を考慮する場合には、ラーメン寸法の伸縮 ΔL 、 Δh の影響を以下の式で求めればよい。

本設計は「2連構造」で中間に「中柱」を設けているが、温度変化の影響は外周の部材にあると考え(中柱は中立)、「部材A~B~E~F」で温度変化の影響について検討する。

$$\Delta L = 2d = \varepsilon \cdot T \cdot L$$

$$\Delta h = \varepsilon \cdot T \cdot h$$

ここに、

ε : コンクリートの線膨張係数

T : 温度差

$T1 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$ (上昇時)

$T2 = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$ (下降時)

$$\varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ/\text{C}$$

これより、部材A~B、E~Fに生じる部材角Rは次のようになる。

$$R = \frac{d}{H_0 + \Delta H_0} = \frac{d}{H_0 \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)} = \frac{\varepsilon \cdot T \cdot L}{2H_0 \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)}$$

また、節点方程式および平衡方程式は次のようになり、 θ_B が決まることから温度変化による節点曲げモーメントを求めることができる。

i) 節点方程式

$$M_{AB} = 2Ec \cdot K1 (\theta_B + 3R) = -M_{FE}$$

$$M_{BA} = 2Ec \cdot K1 (2\theta_B + 3R) = -M_{EF}$$

$$M_{BC} = 4Ec \cdot K1 \cdot \alpha \cdot \theta_B = -M_{EC}$$

$$M_{CB} = 2Ec \cdot K1 \cdot \alpha \cdot \theta_B = -M_{CE}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = 0$$

ii) 平衡方程式

$$\sum M_B = 0 = M_{BA} + M_{BC} = 2\theta_B + 3R + 2\alpha \cdot \theta_B = \theta_B (2 + 2\alpha) + 3R$$

したがって、節点角 θ_B は次のように求められる。

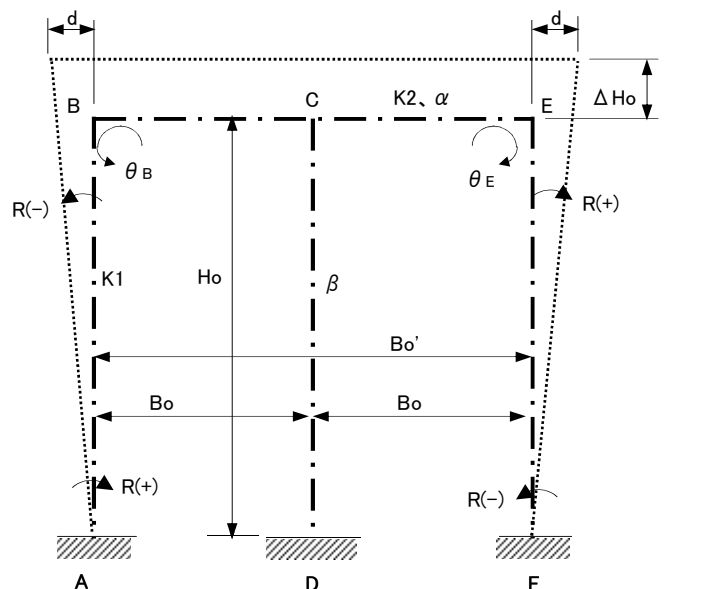
$$\theta_B = -\frac{3R}{2 + 2 \cdot \alpha}$$

ここに、接点Cにはたわみ角 θ_c は生じないことから「 $\theta_c = 0$ 」とする。

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、

$$\begin{aligned}
 B_o &= 3.344 \text{ m} \\
 H_o &= 2.620 \text{ m} \\
 B_o' &= 6.688 \text{ m} \\
 K_1 &= \frac{I_1}{H_o} = \frac{I_{ye}}{H_o} = \frac{0.01567}{2.620} = 0.00598 \text{ m}^4/\text{m} \\
 K_2 &= \frac{I_2}{B_o} = \frac{I_{by}}{B_o} = \frac{0.02160}{3.344} = 0.00646 \text{ m}^4/\text{m} \\
 \alpha &= \frac{K_2}{K_1} = \frac{I_{by} \cdot H_o}{I_{ye} \cdot B_o} = \frac{0.02160 \times 2.620}{0.01567 \times 3.344} = 1.0800
 \end{aligned}$$

図4.3.9 温度変化(上昇時)

設計計算

(2) 温度上昇荷重による節点角および部材角の計算

1) たわみ角および部材角の計算

ここでは温度上昇時に対して検討することから、部材A-B、E-Fに生じる部材角Rは次のようになる。

$$R = \frac{d}{H_o + \Delta H_o} = \frac{d}{H_o \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)} = \frac{\varepsilon \cdot T \cdot B_o'}{2H_o \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)} = \frac{1.00 \times 10^{-5} \times 15 \times 6.688}{2 \times 2.620 \times (1 + 1.00 \times 10^{-5} \times 15)} = 0.0001914$$

ここに、

T : 温度差 T = T1 = 15 °C (上昇時)

$$\Delta H_o = \varepsilon \cdot T \cdot H_o = 1.00 \times 10^{-5} \times 15 \times 2.620 = 0.00039 \text{ m}$$

$$\Delta B_o' = 2d = \varepsilon \cdot T \cdot B_o' = 1.00 \times 10^{-5} \times 15 \times 6.688 = 0.00100 \text{ m}$$

$$\varepsilon : \text{コンクリートの線膨張係数} \quad \varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} = 0.00001$$

$$B_o' = 6.688 \text{ m}$$

$$H_o = 2.620 \text{ m}$$

これより、節点角 θ_B 、 θ_E は、

$$\theta_B = -\frac{3R}{2 + 2 \cdot \alpha} = -\frac{3 \times 0.0001914}{2 + 2 \times 1.0800} = -0.0001380 = -\theta_E$$

$$\therefore \theta_E = 0.0001380$$

2) 節点曲げモーメントの計算

$$M_{AB} = 2E_c \cdot K_1 \cdot (\theta_B + 3R) = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00598 \times (-0.0001380 + 3 \times 0.0001914) = 127.841 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ここに、

$$E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{BA} = 2E_c \cdot K_1 \cdot (2\theta_B + 3R) = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00598 \times (2 \times -0.0001380 + 3 \times 0.0001914) = -87.385 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BC} = 4E_c \cdot K_1 \cdot \alpha \cdot \theta_B = 4 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00598 \times 1.0800 \times -0.0001380 = -87.385 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB} = 2E_c \cdot K_1 \cdot \alpha \cdot \theta_B = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00598 \times 1.0800 \times 0.0001380 = 43.692 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CE} = M_{CB} = 43.692 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{EC} = M_{BC} = -87.385 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{EF} = -M_{BA} = 87.385 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FE} = -M_{AB} = -127.841 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = 0.000 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

3) セン断力の計算

$$S_{AB} = S_{BA} = -(M_{AB} - M_{BA})/H_o = -(127.841 - -87.385)/2.620 = -82.147 \text{ KN}$$

$$S_{BC} = S_{CB} = -(M_{BC} - M_{CB})/B_o = -(-87.385 - 43.692)/3.344 = 39.198 \text{ KN}$$

$$S_{CE} = S_{EC} = -(M_{CE} - M_{EC})/B_o = -(43.692 - -87.385)/3.344 = -39.198 \text{ KN}$$

$$S_{FE} = S_{EF} = (M_{FE} - M_{EF})/H_o = (-127.841 - 87.385)/2.620 = 82.147 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = S_{DC} = 0.000 \text{ KN}$$

4) 軸力の計算

$$N_A = N_B = S_{BC} = 39.198 \text{ KN}$$

$$N_E = N_F = S_{EC} = -39.198 \text{ KN}$$

$$N_C = N_D = S_{BC} - S_{CE} = 39.198 - -39.198 = 78.396 \text{ KN}$$

$$N_{BC} = S_{BA} = -82.147 \text{ KN}$$

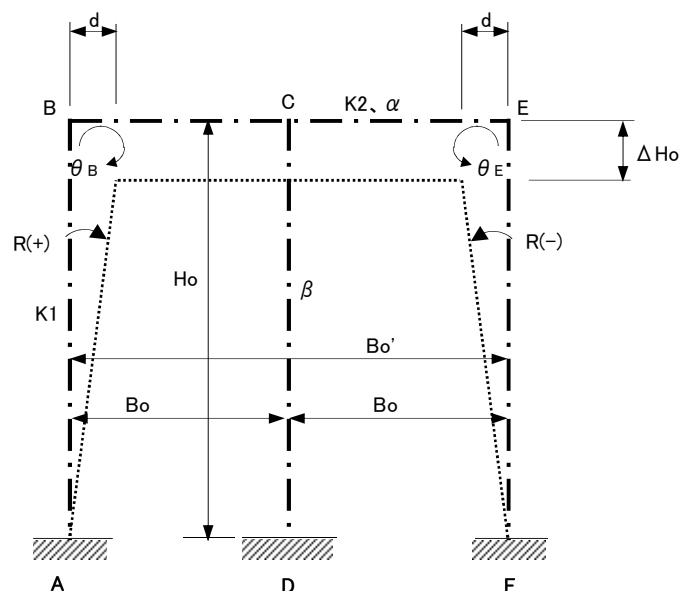
$$N_{CE} = -S_{EF} = -82.147 \text{ KN}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算



ここに、

$$\begin{aligned} B_o &= 3.344 \text{ m} \\ H_o &= 2.620 \text{ m} \\ B_o' &= 6.688 \text{ m} \\ K_1 &= 0.00598 \text{ m}^4/\text{m} \\ K_2 &= 0.00646 \text{ m}^4/\text{m} \\ \alpha &= 1.0800 \end{aligned}$$

図4.3.10 温度変化(下降時)

(3) 温度下降荷重による節点角および部材角の計算

1) たわみ角および部材角の計算

ここでは温度下降時に対して検討することから、部材A-B、E-Fに生じる部材角Rは次のようになる。

$$R = \frac{d}{H_o + \Delta H_o} = \frac{d}{H_o \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)} = \frac{\varepsilon \cdot T \cdot B_o'}{2H_o \cdot (1 + \varepsilon \cdot T)} = \frac{1.00 \times 10^{-5} \times -15 \times 6.688}{2 \times 2.620 \times (1 + 1.00 \times 10^{-5} \times -15)} = -0.0001915$$

ここに、

$$T : \text{温度差} \quad T = T_2 = -15 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ (下降時)}$$

$$\Delta H_o = \varepsilon \cdot T \cdot H_o = 1.00 \times 10^{-5} \times -15 \times 2.620 = -0.00039 \text{ m}$$

$$\Delta B_o' = 2d = \varepsilon \cdot T \cdot B_o' = 1.00 \times 10^{-5} \times -15 \times 6.688 = -0.00100 \text{ m}$$

$$\varepsilon : \text{コンクリートの線膨張係数} \quad \varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} = 0.00001$$

$$B_o' = 6.688 \text{ m}$$

$$H_o = 2.620 \text{ m}$$

これより、節点角 θ_B 、 θ_E は、

$$\theta_B = -\frac{3R}{2 + 2 \cdot \alpha} = -\frac{3 \times -0.0001915}{2 + 2 \times 1.0800} = 0.0001381 = -\theta_E$$

$$\therefore \theta_E = -0.0001381$$

2) 節点曲げモーメントの計算

$$M_{AB} = 2E_c \cdot K_1 \cdot (\theta_B + 3R) = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00598 \times (0.0001381 + 3 \times -0.0001915) = -127.879 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$E_c = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{BA} = 2E_c \cdot K_1 \cdot (2\theta_B + 3R) = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00598 \times (2 \times 0.0001381 + 3 \times -0.0001915) = 87.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = 4E_c \cdot K_1 \cdot \alpha \cdot \theta_B = 4 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00598 \times 1.0800 \times 0.0001381 = 87.413 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CB} = 2E_c \cdot K_1 \cdot \alpha \cdot \theta_B = 2 \times 2.45 \times 10^7 \times 0.00598 \times 1.0800 \times -0.0001381 = -43.706 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CE} = M_{CB} = -43.706 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{EC} = M_{BC} = 87.413 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{EF} = -M_{BA} = -87.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{FE} = -M_{AB} = 127.879 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

3) セン断力の計算

$$S_{AB} = S_{BA} = -(M_{AB} - M_{BA})/H_o = -(-127.879 - 87.410)/2.620 = 82.171 \text{ KN}$$

$$S_{BC} = S_{CB} = -(M_{BC} - M_{CB})/B_o = -(87.413 - -43.706)/3.344 = -39.210 \text{ KN}$$

$$S_{CE} = S_{EC} = -(M_{CE} - M_{EC})/B_o = -(-43.706 - 87.413)/3.344 = 39.210 \text{ KN}$$

$$S_{FE} = S_{EF} = (M_{FE} - M_{EF})/H_o = (-87.410 - 127.879)/2.620 = -82.171 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = S_{DC} = 0.000 \text{ KN}$$

4) 軸力の計算

$$N_A = N_B = S_{BC} = -39.210 \text{ KN}$$

$$N_E = N_F = S_{EC} = 39.210 \text{ KN}$$

$$N_C = N_D = S_{BC} + S_{CE} = -39.210 - 39.210 = -78.420 \text{ KN}$$

$$N_{BC} = S_{BA} = 82.171 \text{ KN}$$

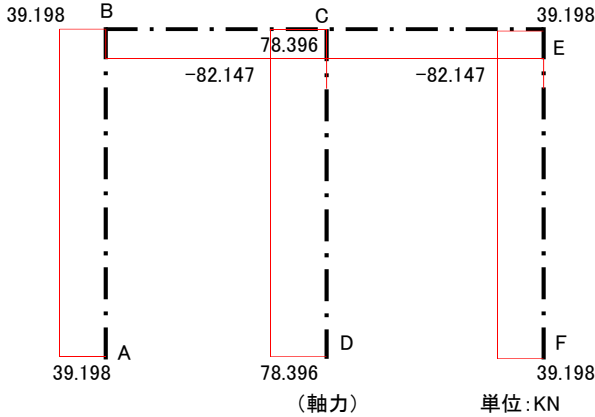
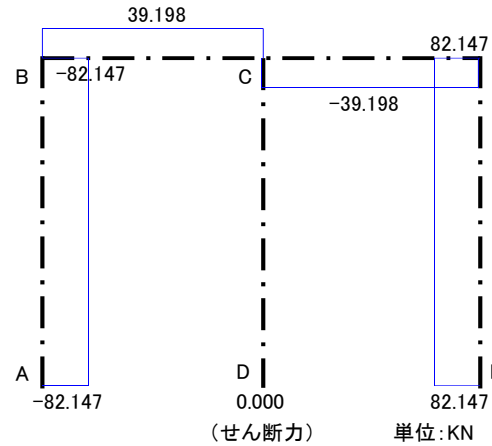
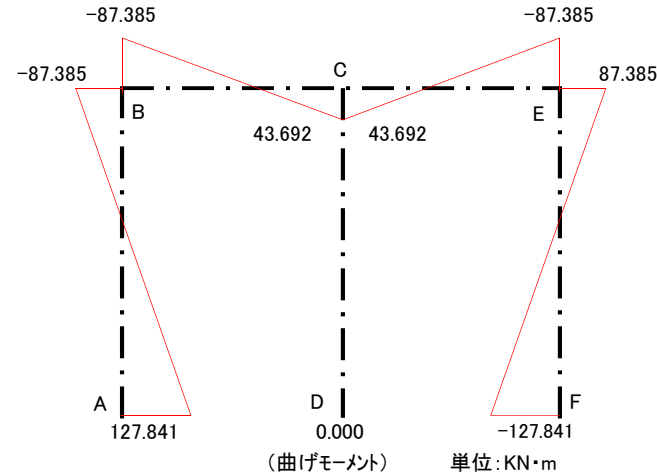
$$N_{CE} = -S_{EF} = 82.171 \text{ KN}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「温度上昇時: +15°」



「温度下降時: -15°」

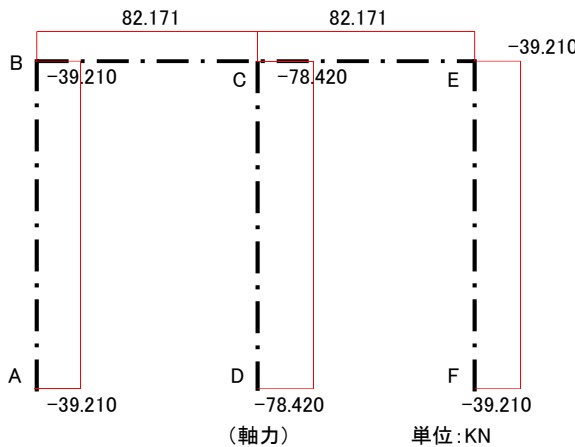
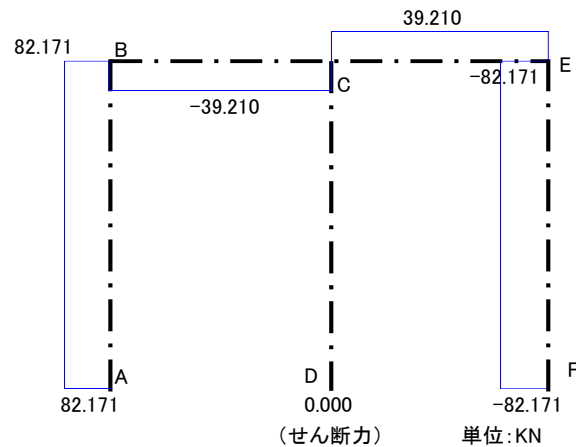
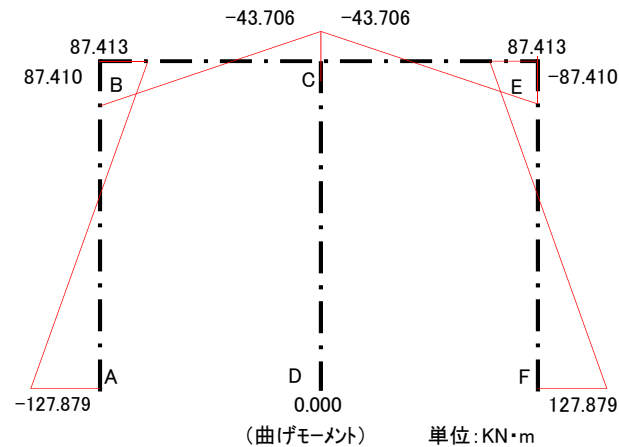
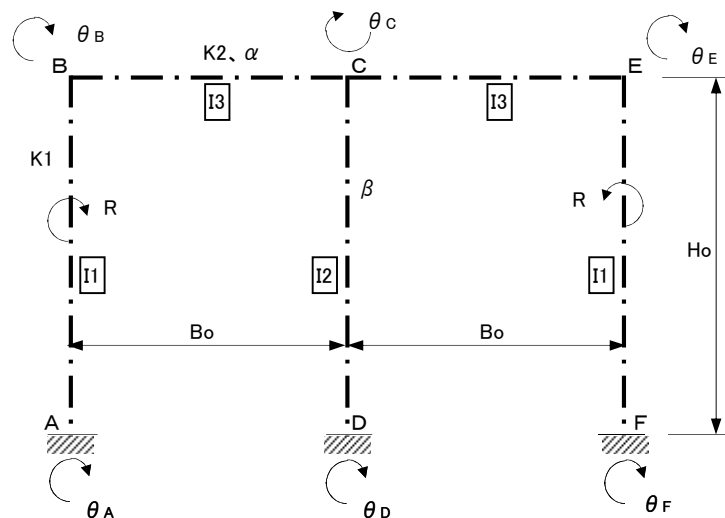


図4.3.11 温度荷重による断面力図



ここに、

Bo=	3.344	m
Ho=	2.620	m
Bo'=	6.688	m
hg1=	1.100	m
Ae=	0.580	m ² (部材1: 端柱面積)
Am=	0.680	m ² (部材3: 中柱面積)
Ab=	1.578	m ² (部材2: 操作台面積)
Iye=	0.01567	m ⁴ (部材1: 端柱断面二次モーメント)
Iym=	0.02857	m ⁴ (部材3: 中柱断面二次モーメント)
Iby=	0.02160	m ⁴ (部材2: 操作台断面二次モーメント)
ε=	1.0	× 10 ⁻⁵ °/C
Ec=	2.45	× 10 ⁷ KN/m ²
α=	1.0800	(端柱部材を基準とした操作台部材の剛比)
β=	1.8232	(端柱部材を基準とした中柱部材の剛比)

図4.3.12 ラーメン解析モデル

4-3-5. ラーメン解析の基本事項

非対称荷重が作用する「2連構造の門形ラーメン」では、各節点に生じる曲げモーメントおよびたわみ角は次のようになる。

$$M_A \neq M_B \neq M_C \neq M_D \neq M_E \neq M_F$$

$$\theta_B \neq \theta_C \neq \theta_E$$

したがって、部材A-B、E-Fに部材角Rが生じる。ラーメン解析は、節点のたわみ角 θ_B 、 θ_C 、 θ_E 、部材角Rを用いた節点方程式、平衡方程式、層方程式を解くこととする。

1) 節点方程式

$$M_{AB} = (\theta_B - 3R) - C_{AB}$$

$$M_{BA} = (2\theta_B - 3R) + C_{BA}$$

$$M_{BC} = \alpha(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC}$$

$$M_{CB} = \alpha(\theta_B + 2\theta_C) + C_{CB}$$

$$M_{CD} = \beta(2\theta_C - 3R) - C_{CD}$$

$$M_{DC} = \beta(\theta_C - 3R) + C_{DC}$$

$$M_{CE} = \alpha(2\theta_C + \theta_E) - C_{CE}$$

$$M_{EC} = \alpha(\theta_C + 2\theta_E) + C_{EC}$$

$$M_{EF} = (2\theta_E - 3R) - C_{EF}$$

$$M_{FE} = (\theta_E - 3R) + C_{FE}$$

2) 平衡方程式

・ 節点B

$$M_{BA} + M_{BC} = 0 = 2\theta_B - 3R + C_{BA} + \alpha(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC} = 2(1 + \alpha)\theta_B + \alpha\theta_C - 3R + C_{BA} - C_{BC}$$

・ 節点C

$$M_{CB} + M_{CD} + M_{CE} = 0 = \alpha(\theta_B + 2\theta_C) + C_{CB} + \beta(2\theta_C - 3R) - C_{CD} + \alpha(2\theta_C + \theta_E) - C_{CE}$$

$$= \alpha\theta_B + 2(2\alpha + \beta)\theta_C + \alpha\theta_E - 3\beta R + C_{CB} - C_{CD} - C_{CE}$$

・ 節点E

$$M_{EC} + M_{EF} = 0 = \alpha(\theta_C + 2\theta_E) + C_{EC} + (2\theta_E - 3R) - C_{EF} = \alpha\theta_C + 2(1 + \alpha)\theta_E - 3R + C_{EC} - C_{EF}$$

3) 層方程式

垂直部材に生じる部材回転角Rについて式を立てると、次のようになる。

$$M_{AB} + M_{BA} + M_{CD} + M_{DC} + M_{EF} + M_{FE} + (R_{OBA} - R_{OCD} - R_{OEF}) \cdot Ho = 0$$

$$= 3\theta_B + 3\beta\theta_C + 3\theta_E - (12 + 6\beta)R - C_{AB} + C_{BA} - C_{CD} + C_{DC} - C_{EF} + C_{FE} + (R_{OBA} - R_{OCD} - R_{OEF}) \cdot Ho = 0$$

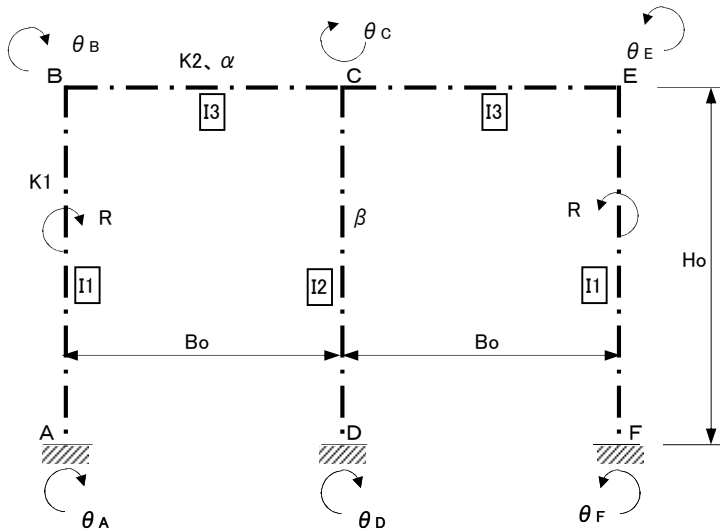
以上から、非対称荷重が作用する「門形ラーメン」の構造では、節点方程式および層方程式より「4元1次連立方程式」として整理すると、平衡方程式に対するマトリックスは次のようになり、これより未知数 θ_B 、 θ_C 、 θ_E および R を求めることとする。

$$\begin{pmatrix} 2(1 + \alpha) & \alpha & 0 & -3 \\ \alpha & 2(2\alpha + \beta) & \alpha & -3\beta \\ 0 & \alpha & 2(1 + \alpha) & -3 \\ 3 & 3\beta & 3 & -12 - 6\beta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{BC} - C_{BA} \\ C_{CD} + C_{CE} - C_{CB} \\ C_{EF} - C_{EC} \\ C_1 \end{pmatrix}$$

ここに、

$$C_1 = C_{AB} + C_{CD} + C_{EF} - C_{BA} - C_{DC} - C_{FE} - (R_{OBA} - R_{OCD} - R_{OEF}) \cdot Ho$$

「常時」



ここに、

$CAB = 0$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	$\alpha = 1.0800$
$CBA = 0$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	$\beta = 1.8232$
$CCD = 0$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	$\theta_B = 13.6726$
$CDC = 0$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	$\theta_C = 0.0000$
$CEF = 0$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	$\theta_E = -13.6726$
$CFE = 0$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	$R = 0.0000$
$CBC = 56.878$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	$Bo = 3.344 \text{ m}$
$CCB = 58.888$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	$Ho = 2.620 \text{ m}$
$CCE = 58.888$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	
$CEC = 56.878$	$\text{KN}\cdot\text{m}$	
$ROBA = 0$	KN	
$ROCD = 0$	KN	
$ROEF = 0$	KN	

図4.4.1 ラーメンの解析モデル(荷重ケース1:常時)

4-4. ラーメンの解析

4-4-1. 「常時」のラーメン解析(荷重ケース1)

(1) 未知数の計算

$$\begin{pmatrix} 2(1+\alpha) & \alpha & 0 & -3 \\ \alpha & 2(2\alpha+\beta) & \alpha & -3\beta \\ 0 & \alpha & 2(1+\alpha) & -3 \\ 3 & 3\beta & 3 & -12-6\beta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} CBC-CBA \\ CCD+CCE-CCB \\ CEF-CEC \\ C1 \end{pmatrix}$$

ここに、

$$\alpha = 1.0800$$

$$\beta = 1.8232$$

$$2(1+\alpha) = 2 \times (1 + 1.0800) = 4.1600$$

$$2(2\alpha+\beta) = 2 \times (2 \times 1.0800 + 1.8232) = 7.9664$$

$$3\beta = 3 \times 1.8232 = 5.4696$$

$$-3\beta = -5.4696$$

$$-12-6\beta = -12 - 6 \times 1.8232 = -22.9392$$

$$CBC-CBA = 56.878 - 0 = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CCD+CCE-CCB = 0 + 58.888 - 58.888 = 0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CEF-CEC = 0 - 56.878 = -56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C1 = CAB + CCD + CEF - CBA - CDC - CFE - (ROBA - ROCD - ROEF) \cdot Ho = 0 + 0 + 0 - 0 - 0 - 0 = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

以上から、マトリックスは次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 4.1600 & 1.0800 & 0 & -3 \\ 1.0800 & 7.9664 & 1.0800 & -5.4696 \\ 0 & 1.0800 & 4.1600 & -3 \\ 3 & 5.4696 & 3 & -22.9392 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 56.878 \\ 0 \\ -56.878 \\ 0 \end{pmatrix}$$

このマトリックスから次の四元1次方程式に導くと次のようになる。

$$4.1600 \theta_B + 1.0800 \theta_C + 0 \theta_E + -3 R = 56.878 \quad \dots \text{①式}$$

$$1.0800 \theta_B + 7.9664 \theta_C + 1.0800 \theta_E + -5.4696 R = 0.000 \quad \dots \text{②式}$$

$$0 \theta_B + 1.0800 \theta_C + 4.1600 \theta_E + -3 R = -56.878 \quad \dots \text{③式}$$

$$3 \theta_B + 5.4696 \theta_C + 3 \theta_E + -22.939 R = 0.000 \quad \dots \text{④式}$$

以上の方程式を解き、単位行列とした結果は次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 13.6726 \\ 0.0000 \\ -13.6726 \\ 0.0000 \end{pmatrix} \begin{matrix} = \theta_B \\ = \theta_C \\ = \theta_E \\ = R \end{matrix}$$

・ 方程式の照査

$$\text{①式} : 4.1600 \times 13.6726 + 1.0800 \times 0.0000 + 0 \times -13.6726 + -3 \times 0.0000 = 56.878 \quad \dots \text{OK}$$

$$\text{②式} : 1.0800 \times 13.6726 + 7.9664 \times 0.0000 + 1.0800 \times -13.6726 + -5.4696 \times 0.0000 = 0.000 \quad \dots \text{OK}$$

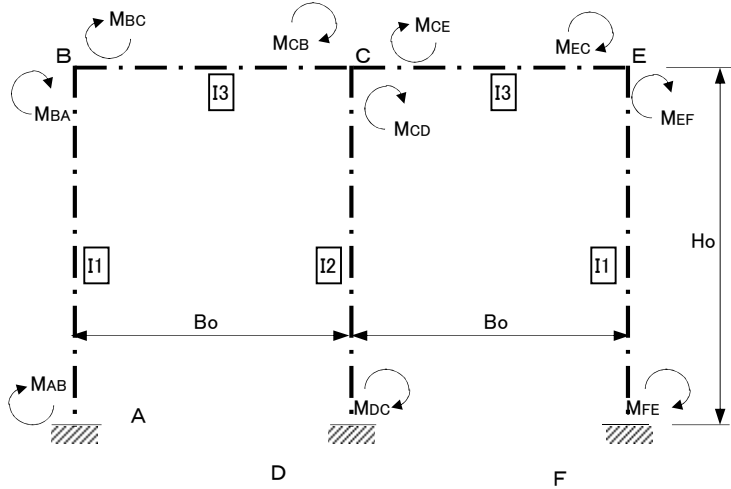
$$\text{③式} : 0.0000 \times 13.6726 + 1.0800 \times 0.0000 + 4.1600 \times -13.6726 + -3 \times 0.0000 = -56.878 \quad \dots \text{OK}$$

$$\text{④式} : 3.0000 \times 13.6726 + 5.4696 \times 0.0000 + 3 \times -13.6726 + -22.9392 \times 0.0000 = 0.000 \quad \dots \text{OK}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「常時」



ここに、

$CAB =$	0	KN・m	$\alpha =$	1.0800
$CBA =$	0	KN・m	$\beta =$	1.8232
$CCD =$	0	KN・m	$\theta_B =$	13.6726
$CDC =$	0	KN・m	$\theta_C =$	0.0000
$CEF =$	0	KN・m	$\theta_E =$	-13.6726
$CFE =$	0	KN・m	$R =$	0.0000
$CBC =$	56.878	KN・m		
$CCB =$	58.888	KN・m		
$CCE =$	58.888	KN・m		
$CEC =$	56.878	KN・m		
$ROBA =$	0	KN		
$ROCD =$	0	KN		
$ROEF =$	0	KN		

図4.4.2 節点曲げモーメント図(荷重ケース1:常時)

設計計算

(2) 節点曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 MAB &= (\theta_B - 3R) - CAB = (13.6726 - 3 \times 0.0000) - 0 &= 13.673 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MBA &= (2\theta_B - 3R) + CBA = (2 \times 13.6726 - 3 \times 0.0000) + 0 &= 27.345 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MBC &= \alpha(2\theta_B + \theta_C) - CBC = 1.0800 \times (2 \times 13.6726 + 0.0000) - 56.878 &= -27.345 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MCB &= \alpha(\theta_B + 2\theta_C) + CCB = 1.0800 \times (13.6726 + 2 \times 0.0000) + 58.888 &= 73.654 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MCD &= \beta(2\theta_C - 3R) - CCD = 1.8232 \times (2 \times 0.0000 - 3 \times 0.0000) - 0 &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MDC &= \beta(\theta_C - 3R) + CDC = 1.8232 \times (0.0000 - 3 \times 0.0000) + 0 &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MCE &= \alpha(2\theta_C + \theta_E) - CCE = 1.0800 \times (2 \times 0.0000 + -13.6726) - 58.888 &= -73.654 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MEC &= \alpha(\theta_C + 2\theta_E) + CEC = 1.0800 \times (0.0000 + 2 \times -13.6726) + 56.878 &= 27.345 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MEF &= (2\theta_E - 3R) - CEF = (2 \times -13.6726 - 3 \times 0.0000) - 0 &= -27.345 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 MFE &= (\theta_E - 3R) + CFE = (-13.6726 - 3 \times 0.0000) + 0 &= -13.673 \text{ KN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

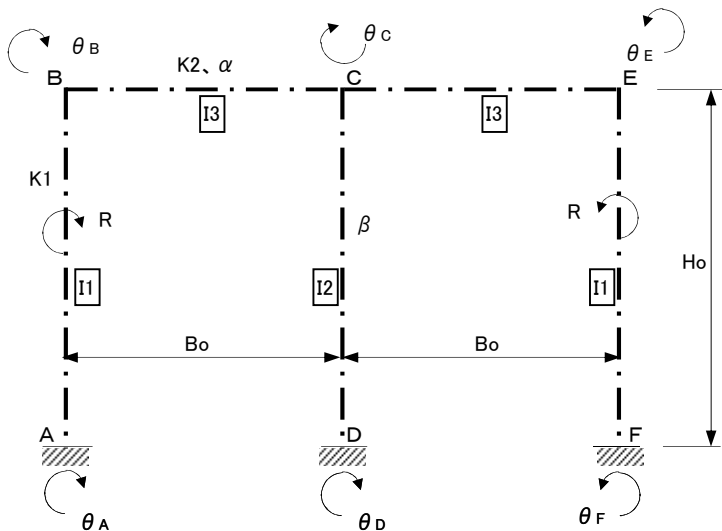
・ 節点曲げモーメントの照査

$$\begin{aligned}
 \Sigma MB &= MBA + MBC = 27.345 + -27.345 &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \text{OK} \\
 \Sigma MC &= MCB + MCD + MCE = 73.654 + 0.000 + -73.654 &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \text{OK} \\
 \Sigma ME &= MEC + MEF = 27.345 + -27.345 &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「常時+風荷重」



ここに、

$CAB = 2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\alpha = 1.0800$
$CBA = 2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\beta = 1.8232$
$CDC = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_B = 14.839$
$CDC = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_C = 1.337$
$CEF = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_E = -12.507$
$CFE = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$R = 2.785$
$CBC = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$Bo = 3.344 \text{ m}$
$CCB = 58.888 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$Ho = 2.620 \text{ m}$
$CCE = 58.888 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$CEC = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$ROBA = 9.486 \text{ KN}$	
$ROCD = -4.716 \text{ KN}$	
$ROEF = -4.716 \text{ KN}$	

図4.4.3 ラーメンの解析モデル(荷重ケース4: 常時+風荷重)

設計 計算

4-4-2. 「常時+風荷重」のラーメン解析(荷重ケース4)

(1) 未知数の計算

$$\begin{pmatrix} 2(1+\alpha) & \alpha & 0 & -3 \\ \alpha & 2(2\alpha+\beta) & \alpha & -3\beta \\ 0 & \alpha & 2(1+\alpha) & -3 \\ 3 & 3\beta & 3 & -12-6\beta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} CBC-CBA \\ CCD+CCE-CCB \\ CEF-CEC \\ C1 \end{pmatrix}$$

ここに、

$$\alpha = 1.0800$$

$$\beta = 1.8232$$

$$2(1+\alpha) = 2 \times (1 + 1.0800) = 4.1600$$

$$2(\alpha+\beta) = 2 \times (1.0800 + 1.8232) = 7.9664$$

$$3\beta = 3 \times 1.8232 = 5.4696$$

$$-3\beta = -5.4696$$

$$-12-6\beta = -12 - 6 \times 1.8232 = -22.9392$$

$$CBC-CBA = 56.878 - 2.059 = 54.819 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CCD+CCE-CCB = -2.059 + 58.888 - 58.888 = -2.059 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$CEF-CEC = -2.059 - 56.878 = -58.937 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$C1 = CAB + CCD + CEF - CBA - CDC - CFE - (ROBA - ROCD - ROEF) \cdot Ho = 2.059 + -2.059 + -2.059 - 2.059 - -2.059 - (9.486 - -4.716 - -4.716) \times 2.620 = -49.565 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

以上から、マトリックスは次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 4.1600 & 1.0800 & 0 & -3 \\ 1.0800 & 7.9664 & 1.0800 & -5.4696 \\ 0 & 1.0800 & 4.1600 & -3 \\ 3 & 5.4696 & 3 & -22.9392 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 54.819 \\ -2.059 \\ -58.937 \\ -49.565 \end{pmatrix}$$

このマトリックスから次の四元1次方程式に導くと次のようになる。

$$4.1600 \theta_B + 1.0800 \theta_C + 0 \theta_E + -3 R = 54.819 \quad \dots \text{①式}$$

$$1.0800 \theta_B + 7.9664 \theta_C + 1.0800 \theta_E + -5.4696 R = -2.059 \quad \dots \text{②式}$$

$$0 \theta_B + 1.0800 \theta_C + 4.1600 \theta_E + -3 R = -58.937 \quad \dots \text{③式}$$

$$3 \theta_B + 5.4696 \theta_C + 3 \theta_E + -22.939 R = -49.565 \quad \dots \text{④式}$$

以上の方程式を解き、単位行列とした結果は次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 14.8386 \\ 1.3372 \\ -12.5066 \\ 2.7845 \end{pmatrix} \begin{matrix} = \theta_B \\ = \theta_C \\ = \theta_E \\ = R \end{matrix}$$

・ 方程式の照査

$$\text{①式} : 4.1600 \times 14.839 + 1.0800 \times 1.337 + 0 \times -12.507 + -3 \times 2.785 = 54.819 \quad \dots \text{OK}$$

$$\text{②式} : 1.0800 \times 14.839 + 7.9664 \times 1.337 + 1.0800 \times -12.507 + -5.4696 \times 2.785 = -2.059 \quad \dots \text{OK}$$

$$\text{③式} : 0.0000 \times 14.839 + 1.0800 \times 1.337 + 4.1600 \times -12.507 + -3 \times 2.785 = -58.937 \quad \dots \text{OK}$$

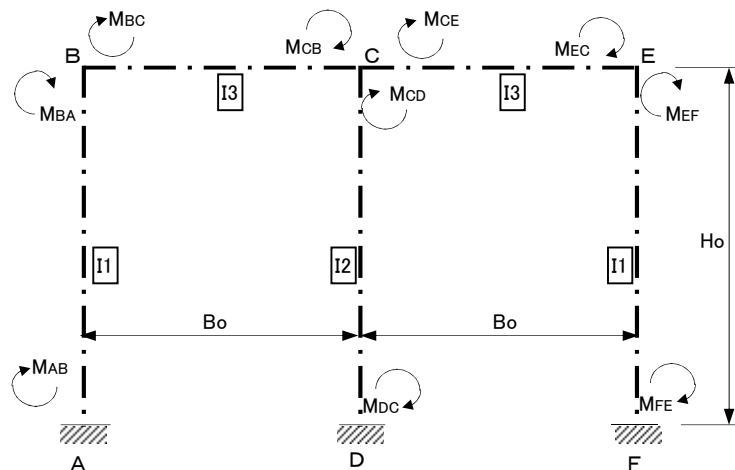
$$\text{④式} : 3.0000 \times 14.839 + 5.4696 \times 1.337 + 3 \times -12.507 + -22.9392 \times 2.785 = -49.565 \quad \dots \text{OK}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「常時+風荷重」



ここに、

$C_{AB} = 2.059$ KN·m	$\alpha = 1.0800$
$C_{BA} = 2.059$ KN·m	$\beta = 1.8232$
$C_{CD} = -2.059$ KN·m	$\theta_B = 14.8386$
$C_{DC} = -2.059$ KN·m	$\theta_C = 1.3372$
$C_{EF} = -2.059$ KN·m	$\theta_E = -12.5066$
$C_{FE} = -2.059$ KN·m	$R = 2.7845$
$C_{BC} = 56.878$ KN·m	
$C_{CB} = 58.888$ KN·m	
$C_{CE} = 58.888$ KN·m	
$C_{EC} = 56.878$ KN·m	
$R_{OBA} = 9.486$ KN	
$R_{OCD} = -4.716$ KN	
$R_{OEF} = -4.716$ KN	

図4.4.4 節点曲げモーメント図(荷重ケース4:常時+風荷重)

設計計算

(2) 節点曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 M_{AB} &= (\theta_B - 3R) - C_{AB} = (14.8386 - 3 \times 2.7845) - 2.059 = 4.426 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{BA} &= (2\theta_B - 3R) + C_{BA} = (2 \times 14.8386 - 3 \times 2.7845) + 2.059 = 23.383 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{BC} &= \alpha(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC} = 1.0800 \times (2 \times 14.8386 + 1.3372) - 56.878 = -23.383 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{CB} &= \alpha(\theta_B + 2\theta_C) + C_{CB} = 1.0800 \times (14.8386 + 2 \times 1.3372) + 58.888 = 77.802 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{CD} &= \beta(2\theta_C - 3R) - C_{CD} = 1.8232 \times (2 \times 1.3372 - 3 \times 2.7845) - (-2.059) = -8.295 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{DC} &= \beta(\theta_C - 3R) + C_{DC} = 1.8232 \times (1.3372 - 3 \times 2.7845) + (-2.059) = -14.851 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{CE} &= \alpha(2\theta_C + \theta_E) - C_{CE} = 1.0800 \times (2 \times 1.3372 + (-12.5066)) - 58.888 = -69.507 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{EC} &= \alpha(\theta_C + 2\theta_E) + C_{EC} = 1.0800 \times (1.3372 + 2 \times (-12.5066)) + 56.878 = 31.308 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{EF} &= (2\theta_E - 3R) - C_{EF} = (2 \times (-12.5066) - 3 \times 2.7845) - (-2.059) = -31.308 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{FE} &= (\theta_E - 3R) + C_{FE} = (-12.5066 - 3 \times 2.7845) + (-2.059) = -22.919 \text{ KN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

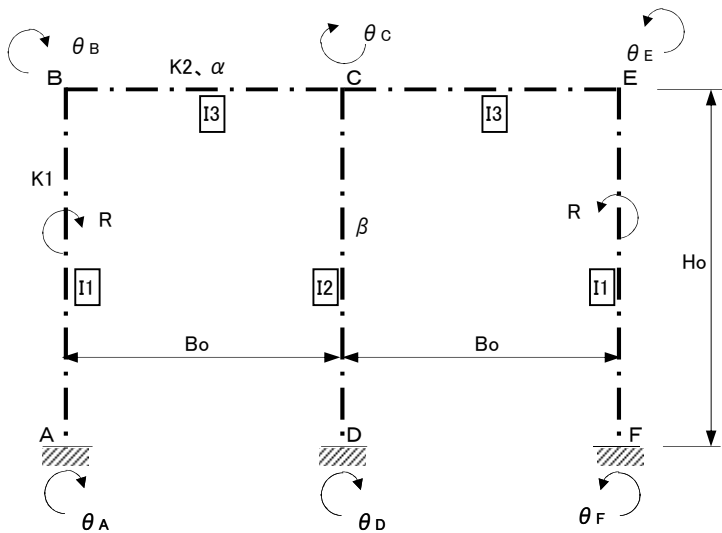
・ 節点曲げモーメントの照査

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_B &= M_{BA} + M_{BC} = 23.383 + (-23.383) = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \\
 \Sigma M_C &= M_{CB} + M_{CD} + M_{CE} = 77.802 + (-8.295) + (-69.507) = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \\
 \Sigma M_E &= M_{EC} + M_{EF} = 31.308 + (-31.308) = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「地震時」



ここに、

$C_{AB} = 1.743 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\alpha = 1.0800$
$C_{BA} = 1.668 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\beta = 1.8232$
$C_{CD} = -2.207 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_B = 20.019$
$C_{DC} = -2.735 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_C = 5.889$
$C_{EF} = -1.884 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_E = -7.378$
$C_{FE} = -2.337 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$R = 11.477$
$C_{BC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$B_o = 3.344 \text{ m}$
$C_{CB} = 58.887 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$H_o = 2.620 \text{ m}$
$C_{CE} = 58.887 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$C_{EC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$R_{OBA} = 34.362 \text{ KN}$	
$R_{OCD} = -4.964 \text{ KN}$	
$R_{OEF} = -34.791 \text{ KN}$	

図4.4.5 ラーメンの解析モデル(荷重ケース7:地震時)

設計 計算

4-4-3. 「地震時」のラーメン解析(荷重ケース7)

(1) 未知数の計算

$$\begin{pmatrix} 2(1+\alpha) & \alpha & 0 & -3 \\ \alpha & 2(2\alpha+\beta) & \alpha & -3\beta \\ 0 & \alpha & 2(1+\alpha) & -3 \\ 3 & 3\beta & 3 & -12-6\beta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{BC}-C_{BA} \\ C_{CD}+C_{CE}-C_{CB} \\ C_{EF}-C_{EC} \\ C_1 \end{pmatrix}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \alpha &= 1.0800 \\ \beta &= 1.8232 \\ 2(1+\alpha) &= 2 \times (1 + 1.0800) = 4.1600 \\ 2(2\alpha+\beta) &= 2 \times (2 \times 1.0800 + 1.8232) = 7.9664 \\ 3\beta &= 3 \times 1.8232 = 5.4696 \\ -3\beta &= -5.4696 \\ -12-6\beta &= -12 - 6 \times 1.8232 = -22.9392 \\ C_{BC}-C_{BA} &= 56.878 - 1.668 = 55.210 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ C_{CD}+C_{CE}-C_{CB} &= -2.207 + 58.887 - 58.887 = -2.207 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ C_{EF}-C_{EC} &= -1.884 - 56.878 = -58.762 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ C_1 &= C_{AB}+C_{CD}+C_{EF}-C_{BA}-C_{DC}-C_{FE}-(R_{OBA}-R_{OCD}-R_{OEF})\cdot H_o \\ &= 1.743 + -2.207 + -1.884 - 1.668 - -2.735 \\ &\quad - -2.337 - (34.362 - -4.964 - -34.791) \times 2.620 = -193.131 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

以上から、マトリックスは次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 4.1600 & 1.0800 & 0 & -3 \\ 1.0800 & 7.9664 & 1.0800 & -5.4696 \\ 0 & 1.0800 & 4.1600 & -3 \\ 3 & 5.4696 & 3 & -22.9392 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 55.210 \\ -2.207 \\ -58.762 \\ -193.131 \end{pmatrix}$$

このマトリックスから次の四元1次方程式に導くと次のようになる。

$$\begin{aligned} 4.1600 \theta_B + 1.0800 \theta_C + 0 \theta_E + -3 R &= 55.210 \quad \dots \text{①式} \\ 1.0800 \theta_B + 7.9664 \theta_C + 1.0800 \theta_E + -5.4696 R &= -2.207 \quad \dots \text{②式} \\ 0 \theta_B + 1.0800 \theta_C + 4.1600 \theta_E + -3 R &= -58.762 \quad \dots \text{③式} \\ 3 \theta_B + 5.4696 \theta_C + 3 \theta_E + -22.939 R &= -193.131 \quad \dots \text{④式} \end{aligned}$$

以上の方程式を解き、単位行列とした結果は次のようになる。

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_E \\ R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 20.0192 \\ 5.8888 \\ -7.3779 \\ 11.4766 \end{pmatrix} \begin{matrix} = \theta_B \\ = \theta_C \\ = \theta_E \\ = R \end{matrix}$$

・ 方程式の照査

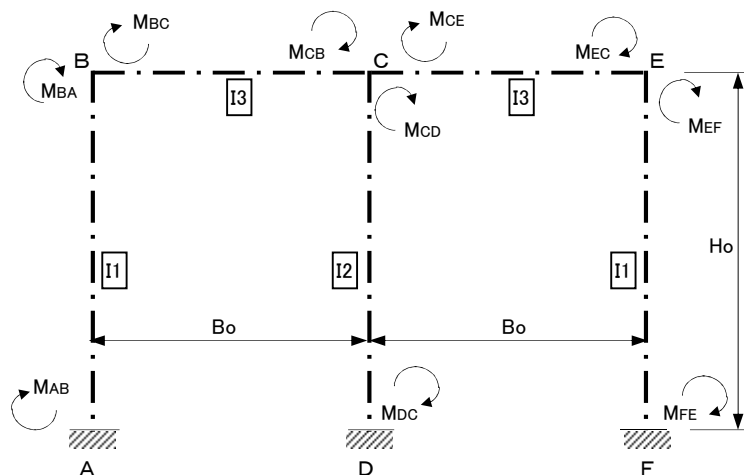
$$\begin{aligned} \text{①式} &: 4.1600 \times 20.0192 + 1.0800 \times 5.8888 + 0 \times -7.3779 + -3 \times 11.4766 = 55.210 \quad \dots \text{OK} \\ \text{①式} &: 1.0800 \times 20.0192 + 7.9664 \times 5.8888 + 1.0800 \times -7.3779 + -5.4696 \times 11.4766 = -2.207 \quad \dots \text{OK} \\ \text{①式} &: 0.0000 \times 20.0192 + 1.0800 \times 5.8888 + 4.1600 \times -7.3779 + -3 \times 11.4766 = -58.762 \quad \dots \text{OK} \\ \text{①式} &: 3.0000 \times 20.0192 + 5.4696 \times 5.8888 + 3 \times -7.3779 + -22.9392 \times 11.4766 = -193.131 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「地震時」



ここに、

$C_{AB} = 1.743 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\alpha = 1.0800$
$C_{BA} = 1.668 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\beta = 1.8232$
$C_{CD} = -2.207 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_B = 20.0192$
$C_{DC} = -2.735 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_C = 5.8888$
$C_{EF} = -1.884 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$\theta_E = -7.3779$
$C_{FE} = -2.337 \text{ KN}\cdot\text{m}$	$R = 11.4766$
$C_{BC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$C_{CB} = 58.887 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$C_{CE} = 58.887 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$C_{EC} = 56.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$	
$R_{OBA} = 34.362 \text{ KN}$	
$R_{OCD} = -4.964 \text{ KN}$	
$R_{OEF} = -34.791 \text{ KN}$	

図4.4.6 節点曲げモーメント図(荷重ケース7:地震時)

設計計算

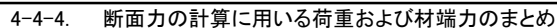
(2) 節点曲げモーメントの計算

$$\begin{aligned}
 M_{AB} &= (\theta_B - 3R) - C_{AB} = (20.0192 - 3 \times 11.4766) - 1.743 &= -16.154 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{BA} &= (2\theta_B - 3R) + C_{BA} = (2 \times 20.0192 - 3 \times 11.4766) + 1.668 &= 7.277 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{BC} &= \alpha(2\theta_B + \theta_C) - C_{BC} = 1.0800 \times (2 \times 20.0192 + 5.8888) - 56.878 &= -7.277 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{CB} &= \alpha(\theta_B + 2\theta_C) + C_{CB} = 1.0800 \times (20.0192 + 2 \times 5.8888) + 58.887 &= 93.228 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{CD} &= \beta(2\theta_C - 3R) - C_{CD} = 1.8232 \times (2 \times 5.8888 - 3 \times 11.4766) - 2.207 &= -39.092 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{DC} &= \beta(\theta_C - 3R) + C_{DC} = 1.8232 \times (5.8888 - 3 \times 11.4766) + -2.735 &= -54.771 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{CE} &= \alpha(2\theta_C + \theta_E) - C_{CE} = 1.0800 \times (2 \times 5.8888 + -7.3779) - 58.887 &= -54.135 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{EC} &= \alpha(\theta_C + 2\theta_E) + C_{EC} = 1.0800 \times (5.8888 + 2 \times -7.3779) + 56.878 &= 47.302 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{EF} &= (2\theta_E - 3R) - C_{EF} = (2 \times -7.3779 - 3 \times 11.4766) - 1.884 &= -47.302 \text{ KN}\cdot\text{m} \\
 M_{FE} &= (\theta_E - 3R) + C_{FE} = (-7.3779 - 3 \times 11.4766) + -2.337 &= -44.145 \text{ KN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

・節点曲げモーメントの照査

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_B &= M_{BA} + M_{BC} = 7.277 + -7.277 &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \\
 \Sigma M_C &= M_{CB} + M_{CD} + M_{CE} = 93.228 + -39.092 + -54.135 &= 0.001 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK} \\
 \Sigma M_E &= M_{EC} + M_{EF} = 47.302 + -47.302 &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

設 計 計 算

端モーメント M ($\text{KN}\cdot\text{m}$)、せん断力 S (KN)、軸力 N (KN)

節点	符号	端モーメントM(KN・m)、せん断力S(KN)、軸力N(KN)								
		端モーメント			温度荷重(+15°)			温度荷重(-15°)		
		常時	常時+風荷重	地震時	端モーメント	せん断力	軸力	端モーメント	せん断力	軸力
A	M _{AB}	13.673	4.426	-16.154	127.841	-82.147	39.198	-127.879	82.171	-39.210
B	M _{BA}	27.345	23.383	7.277	-87.385	-82.147	39.198	87.410	82.171	-39.210
B	M _{BC}	-27.345	-23.383	-7.277	-87.385	39.198	-82.147	87.413	-39.210	82.171
C	M _{CB}	73.654	77.802	93.228	43.692	39.198	-82.147	-43.706	-39.210	82.171
C	M _{CD}	0.000	-8.295	-39.092	0.000	0.000	78.396	0.000	0.000	-78.420
D	M _{DC}	0.000	-14.851	-54.771	0.000	0.000	78.396	0.000	0.000	-78.420
C	M _{CE}	-73.654	-69.507	-54.135	43.692	-39.198	-82.147	-43.706	39.210	82.171
E	M _{EC}	27.345	31.308	47.302	-87.385	-39.198	-82.147	87.413	39.210	82.171
E	M _{EF}	-27.345	-31.308	-47.302	87.385	82.147	-39.198	-87.410	-82.171	39.210
F	M _{FE}	-13.673	-22.919	-44.145	-127.841	82.147	-39.198	127.879	-82.171	39.210
たわみ角	θ _B	13.6726	14.8386	20.0192	-0.0001380			0.0001381		
	θ _C	0.0000	1.3372	5.8888	0			0		
	θ _E	-13.6726	-12.5066	-7.3779	0.0001380			-0.0001381		
回転角	R	0.0000	2.7845	11.4766	0.0001914			-0.0001915		
荷重	P1	12.555	12.555	12.555	KN					
	P2	6.390	6.390	6.390	KN					
	P3		4.770		KN					
	P4	14.210	14.210	14.210	KN					
	P5	16.048	16.048	16.048	KN					
	P6	16.660	16.660	16.660	KN					
	P7	18.498	18.498	18.498	KN					
	P8			30.554	KN					
	P8'			9.137	KN/m					
	W1	51.606	51.606	51.606	KN/m ²					
	W2		3.600		KN/m ²					
	W3			2.842	KN/m ²					
	W4			3.332	KN/m ²					
	W5			0.368	KN/m ²					
W6			2.593	KN/m ²						
W7			2.225	KN/m ²						

Bo= 3.344 m Bo'= 6.688 m
Ho= 2.620 m hg1= 1.100 m

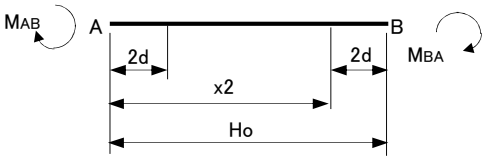
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

(柱A-B)



ここに、

$$\begin{aligned} H_o &= 2.620 \text{ m} \\ M_{AB} &= 13.673 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{BA} &= 27.345 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

4-5. 断面力の計算

4-5-1. 荷重ケース1(常時)

(1) 柱A-B(左端柱)

1) せん断力

$$S_{AB} = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_o} = -\frac{13.673 + 27.345}{2.620} = -15.656 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = S_{AB} = -15.656 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Aより2d)

$$2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

ここに、

$$\begin{aligned} t_4 &: \text{柱A-Bの部材厚} & t_4 &= 0.400 \text{ m} \\ d' &: \text{柱A-Bの鉄筋かぶり} & d' &= 0.12 \text{ m} \\ d &: \text{柱A-Bの有効部材厚} & d &= t_4 - d' = 0.400 - 0.12 = 0.280 \text{ m} \end{aligned}$$

(節点Aよりx2: 節点Bより2d)

$$x_2 = H_o - 2d = 2.620 - 0.560 = 2.060 \text{ m}$$

・ 節点Aから任意点x(m)のせん断力

$$S_x = S_{AB} = -15.656 \text{ KN}$$

・ 節点Bから任意点x(m)のせん断力

$$S_x = S_{BA} = -15.656 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = 13.673 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -27.345 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Aから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = S_{AB} \cdot x + M_A$$

(MBの照査)

$$M_x = -15.656 \times 2.620 + 13.673 = -27.346 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$$

ここに、

$$x = H_o = 2.620 \text{ m}$$

・ 節点Bから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = -S_{BA} \cdot x + M_B$$

(MAの照査)

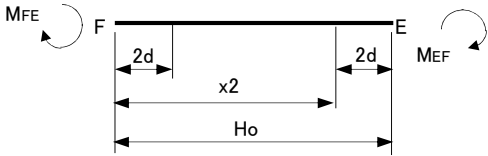
$$M_x = -(-15.656) \times 2.620 + (-27.345) = 13.674 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」
(柱E-F)



ここに、
 $H_o = 2.620 \text{ m}$
 $M_{FE} = -13.673 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{EF} = -27.345 \text{ KN}\cdot\text{m}$

(2) 柱E-F(右端柱)

1) せん断力

$$S_{FE} = -\frac{M_{FE} + M_{EF}}{H_o} = -\frac{-13.673 + -27.345}{2.620} = 15.656 \text{ KN}$$

$$S_{EF} = S_{FE} = 15.656 \text{ KN}$$

・ 2d位置

$$(\text{節点Fより} 2d) : 2d = 0.560 \text{ m}$$

$$(\text{節点Fより} x2 : \text{節点Eより} 2d) : x2 = 2.060 \text{ m}$$

・ 節点Eから任意点x(m)のせん断力

$$S_x = S_{EF} = 15.656 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

$$M_F = M_{FE} = -13.673 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_E = -M_{EF} = 27.345 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Fから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = S_{FE} \cdot x + M_F$$

(MEの照査)

$$M_x = 15.656 \times 2.620 + -13.673 = 27.346 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

$$x = H_o = 2.620 \text{ m}$$

・ 節点Eから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = -S_{EF} \cdot x + M_E$$

(MFの照査)

$$M_x = 15.656 \times 2.620 - 27.345 = -13.674 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

OK

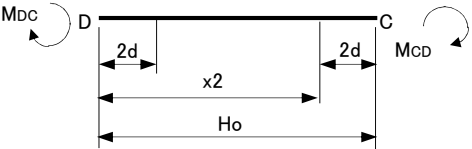
OK

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」
(柱C-D)



ここに、
 $H_o = 2.620 \text{ m}$
 $M_{DC} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{CD} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

(3) 柱C-D(中柱)

1) せん断力

$$S_{DC} = -\frac{M_{DC} + M_{CD}}{H_o} = -\frac{0.000 + 0.000}{2.620} = 0.000 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = -S_{DC} = 0.000 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Dより2d)

$$2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

ここに、

$$\begin{aligned} t_8 &: \text{柱D-Cの部材厚} & t_8 &= 0.400 \text{ m} \\ d' &: \text{柱D-Cの鉄筋かぶり} & d' &= 0.12 \text{ m} \\ d &: \text{柱D-Cの有効部材厚} & d &= t_8 - d' = 0.400 - 0.12 = 0.280 \text{ m} \end{aligned}$$

(節点Dよりx2:節点Cより2d)

$$x_2 = H_o - 2d = 2.620 - 0.560 = 2.060 \text{ m}$$

・ 節点Cから任意点x(m)のせん断力

$$S_x = S_{CD} = 0.000 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

$$M_D = M_{DC} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -M_{CD} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Dから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = S_{DC} \cdot x + M_{DC}$$

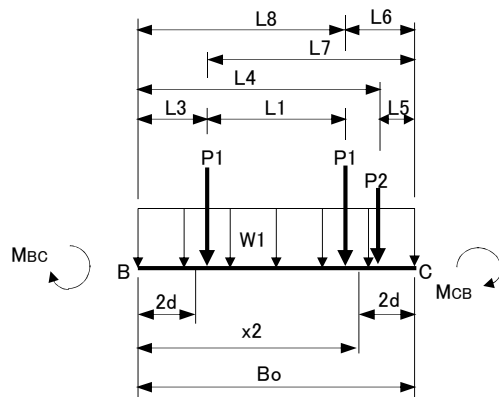
・ 節点Cから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = -S_{CD} \cdot x + M_C$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」
(操作台B-C)



ここに、

$B_o = 3.344$ m	$L_1 = 1.550$ m
$M_{BC} = -27.345$ KN・m	$L_3 = 0.897$ m
$M_{CB} = 73.654$ KN・m	$L_4 = 2.754$ m
$W_1 = 51.606$ KN/m ²	$L_5 = 0.590$ m
$P_1 = 12.555$ KN	$L_6 = 0.897$ m
$P_2 = 6.390$ KN	$L_7 = 2.447$ m
	$L_8 = 2.447$ m

(4) 操作台B-C

1) せん断力

$$S_{BC} = \frac{W_1 \cdot B_o}{2} + \frac{P_1 \cdot (L_7 + L_6) + P_2 \cdot L_5}{B_o} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{B_o} = \frac{51.606}{2} \times \frac{3.344}{2} + \frac{12.555 \times (2.447 + 0.897) + 6.390 \times 0.590}{3.344} - \frac{-27.345 + 73.654}{3.344} = 86.119 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} - W_1 \cdot B_o - 2 \cdot P_1 - P_2 = 86.119 - 51.606 \times 3.344 - 2 \times 12.555 - 6.390 = -117.951 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Bより2d)

$$2d = 2 \times 0.530 = 1.060 \text{ m}$$

ここに、

t_1 : 操作台の部材厚	$t_1 = 0.600$ m
d' : 操作台の鉄筋かぶり	$d' = 0.07$ m
d : 操作台の有効部材厚	$d = t_1 - d' = 0.600 - 0.07 = 0.530$ m

(節点Bよりx2: 節点Cより2d)

$$x_2 = B_o - 2d = 3.344 - 1.060 = 2.284 \text{ m}$$

・ 節点Bから任意点x(m)のせん断力

「 $x < L_3$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x$	… ①式
「 $L_3 \leq x < L_8$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1$	… ②式
「 $L_8 \leq x < L_4$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - 2 \cdot P_1$	… ③式
「 $x \geq L_4$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - 2 \cdot P_1 - P_2$	… ④式

2) 曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -27.345 \text{ KN・m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -73.654 \text{ KN・m}$$

・ 節点Bから任意点x(m)の曲げモーメント

「 $x < L_3$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 + M_B$	… ⑤式
「 $L_3 \leq x < L_8$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (x - L_3) + M_B$	… ⑥式
「 $L_8 \leq x < L_4$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_3 - L_8) + M_B$	… ⑦式
「 $x \geq L_4$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_3 - L_8) - P_2 \cdot (x - L_4) + M_B$	… ⑧式

・ 最大曲げモーメントの計算

②式より、「 $x = L_3$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 86.119 - 51.606 \times 0.897 - 12.555 = 27.273 \text{ KN}$$

②式より、「 $x = L_8$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 86.119 - 51.606 \times 2.447 - 12.555 = -52.716 \text{ KN}$$

以上から、「せん断力=0」の位置は②式の範囲にあることから、②式よりMmaxの生じる位置xを求める。

「 $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 0$ 」より、

$$x = \frac{S_{BC} - P_1}{W_1} = \frac{86.119 - 12.555}{51.606} = 1.425 \text{ m}$$

⑥式より、

$$M_{max} = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (x - L_3) + M_B = 86.119 \times 1.425 - 51.606 \times 1.425^2 / 2 - 12.555 \times (1.425 - 0.897) + -27.345 = 36.349 \text{ KN・m}$$

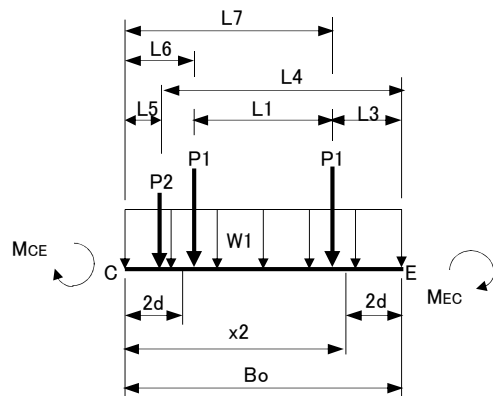
第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」

(操作台C-E)



ここに、

$B_o = 3.344$ m	$L_1 = 1.550$ m
$M_{CE} = -73.654$ KN・m	$L_3 = 0.897$ m
$M_{EC} = 27.345$ KN・m	$L_4 = 2.754$ m
$W_1 = 51.606$ KN/m ²	$L_5 = 0.590$ m
$P_1 = 12.555$ KN	$L_6 = 0.897$ m
$P_2 = 6.390$ KN	$L_7 = 2.447$ m
	$L_8 = 2.447$ m

設 計 計 算

(5) 操作台C-E

1) せん断力

$$S_{CE} = \frac{W_1 \cdot B_o}{2} + \frac{P_2 \cdot L_4 + P_1 \cdot (L_7 + L_3)}{B_o} - \frac{M_{CE} + M_{EC}}{B_o} = \frac{51.606}{2} \times \frac{3.344}{2} + \frac{6.390 \times 2.754 + 12.555 \times (2.447 + 0.897)}{3.344} - \frac{-73.654 + 27.345}{3.344} = 117.951 \text{ KN}$$

$$S_{EC} = S_{BC} - W_1 \cdot B_o - P_2 - 2 \cdot P_1 = 117.951 - 51.606 \times 3.344 - 6.390 - 2 \times 12.555 = -86.119 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Cより2d)

$$2d = 2 \times 0.530 = 1.060 \text{ m}$$

ここに、

$$\begin{aligned} t_1 &: \text{操作台の部材厚} & t_1 &= 0.600 \text{ m} \\ d' &: \text{操作台の鉄筋かぶり} & d' &= 0.07 \text{ m} \\ d &: \text{操作台の有効部材厚} & d &= t_1 - d' = 0.600 - 0.07 = 0.530 \text{ m} \end{aligned}$$

(節点Cよりx2: 節点Eより2d)

$$x_2 = B_o - 2d = 3.344 - 1.060 = 2.284 \text{ m}$$

・ 節点Cから任意点x(m)のせん断力

$$\begin{aligned} \text{「} x < L_5 \text{」} &: S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x & \cdots \text{①式} \\ \text{「} L_5 \leq x < L_6 \text{」} &: S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 & \cdots \text{②式} \\ \text{「} L_6 \leq x < L_7 \text{」} &: S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 & \cdots \text{③式} \\ \text{「} x \geq L_7 \text{」} &: S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - 2 \cdot P_1 & \cdots \text{④式} \end{aligned}$$

2) 曲げモーメント

$$M_C = M_{CE} = -73.654 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_E = -M_{EC} = -27.345 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 節点Cから任意点x(m)の曲げモーメント

$$\begin{aligned} \text{「} x < L_5 \text{」} &: M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 + M_C & \cdots \text{⑤式} \\ \text{「} L_5 \leq x < L_6 \text{」} &: M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) + M_C & \cdots \text{⑥式} \\ \text{「} L_6 \leq x < L_7 \text{」} &: M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (x - L_6) + M_C & \cdots \text{⑦式} \\ \text{「} x \geq L_7 \text{」} &: M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_6 - L_7) + M_C & \cdots \text{⑧式} \end{aligned}$$

・ 最大曲げモーメントの計算

③式より、「 $x = L_6$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 117.951 - 51.606 \times 0.897 - 6.390 - 12.555 = 52.715 \text{ KN}$$

③式より、「 $x = L_7$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 117.951 - 51.606 \times 2.447 - 6.390 - 12.555 = -27.274 \text{ KN}$$

以上から、「せん断力=0」の位置は③式の範囲にあることから、③式よりMmaxの生じる位置xを求める。

「 $S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 0$ 」より、

$$x = \frac{S_{CE} - P_2 - P_1}{W_1} = \frac{117.951 - 6.390 - 12.555}{51.606} = 1.918 \text{ m}$$

⑦式より、

$$M_{\max} = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (x - L_6) + M_C = 117.951 \times 1.918 - 51.606 \times 1.918^2 / 2 - 6.390 \times (1.918 - 0.590) - 12.555 \times (1.918 - 0.897) + (-73.654) = 36.349 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Diagram illustrating the influence of a unit load on a frame structure. The structure consists of three vertical columns (AB, CD, EF) and two horizontal beams (BC and DE). The nodes are labeled A, B, C, D, E, and F. The influence values for a unit load are shown at various points:

- At node B (top left): 86.119
- At node E (top right): -86.119
- At node A (bottom left): 125.371
- At node F (bottom right): -125.371
- At node C (top middle): -235.902
- At node D (bottom middle): -281.573
- On beam BC: -15.656
- On beam DE: -15.656

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース1」

(7) 断面力のまとめ(荷重ケース1:常時)

(せん断力、曲げモーメント)

表4.5.1 断面力の計算(荷重ケース1)

柱A-B(節点Bよりx)				柱E-F(節点Eよりx)				柱C-D(節点Cよりx)				操作台B-C(節点Bよりx)				操作台C-E(節点Cよりx)			
距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考
0.000	-15.656	-27.345	節点B	0.000	15.656	27.345	節点E	0.000	0.000	0.000	節点C	0.000	86.119	-27.345	節点B	0.000	117.951	-73.654	節点C
0.262	-15.656	-23.243		0.262	15.656	23.243		0.262	0.000	0.000		0.334	68.862	-1.432		0.334	100.694	-37.097	
0.524	-15.656	-19.141		0.524	15.656	19.141		0.524	0.000	0.000		0.669	51.605	18.710		0.590	87.503	-13.045	P2(L5)
0.560	-15.656	-18.578	2d	0.560	15.656	18.578	2d	0.560	0.000	0.000	2d	0.897	39.828	29.142	P1(L3)	0.590	81.113	-13.045	P2(L5)
0.786	-15.656	-15.039		0.786	15.656	15.039		0.786	0.000	0.000		0.897	27.273	29.142	P1(L3)	0.669	77.047	-6.813	
1.048	-15.656	-10.938		1.048	15.656	10.938		1.048	0.000	0.000		1.003	21.793	31.748		0.897	65.270	9.425	P1(L6)
1.310	-15.656	-6.836	Ho/2	1.310	15.656	6.836	Ho/2	1.310	0.000	0.000	Ho/2	1.060	18.862	32.902	2d	0.897	52.715	9.425	P1(L6)
1.572	-15.656	-2.734		1.572	15.656	2.734		1.572	0.000	0.000		1.338	4.536	36.150		1.003	47.235	14.732	
1.834	-15.656	1.368		1.834	15.656	-1.368		1.834	0.000	0.000		1.425	0.025	36.349	Mmax	1.060	44.304	17.332	2d
2.060	-15.656	4.906	2d	2.060	15.656	-4.906	2d	2.060	0.000	0.000	2d	1.672	-12.721	34.781	Bo/2	1.338	29.978	27.642	
2.096	-15.656	5.470		2.096	15.656	-5.470		2.096	0.000	0.000		2.006	-29.978	27.642		1.672	12.721	34.782	Bo/2
2.358	-15.656	9.572		2.358	15.656	-9.572		2.358	0.000	0.000		2.284	-44.304	17.332	2d	1.918	0.026	36.349	Mmax
2.620	-15.656	13.674	節点A	2.620	15.656	-13.674	節点F	2.620	0.000	0.000	節点D	2.341	-47.235	14.732		2.006	-4.536	36.150	
												2.447	-52.716	9.425	P1(L8)	2.284	-18.862	32.902	2d
												2.447	-65.271	9.425	P1(L8)	2.341	-21.793	31.748	
												2.675	-77.047	-6.814		2.447	-27.274	29.142	P1(L7)
												2.754	-81.114	-13.046	P2(L4)	2.447	-39.829	29.142	P1(L7)
												2.754	-87.504	-13.046	P2(L4)	2.675	-51.605	18.710	
												3.010	-100.694	-37.097		3.010	-68.862	-1.433	
												3.344	-117.951	-73.655	節点C	3.344	-86.119	-27.346	節点E

(軸力)

NA= 125.371 KN
NB= 86.119 KN
NC= -235.902 KN
ND= -281.573 KN
NE= -86.119 KN
NF= -125.371 KN
NBC=NCB= -15.656 KN
NCE=NEC= -15.656 KN

Bo= 3.344 = 334.4 cm
Ho= 2.620 = 262.0 cm
Bo'= 6.688 = 668.8 cm

(フレーム)

X	Y	X	Y
0	-262.0	334.4	0
0	0	334.4	-262.0
334.4	0		
668.8	0.0		
668.8	-262.0		

第4章 門柱の設計

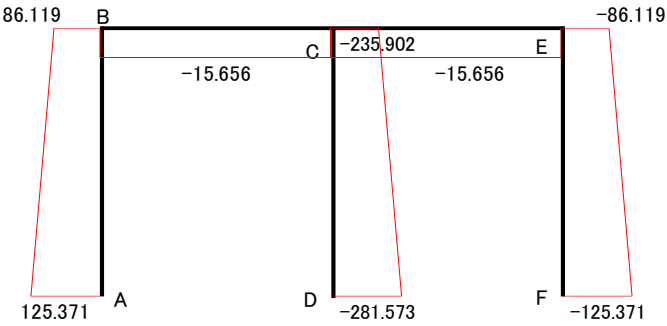
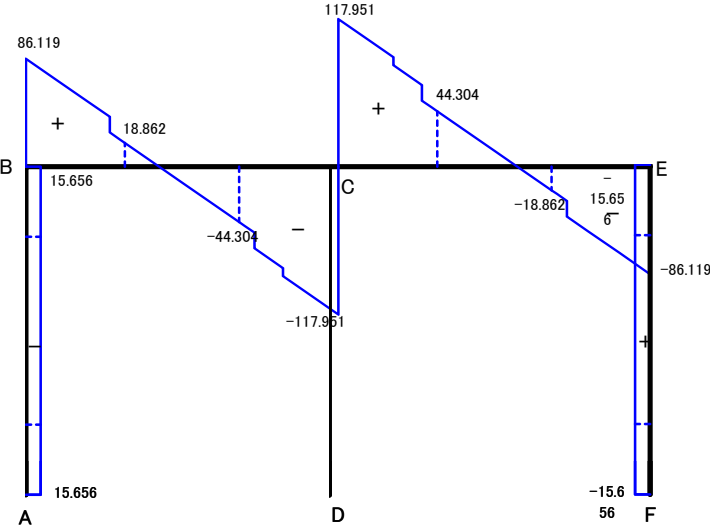
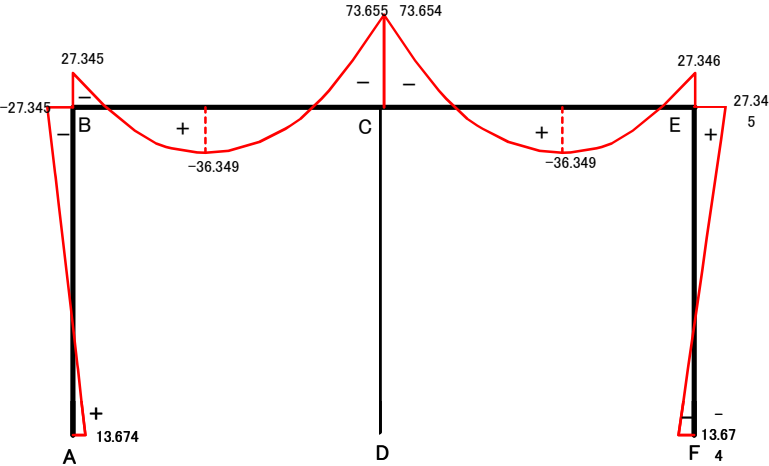
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

せん断力(ケース1)

曲げモーメント(ケース1)



※ 次の図中の符号は正(+)負(-)が逆になる。
・ 曲げモーメント : 操作台B-C、C-E
・ せん断力 : 柱A-B、C-D、E-F

(軸力図)

図4.5.3 断面力図(荷重ケース1:常時)

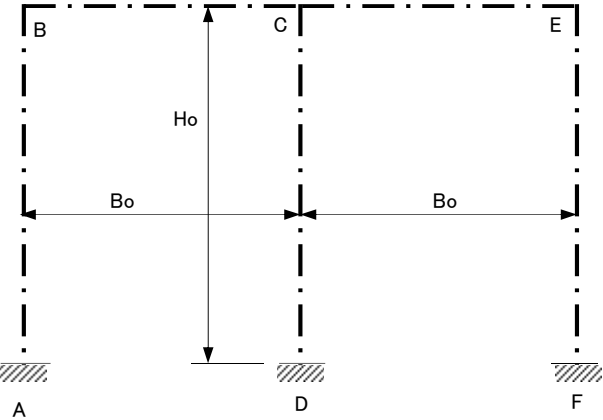
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

(8) 断面力の集計(荷重ケース1:常時)



ここに、
Bo = 3.344 m
Ho = 2.620 m

図4.5.4 ラーメン構造

表4.5.2 断面力の集計(荷重ケース1:常時)

部材	位置			断面力			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-15.656	-27.345	86.119	Mmax
	2d	0.560	Bより	-15.656	-18.578	94.509	
	x2	2.060	Bより	-15.656	4.906	116.981	
	節点A	2.620		-15.656	13.674	125.371	
柱E-F	節点E	0.000		15.656	27.345	-86.119	Mmax
	2d	0.560	Eより	15.656	18.578	-94.509	
	x2	2.060	Eより	15.656	-4.906	-116.981	
	節点B	2.620		15.656	-13.674	-125.371	
柱C-D	節点C	0.000		0.000	0.000	-235.902	
	2d	0.560	Fより	0.000	0.000	-245.664	
	x2	2.060	Fより	0.000	0.000	-271.811	
	節点D	2.620		0.000	0.000	-281.573	
操作台B-C	節点B	0.000		86.119	-27.345	-15.656	
	2d	1.060	Bより	18.862	32.902	-15.656	
	x2	2.284	Bより	-44.304	17.332	-15.656	
	Mmax	1.425	Bより	0.025	36.349	-15.656	
	節点C	3.344		-117.951	-73.655	-15.656	Smax
操作台C-E	節点C	0.000		117.951	-73.654	-15.656	Smax
	2d	1.060	Cより	44.304	17.332	-15.656	
	x2	2.284	Cより	-18.862	32.902	-15.656	
	Mmax	1.918	Cより	0.026	36.349	-15.656	
	節点E	3.344		-86.119	-27.346	-15.656	

表4.5.3 最大断面力の選定(荷重ケース1)

部材		断面力						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	A-B	15.656	18.578	27.345		125.371		
中柱	C-D	0.000	0.000	0.000		281.573		
操作台	B-C	117.951	32.902	73.655		15.656		

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース2」

4-5-2. 荷重ケース2(常時+温度荷重+15°)

表4.5.4 断面力の集計(荷重ケース2:常時+温度荷重+15°)

部材	位置			断面力(常時)			断面力(温度荷重+15°)			断面力合計(常時+温度荷重+15°)			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-15.656	-27.345	86.119	-82.147	-87.385	39.198	-97.803	-114.730	125.317	Mmax
	2d	0.560	Bより	-15.656	-18.578	94.509	-82.147	-41.382	39.198	-97.803	-59.960	133.707	
	x2	2.060	Bより	-15.656	4.906	116.981	-82.147	81.838	39.198	-97.803	86.744	156.179	
	節点A	2.620		-15.656	13.674	125.371	-82.147	127.841	39.198	-97.803	141.515	164.569	
柱E-F	節点E	0.000		15.656	27.345	-86.119	82.147	87.385	-39.198	97.803	114.730	-125.317	Mmax
	2d	0.560	Eより	15.656	18.578	-94.509	82.147	41.382	-39.198	97.803	59.960	-133.707	
	x2	2.060	Eより	15.656	-4.906	-116.981	82.147	-81.838	-39.198	97.803	-86.744	-156.179	
	節点F	2.620		15.656	-13.674	-125.371	82.147	-127.841	-39.198	97.803	-141.515	-164.569	
柱C-D	節点C	0.000		0.000	0.000	-235.902	0.000	0.000	78.396	0.000	0.000	-157.506	
	2d	0.560	Fより	0.000	0.000	-245.664	0.000	0.000	78.396	0.000	0.000	-167.268	
	x2	2.060	Fより	0.000	0.000	-271.811	0.000	0.000	78.396	0.000	0.000	-193.415	
	節点D	2.620		0.000	0.000	-281.573	0.000	0.000	78.396	0.000	0.000	-203.177	
操作台B-C	節点B	0.000		86.119	-27.345	-15.656	39.198	-87.385	-82.147	125.317	-114.730	-97.803	Smax
	2d	1.060	Bより	18.862	32.902	-15.656	39.198	-45.835	-82.147	58.060	-12.933	-97.803	
	x2	2.284	Bより	-44.304	17.332	-15.656	39.198	2.142	-82.147	-5.106	19.474	-97.803	
	Mmax	2.185	Bより	-39.195	21.465	-15.656	39.198	-1.738	-82.147	0.003	19.727	-97.803	
	節点C	3.344		-117.951	-73.655	-15.656	39.198	43.692	-82.147	-78.753	-29.962	-97.803	
操作台C-E	節点C	0.000		117.951	-73.654	-15.656	-39.198	43.692	-82.147	78.753	-29.962	-97.803	
	2d	1.060	Cより	44.304	17.332	-15.656	-39.198	2.142	-82.147	5.106	19.474	-97.803	
	x2	2.284	Cより	-18.862	32.902	-15.656	-39.198	-45.835	-82.147	-58.060	-12.933	-97.803	
	Mmax	1.159	Cより	39.198	21.465	-15.656	-39.198	-1.738	-82.147	0.000	19.727	-97.803	
	節点E	3.344		-86.119	-27.346	-15.656	-39.198	-87.385	-82.147	-125.317	-114.731	-97.803	Smax

- ※ 1. 断面力合計は次の計算による。
- ・ せん断力S＝断面力(常時)＋断面力(温度荷重+15°)
 - ・ 曲げモーメントM＝断面力(常時)＋断面力(温度荷重+15°)
 - ・ 軸力N＝断面力(常時)＋断面力(温度荷重+15°)

表4.5.5 最大断面力の選定(荷重ケース2)

部材		断面力						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	A-B	97.803	97.803	141.515		164.569		
中柱	C-D	0.000	0.000	0.000		203.177		
操作台	C-E	125.317	58.060	114.731		97.803		

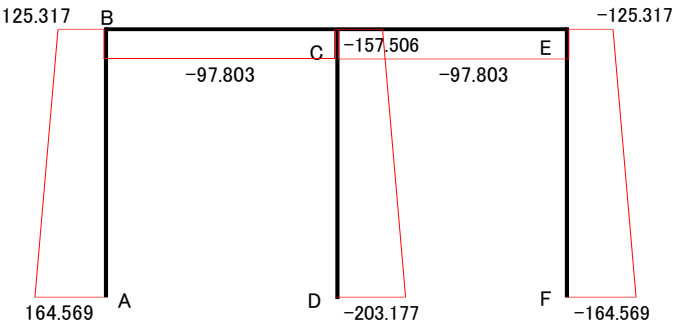
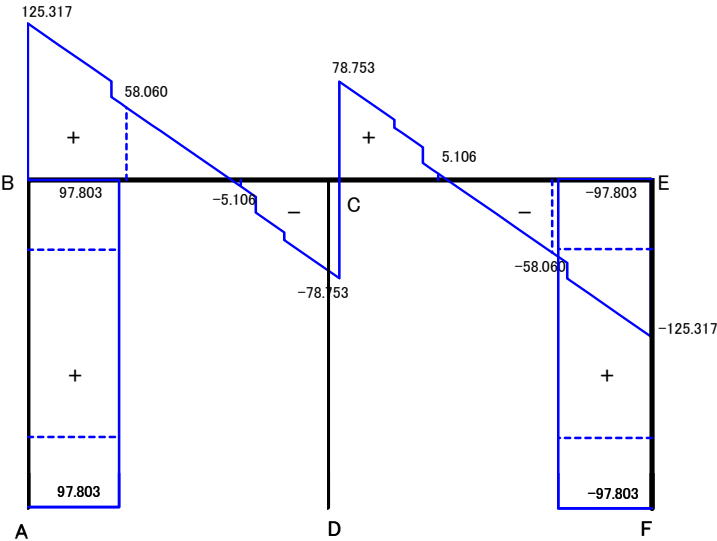
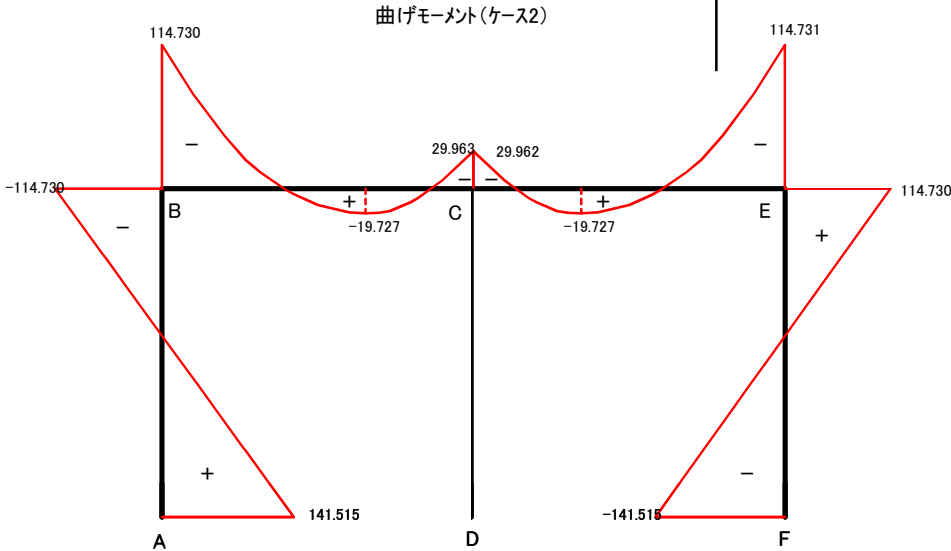
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース2」

せん断力(ケース2)



※ 次の図中の符号は正(+)負(-)が逆になる。
・ 曲げモーメント : 操作台B-C、C-E
・ せん断力 : 柱A-B、C-D、E-F

図4.5.5 断面力図(荷重ケース2:常時+温度荷重+15°)

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース3」

4-5-3. 荷重ケース3(常時+温度荷重-15°)

表4.5.6 断面力の集計(荷重ケース3:常時+温度荷重-15°)

部材	位置			断面力(常時)			断面力(温度荷重-15°)			断面力合計(常時+温度荷重-15°)			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-15.656	-27.345	86.119	82.171	87.410	-39.210	66.515	60.065	46.909	Mmax
	2d	0.560	Bより	-15.656	-18.578	94.509	82.171	41.394	-39.210	66.515	22.816	55.299	
	x2	2.060	Bより	-15.656	4.906	116.981	82.171	-81.863	-39.210	66.515	-76.957	77.771	
	節点A	2.620		-15.656	13.674	125.371	82.171	-127.879	-39.210	66.515	-114.205	86.161	
柱E-F	節点E	0.000		15.656	27.345	-86.119	-82.171	-87.410	39.210	-66.515	-60.065	-46.909	Mmax
	2d	0.560	Eより	15.656	18.578	-94.509	-82.171	-41.394	39.210	-66.515	-22.816	-55.299	
	x2	2.060	Eより	15.656	-4.906	-116.981	-82.171	81.863	39.210	-66.515	76.957	-77.771	
	節点F	2.620		15.656	-13.674	-125.371	-82.171	127.879	39.210	-66.515	114.205	-86.161	
柱C-D	節点C	0.000		0.000	0.000	-235.902	0.000	0.000	-78.420	0.000	0.000	-314.322	
	2d	0.560	Fより	0.000	0.000	-245.664	0.000	0.000	-78.420	0.000	0.000	-324.084	
	x2	2.060	Fより	0.000	0.000	-271.811	0.000	0.000	-78.420	0.000	0.000	-350.231	
	節点D	2.620		0.000	0.000	-281.573	0.000	0.000	-78.420	0.000	0.000	-359.993	
操作台B-C	節点B	0.000		86.119	-27.345	-15.656	-39.210	87.413	82.171	46.909	60.068	66.515	
	2d	1.060	Bより	18.862	32.902	-15.656	-39.210	45.850	82.171	-20.348	78.752	66.515	
	x2	2.284	Bより	-44.304	17.332	-15.656	-39.210	-2.143	82.171	-83.514	15.189	66.515	
	Mmax	0.897	Bより	39.210	29.142	-15.656	-39.210	52.241	82.171	0.000	81.383	66.515	
	節点C	3.344		-117.951	-73.655	-15.656	-39.210	-43.706	82.171	-157.161	-117.361	66.515	Smax
操作台C-E	節点C	0.000		117.951	-73.654	-15.656	39.210	-43.706	82.171	157.161	-117.360	66.515	Smax
	2d	1.060	Cより	44.304	17.332	-15.656	39.210	-2.143	82.171	83.514	15.189	66.515	
	x2	2.284	Cより	-18.862	32.902	-15.656	39.210	45.850	82.171	20.348	78.752	66.515	
	Mmax	2.447	Cより	-39.210	29.142	-15.656	39.210	52.241	82.171	0.000	81.383	66.515	
	節点E	3.344		-86.119	-27.346	-15.656	39.210	87.413	82.171	-46.909	60.067	66.515	

- ※ 1. 断面力合計は次の計算による。
- ・ せん断力S＝断面力(常時)＋断面力(温度荷重-15°)
 - ・ 曲げモーメントM＝断面力(常時)＋断面力(温度荷重-15°)
 - ・ 軸力N＝断面力(常時)＋断面力(温度荷重-15°)

表4.5.7 最大断面力の選定(荷重ケース3)

部材		断面力						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	A-B	66.515	66.515	114.205		86.161		
中柱	C-D	0.000	0.000	0.000		359.993		
操作台	B-C	157.161	83.514	117.361		66.515		

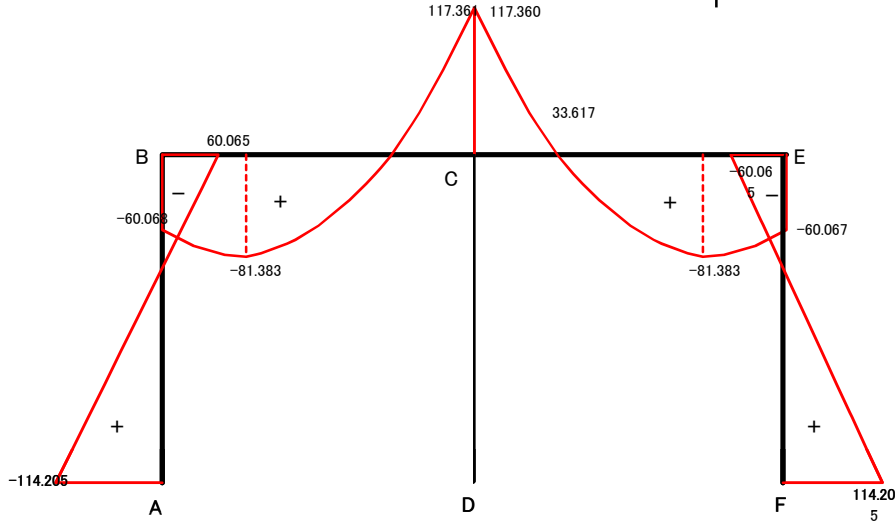
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

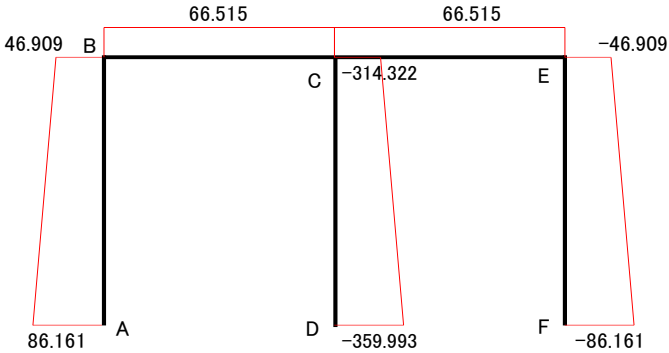
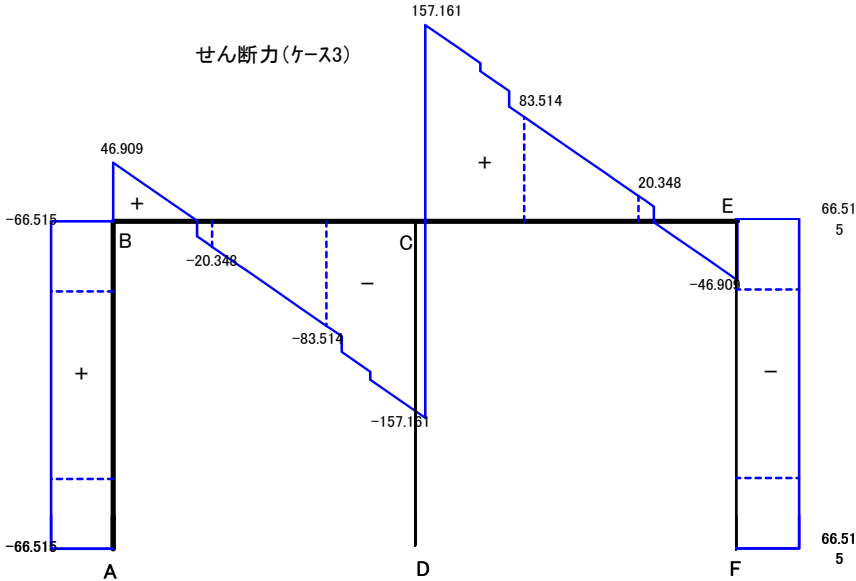
設 計 計 算

「荷重ケース3」

曲げモーメント(ケース3)



せん断力(ケース3)



(軸力図)

※ 次の図中の符号は正(+)負(-)が逆になる。
・ 曲げモーメント : 操作台B-C、C-E
・ せん断力 : 柱A-B、C-D、E-F

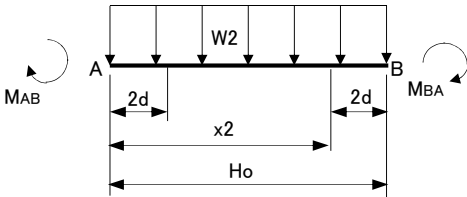
図4.5.6 断面力図(荷重ケース3:常時+温度荷重-15°)

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース4」

(柱A-B)



ここに、

$$\begin{aligned} H_o &= 2.620 \text{ m} \\ M_{AB} &= 4.426 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{BA} &= 23.383 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ W_2 &= 3.600 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

設計計算

4-5-4. 荷重ケース4(常時+風荷重)

(1) 柱A-B(左端柱)

1) せん断力

$$S_{AB} = \frac{W_2 \cdot H_o}{2} - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_o} = \frac{3.600 \times 2.620}{2} - \frac{4.426 + 23.383}{2.620} = -5.898 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = S_{AB} - W_2 \cdot H_o = -5.898 - 3.600 \times 2.620 = -15.330 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Aより2d)

$$2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

ここに、

$$\begin{aligned} t_4 &: \text{柱A-Bの部材厚} & t_4 &= 0.400 \text{ m} \\ d' &: \text{柱A-Bの鉄筋かぶり} & d' &= 0.12 \text{ m} \\ d &: \text{柱A-Bの有効部材厚} & d &= t_4 - d' = 0.400 - 0.12 = 0.280 \text{ m} \end{aligned}$$

(節点Aよりx2: 節点Bより2d)

$$x_2 = H_o - 2d = 2.620 - 0.560 = 2.060 \text{ m}$$

・ 節点Aから任意点x(m)のせん断力

$$S_x = S_{AB} - W_2 \cdot x$$

(SBAの照査: x=Ho)

$$S_x = -5.898 - 3.600 \times 2.620 = -15.330 \text{ KN}$$

・ 節点Bから任意点x(m)のせん断力

$$S_x = S_{BA} + W_2 \cdot x$$

(SABの照査: x=Ho)

$$S_x = -15.330 + 3.600 \times 2.620 = -5.898 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = 4.426 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -23.383 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Aから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = S_{AB} \cdot x - W_2 \cdot x^2 / 2 + M_A$$

(MBの照査: x=Ho)

$$M_x = -5.898 \times 2.620 - 3.600 \times 2.620^2 / 2 + 4.426 = -23.383 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Bから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = -S_{BA} \cdot x - W_2 \cdot x^2 / 2 + M_B$$

(MAの照査: x=Ho)

$$M_x = -(-15.330) \times 2.620 - 3.600 \times 2.620^2 / 2 + (-23.383) = 4.426 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

「 $S_x = S_{AB} - W_2 \cdot x = 0$ 」より、

$$x = S_{AB} / W_2 = -5.898 / 3.600 = -1.638 \text{ m} \quad (\text{節点Aより})$$

「 $x < 0$ 」から、 $M_{\max}$ は M_A となる。

$$M_{\max} = M_A = 4.426 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第4章

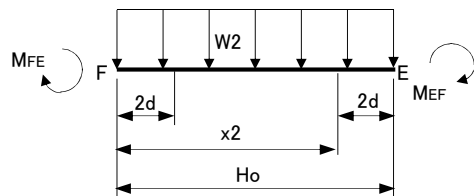
門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース4」

(柱E-F)



ここに、

$$\begin{aligned} Ho &= 2.620 \text{ m} \\ MFE &= -22.919 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ MEF &= -31.308 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ W2 &= 3.600 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

(2) 柱E-F(右端柱)

1) せん断力

$$SFE = \frac{W2 \cdot Ho}{2} - \frac{MFE + MEF}{Ho} = \frac{3.600 \times 2.620}{2} - \frac{-22.919 + -31.308}{2.620} = 25.413 \text{ KN}$$

$$SEF = SFE - W2 \cdot Ho = 25.413 - 3.600 \times 2.620 = 15.981 \text{ KN}$$

・ 2d位置

$$(\text{節点Fより} 2d) : 2d = 0.560 \text{ m}$$

$$(\text{節点Fより} x2 : \text{節点Eより} 2d) : x2 = 2.060 \text{ m}$$

・ 節点Fから任意点x(m)のせん断力

$$Sx = SFE - W2 \cdot x$$

(SEFの照査: x=Ho)

$$Sx = 25.413 - 3.600 \times 2.620 = 15.981 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

・ 節点Eから任意点x(m)のせん断力

$$Sx = SEF + W2 \cdot x$$

(SFEの照査: x=Ho)

$$Sx = 15.981 + 3.600 \times 2.620 = 25.413 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

2) 曲げモーメント

$$MF = MFE = -22.919 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$ME = -MEF = 31.308 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Fから任意点x(m)の曲げモーメント

$$Mx = SFE \cdot x - W2 \cdot x^2 / 2 + MF$$

(MEの照査: x=Ho)

$$Mx = 25.413 \times 2.620 - 3.600 \times 2.620^2 / 2 + -22.919 = 31.307 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$$

・ 節点Eから任意点x(m)の曲げモーメント

$$Mx = -SEF \cdot x - W2 \cdot x^2 / 2 + ME$$

(MFの照査: x=Ho)

$$Mx = -15.981 \times 2.620 - 3.600 \times 2.620^2 / 2 + 31.308 = -22.918 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$$

・ 最大曲げモーメント

「 $Sx = SFE - W2 \cdot x = 0$ 」より、

$$x = SFE / W2 = 25.413 / 3.600 = 7.059 \text{ m} \quad (\text{節点Fより})$$

「 $x > Ho$ 」から、 M_{max} は ME となる。

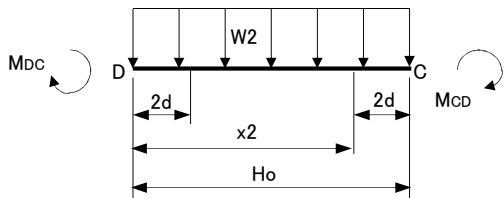
$$M_{max} = ME = 31.308 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース4」

(柱C-D)



ここに、

$$\begin{aligned} Ho &= 2.620 \text{ m} \\ M_{DC} &= -14.851 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{CD} &= -8.295 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ W2 &= 3.600 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

(3) 柱C-D(中柱)

1) せん断力

$$S_{DC} = \frac{W2 \cdot Ho}{2} - \frac{M_{DC} + M_{CD}}{Ho} = \frac{3.600 \times 2.620}{2} - \frac{-14.851 + -8.295}{2.620} = 13.550 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = S_{DC} - W2 \cdot Ho = 13.550 - 3.600 \times 2.620 = 4.118 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Dより2d)

$$2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

ここに、

$$\begin{aligned} t8 &: \text{柱D-Cの部材厚} & t8 &= 0.400 \text{ m} \\ d' &: \text{柱D-Cの鉄筋かぶり} & d' &= 0.12 \text{ m} \\ d &: \text{柱D-Cの有効部材厚} & d &= t8 - d' = 0.400 - 0.12 = 0.280 \text{ m} \end{aligned}$$

(節点Dよりx2:節点Cより2d)

$$x2 = Ho - 2d = 2.620 - 0.560 = 2.060 \text{ m}$$

・ 節点Dから任意点x(m)のせん断力

$$S_x = S_{DC} - W2 \cdot x$$

(SCDの照査: x=Ho)

$$S_x = 13.550 - 3.600 \times 2.620 = 4.118 \text{ KN}$$

・ 節点Cから任意点x(m)のせん断力

$$S_x = S_{CD} + W2 \cdot x$$

(SFEの照査: x=Ho)

$$S_x = 4.118 + 3.600 \times 2.620 = 13.550 \text{ KN}$$

2) 曲げモーメント

$$M_D = M_{DC} = -14.851 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -M_{CD} = 8.295 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Dから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = S_{DC} \cdot x - W2 \cdot x^2 / 2 + M_D$$

(Mcの照査: x=Ho)

$$M_x = 13.550 \times 2.620 - 3.600 \times 2.620^2 / 2 + -14.851 = 8.294 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Cから任意点x(m)の曲げモーメント

$$M_x = -S_{CD} \cdot x - W2 \cdot x^2 / 2 + M_C$$

(Mdの照査: x=Ho)

$$M_x = -4.118 \times 2.620 - 3.600 \times 2.620^2 / 2 + 8.295 = -14.850 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

「 $S_x = S_{DC} - W2 \cdot x = 0$ 」より、

$$x = S_{DC} / W2 = 13.550 / 3.600 = 3.764 \text{ m} \text{ (節点Dより)}$$

「 $x > Ho$ 」から、 M_{max} は M_C となる。

$$M_{max} = M_C = 8.295 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ただし、応力度の検討では絶対値で評価するため M_{max} は $|M_D|$ と $|M_C|$ の大きい方の値とする。

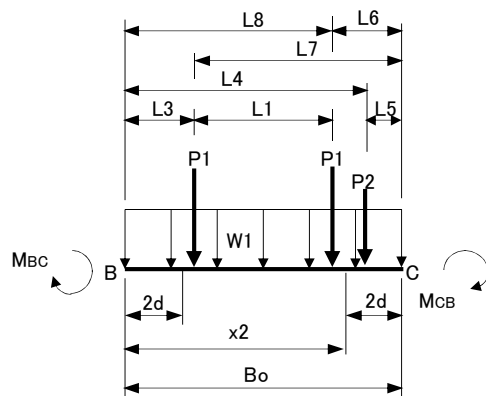
第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース4」

(操作台B-C)



ここに、

$B_o = 3.344$ m	$L_1 = 1.550$ m
$M_{BC} = -23.383$ KN・m	$L_3 = 0.897$ m
$M_{CB} = 77.802$ KN・m	$L_4 = 2.754$ m
$W_1 = 51.606$ KN/m ²	$L_5 = 0.590$ m
$P_1 = 12.555$ KN	$L_6 = 0.897$ m
$P_2 = 6.390$ KN	$L_7 = 2.447$ m
	$L_8 = 2.447$ m

(4) 操作台B-C

1) せん断力

$$S_{BC} = \frac{W_1 \cdot B_o}{2} + \frac{P_1 \cdot (L_7 + L_6) + P_2 \cdot L_5}{B_o} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{B_o} = \frac{51.606}{2} \times \frac{3.344}{2} + \frac{12.555 \times (2.447 + 0.897) + 6.390 \times 0.590}{3.344} - \frac{-23.383 + 77.802}{3.344} = 83.694 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} - W_1 \cdot B_o - 2 \cdot P_1 - P_2 = 83.694 - 51.606 \times 3.344 - 2 \times 12.555 - 6.390 = -120.376 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Bより2d)

$$2d = 2 \times 0.530 = 1.060 \text{ m}$$

ここに、

t1 : 操作台の部材厚	t1 = 0.600 m
d' : 操作台の鉄筋かぶり	d' = 0.07 m
d : 操作台の有効部材厚	d = t1 - d' = 0.600 - 0.07 = 0.530 m

(節点Bよりx2: 節点Cより2d)

$$x_2 = B_o - 2d = 3.344 - 1.060 = 2.284 \text{ m}$$

・ 節点Bから任意点x(m)のせん断力

「 $x < L_3$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x$	… ①式
「 $L_3 \leq x < L_8$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1$	… ②式
「 $L_8 \leq x < L_4$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - 2 \cdot P_1$	… ③式
「 $x \geq L_4$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - 2 \cdot P_1 - P_2$	… ④式

2) 曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -23.383 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -77.802 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 節点Bから任意点x(m)の曲げモーメント

「 $x < L_3$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 + M_B$	… ⑤式
「 $L_3 \leq x < L_8$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (x - L_3) + M_B$	… ⑥式
「 $L_8 \leq x < L_4$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_3 - L_8) + M_B$	… ⑦式
「 $x \geq L_4$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_3 - L_8) - P_2 \cdot (x - L_4) + M_B$	… ⑧式

・ 最大曲げモーメントの計算

②式より、「 $x = L_3$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 83.694 - 51.606 \times 0.897 - 12.555 = 24.848 \text{ KN}$$

②式より、「 $x = L_8$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 83.694 - 51.606 \times 2.447 - 12.555 = -55.141 \text{ KN}$$

以上から、「せん断力=0」の位置は②式の範囲にあることから、②式よりMmaxの生じる位置xを求める。

「 $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 0$ 」より、

$$x = \frac{S_{BC} - P_1}{W_1} = \frac{83.694 - 12.555}{51.606} = 1.379 \text{ m}$$

⑥式より、

$$M_{max} = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (x - L_3) + M_B = 83.694 \times 1.379 - 51.606 \times 1.379^2 / 2 - 12.555 \times (1.379 - 0.897) + -23.383 = 36.911 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

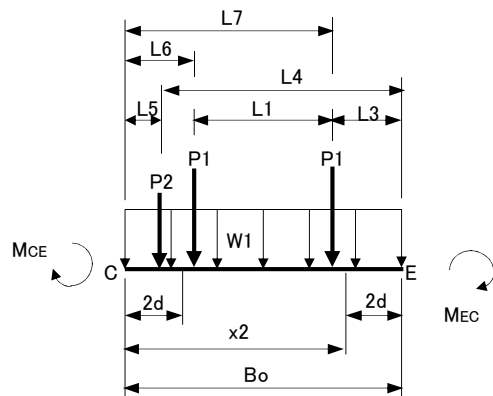
第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース4」

(操作台C-E)



ここに、

$B_o = 3.344$ m	$L_1 = 1.550$ m
$M_{CE} = -69.507$ KN·m	$L_3 = 0.897$ m
$M_{EC} = 31.308$ KN·m	$L_4 = 2.754$ m
$W_1 = 51.606$ KN/m ²	$L_5 = 0.590$ m
$P_1 = 12.555$ KN	$L_6 = 0.897$ m
$P_2 = 6.390$ KN	$L_7 = 2.447$ m
	$L_8 = 2.447$ m

設計計算

(5) 操作台C-E

1) せん断力

$$S_{CE} = \frac{W_1 \cdot B_o}{2} + \frac{P_2 \cdot L_4 + P_1 \cdot (L_7 + L_3)}{B_o} - \frac{M_{CE} + M_{EC}}{B_o} = \frac{51.606}{2} \times \frac{3.344}{2} + \frac{6.390 \times 2.754 + 12.555 \times (2.447 + 0.897)}{3.344} - \frac{-69.507 + 31.308}{3.344} = 115.526 \text{ KN}$$

$$S_{EC} = S_{BC} - W_1 \cdot B_o - P_2 - 2 \cdot P_1 = 115.526 - 51.606 \times 3.344 - 6.390 - 2 \times 12.555 = -88.544 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Cより2d)

$$2d = 2 \times 0.530 = 1.060 \text{ m}$$

ここに、

$$t_1 : \text{操作台の部材厚} \quad t_1 = 0.600 \text{ m}$$

$$d' : \text{操作台の鉄筋かぶり} \quad d' = 0.07 \text{ m}$$

$$d : \text{操作台の有効部材厚} \quad d = t_1 - d' = 0.600 - 0.07 = 0.530 \text{ m}$$

(節点Cよりx2: 節点Eより2d)

$$x_2 = B_o - 2d = 3.344 - 1.060 = 2.284 \text{ m}$$

・ 節点Cから任意点x(m)のせん断力

$$「x < L_5」 : S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x \quad \dots \text{①式}$$

$$「L_5 \leq x < L_6」 : S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 \quad \dots \text{②式}$$

$$「L_6 \leq x < L_7」 : S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 \quad \dots \text{③式}$$

$$「x \geq L_7」 : S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - 2 \cdot P_1 \quad \dots \text{④式}$$

2) 曲げモーメント

$$M_C = M_{CE} = -69.507 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_E = -M_{EC} = 31.308 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 節点Cから任意点x(m)の曲げモーメント

$$「x < L_5」 : M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 + M_C \quad \dots \text{⑤式}$$

$$「L_5 \leq x < L_6」 : M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) + M_C \quad \dots \text{⑥式}$$

$$「L_6 \leq x < L_7」 : M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (x - L_6) + M_C \quad \dots \text{⑦式}$$

$$「x \geq L_7」 : M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_6 - L_7) + M_C \quad \dots \text{⑧式}$$

・ 最大曲げモーメントの計算

③式より、「x=L6」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 115.526 - 51.606 \times 0.897 - 6.390 - 12.555 = 50.290 \text{ KN}$$

③式より、「x=L7」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 115.526 - 51.606 \times 2.447 - 6.390 - 12.555 = -29.699 \text{ KN}$$

以上から、「せん断力=0」の位置は③式の範囲にあることから、③式よりMmaxの生じる位置xを求める。

「 $S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 0$ 」より、

$$x = \frac{S_{CE} - P_2 - P_1}{W_1} = \frac{115.526 - 6.390 - 12.555}{51.606} = 1.872 \text{ m}$$

⑦式より、

$$M_{max} = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (x - L_6) + M_C = 115.526 \times 1.872 - 51.606 \times 1.872^2 / 2 - 6.390 \times (1.872 - 0.590) - 12.555 \times (1.872 - 0.897) + (-69.507) = 35.901 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース4」

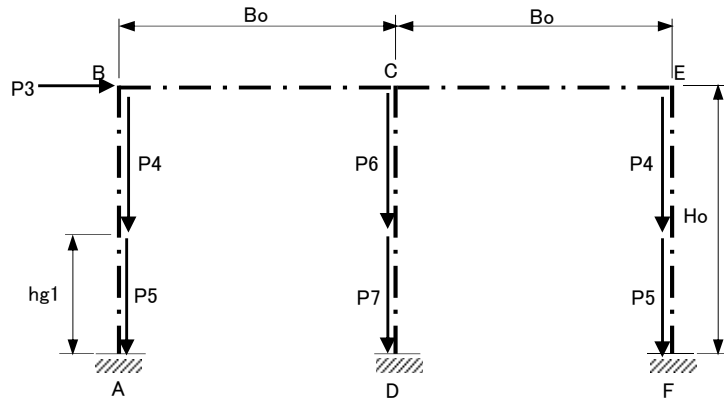


図4.5.7 フレームに作用する軸方向荷重(常時+風荷重)

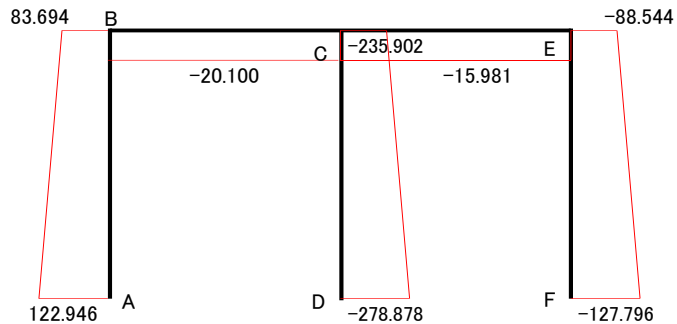


図4.5.8 軸力図(荷重ケース4)

設計計算

(6) 軸力の計算(荷重ケース4:常時+風荷重)

1) 柱A-B(端柱)

$$N_B = S_{BC} = 83.694 \text{ KN}$$

$$N_A = N_B + P_4 \cdot (H_o - h_{g1}) + P_5 \cdot h_{g1} = 83.694 + 14.210 \times (2.620 - 1.100) + 16.048 \times 1.100 = 122.946 \text{ KN}$$

ここに、

P4 : 端柱の自重(ただし、hg1より上の部分)

$$P_4 = 14.210 \text{ KN/m}$$

P5 : 端柱の自重(ただし、hg1部分)

$$P_5 = 16.048 \text{ KN/m}$$

hg1 : 戸当たり部の高さ

$$h_{g1} = 1.100 \text{ m}$$

2) 柱E-F(端柱)

$$N_E = S_{EC} = -88.544 \text{ KN}$$

$$N_F = N_E - P_4 \cdot (H_o - h_{g1}) - P_5 \cdot h_{g1} = -88.544 - 14.210 \times (2.620 - 1.100) - 16.048 \times 1.100 = -127.796 \text{ KN}$$

3) 柱C-D(中柱)

$$N_C = S_{CB} - S_{CE} = -120.376 - 115.526 = -235.902 \text{ KN}$$

$$N_D = N_C - P_6 \cdot (H_o - h_{g1}) - P_7 \cdot h_{g1} = -235.902 - 16.660 \times (2.620 - 1.100) - 16.048 \times 1.100 = -278.878 \text{ KN}$$

ここに、

P6 : 中柱の自重(ただし、hg1より上の部分)

$$P_6 = 16.660 \text{ KN/m}$$

P7 : 中柱の自重(ただし、hg1部分)

$$P_7 = 16.048 \text{ KN/m}$$

4) 操作台B-C

$$N_{BC} = N_{CB} = S_{BA} - P_3 = -15.330 - 4.770 = -20.100 \text{ KN}$$

ここに、

P3 : 操作台断面に作用する風荷重(軸方向荷重)

$$P_3 = 4.770 \text{ KN}$$

5) 操作台C-E

$$N_{CE} = N_{EC} = -S_{EF} = -15.981 \text{ KN}$$

・ 軸力のまとめ

$$N_A = 122.946 \text{ KN}$$

$$N_B = 83.694 \text{ KN}$$

$$N_C = -235.902 \text{ KN}$$

$$N_D = -278.878 \text{ KN}$$

$$N_E = -88.544 \text{ KN}$$

$$N_F = -127.796 \text{ KN}$$

$$N_{BC} = N_{CB} = -20.100 \text{ KN}$$

$$N_{CE} = N_{EC} = -15.981 \text{ KN}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース4」

(7) 断面力のまとめ(荷重ケース4:常時+風荷重)

(せん断力、曲げモーメント)

表4.5.8 断面力の計算(荷重ケース4:常時+風荷重)

柱A-B(節点Bよりx)				柱E-F(節点Eよりx)				柱C-D(節点Cよりx)				操作台B-C(節点Bよりx)				操作台C-E(節点Cよりx)			
距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考
0.000	-15.330	-23.383	節点B	0.000	15.981	31.308	節点E	0.000	4.118	8.295	節点C	0.000	83.694	-23.383	節点B	0.000	115.526	-69.507	節点C
0.262	-14.387	-19.490		0.262	16.924	26.997		0.262	5.061	7.093		0.334	66.437	1.719		0.334	98.269	-33.760	
0.524	-13.444	-15.844		0.524	17.867	22.440		0.524	6.004	5.643		0.669	49.180	21.050		0.590	85.078	-10.329	P2(L5)
0.560	-13.314	-15.363	2d	0.560	17.997	21.794	2d	0.560	6.134	5.424	2d	0.897	37.403	30.929	P1(L3)	0.590	78.688	-10.329	P2(L5)
0.786	-12.500	-12.446		0.786	18.811	17.635		0.786	6.948	3.946		0.897	24.848	30.929	P1(L3)	0.669	74.622	-4.288	
1.048	-11.557	-9.294		1.048	19.754	12.583		1.048	7.891	2.002		1.003	19.368	33.277		0.897	62.845	11.397	P1(L6)
1.310	-10.614	-6.390	Ho/2	1.310	20.697	7.284	Ho/2	1.310	8.834	-0.189	Ho/2	1.060	16.437	34.294	2d	0.897	50.290	11.397	P1(L6)
1.572	-9.671	-3.732		1.572	21.640	1.738		1.572	9.777	-2.627		1.338	2.111	36.868		1.003	44.810	16.447	
1.834	-8.728	-1.322		1.834	22.583	-4.056		1.834	10.720	-5.312		1.379	-0.026	36.911	Mmax	1.060	41.879	18.909	2d
2.060	-7.914	0.558	2d	2.060	23.397	-9.251	2d	2.060	11.534	-7.827	2d	1.672	-15.146	34.689	Bo/2	1.338	27.553	28.546	
2.096	-7.784	0.841		2.096	23.527	-10.096		2.096	11.664	-8.244		2.006	-32.403	26.739		1.672	10.296	34.874	Bo/2
2.358	-6.841	2.757		2.358	24.470	-16.383		2.358	12.607	-11.424		2.284	-46.729	15.755	2d	1.872	-0.025	35.901	Mmax
2.620	-5.898	4.426	節点A	2.620	25.413	-22.918	節点F	2.620	13.550	-14.850	節点D	2.341	-49.660	13.017		2.006	-6.961	35.431	2d
												2.447	-55.141	7.453	P1(L8)	2.284	-21.287	31.511	
												2.447	-67.696	7.453	P1(L8)	2.341	-24.218	30.218	
												2.675	-79.472	-9.339		2.447	-29.699	27.355	P1(L7)
												2.754	-83.539	-15.762	P2(L4)	2.447	-42.254	27.355	P1(L7)
												2.754	-89.929	-15.762	P2(L4)	2.675	-54.030	16.369	
												3.010	-103.119	-40.434		3.010	-71.287	-4.584	
												3.344	-120.376	-77.802	節点C	3.344	-88.544	-31.308	節点E

(軸力)

NA= 122.946 KN
NB= 83.694 KN
NC= -235.902 KN
ND= -278.878 KN
NE= -88.544 KN
NF= -127.796 KN
NBC=NCB= -20.100 KN
NCE=NEC= -15.981 KN

Bo= 3.344 = 334.4 cm
Ho= 2.620 = 262.0 cm
Bo'= 6.688 = 668.8 cm

(フレーム)

X	Y	X	Y
0	-262.0	334.4	0
0	0	334.4	-262.0
334.4	0		
668.8	0.0		
668.8	-262.0		

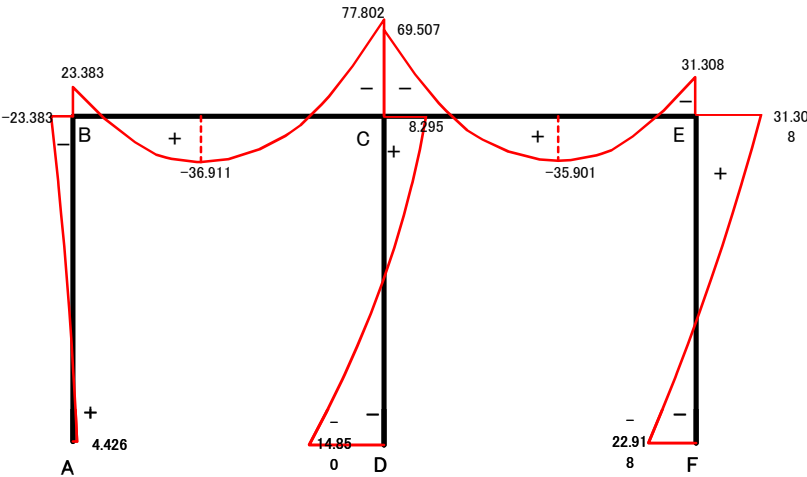
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

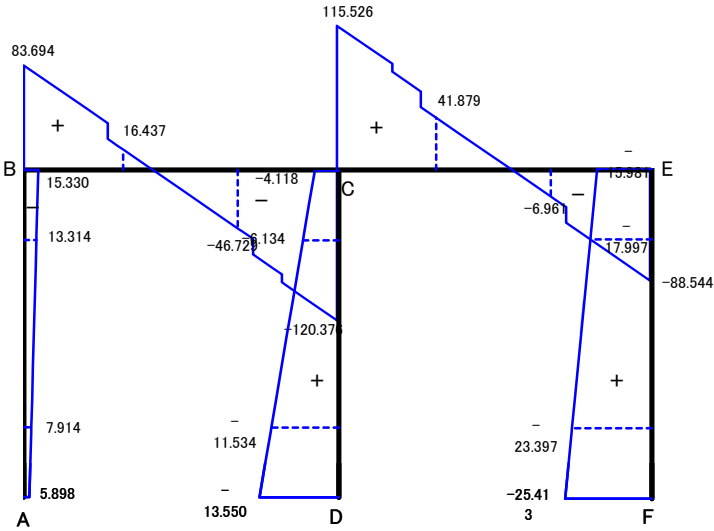
設 計 計 算

「荷重ケース4」

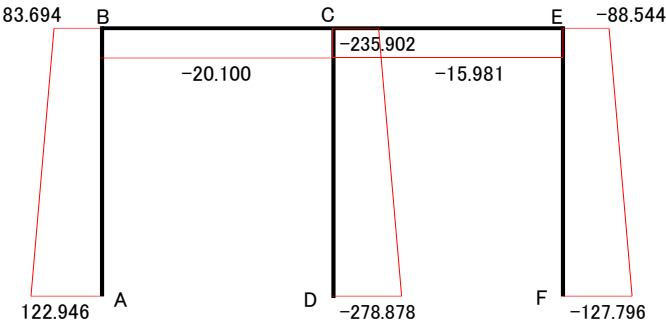
曲げモーメント(ケース4)



せん断力(ケース4)



※ 次の図中の符号は正(+)負(-)が逆になる。
・ 曲げモーメント : 操作台B-C、C-E
・ せん断力 : 柱A-B、C-D、E-F



(軸力図)

図4.5.9

断面力図(荷重ケース4:常時+風荷重)

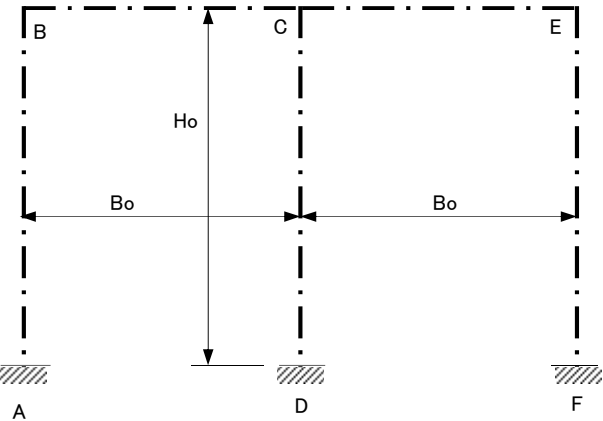
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース4」

(8) 断面力の集計(荷重ケース4:常時+風荷重)



ここに、
 $B_o = 3.344 \text{ m}$
 $H_o = 2.620 \text{ m}$

図4.5.10 ラーメン構造

表4.5.9 断面力の集計(荷重ケース4:常時+風荷重)

部材	位置			断面力			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-15.330	-23.383	83.694	S_{max}
	2d	0.560	Bより	-13.314	-15.363	92.084	
	x2	2.060	Bより	-7.914	0.558	114.556	
	節点A	2.620		-5.898	4.426	122.946	
柱E-F	節点E	0.000		15.981	31.308	-88.544	
	2d	0.560	Eより	17.997	21.794	-96.934	
	x2	2.060	Eより	23.397	-9.251	-119.406	
	節点B	2.620		25.413	-22.918	-127.796	S_{max}
柱C-D	節点C	0.000		4.118	8.295	-235.902	
	2d	0.560	Fより	6.134	5.424	-245.088	
	x2	2.060	Fより	11.534	-7.827	-269.692	
	節点D	2.620		13.550	-14.850	-278.878	S_{max}
操作台B-C	節点B	0.000		83.694	-23.383	-20.100	
	2d	1.060	Bより	16.437	34.294	-20.100	
	x2	2.284	Bより	-46.729	15.755	-20.100	
	Mmax	1.379	Bより	-0.026	36.911	-20.100	
	節点C	3.344		-120.376	-77.802	-20.100	S_{max}
操作台C-E	節点C	0.000		115.526	-69.507	-15.981	S_{max}
	2d	1.060	Cより	41.879	18.909	-15.981	
	x2	2.284	Cより	-21.287	31.511	-15.981	
	Mmax	1.872	Cより	-0.025	35.901	-15.981	
	節点E	3.344		-88.544	-31.308	-15.981	

表4.5.10 最大断面力の選定(荷重ケース4)

部材		断面力						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	E-F	25.413	23.397	31.308		127.796		
中柱	C-D	13.550	11.534	14.850		278.878		
操作台	B-C	120.376	46.729	77.802		20.100		

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース5」

4-5-5. 荷重ケース5(常時+風荷重+温度荷重+15°)

表4.5.11 断面力の集計(荷重ケース5:常時+風荷重+温度荷重+15°)

部材	位置			断面力(常時+風荷重)			断面力(温度荷重+15°)			断面力合計(常時+風荷重+温度荷重+15°)			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-15.330	-23.383	83.694	-82.147	-87.385	39.198	-97.477	-110.768	122.892	Smax
	2d	0.560	Bより	-13.314	-15.363	92.084	-82.147	-41.382	39.198	-95.461	-56.745	131.282	
	x2	2.060	Bより	-7.914	0.558	114.556	-82.147	81.838	39.198	-90.061	82.396	153.754	
	節点A	2.620		-5.898	4.426	122.946	-82.147	127.841	39.198	-88.045	132.267	162.144	
柱E-F	節点E	0.000		15.981	31.308	-88.544	82.147	87.385	-39.198	98.128	118.693	-127.742	
	2d	0.560	Eより	17.997	21.794	-96.934	82.147	41.382	-39.198	100.144	63.176	-136.132	
	x2	2.060	Eより	23.397	-9.251	-119.406	82.147	-81.838	-39.198	105.544	-91.089	-158.604	
	節点F	2.620		25.413	-22.918	-127.796	82.147	-127.841	-39.198	107.560	-150.759	-166.994	Smax
柱C-D	節点C	0.000		4.118	8.295	-235.902	0.000	0.000	78.396	4.118	8.295	-157.506	
	2d	0.560	Fより	6.134	5.424	-245.088	0.000	0.000	78.396	6.134	5.424	-166.692	
	x2	2.060	Fより	11.534	-7.827	-269.692	0.000	0.000	78.396	11.534	-7.827	-191.296	
	節点D	2.620		13.550	-14.850	-278.878	0.000	0.000	78.396	13.550	-14.850	-200.482	Smax
操作台B-C	節点B	0.000		83.694	-23.383	-20.100	39.198	-87.385	-82.147	122.892	-110.768	-102.247	Smax
	2d	1.060	Bより	16.437	34.294	-20.100	39.198	-45.835	-82.147	55.635	-11.541	-102.247	
	x2	2.284	Bより	-46.729	15.755	-20.100	39.198	2.142	-82.147	-7.531	17.897	-102.247	
	Mmax	2.138	Bより	-39.195	22.027	-20.100	39.198	-3.580	-82.147	0.003	18.447	-102.247	
	節点C	3.344		-120.376	-77.802	-20.100	39.198	43.692	-82.147	-81.178	-34.110	-102.247	
操作台C-E	節点C	0.000		115.526	-69.507	-15.981	-39.198	43.692	-82.147	76.328	-25.815	-98.128	
	2d	1.060	Cより	41.879	18.909	-15.981	-39.198	2.142	-82.147	2.681	21.051	-98.128	
	x2	2.284	Cより	-21.287	31.511	-15.981	-39.198	-45.835	-82.147	-60.485	-14.324	-98.128	
	Mmax	1.112	Cより	39.195	21.016	-15.981	-39.198	0.104	-82.147	-0.003	21.120	-98.128	
	節点E	3.344		-88.544	-31.308	-15.981	-39.198	-87.385	-82.147	-127.742	-118.693	-98.128	Smax

※ 1. 断面力合計は次の計算による。

- ・ せん断力S＝断面力(常時+風荷重)＋断面力(温度荷重+15°)
- ・ 曲げモーメントM＝断面力(常時+風荷重)＋断面力(温度荷重+15°)
- ・ 軸力N＝断面力(常時+風荷重)＋断面力(温度荷重+15°)

表4.5.12 最大断面力の選定(荷重ケース5)

部材		断面力						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	E-F	107.560	105.544	150.759		166.994		
中柱	C-D	13.550	11.534	14.850		200.482		
操作台	C-E	127.742	60.485	118.693		98.128		

第4章 門柱の設計

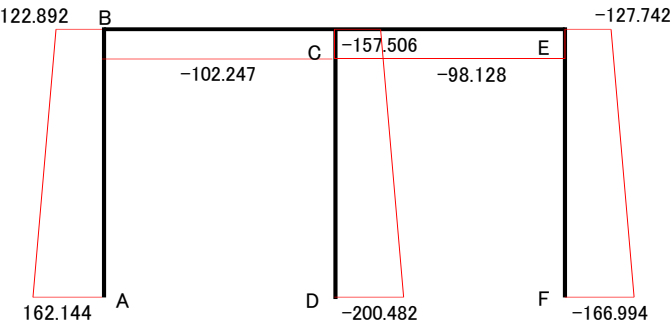
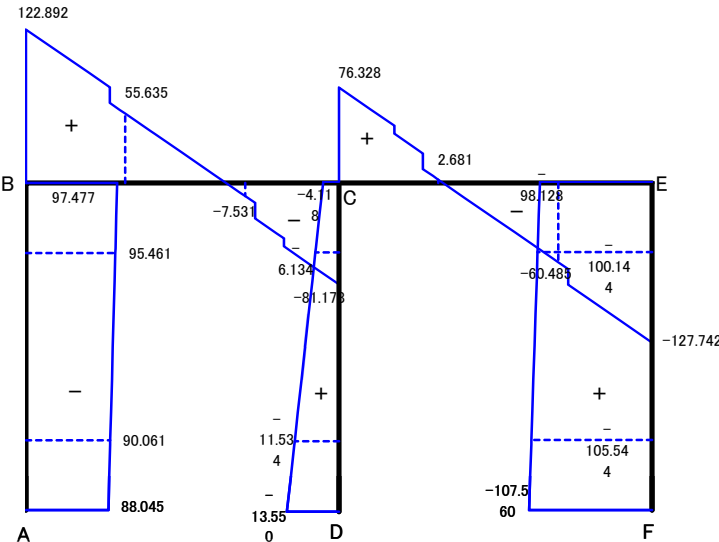
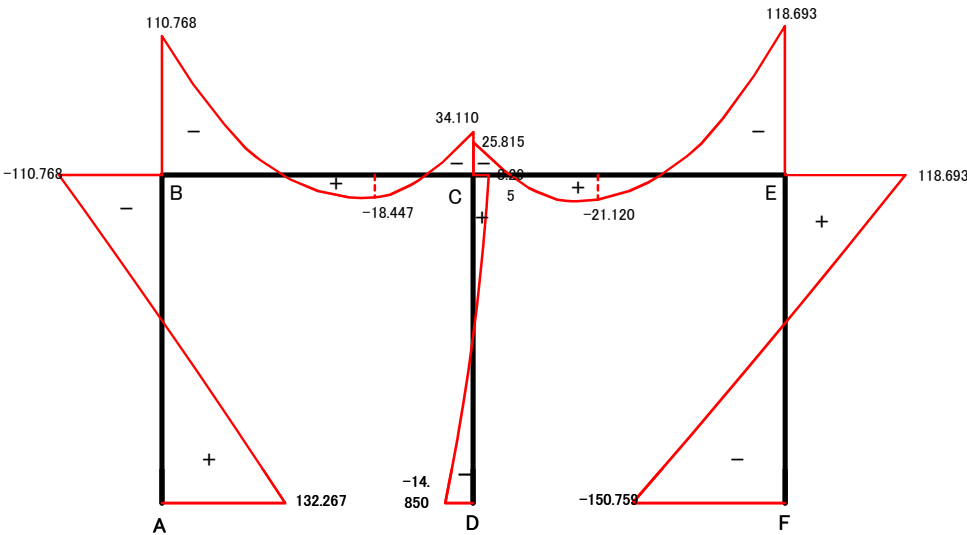
設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース5」

曲げモーメント(ケース5)

せん断力(ケース5)



※ 次の図中の符号は正(+)負(-)が逆になる。
・ 曲げモーメント : 操作台B-C、C-E
・ せん断力 : 柱A-B、C-D、E-F

(軸力図)

図4.5.11 断面力図(荷重ケース5: 常時+風荷重+温度荷重+15°)

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース6」

4-5-6. 荷重ケース6(常時+風荷重+温度荷重-15°)

表4.5.13 断面力の集計(荷重ケース6:常時+風荷重+温度荷重-15°)

部材	位置			断面力(常時+風荷重)			断面力(温度荷重-15°)			断面力合計(常時+風荷重+温度荷重-15°)			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-15.330	-23.383	83.694	82.171	87.410	-39.210	66.841	64.027	44.484	
	2d	0.560	Bより	-13.314	-15.363	92.084	82.171	41.394	-39.210	68.857	26.031	52.874	
	x2	2.060	Bより	-7.914	0.558	114.556	82.171	-81.863	-39.210	74.257	-81.305	75.346	
	節点A	2.620		-5.898	4.426	122.946	82.171	-127.879	-39.210	76.273	-123.453	83.736	Smax
柱E-F	節点E	0.000		15.981	31.308	-88.544	-82.171	-87.410	39.210	-66.190	-56.102	-49.334	Smax
	2d	0.560	Eより	17.997	21.794	-96.934	-82.171	-41.394	39.210	-64.174	-19.600	-57.724	
	x2	2.060	Eより	23.397	-9.251	-119.406	-82.171	81.863	39.210	-58.774	72.612	-80.196	
	節点F	2.620		25.413	-22.918	-127.796	-82.171	127.879	39.210	-56.758	104.961	-88.586	
柱C-D	節点C	0.000		4.118	8.295	-235.902	0.000	0.000	-78.420	4.118	8.295	-314.322	
	2d	0.560	Fより	6.134	5.424	-245.088	0.000	0.000	-78.420	6.134	5.424	-323.508	
	x2	2.060	Fより	11.534	-7.827	-269.692	0.000	0.000	-78.420	11.534	-7.827	-348.112	
	節点D	2.620		13.550	-14.850	-278.878	0.000	0.000	-78.420	13.550	-14.850	-357.298	Smax
操作台B-C	節点B	0.000		83.694	-23.383	-20.100	-39.210	87.413	82.171	44.484	64.030	62.071	
	2d	1.060	Bより	16.437	34.294	-20.100	-39.210	45.850	82.171	-22.773	80.144	62.071	
	x2	2.284	Bより	-46.729	15.755	-20.100	-39.210	-2.143	82.171	-85.939	13.612	62.071	
	Mmax	0.862	Bより	39.210	30.929	-20.100	-39.210	53.614	82.171	0.000	84.543	62.071	
	節点C	3.344		-120.376	-77.802	-20.100	-39.210	-43.706	82.171	-159.586	-121.508	62.071	Smax
操作台C-E	節点C	0.000		115.526	-69.507	-15.981	39.210	-43.706	82.171	154.736	-113.213	66.190	Smax
	2d	1.060	Cより	41.879	18.909	-15.981	39.210	-2.143	82.171	81.089	16.766	66.190	
	x2	2.284	Cより	-21.287	31.511	-15.981	39.210	45.850	82.171	17.923	77.361	66.190	
	Mmax	2.447	Cより	-39.210	27.355	-15.981	39.210	52.241	82.171	0.000	79.596	66.190	
	節点E	3.344		-88.544	-31.308	-15.981	39.210	87.413	82.171	-49.334	56.105	66.190	

※ 1. 断面力合計は次の計算による。

- ・せん断力S＝断面力(常時+風荷重)+断面力(温度荷重-15°)
- ・曲げモーメントM＝断面力(常時+風荷重)+断面力(温度荷重-15°)
- ・軸力N＝断面力(常時+風荷重)+断面力(温度荷重-15°)

表4.5.14 最大断面力の選定(荷重ケース6)

部材		断面力						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	A-B	76.273	74.257	123.453		83.736		
中柱	C-D	13.550	11.534	14.850		357.298		
操作台	B-C	159.586	85.939	121.508		62.071		

「荷重ケース6」

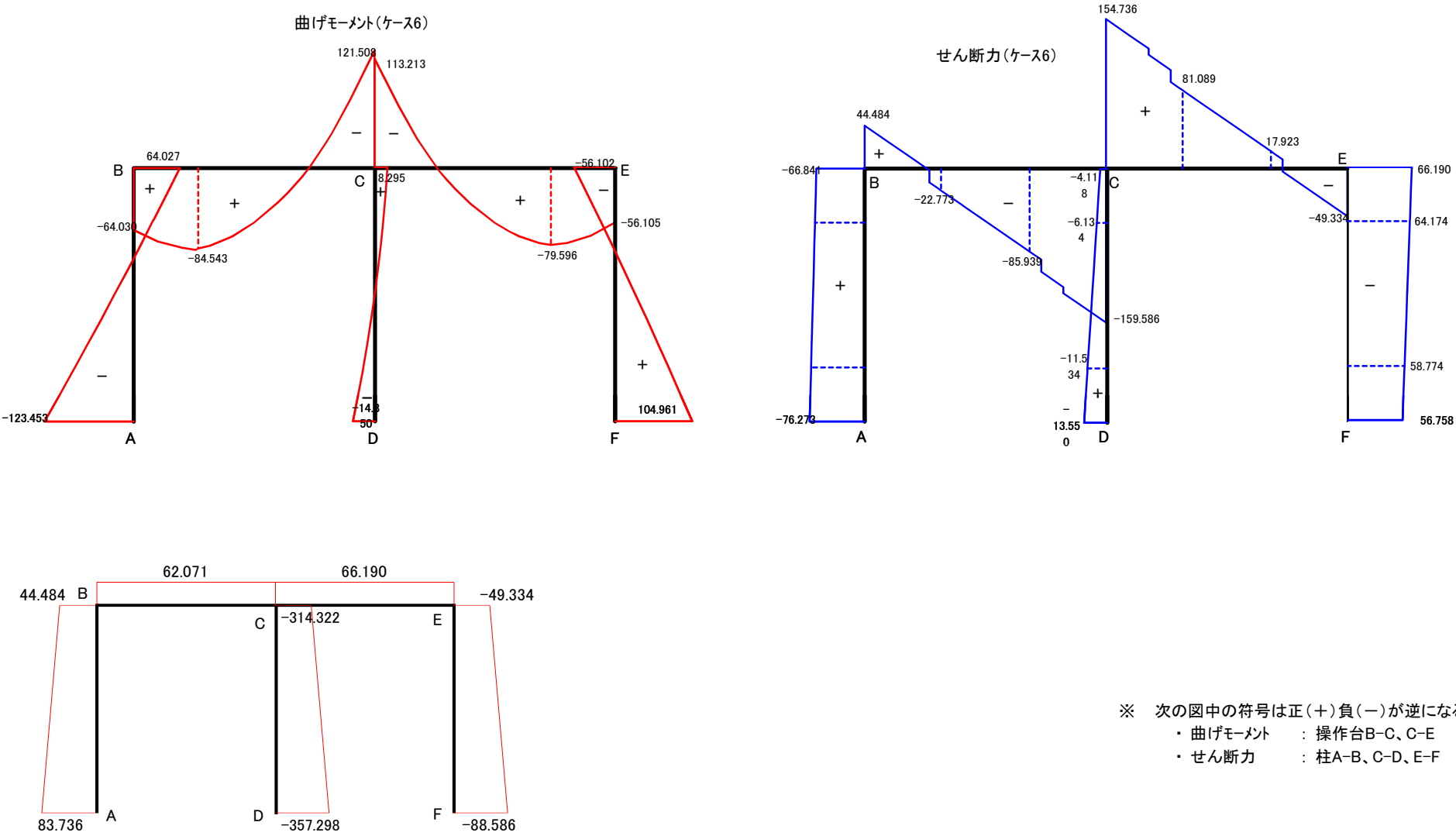


図4.5.12 断面力図(荷重ケース6:常時+風荷重+温度荷重-15°)

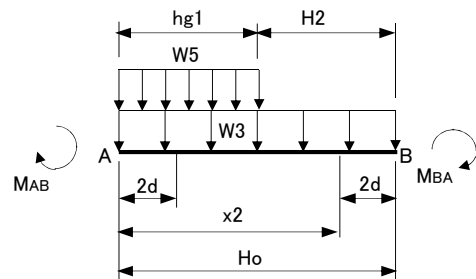
第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース7」

(柱A-B)



ここに、

$$\begin{aligned} Ho &= 2.620 \text{ m} \\ MAB &= -16.154 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ MBA &= 7.277 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ W3 &= 2.842 \text{ KN/m}^2 \\ W5 &= 0.368 \text{ KN/m}^2 \\ hg1 &= 1.100 \text{ m} \\ H2 &= 1.520 \text{ m} \end{aligned}$$

・ 2d位置

(節点Aより2d)

$$2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

ここに、

$$t4 : \text{柱A-Bの部材厚} \quad t4 = 0.400 \text{ m}$$

$$d' : \text{柱A-Bの鉄筋かぶり} \quad d' = 0.12 \text{ m}$$

$$d : \text{柱A-Bの有効部材厚}$$

$$d = t4 - d' = 0.400 - 0.12 = 0.280 \text{ m}$$

(節点Aよりx2: 節点Bより2d)

$$x2 = Ho - 2d = 2.620 - 0.560 = 2.060 \text{ m}$$

設計計算

4-5-7. 荷重ケース7(地震時)

(1) 柱A-B(左端柱)

1) せん断力

$$SAB = \frac{W3 \cdot Ho}{2} + W5 \cdot hg1 - \frac{W5 \cdot hg1^2}{2 \cdot Ho} - \frac{MAB + MBA}{Ho} = \frac{2.842 \times 2.620}{2} + 0.368 \times 1.100 - \frac{0.368 \times 1.100^2}{2 \cdot 2.620} - \frac{-16.154 + 7.277}{2.620} = 7.431 \text{ KN}$$

$$SBA = SAB - W2 \cdot Ho - W5 \cdot hg1 = 7.431 - 2.842 \times 2.620 - 0.368 \times 1.100 = -0.420 \text{ KN}$$

・ 節点Aから任意点x(m)のせん断力

$$「x < hg1」 : Sx = SAB - (W3 + W5) \cdot x \quad \dots \text{①式}$$

$$「x \geq hg1」 : Sx = SAB - W3 \cdot x - W5 \cdot hg1 \quad \dots \text{②式}$$

(SBAの照査: x=Ho) ... ①式より

$$Sx = 7.431 - 2.842 \times 2.620 - 0.368 \times 1.100 = -0.420 \text{ KN} \quad \dots \text{OK}$$

・ 節点Bから任意点x(m)のせん断力

$$「x < H2」 : Sx = SBA + W3 \cdot x \quad \dots \text{③式}$$

$$「x \geq H2」 : Sx = SBA + W3 \cdot x + W5 \cdot (hg1 - Ho + x) \quad \dots \text{④式}$$

(SABの照査: x=Ho) ... ④式より

$$Sx = -0.420 + 2.842 \times 2.620 + 0.368 \times (1.100 - 2.620 + 2.620) = 7.431 \text{ KN} \quad \dots \text{OK}$$

2) 曲げモーメント

$$MA = MAB = -16.154 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$MB = -MBA = 7.277 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Aから任意点x(m)の曲げモーメント

$$「x < hg1」 : Mx = SAB \cdot x - (W3 + W5) \cdot x^2 / 2 + MA \quad \dots \text{⑤式}$$

$$「x \geq hg1」 : Mx = SAB \cdot x - W3 \cdot x^2 / 2 - W5 \cdot hg1 \cdot (x - hg1 / 2) + MA \quad \dots \text{⑥式}$$

(MBの照査: x=Ho) ... ⑥式より

$$Mx = 7.431 \times 2.620 - 2.842 \times 2.620^2 / 2 - 0.368 \times 1.100 \times (2.620 - 1.100 / 2) + (-16.154) = -7.277 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK}$$

・ 節点Bから任意点x(m)の曲げモーメント

$$「x < H2」 : Mx = -SBA \cdot x - W3 \cdot x^2 / 2 + MB \quad \dots \text{⑤式}$$

$$「x \geq H2」 : Mx = -SBA \cdot x - W3 \cdot x^2 / 2 - W5 \cdot (x + hg1 - Ho)^2 / 2 + MB \quad \dots \text{⑥式}$$

(MAの照査: x=Ho) ... ⑥式より

$$Mx = -(-0.420) \times 2.620 - 2.842 \times 2.620^2 / 2 - 0.368 \times (2.620 + 1.100 - 2.620)^2 / 2 + (-7.277) = -16.154 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK}$$

・ 最大曲げモーメント

「MA < 0」、「MB < 0」より、Mmaxは絶対値で評価する。

$$|MA| = 16.154 \text{ KN}\cdot\text{m} > |MB| = 7.277 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

以上から、Mmaxは次のようになる。

$$Mmax = 16.154 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

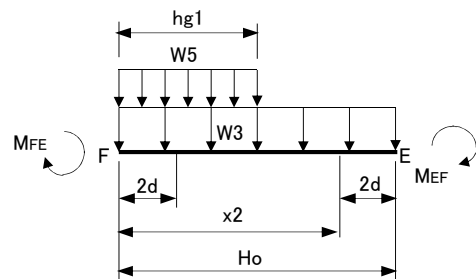
第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース7」

(柱E-F)



ここに、

$H_o = 2.620 \text{ m}$
 $M_{FE} = -44.145 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{EF} = -47.302 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $W_3 = 2.842 \text{ kN/m}^2$
 $W_7 = 2.225 \text{ kN/m}^2$
 $hg_1 = 1.100 \text{ m}$
 $H_2 = 1.520 \text{ m}$

・ 2d位置

(節点Fより2d) : $2d = 0.560 \text{ m}$
 (節点Fよりx2: 節点Eより2d) : $x_2 = 2.060 \text{ m}$

設 計 計 算

(2) 柱E-F(右端柱)

1) せん断力

$$S_{FE} = \frac{W_3 \cdot H_o}{2} + W_7 \cdot hg_1 - \frac{W_7 \cdot hg_1^2}{2 \cdot H_o} - \frac{M_{FE} + M_{EF}}{H_o} = \frac{2.842}{2} \times \frac{2.620}{2} + 2.225 \times 1.100 - \frac{-44.145 + -47.302}{2.620} = 40.560 \text{ KN}$$

$$S_{EF} = S_{AB} - W_3 \cdot H_o - W_7 \cdot hg_1 = 40.560 - 2.842 \times 2.620 - 2.225 \times 1.100 = 30.666 \text{ KN}$$

・ 節点Aから任意点x(m)のせん断力

$$[x < hg_1] : S_x = S_{FE} - (W_3 + W_7) \cdot x \quad \dots \text{①式}$$

$$[x \geq hg_1] : S_x = S_{FE} - W_3 \cdot x - W_7 \cdot hg_1 \quad \dots \text{②式}$$

(SEFの照査: $x = H_o$) ... ①式より

$$S_x = 40.560 - 2.842 \times 2.620 - 2.225 \times 1.100 = 30.666 \text{ KN} \quad \dots \text{OK}$$

・ 節点Bから任意点x(m)のせん断力

$$[x < H_2] : S_x = S_{EF} + W_3 \cdot x \quad \dots \text{③式}$$

$$[x \geq H_2] : S_x = S_{EF} + W_3 \cdot x + W_7 \cdot (hg_1 - H_o + x) \quad \dots \text{④式}$$

(SFEの照査: $x = H_o$) ... ④式より

$$S_x = 30.666 + 2.842 \times 2.620 + 2.225 \times (1.100 - 2.620 + 2.620) = 40.560 \text{ KN} \quad \dots \text{OK}$$

2) 曲げモーメント

$$M_F = M_{FE} = -44.145 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_E = -M_{EF} = 47.302 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Fから任意点x(m)の曲げモーメント

$$[x < hg_1] : M_x = S_{FE} \cdot x - (W_3 + W_7) \cdot x^2 / 2 + M_F \quad \dots \text{⑤式}$$

$$[x \geq hg_1] : M_x = S_{FE} \cdot x - W_3 \cdot x^2 / 2 - W_7 \cdot hg_1 \cdot (x - hg_1 / 2) + M_F \quad \dots \text{⑥式}$$

(MEの照査: $x = H_o$) ... ⑥式より

$$M_x = 40.560 \times 2.620 - 2.842 \times \frac{2.620^2}{2} - 2.225 \times 1.100 \times (2.620 - 1.100 / 2) + -44.145 = 47.302 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK}$$

・ 節点Eから任意点x(m)の曲げモーメント

$$[x < H_2] : M_x = -S_{EF} \cdot x - W_3 \cdot x^2 / 2 + M_E \quad \dots \text{⑤式}$$

$$[x \geq H_2] : M_x = -S_{EF} \cdot x - W_3 \cdot x^2 / 2 - W_7 \cdot (x + hg_1 - H_o)^2 / 2 + M_E \quad \dots \text{⑥式}$$

(MFの照査: $x = H_o$) ... ⑥式より

$$M_x = -30.666 \times 2.620 - 2.842 \times \frac{2.620^2}{2} - 2.225 \times (2.620 + 1.100 - 1.100)^2 / 2 + 47.302 = -44.143 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK}$$

・ 最大曲げモーメント

「 $M_F > 0$ 」、「 $M_E > 0$ 」より、 M_{max} は絶対値で評価する。

$$|M_F| = 44.145 \text{ kN}\cdot\text{m} < |M_E| = 47.302 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

以上から、 M_{max} は次のようになる。

$$M_{max} = 47.302 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

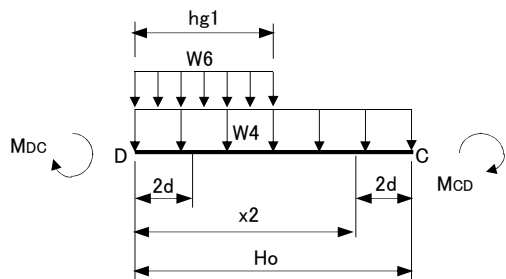
第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース7」

(柱C-D)



ここに、

$$\begin{aligned} Ho &= 2.620 \text{ m} \\ M_{DC} &= -54.771 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{CD} &= -39.092 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ W4 &= 3.332 \text{ KN/m}^2 \\ W6 &= 2.593 \text{ KN/m}^2 \\ hg1 &= 1.100 \text{ m} \\ H2 &= 1.520 \text{ m} \end{aligned}$$

・ 2d位置

(節点Dより2d)

$$2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m}$$

ここに、

$$\begin{aligned} t8 &: \text{柱D-Cの部材厚} & t8 &= 0.400 \text{ m} \\ d' &: \text{柱D-Cの鉄筋かぶり} & d' &= 0.12 \text{ m} \\ d &: \text{柱D-Cの有効部材厚} & d &= t8 - d' = 0.400 - 0.12 = 0.280 \text{ m} \end{aligned}$$

(節点Dよりx2: 節点Cより2d)

$$x2 = Ho - 2d = 2.620 - 0.560 = 2.060 \text{ m}$$

設計計算

(3) 柱C-D(中柱)

1) せん断力

$$S_{DC} = \frac{W4 \cdot Ho}{2} + W6 \cdot hg1 - \frac{W6 \cdot hg1^2}{2 \cdot Ho} - \frac{M_{DC} + M_{CD}}{Ho} = \frac{3.332 \times 2.620}{2} + 2.593 \times 1.100 - \frac{-54.771 + -39.092}{2.620} = 42.444 \text{ KN}$$

$$S_{CD} = S_{DC} - W4 \cdot Ho - W6 \cdot hg1 = 42.444 - 3.332 \times 2.620 - 2.593 \times 1.100 = 30.862 \text{ KN}$$

・ 節点Dから任意点x(m)のせん断力

$$「x < hg1」: S_x = S_{DC} - (W4 + W6) \cdot x \quad \dots \text{①式}$$

$$「x \geq hg1」: S_x = S_{DC} - W4 \cdot x - W6 \cdot hg1 \quad \dots \text{②式}$$

(SCDの照査: x=Ho) ... ①式より

$$S_x = 42.444 - 3.332 \times 2.620 - 2.593 \times 1.100 = 30.862 \text{ KN} \quad \dots \text{OK}$$

・ 節点Cから任意点x(m)のせん断力

$$「x < H2」: S_x = S_{CD} + W4 \cdot x \quad \dots \text{③式}$$

$$「x \geq H2」: S_x = S_{CD} + W4 \cdot x + W6 \cdot (hg1 - Ho + x) \quad \dots \text{④式}$$

(SDCの照査: x=Ho) ... ④式より

$$S_x = 30.862 + 3.332 \times 2.620 + 2.593 \times (1.100 - 2.620 + 2.620) = 42.444 \text{ KN} \quad \dots \text{OK}$$

2) 曲げモーメント

$$M_D = M_{DC} = -54.771 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_C = -M_{CD} = 39.092 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 節点Dから任意点x(m)の曲げモーメント

$$「x < hg1」: M_x = S_{DC} \cdot x - (W4 + W6) \cdot x^2 / 2 + M_D \quad \dots \text{⑤式}$$

$$「x \geq hg1」: M_x = S_{DC} \cdot x - W4 \cdot x^2 / 2 - W6 \cdot hg1 \cdot (x - hg1 / 2) + M_D \quad \dots \text{⑥式}$$

(MEの照査: x=Ho) ... ⑥式より

$$M_x = 42.444 \times 2.620 - 3.332 \times 2.620^2 / 2 - 2.593 \times 1.100 \times (2.620 - 1.100 / 2) + -54.771 = 39.092 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK}$$

・ 節点Eから任意点x(m)の曲げモーメント

$$「x < H2」: M_x = -S_{CD} \cdot x - W4 \cdot x^2 / 2 + M_C \quad \dots \text{⑤式}$$

$$「x \geq H2」: M_x = -S_{CD} \cdot x - W4 \cdot x^2 / 2 - W6 \cdot (x + hg1 - Ho)^2 / 2 + M_C \quad \dots \text{⑥式}$$

(MDの照査: x=Ho) ... ⑥式より

$$M_x = -30.862 \times 2.620 - 3.332 \times 2.620^2 / 2 - 2.593 \times (2.620 + 1.100 - 2.620)^2 / 2 + 39.092 = -54.771 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{OK}$$

・ 最大曲げモーメント

「MD>0」、「MC>0」より、Mmaxは絶対値で評価する。

$$|M_D| = 54.771 \text{ KN}\cdot\text{m} > |M_C| = 39.092 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

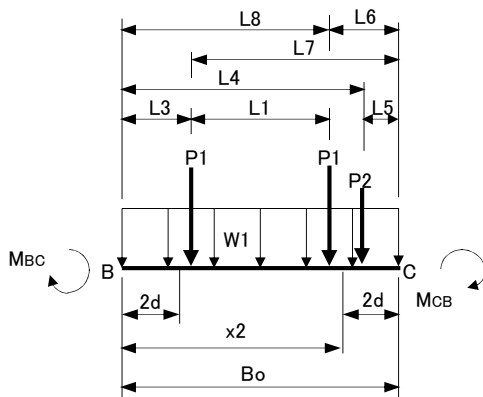
以上から、Mmaxは次のようになる。

$$M_{max} = 54.771 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース7」
(操作台B-C)



ここに、

$B_o = 3.344$ m	$L_1 = 1.550$ m
$M_{BC} = -7.277$ KN・m	$L_3 = 0.897$ m
$M_{CB} = 93.228$ KN・m	$L_4 = 2.754$ m
$W_1 = 51.606$ KN/m ²	$L_5 = 0.590$ m
$P_1 = 12.555$ KN	$L_6 = 0.897$ m
$P_2 = 6.390$ KN	$L_7 = 2.447$ m
	$L_8 = 2.447$ m

(4) 操作台B-C

1) せん断力

$$S_{BC} = \frac{W_1 \cdot B_o}{2} + \frac{P_1 \cdot (L_7 + L_6) + P_2 \cdot L_5}{B_o} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{B_o} = \frac{51.606}{2} \times \frac{3.344}{2} + \frac{12.555 \times (2.447 + 0.897) + 6.390 \times 0.590}{3.344} - \frac{-7.277 + 93.228}{3.344} = 74.264 \text{ KN}$$

$$S_{CB} = S_{BC} - W_1 \cdot B_o - 2 \cdot P_1 - P_2 = 74.264 - 51.606 \times 3.344 - 2 \times 12.555 - 6.390 = -129.806 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Bより2d)

$$2d = 2 \times 0.530 = 1.060 \text{ m}$$

ここに、

t1 : 操作台の部材厚	t1 = 0.600 m
d' : 操作台の鉄筋かぶり	d' = 0.07 m
d : 操作台の有効部材厚	d = t1 - d' = 0.600 - 0.07 = 0.530 m

(節点Bよりx2: 節点Cより2d)

$$x_2 = B_o - 2d = 3.344 - 1.060 = 2.284 \text{ m}$$

・ 節点Bから任意点x(m)のせん断力

「 $x < L_3$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x$	… ①式
「 $L_3 \leq x < L_8$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1$	… ②式
「 $L_8 \leq x < L_4$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - 2 \cdot P_1$	… ③式
「 $x \geq L_4$ 」	: $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - 2 \cdot P_1 - P_2$	… ④式

2) 曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -7.277 \text{ KN・m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -93.228 \text{ KN・m}$$

・ 節点Bから任意点x(m)の曲げモーメント

「 $x < L_3$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 + M_B$	… ⑤式
「 $L_3 \leq x < L_8$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (x - L_3) + M_B$	… ⑥式
「 $L_8 \leq x < L_4$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_3 - L_8) + M_B$	… ⑦式
「 $x \geq L_4$ 」	: $M_x = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_3 - L_8) - P_2 \cdot (x - L_4) + M_B$	… ⑧式

・ 最大曲げモーメントの計算

②式より、「 $x = L_3$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 74.264 - 51.606 \times 0.897 - 12.555 = 15.419 \text{ KN}$$

②式より、「 $x = L_8$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 74.264 - 51.606 \times 2.447 - 12.555 = -64.57 \text{ KN}$$

以上から、「せん断力=0」の位置は②式の範囲にあることから、②式よりMmaxの生じる位置xを求める。

「 $S_x = S_{BC} - W_1 \cdot x - P_1 = 0$ 」より、

$$x = \frac{S_{BC} - P_1}{W_1} = \frac{74.264 - 12.555}{51.606} = 1.196 \text{ m}$$

⑥式より、

$$M_{max} = S_{BC} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_1 \cdot (x - L_3) + M_B = 74.264 \times 1.196 - 51.606 \times 1.196^2 / 2 - 12.555 \times (1.196 - 0.897) + -7.277 = 40.880 \text{ KN・m}$$

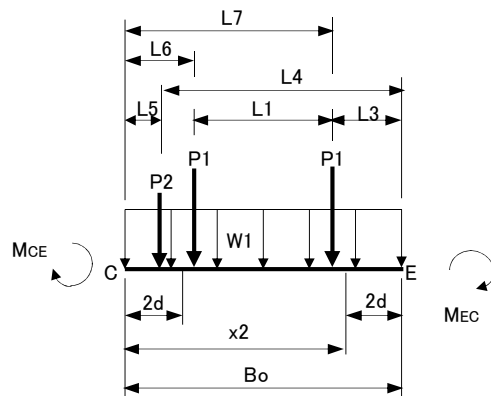
第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース7」

(操作台C-E)



ここに、

$B_o = 3.344$ m	$L_1 = 1.550$ m
$M_{CE} = -54.135$ KN·m	$L_3 = 0.897$ m
$M_{EC} = 47.302$ KN·m	$L_4 = 2.754$ m
$W_1 = 51.606$ KN/m ²	$L_5 = 0.590$ m
$P_1 = 12.555$ KN	$L_6 = 0.897$ m
$P_2 = 6.390$ KN	$L_7 = 2.447$ m
	$L_8 = 2.447$ m

(5) 操作台C-E

1) せん断力

$$S_{CE} = \frac{W_1 \cdot B_o}{2} + \frac{P_2 \cdot L_4 + P_1 \cdot (L_7 + L_3)}{B_o} - \frac{M_{CE} + M_{EC}}{B_o} = \frac{51.606}{2} \times \frac{3.344}{2} + \frac{6.390 \times 2.754 + 12.555 \times (2.447 + 0.897)}{3.344} - \frac{-54.135 + 47.302}{3.344} = 106.146 \text{ KN}$$

$$S_{EC} = S_{BC} - W_1 \cdot B_o - P_2 - 2 \cdot P_1 = 106.146 - 51.606 \times 3.344 - 6.390 - 2 \times 12.555 = -97.924 \text{ KN}$$

・ 2d位置

(節点Cより2d)

$$2d = 2 \times 0.530 = 1.060 \text{ m}$$

ここに、

t_1 : 操作台の部材厚	$t_1 = 0.600$ m
d' : 操作台の鉄筋かぶり	$d' = 0.07$ m
d : 操作台の有効部材厚	$d = t_1 - d' = 0.600 - 0.07 = 0.530$ m

(節点Cよりx2: 節点Eより2d)

$$x_2 = B_o - 2d = 3.344 - 1.060 = 2.284 \text{ m}$$

・ 節点Cから任意点x(m)のせん断力

「 $x < L_5$ 」	: $S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x$	… ①式
「 $L_5 \leq x < L_6$ 」	: $S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2$	… ②式
「 $L_6 \leq x < L_7$ 」	: $S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1$	… ③式
「 $x \geq L_7$ 」	: $S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - 2 \cdot P_1$	… ④式

2) 曲げモーメント

$$M_C = M_{CE} = -54.135 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_E = -M_{EC} = -47.302 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 節点Cから任意点x(m)の曲げモーメント

「 $x < L_5$ 」	: $M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 + M_C$	… ⑤式
「 $L_5 \leq x < L_6$ 」	: $M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) + M_C$	… ⑥式
「 $L_6 \leq x < L_7$ 」	: $M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (x - L_6) + M_C$	… ⑦式
「 $x \geq L_7$ 」	: $M_x = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (2 \cdot x - L_6 - L_7) + M_C$	… ⑧式

・ 最大曲げモーメントの計算

③式より、「 $x = L_6$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 106.146 - 51.606 \times 0.897 - 6.390 - 12.555 = 40.911 \text{ KN}$$

③式より、「 $x = L_7$ 」の場合のせん断力は次のようになる。

$$S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 106.146 - 51.606 \times 2.447 - 6.390 - 12.555 = -39.078 \text{ KN}$$

以上から、「せん断力=0」の位置は③式の範囲にあることから、③式よりMmaxの生じる位置xを求める。

「 $S_x = S_{CE} - W_1 \cdot x - P_2 - P_1 = 0$ 」より、

$$x = \frac{S_{CE} - P_2 - P_1}{W_1} = \frac{106.146 - 6.390 - 12.555}{51.606} = 1.690 \text{ m}$$

⑦式より、

$$M_{max} = S_{CE} \cdot x - W_1 \cdot x^2 / 2 - P_2 \cdot (x - L_5) - P_1 \cdot (x - L_6) + M_C = 106.146 \times 1.690 - 51.606 \times 1.690^2 / 2 - 6.390 \times (1.690 - 0.590) - 12.555 \times (1.690 - 0.897) + (-54.135) = 34.571 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

(6) 軸力の計算(地震時:荷重ケース7)

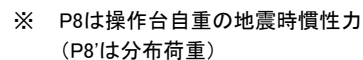


Diagram of a continuous beam with three supports (A, C, E) and four spans (AB, BC, CD, DE). The beam is subjected to a uniformly distributed load of 10 kN/m. The diagram shows the reaction forces at the supports and the shear force diagram (V) in red. The reaction forces are: $R_A = 74.264$ kN, $R_B = -0.420$ kN, $R_C = -0.112$ kN, $R_D = -235.952$ kN, $R_E = -97.924$ kN. The shear force values at the ends of the spans are: $V_{AB} = 74.264$ kN, $V_{BC} = -30.974$ kN, $V_{CD} = -30.666$ kN, $V_{DE} = -97.924$ kN. The shear force diagram shows a linear variation of shear force within each span, with a zero-crossing point in each span.

- 1) 柱A-B(端柱)

$$N_B = S_{BC} = 74.264 \text{ KN}$$

$$N_A = N_B + P_4 \cdot (H_o - h g_1) + P_5 \cdot h g_1 = 74.264 + 14.210 \times (2.620 - 1.100) + 16.048 \times 1.100 = 113.516 \text{ KN}$$

ここに、

P4 : 端柱の自重(ただし、hg1より上の部分)

$$P_4 = 14.210 \text{ KN/m}$$

P5 : 端柱の自重(ただし、hg1部分)

P5= 16.048 KN/m

hg1 : 戸当たり部の高さ

hg1= 1.100 m

- 2) 柱E-F(端柱)

$$N_E = S_{EC} = -97.924 \text{ KN}$$

$$N_f = N_E - P_4 \cdot (H_o - h_{g1}) - P_5 \cdot h_{g1} = -97.924 - 14.210 \times (2.620 - 1.100) - 16.048 \times 1.100 = -137.176 \text{ KN}$$

- 3) 柱C-D(中柱)

$$N_C = S_{CB} - S_{CE} = -129.806 - 106.146 = -235.952 \text{ KN}$$

$$N_D = N_C - P_6 \cdot (H_0 - h_{g1}) - P_7 \cdot h_{g1} = -235.952 - 16.660 \times (2.620 - 1.100) - 18.498 \times 1.100 = -281.623 \text{ KN}$$

ここに、

P6 : 中柱の自重(ただし、hg1より上の部分)

P6= 16.660 KN/m

P7 : 中柱の自重(ただし、hg1部分)

P5= 18.498 KN/m

- #### 4) 操作台B-C

$$N_{BC} = S_{BA} = -0.420 \text{ KN}$$

$$N_{CB} = S_{BA} + P_8' \cdot B_0 = -0.420 - 9.137 \times 3.344 = -30.974 \text{ KN}$$

ここに、

P8' : 操作台の自重(軸方向荷重)

$$P8' = 9.137 \text{ KN/m}$$

- ### 5) 操作台C-E

$$N_{EC} = -S_{EF} = -30.666 \text{ KN}$$

$$N_{CE} = S_{EF} - P_{8'} \cdot B_0 = -30.666 + 9.137 \times 3.344 = -0.112 \text{ KN}$$

- ・ 軸力のまとめ

$$N_A = 113.516 \text{ KN}$$

$$N_B = 74.264 \text{ KN}$$

$$N_c = -235.952 \text{ KN}$$

$$N_D = -281.623 \text{ KN}$$

$$N_E = -97.924 \text{ KN}$$

$$N_F = -137.176 \text{ KN}$$

$$N_{BC} = -0.420 \text{ KN}$$

$$N_{CB} = -30.974 \text{ KN}$$

$$N_{CE} = -0.112 \text{ KN}$$

$$N_{EC} = -30.666 \text{ KN}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース7」

(7) 断面力のまとめ(荷重ケース7:地震時)

(せん断力、曲げモーメント)

表4.5.15 断面力の計算(荷重ケース7:地震時)

柱A-B(節点Bよりx)				柱E-F(節点Eよりx)				柱C-D(節点Cよりx)				操作台B-C(節点Bよりx)				操作台C-E(節点Cよりx)			
距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考	距離x(m)	せん断力Sx (KN)	曲げモーメント Mx(KN・m)	備考
0.000	-0.420	-7.277	節点B	0.000	30.666	47.302	節点E	0.000	30.862	39.092	節点C	0.000	74.264	-7.277	節点B	0.000	106.146	-54.135	節点C
0.262	0.325	-7.265		0.262	31.411	39.170		0.262	31.735	30.892		0.334	57.007	14.672		0.334	88.889	-21.525	
0.524	1.069	-7.447		0.524	32.155	30.843		0.524	32.608	22.463		0.669	39.750	30.849		0.590	75.699	-0.491	P2(L5)
0.560	1.172	-7.487	2d	0.560	32.258	29.683	2d	0.560	32.728	21.287	2d	0.897	27.974	38.577	P1(L3)	0.590	69.309	-0.491	P2(L5)
0.786	1.814	-7.825		0.786	32.900	22.321		0.786	33.481	13.805		0.897	15.419	38.577	P1(L3)	0.669	65.242	4.810	
1.048	2.558	-8.398		1.048	33.644	13.603		1.048	34.354	4.919		1.003	9.938	39.923		0.897	53.466	18.355	P1(L6)
1.310	3.303	-9.165	Ho/2	1.310	34.389	4.691	Ho/2	1.310	35.227	-4.196	Ho/2	1.060	7.007	40.404	2d	0.897	40.911	18.355	P1(L6)
1.572	4.067	-10.129		1.572	35.249	-4.420		1.572	36.235	-13.544		1.196	-0.011	40.880	Mmax	1.003	35.430	22.409	
1.834	4.908	-11.304		1.834	36.577	-13.829		1.834	37.787	-23.240		1.338	-7.319	40.361		1.060	32.499	24.338	2d
2.060	5.633	-12.496	2d	2.060	37.722	-22.225	2d	2.060	39.126	-31.932	2d	1.672	-24.576	35.028	Bo/2	1.338	18.173	31.371	
2.096	5.749	-12.700		2.096	37.904	-23.586		2.096	39.339	-33.344		2.006	-41.833	23.925		1.672	0.916	34.563	Bo/2
2.358	6.590	-14.317		2.358	39.232	-33.691		2.358	40.892	-43.854		2.284	-56.159	10.323	2d	1.690	-0.013	34.571	Mmax
2.620	7.431	-16.154	節点A	2.620	40.560	-44.143	節点F	2.620	42.444	-54.771	節点D	2.341	-59.090	7.050		2.006	-16.341	31.984	
												2.447	-64.570	0.484	P1(L8)	2.284	-30.667	25.459	2d
												2.447	-77.125	0.484	P1(L8)	2.341	-33.598	23.634	
												2.675	-88.902	-18.460		2.447	-39.078	19.775	P1(L7)
												2.754	-92.968	-25.625	P2(L4)	2.447	-51.633	19.775	P1(L7)
												2.754	-99.358	-25.625	P2(L4)	2.675	-63.410	6.649	
												3.010	-112.549	-52.707		3.010	-80.667	-17.441	
												3.344	-129.806	-93.229	節点C	3.344	-97.924	-47.301	節点E

(軸力)

NA= 113.516 KN
NB= 74.264 KN
NC= -235.952 KN
ND= -281.623 KN
NE= -97.924 KN
NF= -137.176 KN
NBC= -0.420 KN
NCB= -30.974 KN
NCE= -0.112 KN
NEC= -30.666 KN

Bo= 3.344 = 334.4 cm
Ho= 2.620 = 262.0 cm
Bo'= 6.688 = 668.8 cm

(フレーム)

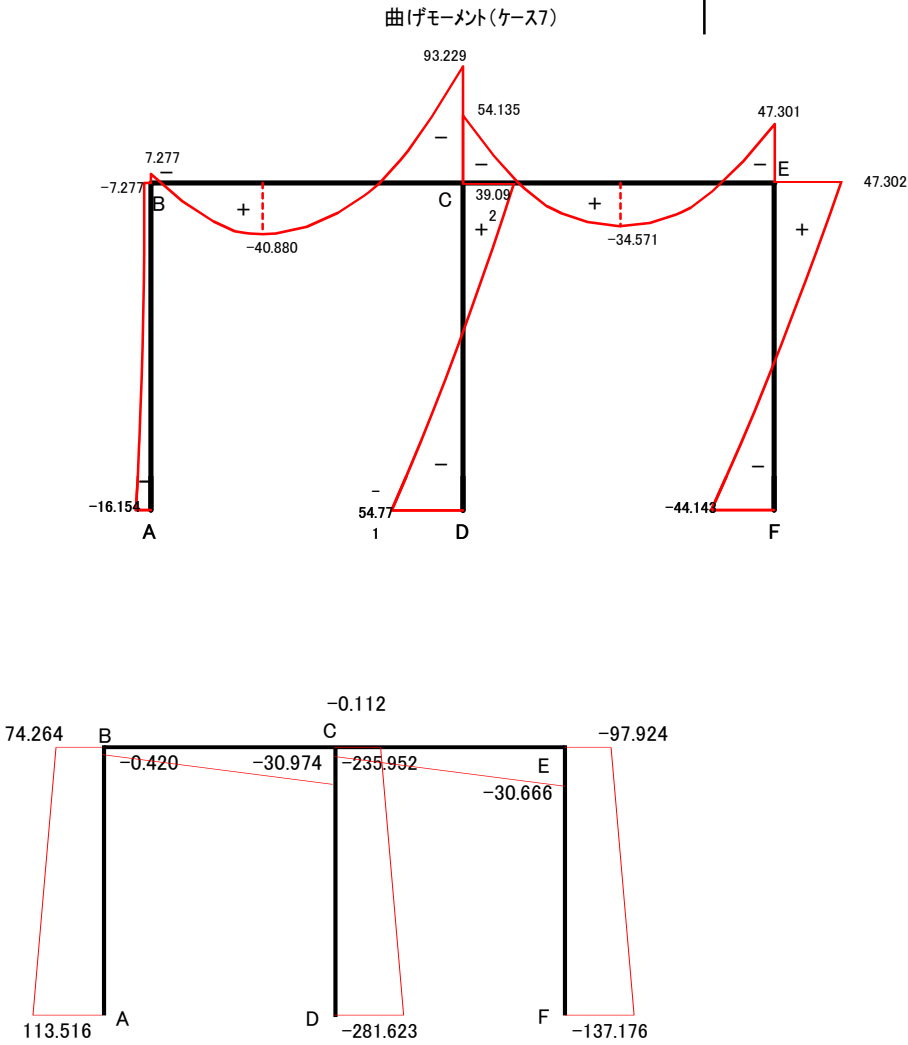
X	Y	X	Y
0	-262.0	334.4	0
0	0	334.4	-262.0
334.4	0		
668.8	0.0		
668.8	-262.0		

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース7」



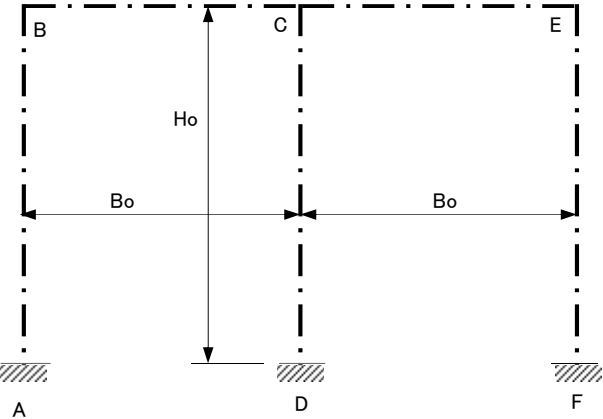
※ 次の図中の符号は正(+)負(-)が逆になる。
・ 曲げモーメント : 操作台B-C、C-E
・ せん断力 : 柱A-B、C-D、E-F

図4.5.15 断面力図(荷重ケース7:地震時)

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース7」



ここに、
 $B_o = 3.344 \text{ m}$
 $H_o = 2.620 \text{ m}$

図4.5.16 ラーメン構造

設計計算

(8) 断面力の集計(荷重ケース7:地震時)

表4.5.16 断面力の集計(荷重ケース7:地震時)

部材	位置			断面力			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-0.420	-7.277	74.264	
	2d	0.560	Bより	1.172	-7.487	92.084	
	x2	2.060	Bより	5.633	-12.496	114.556	
	節点A	2.620		7.431	-16.154	113.516	Smax
柱E-F	節点E	0.000		30.666	47.302	-97.924	
	2d	0.560	Eより	32.258	29.683	-96.934	
	x2	2.060	Eより	37.722	-22.225	-119.406	
	節点B	2.620		40.560	-44.143	-137.176	Smax
柱C-D	節点C	0.000		30.862	39.092	-235.952	
	2d	0.560	Fより	32.728	21.287	-245.088	
	x2	2.060	Fより	39.126	-31.932	-269.692	
	節点D	2.620		42.444	-54.771	-281.623	Smax
操作台B-C	節点B	0.000		74.264	-7.277	-0.420	
	2d	1.060	Bより	7.007	40.404	-10.105	
	x2	2.284	Bより	-56.159	10.323	-21.289	
	Mmax	1.196	Bより	-0.011	40.880	-11.348	
	節点C	3.344		-129.806	-93.229	-30.974	Smax
操作台C-E	節点C	0.000		106.146	-54.135	-0.112	Smax
	2d	1.060	Cより	32.499	24.338	-9.797	
	x2	2.284	Cより	-30.667	25.459	-20.981	
	Mmax	1.690	Cより	-0.013	34.571	-15.553	
	節点E	3.344		-97.924	-47.301	-30.666	

表4.5.17 最大断面力の選定(荷重ケース7)

部材		断面力						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	E-F	40.560	37.722	47.302		137.176		
中柱	C-D	42.444	39.126	54.771		281.623		
操作台	B-C	129.806	56.159	93.229		30.974		

※ 1. 軸力は、決定部材の最大値とする。

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース8」

4-5-8. 荷重ケース8(地震時+温度荷重+15°)

表4.5.18 断面力の集計(荷重ケース8:地震時+温度荷重+15°)

部材	位置			断面力(地震時)			断面力(温度荷重+15°)			断面力合計(地震時+温度荷重+15°)			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-0.420	-7.277	74.264	-82.147	-87.385	39.198	-82.567	-94.662	113.462	Smax
	2d	0.560	Bより	1.172	-7.487	92.084	-82.147	-41.382	39.198	-80.975	-48.869	131.282	
	x2	2.060	Bより	5.633	-12.496	114.556	-82.147	81.838	39.198	-76.514	69.342	153.754	
	節点A	2.620		7.431	-16.154	113.516	-82.147	127.841	39.198	-74.716	111.687	152.714	
柱E-F	節点E	0.000		30.666	47.302	-97.924	82.147	87.385	-39.198	112.813	134.687	-137.122	
	2d	0.560	Eより	32.258	29.683	-96.934	82.147	41.382	-39.198	114.405	71.065	-136.132	
	x2	2.060	Eより	37.722	-22.225	-119.406	82.147	-81.838	-39.198	119.869	-104.063	-158.604	
	節点F	2.620		40.560	-44.143	-137.176	82.147	-127.841	-39.198	122.707	-171.984	-176.374	Smax
柱C-D	節点C	0.000		30.862	39.092	-235.952	0.000	0.000	78.396	30.862	39.092	-157.556	
	2d	0.560	Fより	32.728	21.287	-245.088	0.000	0.000	78.396	32.728	21.287	-166.692	
	x2	2.060	Fより	39.126	-31.932	-269.692	0.000	0.000	78.396	39.126	-31.932	-191.296	
	節点D	2.620		42.444	-54.771	-281.623	0.000	0.000	78.396	42.444	-54.771	-203.227	Smax
操作台B-C	節点B	0.000		74.264	-7.277	-0.420	39.198	-87.385	-82.147	113.462	-94.662	-82.567	Smax
	2d	1.060	Bより	7.007	40.404	-10.105	39.198	-45.835	-82.147	46.205	-5.431	-92.252	
	x2	2.284	Bより	-56.159	10.323	-21.289	39.198	2.142	-82.147	-16.961	12.465	-103.436	
	Mmax	1.196	Bより	-39.180	26.007	-11.348	39.198	-10.754	-82.147	0.018	15.253	-93.495	
操作台C-E	節点C	3.344		-129.806	-93.229	-30.974	39.198	43.692	-82.147	-90.608	-49.537	-113.121	
	節点C	0.000		106.146	-54.135	-0.112	-39.198	43.692	-82.147	66.948	-10.443	-82.259	
	2d	1.060	Cより	32.499	24.338	-9.797	-39.198	2.142	-82.147	-6.699	26.480	-91.944	
	x2	2.284	Cより	-30.667	25.459	-20.981	-39.198	-45.835	-82.147	-69.865	-20.376	-103.128	
操作台C-E	Mmax	1.690	Cより	39.208	19.677	-15.553	-39.198	7.238	-82.147	0.010	26.915	-97.700	
	節点E	3.344		-97.924	-47.301	-30.666	-39.198	-87.385	-82.147	-137.122	-134.686	-112.813	Smax

- ※ 1. 断面力合計は次の計算による。
- ・せん断力S=断面力(地震時)+断面力(温度荷重+15°)
 - ・曲げモーメントM=断面力(地震時)+断面力(温度荷重+15°)
 - ・軸力N=断面力(地震時)+断面力(温度荷重+15°)

表4.5.19 最大断面力の選定(荷重ケース8)

部材		4.5.17						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	E-F	122.707	119.869	171.984		176.374		
中柱	C-D	42.444	39.126	54.771		203.227		
操作台	C-E	137.122	69.865	134.686		112.813		

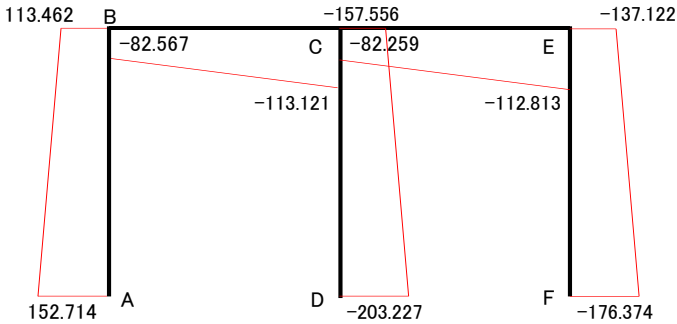
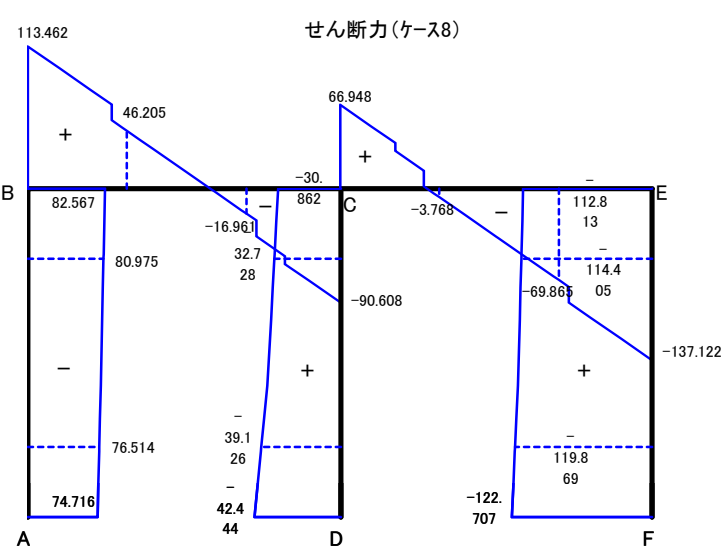
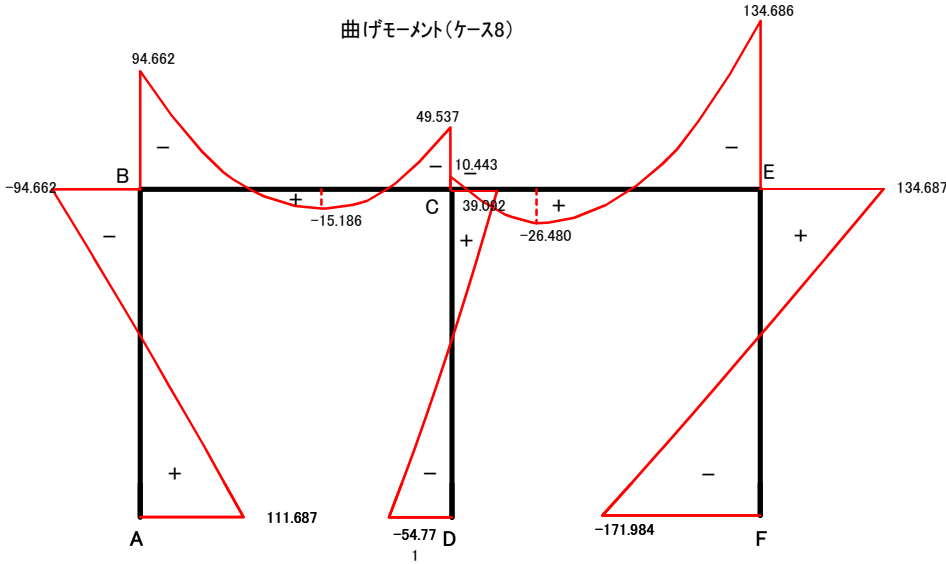
- ※ 1. 軸力は、決定部材の最大値とする。

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース8」



※ 次の図中の符号は正(+)負(-)が逆になる。
・ 曲げモーメント : 操作台B-C、C-E
・ せん断力 : 柱A-B、C-D、E-F

(軸力図)

図4.5.17 断面力図(荷重ケース8:地震時+温度荷重+15°)

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

「荷重ケース9」

4-5-9. 荷重ケース9(地震時+温度荷重-15°)

表4.5.20 断面力の集計(荷重ケース9:地震時+温度荷重-15°)

部材	位置			断面力(地震時)			断面力(温度荷重-15°)			断面力合計(地震時+温度荷重-15°)			備考
	箇所	距離(m)	方向	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	せん断力S(KN)	曲げモーメントM(KN・m)	軸力N(KN)	
柱A-B	節点B	0.000		-0.420	-7.277	74.264	82.171	87.410	-39.210	81.751	80.133	35.054	
	2d	0.560	Bより	1.172	-7.487	92.084	82.171	41.394	-39.210	83.343	33.907	52.874	
	x2	2.060	Bより	5.633	-12.496	114.556	82.171	-81.863	-39.210	87.804	-94.359	75.346	
	節点A	2.620		7.431	-16.154	113.516	82.171	-127.879	-39.210	89.602	-144.033	74.306	Smax
柱E-F	節点E	0.000		30.666	47.302	-97.924	-82.171	-87.410	39.210	-51.505	-40.108	-58.714	Smax
	2d	0.560	Eより	32.258	29.683	-96.934	-82.171	-41.394	39.210	-49.913	-11.711	-57.724	
	x2	2.060	Eより	37.722	-22.225	-119.406	-82.171	81.863	39.210	-44.449	59.638	-80.196	
	節点F	2.620		40.560	-44.143	-137.176	-82.171	127.879	39.210	-41.611	83.736	-97.966	
柱C-D	節点C	0.000		30.862	39.092	-235.952	0.000	0.000	-78.420	30.862	39.092	-314.372	
	2d	0.560	Fより	32.728	21.287	-245.088	0.000	0.000	-78.420	32.728	21.287	-323.508	
	x2	2.060	Fより	39.126	-31.932	-269.692	0.000	0.000	-78.420	39.126	-31.932	-348.112	
	節点D	2.620		42.444	-54.771	-281.623	0.000	0.000	-78.420	42.444	-54.771	-360.043	Smax
操作台B-C	節点B	0.000		74.264	-7.277	-0.420	-39.210	87.413	82.171	35.054	80.136	81.751	
	2d	1.060	Bより	7.007	40.404	-10.105	-39.210	45.850	82.171	-32.203	86.254	72.066	
	x2	2.284	Bより	-56.159	10.323	-21.289	-39.210	-2.143	82.171	-95.369	8.180	60.882	
	Mmax	0.679	Bより	39.210	38.577	-11.348	-39.210	54.413	82.171	0.000	92.990	70.823	
	節点C	3.344		-129.806	-93.229	-30.974	-39.210	-43.706	82.171	-169.016	-136.935	51.197	Smax
操作台C-E	節点C	0.000		106.146	-54.135	-0.112	39.210	-43.706	82.171	145.356	-97.841	82.059	Smax
	2d	1.060	Cより	32.499	24.338	-9.797	39.210	-2.143	82.171	71.709	22.195	72.374	
	x2	2.284	Cより	-30.667	25.459	-20.981	39.210	45.850	82.171	8.543	71.309	61.190	
	Mmax	2.447	Cより	-39.210	19.775	-15.553	39.210	52.241	82.171	0.000	72.016	66.618	
	節点E	3.344		-97.924	-47.301	-30.666	39.210	87.413	82.171	-58.714	40.112	51.505	

- ※ 1. 断面力合計は次の計算による。
- ・ せん断力S＝断面力(地震時)＋断面力(温度荷重-15°)
 - ・ 曲げモーメントM＝断面力(地震時)＋断面力(温度荷重-15°)
 - ・ 軸力N＝断面力(地震時)＋断面力(温度荷重-15°)

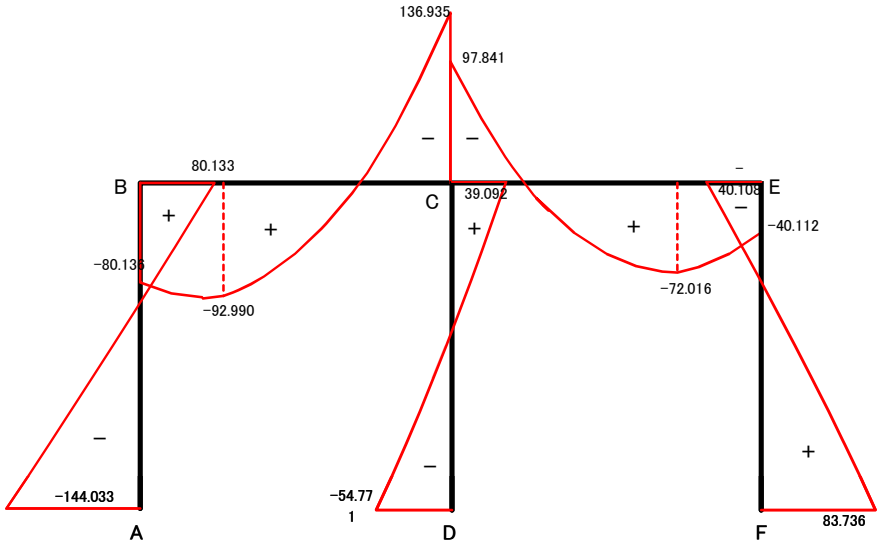
表4.5.21 最大断面力の選定(荷重ケース9)

部材		断面力						備考
		せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		軸力N(KN)		
名称	部材	せん断力	2d	曲げモーメント		軸力		
端柱	A-B	89.602	87.804	144.033		74.306		
中柱	C-D	42.444	39.126	54.771		360.043		
操作台	C-E	169.016	95.369	136.935		82.059		

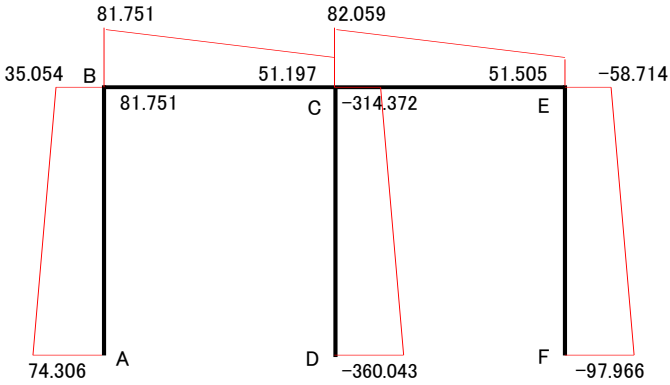
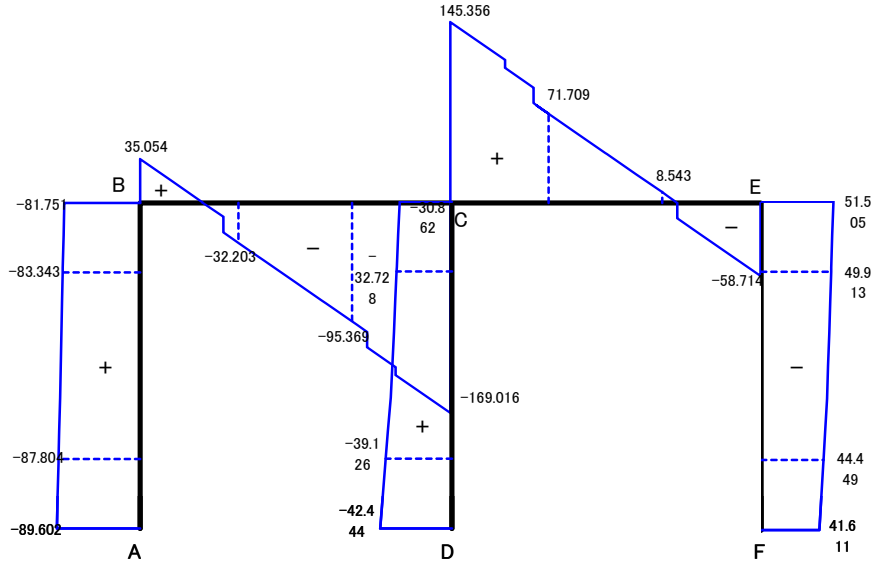
- ※ 1. 軸力は、決定部材の最大値とする。

「荷重ケース9」

曲げモーメント(ケース9)



せん断力(ケース9)



(軸力図)

※ 次の図中の符号は正(+)負(-)が逆になる。
・ 曲げモーメント : 操作台B-C、C-E
・ せん断力 : 柱A-B、C-D、E-F

図4.5.18 断面力図(荷重ケース9:地震時+温度荷重-15°)

4-6. 設計断面力の集計
4-6-1. 荷重の組合せと断面力の集計

表4.6.1 許容応力度の割増係数

荷重ケース	組合せタイプ ^o	割増係数	許容応力度(N/mm ²)		
			σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
ケース1	常時	1.00	8.0	160.0	0.39
ケース2	常時+温度荷重(+15℃)	1.15	9.2	184.0	0.44
ケース3	常時+温度荷重(-15℃)	1.15	9.2	184.0	0.44
ケース4	常時+風荷重	1.25	10.0	200.0	0.48
ケース5	常時+風荷重+温度荷重(+15℃)	1.35	10.8	216.0	0.52
ケース6	常時+風荷重+温度荷重(-15℃)	1.35	10.8	216.0	0.52
ケース7	地震時	1.50	12.0	300.0	0.58
ケース8	地震時+温度荷重(+15℃)	1.65	13.2	300.0	0.64
ケース9	地震時+温度荷重(-15℃)	1.65	13.2	300.0	0.64

表4.6.2 最大断面力の集計

部材	ケース1			ケース2			ケース3			ケース4			ケース5			ケース6		
	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
端柱	27.345	15.656	125.371	141.515	97.803	164.569	114.205	66.515	86.161	31.308	25.413	127.796	150.759	107.560	166.994	123.453	76.273	83.736
中柱	0.000	0.000	281.573	0.000	0.000	203.177	0.000	0.000	359.993	14.850	13.550	278.878	14.850	13.550	200.482	14.850	13.550	357.298
操作台	117.951	73.655	15.656	114.731	125.317	97.803	117.361	157.161	66.515	77.802	120.376	20.100	118.693	127.742	98.128	121.508	159.586	62.071

部材	ケース7			ケース8			ケース9		
	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N (KN)
端柱	47.302	40.560	137.176	171.984	122.707	176.374	144.033	89.602	74.306
中柱	54.771	42.444	281.623	54.771	42.444	203.227	54.771	42.444	360.043
操作台	93.229	129.806	30.974	134.686	137.122	112.813	136.935	169.016	82.059

4-6-2. 応力度の計算に用いる設計断面力の抽出

表4.6.3 門柱横方向の断面力(最大値)

部材	内容	ケース1			ケース2			ケース3			ケース4			ケース5			ケース6		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
端柱	断面力の計算値	27.345	15.656	125.371	141.515	97.803	164.569	114.205	66.515	86.161	31.308	25.413	127.796	150.759	107.560	166.994	123.453	76.273	83.736
	割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	27.345	15.656	125.371	123.057	85.046	143.103	99.309	57.839	74.923	25.046	20.330	102.237	111.673	79.674	123.699	91.447	56.499	62.027
中柱	断面力の計算値	0.000	0.000	281.573	0.000	0.000	203.177	0.000	0.000	359.993	14.850	13.550	278.878	14.850	13.550	200.482	14.850	13.550	357.298
	割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	0.000	0.000	281.573	0.000	0.000	176.676	0.000	0.000	313.037	11.880	10.840	223.102	11.000	10.037	148.505	11.000	10.037	264.665
操作台	断面力の計算値	117.951	73.655	15.656	114.731	125.317	97.803	117.361	157.161	66.515	77.802	120.376	20.100	118.693	127.742	98.128	121.508	159.586	62.071
	割増係数	1.00	1.00	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
	常時の換算値	117.951	73.655	15.656	99.766	108.971	85.046	102.053	136.662	57.839	62.242	96.301	16.080	87.921	94.624	72.687	90.006	118.212	45.979

部材	内容	ケース7			ケース8			ケース9		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
端柱	断面力の計算値	47.302	40.560	137.176	171.984	122.707	176.374	144.033	89.602	74.306
	割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	31.535	27.040	91.451	104.233	74.368	106.893	87.293	54.304	45.034
中柱	断面力の計算値	54.771	42.444	281.623	54.771	42.444	203.227	54.771	42.444	360.043
	割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	36.514	28.296	187.749	33.195	25.724	123.168	33.195	25.724	218.208
操作台	断面力の計算値	93.229	129.806	30.974	134.686	137.122	112.813	136.935	169.016	82.059
	割増係数	1.50	1.50	1.50	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
	常時の換算値	62.153	86.537	20.649	81.628	83.104	68.372	82.991	102.434	49.733

※ 1. 表の上段は計算値、中段は許容応力度の割増係数、下段は許容応力度の割増係数で除した常時の換算値。

表4.6.4 荷重ケースの内容

荷重ケース	組合せタイプ
ケース1	常時
ケース2	常時＋温度荷重(+15℃)
ケース3	常時＋温度荷重(-15℃)
ケース4	常時＋風荷重
ケース5	常時＋風荷重＋温度荷重(+15℃)
ケース6	常時＋風荷重＋温度荷重(-15℃)
ケース7	地震時
ケース8	地震時＋温度荷重(+15℃)
ケース9	地震時＋温度荷重(-15℃)

表4.6.5 応力度の検討に用いる設計断面力の抽出

部材	項目	断面力の最大値(常時)			断面力の最大値(地震時)			断面力の最大値(常時、地震時)		
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)
端柱	常時の換算値	123.057	85.046	143.103	104.233	74.368	106.893	123.057	85.046	143.103
	許容応力度の割増係数	1.15	1.15	1.15	1.65	1.65	1.65	1.15	1.15	1.15
	設計断面力	141.515	97.803	164.569	171.984	122.707	176.374	141.520	97.800	164.569
	ケース番号	ケース2	ケース2	ケース2	ケース8	ケース8	ケース8	ケース2	ケース2	ケース2
中柱	常時の換算値	11.880	10.840	223.102	36.514	28.296	187.749	36.514	28.296	187.749
	許容応力度の割増係数	1.25	1.25	1.25	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	設計断面力	14.850	13.550	278.878	54.771	42.444	281.623	54.770	42.440	281.623
	ケース番号	ケース4	ケース4	ケース4	ケース7	ケース7	ケース7	ケース7	ケース7	ケース7
操作台	常時の換算値	117.951	136.662	15.656	82.991	102.434	49.733	117.951	136.662	15.656
	許容応力度の割増係数	1.00	1.15	1.00	1.65	1.65	1.65	1.00	1.15	1.00
	設計断面力	117.951	157.161	15.656	136.935	169.016	82.059	117.951	157.161	15.656
	ケース番号	ケース1	ケース3	ケース1	ケース9	ケース9	ケース9	ケース1	ケース3	ケース1

- ※ 1. 断面力の抽出は「常時の換算値」でおこなった。
2. 軸力Nは、曲げモーメントの最大値における値とする。

表4.6.6 応力度の検討に用いる2d位置のせん断力の抽出

部材	項目	荷重ケース									最大値	
		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8	ケース9	せん断力	ケース
端柱	計算断面力	18.578	97.803	66.515	23.397	105.544	74.257	37.722	119.869	87.804	97.803	ケース2
	許容応力度の割増係数	1.00	1.15	1.15	1.25	1.35	1.35	1.50	1.65	1.65	1.15	
	常時の換算値	18.578	85.046	57.839	18.718	78.181	55.005	25.148	72.648	53.215	85.046	
中柱	計算断面力	0.000	0.000	0.000	11.534	11.534	11.534	39.126	39.126	39.126	39.126	ケース9
	許容応力度の割増係数	1.00	1.15	1.15	1.25	1.35	1.35	1.50	1.65	1.65	1.50	
	常時の換算値	0.000	0.000	0.000	9.227	8.544	8.544	26.084	23.713	23.713	26.084	
操作台	計算断面力	32.902	58.060	83.514	46.729	60.485	85.939	56.159	69.865	95.369	83.514	ケース3
	許容応力度の割増係数	1.00	1.15	1.15	1.25	1.35	1.35	1.50	1.65	1.65	1.15	
	常時の換算値	32.902	50.487	72.621	37.383	44.804	63.659	37.439	42.342	57.799	72.621	

4-6-3. 応力度の検討に用いる設計断面力の決定

- 1) 応力度の検討に用いる設計断面力の抽出
以上の比較から、応力度の検討に用いる設計断面力は以下の荷重ケースに決定する。

表4.6.7 応力度の検討に用いる設計断面力の決定

部材	荷重ケース	断面力の常時換算値			設計断面力			許容応力度(N/mm ²)				備考
		M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	M(KN・m)	S(KN)	N(KN)	割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}	
端柱	ケース2	123.057	85.046	143.103	123.057	85.046	143.103	1.15	9.2	184.0	0.44	Mmax
	ケース2	123.057	85.046	143.103	123.057	85.046	143.103	1.15	9.2	184.0	0.44	Smax
	ケース2	123.057	85.046	143.103	123.057	85.046	143.103	1.15	9.2	184.0	0.44	Mmaxの軸力
中柱	ケース7	36.514	28.296	187.749	54.771	42.444	281.623	1.50	12.0	300.0	0.58	Mmax
	ケース7	36.514	28.296	187.749	54.771	42.444	281.623	1.50	12.0	300.0	0.58	Smax
	ケース7	36.514	28.296	187.749	54.771	42.444	281.623	1.50	12.0	300.0	0.58	Mmaxの軸力
操作台	ケース1	117.951	73.655	15.656	117.951	73.655	15.656	1.00	8.0	160.0	0.39	Mmax
	ケース3	102.053	136.662	57.839	117.361	157.161	66.515	1.15	9.2	184.0	0.44	Smax
	ケース1	117.951	73.655	15.656	117.951	73.655	15.656	1.00	8.0	160.0	0.39	Mmaxの軸力

※ 1. 軸力は、曲げモーメント(Mmax)で選択された荷重ケースの値とした。

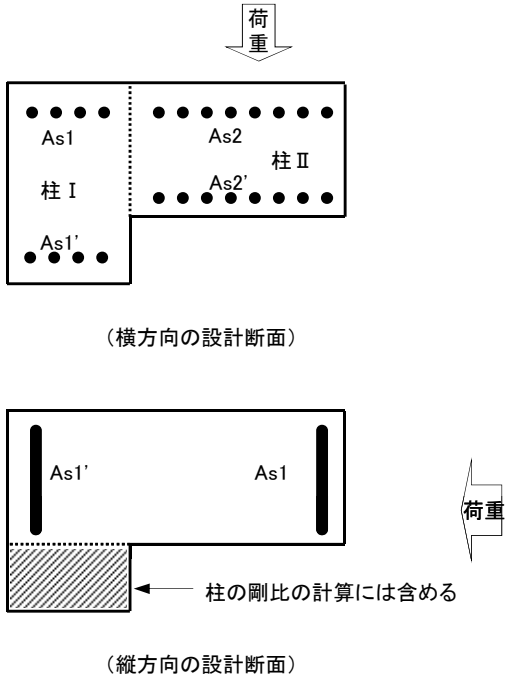
表4.6.8 応力度の検討に用いる2d位置のせん断力

部材	荷重ケース	2dのせん断力(KN)	許容応力度(N/mm ²)			
			割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
端柱	ケース2	97.803	1.15	9.2	184.0	0.44
中柱	ケース9	39.126	1.50	13.2	300.0	0.64
操作台	ケース3	83.514	1.15	9.2	184.0	0.44

- ※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。
- ・ 端柱部材(軸力を考慮する)
ケース2 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 常時+温度荷重(+15℃)
 - ・ 中柱部材(軸力を考慮する)
ケース7 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 地震時
 - ・ 操作台部材(軸力を考慮しない)
ケース1 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 常時
ケース3 : 常時換算値のせん断力が最大 → 荷重状態 : 常時+温度荷重(-15℃)

なお、応力度の検討は以下の条件のもとでおこなう。

- ・ 柱 : 軸力を考慮する
- ・ 操作台 : 軸力を考慮しない



端柱部材の鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m}$

図4.7.1 端柱の設計断面

4-7. 設計断面力の分配

(1) 端柱

端柱は、「柱Ⅰ」と「柱Ⅱ」の部分に分割して複鉄筋長方形梁」としておこなう。なお、軸力は考慮する。

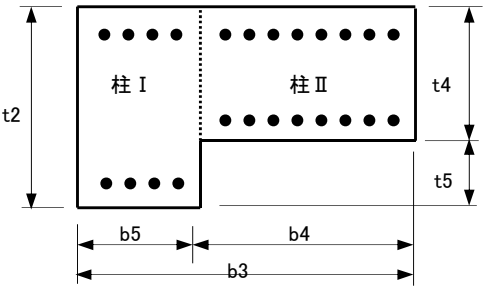


図4.7.2 柱断面の分割

表4.7.1 端柱の断面比

部材	断面積(m ²)	断面二次モーメント(m ⁴)	部材断面比	
			剛比	面積比
柱Ⅰ	0.260	0.00915	0.682	0.448
柱Ⅱ	0.320	0.00427	0.318	0.552
計	0.580	0.01342	1.000	1.000

※ 1. 部材断面比の算出

・ 曲げモーメント(柱Ⅰと柱Ⅱの剛比で配分)

柱Ⅰ = $0.00915 / 0.01342 = 0.682$

柱Ⅱ = $0.00427 / 0.01342 = 0.318$

・ せん断力、軸力(柱Ⅰと柱Ⅱの面積比で配分)

柱Ⅰ = $0.260 / 0.580 = 0.448$

柱Ⅱ = $0.320 / 0.580 = 0.552$

$t2 = 0.650 \text{ m}$

$t4 = 0.400 \text{ m}$

$t5 = 0.250 \text{ m}$

$b3 = 1.200 \text{ m}$

$b4 = 0.800 \text{ m}$

$b5 = 0.400 \text{ m}$

表4.7.2 端柱断面の設計断面力の分配

荷重ケース	柱部材	曲げモーメントM(KN・m)		せん断力S(KN)		軸力N(KN)		許容応力度(N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
ケース2	全体	1.000	123.057	1.000	85.046	1.000	143.103	9.2	184.0	0.44
	柱Ⅰ	0.682	83.925	0.448	38.101	0.448	64.110			
	柱Ⅱ	0.318	39.132	0.552	46.945	0.552	78.993	割増係数 $\alpha = 1.15$		

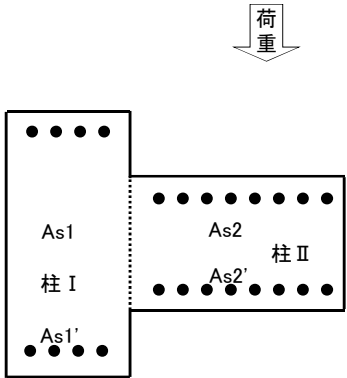
※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。

・ 柱部材(軸力を考慮する)

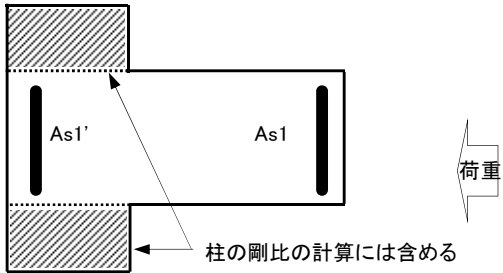
ケース2 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 常時+温度荷重(+15℃)

表4.7.3 端柱断面の2d位置の設計断面力の分配

荷重ケース	柱部材	せん断力S (KN)		許容応力度 (N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
ケース2	全体	1.000	97.803	9.2	184.0	0.44
	柱Ⅰ	0.448	43.816			
	柱Ⅱ	0.552	53.987	割増係数 $\alpha =$ 1.15		



(横方向の設計断面)



(縦方向の設計断面)

中柱部材の鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m}$

図4.7.3 中柱の設計断面

(2) 中柱

中柱は、「柱Ⅰ」と「柱Ⅱ」の部分に分割して複鉄筋長方形梁」としておこなう。なお、軸力は考慮する。

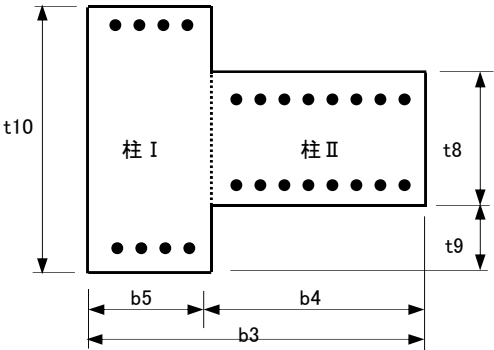


図4.7.4 柱断面の分割

表4.7.4 中柱の断面比

部材	断面積 (㎡)	断面二次モーメント (m ⁴)	部材断面比	
			剛比	面積比
柱Ⅰ	0.360	0.02430	0.851	0.529
柱Ⅱ	0.320	0.00427	0.149	0.471
計	0.680	0.02857	1.000	1.000

※ 1. 部材断面比の算出

t10 = 0.900 m	・ 曲げモーメント (柱Ⅰと柱Ⅱの剛比で配分)
t8 = 0.400 m	柱Ⅰ = $0.02430 / 0.02857 = 0.851$
t9 = 0.250 m	柱Ⅱ = $0.00427 / 0.02857 = 0.149$
b3 = 1.200 m	・ せん断力、軸力 (柱Ⅰと柱Ⅱの面積比で配分)
b4 = 0.800 m	柱Ⅰ = $0.360 / 0.680 = 0.529$
b5 = 0.400 m	柱Ⅱ = $0.320 / 0.680 = 0.471$

表 4.7.5 中柱断面の設計断面力の分配

荷重ケース	柱部材	曲げモーメントM (KN・m)		せん断力S (KN)		軸力N (KN)		許容応力度 (N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
ケース7	全体	1.000	54.771	1.000	42.444	1.000	42.444	12.0	300.0	0.58
	柱Ⅰ	0.851	46.610	0.529	22.453	0.529	22.453			
	柱Ⅱ	0.149	8.161	0.471	19.991	0.471	19.991	割増係数 $\alpha = 1.50$		

※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。

・ 中柱部材 (軸力を考慮する)

ケース7 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 地震時

表4.7.6 中柱断面の2d位置の設計断面力の分配

荷重ケース	柱部材	せん断力S (KN)		許容応力度 (N/mm ²)		
		断面比	分配断面力	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
ケース9	全体	1.000	39.126	13.2	300.0	0.64
	柱Ⅰ	0.529	20.698			
	柱Ⅱ	0.471	18.428	割増係数 $\alpha = 1.50$		

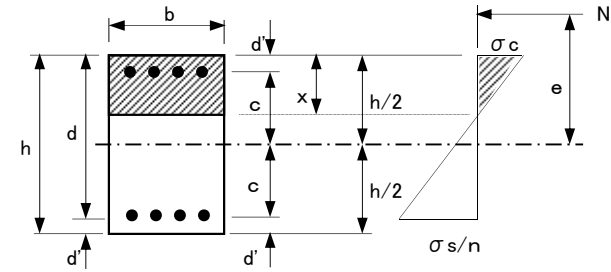
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・ 門柱の応力度

門柱の断面設計は、軸方向圧縮力および曲げモーメントが作用する複鉄筋長方形梁としておこなう。



※ 本設計では、 $h=t$ 、 $b=b$ としている。

図4.7.5 複鉄筋長方形梁の断面

※ ここに、上式と本設計の符号について説明する。

部材	b		h	
	式	本設計	式	本設計
柱	I	b	b5	h
	II	b	b4	h
操作台	b	b3	h	t1

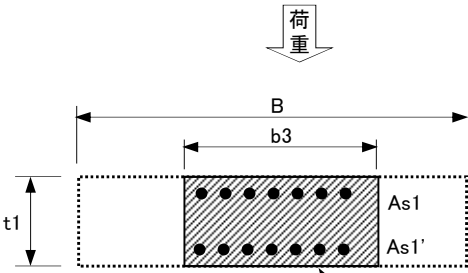
表4.7.7 鉄筋の諸元と定着長(SD345)

呼び名	鉄筋径	単位重量 (kg/m)	公称断面積 S (cm ²)	公称周長l (cm)	定着長la 31.3φ (cm)	曲げ半径r 10.5φ (cm)
D13	13	0.995	1.267	4.0	410	140
D16	16	1.560	1.986	5.0	500	170
D19	19	2.250	2.865	6.0	600	200
D22	22	3.040	3.871	7.0	690	240
D25	25	3.980	5.067	8.0	790	270
D29	29	5.040	6.424	9.0	910	310
D32	32	6.230	7.942	10.0	1000	340
D35	35	7.510	9.566	11.0	1100	370
D38	38	8.950	11.400	12.0	1190	400
D41	41	10.500	13.400	13.0	1290	440
D51	51	15.900	20.270	16.0	1600	540

設 計 計 算

(3) 操作台

操作台は、斜線部に対する「複鉄筋長方形梁」としておこなう。ただし、軸力は考慮しない。



t1= 0.600 m
b3= 1.200 m
B= 2.650 m

操作台部材の鉄筋のかぶり d'= 0.07 m

操作台の有効断面

表4.7.8 操作台の設計断面力

荷重ケース	曲げモーメントM (KN・m)	せん断力S (KN)		軸力N (KN)	許容応力度 (N/mm ²)		
		端部	2d		割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}
ケース1	117.951	73.655		15.656	1.00	8.0	160.0
ケース3	117.361	157.161	83.514	66.515	1.15	9.2	184.0

※ 1. 荷重ケースの決定根拠は以下のとおりである。

・ 操作台部材(軸力を考慮しない)

ケース1 : 常時換算値の曲げモーメントが最大 → 荷重状態 : 常時

ケース3 : 常時換算値のせん断力が最大 → 荷重状態 : 常時+温度荷重(-15℃)

【メモ】

・軸力を考慮した応力度の計算

軸力を考慮した応力度は以下の計算により求める。

$$\sigma_c = \frac{N}{b \cdot h \cdot C}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c \cdot (1 - K - \frac{d'}{h})}{K}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

また、計算に用いる係数は次により求める。

$$\frac{e}{h} = \frac{K^2 \cdot (\frac{1}{2} - \frac{K}{3}) + n \cdot P \cdot (1 - 2a)^2}{K^2 + 2n \cdot P \cdot (2K - 1)}$$

$$C = \frac{K}{2} + \frac{n \cdot P}{K} \cdot (2K - 1)$$

ただし、 $0.2 \leq K \leq 1.0$

ここに、

$$n = 15$$

$$a = d'/h$$

※ 係数Kが範囲より外れる場合は「ノモグラム」との照査が必要である。

4-8. 応力度の計算

4-8-1. 端柱

(1) 端柱Ⅰ(軸力を考慮する) : 荷重 ケース2 ... 荷重状態 : 常時+温度荷重(+15℃)

① 応力度の計算

柱断面Ⅰについて必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

- ・ 曲げモーメント $M = 83.925 \text{ KN}\cdot\text{m} (= 83,925,000 \text{ N}\cdot\text{mm})$
- ・ せん断力(2d) $S = 43.816 \text{ KN} (= 43,816 \text{ N}) \dots$ 荷重 ケース2
- ・ 軸力 $N = 64.110 \text{ KN} (= 64,110 \text{ N})$
- ・ コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 9.2 \text{ N/mm}^2$
- ・ 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 184.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{a1} = 0.44 \text{ N/mm}^2 \dots$ 荷重 ケース2
- ・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n = 15$
- ・ 部材の幅 $b=b5 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
- ・ 部材の高さ $h=t2 = 0.65 \text{ m} (= 650 \text{ mm})$
- ・ 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
- ・ 部材の有効高 $d = 0.53 \text{ m} (= 530 \text{ mm})$
- ・ 配筋の仮定値 $D \text{ 22} \times \text{2 本} - A_s = 3.871 \times 2 = 7.742 \text{ mm}^2$

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($A_s = A_s'$)。

ここに、

$$P = A_s / (b \cdot h) = 7.742 / (400 \times 650) = 0.00298$$

$$e = M / N = 83,925,000 / 64,110 = 1309.078 \text{ mm}$$

$$a = d' / h = 120 / 650 = 0.18462$$

$$e/h = 1309.078 / 650 = 2.01397$$

表4.8.1 K、Cの算出

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.255	15	0.00298	0.18462	2.01397	2.10988	2.01397	×				
0.256	15	0.00298	0.18462	2.01397	2.05214	2.01397	×				
0.257	15	0.00298	0.18462	2.01397	1.99776	2.01397	○	0.257	0.044	0.257	0.044

・ 応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = N / (b \cdot h \cdot c) = 64110 / (400 \times 650 \times 0.044) = 5.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 9.2 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

・ 鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \{1 - K - (d'/h)\} / K = 15 \times 5.6 \times \{1 - 0.257 - (120 / 650)\} / 0.257 = 182.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 184.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

・ コンクリートのせん断応力度

$$\tau_m = S / (b \cdot d) = 43.816 / (400 \times 530) = 0.21 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.44 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・ 複鉄筋長方形梁の必要鉄筋量

門柱の断面設計は、軸方向圧縮力および曲げモーメントが作用する複鉄筋長方形梁としておこなう。また、必要鉄筋量は、鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合と、コンクリートの圧縮応力度が許容応力度に達する場合について検討し、両者の大きい方をもって必要鉄筋量を求める。

① 鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合

鉄筋の引張応力度 σ_s が許容応力度 σ_{sa} に達する場合、コンクリートの圧縮応力度 σ_c は次に示す三次方程式として求める。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} = 0$$

ここに、

$$Ms = N(e + c) = M + N \cdot c$$

上式より σ_c を求めれば、必要鉄筋量 $As1$ は次式で求めることができる。

$$As1 = \frac{\frac{S}{2} \cdot \sigma_c - \frac{N}{b \cdot d}}{\sigma_{sa}} \cdot b \cdot d$$

ここに、

$$S = \frac{n \cdot \sigma_c}{n \cdot \sigma_c + \sigma_{sa}}$$

② コンクリートの圧縮応力度が許容応力度に達する場合

コンクリートの圧縮応力度 σ_c が許容応力度 σ_{ca} に達する場合の中立軸 x は、次に示す三次方程式で求める。

$$x^3 - 2h \cdot x^2 + \left\{ \frac{6e \cdot N}{\sigma_{ca} \cdot b} + \frac{3}{2} (d^2 + d'^2) \right\} x - \frac{3N(e \cdot h + 2c^2)}{\sigma_{ca} \cdot b} = 0$$

上式より x を求めれば、必要鉄筋量 $As2$ は次式で求めることができる。

$$As2 = \frac{Ms' + \sigma_{ca} \cdot \frac{b \cdot x}{2} \left(\frac{x}{3} - d' \right)}{\sigma_s (d - d')}$$

ここに、

$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{x} (d - x)$$

$$Ms' = N(e - c) = M - N \cdot c$$

設 計 計 算

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量 ($As1$) の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} = 0$$

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 184.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 97,068,000}{650 \times 530^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 97,068,000}{15 \times 650 \times 530^2} \times 184.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 97,068,000}{15^2 \times 650 \times 530^2} \times 184.0^2 = \sigma_c'^3 + 16.805 \sigma_c'^2 - 39.128 \sigma_c' - 239.986 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 83.925 + 64.110 \times 0.205 = 97.068 \text{ KN} \cdot \text{m} = 97,068,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 0.65 / 2 - 0.12 = 0.205 \text{ m}$$

(σ_c' の試行計算)

σ_c' の仮定値	計算値	目標値	結果
4.3	-18.005	0	×
4.4	-1.620	0	×
4.5	15.364	0	○

以上から $\sigma_c' = 4.5 \text{ N/mm}^2$ を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 5.6 \text{ N/mm}^2 > \sigma_c' = 4.5 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.313}{2} \times 4.5 - \frac{64.110}{650 \times 530}}{184.0} \times 650 \times 530 = 1318.2 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 5.6}{15 \times 5.6 + 184.0} = 0.313$$

・ 配筋量

$$D \text{ 25} \times 3 \text{ 本} - As = 5.067 \times 3 = 1520.1 \text{ mm}^2 > As1 = 1318.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

$$\cdot \text{ 応力度の検討で求められた配筋} : D \text{ 22} \times 2 \text{ 本} - As = 774.2 \text{ mm}^2$$

$$\cdot \text{ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋} : D \text{ 25} \times 3 \text{ 本} - As = 1520.1 \text{ mm}^2$$

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定されるが、柱Ⅱおよび門柱縦方向の配筋と整合を図る必要があり、

$$\cdot \text{ 柱Ⅱの鉄筋径} : D \text{ 25}$$

$$\cdot \text{ 縦方向の鉄筋径} : D \text{ 19 (縦方向の必要鉄筋量より)}$$

したがって、それぞれの配筋の大きい方の配筋とし、次の配筋に決定する。

$$D \text{ 25} \times 3 \text{ 本} - As = 5.067 \times 3 = 1520.1 \text{ mm}^2 > As1 = 1318.2 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

【参考資料】

・ コンクリートの圧縮応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As2)の計算

$$x^3 - 2h \cdot x^2 + \left\{ \frac{6e \cdot N}{\sigma_{ca} \cdot b} + \frac{3}{2} (d^2 + d'^2) \right\} x - \frac{3N(e \cdot h + 2c^2)}{\sigma_{ca} \cdot b} = 0$$
$$x^3 - 2 \times 650 x^2 + \left\{ \frac{6 \times 83,925,000}{9.2 \times 400} + \frac{3}{2} \times (530^2 + 120^2) \right\} x - \frac{3 \times 64,110 \times (1309.078 \times 650 + 2 \times 205.0^2)}{9.2 \times 400} = 0$$
$$= x^3 - 1300.00 x^2 + 579784.24 x - 48863877.21 = 0$$

(xの試行計算)

xの仮定値	計算値	目標値	結果
108.3	-50562.231	0	×
108.4	-17232.890	0	×
108.5	16076.955	0	○

以上から $x = 108.5$ mmを得る。

$$\sigma_s = \frac{15 \times 9.2}{108.5} \times (530 - 108.5) = 536.1 \text{ N/mm}^2$$
$$M's = 64,110 \times (1309.078 - 205.0) = 70782441 \text{ N} \cdot \text{mm}$$
$$As2 = \frac{70782441 + 9.2 \times \frac{400 \times 108.5}{2} \times \left(\frac{108.5}{3} - 120 \right)}{536.1 \times (530 - 120)} = 245.9 \text{ mm}^2$$

必要鉄筋量はAs1とAs2を比較し、大きい方で検討する。

$$As1 = 1318.2 \text{ cm}^2 > As2 = 245.9 \text{ cm}^2$$

以上から、必要鉄筋量はAs1で検討する。

※ 一般に「As1>As2」となるので、以降のAs2の計算は省略する。

(2) 端柱Ⅱ(軸力を考慮する) : 荷重 ケース2 ... 荷重状態 : 常時+温度荷重(+15℃)

① 応力度の計算

柱断面Ⅰについて必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

- ・ 曲げモーメント $M = 39.132 \text{ KN}\cdot\text{m} (= 39,132,000 \text{ N}\cdot\text{mm})$
- ・ せん断力(2d) $S = 53.987 \text{ KN} (= 53,987 \text{ N}) \dots$ 荷重 ケース2
- ・ 軸力 $N = 78.993 \text{ KN} (= 78,993 \text{ N})$
- ・ コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 9.2 \text{ N/mm}^2$
- ・ 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 184.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{a1} = 0.44 \text{ N/mm}^2 \dots$ 荷重 ケース2
- ・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n = 15$
- ・ 部材の幅 $b=b_4 = 0.80 \text{ m} (= 800 \text{ mm})$
- ・ 部材の高さ $h=t_4 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
- ・ 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
- ・ 部材の有効高 $d = 0.28 \text{ m} (= 280 \text{ mm})$
- ・ 配筋の仮定値 $D \text{ 16} \times \text{4 本} - A_s = 1.986 \times 4 = 794.4 \text{ mm}^2$

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($A_s = A_s'$)。

ここに、

$$\begin{aligned} P &= A_s / (b \cdot h) = 794.4 / (800 \times 400) = 0.00248 \\ e &= M / N = 39,132,000 / 78,993 = 495.386 \text{ mm} \\ a &= d' / h = 120 / 400 = 0.30000 \\ e / h &= 495.386 / 400 = 1.23847 \end{aligned}$$

表4.8.2 K、Cの算出

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.250	15	0.00248	0.3	1.23847	1.26457	1.23847	×				
0.251	15	0.00248	0.3	1.23847	1.24014	1.23847	×				
0.252	15	0.00248	0.3	1.23847	1.21683	1.23847	○	0.252	0.053	0.252	0.053

・ 応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= N / (b \cdot h \cdot c) = 78993 / (800 \times 400 \times 0.053) \\ &= 4.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 9.2 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

・ 鉄筋の引張応力度

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot [1 - K \cdot (d' / h)] / K = 15 \times 4.7 \times \{ 1 - 0.252 - (120 / 400) \} / 0.252 \\ &= 125.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 184.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

・ コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned} \tau_m &= S / (b \cdot d) = 53.987 / (800 \times 280) \\ &= 0.24 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.44 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$
$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 184.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 82,673,000}{800 \times 280^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 82,673,000}{15 \times 800 \times 280^2} \times 184.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 82,673,000}{15^2 \times 800 \times 280^2} \times 184.0^2 = \sigma_c^3 + 14.446 \sigma_c^2 - 97.014 \sigma_c - 595.021 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 78.993 + 184.000 \times 0.020 = 82.673 \text{ KN} \cdot \text{m} = 82,673,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 0.28 / 2 - 0.12 = 0.020 \text{ m}$$

(σc'の試行計算)

σc'の仮定値	計算値	目標値	結果
7.6	-58.950	0	×
7.7	-28.992	0	×
7.8	1.716	0	○

以上から σc' = 7.8 N/mm²を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 4.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c' = 7.8 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.389}{2} \times 7.8 - \frac{184.000}{800 \times 280}}{184.0} \times 800 \times 280 = 1845.9 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 7.8}{15 \times 7.8 + 184.0} = 0.389$$

・ 配筋量

$$D \text{ 25} \times 4 \text{ 本} - As = 5.067 \times 4 = 2026.8 \text{ mm}^2 > As1 = 1845.9 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

- ・ 応力度の検討で求められた配筋 : D 16 × 4 本 - As = 794.4 mm²
- ・ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 25 × 4 本 - As = 2026.8 mm²
- ・ 柱Ⅰの鉄筋径 : D 25
- ・ 縦方向の鉄筋径 : D 25 (横方向の計算で決定)

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定する。

$$D \text{ 25} \times 4 \text{ 本} - As = 2026.8 \text{ mm}^2 > As1 = 1845.9 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

4-8-2. 中柱

(1) 中柱Ⅰ(軸力を考慮する) : 荷重 ケース7 ... 荷重状態 : 地震時

① 応力度の計算

柱断面Ⅰについて必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

- ・ 曲げモーメント $M = 46.610 \text{ KN}\cdot\text{m} (= 46,610,000 \text{ N}\cdot\text{mm})$
- ・ せん断力(2d) $S = 20.698 \text{ KN} (= 20,698 \text{ N}) \dots$ 荷重 ケース9
- ・ 軸力 $N = 22.453 \text{ KN} (= 22,453 \text{ N})$
- ・ コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{a1} = 0.64 \text{ N/mm}^2 \dots$ 荷重 ケース9
- ・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n = 15$
- ・ 部材の幅 $b=b_5 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
- ・ 部材の高さ $h=t10 = 0.90 \text{ m} (= 900 \text{ mm})$
- ・ 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
- ・ 部材の有効高 $d = 0.78 \text{ m} (= 780 \text{ mm})$
- ・ 配筋の仮定値 $D \text{ 13} \times \text{2 本} - A_s = 1.267 \times 2 = 253.4 \text{ mm}^2$

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($A_s = A_s'$)。

ここに、

$$P = A_s / (b \cdot h) = 253.4 / (400 \times 900) = 0.00070$$

$$e = M / N = 46,610,000 / 22,453 = 2075.892 \text{ mm}$$

$$a = d' / h = 120 / 900 = 0.13333$$

$$e / h = 2075.892 / 900 = 2.30655$$

表4.8.3 K、Cの算出

0.9	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.000	15	0.0007	0.13333	2.30655	-0.26889	2.30655	○				
0.001	15	0.0007	0.13333	2.30655	-0.26947	2.30655	○				
0.002	15	0.0007	0.13333	2.30655	-0.27012	2.30655	○	0.002	-5.228	0.002	-5.228

・ 応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= N / (b \cdot h \cdot c) = 22453 / (400 \times 900 \times -5.228) \\ &= 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

・ 鉄筋の引張応力度

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot \{1 - K - (d'/h)\} / K = 15 \times 0 \times \{1 - 0.002 - (120 / 900)\} / 0.002 \\ &= 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

・ コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned} \tau_m &= S / (b \cdot d) = 20,698 / (400 \times 780) \\ &= 0.07 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.64 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$
$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 300.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 54,019,000}{900 \times 780^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 54,019,000}{15 \times 900 \times 780^2} \times 300.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 54,019,000}{15^2 \times 900 \times 780^2} \times 300.0^2 = \sigma_c'^3 + 29.704 \sigma_c'^2 - 11.838 \sigma_c' - 118.385 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 46.610 + 22.453 \times 0.330 = 54.019 \text{ KN} \cdot \text{m} = 54,019,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 0.90 / 2 - 0.12 = 0.330 \text{ m}$$

(σc'の試行計算)

σc'の仮定値	計算値	目標値	結果
2.0	-15.245	0	×
2.1	-2.989	0	×
2.2	9.987	0	○

以上から σc' = 2.2 N/mm²を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 0.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c' = 2.2 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.099}{2} \times 2.2 - \frac{22.453}{900 \times 780}}{300.0} \times 900 \times 780 = 254.8 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 2.2}{15 \times 2.2 + 300.0} = 0.099$$

・ 配筋量

$$D \text{ 16} \times 2 \text{ 本} - As = 1.986 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2 > As1 = 254.8 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

・ 応力度の検討で求められた配筋 : D 13 × 2 本 - As = 253.4 mm²

・ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 16 × 2 本 - As = 397.2 mm²

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定されるが、柱Ⅱおよび門柱縦方向の配筋と整合を図る必要があり、

・ 柱Ⅱの鉄筋径 : D 13

・ 縦方向の鉄筋径 : D 22 (縦方向の必要鉄筋量より)

したがって、それぞれの配筋の大きい方の配筋とし、次の配筋に決定する。

$$D \text{ 22} \times 2 \text{ 本} - As = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > As1 = 254.8 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

(2) 中柱Ⅱ(軸力を考慮する) : 荷重 ケース7 ... 荷重状態 : 地震時

① 応力度の計算

柱断面Ⅰについて必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

- ・ 曲げモーメント $M = 8.161 \text{ KN}\cdot\text{m} (= 8,161,000 \text{ N}\cdot\text{mm})$
- ・ せん断力(2d) $S = 18.428 \text{ KN} (= 18,428 \text{ N}) \dots$ 荷重 ケース9
- ・ 軸力 $N = 19.991 \text{ KN} (= 19,991 \text{ N})$
- ・ コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{a1} = 0.64 \text{ N/mm}^2 \dots$ 荷重 ケース9
- ・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n = 15$
- ・ 部材の幅 $b=b_4 = 0.80 \text{ m} (= 800 \text{ mm})$
- ・ 部材の高さ $h=t_8 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
- ・ 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
- ・ 部材の有効高 $d = 0.28 \text{ m} (= 280 \text{ mm})$
- ・ 配筋の仮定値 $D \text{ 13} \times \text{4 本} - A_s = 1.267 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2$

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($A_s = A_s'$)。

ここに、

$$P = A_s / (b \cdot h) = 506.8 / (800 \times 400) = 0.00158$$

$$e = M / N = 8,161,000 / 19,991 = 408.234 \text{ mm}$$

$$a = d' / h = 120 / 400 = 0.30000$$

$$e / h = 408.234 / 400 = 1.02059$$

表4.8.4 K、Cの算出

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.224	15	0.00158	0.3	1.02059	1.04674	1.02059	×				
0.225	15	0.00158	0.3	1.02059	1.03065	1.02059	×				
0.226	15	0.00158	0.3	1.02059	1.01520	1.02059	○	0.226	0.056	0.226	0.056

・ 応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\begin{aligned} \sigma_c &= N / (b \cdot h \cdot c) = 19991 / (800 \times 400 \times 0.056) \\ &= 1.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

・ 鉄筋の引張応力度

$$\begin{aligned} \sigma_s &= n \cdot \sigma_c \cdot [1 - K \cdot (d'/h)] / K = 15 \times 1.1 \times \{ 1 - 0.226 - (120 / 400) \} / 0.226 \\ &= 34.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

・ コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned} \tau_m &= S / (b \cdot d) = 18,428 / (800 \times 280) \\ &= 0.08 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.64 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$
$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 300.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 25,991,000}{800 \times 280^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 25,991,000}{15 \times 800 \times 280^2} \times 300.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 25,991,000}{15^2 \times 800 \times 280^2} \times 300.0^2 = \sigma_c'^3 + 28.757 \sigma_c'^2 - 49.728 \sigma_c' - 497.277 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 19.991 + 300.000 \times 0.020 = 25.991 \text{ KN} \cdot \text{m} = 25,991,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 0.28 / 2 - 0.12 = 0.020 \text{ m}$$

(σc'の試行計算)

σc'の仮定値	計算値	目標値	結果
4.5	-47.599	0	×
4.6	-20.192	0	×
4.7	8.067	0	○

以上から σc' = 4.7 N/mm²を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 1.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c' = 4.7 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.190}{2} \times 4.7 - \frac{300.000}{800 \times 280}}{300.0} \times 800 \times 280 = 332.4 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 4.7}{15 \times 4.7 + 300.0} = 0.190$$

・ 配筋量

$$D \text{ 13} \times 4 \text{ 本} - As = 1.267 \times 4 = 506.8 \text{ mm}^2 > As1 = 332.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

- ・ 応力度の検討で求められた配筋 : D 13 × 4 本 - As = 506.8 mm²
- ・ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 13 × 4 本 - As = 506.8 mm²

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定されるが、柱Ⅰの配筋と整合を図ることとする。

- ・ 柱Ⅰの鉄筋径 : D 22
- ・ 縦方向の鉄筋径 : D 22 (縦方向の必要鉄筋量より)

したがって、配筋は柱Ⅰと柱Ⅱの大きい方の配筋とし、次の配筋に決定する。

$$D \text{ 22} \times 4 \text{ 本} - As = 3.871 \times 4 = 1548.4 \text{ mm}^2 > As1 = 332.4 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設計計算

【メモ】

・軸力を考慮しない応力度の計算

軸力を考慮しない応力度は以下の計算により求める。

$$P = A_s / (b \cdot d)$$

$$K = \sqrt{2 \cdot n \cdot P \cdot \left(1 + \frac{d'}{d}\right) + n^2 \cdot (2 \cdot P)^2 - 2 \cdot n \cdot P}$$

$$j = 1 - \frac{d'}{d} + \frac{K^2 \cdot \left(\frac{d'}{d} - \frac{K}{3}\right)}{2 \cdot n \cdot P \cdot (1 - K)}$$

$$L_c = K \cdot \left(1 - \frac{K}{3}\right) \cdot \frac{1}{2} + n \cdot P \cdot \left(K - \frac{d'}{d}\right) \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \cdot \frac{1}{K}$$

$$L_s = P \cdot j$$

以上から応力度の計算は以下の計算により求める。

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_s}$$

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

4-8-3. 操作台(軸力を考慮しない) : 荷重 ケース1 ... 荷重状態 : 常時

① 必要鉄筋量の計算

操作台の有効断面について必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

・ 曲げモーメント	M = 117.951 KN・m (= 117,951,000 N・mm)
・ せん断力	S = 83.514 KN (= 83,514 N) ... 荷重 ケース3
・ 軸力	N = 15.656 KN (= 15,656 N)
・ コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 8.0$ N/mm ²
・ 鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160.0$ N/mm ²
・ コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1} = 0.44$ N/mm ² ... 荷重 ケース3
・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比	n = 15
・ 部材の幅	b = b3 = 1.20 m (= 1200 mm)
・ 部材の高さ	h = t1 = 0.60 m (= 600 mm)
・ 鉄筋のかぶり	d' = 0.07 m (= 70 mm)
・ 部材の有効高	d = 0.53 m (= 530 mm)
・ 配筋の仮定値	D 19 × 6 本 - $A_s = 2.865 \times 6 = 1719$ mm ²

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、j、Lc、Lsの算出

$$P = A_s / (b \cdot d) = 1719 / (1200 \times 530) = 0.00270$$

$$K = \sqrt{2 \times 15 \times 0.00270 \times \left(1 + \frac{70}{530}\right) + 15^2 \times (2 \times 0.00270)^2 - 2 \times 15 \times 0.00270} = 0.2325$$

$$j = 1 - \frac{70}{530} + \frac{0.2325^2}{2 \times 15 \times 0.00270 \times \left(1 - 0.2325\right)} \times \left(\frac{70}{530} - \frac{0.2325}{3}\right) = 0.9154$$

$$L_c = 0.2325 \times \left(1 - \frac{0.2325}{3}\right) \times \frac{1}{2} + 15 \times 0.00270 \times \left(0.2325 - \frac{70}{530}\right) \times \left(1 - \frac{70}{530}\right) \times \frac{1}{0.2325} = 0.1224$$

$$L_s = 0.00270 \times 0.9154 = 0.0025$$

・ 応力度の検討

$\sigma_c = \frac{117,951,000}{1200 \times 530^2 \times 0.1224} = 2.9$ N/mm ²	<	$\sigma_{ca} = 8.0$ N/mm ²	... OK
$\sigma_s = \frac{117,951,000}{1200 \times 530^2 \times 0.0025} = 140.0$ N/mm ²	<	$\sigma_{sa} = 160.0$ N/mm ²	... OK
$\tau_m = \frac{83,514}{1200 \times 530} = 0.13$ N/mm ²	<	$\tau_{a1} = 0.44$ N/mm ²	... OK

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$
$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 160.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 121,552,000}{1200 \times 530^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 121,552,000}{15 \times 1200 \times 530^2} \times 160.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 121,552,000}{15^2 \times 1200 \times 530^2} \times 160.0^2 = \sigma_c^3 + 14.918 \sigma_c^2 - 23.079 \sigma_c - 123.086 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 117.951 + 15.656 \times 0.230 = 121.552 \text{ KN} \cdot \text{m} = 121,552,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 0.60 / 2 - 0.07 = 0.230 \text{ m}$$

(σc'の試行計算)

σc'の仮定値	計算値	目標値	結果
3.2	-11.410	0	×
3.3	-0.853	0	×
3.4	10.201	0	○

以上から σc' = 3.4 N/mm²を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 2.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c' = 3.4 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.242}{2} \times 3.4 - \frac{15.656}{1200 \times 530}}{160.0} \times 1200 \times 530 = 1635.2 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 3.4}{15 \times 3.4 + 160.0} = 0.242$$

・ 配筋量

$$D \ 19 \times 6 \text{ 本} - As = 2.865 \times 6 = 1719.0 \text{ mm}^2 > As1 = 1635.2 \text{ mm}^2 \cdots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

・ 応力度の検討で求められた配筋 : D 19 × 6 本 - As = 1719.0 mm²

・ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 19 × 6 本 - As = 1719.0 mm²

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定する。

$$D \ 19 \times 6 \text{ 本} - As = 1719.0 \text{ mm}^2 > As1 = 1635.2 \text{ mm}^2 \cdots \text{OK}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

4-8-4. 応力度検討のまとめ

表4.8.5 門柱横方向の断面力と応力度検討のまとめ

項目	符号	単位	検討部材 : 端柱 荷重ケース : ケース2						検討部材 : 中柱 荷重ケース : ケース7						操作台 荷重ケース : ケース1		
			常時+温度荷重(+15℃)						地震時						常時換算値の曲げモーメントが最大		
			柱Ⅰ			柱Ⅱ			柱Ⅰ			柱Ⅱ			操作台		
			許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査
曲げモーメント	M	KN・m		83.925			39.132			46.610			8.161		—	117.951	—
せん断力	S	KN		43.816			53.987			20.698			18.428		—	83.514	—
軸力	N	KN		64.110			78.993			22.453			19.991		—	15.656	—
幅	b	m		0.40			0.80			0.40			0.80		—	1.20	—
高さ	h	m		0.65			0.40			0.90			0.40		—	0.60	—
かぶり	d'	m		0.12			0.12			0.12			0.12		—	0.07	—
有効高	d	m		0.53			0.28			0.78			0.28		—	0.53	—
配筋(鉄筋径×本数)				D 22 × 2			D 16 × 4			D 13 × 2			D 13 × 4		—	D 19 × 6	—
鉄筋量	As	cm ²		7.742			7.944			253.4			506.8		—	17.19	—
鉄筋比	P			0.00298			0.00248			0.00070			0.00158		—	0.00270	—
偏心量	e	m		1.309078			0.495386			2075.892			408.234		—		—
係数	K			0.257			0.252			0.002			0.226		—	0.2325	—
〃	c			0.044			0.053			-5.228			0.056		—		—
〃	j														—	0.1224	—
〃	Lc														—		—
〃	Ls														—	0.0025	—
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	9.2	5.6	○	9.2	4.7	○	12.0	0.0	○	12.0	1.1	○	8.0	2.9	○
鉄筋の引張応力度	σ_s	N/mm ²	184.0	182.5	○	184.0	125.3	○	300.0	0.0	○	300.0	34.6	○	160.0	140.0	○
コンクリートのせん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.44	0.21	○	0.44	0.24	○	0.64	0.07	○	0.64	0.08	○	0.44	0.13	○
許容応力度の割増係数	α		1.15						1.50						1.00		
必要鉄筋量の検討	配筋	径×本数	D 25 × 3			D 25 × 4			D 16 × 2			D 13 × 4			D 19 × 6		
	As'	cm ²	1318.2	1520.1	○	1845.9	2026.8	○	254.8	397.2	○	332.4	506.8	○	1635.2	1719.0	○
縦方向の鉄筋径		mm	D 19			D 25			D 22			D 22					
配筋計画			D 25 × 3			D 25 × 4			D 22 × 2			D 22 × 4			D 19 × 6		

※ 1. 検討した荷重ケース

ケース1	常時	ケース7	地震時
ケース2	常時+温度荷重(+15℃)	ケース8	地震時+温度荷重(+15℃)
ケース3	常時+温度荷重(-15℃)	ケース9	地震時+温度荷重(-15℃)
ケース4	常時+風荷重		
ケース5	常時+風荷重+温度荷重(+15℃)		
ケース6	常時+風荷重+温度荷重(-15℃)		

2. せん断力2dの照査ケース

- ・ 端柱 : 荷重 ケース2
- ・ 中柱 : 荷重 ケース9
- ・ 操作台 : 荷重 ケース3

3. 中柱の配筋は、縦方向の必要鉄筋量より決定。

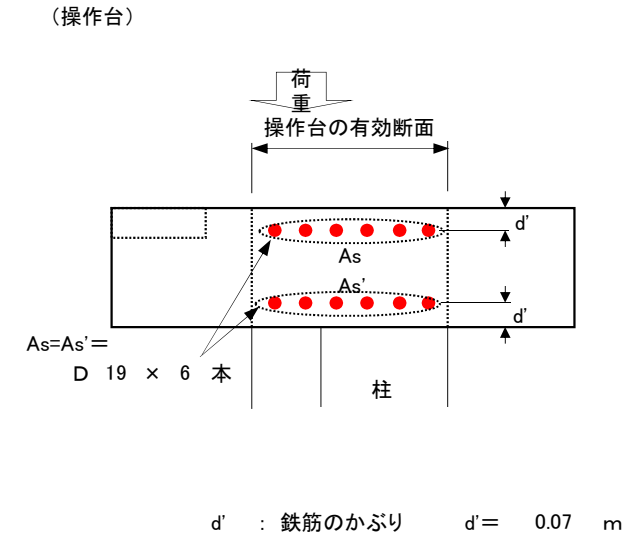
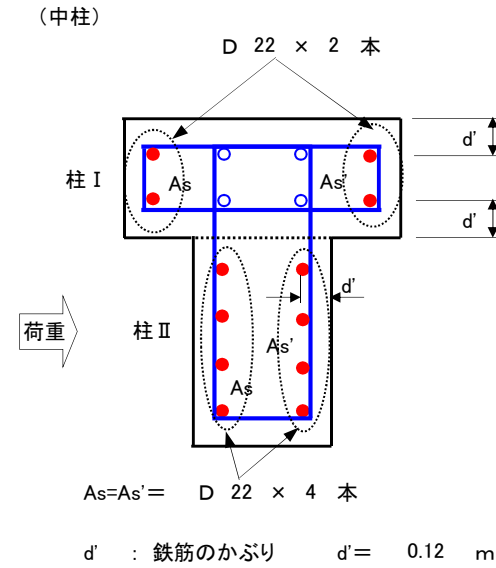
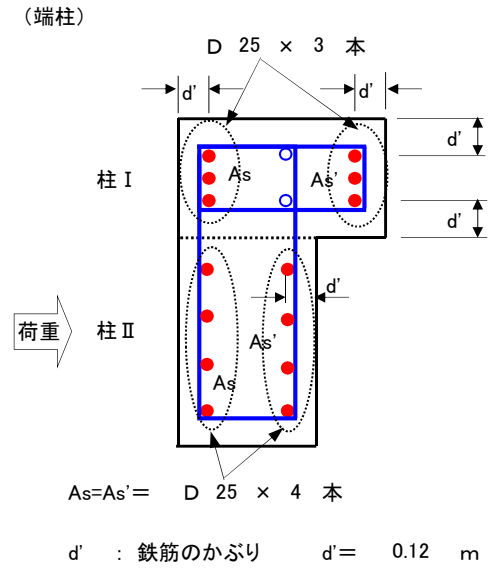


図4.8.1 門柱横方向の配筋

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

1. 門柱縦方向の設計

門柱縦方向の断面力は以下のケースで求める。

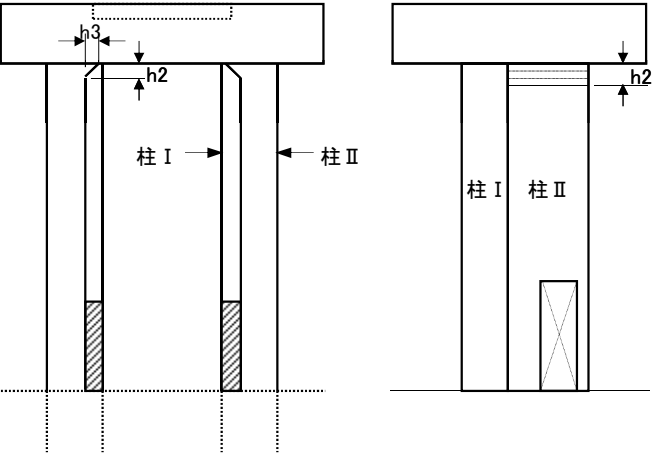
- 荷重ケース1 : 常時
荷重ケース2 : 常時＋風荷重
荷重ケース3 : 地震時

このケースで断面力を求め、これを許容応力度の割増係数で除して常時の換算値とし、換算値が最大となるケースで門柱縦方向の応力度の検討をおこなう。

なお、ケース1～3における温度荷重のケースについては、荷重はケース1～3と同じ値を用いることから、許容応力度の割増分だけ応力度の検討が過小となるため検討から除外する。

2. 操作台下のハンチ

操作台下のハンチは、本設計の場合「柱Ⅰ」に設けているが、「設計マニュアル(樋門編)」P19を運用すると「柱Ⅱ」に設けている。しかし、「柱Ⅰ」に設けている例が多く本設計の構造計算を進めたが、「柱Ⅱ」に設ける場合は下図の形状で構造計算をするのが望ましい。



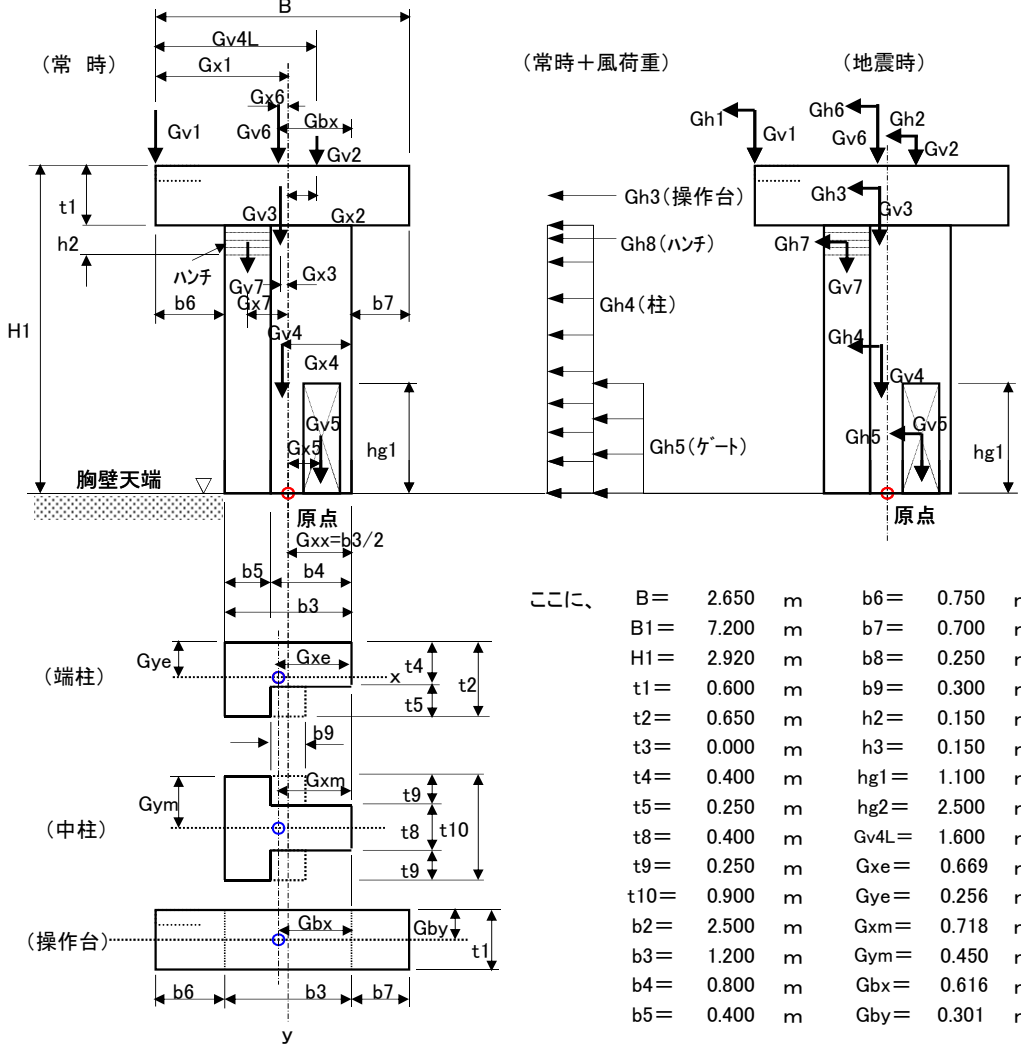
なお、応力度の解析ではハンチの影響は考慮しないものとする。

設計計算

4-9. 門柱縦方向の計算

4-9-1. 構造計算の基本事項

門柱縦方向の計算は、横方向の計算と同様に樋門本体(胸壁天端)に固定された「片持ち梁」としておこなう。



第4章

門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

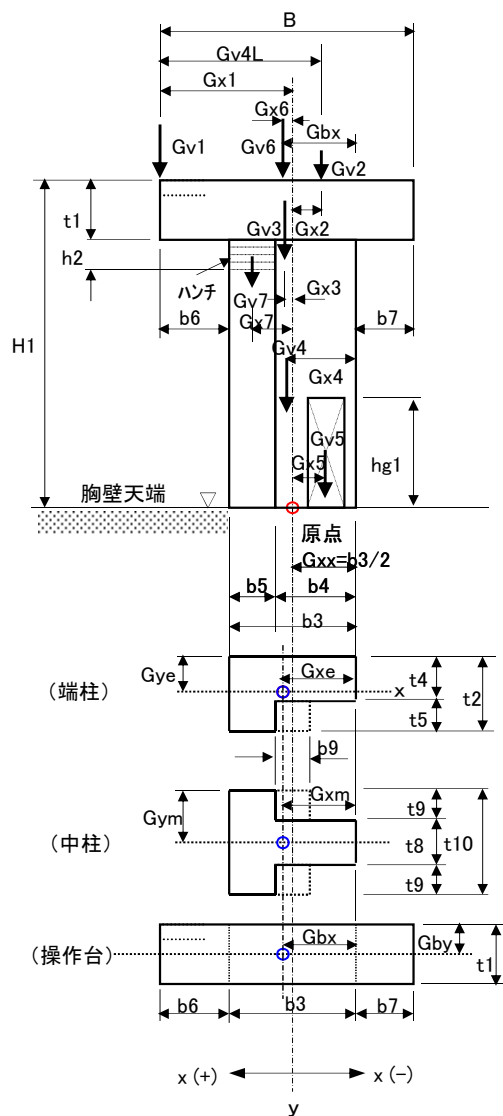


図4.9.2 「常時」の荷重図

4-9-2. 荷重の計算

(1) 荷重ケース1・・・「常時」

・ 管理橋反力(死+活)

$$Gv1 = 2 \cdot Rd + l = 2 \times 6.39 = 12.780 \text{ KN}$$

ここに、

$$Rd + l : \text{管理橋反力(死+活)(アンカーボルト1本当たり)} \quad Rd + l = 6.390 \text{ KN/本}$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Gv2 = 4 \cdot wm = 4 \times 3.600 = 14.400 \text{ KN}$$

ここに、

$$Wm : \text{開閉機自重} \quad Wm = 3.600 \text{ KN}$$

・ 操作台自重

$$Gv3 = Vs \cdot \gamma_c = 11.369 \times 24.50 = 278.541 \text{ KN}$$

ここに、

$$Vs : \text{操作台体積} \quad Vs = 11.369 \text{ m}^3$$

$$\gamma_c : \text{鉄筋コンクリートの単位体積重量} \quad \gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$$

・ 柱自重(端柱2本+中柱1本)

$$Gv4 = (2 \cdot Ae + Am) \cdot \gamma_c = (2 \times 0.580 + 0.680) \times 24.50 = 45.080 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$Ae : \text{端柱の断面積} \quad Ae = 0.580 \text{ m}^2$$

$$Am : \text{中柱の断面積} \quad Am = 0.680 \text{ m}^2$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Gv5 = Wg / hg2 + 4 \cdot wto = 23.220 / 2.500 + 4 \times 1.838 = 16.640 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$Wg : \text{ゲート自重(扉体+ラック棒自重)} \quad Wg = 23.220 \text{ KN}$$

$$hg2 : \text{ゲートの口径} \quad hg2 = 2.500 \text{ m}$$

$$wto : \text{戸当たりの重量} \quad wto = 1.838 \text{ KN/m}$$

・ 雪荷重(操作台上面)

$$Gv6 = B \cdot B1 \cdot qw = 2.650 \times 7.200 \times 3.50 = 66.780 \text{ KN}$$

ここに、

$$B : \text{操作台の幅} \quad B = 2.650 \text{ m}$$

$$B1 : \text{操作台の幅} \quad B1 = 7.200 \text{ m}$$

$$qw : \text{雪荷重} \quad qw = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Gv7 = h2 \cdot h3 \cdot b5 \cdot \gamma_c = 0.150 \times 0.150 \times 0.400 \times 24.50 = 0.221 \text{ KN}$$

・ 荷重合計

$$\begin{aligned} \Sigma Gv &= Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg2 + Gv6 + Gv7 \\ &= 12.780 + 14.400 + 278.541 + 45.080 \times (2.920 - 0.600) + 16.640 \times 2.500 + 66.780 \\ &\quad + 0.221 = 518.908 \text{ KN} \end{aligned}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

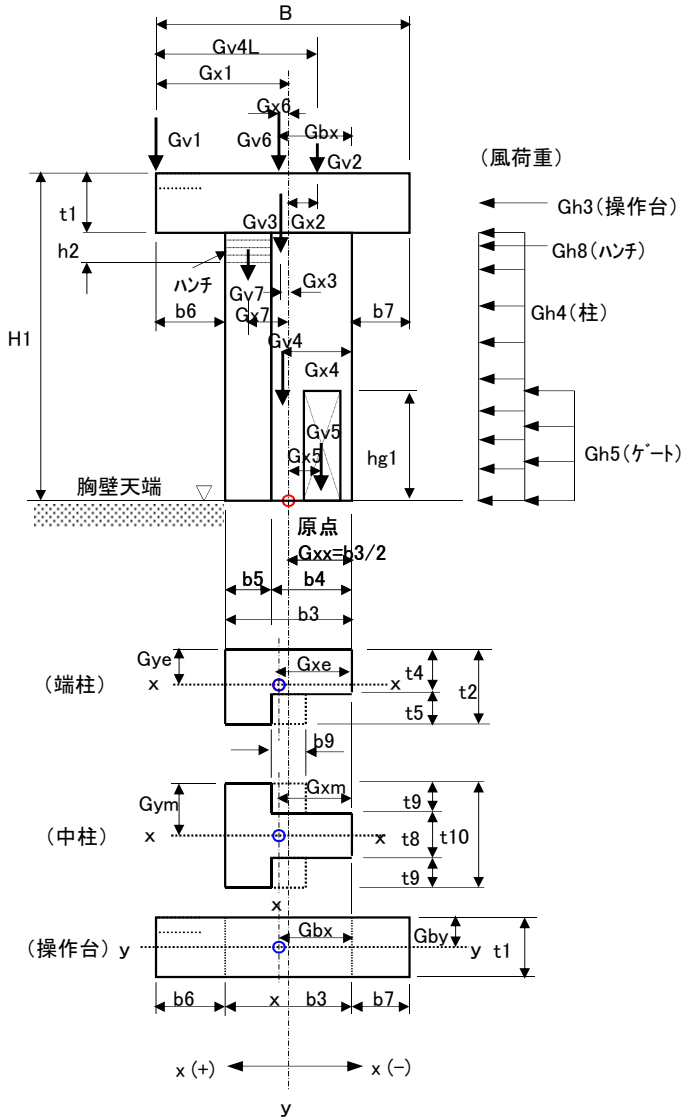


図4.9.3 「常時+風荷重」の荷重図

設 計 計 算

(2) 荷重ケース2・・・「常時+風荷重」

風荷重は、川表側から川裏側に作用するものとする。

- ・ 管理橋反力(死+活)

$$Gv1 = 12.780 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

- ・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Gv2 = 14.400 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

- ・ 操作台自重

$$Gv3 = 278.541 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh3 = B1 \cdot t1 \cdot wp = 7.200 \times 0.600 \times 3.00 = 12.960 \text{ KN}$$

ここに、

$$wp : \text{風荷重} \quad wp = 3.00 \text{ KN/m}^2$$

- ・ 柱自重(端柱2本+中柱1本)

$$Gv4 = 45.080 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh4 = (2 \cdot t2 + t10) \cdot wp = (2 \times 0.650 + 0.900) \times 3.00 = 6.600 \text{ KN/m}$$

- ・ ゲート自重(扉体)

$$Gv5 = 16.640 \text{ KN/m} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh5 = hg2 \cdot wp = 2.500 \times 3.000 = 7.500 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$hg2 : \text{ゲートの幅(口径)} \quad hg2 = 2.500 \text{ m}$$

- ・ 雪荷重(操作台上面)

$$Gv6 = 66.780 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

- ・ 操作台下面のハンチ部

$$Gv7 = 0.221 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh7 = h2 \cdot h3 \cdot wp = 0.150 \times 0.150 \times 3.000 = 0.068 \text{ KN}$$

- ・ 荷重合計

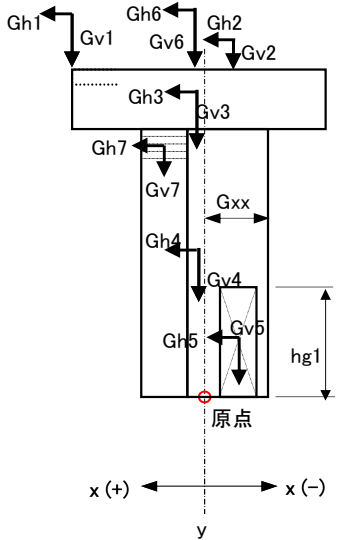
$$\begin{aligned} \Sigma Gv &= Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg2 + Gv6 + Gv7 \\ &= 12.780 + 14.400 + 278.541 + 45.080 \times (2.920 - 0.600) + 16.640 \times 2.500 + 66.780 \\ &\quad + 0.221 = 518.908 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Gh &= Gh3 + Gh4 \cdot (H1 - t1) + Gh5 \cdot hg1 + Gh7 \\ &= 12.960 + 6.600 \times (2.920 - 0.600) + 7.500 \times 1.100 + 0.068 = 36.590 \text{ KN} \end{aligned}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算



ここに、
Gh : 地震時慣性力(水平力)

図4.9.4 「地震時」の荷重図

(3) 荷重ケース3・・・「地震時」

・ 管理橋反力(死)

$$Gv1 = 2 \cdot Rd = 2 \times 6.39 = 12.780 \text{ KN}$$

$$Gh1 = Gv1 \cdot kh = 12.780 \times 0.20 = 2.556 \text{ KN}$$

ここに、

$$kh : \text{設計震度} \quad kh = 0.20$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Gv2 = 14.400 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh2 = Gv2 \cdot kh = 14.400 \times 0.20 = 2.880 \text{ KN}$$

・ 操作台自重

$$Gv3 = 278.541 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh3 = Gv3 \cdot kh = 278.541 \times 0.20 = 55.708 \text{ KN}$$

・ 柱自重(端柱2本+中柱1本)

$$Gv4 = 45.080 \text{ KN/m} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh4 = Gv4 \cdot kh = 45.080 \times 0.20 = 9.016 \text{ KN}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Gv5 = 16.640 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh5 = Gv5 \cdot kh = 16.640 \times 0.20 = 3.328 \text{ KN}$$

・ 雪荷重(操作台上面)

$$Gv6 = 66.780 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh6 = Gv6 \cdot kh = 66.780 \times 0.20 = 13.356 \text{ KN}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Gv7 = 0.221 \text{ KN} \quad \dots \text{常時より}$$

$$Gh7 = Gv7 \cdot kh = 0.221 \times 0.20 = 0.044 \text{ KN}$$

・ 荷重合計

$$\begin{aligned} \sum Gv &= Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg1 + Gv6 + Gv7 \\ &= 12.780 + 14.400 + 278.541 + 45.080 \times (2.920 - 0.600) + 16.640 \times 2.500 + 66.780 \\ &\quad + 0.221 = 518.908 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum Gh &= Gh1 + Gh2 + Gh3 + Gh4 \cdot (H1 - t1) + Gh5 \cdot hg1 + Gh6 + Gh7 \\ &= 2.556 + 2.880 + 55.708 + 9.016 \times (2.920 - 0.600) + 3.328 \times 1.100 + 13.356 \\ &\quad + 0.044 = 99.122 \text{ KN} \end{aligned}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

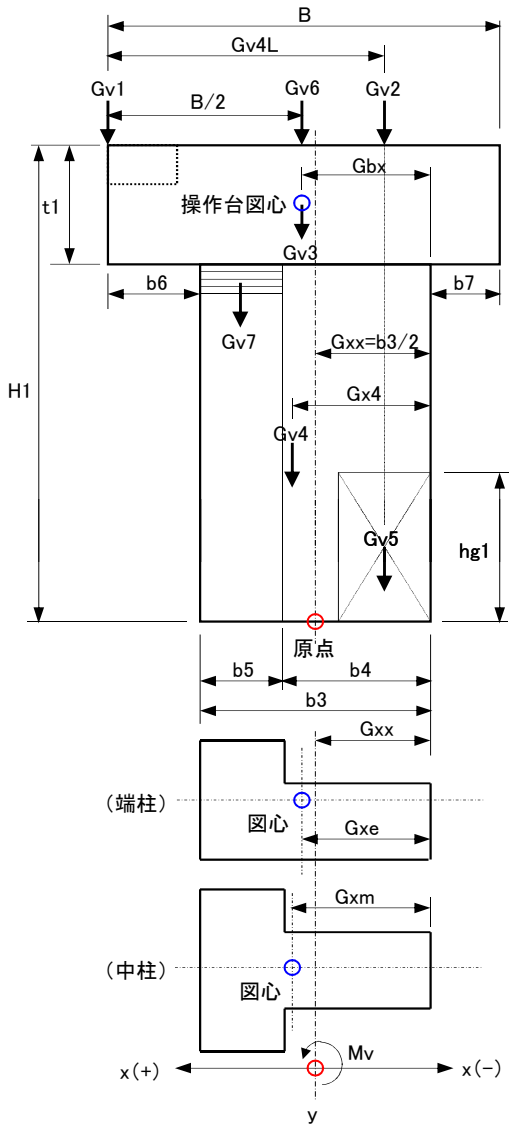


図4.9.5 荷重図(荷重ケース1:常時)

4-9-3. 断面力の計算

(1) 荷重ケース1・・・「常時」

1) 曲げモーメント

曲げモーメントの計算は、常時では水平荷重がないことから鉛直荷重に対して計算する。計算原点は柱断面の中央部とする。

・ 管理橋反力

$$Mv1 = Gv1 \cdot Gx1 = 12.780 \times 1.350 = 17.253 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ここに、

$$Gx1 = B - (b7 + Gxx) = 2.650 - (0.700 + 0.600) = 1.350 \text{ m}$$

$$Gxx = b3/2 = 1.200 / 2 = 0.600 \text{ m} \text{ (柱断面の中央)}$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Mv2 = Gv2 \cdot Gx2 = 14.400 \times -0.250 = -3.600 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ここに、

$$Gx2 = (Gxx + b6) - Gv4L = (0.600 + 0.750) - 1.600 = -0.250 \text{ m}$$

・ 操作台自重

$$Mv3 = Gv3 \cdot Gx3 = 278.541 \times 0.016 = 4.457 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ここに、

$$Gx3 = Gbx - Gxx = 0.616 - 0.600 = 0.016 \text{ m}$$

・ 柱自重(端柱2本+中柱1本)

$$Mv4 = Gv4 \cdot (H1 - t1) \cdot (Gx4 - Gxx) = 45.080 \times (2.920 - 0.600) \times (0.687 - 0.600) = 9.099 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ここに、

$$Gx4 = \frac{2 \cdot Ae \cdot Gxe + Am \cdot Gxm}{2 \cdot Ae + Am} = \frac{2 \times 0.580 \times 0.669 + 0.680 \times 0.718}{2 \times 0.580 + 0.680} = 0.687 \text{ m}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Mv5 = Gv5 \cdot hg2 \cdot Gx5 = 16.640 \times 2.500 \times -0.250 = -10.400 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ここに、

$$Gx5 = Gx2 = -0.250 \text{ m}$$

・ 雪荷重(操作台上面)

$$Mv6 = Gv6 \cdot Gx6 = 66.780 \times 0.025 = 1.670 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ここに、

$$Gx6 = (Gxx + b6) - B/2 = (0.600 + 0.750) - 2.650 / 2 = 0.025 \text{ m}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Mv7 = Gv7 \cdot (Gxx - b5/2) = 0.221 \times (0.600 + 0.400 / 2) = 0.177 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 曲げモーメント合計

$$Mv = Mv1 + Mv2 + Mv3 + Mv4 + Mv5 + Mv6 + Mv7 = 17.253 + -3.600 + 4.457 + 9.099 + -10.400 + 1.670 + 0.177 = 18.656 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

2) 軸力の計算

$$N = \sum Gv = Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg2 + Gv6 + Gv7 = 518.908 \text{ KN}$$

3) セン断力

常時の計算では、水平荷重がないためせん断力は生じない。

$$S = 0 \text{ KN}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

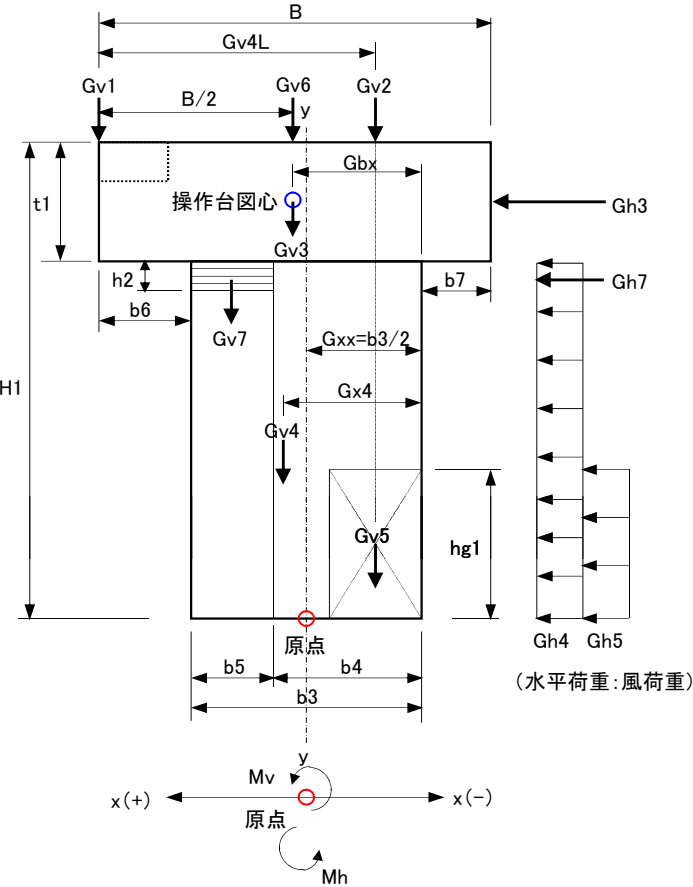


図4.9.6 荷重図(荷重ケース2:常時+風荷重)

設計計算

(2) 荷重ケース2・・・「常時+風荷重」

1) 曲げモーメント

① 鉛直荷重による曲げモーメント

・ 管理橋反力

$$Mv1 = 17.253 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 開閉装置(巻上機)自重

$$Mv2 = -3.600 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 操作台自重

$$Mv3 = 4.457 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 柱自重(端柱2本+中柱1本)

$$Mv4 = 9.099 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Mv5 = -10.400 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 雪荷重

$$Mv6 = 1.670 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Mv7 = 0.177 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \dots \text{ 常時より}$$

・ 鉛直荷重曲げモーメント合計

$$\Sigma Mv = 18.656 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

② 水平荷重による曲げモーメント

・ 操作台自重

$$Mh3 = Gh3 \cdot (H1 - t1/2) = 12.960 \times (2.920 - 0.600 / 2) = 33.955 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 柱自重(端柱2本+中柱1本)

$$Mh4 = Gh4 \cdot (H1 - t1)^2 / 2 = 6.600 \times (2.920 - 0.600)^2 / 2 = 17.762 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ ゲート自重(扉体)

$$Mh5 = Gh5 \cdot hg1^2 / 2 = 7.500 \times 1.100^2 / 2 = 4.538 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 操作台下面のハンチ部

$$Mh7 = Gh7 \cdot \{H1 - (t1 + h2/3)\} = 0.068 \times \{2.920 - (0.600 + 0.150 / 3)\} = 0.154 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

・ 水平荷重曲げモーメント合計

$$\Sigma Mh = Mh3 + Mh4 + Mh5 + Mh7 = 33.955 + 17.762 + 4.538 + 0.154 = 56.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

③ 曲げモーメントの合計

$$M = \Sigma Mv + \Sigma Mh = 18.656 + 56.409 = 75.065 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

2) 軸力の計算

$$N = \Sigma Gv = Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg1 + Gv6 + Gv7 = 518.908 \text{ KN}$$

3) せん断力の計算

$$S = \Sigma Gh = Gh3 + Gh4 \cdot (H1 - t1) + Gh5 \cdot hg1 + Gh7 = 36.590 \text{ KN}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

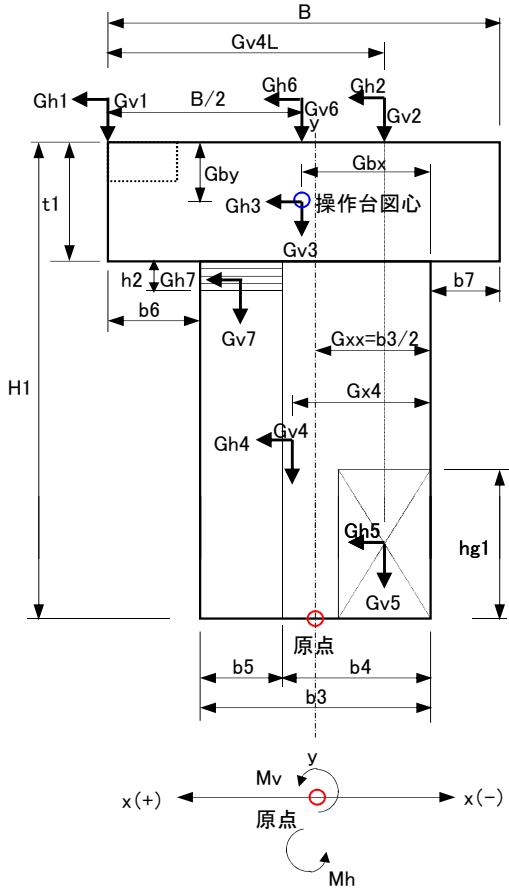


図4.9.7 荷重図(荷重ケース3:地震時)

(3) 荷重ケース3・・・「地震時」

1) 曲げモーメント

① 鉛直方向の曲げモーメント

- ・ 管理橋反力
 $Mv1 = Gv1 \cdot Gx1 = 12.780 \times 1.350 = 17.253 \text{ KN}\cdot\text{m}$
- ・ 開閉装置(巻上機)自重
 $Mv2 = -3.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (常時より)
- ・ 操作台自重
 $Mv3 = 4.457 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (常時より)
- ・ 柱自重(端柱2本+中柱1本)
 $Mv4 = 9.099 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (常時より)
- ・ ゲート自重(扉体)
 $Mv5 = -10.400 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (常時より)
- ・ 雪荷重(操作台上面)
 $Mv6 = 1.670 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (常時より)
- ・ 操作台下面のハンチ部
 $Mv7 = 0.177 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (常時より)
- ・ 鉛直荷重曲げモーメント合計
 $\Sigma Mv = Mv1 + Mv2 + Mv3 + Mv4 + Mv5 + Mv6 + Mv7 = 18.656 \text{ KN}\cdot\text{m}$

② 水平方向の曲げモーメント

- ・ 管理橋反力
 $Mh1 = Gh1 \cdot H1 = 2.556 \times 2.920 = 7.464 \text{ KN}$
- ・ 開閉装置(巻上機)自重
 $Mh2 = Gh2 \cdot H1 = 2.880 \times 2.920 = 8.410 \text{ KN}$
- ・ 操作台自重
 $Mh3 = Gh3 \cdot (H1 - Gby) = 55.708 \times (2.920 - 0.301) = 145.899 \text{ KN}$
- ・ 柱自重(端柱2本+中柱1本)
 $Mh4 = Gh4 \cdot (H1 - t1)^2 / 2 = 9.016 \times (2.920 - 0.600)^2 / 2 = 24.264 \text{ KN}$
- ・ ゲート自重(扉体)
 $Mh5 = Gh5 \cdot hg1^2 / 2 = 3.328 \times 1.100^2 / 2 = 2.013 \text{ KN}$
- ・ 雪荷重(操作台上面)
 $Mh6 = Gh6 \cdot H1 = 13.356 \times 2.920 = 39.000 \text{ KN}$
- ・ 操作台下面のハンチ部
 $Mh7 = Gh7 \cdot \{H1 - (t1 + h2/3)\} = 0.221 \times \{2.920 - (0.600 + 0.150 / 3)\} = 0.502 \text{ KN}\cdot\text{m}$
- ・ 水平方向曲げモーメント合計
 $\Sigma Mh = Mh1 + Mh2 + Mh3 + Mh4 + Mh5 + Mh6 + Mh7 = 227.552 \text{ KN}\cdot\text{m}$

③ 曲げモーメント合計 $M = \Sigma MV + \Sigma Mh = 18.656 + 227.552 = 246.208 \text{ KN}\cdot\text{m}$

2) 軸力の計算

$$N = \Sigma Gv = Gv1 + Gv2 + Gv3 + Gv4 \cdot (H1 - t1) + Gv5 \cdot hg1 + Gv6 + Gv7 = 518.908 \text{ KN}$$

3) セン断力の計算

$$S = \Sigma Gh = Gh1 + Gh2 + Gh3 + Gh4 \cdot (H1 - t1) + Gh5 \cdot hg1 + Gh6 + Gh7 = 99.122 \text{ KN}$$

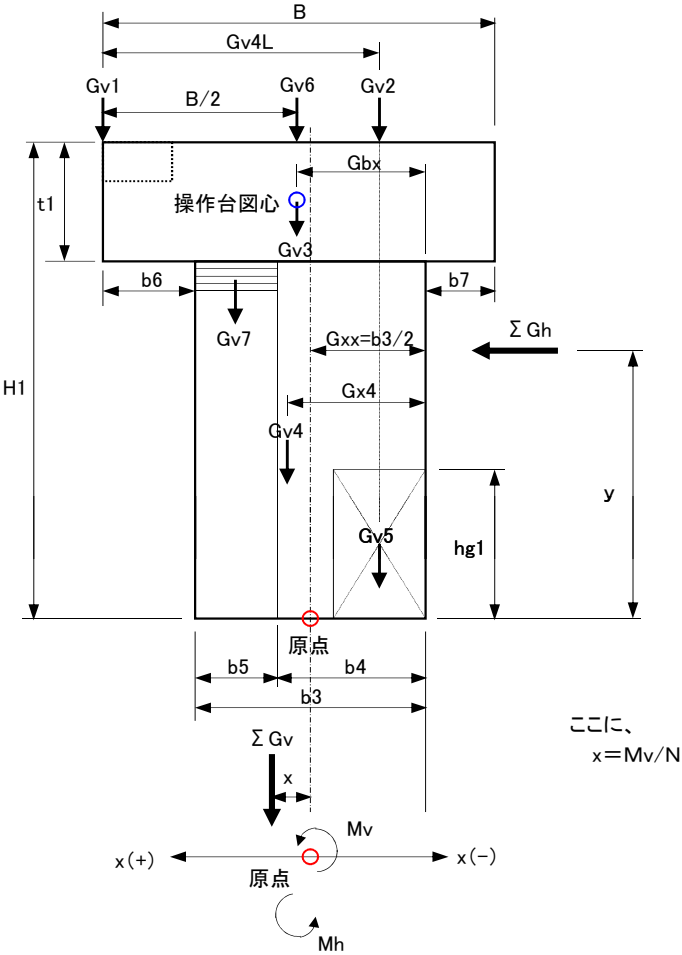


図4.9.8 合計荷重の作用位置

4-9-4. 断面力の集計

荷重ケースによる設計断面力は以下のとおりである。

表4.9.1 荷重ケースによる許容応力度

荷重ケース	荷重の組合せ	許容応力度(N/mm ²)			
		割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
ケース1	常時	1.00	8.0	160.0	0.39
ケース2	常時+風荷重	1.25	10.0	200.0	0.48
ケース3	地震時	1.50	12.0	300.0	0.58

表4.9.2 応力度の検討に用いる断面力の集計

荷重ケース	状態	割増係数	断面力(端柱2本+中柱1本)			検討ケース
			曲げモーメント M(KN・m)	せん断力S (KN)	軸力N(KN)	
ケース1	常時	1.00	18.656	0.000	518.908	
ケース2	常時+風荷重	1.25	75.065	36.590	518.908	
			60.052	29.272	415.126	
ケース3	地震時	1.50	246.208	99.122	518.908	○
			164.139	66.081	345.939	

- ※ 1. 断面力の上段は計算値、下段は割増係数で除した常時の換算値。
2. 荷重合力の作用位置の計算
- ・ ケース2: 常時+風荷重
(函軸方向)
 $x = \sum M_v / N = 18.656 / 518.908 = 0.036 \text{ m}$
(鉛直方向)
 $y = \sum M_h / \sum G_h = 56.409 / 36.590 = 1.542 \text{ m}$
ここに、
 $\sum M_h$: 水平荷重による曲げモーメント $\sum M_h = 56.409 \text{ KN} \cdot \text{m}$
 $\sum G_h$: 水平荷重 $\sum G_h = S = 36.590 \text{ KN}$
 - ・ ケース3: 地震時
(函軸方向)
 $x = \sum M_v / N = 18.656 / 518.908 = 0.036 \text{ m}$
(鉛直方向)
 $y = M_h / \sum G_h = 227.552 / 99.122 = 2.296 \text{ m}$
ここに、
 $\sum M_h$: 水平荷重による曲げモーメント $\sum M_h = 227.552 \text{ KN} \cdot \text{m}$
 $\sum G_h$: 水平荷重 $\sum G_h = S = 99.122 \text{ KN}$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

- 門柱縦方向の計算における軸力の配分
門柱縦方向の計算では、設計断面力として柱全体(端柱2本+中柱1本)が求められる。応力度の検討では端柱および中柱に対する検討をおこなうことから、設計断面力を端柱および中柱に配分することとなる。
この配分は、ラーメン解析により求められた軸力の比率により求めることとなるが、比率にバラツキがあるため一概には求められない。文献では一般的な傾向として配分比率を次のように記述している。
 - 上屋荷重がある場合 : 端柱1: 中柱2.4
 - 上屋荷重がない場合 : 端柱1: 中柱2.0本設計の場合の軸力比は次のようになる。

表4.9.3 門柱横方向の軸力の集計(部材の最大値)

荷重ケース	柱				荷重状態
	端柱(1本)	比率	中柱	比率	
ケース1	125.371	1	281.573	2.2	常時
ケース2	164.569	1	203.177	1.2	常時+温度荷重+15
ケース3	86.161	1	359.993	4.2	常時+温度荷重-15
ケース4	127.796	1	278.878	2.2	常時+風荷重
ケース5	166.994	1	200.482	1.2	常時+風荷重+温度荷重+15
ケース6	83.736	1	357.298	4.3	常時+風荷重+温度荷重-15
ケース7	137.176	1	281.623	2.1	地震時
ケース8	176.374	1	203.227	1.2	地震時+温度荷重+15
ケース9	74.306	1	360.043	4.8	地震時+温度荷重-15
平均		1		2.6	ケース1~9までの平均
平均		1		2.2	ケース1、4、7の平均

※ 1. ケース1、4、7は温度荷重を考慮しないケースである。

上表の比率は、温度荷重を考慮した場合はほぼ一定の比率を示し、温度荷重を考慮した場合にバラツキが大きくなる。基本的な比率は温度荷重を考慮しない比率が文献等と整合性が図れることから、軸力の配分は温度荷重を含まない比率でおこなうこととする。

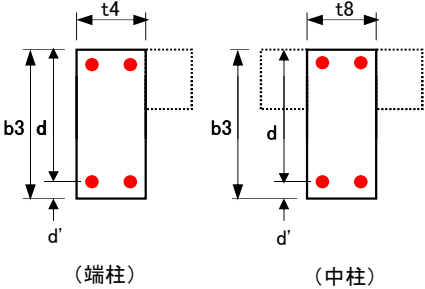
設計計算

- 4-9-5. 設計断面力の配分
設計断面力の集計は門柱全体(端柱2本+中柱1本)に対するものである。したがって、この断面力を各柱に配分することとする。
断面力の配分は次によりおこなう。
 - 曲げモーメント : 端柱および中柱の剛比により配分する。
 - せん断力 : 端柱および中柱の面積比により配分する。
 - 軸力 : 門柱横方向のラーメン解析により求めた軸力の比率により配分する。以上から、端柱(2本)および中柱(1本)の設計断面力は次のようになる。

表4.9.4 設計断面力の配分

荷重ケース	状態	設計断面力											
		曲げモーメントM(KN・m)				せん断力S(KN)				軸力(KN)			
		設計断面力M= 246.208 KN・m		設計断面力S= 99.122 KN		設計断面力S= 518.908 KN		設計断面力S= 518.908 KN		設計断面力S= 518.908 KN		設計断面力S= 518.908 KN	
		端柱(2本)		中柱(1本)		端柱(2本)		中柱(1本)		端柱(2本)		中柱(1本)	
ケース3	地震時	剛比	Me	剛比	Mm	面積比	Se	面積比	Sm	軸力比	Ne	軸力比	Nm
		0.6353	156.416	0.3647	89.792	0.6304	62.487	0.3696	36.635	0.4762	247.104	0.5238	271.804

※ 1. 端柱と中柱の面積と剛比



- 面積 比率
端柱 : $2 \cdot A_e = 2 \times 0.580 = 1.160 \text{ m}^2$: 0.6304
中柱 : $A_m = 0.680 \text{ m}^2$: 0.3696
計 : 1.840 m^2 : 1.0000
- 断面二次モーメント 比率
端柱 : $2 \cdot I_{xe} = 2 \times 0.072 = 0.1443 \text{ m}^4$: 0.6353
中柱 : $I_{xm} = 0.0829 \text{ m}^4$: 0.3647
計 : 0.2272 m^4 : 1.0000
- 軸力比 比率
端柱 : $2 \cdot N_{pe} = 2 \times 1.0 = 2.0$: 0.4762
中柱 : $N_{pm} = 2.2$: 0.5238
計 : 4.20 : 1.0000

この結果、応力度の検討に用いる端柱(1本)および中柱(1本)の設計断面力は次のように決定する。

表4.9.5 応力度の検討に用いる設計断面力

荷重ケース	状態	設計断面力						許容応力度(N/mm ²)			
		曲げモーメントM(KN・m)		せん断力S(KN)		軸力N(KN)		割増係数	σ_{ca}	σ_{sa}	τ_{al}
		端柱(1本)	中柱(1本)	端柱(1本)	中柱(1本)	端柱(1本)	中柱(1本)				
ケース3	地震時	78.208	89.792	31.244	36.635	123.552	271.804	1.50	12.0	300.0	0.58

- ※ 1. 端柱1本の計算
端柱1本の計算は、設計断面力の配分で求められた端柱2本の断面力を1/2した値である。

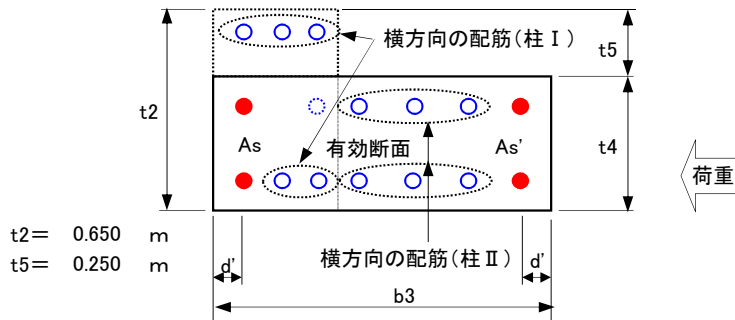
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・ 門柱縦方向の端柱応力度の検討

門柱縦方向の応力度の検討は柱部材についておこなうこととし、端柱は下图の断面を有効断面として検討する。ただし、断面力の配分は柱の全断面でおこなうとする。応力度の計算は「複鉄筋長方形梁」とし、軸力を考慮した検討をおこなう。



ここに、 d' : 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m}$
 $t4$: 部材幅 $t4 = 0.40 \text{ m}$
 $b3$: 部材高 $b3 = 1.20 \text{ m}$

図4.10.1 門柱縦方向の検討に用いる端柱の設計断面

ここに、軸力を考慮した応力度は以下の計算により求める。

$$\sigma_c = \frac{N}{b \cdot h \cdot C}$$
$$\sigma_s = \frac{n \cdot \sigma_c \cdot (1 - K - \frac{d'}{h})}{K}$$
$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d}$$

また、計算に用いる係数は次により求める。

$$\frac{e}{h} = \frac{K^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{K}{3} \right) + n \cdot P \cdot (1 - 2a)^2}{K^2 + 2n \cdot P \cdot (2K - 1)}$$
$$C = \frac{K}{2} + \frac{n \cdot P}{K} \cdot (2K - 1)$$

※ ただし、 $0.2 \leq K \leq 1.0$

ここに、
 $n = 15$
 $a = d'/h$

設計計算

4-10. 門柱縦方向の応力度の検討 : 荷重 ケース3 → 地震時

4-10-1. 端柱の応力度

(1) 応力度の計算

柱の有効断面について必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

・ 曲げモーメント	$M = 78.208 \text{ KN} \cdot \text{m} (= 78,208,000 \text{ N} \cdot \text{mm})$
・ せん断力	$S = 31.244 \text{ KN} (= 31,244 \text{ N})$
・ 軸力	$N = 123.55 \text{ KN} (= 123,552 \text{ N})$
・ コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2$
・ 鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2$
・ コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{a1} = 0.58 \text{ N/mm}^2$
・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比	$n = 15$
・ 部材の幅	$b = t4 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
・ 部材の高さ	$h = b3 = 1.20 \text{ m} (= 1200 \text{ mm})$
・ 鉄筋のかぶり	$d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
・ 部材の有効高	$d = 1.08 \text{ m} (= 1080 \text{ mm})$
・ 配筋の仮定値	$D \text{ 16} \times \text{2 本} - A_s = 1.986 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($A_s = A_s'$)。

ここに、

$$P = A_s / (b \cdot h) = 397.2 / (400 \times 1200) = 0.00083$$
$$e = M / N = 78,208,000 / 123,552 = 632.997 \text{ mm}$$
$$a = d' / h = 120 / 1200 = 0.10000$$
$$e / h = 632.997 / 1200 = 0.52750$$

表4.10.1 K、Cの算出

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.311	15	0.00083	0.10000	0.52750	0.53032	0.52750	×				
0.312	15	0.00083	0.10000	0.52750	0.52870	0.52750	×				
0.313	15	0.00083	0.10000	0.52750	0.52710	0.52750	○	0.313	0.142	0.313	0.142

③ 応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = N / (b \cdot h \cdot c) = 123,552 / (400 \times 1200 \times 0.142) = 1.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

・ 鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \{1 - K - (d'/h)\} / K = 15 \times 1.8 \times \{1 - 0.313 - (120 / 1200)\} / 0.313 = 50.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

・ コンクリートのせん断応力度

$$\tau_m = S / (b \cdot d) = 31,244 / (400 \times 1080) = 0.07 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.58 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$
$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 300.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 137,513,000}{400 \times 1080^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 137,513,000}{15 \times 400 \times 1080^2} \times 300.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 137,513,000}{15^2 \times 400 \times 1080^2} \times 300.0^2 = \sigma_c^3 + 29.116 \sigma_c^2 - 35.369 \sigma_c - 353.686 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 78.208 + 123.552 \times 0.480 = 137.513 \text{ KN} \cdot \text{m} = 137,513,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 1.20 / 2 - 0.12 = 0.480 \text{ m}$$

(σc'の試行計算)

σc'の仮定値	計算値	目標値	結果
3.7	-35.300	0	×
3.8	-12.781	0	×
3.9	10.548	0	○

以上から σc' = 3.9 N/mm²を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 1.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c' = 3.9 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.163}{2} \times 3.9 - \frac{123.552}{400 \times 1080}}{300.0} \times 400 \times 1080 = 457.3 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 3.9}{15 \times 3.9 + 300.0} = 0.163$$

・ 配筋量

$$D \ 19 \times 2 \text{ 本} - As = 2.865 \times 2 = 573.0 \text{ mm}^2 > As1 = 457.3 \text{ mm}^2 \cdots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

・ 応力度の検討で求められた配筋 : D 16 × 2 本 - As = 397.2 mm²

・ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 19 × 2 本 - As = 573.0 mm²

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定されるが、門柱横方向の配筋と整合を図ると次のようになる。

・ 門柱横方向の鉄筋径 : D 25

したがって、端柱の配筋は次に決定する。

$$D \ 25 \times 2 \text{ 本} - As = 5.067 \times 2 = 1013.4 \text{ mm}^2 > As1 = 457.3 \text{ mm}^2 \cdots \text{OK}$$

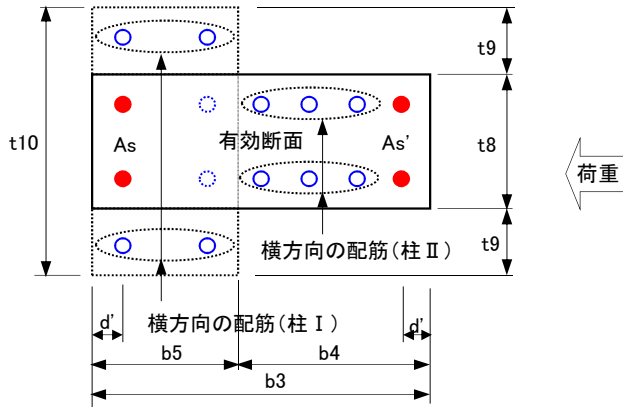
第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

・ 門柱縦方向の中柱応力度の検討

門柱縦方向の応力度の検討は柱部材についておこなうこととし、中柱は下图の断面を有効断面として検討する。ただし、断面力の配分は柱の全断面でおこなうとする。応力度の計算は「複鉄筋長方形梁」とし、軸力を考慮した検討をおこなう。



ここに、
 d' : 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m}$
 $t8$: 部材幅 $t8 = 0.40 \text{ m}$
 $b3$: 部材高 $b3 = 1.20 \text{ m}$
 $t9 = 0.250 \text{ m}$
 $t10 = 0.900 \text{ m}$

図4.10.2 門柱縦方向の検討に用いる中柱の設計断面

設計計算

4-10-2. 中柱の応力度

(1) 応力度の計算

柱の有効断面について必要鉄筋量を求めることとし、その計算の諸元は次のとおりである。

- ・ 曲げモーメント $M = 89.792 \text{ KN}\cdot\text{m} (= 89,792,000 \text{ N}\cdot\text{mm})$
- ・ せん断力 $S = 36.635 \text{ KN} (= 36,635 \text{ N})$
- ・ 軸力 $N = 271.80 \text{ KN} (= 271,804 \text{ N})$
- ・ コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2$
- ・ コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{a1} = 0.58 \text{ N/mm}^2$
- ・ 鉄筋とコンクリートの弾性係数比 $n = 15$
- ・ 部材の幅 $b = t8 = 0.40 \text{ m} (= 400 \text{ mm})$
- ・ 部材の高さ $h = b3 = 1.20 \text{ m} (= 1200 \text{ mm})$
- ・ 鉄筋のかぶり $d' = 0.12 \text{ m} (= 120 \text{ mm})$
- ・ 部材の有効高 $d = 1.08 \text{ m} (= 1080 \text{ mm})$
- ・ 配筋の仮定値 $D \text{ 13} \times \text{2 本} - As = 1.267 \times 2 = 253.4 \text{ mm}^2$

・ 複鉄筋長方形梁の計算に用いるK、Cの算出

K、Cは「ノモグラム」より求めるが、「ノモグラム」を使用しない場合に、K、Cは試行計算で求めることができる($As = As'$)。

ここに、

$$P = As / (b \cdot h) = 253.4 / (400 \times 1200) = 0.00053$$

$$e = M / N = 89,792,000 / 271,804 = 330.356 \text{ mm}$$

$$a = d' / h = 120 / 1200 = 0.10000$$

$$e / h = 330.356 / 1200 = 0.27530$$

表4.10.2 K、Cの算出

Kの仮定値	n	P	a=d'/h	e/h	計算値	条件値	結果	計算値		決定値	
								K値	C値	K値	C値
0.694	15	0.00053	0.10000	0.27530	0.27570	0.27530	×				
0.695	15	0.00053	0.10000	0.27530	0.27533	0.27530	×				
0.696	15	0.00053	0.10000	0.27530	0.27497	0.27530	○	0.696	0.352	0.696	0.352

③ 応力度の検討

・ コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = N / (b \cdot h \cdot c) = 271,804 / (400 \times 1200 \times 0.352) = 1.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

・ 鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot [1 - K \cdot (d' / h)] / K = 15 \times 1.6 \times [1 - 0.696 \cdot (120 / 1200)] / 0.696 = 7.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 300.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

・ コンクリートのせん断応力度

$$\tau_m = S / (b \cdot d) = 36,635 / (400 \times 1080) = 0.08 \text{ N/mm}^2 < \tau_{a1} = 0.58 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

以上から、仮定した配筋は許容応力度に対して安全である。

② 必要鉄筋量の計算

鉄筋の引張応力度が許容応力度に達する場合の必要鉄筋量(As1)の計算をおこなう。

$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n} - \frac{3Ms}{b \cdot d^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6Ms}{n \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa} \cdot \sigma_c - \frac{3Ms}{n^2 \cdot b \cdot d^2} \cdot \sigma_{sa}^2 = 0$$
$$\sigma_c^3 + \left(\frac{3 \times 300.0}{2 \times 15} - \frac{3 \times 220,258,000}{400 \times 1080^2} \right) \cdot \sigma_c^2 - \frac{6 \times 220,258,000}{15 \times 400 \times 1080^2} \times 300.0 \times \sigma_c - \frac{3 \times 220,258,000}{15^2 \times 400 \times 1080^2} \times 300.0^2 = \sigma_c^3 + 28.584 \sigma_c^2 - 56.651 \sigma_c - 566.507 = 0$$

ここに、

$$Ms = M + N \cdot c = 89.792 + 271.804 \times 0.480 = 220.258 \text{ KN} \cdot \text{m} = 220,258,000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$c = h/2 - d' = 1.20 / 2 - 0.12 = 0.480 \text{ m}$$

(σc'の試行計算)

σc'の仮定値	計算値	目標値	結果
4.9	-40.146	0	×
5.0	-10.162	0	×
5.1	20.694	0	○

以上から σc' = 5.1 N/mm²を得る。

この値と応力度の計算から求められた値と比較し、大きい方の値を必要鉄筋量の計算に用いる。

$$\sigma_c = 1.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_c' = 5.1 \text{ N/mm}^2$$

・ 必要鉄筋量の計算

$$As1 = \frac{\frac{0.203}{2} \times 5.1 - \frac{271.804}{400 \times 1080}}{300.0} \times 400 \times 1080 = 744.5 \text{ mm}^2$$

ここに、

$$S = \frac{15 \times 5.1}{15 \times 5.1 + 300.0} = 0.203$$

・ 配筋量

$$D \text{ 22} \times 2 \text{ 本} - As = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > As1 = 744.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

③ 配筋の決定

- ・ 応力度の検討で求められた配筋 : D 13 × 2 本 - As = 253.4 mm²
- ・ 必要鉄筋量の検討で求められた配筋 : D 22 × 2 本 - As = 774.2 mm²

以上の検討から、配筋は必要鉄筋量で決定されるが、門柱横方向の配筋と整合を図ると次のようになる。

- ・ 門柱横方向の鉄筋径 : D 22

したがって、端柱の配筋は次に決定する。

$$D \text{ 22} \times 2 \text{ 本} - As = 3.871 \times 2 = 774.2 \text{ mm}^2 > As1 = 744.5 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

4-10-3. 応力度の検討結果

表4.10.3 門柱縦方向の断面力と応力度検討のまとめ(柱1本)

項目	符号	単位	端柱			中柱		
			許容値	計算値	照査	許容値	計算値	照査
曲げモーメント	M	KN・m	—	78.208	—	—	89.792	—
せん断力	S	KN	—	31.244	—	—	36.635	—
軸力	N	KN	—	123.552	—	—	271.804	—
幅	b	m	—	0.40	—	—	0.40	—
高さ	h	m	—	1.20	—	—	1.20	—
かぶり	d'	m	—	0.12	—	—	0.12	—
有効高	d	m	—	1.08	—	—	1.08	—
配筋(鉄筋径×本数)			—	D 16 × 2	—	—	D 13 × 2	—
鉄筋量	As	cm ²	—	3.972	—	—	253.4	—
鉄筋比	P		—	0.00083	—	—	0.00053	—
偏心量	e	m	—	0.632997	—	—	330.356000	—
係数	K		—	0.313	—	—	0.696	—
〃	c		—	0.142	—	—	0.352	—
〃	j		—		—	—		—
〃	Lc		—		—	—		—
〃	Ls		—		—	—		—
コンクリートの圧縮応力度	σ c	N/mm ²	12.0	1.8	○	12.0	1.6	○
鉄筋の引張応力度	σ s	N/mm ²	300.0	50.6	○	300.0	7.0	○
コンクリートのせん断応力度	τ m	N/mm ²	0.58	0.07	○	0.58	0.08	○
許容応力度の割増係数	α		1.50			1.50		
必要鉄筋量	配筋		D 19 × 2			D 22 × 2		
	鉄筋量	As'	mm ²	457.3	573.0	○	744.5	774.2
横方向の鉄筋径		mm	D 25			D 22		
配筋の決定			D 25 × 2			D 22 × 2		

※ 1. 検討した荷重ケース

ケース1	常時
ケース2	常時+風荷重
ケース3	地震時

2. 選定した荷重ケース

・ ケース3 : 地震時

3. 配筋の決定は、横方向の鉄筋径と縦方向の鉄筋径の整合を図り、大きい方の鉄筋径で決定した。

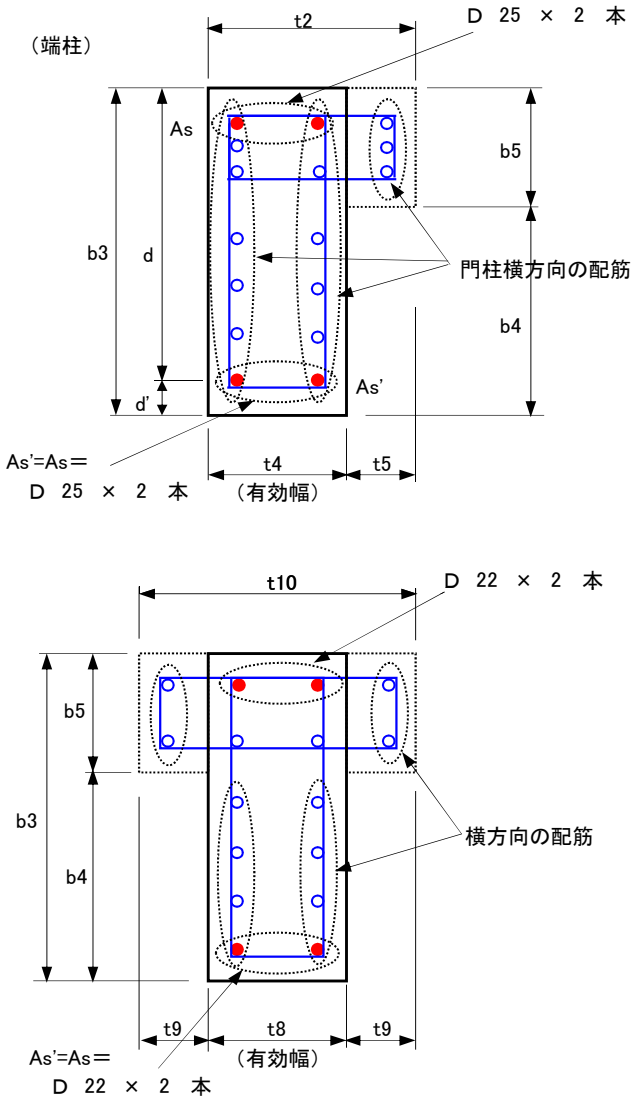
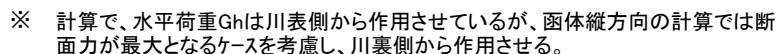


図 4.10.3 縦方向の計算による柱部材の配筋



4-11. 函体縦方向の計算に用いる断面力の計算

なお、水平成分の荷重は「川裏側から川表側」に作用することし、曲げモーメントの合計は、函軸へシフトさせた水平成分の曲げモーメント(仮想曲げモーメント)(+)から計算原点の鉛直成分の曲げモーメント(-)を控除するものとする。

(1) 「常時+風荷重」の函軸へシフトさせた断面力の計算

1) 門柱縦方向の計算で求めた断面力

- | | | | |
|----------------|---------------------------------|---------|------|
| ・鉛直力合計 | $\Sigma G_v = N =$ | 518.908 | KN |
| ・水平力合計 | $\Sigma G_h = S =$ | 36.590 | KN |
| ・鉛直力の曲げモーメント合計 | $\Sigma M_v =$ | 18.656 | KN・m |
| ・水平力の曲げモーメント合計 | $\Sigma M_h =$ | 56.409 | KN・m |
| ・曲げモーメント合計 | $M = \Sigma M_v + \Sigma M_h =$ | 75.065 | KN・m |

2) 函体縦方向の計算に用いる断面力

- ・ 函軸へシフトさせた水平力の曲げモーメント合計

$$\Sigma Mh' = \Sigma Gh \cdot y_{g1} = 36.590 \times 4.455 = 163.008 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

ここに、

yg1 : 門柱縦方向の計算原点から函軸までの距離

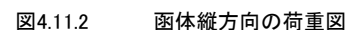
$$y_{g1} = y + h + y_{g'} = 1.542 + 1.100 + 1.813 = 4.455 \text{ m}$$

ここに、

$$y = 1.542 \text{ m}, h = 1.100 \text{ m}, y_{g'} = 1.813 \text{ m}$$

- ・ 曲げモーメント合計

$$M = \sum M_h' - \sum M_v = 163.008 - 18.656 = 144.352 \text{ KN}\cdot\text{m}$$



(2) 「地震時」の函軸ヘシフトさせた断面力の計算

1) 門柱縦方向の計算で求めた断面力

- ・鉛直力合計 $\Sigma G_v = N = 518.908 \text{ KN}$
- ・水平力合計 $\Sigma G_h = S = 99.122 \text{ KN}$
- ・鉛直力の曲げモーメント合計 $\Sigma M_v = 18.656 \text{ KN}\cdot\text{m}$
- ・水平力の曲げモーメント合計 $\Sigma M_h = 227.552 \text{ KN}\cdot\text{m}$
- ・曲げモーメント合計 $M = \Sigma M_v + \Sigma M_h = 246.208 \text{ KN}\cdot\text{m}$

2) 函体縦方向の計算に用いる断面力

- ・函軸ヘシフトさせた水平力の曲げモーメント合計
 $\Sigma M_h' = \Sigma G_h \cdot y_{g1} = 99.122 \times 5.209 = 516.326 \text{ KN}\cdot\text{m}$
ここに、
 y_{g1} : 門柱縦方向の計算原点から函軸までの距離
 $y_{g1} = y + h + y_{g'} = 2.296 + 1.100 + 1.813 = 5.209 \text{ m}$
ここに、
 $y = 2.296 \text{ m}$ 、 $h = 1.100 \text{ m}$ 、 $y_{g'} = 1.813 \text{ m}$
- ・曲げモーメント合計
 $M = \Sigma M_h' - \Sigma M_v = 516.326 - 18.656 = 534.982 \text{ KN}\cdot\text{m}$

(3) 函軸ヘシフトさせた断面力の集計

表 4.11.1 函軸ヘシフトさせた断面力の集計

項目			計算原点		函軸		作用位置L2(m)	
項目	符号	単位	常時+風荷重	地震時	常時+風荷重	地震時	常時+風荷重	地震時
鉛直荷重	V	KN	518.908	518.908	518.908	518.908	14.664	14.664
水平荷重	H	KN	36.590	99.122	36.590	99.122	14.664	14.664
曲げモーメント	M	KN・m	75.065	246.208	144.352	534.982	14.664	14.664

※ 1. 作用位置は函体左端からの距離である。

(常時+風荷重)

$$L2 = L - L1 = 15.50 - 0.836 = 14.664 \text{ m}$$

ここに、

$$L = 15.50 \text{ m}$$

$$L1 = (G_{xx} + x) + b = (0.600 + 0.036) + 0.200 = 0.836 \text{ m}$$

(地震時)

$$L2 = L - L1 = 15.50 - 0.836 = 14.664 \text{ m}$$

ここに、

$$L1 = (G_{xx} + x) + b = (0.600 + 0.036) + 0.200 = 0.836 \text{ m}$$

$$G_{xx} : \text{計算原点(柱断面の中央)} \quad G_{xx} = 0.600 \text{ m}$$

第4章 門柱の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算