

柔構造槌門の設計・3D配筋 サンプルデータ

出力例

Sample5

門柱レベル2計算書

目次

1章 門柱レベル2地震動に対する照査	1
1.1 縦方向	1
1.1.1 断面データ	1
左柱	1
中柱	3
右柱	4
1.1.2 レベル2-1	6
計算結果一覧表	6
前→後方向	8
設計水平震度の算定	8
骨組モデル	9
各柱の分担重量 W_u	11
左柱	13
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	13
(2)水平耐力および水平変位	14
(3)せん断耐力	18
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	19
(5)地震時保有水平耐力の照査	19
中柱	21
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	21
(2)水平耐力および水平変位	22
(3)せん断耐力	26
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	27
(5)地震時保有水平耐力の照査	27
右柱	29
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	29
(2)水平耐力および水平変位	30
(3)せん断耐力	34
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	35
(5)地震時保有水平耐力の照査	35
後→前方向	37
設計水平震度の算定	37
骨組モデル	38
各柱の分担重量 W_u	40
左柱	42
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	42
(2)水平耐力および水平変位	43
(3)せん断耐力	47
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	48
(5)地震時保有水平耐力の照査	48
中柱	50
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	50
(2)水平耐力および水平変位	51
(3)せん断耐力	55
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	56
(5)地震時保有水平耐力の照査	56
右柱	58
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	58

(2)水平耐力および水平変位	59
(3)せん断耐力	63
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	64
(5)地震時保有水平耐力の照査	64
1.1.3 レベル2-2	66
計算結果一覧表	66
前→後方向	68
設計水平震度の算定	68
骨組モデル	69
各柱の分担重量 W_u	71
左柱	73
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	73
(2)水平耐力および水平変位	74
(3)せん断耐力	78
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	79
(5)地震時保有水平耐力の照査	79
中柱	81
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	81
(2)水平耐力および水平変位	82
(3)せん断耐力	86
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	87
(5)地震時保有水平耐力の照査	87
右柱	89
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	89
(2)水平耐力および水平変位	90
(3)せん断耐力	94
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	95
(5)地震時保有水平耐力の照査	95
後→前方向	97
設計水平震度の算定	97
骨組モデル	98
各柱の分担重量 W_u	100
左柱	102
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	102
(2)水平耐力および水平変位	103
(3)せん断耐力	107
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	108
(5)地震時保有水平耐力の照査	108
中柱	110
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	110
(2)水平耐力および水平変位	111
(3)せん断耐力	115
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	116
(5)地震時保有水平耐力の照査	116
右柱	118
(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線	118
(2)水平耐力および水平変位	119
(3)せん断耐力	123
(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力	124
(5)地震時保有水平耐力の照査	124

1.2 横方向	126
1.2.1 断面データ	126
左支間左側	126
左支間左側-左側	127
左支間中央左側	128
左支間中央右側	129
左支間右側-右側	130
左支間右側	131
右支間左側	132
右支間左側-左側	133
右支間中央左側	134
右支間中央右側	135
右支間右側-右側	136
右支間右側	137
左柱基部	138
左柱中央下側	140
左柱中央上側	141
左柱上端	142
中柱基部	144
中柱上端	146
右柱基部	148
右柱中央下側	150
右柱中央上側	151
右柱上端	152
1.2.2 レベル2-1	154
計算結果一覧表	154
左→右方向	156
設計水平震度の算定	156
骨組モデル	157
コンクリート応力度－ひずみ曲線	160
降伏剛性	183
せん断耐力	184
水平力－水平変位の関係および終局水平耐力	195
破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	196
終局変位	197
各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係	199
地震時保有水平耐力の照査	201
操作台に生じるせん断力に対する照査	203
操作台の線形部材端の照査	204
軸力－曲げモーメントの相関関係	205
終局水平耐力が作用したときの断面力図	215
右→左方向	217
設計水平震度の算定	217
骨組モデル	218
コンクリート応力度－ひずみ曲線	221
降伏剛性	244
せん断耐力	245
水平力－水平変位の関係および終局水平耐力	256
破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	257
終局変位	258

各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係	260
地震時保有水平耐力の照査	262
操作台に生じるせん断力に対する照査	264
操作台の線形部材端の照査	265
軸力-曲げモーメントの相関関係	266
終局水平耐力が作用したときの断面力図	276
1.2.3 レベル2-2	278
計算結果一覧表	278
左→右方向	280
設計水平震度の算定	280
骨組モデル	281
コンクリート応力度-ひずみ曲線	284
降伏剛性	307
せん断耐力	308
水平力-水平変位の関係および終局水平耐力	319
破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	320
終局変位	321
各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係	323
地震時保有水平耐力の照査	325
操作台に生じるせん断力に対する照査	327
操作台の線形部材端の照査	328
軸力-曲げモーメントの相関関係	329
終局水平耐力が作用したときの断面力図	339
右→左方向	341
設計水平震度の算定	341
骨組モデル	342
コンクリート応力度-ひずみ曲線	345
降伏剛性	368
せん断耐力	369
水平力-水平変位の関係および終局水平耐力	380
破壊形態の判定および地震時保有水平耐力	381
終局変位	382
各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係	384
地震時保有水平耐力の照査	386
操作台に生じるせん断力に対する照査	388
操作台の線形部材端の照査	389
軸力-曲げモーメントの相関関係	390
終局水平耐力が作用したときの断面力図	400

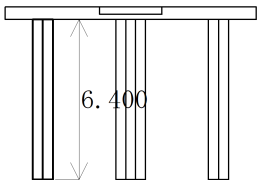
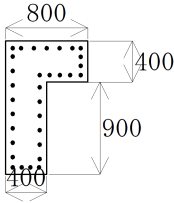
1章 門柱レベル2地震動に対する照査

1.1 縦方向

1.1.1 断面データ

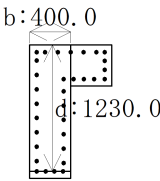
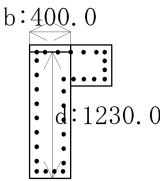
左柱

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	7	6696.20	0.070	1.230	345.00
35	1	956.60	0.150	1.150	345.00
35	1	956.60	0.155	1.145	345.00
35	1	956.60	0.240	1.060	345.00
35	1	956.60	0.290	1.010	345.00
35	5	4783.00	0.330	0.970	345.00
35	1	956.60	0.430	0.870	345.00
35	1	956.60	0.450	0.850	345.00
35	1	956.60	0.570	0.730	345.00
35	1	956.60	0.590	0.710	345.00
35	1	956.60	0.710	0.590	345.00
35	1	956.60	0.730	0.570	345.00
35	1	956.60	0.850	0.450	345.00
35	1	956.60	0.870	0.430	345.00
35	1	956.60	0.990	0.310	345.00
35	1	956.60	1.010	0.290	345.00
35	1	956.60	1.130	0.170	345.00
35	1	956.60	1.150	0.150	345.00
35	4	3826.40	1.230	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

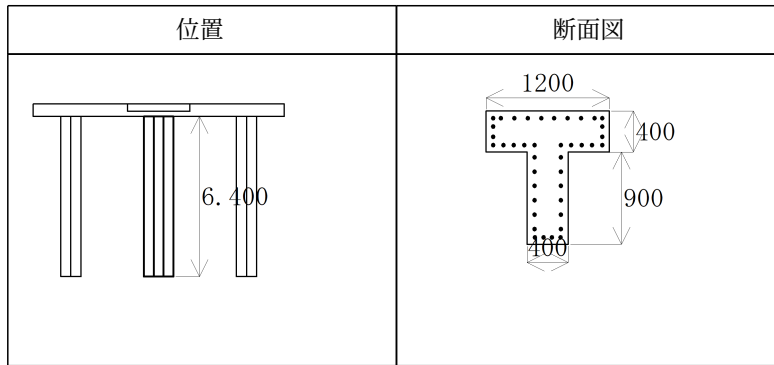
せん断耐力算出用鉄筋配置

前→後	後→前
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					前→後	後→前
35	1	956.60	0.070	1.230	0.0	0.5
35	3	2869.80	0.070	1.230	0.0	1.0
35	1	956.60	0.150	1.150	0.0	1.0
35	1	956.60	0.290	1.010	0.0	1.0
35	1	956.60	0.330	0.970	0.0	1.0
35	1	956.60	0.430	0.870	0.0	1.0
35	1	956.60	0.450	0.850	0.0	1.0
35	1	956.60	0.570	0.730	0.0	1.0
35	1	956.60	0.590	0.710	0.0	1.0
35	1	956.60	0.710	0.590	1.0	0.0
35	1	956.60	0.730	0.570	1.0	0.0
35	1	956.60	0.850	0.450	1.0	0.0
35	1	956.60	0.870	0.430	1.0	0.0
35	1	956.60	0.990	0.310	1.0	0.0
35	1	956.60	1.010	0.290	1.0	0.0
35	1	956.60	1.130	0.170	1.0	0.0
35	1	956.60	1.150	0.150	1.0	0.0
35	4	3826.40	1.230	0.070	1.0	0.0
合計	23	22001.80				

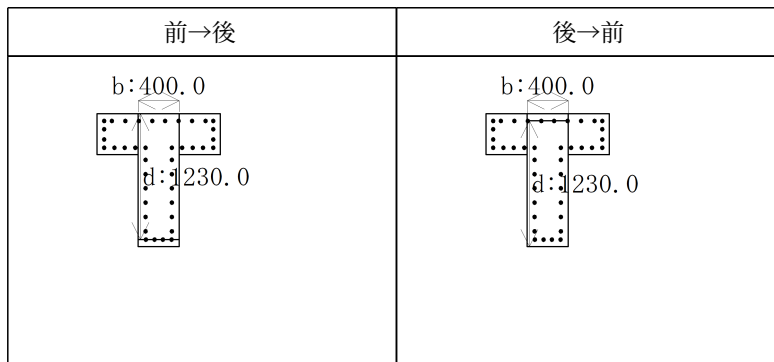
中柱

曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	10	9566.00	0.070	1.230	345.00
35	2	1913.20	0.150	1.150	345.00
35	2	1913.20	0.250	1.050	345.00
35	10	9566.00	0.330	0.970	345.00
35	2	1913.20	0.450	0.850	345.00
35	2	1913.20	0.590	0.710	345.00
35	2	1913.20	0.730	0.570	345.00
35	2	1913.20	0.870	0.430	345.00
35	2	1913.20	1.010	0.290	345.00
35	2	1913.20	1.150	0.150	345.00
35	4	3826.40	1.230	0.070	345.00
合計	40	38264.00			

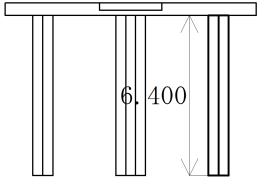
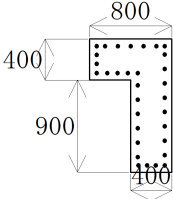
せん断耐力算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					前→後	後→前
35	4	3826.40	0.070	1.230	0.0	1.0
35	2	1913.20	0.330	0.970	0.0	1.0
35	2	1913.20	0.450	0.850	0.0	1.0
35	2	1913.20	0.590	0.710	0.0	1.0
35	2	1913.20	0.730	0.570	1.0	0.0
35	2	1913.20	0.870	0.430	1.0	0.0
35	2	1913.20	1.010	0.290	1.0	0.0
35	2	1913.20	1.150	0.150	1.0	0.0
35	4	3826.40	1.230	0.070	1.0	0.0
合計	22	21045.20				

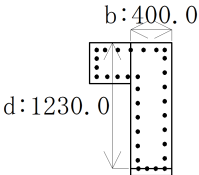
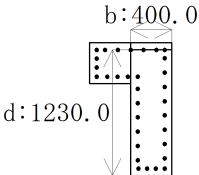
右柱

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	7	6696.20	0.070	1.230	345.00
35	1	956.60	0.150	1.150	345.00
35	1	956.60	0.155	1.145	345.00
35	1	956.60	0.240	1.060	345.00
35	1	956.60	0.290	1.010	345.00
35	5	4783.00	0.330	0.970	345.00
35	1	956.60	0.430	0.870	345.00
35	1	956.60	0.450	0.850	345.00
35	1	956.60	0.570	0.730	345.00
35	1	956.60	0.590	0.710	345.00
35	1	956.60	0.710	0.590	345.00
35	1	956.60	0.730	0.570	345.00
35	1	956.60	0.850	0.450	345.00
35	1	956.60	0.870	0.430	345.00
35	1	956.60	0.990	0.310	345.00
35	1	956.60	1.010	0.290	345.00
35	1	956.60	1.130	0.170	345.00
35	1	956.60	1.150	0.150	345.00
35	4	3826.40	1.230	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

せん断耐力算出用鉄筋配置

前→後	後→前
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					前→後	後→前
35	1	956.60	0.070	1.230	0.0	0.5
35	3	2869.80	0.070	1.230	0.0	1.0
35	1	956.60	0.150	1.150	0.0	1.0
35	1	956.60	0.290	1.010	0.0	1.0
35	1	956.60	0.330	0.970	0.0	1.0
35	1	956.60	0.430	0.870	0.0	1.0
35	1	956.60	0.450	0.850	0.0	1.0
35	1	956.60	0.570	0.730	0.0	1.0
35	1	956.60	0.590	0.710	0.0	1.0
35	1	956.60	0.710	0.590	1.0	0.0
35	1	956.60	0.730	0.570	1.0	0.0
35	1	956.60	0.850	0.450	1.0	0.0
35	1	956.60	0.870	0.430	1.0	0.0
35	1	956.60	0.990	0.310	1.0	0.0
35	1	956.60	1.010	0.290	1.0	0.0
35	1	956.60	1.130	0.170	1.0	0.0
35	1	956.60	1.150	0.150	1.0	0.0
35	4	3826.40	1.230	0.070	1.0	0.0
合計	23	22001.80				

1.1.2 レベル2-1

計算結果一覧表

計算条件

項 目		単位	左柱		中柱		右柱	
慣性力方向		---	前→後	後→前	前→後	後→前	前→後	後→前
地震動		---	レベル2-1		レベル2-1		レベル2-1	
耐震性能		---	2		2		2	
上部重量	Wu	kN	478.6	478.9	543.8	543.2	478.6	478.9
柱部重量	Wp	kN	251.6		421.7		251.6	
地盤種別		---	I種		I種		I種	
地域別補正係数	c1Z	---	1.20		1.20		1.20	
固有周期	T	s	0.319	0.309	0.319	0.309	0.319	0.309
水平震度標準値	kh10	---	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400
c1Z・kh10		---	1.6800	1.6800	1.6800	1.6800	1.6800	1.6800

耐震性能の照査

項 目		単位	左柱		中柱		右柱	
慣性力方向		---	前→後	後→前	前→後	後→前	前→後	後→前
耐震性能の照査		---	OK	OK	OK	OK	OK	OK
終局位置		---	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部
破壊形態		---	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力	Pa	kN	782.7	991.6	987.5	1373.8	782.7	991.6
	kha	---	1.072	1.357	1.023	1.424	1.072	1.357
慣性力	kh1.W	kN	628.0	905.8	791.7	1350.9	628.0	905.8
終局水平耐力	Pu	kN	782.7	991.6	987.5	1373.8	782.7	991.6
せん断耐力 (Cc=1.0)	Pso	kN	4955.9	4955.9	4955.9	4955.9	4955.9	4955.9
せん断耐力	Ps	kN	4856.1	4856.1	4856.1	4856.1	4856.1	4856.1
設計水平震度	kh1	---	0.86	1.24	0.82	1.40	0.86	1.24
等価重量	W	kN	730.2	730.5	965.5	964.9	730.2	730.5
許容塑性率	μa	---	2.403	1.412	2.585	1.224	2.403	1.412
安全率	α	---	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500

残留変位の照査

項 目		単位	左柱		中柱		右柱	
慣性力方向		---	前→後	後→前	前→後	後→前	前→後	後→前
残留変位の照査		---	OK	OK	OK	OK	OK	OK
許容残留変位	δRa	mm	66.5	66.5	66.5	66.5	66.5	66.5
残留変位	δR	mm	18.8	8.1	21.1	6.4	18.8	8.1
応答塑性率	μR	---	1.728	1.266	1.849	1.196	1.728	1.266
残留変位補正係数	CR	---	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600

道示V 解7.4.1の照査

項 目		単位	左柱		中柱		右柱	
慣性力方向		---	前→後	後→前	前→後	後→前	前→後	後→前
$0.4c1ZW \leq Pa$		---	OK	OK	OK	OK	OK	OK
$0.4c1ZW$		kN	350.5	350.6	463.4	463.2	350.5	350.6
地震時保有水平耐力	Pa	kN	782.7	991.6	987.5	1373.8	782.7	991.6

前→後方向

設計水平震度の算定

		単位	レベル2
地盤種別		---	I種
固有周期算定に用いる水平変位	δ	m	2.53E-002
固有周期	T	s	0.319
設計水平震度の標準値	kh10	---	1.400

・算定式

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\sum W_i \times U_i^2}{\sum W_i \times U_i}$$

ここに、

T : 固有周期(s)

δ : 固有周期算定に用いる水平変位(m)

W_i : 格点iの重量(kN)

U_i : 格点iの変位(m)

・骨組解析結果

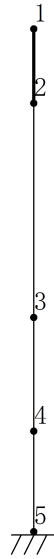
荷重	格点 番号	重量 W_i (kN)	レベル2		
			変位 U_i (m)	$W_i \times U_i$ (kN・m)	$W_i \times U_i^2$ (kN・m ²)
上部重量	1	1500.928	0.026851	4.03E+001	1.08E+000
右柱 ゲート自重	4	25.000	0.001599	4.00E-002	6.39E-005
左柱 ゲート自重	4	25.000	0.001599	4.00E-002	6.39E-005
中柱 ゲート自重	4	50.000	0.001599	8.00E-002	1.28E-004
右柱 柱自重	3	106.624	0.006503	6.93E-001	4.51E-003
中柱 柱自重	3	131.712	0.006503	8.57E-001	5.57E-003
左柱 柱自重	3	106.624	0.006503	6.93E-001	4.51E-003
右柱 戸当り自重	4	120.000	0.001599	1.92E-001	3.07E-004
中柱 戸当り自重	4	240.000	0.001599	3.84E-001	6.14E-004
左柱 戸当り自重	4	120.000	0.001599	1.92E-001	3.07E-004
合計		---	---	4.35E+001	1.10E+000

・柱部の剛度

柱	断面積 (m ²)	レベル2断面2次 I2(m ⁴)
左柱	6.80000E-001	1.0231562E-001
中柱	8.40000E-001	1.3403014E-001
右柱	6.80000E-001	1.0231562E-001
合計	2.20000E+000	3.3866138E-001

骨組モデル

(1) 荷重・荷重図



(2) 格点

格点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	0.000	7.512
2	0.000	6.400
3	0.000	3.200
4	0.000	1.500
5	0.000	0.000

(3) 部材

位置	部材番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
上部構造	1	1	2	∞	∞	∞
柱部	2	2	3	2.20000E+000	3.3866138E-001	2.50000E+007
	3	3	4			
	4	4	5			

(4) 拘束条件

格点番号	支点タイプ
5	完全拘束

(5) 荷重

※分布荷重の「載荷座標」、「荷重」の上段、下段はそれぞれ始点側、終点側の値

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
上部重量	1	1500.928	0.000	7.512	集中	---	---	---	---
右柱 ゲート自重	4	25.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-8.333 -8.333
左柱 ゲート自重	4	25.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-8.333 -8.333

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
中柱 ゲート自重	4	50.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-16.667 -16.667
右柱 柱自重	3	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-16.660 -16.660
中柱 柱自重	3	131.712	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-20.580 -20.580
左柱 柱自重	3	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-16.660 -16.660
右柱 戸当り自重	4	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-40.000 -40.000
中柱 戸当り自重	4	240.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-80.000 -80.000
左柱 戸当り自重	4	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-40.000 -40.000

各柱の分担重量 W_u

【上部重量、上部構造重量の内訳】

項 目	作用高さ (m)	荷重 (kN)	作用高さx荷重 (kN.m)
上部工1	7.900	1000.0	7900.0
操作台	6.650	326.9	2174.1
開閉装置	6.900	120.0	828.0
上載荷重(地震時)	6.900	54.0	372.6
合計		1500.9	11274.7

$$\text{上部重量換算作用高} = 11274.7 \div 1500.9 = 7.512 \text{ (m)}$$

$$\text{上部構造重量作用高} = \text{操作台軸線高} = 6.650 \text{ (m)}$$

【左柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(1) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3000.595 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00208376 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1439992 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3067.286 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00211069 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1453217 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(1) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1439992 + 1453217) / 2 \\ &= 1446605 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{分担(1)} &= EI_y(1) / H(1) \\ &= 1446605 / 6.400 \\ &= 226032 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

【中柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(2) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3231.308 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00197833 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1633347 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3324.379 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00200980 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1654083 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(2) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1633347 + 1654083) / 2 \\ &= 1643715 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{分担(2)} &= EI_y(2) / H(2) \\ &= 1643715 / 6.400 \\ &= 256830 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

【右柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(3) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3000.595 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00208376 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1439992 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3067.286 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00211069 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1453217 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(3) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1439992 + 1453217) / 2 \\ &= 1446605 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\text{分担(3)} = EI_y(3) / H(3)$$

$$= 1446605 / 6.400$$

$$= 226032 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{合計分担} = \text{分担(1)} + \text{分担(2)} + \text{分担(3)}$$

$$= 226032 + 256830 + 226032$$

$$= 708894 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{左柱の分担率} = \text{分担(1)} / \text{分担合計}$$

$$= 226032 / 708894$$

$$= 0.31885140$$

$$\text{中柱の分担率} = \text{分担(2)} / \text{分担合計}$$

$$= 256830 / 708894$$

$$= 0.36229719$$

$$\text{右柱の分担率} = \text{分担(3)} / \text{分担合計}$$

$$= 226032 / 708894$$

$$= 0.31885140$$

$$\text{左柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.31885140$$

$$= 478.573 \text{ (kN)}$$

$$\text{中柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.36229719$$

$$= 543.782 \text{ (kN)}$$

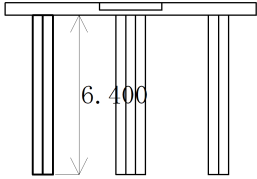
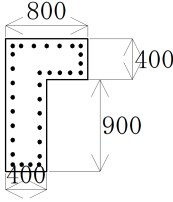
$$\text{右柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.31885140$$

$$= 478.573 \text{ (kN)}$$

左柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【左柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	5.416E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	4395.0	4452.0
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	3000.6	3067.3
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	393.4	439.6
終局曲率	ϕ_u	1/m	2.562E-002	2.513E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	2.084E-003	2.111E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.103E-004	1.232E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.440E+006	1.453E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	157.9	384.6

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN・m)	My0 (kN・m)	Mu (kN・m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	384.6	439.6	3067.3	4452.0	0.000123	0.002111	0.025128
0.128	377.3	438.1	3065.2	4450.2	0.000123	0.002110	0.025144
0.256	370.1	436.6	3063.0	4448.4	0.000122	0.002109	0.025159
0.384	362.8	435.2	3060.9	4446.6	0.000122	0.002108	0.025175
0.512	355.9	433.7	3058.9	4444.8	0.000122	0.002107	0.025190
0.640	349.0	432.3	3056.8	4443.1	0.000121	0.002106	0.025205
0.768	342.1	430.9	3054.8	4441.3	0.000121	0.002106	0.025220
0.896	335.2	429.5	3052.8	4439.6	0.000120	0.002105	0.025234
1.024	328.3	428.1	3050.8	4437.9	0.000120	0.002104	0.025249
1.152	321.4	426.7	3048.7	4436.1	0.000120	0.002103	0.025264
1.280	314.6	425.3	3046.7	4434.4	0.000119	0.002102	0.025279
1.408	307.7	423.9	3044.7	4432.7	0.000119	0.002102	0.025294
1.536	300.8	422.5	3042.7	4431.0	0.000118	0.002101	0.025309
1.664	293.9	421.1	3040.6	4429.2	0.000118	0.002100	0.025324
1.792	287.0	419.7	3038.6	4427.5	0.000118	0.002099	0.025338
1.920	280.1	418.3	3036.6	4425.8	0.000117	0.002098	0.025353
2.048	273.2	416.9	3034.6	4424.0	0.000117	0.002097	0.025368
2.176	266.3	415.5	3032.5	4422.3	0.000116	0.002097	0.025383
2.304	259.5	414.1	3030.5	4420.6	0.000116	0.002096	0.025398
2.432	252.6	412.7	3028.5	4418.8	0.000116	0.002095	0.025413
2.560	245.7	411.3	3026.4	4417.1	0.000115	0.002094	0.025428
2.688	238.8	409.9	3024.4	4415.4	0.000115	0.002093	0.025443
2.816	231.9	408.4	3022.4	4413.6	0.000114	0.002093	0.025458
2.944	225.0	407.0	3020.4	4411.9	0.000114	0.002092	0.025473
3.072	218.1	405.6	3018.3	4410.2	0.000114	0.002091	0.025487
3.200	211.3	404.2	3016.3	4408.4	0.000113	0.002090	0.025502
3.328	209.1	403.8	3015.7	4407.9	0.000113	0.002090	0.025507
3.456	207.0	403.4	3015.1	4407.4	0.000113	0.002090	0.025512
3.584	204.9	402.9	3014.4	4406.8	0.000113	0.002089	0.025516
3.712	202.7	402.5	3013.8	4406.3	0.000113	0.002089	0.025521
3.840	200.6	402.1	3013.2	4405.8	0.000113	0.002089	0.025525
3.968	198.5	401.6	3012.5	4405.2	0.000113	0.002089	0.025530
4.096	196.3	401.2	3011.9	4404.7	0.000112	0.002088	0.025535
4.224	194.2	400.8	3011.3	4404.1	0.000112	0.002088	0.025539
4.352	192.1	400.3	3010.7	4403.6	0.000112	0.002088	0.025544
4.480	189.9	399.9	3010.0	4403.1	0.000112	0.002088	0.025549
4.608	187.8	399.4	3009.4	4402.5	0.000112	0.002087	0.025553
4.736	185.7	399.0	3008.8	4402.0	0.000112	0.002087	0.025558
4.864	183.5	398.6	3008.1	4401.5	0.000112	0.002087	0.025563
4.992	181.4	398.1	3007.5	4400.9	0.000112	0.002087	0.025567
5.120	179.3	397.7	3006.9	4400.4	0.000111	0.002086	0.025572
5.248	177.1	397.3	3006.3	4399.9	0.000111	0.002086	0.025576
5.376	175.0	396.8	3005.6	4399.3	0.000111	0.002086	0.025581
5.504	172.9	396.4	3005.0	4398.8	0.000111	0.002086	0.025586
5.632	170.7	396.0	3004.4	4398.2	0.000111	0.002085	0.025590
5.760	168.6	395.5	3003.7	4397.7	0.000111	0.002085	0.025595
5.888	166.5	395.1	3003.1	4397.2	0.000111	0.002085	0.025600
6.016	164.3	394.7	3002.5	4396.6	0.000111	0.002085	0.025604
6.144	162.2	394.2	3001.9	4396.1	0.000111	0.002084	0.025609
6.272	160.1	393.8	3001.2	4395.6	0.000110	0.002084	0.025613
6.400	157.9	393.4	3000.6	4395.0	0.000110	0.002084	0.025618

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4153.6	439.6	3067.3	4452.0	0.106	0.738	1.072
0.128	4061.5	438.1	3065.2	4450.2	0.108	0.755	1.096
0.256	3969.4	436.6	3063.0	4448.4	0.110	0.772	1.121
0.384	3878.6	435.2	3060.9	4446.6	0.112	0.789	1.146
0.512	3789.1	433.7	3058.9	4444.8	0.114	0.807	1.173
0.640	3699.6	432.3	3056.8	4443.1	0.117	0.826	1.201
0.768	3612.8	430.9	3054.8	4441.3	0.119	0.846	1.229
0.896	3526.0	429.5	3052.8	4439.6	0.122	0.866	1.259
1.024	3440.5	428.1	3050.8	4437.9	0.124	0.887	1.290
1.152	3356.4	426.7	3048.7	4436.1	0.127	0.908	1.322
1.280	3272.2	425.3	3046.7	4434.4	0.130	0.931	1.355
1.408	3190.7	423.9	3044.7	4432.7	0.133	0.954	1.389
1.536	3109.3	422.5	3042.7	4431.0	0.136	0.979	1.425
1.664	3029.1	421.1	3040.6	4429.2	0.139	1.004	1.462
1.792	2950.3	419.7	3038.6	4427.5	0.142	1.030	1.501
1.920	2871.5	418.3	3036.6	4425.8	0.146	1.058	1.541
2.048	2795.3	416.9	3034.6	4424.0	0.149	1.086	1.583
2.176	2719.1	415.5	3032.5	4422.3	0.153	1.115	1.626
2.304	2644.3	414.1	3030.5	4420.6	0.157	1.146	1.672
2.432	2570.8	412.7	3028.5	4418.8	0.161	1.178	1.719
2.560	2497.3	411.3	3026.4	4417.1	0.165	1.212	1.769
2.688	2426.5	409.9	3024.4	4415.4	0.169	1.246	1.820
2.816	2355.6	408.4	3022.4	4413.6	0.173	1.283	1.874
2.944	2285.9	407.0	3020.4	4411.9	0.178	1.321	1.930
3.072	2217.4	405.6	3018.3	4410.2	0.183	1.361	1.989
3.200	2148.8	404.2	3016.3	4408.4	0.188	1.404	2.052
3.328	2081.1	403.8	3015.7	4407.9	0.194	1.449	2.118
3.456	2013.3	403.4	3015.1	4407.4	0.200	1.498	2.189
3.584	1945.9	402.9	3014.4	4406.8	0.207	1.549	2.265
3.712	1878.9	402.5	3013.8	4406.3	0.214	1.604	2.345
3.840	1811.8	402.1	3013.2	4405.8	0.222	1.663	2.432
3.968	1745.4	401.6	3012.5	4405.2	0.230	1.726	2.524
4.096	1679.1	401.2	3011.9	4404.7	0.239	1.794	2.623
4.224	1613.0	400.8	3011.3	4404.1	0.248	1.867	2.730
4.352	1547.3	400.3	3010.7	4403.6	0.259	1.946	2.846
4.480	1481.6	399.9	3010.0	4403.1	0.270	2.032	2.972
4.608	1416.6	399.4	3009.4	4402.5	0.282	2.124	3.108
4.736	1351.6	399.0	3008.8	4402.0	0.295	2.226	3.257
4.864	1287.0	398.6	3008.1	4401.5	0.310	2.337	3.420
4.992	1222.6	398.1	3007.5	4400.9	0.326	2.460	3.600
5.120	1158.3	397.7	3006.9	4400.4	0.343	2.596	3.799
5.248	1094.7	397.3	3006.3	4399.9	0.363	2.746	4.019
5.376	1031.0	396.8	3005.6	4399.3	0.385	2.915	4.267
5.504	967.7	396.4	3005.0	4398.8	0.410	3.105	4.546
5.632	904.7	396.0	3004.4	4398.2	0.438	3.321	4.861
5.760	841.8	395.5	3003.7	4397.7	0.470	3.568	5.224
5.888	779.5	395.1	3003.1	4397.2	0.507	3.853	5.641
6.016	717.2	394.7	3002.5	4396.6	0.550	4.186	6.130
6.144	655.3	394.2	3001.9	4396.1	0.602	4.581	6.709
6.272	593.7	393.8	3001.2	4395.6	0.663	5.055	7.404
6.400	532.1	393.4	3000.6	4395.0	0.739	5.639	8.260

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	478.573 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	8.333 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	16.660 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	40.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.106 \cdot 730.2$$

$$= 77.3 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.106$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 730.2 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 0.738 \cdot 730.2$$

$$= 539.2 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 0.738$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.072 \cdot 730.2$$

$$= 782.7 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.072$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.072 \cdot 730.2$$

$$= 782.7 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 0.738

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{i1} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4153.6	3067.3	2.111E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4061.5	2999.2	2.060E-003	1.758157
3	0.256	6.394	3969.4	2931.2	2.009E-003	1.682069
4	0.384	6.266	3878.6	2864.2	1.959E-003	1.607940
5	0.512	6.138	3789.1	2798.1	1.910E-003	1.536036
6	0.640	6.010	3699.6	2732.0	1.861E-003	1.466034
7	0.768	5.882	3612.8	2667.9	1.813E-003	1.398203
8	0.896	5.754	3526.0	2603.8	1.765E-003	1.332521
9	1.024	5.626	3440.5	2540.7	1.718E-003	1.268671
10	1.152	5.498	3356.4	2478.5	1.672E-003	1.206903
11	1.280	5.370	3272.2	2416.4	1.626E-003	1.146924
12	1.408	5.242	3190.7	2356.2	1.581E-003	1.088962
13	1.536	5.114	3109.3	2296.1	1.536E-003	1.032989
14	1.664	4.986	3029.1	2236.9	1.492E-003	0.978722
15	1.792	4.858	2950.3	2178.7	1.448E-003	0.926378
16	1.920	4.730	2871.5	2120.4	1.405E-003	0.875697
17	2.048	4.602	2795.3	2064.2	1.363E-003	0.826873
18	2.176	4.474	2719.1	2008.0	1.321E-003	0.779882
19	2.304	4.346	2644.3	1952.7	1.280E-003	0.734469
20	2.432	4.218	2570.8	1898.4	1.240E-003	0.690821
21	2.560	4.090	2497.3	1844.2	1.200E-003	0.648709
22	2.688	3.962	2426.5	1791.8	1.161E-003	0.608295
23	2.816	3.834	2355.6	1739.5	1.122E-003	0.569557
24	2.944	3.706	2285.9	1688.1	1.084E-003	0.532243
25	3.072	3.578	2217.4	1637.4	1.046E-003	0.496489
26	3.200	3.450	2148.8	1586.8	1.008E-003	0.462122
27	3.328	3.322	2081.1	1536.8	9.706E-004	0.428984
28	3.456	3.194	2013.3	1486.8	9.330E-004	0.397075
29	3.584	3.066	1945.9	1437.0	8.955E-004	0.366437
30	3.712	2.938	1878.9	1387.5	8.583E-004	0.337102
31	3.840	2.810	1811.8	1337.9	8.210E-004	0.309027
32	3.968	2.682	1745.4	1288.9	7.841E-004	0.282238
33	4.096	2.554	1679.1	1239.9	7.472E-004	0.256730
34	4.224	2.426	1613.0	1191.2	7.105E-004	0.232459
35	4.352	2.298	1547.3	1142.6	6.740E-004	0.209451
36	4.480	2.170	1481.6	1094.1	6.375E-004	0.187671
37	4.608	2.042	1416.6	1046.1	6.014E-004	0.167136

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1351.6	998.1	5.653E-004	0.147841
39	4.864	1.786	1287.0	950.4	5.293E-004	0.129751
40	4.992	1.658	1222.6	902.9	4.936E-004	0.112884
41	5.120	1.530	1158.3	855.4	4.579E-004	0.097211
42	5.248	1.402	1094.7	808.4	4.225E-004	0.082743
43	5.376	1.274	1031.0	761.4	3.871E-004	0.069475
44	5.504	1.146	967.7	714.6	3.520E-004	0.057380
45	5.632	1.018	904.7	668.1	3.170E-004	0.046466
46	5.760	0.890	841.8	621.6	2.820E-004	0.036714
47	5.888	0.762	779.5	575.6	2.474E-004	0.028127
48	6.016	0.634	717.2	529.6	2.128E-004	0.020699
49	6.144	0.506	655.3	483.9	1.784E-004	0.014411
50	6.272	0.378	593.7	438.4	1.442E-004	0.009264
51	6.400	0.250	532.1	392.9	1.101E-004	0.005250
合計 初降伏変位 δ _{y0}						29.688193

$$\delta y_0 = \sum (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 43.1/1000 + (0.025128 - 0.003064) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.1338 \text{ m} = 133.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

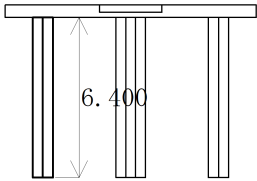
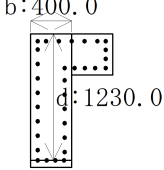
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.072/0.738 \cdot 29.7 \\ &= 43.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.072/0.738 \cdot 0.002111 \\ &= 0.003064 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 0.738 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.072 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 29.7 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002111 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【左柱】

位置	前→後
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4856.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	149.6
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.333
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.966
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 782.7 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4856.1 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a = P_u &= 782.7 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} = k_{hu} &= 1.072 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 782.7 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1 : k_h=1.0 \text{時のせん断力} &= 730.2 \text{ (kN)} \\
 k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.072
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.403$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.1338 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0431 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_{1Z} \cdot k_{h10} = 1.6800) &\geq 0.40 \text{ より} \\
 k_{h1} = c_S \cdot c_{1Z} \cdot k_{h10} &= 0.513 \cdot 1.6800 \\
 &= 0.86 \geq (0.4 \cdot c_{1Z}=0.480)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h1} = 0.86$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_{1Z} &: \text{地域別補正係数} = 1.20 \\
 c_{1Z} \cdot k_{h10} &: c_{1Z} \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.6800 \\
 c_S &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_S &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.513 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 2.403
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 730.2 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u : \text{当該柱部が支持している上部重量} &= 478.6 \text{ (kN)} \\
 W_p : \text{柱部の重量} &= 251.6 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h1} = 0.86) &\leq (k_{ha} = 1.072) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h1} : \text{レベル2地震動の設計水平震度} &= 0.86 \\
 k_{ha} : \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} &= 1.072
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 18.8 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 18.8(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh10}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.728$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 43.1(mm)
$c1Z \cdot kh10$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.6800
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.072
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)
$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$		
h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

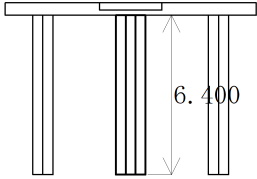
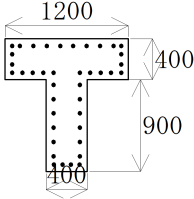
$$0.4 \cdot c1Z \cdot W = 350.5 \leq Pa = 782.7 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 782.7(kN)
c1Z	: 地域別補正係数	= 1.20
W	: 等価重量	= 730.2(kN)

中柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【中柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	5.416E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n=E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	4981.9	5053.7
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	3231.3	3324.4
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	456.8	522.6
終局曲率	ϕ_u	1/m	2.775E-002	2.706E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	1.978E-003	2.010E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.097E-004	1.255E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.633E+006	1.654E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	385.0	756.8

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN・m)	My0 (kN・m)	Mu (kN・m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	756.8	522.6	3324.4	5053.7	0.000126	0.002010	0.027060
0.128	743.9	520.4	3321.2	5051.4	0.000125	0.002009	0.027078
0.256	731.0	518.1	3318.0	5049.1	0.000124	0.002008	0.027095
0.384	718.1	515.8	3314.8	5046.7	0.000124	0.002007	0.027112
0.512	705.3	513.5	3311.6	5044.4	0.000123	0.002005	0.027129
0.640	696.5	512.0	3309.4	5042.8	0.000123	0.002005	0.027141
0.768	689.1	510.7	3307.5	5041.5	0.000123	0.002004	0.027151
0.896	681.7	509.4	3305.7	5040.2	0.000122	0.002003	0.027160
1.024	674.4	508.0	3303.9	5038.8	0.000122	0.002003	0.027170
1.152	667.0	506.7	3302.0	5037.5	0.000122	0.002002	0.027180
1.280	659.6	505.4	3300.2	5036.2	0.000121	0.002002	0.027190
1.408	652.3	504.1	3298.3	5034.8	0.000121	0.002001	0.027200
1.536	644.9	502.8	3296.5	5033.5	0.000121	0.002000	0.027210
1.664	637.5	501.5	3294.7	5032.2	0.000120	0.002000	0.027220
1.792	630.2	500.2	3292.8	5030.8	0.000120	0.001999	0.027229
1.920	622.8	498.9	3291.0	5029.5	0.000120	0.001998	0.027239
2.048	615.4	497.6	3289.1	5028.2	0.000120	0.001998	0.027249
2.176	608.0	496.3	3287.3	5026.8	0.000119	0.001997	0.027259
2.304	600.7	495.0	3285.4	5025.5	0.000119	0.001997	0.027269
2.432	593.3	493.7	3283.6	5024.2	0.000119	0.001996	0.027279
2.560	585.9	492.4	3281.8	5022.8	0.000118	0.001995	0.027289
2.688	578.6	491.1	3279.9	5021.5	0.000118	0.001995	0.027298
2.816	571.2	489.8	3278.1	5020.2	0.000118	0.001994	0.027308
2.944	563.8	488.5	3276.2	5018.9	0.000117	0.001994	0.027318
3.072	556.5	487.2	3274.4	5017.5	0.000117	0.001993	0.027328
3.200	549.1	485.9	3272.5	5016.2	0.000117	0.001992	0.027338
3.328	541.7	484.5	3270.7	5014.8	0.000116	0.001992	0.027348
3.456	534.4	483.2	3268.8	5013.5	0.000116	0.001991	0.027358
3.584	527.0	481.9	3267.0	5012.2	0.000116	0.001990	0.027368
3.712	519.6	480.6	3265.1	5010.8	0.000115	0.001990	0.027378
3.840	512.3	479.3	3263.3	5009.5	0.000115	0.001989	0.027387
3.968	504.9	478.0	3261.5	5008.2	0.000115	0.001989	0.027397
4.096	497.5	476.7	3259.6	5006.8	0.000114	0.001988	0.027407
4.224	490.2	475.4	3257.8	5005.5	0.000114	0.001987	0.027417
4.352	482.8	474.1	3255.9	5004.2	0.000114	0.001987	0.027427
4.480	475.4	472.8	3254.0	5002.9	0.000114	0.001986	0.027437
4.608	468.0	471.5	3252.2	5001.5	0.000113	0.001985	0.027447
4.736	460.7	470.2	3250.3	5000.2	0.000113	0.001985	0.027457
4.864	453.3	468.9	3248.5	4998.7	0.000113	0.001984	0.027473
4.992	445.9	467.6	3246.6	4996.9	0.000112	0.001984	0.027502
5.120	438.6	466.3	3244.8	4995.1	0.000112	0.001983	0.027532
5.248	431.2	465.0	3242.9	4993.3	0.000112	0.001982	0.027562
5.376	423.8	463.7	3241.1	4991.5	0.000111	0.001982	0.027592
5.504	416.5	462.4	3239.2	4989.6	0.000111	0.001981	0.027622
5.632	409.1	461.1	3237.4	4987.8	0.000111	0.001980	0.027652
5.760	401.7	459.7	3235.5	4986.0	0.000110	0.001980	0.027683
5.888	395.6	458.7	3234.0	4984.5	0.000110	0.001979	0.027708
6.016	392.9	458.2	3233.3	4983.8	0.000110	0.001979	0.027718
6.144	390.3	457.7	3232.6	4983.2	0.000110	0.001979	0.027729
6.272	387.7	457.3	3232.0	4982.5	0.000110	0.001979	0.027740
6.400	385.0	456.8	3231.3	4981.9	0.000110	0.001978	0.027751

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4941.3	522.6	3324.4	5053.7	0.106	0.673	1.023
0.128	4820.1	520.4	3321.2	5051.4	0.108	0.689	1.048
0.256	4698.9	518.1	3318.0	5049.1	0.110	0.706	1.075
0.384	4580.1	515.8	3314.8	5046.7	0.113	0.724	1.102
0.512	4463.7	513.5	3311.6	5044.4	0.115	0.742	1.130
0.640	4347.4	512.0	3309.4	5042.8	0.118	0.761	1.160
0.768	4235.8	510.7	3307.5	5041.5	0.121	0.781	1.190
0.896	4124.2	509.4	3305.7	5040.2	0.124	0.802	1.222
1.024	4015.0	508.0	3303.9	5038.8	0.127	0.823	1.255
1.152	3908.3	506.7	3302.0	5037.5	0.130	0.845	1.289
1.280	3801.5	505.4	3300.2	5036.2	0.133	0.868	1.325
1.408	3699.5	504.1	3298.3	5034.8	0.136	0.892	1.361
1.536	3597.5	502.8	3296.5	5033.5	0.140	0.916	1.399
1.664	3498.0	501.5	3294.7	5032.2	0.143	0.942	1.439
1.792	3400.8	500.2	3292.8	5030.8	0.147	0.968	1.479
1.920	3303.6	498.9	3291.0	5029.5	0.151	0.996	1.522
2.048	3211.3	497.6	3289.1	5028.2	0.155	1.024	1.566
2.176	3118.9	496.3	3287.3	5026.8	0.159	1.054	1.612
2.304	3028.9	495.0	3285.4	5025.5	0.163	1.085	1.659
2.432	2941.4	493.7	3283.6	5024.2	0.168	1.116	1.708
2.560	2853.8	492.4	3281.8	5022.8	0.173	1.150	1.760
2.688	2771.0	491.1	3279.9	5021.5	0.177	1.184	1.812
2.816	2688.3	489.8	3278.1	5020.2	0.182	1.219	1.867
2.944	2607.5	488.5	3276.2	5018.9	0.187	1.256	1.925
3.072	2528.8	487.2	3274.4	5017.5	0.193	1.295	1.984
3.200	2450.0	485.9	3272.5	5016.2	0.198	1.336	2.047
3.328	2372.4	484.5	3270.7	5014.8	0.204	1.379	2.114
3.456	2294.8	483.2	3268.8	5013.5	0.211	1.424	2.185
3.584	2217.6	481.9	3267.0	5012.2	0.217	1.473	2.260
3.712	2140.9	480.6	3265.1	5010.8	0.225	1.525	2.341
3.840	2064.1	479.3	3263.3	5009.5	0.232	1.581	2.427
3.968	1988.2	478.0	3261.5	5008.2	0.240	1.640	2.519
4.096	1912.2	476.7	3259.6	5006.8	0.249	1.705	2.618
4.224	1836.7	475.4	3257.8	5005.5	0.259	1.774	2.725
4.352	1761.7	474.1	3255.9	5004.2	0.269	1.848	2.841
4.480	1686.6	472.8	3254.0	5002.9	0.280	1.929	2.966
4.608	1612.3	471.5	3252.2	5001.5	0.292	2.017	3.102
4.736	1538.1	470.2	3250.3	5000.2	0.306	2.113	3.251
4.864	1464.3	468.9	3248.5	4998.7	0.320	2.219	3.414
4.992	1390.9	467.6	3246.6	4996.9	0.336	2.334	3.593
5.120	1317.5	466.3	3244.8	4995.1	0.354	2.463	3.791
5.248	1244.9	465.0	3242.9	4993.3	0.373	2.605	4.011
5.376	1172.4	463.7	3241.1	4991.5	0.395	2.765	4.258
5.504	1100.2	462.4	3239.2	4989.6	0.420	2.944	4.535
5.632	1028.5	461.1	3237.4	4987.8	0.448	3.148	4.849
5.760	956.8	459.7	3235.5	4986.0	0.480	3.382	5.211
5.888	885.9	458.7	3234.0	4984.5	0.518	3.650	5.626
6.016	815.1	458.2	3233.3	4983.8	0.562	3.967	6.115
6.144	744.6	457.7	3232.6	4983.2	0.615	4.341	6.692
6.272	674.6	457.3	3232.0	4982.5	0.678	4.791	7.386
6.400	604.6	456.8	3231.3	4981.9	0.756	5.345	8.240

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	543.782 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	16.667 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	20.580 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	80.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.106 \cdot 965.5$$

$$= 102.1 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.106$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 965.5 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 0.673 \cdot 965.5$$

$$= 649.6 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 0.673$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.023 \cdot 965.5$$

$$= 987.5 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.023$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.023 \cdot 965.5$$

$$= 987.5 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 0.673

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{1i} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4941.3	3324.4	2.010E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4820.1	3242.8	1.956E-003	1.671837
3	0.256	6.394	4698.9	3161.3	1.902E-003	1.594903
4	0.384	6.266	4580.1	3081.4	1.850E-003	1.520165
5	0.512	6.138	4463.7	3003.1	1.798E-003	1.448030
6	0.640	6.010	4347.4	2924.8	1.746E-003	1.377898
7	0.768	5.882	4235.8	2849.7	1.696E-003	1.310104
8	0.896	5.754	4124.2	2774.7	1.646E-003	1.244752
9	1.024	5.626	4015.0	2701.2	1.597E-003	1.181423
10	1.152	5.498	3908.3	2629.4	1.550E-003	1.120484
11	1.280	5.370	3801.5	2557.6	1.502E-003	1.061507
12	1.408	5.242	3699.5	2489.0	1.456E-003	1.004822
13	1.536	5.114	3597.5	2420.3	1.411E-003	0.950393
14	1.664	4.986	3498.0	2353.4	1.366E-003	0.897802
15	1.792	4.858	3400.8	2288.0	1.323E-003	0.847369
16	1.920	4.730	3303.6	2222.6	1.280E-003	0.798713
17	2.048	4.602	3211.3	2160.5	1.238E-003	0.752117
18	2.176	4.474	3118.9	2098.3	1.197E-003	0.707546
19	2.304	4.346	3028.9	2037.8	1.157E-003	0.664628
20	2.432	4.218	2941.4	1978.9	1.118E-003	0.623637
21	2.560	4.090	2853.8	1920.0	1.079E-003	0.584235
22	2.688	3.962	2771.0	1864.3	1.042E-003	0.546664
23	2.816	3.834	2688.3	1808.6	1.005E-003	0.510887
24	2.944	3.706	2607.5	1754.3	9.692E-004	0.476534
25	3.072	3.578	2528.8	1701.3	9.342E-004	0.443799
26	3.200	3.450	2450.0	1648.3	8.991E-004	0.412436
27	3.328	3.322	2372.4	1596.1	8.645E-004	0.382329
28	3.456	3.194	2294.8	1543.9	8.300E-004	0.353469
29	3.584	3.066	2217.6	1492.0	7.956E-004	0.325779
30	3.712	2.938	2140.9	1440.3	7.614E-004	0.299291
31	3.840	2.810	2064.1	1388.7	7.272E-004	0.273961
32	3.968	2.682	1988.2	1337.6	6.934E-004	0.249816
33	4.096	2.554	1912.2	1286.5	6.596E-004	0.226850
34	4.224	2.426	1836.7	1235.7	6.260E-004	0.205020
35	4.352	2.298	1761.7	1185.2	5.926E-004	0.184353
36	4.480	2.170	1686.6	1134.7	5.592E-004	0.164811
37	4.608	2.042	1612.3	1084.7	5.261E-004	0.146414

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1538.1	1034.8	4.931E-004	0.129156
39	4.864	1.786	1464.3	985.1	4.602E-004	0.113002
40	4.992	1.658	1390.9	935.8	4.275E-004	0.097969
41	5.120	1.530	1317.5	886.4	3.949E-004	0.084030
42	5.248	1.402	1244.9	837.6	3.626E-004	0.071196
43	5.376	1.274	1172.4	788.7	3.303E-004	0.059460
44	5.504	1.146	1100.2	740.2	2.982E-004	0.048796
45	5.632	1.018	1028.5	692.0	2.662E-004	0.039214
46	5.760	0.890	956.8	643.7	2.343E-004	0.030692
47	5.888	0.762	885.9	596.0	2.027E-004	0.023231
48	6.016	0.634	815.1	548.4	1.708E-004	0.016814
49	6.144	0.506	744.6	501.0	1.391E-004	0.011433
50	6.272	0.378	674.6	453.9	1.090E-004	0.007140
51	6.400	0.250	604.6	406.7	9.769E-005	0.004200
合計 初降伏変位 δ _{y0}						27.301110

$$\delta y_0 = \Sigma (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 41.5/1000 + (0.027060 - 0.003055) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.1402 \text{ m} = 140.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

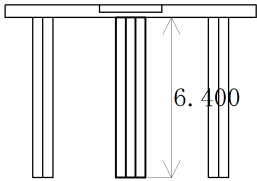
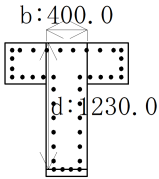
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.023/0.673 \cdot 27.3 \\ &= 41.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.023/0.673 \cdot 0.002010 \\ &= 0.003055 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 0.673 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.023 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 27.3 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002010 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【中柱】

位置	前→後
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4856.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	149.6
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.333
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.966
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 987.5 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4856.1 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a &= P_u = 987.5 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} &= k_{hu} = 1.023 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 987.5 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1 &: k_h=1.0時のせん断力 = 965.5 \text{ (kN)} \\
 k_{hu} &: \text{終局時の水平震度} = 1.023
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.585$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.1402 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0415 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_{1Z} \cdot k_{h10} = 1.6800) &\geq 0.40 \text{ より} \\
 k_{h1} &= c_S \cdot c_{1Z} \cdot k_{h10} = 0.490 \cdot 1.6800 \\
 &= 0.82 \geq (0.4 \cdot c_{1Z}=0.480)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h1} = 0.82$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_{1Z} &: \text{地域別補正係数} = 1.20 \\
 c_{1Z} \cdot k_{h10} &: c_{1Z} \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.6800 \\
 c_S &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_S &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.490 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 2.585
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 965.5 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u &: \text{当該柱部が支持している上部重量} = 543.8 \text{ (kN)} \\
 W_p &: \text{柱部の重量} = 421.7 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h1} = 0.82) &\leq (k_{ha} = 1.023) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h1} &: \text{レベル2地震動の設計水平震度} = 0.82 \\
 k_{ha} &: \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} = 1.023
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 21.1 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 21.1(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh10}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.849$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 41.5(mm)
$c1Z \cdot kh10$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.6800
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.023
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

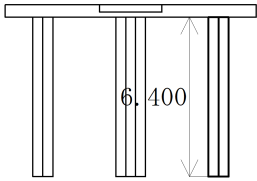
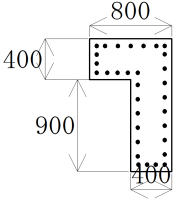
$$0.4 \cdot c1Z \cdot W = 463.4 \leq Pa = 987.5 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 987.5(kN)
c1Z	: 地域別補正係数	= 1.20
W	: 等価重量	= 965.5(kN)

右柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【右柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリート ひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	5.416E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	4395.0	4452.0
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	3000.6	3067.3
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	393.4	439.6
終局曲率	ϕ_u	1/m	2.562E-002	2.513E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	2.084E-003	2.111E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.103E-004	1.232E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.440E+006	1.453E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	157.9	384.6

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN.m)	My0 (kN.m)	Mu (kN.m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	384.6	439.6	3067.3	4452.0	0.000123	0.002111	0.025128
0.128	377.3	438.1	3065.2	4450.2	0.000123	0.002110	0.025144
0.256	370.1	436.6	3063.0	4448.4	0.000122	0.002109	0.025159
0.384	362.8	435.2	3060.9	4446.6	0.000122	0.002108	0.025175
0.512	355.9	433.7	3058.9	4444.8	0.000122	0.002107	0.025190
0.640	349.0	432.3	3056.8	4443.1	0.000121	0.002106	0.025205
0.768	342.1	430.9	3054.8	4441.3	0.000121	0.002106	0.025220
0.896	335.2	429.5	3052.8	4439.6	0.000120	0.002105	0.025234
1.024	328.3	428.1	3050.8	4437.9	0.000120	0.002104	0.025249
1.152	321.4	426.7	3048.7	4436.1	0.000120	0.002103	0.025264
1.280	314.6	425.3	3046.7	4434.4	0.000119	0.002102	0.025279
1.408	307.7	423.9	3044.7	4432.7	0.000119	0.002102	0.025294
1.536	300.8	422.5	3042.7	4431.0	0.000118	0.002101	0.025309
1.664	293.9	421.1	3040.6	4429.2	0.000118	0.002100	0.025324
1.792	287.0	419.7	3038.6	4427.5	0.000118	0.002099	0.025338
1.920	280.1	418.3	3036.6	4425.8	0.000117	0.002098	0.025353
2.048	273.2	416.9	3034.6	4424.0	0.000117	0.002097	0.025368
2.176	266.3	415.5	3032.5	4422.3	0.000116	0.002097	0.025383
2.304	259.5	414.1	3030.5	4420.6	0.000116	0.002096	0.025398
2.432	252.6	412.7	3028.5	4418.8	0.000116	0.002095	0.025413
2.560	245.7	411.3	3026.4	4417.1	0.000115	0.002094	0.025428
2.688	238.8	409.9	3024.4	4415.4	0.000115	0.002093	0.025443
2.816	231.9	408.4	3022.4	4413.6	0.000114	0.002093	0.025458
2.944	225.0	407.0	3020.4	4411.9	0.000114	0.002092	0.025473
3.072	218.1	405.6	3018.3	4410.2	0.000114	0.002091	0.025487
3.200	211.3	404.2	3016.3	4408.4	0.000113	0.002090	0.025502
3.328	209.1	403.8	3015.7	4407.9	0.000113	0.002090	0.025507
3.456	207.0	403.4	3015.1	4407.4	0.000113	0.002090	0.025512
3.584	204.9	402.9	3014.4	4406.8	0.000113	0.002089	0.025516
3.712	202.7	402.5	3013.8	4406.3	0.000113	0.002089	0.025521
3.840	200.6	402.1	3013.2	4405.8	0.000113	0.002089	0.025525
3.968	198.5	401.6	3012.5	4405.2	0.000113	0.002089	0.025530
4.096	196.3	401.2	3011.9	4404.7	0.000112	0.002088	0.025535
4.224	194.2	400.8	3011.3	4404.1	0.000112	0.002088	0.025539
4.352	192.1	400.3	3010.7	4403.6	0.000112	0.002088	0.025544
4.480	189.9	399.9	3010.0	4403.1	0.000112	0.002088	0.025549
4.608	187.8	399.4	3009.4	4402.5	0.000112	0.002087	0.025553
4.736	185.7	399.0	3008.8	4402.0	0.000112	0.002087	0.025558
4.864	183.5	398.6	3008.1	4401.5	0.000112	0.002087	0.025563
4.992	181.4	398.1	3007.5	4400.9	0.000112	0.002087	0.025567
5.120	179.3	397.7	3006.9	4400.4	0.000111	0.002086	0.025572
5.248	177.1	397.3	3006.3	4399.9	0.000111	0.002086	0.025576
5.376	175.0	396.8	3005.6	4399.3	0.000111	0.002086	0.025581
5.504	172.9	396.4	3005.0	4398.8	0.000111	0.002086	0.025586
5.632	170.7	396.0	3004.4	4398.2	0.000111	0.002085	0.025590
5.760	168.6	395.5	3003.7	4397.7	0.000111	0.002085	0.025595
5.888	166.5	395.1	3003.1	4397.2	0.000111	0.002085	0.025600
6.016	164.3	394.7	3002.5	4396.6	0.000111	0.002085	0.025604
6.144	162.2	394.2	3001.9	4396.1	0.000111	0.002084	0.025609
6.272	160.1	393.8	3001.2	4395.6	0.000110	0.002084	0.025613
6.400	157.9	393.4	3000.6	4395.0	0.000110	0.002084	0.025618

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4153.6	439.6	3067.3	4452.0	0.106	0.738	1.072
0.128	4061.5	438.1	3065.2	4450.2	0.108	0.755	1.096
0.256	3969.4	436.6	3063.0	4448.4	0.110	0.772	1.121
0.384	3878.6	435.2	3060.9	4446.6	0.112	0.789	1.146
0.512	3789.1	433.7	3058.9	4444.8	0.114	0.807	1.173
0.640	3699.6	432.3	3056.8	4443.1	0.117	0.826	1.201
0.768	3612.8	430.9	3054.8	4441.3	0.119	0.846	1.229
0.896	3526.0	429.5	3052.8	4439.6	0.122	0.866	1.259
1.024	3440.5	428.1	3050.8	4437.9	0.124	0.887	1.290
1.152	3356.4	426.7	3048.7	4436.1	0.127	0.908	1.322
1.280	3272.2	425.3	3046.7	4434.4	0.130	0.931	1.355
1.408	3190.7	423.9	3044.7	4432.7	0.133	0.954	1.389
1.536	3109.3	422.5	3042.7	4431.0	0.136	0.979	1.425
1.664	3029.1	421.1	3040.6	4429.2	0.139	1.004	1.462
1.792	2950.3	419.7	3038.6	4427.5	0.142	1.030	1.501
1.920	2871.5	418.3	3036.6	4425.8	0.146	1.058	1.541
2.048	2795.3	416.9	3034.6	4424.0	0.149	1.086	1.583
2.176	2719.1	415.5	3032.5	4422.3	0.153	1.115	1.626
2.304	2644.3	414.1	3030.5	4420.6	0.157	1.146	1.672
2.432	2570.8	412.7	3028.5	4418.8	0.161	1.178	1.719
2.560	2497.3	411.3	3026.4	4417.1	0.165	1.212	1.769
2.688	2426.5	409.9	3024.4	4415.4	0.169	1.246	1.820
2.816	2355.6	408.4	3022.4	4413.6	0.173	1.283	1.874
2.944	2285.9	407.0	3020.4	4411.9	0.178	1.321	1.930
3.072	2217.4	405.6	3018.3	4410.2	0.183	1.361	1.989
3.200	2148.8	404.2	3016.3	4408.4	0.188	1.404	2.052
3.328	2081.1	403.8	3015.7	4407.9	0.194	1.449	2.118
3.456	2013.3	403.4	3015.1	4407.4	0.200	1.498	2.189
3.584	1945.9	402.9	3014.4	4406.8	0.207	1.549	2.265
3.712	1878.9	402.5	3013.8	4406.3	0.214	1.604	2.345
3.840	1811.8	402.1	3013.2	4405.8	0.222	1.663	2.432
3.968	1745.4	401.6	3012.5	4405.2	0.230	1.726	2.524
4.096	1679.1	401.2	3011.9	4404.7	0.239	1.794	2.623
4.224	1613.0	400.8	3011.3	4404.1	0.248	1.867	2.730
4.352	1547.3	400.3	3010.7	4403.6	0.259	1.946	2.846
4.480	1481.6	399.9	3010.0	4403.1	0.270	2.032	2.972
4.608	1416.6	399.4	3009.4	4402.5	0.282	2.124	3.108
4.736	1351.6	399.0	3008.8	4402.0	0.295	2.226	3.257
4.864	1287.0	398.6	3008.1	4401.5	0.310	2.337	3.420
4.992	1222.6	398.1	3007.5	4400.9	0.326	2.460	3.600
5.120	1158.3	397.7	3006.9	4400.4	0.343	2.596	3.799
5.248	1094.7	397.3	3006.3	4399.9	0.363	2.746	4.019
5.376	1031.0	396.8	3005.6	4399.3	0.385	2.915	4.267
5.504	967.7	396.4	3005.0	4398.8	0.410	3.105	4.546
5.632	904.7	396.0	3004.4	4398.2	0.438	3.321	4.861
5.760	841.8	395.5	3003.7	4397.7	0.470	3.568	5.224
5.888	779.5	395.1	3003.1	4397.2	0.507	3.853	5.641
6.016	717.2	394.7	3002.5	4396.6	0.550	4.186	6.130
6.144	655.3	394.2	3001.9	4396.1	0.602	4.581	6.709
6.272	593.7	393.8	3001.2	4395.6	0.663	5.055	7.404
6.400	532.1	393.4	3000.6	4395.0	0.739	5.639	8.260

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	478.573 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	8.333 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	16.660 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	40.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.106 \cdot 730.2$$

$$= 77.3 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.106$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 730.2 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 0.738 \cdot 730.2$$

$$= 539.2 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 0.738$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.072 \cdot 730.2$$

$$= 782.7 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.072$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.072 \cdot 730.2$$

$$= 782.7 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 0.738

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{i1} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4153.6	3067.3	2.111E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4061.5	2999.2	2.060E-003	1.758157
3	0.256	6.394	3969.4	2931.2	2.009E-003	1.682069
4	0.384	6.266	3878.6	2864.2	1.959E-003	1.607940
5	0.512	6.138	3789.1	2798.1	1.910E-003	1.536036
6	0.640	6.010	3699.6	2732.0	1.861E-003	1.466034
7	0.768	5.882	3612.8	2667.9	1.813E-003	1.398203
8	0.896	5.754	3526.0	2603.8	1.765E-003	1.332521
9	1.024	5.626	3440.5	2540.7	1.718E-003	1.268671
10	1.152	5.498	3356.4	2478.5	1.672E-003	1.206903
11	1.280	5.370	3272.2	2416.4	1.626E-003	1.146924
12	1.408	5.242	3190.7	2356.2	1.581E-003	1.088962
13	1.536	5.114	3109.3	2296.1	1.536E-003	1.032989
14	1.664	4.986	3029.1	2236.9	1.492E-003	0.978722
15	1.792	4.858	2950.3	2178.7	1.448E-003	0.926378
16	1.920	4.730	2871.5	2120.4	1.405E-003	0.875697
17	2.048	4.602	2795.3	2064.2	1.363E-003	0.826873
18	2.176	4.474	2719.1	2008.0	1.321E-003	0.779882
19	2.304	4.346	2644.3	1952.7	1.280E-003	0.734469
20	2.432	4.218	2570.8	1898.4	1.240E-003	0.690821
21	2.560	4.090	2497.3	1844.2	1.200E-003	0.648709
22	2.688	3.962	2426.5	1791.8	1.161E-003	0.608295
23	2.816	3.834	2355.6	1739.5	1.122E-003	0.569557
24	2.944	3.706	2285.9	1688.1	1.084E-003	0.532243
25	3.072	3.578	2217.4	1637.4	1.046E-003	0.496489
26	3.200	3.450	2148.8	1586.8	1.008E-003	0.462122
27	3.328	3.322	2081.1	1536.8	9.706E-004	0.428984
28	3.456	3.194	2013.3	1486.8	9.330E-004	0.397075
29	3.584	3.066	1945.9	1437.0	8.955E-004	0.366437
30	3.712	2.938	1878.9	1387.5	8.583E-004	0.337102
31	3.840	2.810	1811.8	1337.9	8.210E-004	0.309027
32	3.968	2.682	1745.4	1288.9	7.841E-004	0.282238
33	4.096	2.554	1679.1	1239.9	7.472E-004	0.256730
34	4.224	2.426	1613.0	1191.2	7.105E-004	0.232459
35	4.352	2.298	1547.3	1142.6	6.740E-004	0.209451
36	4.480	2.170	1481.6	1094.1	6.375E-004	0.187671
37	4.608	2.042	1416.6	1046.1	6.014E-004	0.167136

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1351.6	998.1	5.653E-004	0.147841
39	4.864	1.786	1287.0	950.4	5.293E-004	0.129751
40	4.992	1.658	1222.6	902.9	4.936E-004	0.112884
41	5.120	1.530	1158.3	855.4	4.579E-004	0.097211
42	5.248	1.402	1094.7	808.4	4.225E-004	0.082743
43	5.376	1.274	1031.0	761.4	3.871E-004	0.069475
44	5.504	1.146	967.7	714.6	3.520E-004	0.057380
45	5.632	1.018	904.7	668.1	3.170E-004	0.046466
46	5.760	0.890	841.8	621.6	2.820E-004	0.036714
47	5.888	0.762	779.5	575.6	2.474E-004	0.028127
48	6.016	0.634	717.2	529.6	2.128E-004	0.020699
49	6.144	0.506	655.3	483.9	1.784E-004	0.014411
50	6.272	0.378	593.7	438.4	1.442E-004	0.009264
51	6.400	0.250	532.1	392.9	1.101E-004	0.005250
合計 初降伏変位 δ _{y0}						29.688193

$$\delta y_0 = \sum (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 43.1/1000 + (0.025128 - 0.003064) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.1338 \text{ m} = 133.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

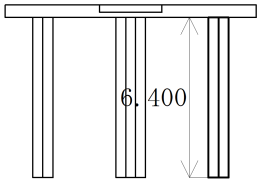
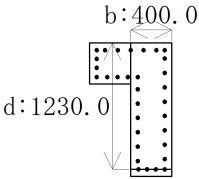
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.072/0.738 \cdot 29.7 \\ &= 43.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.072/0.738 \cdot 0.002111 \\ &= 0.003064 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 0.738 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.072 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 29.7 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002111 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【右柱】

位置	前→後
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4856.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	149.6
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.333
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.966
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 782.7 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4856.1 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a &= P_u = 782.7 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} &= k_{hu} = 1.072 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 782.7 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1 &: k_h=1.0時のせん断力 = 730.2 \text{ (kN)} \\
 k_{hu} &: \text{終局時の水平震度} = 1.072
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.403$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.1338 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0431 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_{1Z} \cdot k_{h10} = 1.6800) &\geq 0.40 \text{ より} \\
 k_{h1} &= c_S \cdot c_{1Z} \cdot k_{h10} = 0.513 \cdot 1.6800 \\
 &= 0.86 \geq (0.4 \cdot c_{1Z} = 0.480)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h1} = 0.86$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_{1Z} &: \text{地域別補正係数} = 1.20 \\
 c_{1Z} \cdot k_{h10} &: c_{1Z} \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.6800 \\
 c_S &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_S &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.513 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 2.403
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 730.2 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u &: \text{当該柱部が支持している上部重量} = 478.6 \text{ (kN)} \\
 W_p &: \text{柱部の重量} = 251.6 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h1} = 0.86) &\leq (k_{ha} = 1.072) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h1} &: \text{レベル2地震動の設計水平震度} = 0.86 \\
 k_{ha} &: \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} = 1.072
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 18.8 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 18.8(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh10}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.728$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)		
δRa	: 許容残留変位(mm)		
CR	: 残留変位補正係数	=	0.6
μR	: 最大応答塑性率		
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	=	0.0
δy	: 降伏変位	=	43.1(mm)
$c1Z \cdot kh10$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	=	1.6800
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	=	1.072
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	=	6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	=	671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	=	66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	=	0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	=	4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	=	0.500(m)
b	: 戸当り幅	=	0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

$$0.4 \cdot c1Z \cdot W = 350.5 \leq Pa = 782.7 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	=	782.7(kN)
c1Z	: 地域別補正係数	=	1.20
W	: 等価重量	=	730.2(kN)

後→前方向

設計水平震度の算定

		単位	レベル2
地盤種別		---	I種
固有周期算定に用いる水平変位	δ	m	2.36E-002
固有周期	T	s	0.309
設計水平震度の標準値	kh10	---	1.400

・算定式

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\sum W_i \times U_i^2}{\sum W_i \times U_i}$$

ここに、

T : 固有周期(s)

 δ : 固有周期算定に用いる水平変位(m) W_i : 格点iの重量(kN) U_i : 格点iの変位(m)

・骨組解析結果

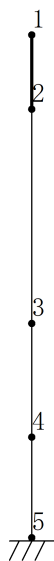
荷重	格点 番号	重量 W_i (kN)	レベル2		
			変位 U_i (m)	$W_i \times U_i$ (kN・m)	$W_i \times U_i^2$ (kN・m ²)
上部重量	1	1500.928	0.025050	3.76E+001	9.42E-001
右柱 ゲート自重	4	25.000	0.001492	3.73E-002	5.57E-005
左柱 ゲート自重	4	25.000	0.001492	3.73E-002	5.57E-005
中柱 ゲート自重	4	50.000	0.001492	7.46E-002	1.11E-004
右柱 柱自重	3	106.624	0.006067	6.47E-001	3.92E-003
中柱 柱自重	3	131.712	0.006067	7.99E-001	4.85E-003
左柱 柱自重	3	106.624	0.006067	6.47E-001	3.92E-003
右柱 戸当り自重	4	120.000	0.001492	1.79E-001	2.67E-004
中柱 戸当り自重	4	240.000	0.001492	3.58E-001	5.34E-004
左柱 戸当り自重	4	120.000	0.001492	1.79E-001	2.67E-004
合計		---	---	4.06E+001	9.56E-001

・柱部の剛度

柱	断面積 (m ²)	レベル2断面2次 I2(m ⁴)
左柱	6.80000E-001	1.0989379E-001
中柱	8.40000E-001	1.4321946E-001
右柱	6.80000E-001	1.0989379E-001
合計	2.20000E+000	3.6300705E-001

骨組モデル

(1) 荷重・載荷図



(2) 格点

格点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	0.000	7.512
2	0.000	6.400
3	0.000	3.200
4	0.000	1.500
5	0.000	0.000

(3) 部材

位置	部材番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
上部構造	1	1	2	∞	∞	∞
柱部	2	2	3	2.20000E+000	3.6300705E-001	2.50000E+007
	3	3	4			
	4	4	5			

(4) 拘束条件

格点番号	支点タイプ
5	完全拘束

(5) 荷重

※分布荷重の「載荷座標」、「荷重」の上段、下段はそれぞれ始点側、終点側の値

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
上部重量	1	1500.928	0.000	7.512	集中	---	---	---	---
右柱 ゲート自重	4	25.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-8.333 -8.333
左柱 ゲート自重	4	25.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-8.333 -8.333

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
中柱 ゲート自重	4	50.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-16.667 -16.667
右柱 柱自重	3	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-16.660 -16.660
中柱 柱自重	3	131.712	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-20.580 -20.580
左柱 柱自重	3	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-16.660 -16.660
右柱 戸当り自重	4	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-40.000 -40.000
中柱 戸当り自重	4	240.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-80.000 -80.000
左柱 戸当り自重	4	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-40.000 -40.000

各柱の分担重量 W_u

【上部重量、上部構造重量の内訳】

項 目	作用高さ (m)	荷重 (kN)	作用高さx荷重 (kN.m)
上部工1	7.900	1000.0	7900.0
操作台	6.650	326.9	2174.1
開閉装置	6.900	120.0	828.0
上載荷重(地震時)	6.900	54.0	372.6
合計		1500.9	11274.7

$$\text{上部重量換算作用高} = 11274.7 \div 1500.9 = 7.512 \text{ (m)}$$

$$\text{上部構造重量作用高} = \text{操作台軸線高} = 6.650 \text{ (m)}$$

【左柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(1) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 4371.958 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00280476 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1558762 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 4461.433 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00284877 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1566093 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(1) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1558762 + 1566093) / 2 \\ &= 1562428 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{分担(1)} &= EI_y(1) / H(1) \\ &= 1562428 / 6.400 \\ &= 244129 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

【中柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(2) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 5785.978 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00325093 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1779790 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 5901.898 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00334435 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1764735 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(2) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1779790 + 1764735) / 2 \\ &= 1772263 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{分担(2)} &= EI_y(2) / H(2) \\ &= 1772263 / 6.400 \\ &= 276916 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

【右柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(3) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 4371.958 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00280476 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1558762 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 4461.433 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00284877 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1566093 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(3) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1558762 + 1566093) / 2 \\ &= 1562428 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\text{分担(3)} = EI_y(3) / H(3)$$

$$= 1562428 / 6.400$$

$$= 244129 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{合計分担} = \text{分担(1)} + \text{分担(2)} + \text{分担(3)}$$

$$= 244129 + 276916 + 244129$$

$$= 765175 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{左柱の分担率} = \text{分担(1)} / \text{分担合計}$$

$$= 244129 / 765175$$

$$= 0.31905045$$

$$\text{中柱の分担率} = \text{分担(2)} / \text{分担合計}$$

$$= 276916 / 765175$$

$$= 0.36189909$$

$$\text{右柱の分担率} = \text{分担(3)} / \text{分担合計}$$

$$= 244129 / 765175$$

$$= 0.31905045$$

$$\text{左柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.31905045$$

$$= 478.872 \text{ (kN)}$$

$$\text{中柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.36189909$$

$$= 543.184 \text{ (kN)}$$

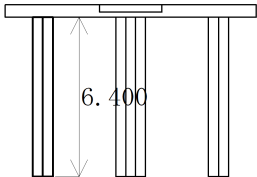
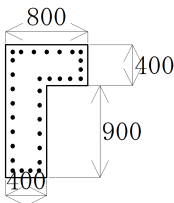
$$\text{右柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.31905045$$

$$= 478.872 \text{ (kN)}$$

左柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【左柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリート ひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	5579.7	5641.5
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	4372.0	4461.4
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	547.0	611.3
終局曲率	ϕ_u	1/m	1.158E-002	1.124E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	2.805E-003	2.849E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.533E-004	1.713E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.559E+006	1.566E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	157.9	384.6

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN.m)	My0 (kN.m)	Mu (kN.m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	384.6	611.3	4461.4	5641.5	0.000171	0.002849	0.011242
0.128	377.3	609.2	4458.6	5639.5	0.000171	0.002847	0.011253
0.256	370.1	607.2	4455.7	5637.6	0.000170	0.002846	0.011263
0.384	362.8	605.1	4452.9	5635.6	0.000170	0.002845	0.011274
0.512	355.9	603.1	4450.1	5633.7	0.000169	0.002843	0.011284
0.640	349.0	601.2	4447.4	5631.8	0.000169	0.002842	0.011294
0.768	342.1	599.2	4444.7	5630.0	0.000168	0.002841	0.011304
0.896	335.2	597.3	4442.0	5628.1	0.000167	0.002839	0.011314
1.024	328.3	595.3	4439.3	5626.2	0.000167	0.002838	0.011324
1.152	321.4	593.4	4436.6	5624.4	0.000166	0.002837	0.011334
1.280	314.6	591.4	4433.8	5622.5	0.000166	0.002835	0.011344
1.408	307.7	589.5	4431.1	5620.6	0.000165	0.002834	0.011354
1.536	300.8	587.5	4428.4	5618.7	0.000165	0.002832	0.011364
1.664	293.9	585.5	4425.7	5616.9	0.000164	0.002831	0.011374
1.792	287.0	583.6	4423.0	5615.0	0.000164	0.002830	0.011385
1.920	280.1	581.6	4420.3	5613.1	0.000163	0.002828	0.011395
2.048	273.2	579.7	4417.5	5611.2	0.000162	0.002827	0.011405
2.176	266.3	577.7	4414.8	5609.4	0.000162	0.002826	0.011415
2.304	259.5	575.8	4412.1	5607.5	0.000161	0.002824	0.011425
2.432	252.6	573.8	4409.4	5605.6	0.000161	0.002823	0.011435
2.560	245.7	571.9	4406.7	5603.7	0.000160	0.002822	0.011445
2.688	238.8	569.9	4403.9	5601.8	0.000160	0.002820	0.011455
2.816	231.9	568.0	4401.2	5600.0	0.000159	0.002819	0.011466
2.944	225.0	566.0	4398.5	5598.1	0.000159	0.002818	0.011476
3.072	218.1	564.1	4395.8	5596.2	0.000158	0.002816	0.011486
3.200	211.3	562.1	4393.1	5594.3	0.000158	0.002815	0.011496
3.328	209.1	561.5	4392.2	5593.7	0.000157	0.002815	0.011499
3.456	207.0	560.9	4391.4	5593.1	0.000157	0.002814	0.011502
3.584	204.9	560.3	4390.5	5592.5	0.000157	0.002814	0.011506
3.712	202.7	559.7	4389.7	5592.0	0.000157	0.002813	0.011509
3.840	200.6	559.1	4388.8	5591.4	0.000157	0.002813	0.011512
3.968	198.5	558.5	4388.0	5590.8	0.000157	0.002813	0.011515
4.096	196.3	557.9	4387.2	5590.2	0.000156	0.002812	0.011518
4.224	194.2	557.3	4386.3	5589.6	0.000156	0.002812	0.011521
4.352	192.1	556.7	4385.5	5589.0	0.000156	0.002811	0.011525
4.480	189.9	556.0	4384.6	5588.5	0.000156	0.002811	0.011528
4.608	187.8	555.4	4383.8	5587.9	0.000156	0.002811	0.011531
4.736	185.7	554.8	4382.9	5587.3	0.000156	0.002810	0.011534
4.864	183.5	554.2	4382.1	5586.7	0.000155	0.002810	0.011537
4.992	181.4	553.6	4381.2	5586.1	0.000155	0.002809	0.011540
5.120	179.3	553.0	4380.4	5585.5	0.000155	0.002809	0.011544
5.248	177.1	552.4	4379.6	5584.9	0.000155	0.002808	0.011547
5.376	175.0	551.8	4378.7	5584.4	0.000155	0.002808	0.011550
5.504	172.9	551.2	4377.9	5583.8	0.000155	0.002808	0.011553
5.632	170.7	550.6	4377.0	5583.2	0.000154	0.002807	0.011556
5.760	168.6	550.0	4376.2	5582.6	0.000154	0.002807	0.011559
5.888	166.5	549.4	4375.3	5582.0	0.000154	0.002806	0.011563
6.016	164.3	548.8	4374.5	5581.4	0.000154	0.002806	0.011566
6.144	162.2	548.2	4373.6	5580.8	0.000154	0.002806	0.011569
6.272	160.1	547.6	4372.8	5580.3	0.000153	0.002805	0.011572
6.400	157.9	547.0	4372.0	5579.7	0.000153	0.002805	0.011575

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4155.9	611.3	4461.4	5641.5	0.147	1.074	1.357
0.128	4063.7	609.2	4458.6	5639.5	0.150	1.097	1.388
0.256	3971.5	607.2	4455.7	5637.6	0.153	1.122	1.419
0.384	3880.7	605.1	4452.9	5635.6	0.156	1.147	1.452
0.512	3791.2	603.1	4450.1	5633.7	0.159	1.174	1.486
0.640	3701.7	601.2	4447.4	5631.8	0.162	1.201	1.521
0.768	3614.8	599.2	4444.7	5630.0	0.166	1.230	1.557
0.896	3528.0	597.3	4442.0	5628.1	0.169	1.259	1.595
1.024	3442.5	595.3	4439.3	5626.2	0.173	1.290	1.634
1.152	3358.3	593.4	4436.6	5624.4	0.177	1.321	1.675
1.280	3274.1	591.4	4433.8	5622.5	0.181	1.354	1.717
1.408	3192.6	589.5	4431.1	5620.6	0.185	1.388	1.761
1.536	3111.0	587.5	4428.4	5618.7	0.189	1.423	1.806
1.664	3030.9	585.5	4425.7	5616.9	0.193	1.460	1.853
1.792	2952.0	583.6	4423.0	5615.0	0.198	1.498	1.902
1.920	2873.1	581.6	4420.3	5613.1	0.202	1.538	1.954
2.048	2796.9	579.7	4417.5	5611.2	0.207	1.579	2.006
2.176	2720.7	577.7	4414.8	5609.4	0.212	1.623	2.062
2.304	2645.9	575.8	4412.1	5607.5	0.218	1.668	2.119
2.432	2572.3	573.8	4409.4	5605.6	0.223	1.714	2.179
2.560	2498.8	571.9	4406.7	5603.7	0.229	1.764	2.243
2.688	2427.9	569.9	4403.9	5601.8	0.235	1.814	2.307
2.816	2357.0	568.0	4401.2	5600.0	0.241	1.867	2.376
2.944	2287.3	566.0	4398.5	5598.1	0.247	1.923	2.447
3.072	2218.7	564.1	4395.8	5596.2	0.254	1.981	2.522
3.200	2150.1	562.1	4393.1	5594.3	0.261	2.043	2.602
3.328	2082.3	561.5	4392.2	5593.7	0.270	2.109	2.686
3.456	2014.5	560.9	4391.4	5593.1	0.278	2.180	2.776
3.584	1947.1	560.3	4390.5	5592.5	0.288	2.255	2.872
3.712	1880.0	559.7	4389.7	5592.0	0.298	2.335	2.974
3.840	1812.9	559.1	4388.8	5591.4	0.308	2.421	3.084
3.968	1746.5	558.5	4388.0	5590.8	0.320	2.512	3.201
4.096	1680.1	557.9	4387.2	5590.2	0.332	2.611	3.327
4.224	1614.0	557.3	4386.3	5589.6	0.345	2.718	3.463
4.352	1548.3	556.7	4385.5	5589.0	0.360	2.832	3.610
4.480	1482.6	556.0	4384.6	5588.5	0.375	2.957	3.769
4.608	1417.5	555.4	4383.8	5587.9	0.392	3.093	3.942
4.736	1352.5	554.8	4382.9	5587.3	0.410	3.241	4.131
4.864	1287.7	554.2	4382.1	5586.7	0.430	3.403	4.338
4.992	1223.4	553.6	4381.2	5586.1	0.453	3.581	4.566
5.120	1159.0	553.0	4380.4	5585.5	0.477	3.779	4.819
5.248	1095.3	552.4	4379.6	5584.9	0.504	3.998	5.099
5.376	1031.6	551.8	4378.7	5584.4	0.535	4.244	5.413
5.504	968.3	551.2	4377.9	5583.8	0.569	4.521	5.767
5.632	905.3	550.6	4377.0	5583.2	0.608	4.835	6.167
5.760	842.3	550.0	4376.2	5582.6	0.653	5.196	6.628
5.888	780.0	549.4	4375.3	5582.0	0.704	5.610	7.157
6.016	717.7	548.8	4374.5	5581.4	0.765	6.095	7.777
6.144	655.7	548.2	4373.6	5580.8	0.836	6.670	8.511
6.272	594.0	547.6	4372.8	5580.3	0.922	7.361	9.394
6.400	532.4	547.0	4372.0	5579.7	1.027	8.212	10.480

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	478.872 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	8.333 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	16.660 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	40.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.147 \cdot 730.5$$

$$= 107.4 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.147$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 730.5 \text{ (kN)}$$

- ・ 初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 1.074 \cdot 730.5$$

$$= 784.2 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 1.074$$

- ・ 降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.357 \cdot 730.5$$

$$= 991.6 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.357$$

- ・ 終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.357 \cdot 730.5$$

$$= 991.6 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 1.074

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{i1} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4155.9	4461.4	2.849E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4063.7	4362.5	2.781E-003	2.373055
3	0.256	6.394	3971.5	4263.5	2.712E-003	2.270548
4	0.384	6.266	3880.7	4166.0	2.645E-003	2.170686
5	0.512	6.138	3791.2	4069.9	2.579E-003	2.073832
6	0.640	6.010	3701.7	3973.8	2.513E-003	1.979553
7	0.768	5.882	3614.8	3880.6	2.448E-003	1.888200
8	0.896	5.754	3528.0	3787.4	2.384E-003	1.799742
9	1.024	5.626	3442.5	3695.6	2.321E-003	1.713754
10	1.152	5.498	3358.3	3605.2	2.259E-003	1.630570
11	1.280	5.370	3274.1	3514.8	2.197E-003	1.549797
12	1.408	5.242	3192.6	3427.3	2.137E-003	1.471737
13	1.536	5.114	3111.0	3339.8	2.076E-003	1.396355
14	1.664	4.986	3030.9	3253.7	2.017E-003	1.323270
15	1.792	4.858	2952.0	3169.0	1.959E-003	1.252772
16	1.920	4.730	2873.1	3084.4	1.901E-003	1.184512
17	2.048	4.602	2796.9	3002.6	1.845E-003	1.118750
18	2.176	4.474	2720.7	2920.8	1.789E-003	1.055450
19	2.304	4.346	2645.9	2840.4	1.733E-003	0.994273
20	2.432	4.218	2572.3	2761.4	1.679E-003	0.935469
21	2.560	4.090	2498.8	2682.5	1.625E-003	0.878728
22	2.688	3.962	2427.9	2606.4	1.573E-003	0.824270
23	2.816	3.834	2357.0	2530.3	1.521E-003	0.772060
24	2.944	3.706	2287.3	2455.5	1.470E-003	0.721765
25	3.072	3.578	2218.7	2381.8	1.419E-003	0.673564
26	3.200	3.450	2150.1	2308.2	1.369E-003	0.627226
27	3.328	3.322	2082.3	2235.4	1.319E-003	0.582573
28	3.456	3.194	2014.5	2162.7	1.268E-003	0.539599
29	3.584	3.066	1947.1	2090.3	1.218E-003	0.498323
30	3.712	2.938	1880.0	2018.2	1.169E-003	0.458789
31	3.840	2.810	1812.9	1946.2	1.119E-003	0.420937
32	3.968	2.682	1746.5	1874.9	1.070E-003	0.384804
33	4.096	2.554	1680.1	1803.6	1.020E-003	0.350380
34	4.224	2.426	1614.0	1732.7	9.714E-004	0.317610
35	4.352	2.298	1548.3	1662.1	9.227E-004	0.286526
36	4.480	2.170	1482.6	1591.6	8.740E-004	0.257081
37	4.608	2.042	1417.5	1521.7	8.258E-004	0.229299

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1352.5	1451.9	7.776E-004	0.203172
39	4.864	1.786	1287.7	1382.4	7.297E-004	0.178654
40	4.992	1.658	1223.4	1313.3	6.820E-004	0.155768
41	5.120	1.530	1159.0	1244.2	6.343E-004	0.134475
42	5.248	1.402	1095.3	1175.9	5.871E-004	0.114792
43	5.376	1.274	1031.6	1107.5	5.400E-004	0.096708
44	5.504	1.146	968.3	1039.5	4.931E-004	0.080189
45	5.632	1.018	905.3	971.9	4.464E-004	0.065246
46	5.760	0.890	842.3	904.2	3.998E-004	0.051854
47	5.888	0.762	780.0	837.3	3.536E-004	0.040015
48	6.016	0.634	717.7	770.4	3.075E-004	0.029721
49	6.144	0.506	655.7	703.9	2.616E-004	0.020948
50	6.272	0.378	594.0	637.7	2.160E-004	0.013697
51	6.400	0.250	532.4	571.6	1.704E-004	0.007951
合計 初降伏変位 δ _{y0}						40.199048

$$\delta y_0 = \Sigma (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 50.8/1000 + (0.011242 - 0.003602) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.0822 \text{ m} = 82.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

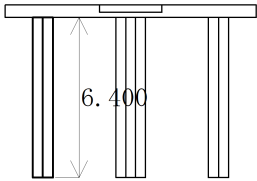
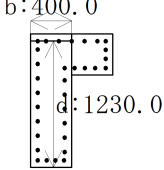
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.357/1.074 \cdot 40.2 \\ &= 50.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.357/1.074 \cdot 0.002849 \\ &= 0.003602 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 1.074 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.357 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 40.2 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002849 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【左柱】

位置	後→前
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4856.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	149.6
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.042
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.965
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$S = 991.6 \text{ (kN)}$$

$$P_s = 4856.1 \text{ (kN)}$$

$$P_{so} = 4955.9 \text{ (kN)}$$

$S \leq P_s$ より 曲げ破壊型

$$P_a = P_u = 991.6 \text{ (kN)}$$

$$k_{ha} = k_{hu} = 1.357$$

$$\text{ここに、} S : \text{終局時のせん断力} = 991.6 \text{ (kN)}$$

$$S = S_1 \cdot k_{hu}$$

$$S_1 : k_h=1.0\text{時のせん断力} = 730.5 \text{ (kN)}$$

$$k_{hu} : \text{終局時の水平震度} = 1.357$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1.412$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率

$$\delta_u : \text{終局変位} = 0.0822 \text{ (m)}$$

$$\delta_y : \text{降伏変位} = 0.0508 \text{ (m)}$$

$$\alpha : \text{安全係数} = 1.500$$

2)設計水平震度

$$(c_{1Z} \cdot k_{h10} = 1.6800) \geq 0.40 \text{ より}$$

$$k_{h1} = c_S \cdot c_{1Z} \cdot k_{h10} = 0.740 \cdot 1.6800$$

$$= 1.24 \geq (0.4 \cdot c_{1Z}=0.480)$$

以上から、 $k_{h1} = 1.24$

$$\text{ここに、} c_{1Z} : \text{地域別補正係数} = 1.20$$

$$c_{1Z} \cdot k_{h10} : c_{1Z} \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.6800$$

$$c_S : \text{構造物特性補正係数}$$

$$c_S = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.740$$

$$\mu_a : \text{許容塑性率} = 1.412$$

3)等価重量

$$W = W_u + W_p = 730.5 \text{ (kN)}$$

ここに、 W : 等価重量(kN)

$$W_u : \text{当該柱部が支持している上部重量} = 478.9 \text{ (kN)}$$

$$W_p : \text{柱部の重量} = 251.6 \text{ (kN)}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(k_{h1} = 1.24) \leq (k_{ha} = 1.357) \text{ [OK]}$$

$$\text{ここに、} k_{h1} : \text{レベル2地震動の設計水平震度} = 1.24$$

$$k_{ha} : \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} = 1.357$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 8.1 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 8.1(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh10}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.266$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 50.8(mm)
$c1Z \cdot kh10$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.6800
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.357
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

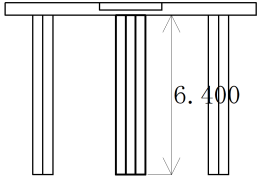
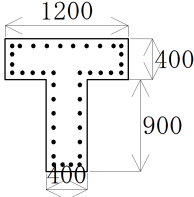
$$0.4 \cdot c1Z \cdot W = 350.6 \leq Pa = 991.6 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 991.6(kN)
c1Z	: 地域別補正係数	= 1.20
W	: 等価重量	= 730.5(kN)

中柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【中柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	5.416E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	6968.5	7029.1
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	5786.0	5901.9
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	781.0	893.6
終局曲率	ϕ_u	1/m	8.678E-003	8.402E-003
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	3.251E-003	3.344E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.876E-004	2.146E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.780E+006	1.765E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	385.0	756.8

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN.m)	My0 (kN.m)	Mu (kN.m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	756.8	893.6	5901.9	7029.1	0.000215	0.003344	0.008402
0.128	743.9	889.7	5897.9	7027.0	0.000214	0.003341	0.008412
0.256	731.0	885.8	5893.9	7025.0	0.000213	0.003338	0.008421
0.384	718.1	881.9	5890.0	7022.9	0.000212	0.003335	0.008431
0.512	705.3	878.0	5886.0	7020.8	0.000211	0.003331	0.008440
0.640	696.5	875.3	5883.2	7019.4	0.000210	0.003329	0.008446
0.768	689.1	873.1	5881.0	7018.2	0.000210	0.003327	0.008452
0.896	681.7	870.8	5878.7	7017.0	0.000209	0.003325	0.008457
1.024	674.4	868.6	5876.4	7015.8	0.000209	0.003324	0.008463
1.152	667.0	866.4	5874.1	7014.6	0.000208	0.003322	0.008468
1.280	659.6	864.2	5871.8	7013.4	0.000208	0.003320	0.008474
1.408	652.3	861.9	5869.5	7012.2	0.000207	0.003318	0.008479
1.536	644.9	859.7	5867.2	7011.1	0.000206	0.003316	0.008484
1.664	637.5	857.5	5865.0	7009.9	0.000206	0.003314	0.008490
1.792	630.2	855.2	5862.7	7008.7	0.000205	0.003312	0.008495
1.920	622.8	853.0	5860.4	7007.5	0.000205	0.003311	0.008501
2.048	615.4	850.8	5858.1	7006.3	0.000204	0.003309	0.008506
2.176	608.0	848.5	5855.8	7005.1	0.000204	0.003307	0.008512
2.304	600.7	846.3	5853.5	7003.9	0.000203	0.003305	0.008517
2.432	593.3	844.1	5851.2	7002.7	0.000203	0.003303	0.008522
2.560	585.9	841.8	5848.9	7001.5	0.000202	0.003301	0.008528
2.688	578.6	839.6	5846.6	7000.3	0.000202	0.003299	0.008533
2.816	571.2	837.4	5844.3	6999.1	0.000201	0.003298	0.008539
2.944	563.8	835.1	5842.0	6997.9	0.000201	0.003296	0.008544
3.072	556.5	832.9	5839.7	6996.7	0.000200	0.003294	0.008550
3.200	549.1	830.7	5837.4	6995.5	0.000200	0.003292	0.008555
3.328	541.7	828.4	5835.1	6994.2	0.000199	0.003290	0.008561
3.456	534.4	826.2	5832.8	6993.0	0.000198	0.003288	0.008566
3.584	527.0	824.0	5830.5	6991.8	0.000198	0.003287	0.008572
3.712	519.6	821.7	5828.2	6990.6	0.000197	0.003285	0.008577
3.840	512.3	819.5	5825.9	6989.4	0.000197	0.003283	0.008583
3.968	504.9	817.3	5823.6	6988.2	0.000196	0.003281	0.008588
4.096	497.5	815.1	5821.3	6987.0	0.000196	0.003279	0.008594
4.224	490.2	812.8	5819.0	6985.8	0.000195	0.003277	0.008599
4.352	482.8	810.6	5816.7	6984.6	0.000195	0.003275	0.008605
4.480	475.4	808.4	5814.4	6983.4	0.000194	0.003274	0.008610
4.608	468.0	806.1	5812.1	6982.2	0.000194	0.003272	0.008616
4.736	460.7	803.9	5809.7	6980.9	0.000193	0.003270	0.008621
4.864	453.3	801.7	5807.4	6979.7	0.000193	0.003268	0.008627
4.992	445.9	799.4	5805.1	6978.5	0.000192	0.003266	0.008632
5.120	438.6	797.2	5802.8	6977.3	0.000191	0.003264	0.008638
5.248	431.2	795.0	5800.5	6976.1	0.000191	0.003262	0.008643
5.376	423.8	792.7	5798.2	6974.9	0.000190	0.003261	0.008649
5.504	416.5	790.5	5795.9	6973.7	0.000190	0.003259	0.008654
5.632	409.1	788.3	5793.5	6972.4	0.000189	0.003257	0.008660
5.760	401.7	786.0	5791.2	6971.2	0.000189	0.003255	0.008665
5.888	395.6	784.2	5789.3	6970.2	0.000188	0.003254	0.008670
6.016	392.9	783.4	5788.5	6969.8	0.000188	0.003253	0.008672
6.144	390.3	782.6	5787.6	6969.3	0.000188	0.003252	0.008674
6.272	387.7	781.8	5786.8	6968.9	0.000188	0.003252	0.008676
6.400	385.0	781.0	5786.0	6968.5	0.000188	0.003251	0.008678

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4936.8	893.6	5901.9	7029.1	0.181	1.195	1.424
0.128	4815.7	889.7	5897.9	7027.0	0.185	1.225	1.459
0.256	4694.6	885.8	5893.9	7025.0	0.189	1.255	1.496
0.384	4575.9	881.9	5890.0	7022.9	0.193	1.287	1.535
0.512	4459.6	878.0	5886.0	7020.8	0.197	1.320	1.574
0.640	4343.3	875.3	5883.2	7019.4	0.202	1.355	1.616
0.768	4231.7	873.1	5881.0	7018.2	0.206	1.390	1.658
0.896	4120.2	870.8	5878.7	7017.0	0.211	1.427	1.703
1.024	4011.1	868.6	5876.4	7015.8	0.217	1.465	1.749
1.152	3904.5	866.4	5874.1	7014.6	0.222	1.504	1.797
1.280	3797.8	864.2	5871.8	7013.4	0.228	1.546	1.847
1.408	3695.9	861.9	5869.5	7012.2	0.233	1.588	1.897
1.536	3594.0	859.7	5867.2	7011.1	0.239	1.633	1.951
1.664	3494.5	857.5	5865.0	7009.9	0.245	1.678	2.006
1.792	3397.4	855.2	5862.7	7008.7	0.252	1.726	2.063
1.920	3300.3	853.0	5860.4	7007.5	0.258	1.776	2.123
2.048	3208.0	850.8	5858.1	7006.3	0.265	1.826	2.184
2.176	3115.7	848.5	5855.8	7005.1	0.272	1.879	2.248
2.304	3025.8	846.3	5853.5	7003.9	0.280	1.935	2.315
2.432	2938.3	844.1	5851.2	7002.7	0.287	1.991	2.383
2.560	2850.8	841.8	5848.9	7001.5	0.295	2.052	2.456
2.688	2768.1	839.6	5846.6	7000.3	0.303	2.112	2.529
2.816	2685.5	837.4	5844.3	6999.1	0.312	2.176	2.606
2.944	2604.8	835.1	5842.0	6997.9	0.321	2.243	2.687
3.072	2526.1	832.9	5839.7	6996.7	0.330	2.312	2.770
3.200	2447.5	830.7	5837.4	6995.5	0.339	2.385	2.858
3.328	2369.9	828.4	5835.1	6994.2	0.350	2.462	2.951
3.456	2292.4	826.2	5832.8	6993.0	0.360	2.544	3.051
3.584	2215.3	824.0	5830.5	6991.8	0.372	2.632	3.156
3.712	2138.6	821.7	5828.2	6990.6	0.384	2.725	3.269
3.840	2061.9	819.5	5825.9	6989.4	0.397	2.825	3.390
3.968	1986.1	817.3	5823.6	6988.2	0.412	2.932	3.519
4.096	1910.2	815.1	5821.3	6987.0	0.427	3.047	3.658
4.224	1834.8	812.8	5819.0	6985.8	0.443	3.171	3.807
4.352	1759.8	810.6	5816.7	6984.6	0.461	3.305	3.969
4.480	1684.8	808.4	5814.4	6983.4	0.480	3.451	4.145
4.608	1610.6	806.1	5812.1	6982.2	0.501	3.609	4.335
4.736	1536.4	803.9	5809.7	6980.9	0.523	3.781	4.544
4.864	1462.7	801.7	5807.4	6979.7	0.548	3.970	4.772
4.992	1389.4	799.4	5805.1	6978.5	0.575	4.178	5.023
5.120	1316.0	797.2	5802.8	6977.3	0.606	4.409	5.302
5.248	1243.6	795.0	5800.5	6976.1	0.639	4.664	5.610
5.376	1171.1	792.7	5798.2	6974.9	0.677	4.951	5.956
5.504	1099.0	790.5	5795.9	6973.7	0.719	5.274	6.345
5.632	1027.4	788.3	5793.5	6972.4	0.767	5.639	6.786
5.760	955.8	786.0	5791.2	6971.2	0.822	6.059	7.294
5.888	885.0	784.2	5789.3	6970.2	0.886	6.542	7.876
6.016	814.2	783.4	5788.5	6969.8	0.962	7.110	8.560
6.144	743.8	782.6	5787.6	6969.3	1.052	7.781	9.370
6.272	673.9	781.8	5786.8	6968.9	1.160	8.588	10.342
6.400	603.9	781.0	5786.0	6968.5	1.293	9.581	11.539

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	543.184 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	16.667 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	20.580 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	80.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.181 \cdot 964.9$$

$$= 174.6 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.181$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 964.9 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 1.195 \cdot 964.9$$

$$= 1153.5 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 1.195$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.424 \cdot 964.9$$

$$= 1373.8 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.424$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.424 \cdot 964.9$$

$$= 1373.8 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 1.195

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{li} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4936.8	5901.9	3.344E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4815.7	5757.1	3.253E-003	2.781259
3	0.256	6.394	4694.6	5612.3	3.162E-003	2.651899
4	0.384	6.266	4575.9	5470.4	3.073E-003	2.526347
5	0.512	6.138	4459.6	5331.4	2.986E-003	2.405269
6	0.640	6.010	4343.3	5192.3	2.899E-003	2.287934
7	0.768	5.882	4231.7	5059.0	2.816E-003	2.174949
8	0.896	5.754	4120.2	4925.7	2.732E-003	2.066171
9	1.024	5.626	4011.1	4795.3	2.651E-003	1.960813
10	1.152	5.498	3904.5	4667.8	2.572E-003	1.859468
11	1.280	5.370	3797.8	4540.2	2.492E-003	1.761431
12	1.408	5.242	3695.9	4418.4	2.416E-003	1.667238
13	1.536	5.114	3594.0	4296.6	2.341E-003	1.576825
14	1.664	4.986	3494.5	4177.6	2.267E-003	1.489504
15	1.792	4.858	3397.4	4061.6	2.195E-003	1.405794
16	1.920	4.730	3300.3	3945.5	2.123E-003	1.325064
17	2.048	4.602	3208.0	3835.1	2.055E-003	1.247777
18	2.176	4.474	3115.7	3724.8	1.986E-003	1.173871
19	2.304	4.346	3025.8	3617.3	1.920E-003	1.102729
20	2.432	4.218	2938.3	3512.8	1.855E-003	1.034800
21	2.560	4.090	2850.8	3408.2	1.791E-003	0.969526
22	2.688	3.962	2768.1	3309.3	1.730E-003	0.907297
23	2.816	3.834	2685.5	3210.5	1.669E-003	0.848052
24	2.944	3.706	2604.8	3114.0	1.609E-003	0.791180
25	3.072	3.578	2526.1	3020.0	1.552E-003	0.736996
26	3.200	3.450	2447.5	2925.9	1.494E-003	0.685095
27	3.328	3.322	2369.9	2833.3	1.437E-003	0.635285
28	3.456	3.194	2292.4	2740.6	1.380E-003	0.587550
29	3.584	3.066	2215.3	2648.4	1.323E-003	0.541759
30	3.712	2.938	2138.6	2556.7	1.267E-003	0.497963
31	3.840	2.810	2061.9	2465.0	1.211E-003	0.456088
32	3.968	2.682	1986.1	2374.3	1.156E-003	0.416175
33	4.096	2.554	1910.2	2283.6	1.100E-003	0.378213
34	4.224	2.426	1834.8	2193.5	1.045E-003	0.342129
35	4.352	2.298	1759.8	2103.8	9.905E-004	0.307961
36	4.480	2.170	1684.8	2014.1	9.359E-004	0.275651
37	4.608	2.042	1610.6	1925.5	8.819E-004	0.245225

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN・m)	M _i (kN・m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1536.4	1836.8	8.279E-004	0.216671
39	4.864	1.786	1462.7	1748.6	7.743E-004	0.189930
40	4.992	1.658	1389.4	1661.0	7.211E-004	0.165030
41	5.120	1.530	1316.0	1573.3	6.679E-004	0.141922
42	5.248	1.402	1243.6	1486.7	6.154E-004	0.120620
43	5.376	1.274	1171.1	1400.0	5.629E-004	0.101114
44	5.504	1.146	1099.0	1313.9	5.108E-004	0.083358
45	5.632	1.018	1027.4	1228.3	4.590E-004	0.067365
46	5.760	0.890	955.8	1142.6	4.072E-004	0.053099
47	5.888	0.762	885.0	1058.0	3.560E-004	0.040558
48	6.016	0.634	814.2	973.4	3.045E-004	0.029717
49	6.144	0.506	743.8	889.2	2.532E-004	0.020555
50	6.272	0.378	673.9	805.6	2.023E-004	0.013096
51	6.400	0.250	603.9	722.0	1.734E-004	0.007669
合計 初降伏変位 δ _{y0}						45.371987

$$\delta y_0 = \sum (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 54.0/1000 + (0.008402 - 0.003983) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.0722 \text{ m} = 72.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

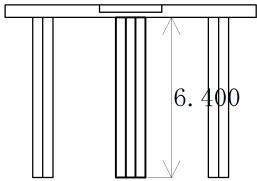
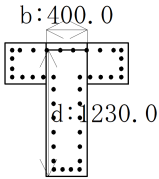
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.424/1.195 \cdot 45.4 \\ &= 54.0 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.424/1.195 \cdot 0.003344 \\ &= 0.003983 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 1.195 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.424 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 45.4 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.003344 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【中柱】

位置	後→前
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4856.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	149.6
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	1.944
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.965
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 1373.8 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4856.1 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a = P_u &= 1373.8 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} = k_{hu} &= 1.424 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 1373.8 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1: k_h=1.0 \text{ 時のせん断力} &= 964.9 \text{ (kN)} \\
 k_{hu}: \text{終局時の水平震度} &= 1.424
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1.224$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.0722 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0540 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_{1Z} \cdot k_{h10} = 1.6800) &\geq 0.40 \text{ より} \\
 k_{h1} = c_S \cdot c_{1Z} \cdot k_{h10} &= 0.831 \cdot 1.6800 \\
 &= 1.40 \geq (0.4 \cdot c_{1Z} = 0.480)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h1} = 1.40$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_{1Z} &: \text{地域別補正係数} = 1.20 \\
 c_{1Z} \cdot k_{h10} &: c_{1Z} \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.6800 \\
 c_S &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_S &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.831 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 1.224
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 964.9 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u: \text{当該柱部が支持している上部重量} &= 543.2 \text{ (kN)} \\
 W_p: \text{柱部の重量} &= 421.7 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h1} = 1.40) &\leq (k_{ha} = 1.424) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h1}: \text{レベル2地震動の設計水平震度} &= 1.40 \\
 k_{ha}: \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} &= 1.424
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 6.4 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 6.4(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh10}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.196$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 54.0(mm)
$c1Z \cdot kh10$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.6800
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.424
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

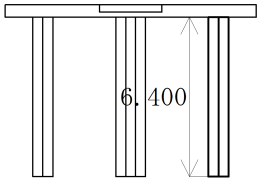
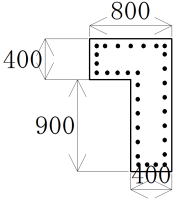
$$0.4 \cdot c1Z \cdot W = 463.2 \leq Pa = 1373.8 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 1373.8(kN)
c1Z	: 地域別補正係数	= 1.20
W	: 等価重量	= 964.9(kN)

右柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【右柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリート ひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	5.416E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	5579.7	5641.5
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	4372.0	4461.4
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	547.0	611.3
終局曲率	ϕ_u	1/m	1.158E-002	1.124E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	2.805E-003	2.849E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.533E-004	1.713E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.559E+006	1.566E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	157.9	384.6

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN・m)	My0 (kN・m)	Mu (kN・m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	384.6	611.3	4461.4	5641.5	0.000171	0.002849	0.011242
0.128	377.3	609.2	4458.6	5639.5	0.000171	0.002847	0.011253
0.256	370.1	607.2	4455.7	5637.6	0.000170	0.002846	0.011263
0.384	362.8	605.1	4452.9	5635.6	0.000170	0.002845	0.011274
0.512	355.9	603.1	4450.1	5633.7	0.000169	0.002843	0.011284
0.640	349.0	601.2	4447.4	5631.8	0.000169	0.002842	0.011294
0.768	342.1	599.2	4444.7	5630.0	0.000168	0.002841	0.011304
0.896	335.2	597.3	4442.0	5628.1	0.000167	0.002839	0.011314
1.024	328.3	595.3	4439.3	5626.2	0.000167	0.002838	0.011324
1.152	321.4	593.4	4436.6	5624.4	0.000166	0.002837	0.011334
1.280	314.6	591.4	4433.8	5622.5	0.000166	0.002835	0.011344
1.408	307.7	589.5	4431.1	5620.6	0.000165	0.002834	0.011354
1.536	300.8	587.5	4428.4	5618.7	0.000165	0.002832	0.011364
1.664	293.9	585.5	4425.7	5616.9	0.000164	0.002831	0.011374
1.792	287.0	583.6	4423.0	5615.0	0.000164	0.002830	0.011385
1.920	280.1	581.6	4420.3	5613.1	0.000163	0.002828	0.011395
2.048	273.2	579.7	4417.5	5611.2	0.000162	0.002827	0.011405
2.176	266.3	577.7	4414.8	5609.4	0.000162	0.002826	0.011415
2.304	259.5	575.8	4412.1	5607.5	0.000161	0.002824	0.011425
2.432	252.6	573.8	4409.4	5605.6	0.000161	0.002823	0.011435
2.560	245.7	571.9	4406.7	5603.7	0.000160	0.002822	0.011445
2.688	238.8	569.9	4403.9	5601.8	0.000160	0.002820	0.011455
2.816	231.9	568.0	4401.2	5600.0	0.000159	0.002819	0.011466
2.944	225.0	566.0	4398.5	5598.1	0.000159	0.002818	0.011476
3.072	218.1	564.1	4395.8	5596.2	0.000158	0.002816	0.011486
3.200	211.3	562.1	4393.1	5594.3	0.000158	0.002815	0.011496
3.328	209.1	561.5	4392.2	5593.7	0.000157	0.002815	0.011499
3.456	207.0	560.9	4391.4	5593.1	0.000157	0.002814	0.011502
3.584	204.9	560.3	4390.5	5592.5	0.000157	0.002814	0.011506
3.712	202.7	559.7	4389.7	5592.0	0.000157	0.002813	0.011509
3.840	200.6	559.1	4388.8	5591.4	0.000157	0.002813	0.011512
3.968	198.5	558.5	4388.0	5590.8	0.000157	0.002813	0.011515
4.096	196.3	557.9	4387.2	5590.2	0.000156	0.002812	0.011518
4.224	194.2	557.3	4386.3	5589.6	0.000156	0.002812	0.011521
4.352	192.1	556.7	4385.5	5589.0	0.000156	0.002811	0.011525
4.480	189.9	556.0	4384.6	5588.5	0.000156	0.002811	0.011528
4.608	187.8	555.4	4383.8	5587.9	0.000156	0.002811	0.011531
4.736	185.7	554.8	4382.9	5587.3	0.000156	0.002810	0.011534
4.864	183.5	554.2	4382.1	5586.7	0.000155	0.002810	0.011537
4.992	181.4	553.6	4381.2	5586.1	0.000155	0.002809	0.011540
5.120	179.3	553.0	4380.4	5585.5	0.000155	0.002809	0.011544
5.248	177.1	552.4	4379.6	5584.9	0.000155	0.002808	0.011547
5.376	175.0	551.8	4378.7	5584.4	0.000155	0.002808	0.011550
5.504	172.9	551.2	4377.9	5583.8	0.000155	0.002808	0.011553
5.632	170.7	550.6	4377.0	5583.2	0.000154	0.002807	0.011556
5.760	168.6	550.0	4376.2	5582.6	0.000154	0.002807	0.011559
5.888	166.5	549.4	4375.3	5582.0	0.000154	0.002806	0.011563
6.016	164.3	548.8	4374.5	5581.4	0.000154	0.002806	0.011566
6.144	162.2	548.2	4373.6	5580.8	0.000154	0.002806	0.011569
6.272	160.1	547.6	4372.8	5580.3	0.000153	0.002805	0.011572
6.400	157.9	547.0	4372.0	5579.7	0.000153	0.002805	0.011575

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4155.9	611.3	4461.4	5641.5	0.147	1.074	1.357
0.128	4063.7	609.2	4458.6	5639.5	0.150	1.097	1.388
0.256	3971.5	607.2	4455.7	5637.6	0.153	1.122	1.419
0.384	3880.7	605.1	4452.9	5635.6	0.156	1.147	1.452
0.512	3791.2	603.1	4450.1	5633.7	0.159	1.174	1.486
0.640	3701.7	601.2	4447.4	5631.8	0.162	1.201	1.521
0.768	3614.8	599.2	4444.7	5630.0	0.166	1.230	1.557
0.896	3528.0	597.3	4442.0	5628.1	0.169	1.259	1.595
1.024	3442.5	595.3	4439.3	5626.2	0.173	1.290	1.634
1.152	3358.3	593.4	4436.6	5624.4	0.177	1.321	1.675
1.280	3274.1	591.4	4433.8	5622.5	0.181	1.354	1.717
1.408	3192.6	589.5	4431.1	5620.6	0.185	1.388	1.761
1.536	3111.0	587.5	4428.4	5618.7	0.189	1.423	1.806
1.664	3030.9	585.5	4425.7	5616.9	0.193	1.460	1.853
1.792	2952.0	583.6	4423.0	5615.0	0.198	1.498	1.902
1.920	2873.1	581.6	4420.3	5613.1	0.202	1.538	1.954
2.048	2796.9	579.7	4417.5	5611.2	0.207	1.579	2.006
2.176	2720.7	577.7	4414.8	5609.4	0.212	1.623	2.062
2.304	2645.9	575.8	4412.1	5607.5	0.218	1.668	2.119
2.432	2572.3	573.8	4409.4	5605.6	0.223	1.714	2.179
2.560	2498.8	571.9	4406.7	5603.7	0.229	1.764	2.243
2.688	2427.9	569.9	4403.9	5601.8	0.235	1.814	2.307
2.816	2357.0	568.0	4401.2	5600.0	0.241	1.867	2.376
2.944	2287.3	566.0	4398.5	5598.1	0.247	1.923	2.447
3.072	2218.7	564.1	4395.8	5596.2	0.254	1.981	2.522
3.200	2150.1	562.1	4393.1	5594.3	0.261	2.043	2.602
3.328	2082.3	561.5	4392.2	5593.7	0.270	2.109	2.686
3.456	2014.5	560.9	4391.4	5593.1	0.278	2.180	2.776
3.584	1947.1	560.3	4390.5	5592.5	0.288	2.255	2.872
3.712	1880.0	559.7	4389.7	5592.0	0.298	2.335	2.974
3.840	1812.9	559.1	4388.8	5591.4	0.308	2.421	3.084
3.968	1746.5	558.5	4388.0	5590.8	0.320	2.512	3.201
4.096	1680.1	557.9	4387.2	5590.2	0.332	2.611	3.327
4.224	1614.0	557.3	4386.3	5589.6	0.345	2.718	3.463
4.352	1548.3	556.7	4385.5	5589.0	0.360	2.832	3.610
4.480	1482.6	556.0	4384.6	5588.5	0.375	2.957	3.769
4.608	1417.5	555.4	4383.8	5587.9	0.392	3.093	3.942
4.736	1352.5	554.8	4382.9	5587.3	0.410	3.241	4.131
4.864	1287.7	554.2	4382.1	5586.7	0.430	3.403	4.338
4.992	1223.4	553.6	4381.2	5586.1	0.453	3.581	4.566
5.120	1159.0	553.0	4380.4	5585.5	0.477	3.779	4.819
5.248	1095.3	552.4	4379.6	5584.9	0.504	3.998	5.099
5.376	1031.6	551.8	4378.7	5584.4	0.535	4.244	5.413
5.504	968.3	551.2	4377.9	5583.8	0.569	4.521	5.767
5.632	905.3	550.6	4377.0	5583.2	0.608	4.835	6.167
5.760	842.3	550.0	4376.2	5582.6	0.653	5.196	6.628
5.888	780.0	549.4	4375.3	5582.0	0.704	5.610	7.157
6.016	717.7	548.8	4374.5	5581.4	0.765	6.095	7.777
6.144	655.7	548.2	4373.6	5580.8	0.836	6.670	8.511
6.272	594.0	547.6	4372.8	5580.3	0.922	7.361	9.394
6.400	532.4	547.0	4372.0	5579.7	1.027	8.212	10.480

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	478.872 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	8.333 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	16.660 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	40.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_h c \cdot W = 0.147 \cdot 730.5$$

$$= 107.4 \text{ (kN)}$$

$k_h c$: ひびわれ時水平震度

$$= 0.147$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 730.5 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 1.074 \cdot 730.5$$

$$= 784.2 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 1.074$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.357 \cdot 730.5$$

$$= 991.6 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.357$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.357 \cdot 730.5$$

$$= 991.6 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 1.074

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{i1} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4155.9	4461.4	2.849E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4063.7	4362.5	2.781E-003	2.373055
3	0.256	6.394	3971.5	4263.5	2.712E-003	2.270548
4	0.384	6.266	3880.7	4166.0	2.645E-003	2.170686
5	0.512	6.138	3791.2	4069.9	2.579E-003	2.073832
6	0.640	6.010	3701.7	3973.8	2.513E-003	1.979553
7	0.768	5.882	3614.8	3880.6	2.448E-003	1.888200
8	0.896	5.754	3528.0	3787.4	2.384E-003	1.799742
9	1.024	5.626	3442.5	3695.6	2.321E-003	1.713754
10	1.152	5.498	3358.3	3605.2	2.259E-003	1.630570
11	1.280	5.370	3274.1	3514.8	2.197E-003	1.549797
12	1.408	5.242	3192.6	3427.3	2.137E-003	1.471737
13	1.536	5.114	3111.0	3339.8	2.076E-003	1.396355
14	1.664	4.986	3030.9	3253.7	2.017E-003	1.323270
15	1.792	4.858	2952.0	3169.0	1.959E-003	1.252772
16	1.920	4.730	2873.1	3084.4	1.901E-003	1.184512
17	2.048	4.602	2796.9	3002.6	1.845E-003	1.118750
18	2.176	4.474	2720.7	2920.8	1.789E-003	1.055450
19	2.304	4.346	2645.9	2840.4	1.733E-003	0.994273
20	2.432	4.218	2572.3	2761.4	1.679E-003	0.935469
21	2.560	4.090	2498.8	2682.5	1.625E-003	0.878728
22	2.688	3.962	2427.9	2606.4	1.573E-003	0.824270
23	2.816	3.834	2357.0	2530.3	1.521E-003	0.772060
24	2.944	3.706	2287.3	2455.5	1.470E-003	0.721765
25	3.072	3.578	2218.7	2381.8	1.419E-003	0.673564
26	3.200	3.450	2150.1	2308.2	1.369E-003	0.627226
27	3.328	3.322	2082.3	2235.4	1.319E-003	0.582573
28	3.456	3.194	2014.5	2162.7	1.268E-003	0.539599
29	3.584	3.066	1947.1	2090.3	1.218E-003	0.498323
30	3.712	2.938	1880.0	2018.2	1.169E-003	0.458789
31	3.840	2.810	1812.9	1946.2	1.119E-003	0.420937
32	3.968	2.682	1746.5	1874.9	1.070E-003	0.384804
33	4.096	2.554	1680.1	1803.6	1.020E-003	0.350380
34	4.224	2.426	1614.0	1732.7	9.714E-004	0.317610
35	4.352	2.298	1548.3	1662.1	9.227E-004	0.286526
36	4.480	2.170	1482.6	1591.6	8.740E-004	0.257081
37	4.608	2.042	1417.5	1521.7	8.258E-004	0.229299

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1352.5	1451.9	7.776E-004	0.203172
39	4.864	1.786	1287.7	1382.4	7.297E-004	0.178654
40	4.992	1.658	1223.4	1313.3	6.820E-004	0.155768
41	5.120	1.530	1159.0	1244.2	6.343E-004	0.134475
42	5.248	1.402	1095.3	1175.9	5.871E-004	0.114792
43	5.376	1.274	1031.6	1107.5	5.400E-004	0.096708
44	5.504	1.146	968.3	1039.5	4.931E-004	0.080189
45	5.632	1.018	905.3	971.9	4.464E-004	0.065246
46	5.760	0.890	842.3	904.2	3.998E-004	0.051854
47	5.888	0.762	780.0	837.3	3.536E-004	0.040015
48	6.016	0.634	717.7	770.4	3.075E-004	0.029721
49	6.144	0.506	655.7	703.9	2.616E-004	0.020948
50	6.272	0.378	594.0	637.7	2.160E-004	0.013697
51	6.400	0.250	532.4	571.6	1.704E-004	0.007951
合計 初降伏変位 δ _{y0}						40.199048

$$\delta y_0 = \Sigma (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 50.8/1000 + (0.011242 - 0.003602) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.0822 \text{ m} = 82.2 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

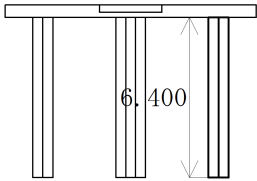
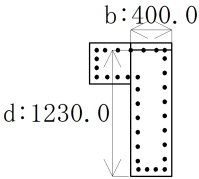
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.357/1.074 \cdot 40.2 \\ &= 50.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.357/1.074 \cdot 0.002849 \\ &= 0.003602 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 1.074 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.357 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 40.2 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002849 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【右柱】

位置	後→前
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4856.1
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	149.6
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.042
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.965
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$S = 991.6 \text{ (kN)}$$

$$P_s = 4856.1 \text{ (kN)}$$

$$P_{so} = 4955.9 \text{ (kN)}$$

$S \leq P_s$ より 曲げ破壊型

$$P_a = P_u = 991.6 \text{ (kN)}$$

$$k_{ha} = k_{hu} = 1.357$$

$$\text{ここに、} S : \text{終局時のせん断力} = 991.6 \text{ (kN)}$$

$$S = S_1 \cdot k_{hu}$$

$$S_1 : k_h=1.0\text{時のせん断力} = 730.5 \text{ (kN)}$$

$$k_{hu} : \text{終局時の水平震度} = 1.357$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1.412$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率

$$\delta_u : \text{終局変位} = 0.0822 \text{ (m)}$$

$$\delta_y : \text{降伏変位} = 0.0508 \text{ (m)}$$

$$\alpha : \text{安全係数} = 1.500$$

2)設計水平震度

$$(c_{1Z} \cdot k_{h10} = 1.6800) \geq 0.40 \text{ より}$$

$$k_{h1} = c_S \cdot c_{1Z} \cdot k_{h10} = 0.740 \cdot 1.6800$$

$$= 1.24 \geq (0.4 \cdot c_{1Z} = 0.480)$$

以上から、 $k_{h1} = 1.24$

$$\text{ここに、} c_{1Z} : \text{地域別補正係数} = 1.20$$

$$c_{1Z} \cdot k_{h10} : c_{1Z} \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.6800$$

$$c_S : \text{構造物特性補正係数}$$

$$c_S = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.740$$

$$\mu_a : \text{許容塑性率} = 1.412$$

3)等価重量

$$W = W_u + W_p = 730.5 \text{ (kN)}$$

ここに、 W : 等価重量(kN)

$$W_u : \text{当該柱部が支持している上部重量} = 478.9 \text{ (kN)}$$

$$W_p : \text{柱部の重量} = 251.6 \text{ (kN)}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(k_{h1} = 1.24) \leq (k_{ha} = 1.357) \text{ [OK]}$$

$$\text{ここに、} k_{h1} : \text{レベル2地震動の設計水平震度} = 1.24$$

$$k_{ha} : \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} = 1.357$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 8.1 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 8.1(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh10}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.266$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 50.8(mm)
$c1Z \cdot kh10$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.6800
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.357
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

$$0.4 \cdot c1Z \cdot W = 350.6 \leq Pa = 991.6 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 991.6(kN)
c1Z	: 地域別補正係数	= 1.20
W	: 等価重量	= 730.5(kN)

1.1.3 レベル2-2

計算結果一覧表

計算条件

項 目		単位	左柱		中柱		右柱	
慣性力方向		---	前→後	後→前	前→後	後→前	前→後	後→前
地震動		---	レベル2-2		レベル2-2		レベル2-2	
耐震性能		---	2		2		2	
上部重量	Wu	kN	478.6	478.9	543.8	543.2	478.6	478.9
柱部重量	Wp	kN	251.6		421.7		251.6	
地盤種別		---	I種		I種		I種	
地域別補正係数	c2Z	---	0.85		0.85		0.85	
固有周期	T	s	0.319	0.309	0.319	0.309	0.319	0.309
水平震度標準値	kh20	---	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
c2Z・kh20		---	1.7000	1.7000	1.7000	1.7000	1.7000	1.7000

耐震性能の照査

項 目		単位	左柱		中柱		右柱	
慣性力方向		---	前→後	後→前	前→後	後→前	前→後	後→前
耐震性能の照査		---	OK	OK	OK	OK	OK	OK
終局位置		---	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部
破壊形態		---	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力	Pa	kN	789.5	997.7	989.7	1385.8	789.5	997.7
	kha	---	1.081	1.366	1.025	1.436	1.081	1.366
慣性力	kh2.W	kN	467.3	694.0	569.6	1051.7	467.3	694.0
終局水平耐力	Pu	kN	789.5	997.7	989.7	1385.8	789.5	997.7
せん断耐力 (Cc=1.0)	Pso	kN	4955.9	4955.9	4955.9	4955.9	4955.9	4955.9
せん断耐力	Ps	kN	4906.0	4906.0	4906.0	4906.0	4906.0	4906.0
設計水平震度	kh2	---	0.64	0.95	0.59	1.09	0.64	0.95
等価重量	W	kN	730.2	730.5	965.5	964.9	730.2	730.5
許容塑性率	μa	---	3.986	2.102	4.658	1.709	3.986	2.102
安全率	α	---	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500

残留変位の照査

項 目		単位	左柱		中柱		右柱	
慣性力方向		---	前→後	後→前	前→後	後→前	前→後	後→前
残留変位の照査		---	OK	OK	OK	OK	OK	OK
許容残留変位	δRa	mm	66.5	66.5	66.5	66.5	66.5	66.5
残留変位	δR	mm	19.2	8.4	21.8	6.6	19.2	8.4
応答塑性率	μR	---	1.736	1.275	1.875	1.201	1.736	1.275
残留変位補正係数	CR	---	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600

道示V 解7.4.1の照査

項 目		単位	左柱		中柱		右柱	
慣性力方向		---	前→後	後→前	前→後	後→前	前→後	後→前
0.4c2ZW $\leq$ Pa		---	OK	OK	OK	OK	OK	OK
0.4c2ZW		kN	248.3	248.4	328.3	328.1	248.3	248.4
地震時保有水平耐力	Pa	kN	789.5	997.7	989.7	1385.8	789.5	997.7

前→後方向

設計水平震度の算定

		単位	レベル2
地盤種別		---	I種
固有周期算定に用いる水平変位	δ	m	2.53E-002
固有周期	T	s	0.319
設計水平震度の標準値	kh20	---	2.000

・算定式

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\sum W_i \times U_i^2}{\sum W_i \times U_i}$$

ここに、

T : 固有周期(s)

 δ : 固有周期算定に用いる水平変位(m) W_i : 格点iの重量(kN) U_i : 格点iの変位(m)

・骨組解析結果

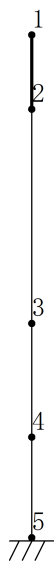
荷重	格点 番号	重量 W_i (kN)	レベル2		
			変位 U_i (m)	$W_i \times U_i$ (kN・m)	$W_i \times U_i^2$ (kN・m ²)
上部重量	1	1500.928	0.026851	4.03E+001	1.08E+000
右柱 ゲート自重	4	25.000	0.001599	4.00E-002	6.39E-005
左柱 ゲート自重	4	25.000	0.001599	4.00E-002	6.39E-005
中柱 ゲート自重	4	50.000	0.001599	8.00E-002	1.28E-004
右柱 柱自重	3	106.624	0.006503	6.93E-001	4.51E-003
中柱 柱自重	3	131.712	0.006503	8.57E-001	5.57E-003
左柱 柱自重	3	106.624	0.006503	6.93E-001	4.51E-003
右柱 戸当り自重	4	120.000	0.001599	1.92E-001	3.07E-004
中柱 戸当り自重	4	240.000	0.001599	3.84E-001	6.14E-004
左柱 戸当り自重	4	120.000	0.001599	1.92E-001	3.07E-004
合計		---	---	4.35E+001	1.10E+000

・柱部の剛度

柱	断面積 (m ²)	レベル2断面2次 I2(m ⁴)
左柱	6.80000E-001	1.0231562E-001
中柱	8.40000E-001	1.3403012E-001
右柱	6.80000E-001	1.0231562E-001
合計	2.20000E+000	3.3866136E-001

骨組モデル

(1) 荷重・載荷図



(2) 格点

格点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	0.000	7.512
2	0.000	6.400
3	0.000	3.200
4	0.000	1.500
5	0.000	0.000

(3) 部材

位置	部材番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
上部構造	1	1	2	∞	∞	∞
柱部	2	2	3	2.20000E+000	3.3866136E-001	2.50000E+007
	3	3	4			
	4	4	5			

(4) 拘束条件

格点番号	支点タイプ
5	完全拘束

(5) 荷重

※分布荷重の「載荷座標」、「荷重」の上段、下段はそれぞれ始点側、終点側の値

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
上部重量	1	1500.928	0.000	7.512	集中	---	---	---	---
右柱 ゲート自重	4	25.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-8.333 -8.333
左柱 ゲート自重	4	25.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-8.333 -8.333

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
中柱 ゲート自重	4	50.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-16.667 -16.667
右柱 柱自重	3	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-16.660 -16.660
中柱 柱自重	3	131.712	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-20.580 -20.580
左柱 柱自重	3	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-16.660 -16.660
右柱 戸当り自重	4	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-40.000 -40.000
中柱 戸当り自重	4	240.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-80.000 -80.000
左柱 戸当り自重	4	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-40.000 -40.000

各柱の分担重量 W_u

【上部重量、上部構造重量の内訳】

項 目	作用高さ (m)	荷重 (kN)	作用高さx荷重 (kN.m)
上部工1	7.900	1000.0	7900.0
操作台	6.650	326.9	2174.1
開閉装置	6.900	120.0	828.0
上載荷重(地震時)	6.900	54.0	372.6
合計		1500.9	11274.7

$$\text{上部重量換算作用高} = 11274.7 \div 1500.9 = 7.512 \text{ (m)}$$

$$\text{上部構造重量作用高} = \text{操作台軸線高} = 6.650 \text{ (m)}$$

【左柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(1) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3000.594 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00208376 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1439992 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3067.285 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00211069 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1453217 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(1) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1439992 + 1453217) / 2 \\ &= 1446605 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{分担(1)} &= EI_y(1) / H(1) \\ &= 1446605 / 6.400 \\ &= 226032 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

【中柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(2) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3231.307 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00197833 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1633347 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3324.381 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00200980 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1654083 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(2) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1633347 + 1654083) / 2 \\ &= 1643715 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{分担(2)} &= EI_y(2) / H(2) \\ &= 1643715 / 6.400 \\ &= 256831 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

【右柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(3) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3000.594 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00208376 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1439992 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 3067.285 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00211069 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1453217 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(3) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1439992 + 1453217) / 2 \\ &= 1446605 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\text{分担(3)} = EI_y(3) / H(3)$$

$$= 1446605 / 6.400$$

$$= 226032 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{合計分担} = \text{分担(1)} + \text{分担(2)} + \text{分担(3)}$$

$$= 226032 + 256831 + 226032$$

$$= 708894 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{左柱の分担率} = \text{分担(1)} / \text{分担合計}$$

$$= 226032 / 708894$$

$$= 0.31885138$$

$$\text{中柱の分担率} = \text{分担(2)} / \text{分担合計}$$

$$= 256831 / 708894$$

$$= 0.36229725$$

$$\text{右柱の分担率} = \text{分担(3)} / \text{分担合計}$$

$$= 226032 / 708894$$

$$= 0.31885138$$

$$\text{左柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.31885138$$

$$= 478.573 \text{ (kN)}$$

$$\text{中柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.36229725$$

$$= 543.782 \text{ (kN)}$$

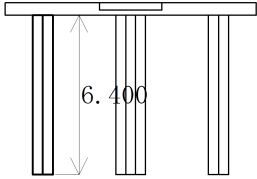
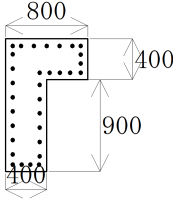
$$\text{右柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.31885138$$

$$= 478.573 \text{ (kN)}$$

左柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【左柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリート ひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	1.094E-002
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	4429.4	4490.8
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	3000.6	3067.3
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	393.4	439.6
終局曲率	ϕ_u	1/m	5.234E-002	5.044E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	2.084E-003	2.111E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.103E-004	1.232E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.440E+006	1.453E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	157.9	384.6

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN・m)	My0 (kN・m)	Mu (kN・m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	384.6	439.6	3067.3	4490.8	0.000123	0.002111	0.050437
0.128	377.3	438.1	3065.2	4488.8	0.000123	0.002110	0.050497
0.256	370.1	436.6	3063.0	4486.9	0.000122	0.002109	0.050556
0.384	362.8	435.2	3060.9	4484.9	0.000122	0.002108	0.050616
0.512	355.9	433.7	3058.9	4483.1	0.000122	0.002107	0.050673
0.640	349.0	432.3	3056.8	4481.2	0.000121	0.002106	0.050729
0.768	342.1	430.9	3054.8	4479.3	0.000121	0.002106	0.050786
0.896	335.2	429.5	3052.8	4477.5	0.000120	0.002105	0.050843
1.024	328.3	428.1	3050.8	4475.6	0.000120	0.002104	0.050900
1.152	321.4	426.7	3048.7	4473.8	0.000120	0.002103	0.050957
1.280	314.6	425.3	3046.7	4471.9	0.000119	0.002102	0.051014
1.408	307.7	423.9	3044.7	4470.0	0.000119	0.002102	0.051071
1.536	300.8	422.5	3042.7	4468.2	0.000118	0.002101	0.051129
1.664	293.9	421.1	3040.6	4466.3	0.000118	0.002100	0.051186
1.792	287.0	419.7	3038.6	4464.5	0.000118	0.002099	0.051243
1.920	280.1	418.3	3036.6	4462.6	0.000117	0.002098	0.051301
2.048	273.2	416.9	3034.6	4460.7	0.000117	0.002097	0.051359
2.176	266.3	415.5	3032.5	4458.9	0.000116	0.002097	0.051416
2.304	259.5	414.1	3030.5	4457.0	0.000116	0.002096	0.051474
2.432	252.6	412.7	3028.5	4455.1	0.000116	0.002095	0.051532
2.560	245.7	411.3	3026.5	4453.3	0.000115	0.002094	0.051590
2.688	238.8	409.9	3024.4	4451.4	0.000115	0.002093	0.051648
2.816	231.9	408.4	3022.4	4449.5	0.000114	0.002093	0.051706
2.944	225.0	407.0	3020.4	4447.6	0.000114	0.002092	0.051764
3.072	218.1	405.6	3018.3	4445.8	0.000114	0.002091	0.051823
3.200	211.3	404.2	3016.3	4443.9	0.000113	0.002090	0.051881
3.328	209.1	403.8	3015.7	4443.3	0.000113	0.002090	0.051899
3.456	207.0	403.4	3015.1	4442.7	0.000113	0.002090	0.051917
3.584	204.9	402.9	3014.4	4442.1	0.000113	0.002089	0.051935
3.712	202.7	402.5	3013.8	4441.6	0.000113	0.002089	0.051953
3.840	200.6	402.1	3013.2	4441.0	0.000113	0.002089	0.051972
3.968	198.5	401.6	3012.5	4440.4	0.000113	0.002089	0.051990
4.096	196.3	401.2	3011.9	4439.8	0.000112	0.002088	0.052008
4.224	194.2	400.8	3011.3	4439.2	0.000112	0.002088	0.052026
4.352	192.1	400.3	3010.7	4438.7	0.000112	0.002088	0.052044
4.480	189.9	399.9	3010.0	4438.1	0.000112	0.002088	0.052062
4.608	187.8	399.4	3009.4	4437.5	0.000112	0.002087	0.052081
4.736	185.7	399.0	3008.8	4436.9	0.000112	0.002087	0.052099
4.864	183.5	398.6	3008.1	4436.3	0.000112	0.002087	0.052117
4.992	181.4	398.1	3007.5	4435.8	0.000112	0.002087	0.052135
5.120	179.3	397.7	3006.9	4435.2	0.000111	0.002086	0.052153
5.248	177.1	397.3	3006.3	4434.6	0.000111	0.002086	0.052171
5.376	175.0	396.8	3005.6	4434.0	0.000111	0.002086	0.052190
5.504	172.9	396.4	3005.0	4433.4	0.000111	0.002086	0.052208
5.632	170.7	396.0	3004.4	4432.8	0.000111	0.002085	0.052226
5.760	168.6	395.5	3003.7	4432.3	0.000111	0.002085	0.052245
5.888	166.5	395.1	3003.1	4431.7	0.000111	0.002085	0.052263
6.016	164.3	394.7	3002.5	4431.1	0.000111	0.002085	0.052281
6.144	162.2	394.2	3001.9	4430.5	0.000111	0.002084	0.052299
6.272	160.1	393.8	3001.2	4429.9	0.000110	0.002084	0.052318
6.400	157.9	393.4	3000.6	4429.4	0.000110	0.002084	0.052336

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4153.6	439.6	3067.3	4490.8	0.106	0.738	1.081
0.128	4061.5	438.1	3065.2	4488.8	0.108	0.755	1.105
0.256	3969.4	436.6	3063.0	4486.9	0.110	0.772	1.130
0.384	3878.6	435.2	3060.9	4484.9	0.112	0.789	1.156
0.512	3789.1	433.7	3058.9	4483.1	0.114	0.807	1.183
0.640	3699.6	432.3	3056.8	4481.2	0.117	0.826	1.211
0.768	3612.8	430.9	3054.8	4479.3	0.119	0.846	1.240
0.896	3526.0	429.5	3052.8	4477.5	0.122	0.866	1.270
1.024	3440.5	428.1	3050.8	4475.6	0.124	0.887	1.301
1.152	3356.4	426.7	3048.7	4473.8	0.127	0.908	1.333
1.280	3272.2	425.3	3046.7	4471.9	0.130	0.931	1.367
1.408	3190.7	423.9	3044.7	4470.0	0.133	0.954	1.401
1.536	3109.3	422.5	3042.7	4468.2	0.136	0.979	1.437
1.664	3029.1	421.1	3040.6	4466.3	0.139	1.004	1.474
1.792	2950.3	419.7	3038.6	4464.5	0.142	1.030	1.513
1.920	2871.5	418.3	3036.6	4462.6	0.146	1.058	1.554
2.048	2795.3	416.9	3034.6	4460.7	0.149	1.086	1.596
2.176	2719.1	415.5	3032.5	4458.9	0.153	1.115	1.640
2.304	2644.3	414.1	3030.5	4457.0	0.157	1.146	1.686
2.432	2570.8	412.7	3028.5	4455.1	0.161	1.178	1.733
2.560	2497.3	411.3	3026.5	4453.3	0.165	1.212	1.783
2.688	2426.5	409.9	3024.4	4451.4	0.169	1.246	1.835
2.816	2355.6	408.4	3022.4	4449.5	0.173	1.283	1.889
2.944	2285.9	407.0	3020.4	4447.6	0.178	1.321	1.946
3.072	2217.4	405.6	3018.3	4445.8	0.183	1.361	2.005
3.200	2148.8	404.2	3016.3	4443.9	0.188	1.404	2.068
3.328	2081.1	403.8	3015.7	4443.3	0.194	1.449	2.135
3.456	2013.3	403.4	3015.1	4442.7	0.200	1.498	2.207
3.584	1945.9	402.9	3014.4	4442.1	0.207	1.549	2.283
3.712	1878.9	402.5	3013.8	4441.6	0.214	1.604	2.364
3.840	1811.8	402.1	3013.2	4441.0	0.222	1.663	2.451
3.968	1745.4	401.6	3012.5	4440.4	0.230	1.726	2.544
4.096	1679.1	401.2	3011.9	4439.8	0.239	1.794	2.644
4.224	1613.0	400.8	3011.3	4439.2	0.248	1.867	2.752
4.352	1547.3	400.3	3010.7	4438.7	0.259	1.946	2.869
4.480	1481.6	399.9	3010.0	4438.1	0.270	2.032	2.995
4.608	1416.6	399.4	3009.4	4437.5	0.282	2.124	3.132
4.736	1351.6	399.0	3008.8	4436.9	0.295	2.226	3.283
4.864	1287.0	398.6	3008.1	4436.3	0.310	2.337	3.447
4.992	1222.6	398.1	3007.5	4435.8	0.326	2.460	3.628
5.120	1158.3	397.7	3006.9	4435.2	0.343	2.596	3.829
5.248	1094.7	397.3	3006.3	4434.6	0.363	2.746	4.051
5.376	1031.0	396.8	3005.6	4434.0	0.385	2.915	4.301
5.504	967.7	396.4	3005.0	4433.4	0.410	3.105	4.581
5.632	904.7	396.0	3004.4	4432.8	0.438	3.321	4.900
5.760	841.8	395.5	3003.7	4432.3	0.470	3.568	5.265
5.888	779.5	395.1	3003.1	4431.7	0.507	3.853	5.685
6.016	717.2	394.7	3002.5	4431.1	0.550	4.186	6.178
6.144	655.3	394.2	3001.9	4430.5	0.602	4.581	6.761
6.272	593.7	393.8	3001.2	4429.9	0.663	5.055	7.462
6.400	532.1	393.4	3000.6	4429.4	0.739	5.639	8.325

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	478.573 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	8.333 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	16.660 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	40.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.106 \cdot 730.2$$

$$= 77.3 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.106$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 730.2 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 0.738 \cdot 730.2$$

$$= 539.2 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 0.738$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.081 \cdot 730.2$$

$$= 789.5 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.081$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.081 \cdot 730.2$$

$$= 789.5 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 0.738

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{i1} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4153.6	3067.3	2.111E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4061.5	2999.2	2.060E-003	1.758157
3	0.256	6.394	3969.4	2931.2	2.009E-003	1.682069
4	0.384	6.266	3878.6	2864.2	1.959E-003	1.607940
5	0.512	6.138	3789.1	2798.1	1.910E-003	1.536036
6	0.640	6.010	3699.6	2732.0	1.861E-003	1.466034
7	0.768	5.882	3612.8	2667.9	1.813E-003	1.398203
8	0.896	5.754	3526.0	2603.8	1.765E-003	1.332520
9	1.024	5.626	3440.5	2540.7	1.718E-003	1.268671
10	1.152	5.498	3356.4	2478.5	1.672E-003	1.206903
11	1.280	5.370	3272.2	2416.4	1.626E-003	1.146924
12	1.408	5.242	3190.7	2356.2	1.581E-003	1.088961
13	1.536	5.114	3109.3	2296.1	1.536E-003	1.032989
14	1.664	4.986	3029.1	2236.9	1.492E-003	0.978721
15	1.792	4.858	2950.3	2178.7	1.448E-003	0.926378
16	1.920	4.730	2871.5	2120.4	1.405E-003	0.875697
17	2.048	4.602	2795.3	2064.2	1.363E-003	0.826873
18	2.176	4.474	2719.1	2008.0	1.321E-003	0.779882
19	2.304	4.346	2644.3	1952.7	1.280E-003	0.734468
20	2.432	4.218	2570.8	1898.4	1.240E-003	0.690821
21	2.560	4.090	2497.3	1844.2	1.200E-003	0.648708
22	2.688	3.962	2426.5	1791.8	1.161E-003	0.608295
23	2.816	3.834	2355.6	1739.5	1.122E-003	0.569557
24	2.944	3.706	2285.9	1688.1	1.084E-003	0.532243
25	3.072	3.578	2217.4	1637.4	1.046E-003	0.496489
26	3.200	3.450	2148.8	1586.8	1.008E-003	0.462122
27	3.328	3.322	2081.1	1536.8	9.706E-004	0.428984
28	3.456	3.194	2013.3	1486.8	9.330E-004	0.397075
29	3.584	3.066	1945.9	1437.0	8.955E-004	0.366437
30	3.712	2.938	1878.9	1387.5	8.583E-004	0.337102
31	3.840	2.810	1811.8	1337.9	8.210E-004	0.309027
32	3.968	2.682	1745.4	1288.9	7.841E-004	0.282238
33	4.096	2.554	1679.1	1239.9	7.472E-004	0.256729
34	4.224	2.426	1613.0	1191.2	7.105E-004	0.232459
35	4.352	2.298	1547.3	1142.6	6.740E-004	0.209451
36	4.480	2.170	1481.6	1094.1	6.375E-004	0.187670
37	4.608	2.042	1416.6	1046.1	6.014E-004	0.167136

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1351.6	998.1	5.653E-004	0.147841
39	4.864	1.786	1287.0	950.4	5.293E-004	0.129751
40	4.992	1.658	1222.6	902.9	4.936E-004	0.112884
41	5.120	1.530	1158.3	855.4	4.579E-004	0.097211
42	5.248	1.402	1094.7	808.4	4.225E-004	0.082743
43	5.376	1.274	1031.0	761.4	3.871E-004	0.069475
44	5.504	1.146	967.7	714.6	3.520E-004	0.057379
45	5.632	1.018	904.7	668.1	3.170E-004	0.046466
46	5.760	0.890	841.8	621.6	2.820E-004	0.036714
47	5.888	0.762	779.5	575.6	2.474E-004	0.028127
48	6.016	0.634	717.2	529.6	2.128E-004	0.020699
49	6.144	0.506	655.3	483.9	1.784E-004	0.014411
50	6.272	0.378	593.7	438.4	1.442E-004	0.009264
51	6.400	0.250	532.1	392.9	1.101E-004	0.005250
合計 初降伏変位 δ _{y0}						29.688182

$$\delta y_0 = \Sigma (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 43.5/1000 + (0.050437 - 0.003090) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.2381 \text{ m} = 238.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

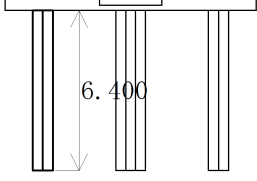
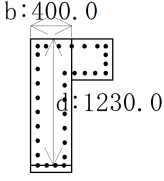
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.081/0.738 \cdot 29.7 \\ &= 43.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.081/0.738 \cdot 0.002111 \\ &= 0.003090 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 0.738 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.081 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 29.7 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002111 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【左柱】

位置	前→後
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4906.0
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	199.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.333
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.966
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 789.5 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4906.0 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a = P_u &= 789.5 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} = k_{hu} &= 1.081 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 789.5 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1: k_h=1.0 \text{時のせん断力} &= 730.2 \text{ (kN)} \\
 k_{hu}: \text{終局時の水平震度} &= 1.081
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 3.986$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.2381 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0435 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_{2Z} \cdot k_{h20} = 1.7000) &\geq 0.60 \text{ より} \\
 k_{h2} = c_S \cdot c_{2Z} \cdot k_{h20} &= 0.379 \cdot 1.7000 \\
 &= 0.64 \geq (0.4 \cdot c_{2Z}=0.340)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h2} = 0.64$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_{2Z} &: \text{地域別補正係数} = 0.85 \\
 c_{2Z} \cdot k_{h20} &: c_{2Z} \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.7000 \\
 c_S &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_S &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.379 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 3.986
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 730.2 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u: \text{当該柱部が支持している上部重量} &= 478.6 \text{ (kN)} \\
 W_p: \text{柱部の重量} &= 251.6 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h2} = 0.64) &\leq (k_{ha} = 1.081) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h2}: \text{レベル2地震動の設計水平震度} &= 0.64 \\
 k_{ha}: \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} &= 1.081
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 19.2 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 19.2(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh20}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.736$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 43.5(mm)
$c2Z \cdot kh20$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.7000
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.081
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

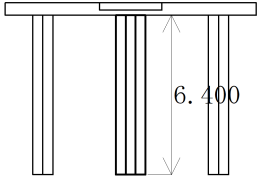
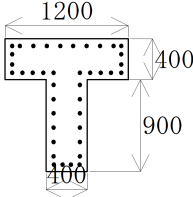
$$0.4 \cdot c2Z \cdot W = 248.3 \leq Pa = 789.5 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 789.5(kN)
c2Z	: 地域別補正係数	= 0.85
W	: 等価重量	= 730.2(kN)

中柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【中柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリート ひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	4977.4	5065.2
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	3231.3	3324.4
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	456.8	522.6
終局曲率	ϕ_u	1/m	6.098E-002	5.857E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	1.978E-003	2.010E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.097E-004	1.255E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.633E+006	1.654E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	385.0	756.8

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN・m)	My0 (kN・m)	Mu (kN・m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	756.8	522.6	3324.4	5065.2	0.000126	0.002010	0.058571
0.128	743.9	520.4	3321.2	5062.1	0.000125	0.002009	0.058653
0.256	731.0	518.1	3318.0	5059.1	0.000124	0.002008	0.058735
0.384	718.1	515.8	3314.8	5056.1	0.000124	0.002007	0.058816
0.512	705.3	513.5	3311.6	5053.1	0.000123	0.002005	0.058898
0.640	696.5	512.0	3309.4	5051.0	0.000123	0.002005	0.058954
0.768	689.1	510.7	3307.5	5049.3	0.000123	0.002004	0.059001
0.896	681.7	509.4	3305.7	5047.6	0.000122	0.002003	0.059048
1.024	674.4	508.0	3303.9	5045.8	0.000122	0.002003	0.059095
1.152	667.0	506.7	3302.0	5044.1	0.000122	0.002002	0.059142
1.280	659.6	505.4	3300.2	5042.4	0.000121	0.002002	0.059190
1.408	652.3	504.1	3298.3	5040.6	0.000121	0.002001	0.059237
1.536	644.9	502.8	3296.5	5038.9	0.000121	0.002000	0.059284
1.664	637.5	501.5	3294.7	5037.2	0.000120	0.002000	0.059331
1.792	630.2	500.2	3292.8	5035.4	0.000120	0.001999	0.059379
1.920	622.8	498.9	3291.0	5033.7	0.000120	0.001998	0.059426
2.048	615.4	497.6	3289.1	5032.0	0.000120	0.001998	0.059473
2.176	608.0	496.3	3287.3	5030.2	0.000119	0.001997	0.059521
2.304	600.7	495.0	3285.5	5028.5	0.000119	0.001997	0.059568
2.432	593.3	493.7	3283.6	5026.8	0.000119	0.001996	0.059616
2.560	585.9	492.4	3281.8	5025.0	0.000118	0.001995	0.059663
2.688	578.6	491.1	3279.9	5023.3	0.000118	0.001995	0.059711
2.816	571.2	489.8	3278.1	5021.5	0.000118	0.001994	0.059759
2.944	563.8	488.5	3276.2	5019.8	0.000117	0.001994	0.059806
3.072	556.5	487.2	3274.4	5018.0	0.000117	0.001993	0.059854
3.200	549.1	485.9	3272.5	5016.3	0.000117	0.001992	0.059902
3.328	541.7	484.5	3270.7	5014.6	0.000116	0.001992	0.059950
3.456	534.4	483.2	3268.8	5012.8	0.000116	0.001991	0.059998
3.584	527.0	481.9	3267.0	5011.1	0.000116	0.001990	0.060046
3.712	519.6	480.6	3265.1	5009.3	0.000115	0.001990	0.060094
3.840	512.3	479.3	3263.3	5007.6	0.000115	0.001989	0.060141
3.968	504.9	478.0	3261.4	5005.9	0.000115	0.001989	0.060189
4.096	497.5	476.7	3259.6	5004.1	0.000114	0.001988	0.060238
4.224	490.2	475.4	3257.7	5002.4	0.000114	0.001987	0.060286
4.352	482.8	474.1	3255.9	5000.6	0.000114	0.001987	0.060334
4.480	475.4	472.8	3254.0	4998.9	0.000114	0.001986	0.060382
4.608	468.0	471.5	3252.2	4997.1	0.000113	0.001985	0.060430
4.736	460.7	470.2	3250.3	4995.4	0.000113	0.001985	0.060479
4.864	453.3	468.9	3248.5	4993.6	0.000113	0.001984	0.060527
4.992	445.9	467.6	3246.6	4991.9	0.000112	0.001984	0.060575
5.120	438.6	466.3	3244.8	4990.2	0.000112	0.001983	0.060624
5.248	431.2	465.0	3242.9	4988.4	0.000112	0.001982	0.060672
5.376	423.8	463.7	3241.1	4986.7	0.000111	0.001982	0.060721
5.504	416.5	462.4	3239.2	4984.9	0.000111	0.001981	0.060769
5.632	409.1	461.1	3237.4	4983.2	0.000111	0.001980	0.060818
5.760	401.7	459.7	3235.5	4981.4	0.000110	0.001980	0.060867
5.888	395.6	458.7	3234.0	4979.9	0.000110	0.001979	0.060907
6.016	392.9	458.2	3233.3	4979.3	0.000110	0.001979	0.060924
6.144	390.3	457.7	3232.6	4978.7	0.000110	0.001979	0.060942
6.272	387.7	457.3	3232.0	4978.1	0.000110	0.001979	0.060959
6.400	385.0	456.8	3231.3	4977.4	0.000110	0.001978	0.060977

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4941.3	522.6	3324.4	5065.2	0.106	0.673	1.025
0.128	4820.1	520.4	3321.2	5062.1	0.108	0.689	1.050
0.256	4698.9	518.1	3318.0	5059.1	0.110	0.706	1.077
0.384	4580.1	515.8	3314.8	5056.1	0.113	0.724	1.104
0.512	4463.7	513.5	3311.6	5053.1	0.115	0.742	1.132
0.640	4347.4	512.0	3309.4	5051.0	0.118	0.761	1.162
0.768	4235.8	510.7	3307.5	5049.3	0.121	0.781	1.192
0.896	4124.2	509.4	3305.7	5047.6	0.124	0.802	1.224
1.024	4015.0	508.0	3303.9	5045.8	0.127	0.823	1.257
1.152	3908.3	506.7	3302.0	5044.1	0.130	0.845	1.291
1.280	3801.5	505.4	3300.2	5042.4	0.133	0.868	1.326
1.408	3699.5	504.1	3298.3	5040.6	0.136	0.892	1.363
1.536	3597.5	502.8	3296.5	5038.9	0.140	0.916	1.401
1.664	3498.0	501.5	3294.7	5037.2	0.143	0.942	1.440
1.792	3400.8	500.2	3292.8	5035.4	0.147	0.968	1.481
1.920	3303.6	498.9	3291.0	5033.7	0.151	0.996	1.524
2.048	3211.3	497.6	3289.1	5032.0	0.155	1.024	1.567
2.176	3118.9	496.3	3287.3	5030.2	0.159	1.054	1.613
2.304	3028.9	495.0	3285.5	5028.5	0.163	1.085	1.660
2.432	2941.4	493.7	3283.6	5026.8	0.168	1.116	1.709
2.560	2853.8	492.4	3281.8	5025.0	0.173	1.150	1.761
2.688	2771.0	491.1	3279.9	5023.3	0.177	1.184	1.813
2.816	2688.3	489.8	3278.1	5021.5	0.182	1.219	1.868
2.944	2607.5	488.5	3276.2	5019.8	0.187	1.256	1.925
3.072	2528.8	487.2	3274.4	5018.0	0.193	1.295	1.984
3.200	2450.0	485.9	3272.5	5016.3	0.198	1.336	2.047
3.328	2372.4	484.5	3270.7	5014.6	0.204	1.379	2.114
3.456	2294.8	483.2	3268.8	5012.8	0.211	1.424	2.184
3.584	2217.6	481.9	3267.0	5011.1	0.217	1.473	2.260
3.712	2140.9	480.6	3265.1	5009.3	0.225	1.525	2.340
3.840	2064.1	479.3	3263.3	5007.6	0.232	1.581	2.426
3.968	1988.2	478.0	3261.4	5005.9	0.240	1.640	2.518
4.096	1912.2	476.7	3259.6	5004.1	0.249	1.705	2.617
4.224	1836.7	475.4	3257.7	5002.4	0.259	1.774	2.724
4.352	1761.7	474.1	3255.9	5000.6	0.269	1.848	2.839
4.480	1686.6	472.8	3254.0	4998.9	0.280	1.929	2.964
4.608	1612.3	471.5	3252.2	4997.1	0.292	2.017	3.099
4.736	1538.1	470.2	3250.3	4995.4	0.306	2.113	3.248
4.864	1464.3	468.9	3248.5	4993.6	0.320	2.219	3.410
4.992	1390.9	467.6	3246.6	4991.9	0.336	2.334	3.589
5.120	1317.5	466.3	3244.8	4990.2	0.354	2.463	3.788
5.248	1244.9	465.0	3242.9	4988.4	0.373	2.605	4.007
5.376	1172.4	463.7	3241.1	4986.7	0.395	2.765	4.253
5.504	1100.2	462.4	3239.2	4984.9	0.420	2.944	4.531
5.632	1028.5	461.1	3237.4	4983.2	0.448	3.148	4.845
5.760	956.8	459.7	3235.5	4981.4	0.480	3.382	5.206
5.888	885.9	458.7	3234.0	4979.9	0.518	3.650	5.621
6.016	815.1	458.2	3233.3	4979.3	0.562	3.967	6.109
6.144	744.6	457.7	3232.6	4978.7	0.615	4.341	6.686
6.272	674.6	457.3	3232.0	4978.1	0.678	4.791	7.379
6.400	604.6	456.8	3231.3	4977.4	0.756	5.345	8.233

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	543.782 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	16.667 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	20.580 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	80.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.106 \cdot 965.5$$

$$= 102.1 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.106$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 965.5 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 0.673 \cdot 965.5$$

$$= 649.6 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 0.673$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.025 \cdot 965.5$$

$$= 989.7 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.025$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.025 \cdot 965.5$$

$$= 989.7 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 0.673

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{1i} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4941.3	3324.4	2.010E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4820.1	3242.9	1.956E-003	1.671838
3	0.256	6.394	4698.9	3161.3	1.902E-003	1.594905
4	0.384	6.266	4580.1	3081.4	1.850E-003	1.520166
5	0.512	6.138	4463.7	3003.1	1.798E-003	1.448031
6	0.640	6.010	4347.4	2924.8	1.746E-003	1.377899
7	0.768	5.882	4235.8	2849.7	1.696E-003	1.310106
8	0.896	5.754	4124.2	2774.7	1.646E-003	1.244753
9	1.024	5.626	4015.0	2701.2	1.597E-003	1.181424
10	1.152	5.498	3908.3	2629.4	1.550E-003	1.120485
11	1.280	5.370	3801.5	2557.6	1.502E-003	1.061508
12	1.408	5.242	3699.5	2489.0	1.456E-003	1.004823
13	1.536	5.114	3597.5	2420.3	1.411E-003	0.950394
14	1.664	4.986	3498.0	2353.4	1.366E-003	0.897803
15	1.792	4.858	3400.8	2288.0	1.323E-003	0.847370
16	1.920	4.730	3303.6	2222.6	1.280E-003	0.798713
17	2.048	4.602	3211.3	2160.5	1.238E-003	0.752118
18	2.176	4.474	3118.9	2098.3	1.197E-003	0.707547
19	2.304	4.346	3028.9	2037.8	1.157E-003	0.664628
20	2.432	4.218	2941.4	1978.9	1.118E-003	0.623637
21	2.560	4.090	2853.8	1920.0	1.079E-003	0.584236
22	2.688	3.962	2771.0	1864.3	1.042E-003	0.546665
23	2.816	3.834	2688.3	1808.6	1.005E-003	0.510888
24	2.944	3.706	2607.5	1754.3	9.692E-004	0.476535
25	3.072	3.578	2528.8	1701.3	9.342E-004	0.443800
26	3.200	3.450	2450.0	1648.3	8.991E-004	0.412436
27	3.328	3.322	2372.4	1596.1	8.645E-004	0.382329
28	3.456	3.194	2294.8	1543.9	8.300E-004	0.353470
29	3.584	3.066	2217.6	1492.0	7.956E-004	0.325779
30	3.712	2.938	2140.9	1440.3	7.614E-004	0.299291
31	3.840	2.810	2064.1	1388.7	7.272E-004	0.273961
32	3.968	2.682	1988.2	1337.6	6.934E-004	0.249816
33	4.096	2.554	1912.2	1286.5	6.596E-004	0.226850
34	4.224	2.426	1836.7	1235.7	6.260E-004	0.205021
35	4.352	2.298	1761.7	1185.2	5.926E-004	0.184353
36	4.480	2.170	1686.6	1134.7	5.592E-004	0.164811
37	4.608	2.042	1612.3	1084.7	5.261E-004	0.146414

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ y ₀ (mm)
38	4.736	1.914	1538.1	1034.8	4.931E-004	0.129156
39	4.864	1.786	1464.3	985.1	4.602E-004	0.113002
40	4.992	1.658	1390.9	935.8	4.275E-004	0.097969
41	5.120	1.530	1317.5	886.4	3.949E-004	0.084030
42	5.248	1.402	1244.9	837.6	3.626E-004	0.071196
43	5.376	1.274	1172.4	788.7	3.303E-004	0.059460
44	5.504	1.146	1100.2	740.2	2.982E-004	0.048796
45	5.632	1.018	1028.5	692.0	2.662E-004	0.039214
46	5.760	0.890	956.8	643.7	2.343E-004	0.030693
47	5.888	0.762	885.9	596.0	2.027E-004	0.023231
48	6.016	0.634	815.1	548.4	1.708E-004	0.016814
49	6.144	0.506	744.6	501.0	1.391E-004	0.011433
50	6.272	0.378	674.6	453.9	1.090E-004	0.007140
51	6.400	0.250	604.6	406.7	9.769E-005	0.004200
合計 初降伏変位 δ y ₀						27.301136

$$\delta y_0 = \Sigma (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 41.6/1000 + (0.058571 - 0.003062) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.2698 \text{ m} = 269.8 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

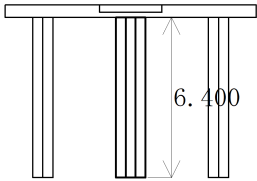
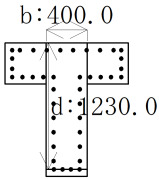
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.025/0.673 \cdot 27.3 \\ &= 41.6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.025/0.673 \cdot 0.002010 \\ &= 0.003062 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 0.673 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.025 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 27.3 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002010 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【中柱】

位置	前→後
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4906.0
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	199.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.333
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.966
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 989.7 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4906.0 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a &= P_u = 989.7 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} &= k_{hu} = 1.025 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 989.7 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1 &: k_h=1.0時のせん断力 = 965.5 \text{ (kN)} \\
 k_{hu} &: \text{終局時の水平震度} = 1.025
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 4.658$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.2698 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0416 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_2Z \cdot k_{h20} = 1.7000) &\geq 0.60 \text{ より} \\
 k_{h2} &= c_s \cdot c_2Z \cdot k_{h20} = 0.347 \cdot 1.7000 \\
 &= 0.59 \geq (0.4 \cdot c_2Z=0.340)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h2} = 0.59$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_2Z &: \text{地域別補正係数} = 0.85 \\
 c_2Z \cdot k_{h20} &: c_2Z \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.7000 \\
 c_s &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_s &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.347 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 4.658
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 965.5 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u &: \text{当該柱部が支持している上部重量} = 543.8 \text{ (kN)} \\
 W_p &: \text{柱部の重量} = 421.7 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h2} = 0.59) &\leq (k_{ha} = 1.025) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h2} &: \text{レベル2地震動の設計水平震度} = 0.59 \\
 k_{ha} &: \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} = 1.025
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 21.8 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 21.8(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh20}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.875$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 41.6(mm)
$c2Z \cdot kh20$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.7000
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.025
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

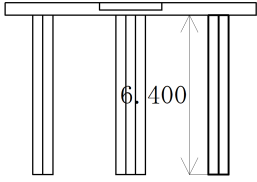
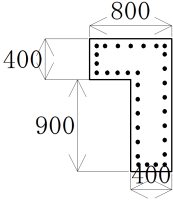
$$0.4 \cdot c2Z \cdot W = 328.3 \leq Pa = 989.7 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 989.7(kN)
c2Z	: 地域別補正係数	= 0.85
W	: 等価重量	= 965.5(kN)

右柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【右柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	1.094E-002
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	4429.4	4490.8
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	3000.6	3067.3
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	393.4	439.6
終局曲率	ϕ_u	1/m	5.234E-002	5.044E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	2.084E-003	2.111E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.103E-004	1.232E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.440E+006	1.453E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	157.9	384.6

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN.m)	My0 (kN.m)	Mu (kN.m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	384.6	439.6	3067.3	4490.8	0.000123	0.002111	0.050437
0.128	377.3	438.1	3065.2	4488.8	0.000123	0.002110	0.050497
0.256	370.1	436.6	3063.0	4486.9	0.000122	0.002109	0.050556
0.384	362.8	435.2	3060.9	4484.9	0.000122	0.002108	0.050616
0.512	355.9	433.7	3058.9	4483.1	0.000122	0.002107	0.050673
0.640	349.0	432.3	3056.8	4481.2	0.000121	0.002106	0.050729
0.768	342.1	430.9	3054.8	4479.3	0.000121	0.002106	0.050786
0.896	335.2	429.5	3052.8	4477.5	0.000120	0.002105	0.050843
1.024	328.3	428.1	3050.8	4475.6	0.000120	0.002104	0.050900
1.152	321.4	426.7	3048.7	4473.8	0.000120	0.002103	0.050957
1.280	314.6	425.3	3046.7	4471.9	0.000119	0.002102	0.051014
1.408	307.7	423.9	3044.7	4470.0	0.000119	0.002102	0.051071
1.536	300.8	422.5	3042.7	4468.2	0.000118	0.002101	0.051129
1.664	293.9	421.1	3040.6	4466.3	0.000118	0.002100	0.051186
1.792	287.0	419.7	3038.6	4464.5	0.000118	0.002099	0.051243
1.920	280.1	418.3	3036.6	4462.6	0.000117	0.002098	0.051301
2.048	273.2	416.9	3034.6	4460.7	0.000117	0.002097	0.051359
2.176	266.3	415.5	3032.5	4458.9	0.000116	0.002097	0.051416
2.304	259.5	414.1	3030.5	4457.0	0.000116	0.002096	0.051474
2.432	252.6	412.7	3028.5	4455.1	0.000116	0.002095	0.051532
2.560	245.7	411.3	3026.5	4453.3	0.000115	0.002094	0.051590
2.688	238.8	409.9	3024.4	4451.4	0.000115	0.002093	0.051648
2.816	231.9	408.4	3022.4	4449.5	0.000114	0.002093	0.051706
2.944	225.0	407.0	3020.4	4447.6	0.000114	0.002092	0.051764
3.072	218.1	405.6	3018.3	4445.8	0.000114	0.002091	0.051823
3.200	211.3	404.2	3016.3	4443.9	0.000113	0.002090	0.051881
3.328	209.1	403.8	3015.7	4443.3	0.000113	0.002090	0.051899
3.456	207.0	403.4	3015.1	4442.7	0.000113	0.002090	0.051917
3.584	204.9	402.9	3014.4	4442.1	0.000113	0.002089	0.051935
3.712	202.7	402.5	3013.8	4441.6	0.000113	0.002089	0.051953
3.840	200.6	402.1	3013.2	4441.0	0.000113	0.002089	0.051972
3.968	198.5	401.6	3012.5	4440.4	0.000113	0.002089	0.051990
4.096	196.3	401.2	3011.9	4439.8	0.000112	0.002088	0.052008
4.224	194.2	400.8	3011.3	4439.2	0.000112	0.002088	0.052026
4.352	192.1	400.3	3010.7	4438.7	0.000112	0.002088	0.052044
4.480	189.9	399.9	3010.0	4438.1	0.000112	0.002088	0.052062
4.608	187.8	399.4	3009.4	4437.5	0.000112	0.002087	0.052081
4.736	185.7	399.0	3008.8	4436.9	0.000112	0.002087	0.052099
4.864	183.5	398.6	3008.1	4436.3	0.000112	0.002087	0.052117
4.992	181.4	398.1	3007.5	4435.8	0.000112	0.002087	0.052135
5.120	179.3	397.7	3006.9	4435.2	0.000111	0.002086	0.052153
5.248	177.1	397.3	3006.3	4434.6	0.000111	0.002086	0.052171
5.376	175.0	396.8	3005.6	4434.0	0.000111	0.002086	0.052190
5.504	172.9	396.4	3005.0	4433.4	0.000111	0.002086	0.052208
5.632	170.7	396.0	3004.4	4432.8	0.000111	0.002085	0.052226
5.760	168.6	395.5	3003.7	4432.3	0.000111	0.002085	0.052245
5.888	166.5	395.1	3003.1	4431.7	0.000111	0.002085	0.052263
6.016	164.3	394.7	3002.5	4431.1	0.000111	0.002085	0.052281
6.144	162.2	394.2	3001.9	4430.5	0.000111	0.002084	0.052299
6.272	160.1	393.8	3001.2	4429.9	0.000110	0.002084	0.052318
6.400	157.9	393.4	3000.6	4429.4	0.000110	0.002084	0.052336

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4153.6	439.6	3067.3	4490.8	0.106	0.738	1.081
0.128	4061.5	438.1	3065.2	4488.8	0.108	0.755	1.105
0.256	3969.4	436.6	3063.0	4486.9	0.110	0.772	1.130
0.384	3878.6	435.2	3060.9	4484.9	0.112	0.789	1.156
0.512	3789.1	433.7	3058.9	4483.1	0.114	0.807	1.183
0.640	3699.6	432.3	3056.8	4481.2	0.117	0.826	1.211
0.768	3612.8	430.9	3054.8	4479.3	0.119	0.846	1.240
0.896	3526.0	429.5	3052.8	4477.5	0.122	0.866	1.270
1.024	3440.5	428.1	3050.8	4475.6	0.124	0.887	1.301
1.152	3356.4	426.7	3048.7	4473.8	0.127	0.908	1.333
1.280	3272.2	425.3	3046.7	4471.9	0.130	0.931	1.367
1.408	3190.7	423.9	3044.7	4470.0	0.133	0.954	1.401
1.536	3109.3	422.5	3042.7	4468.2	0.136	0.979	1.437
1.664	3029.1	421.1	3040.6	4466.3	0.139	1.004	1.474
1.792	2950.3	419.7	3038.6	4464.5	0.142	1.030	1.513
1.920	2871.5	418.3	3036.6	4462.6	0.146	1.058	1.554
2.048	2795.3	416.9	3034.6	4460.7	0.149	1.086	1.596
2.176	2719.1	415.5	3032.5	4458.9	0.153	1.115	1.640
2.304	2644.3	414.1	3030.5	4457.0	0.157	1.146	1.686
2.432	2570.8	412.7	3028.5	4455.1	0.161	1.178	1.733
2.560	2497.3	411.3	3026.5	4453.3	0.165	1.212	1.783
2.688	2426.5	409.9	3024.4	4451.4	0.169	1.246	1.835
2.816	2355.6	408.4	3022.4	4449.5	0.173	1.283	1.889
2.944	2285.9	407.0	3020.4	4447.6	0.178	1.321	1.946
3.072	2217.4	405.6	3018.3	4445.8	0.183	1.361	2.005
3.200	2148.8	404.2	3016.3	4443.9	0.188	1.404	2.068
3.328	2081.1	403.8	3015.7	4443.3	0.194	1.449	2.135
3.456	2013.3	403.4	3015.1	4442.7	0.200	1.498	2.207
3.584	1945.9	402.9	3014.4	4442.1	0.207	1.549	2.283
3.712	1878.9	402.5	3013.8	4441.6	0.214	1.604	2.364
3.840	1811.8	402.1	3013.2	4441.0	0.222	1.663	2.451
3.968	1745.4	401.6	3012.5	4440.4	0.230	1.726	2.544
4.096	1679.1	401.2	3011.9	4439.8	0.239	1.794	2.644
4.224	1613.0	400.8	3011.3	4439.2	0.248	1.867	2.752
4.352	1547.3	400.3	3010.7	4438.7	0.259	1.946	2.869
4.480	1481.6	399.9	3010.0	4438.1	0.270	2.032	2.995
4.608	1416.6	399.4	3009.4	4437.5	0.282	2.124	3.132
4.736	1351.6	399.0	3008.8	4436.9	0.295	2.226	3.283
4.864	1287.0	398.6	3008.1	4436.3	0.310	2.337	3.447
4.992	1222.6	398.1	3007.5	4435.8	0.326	2.460	3.628
5.120	1158.3	397.7	3006.9	4435.2	0.343	2.596	3.829
5.248	1094.7	397.3	3006.3	4434.6	0.363	2.746	4.051
5.376	1031.0	396.8	3005.6	4434.0	0.385	2.915	4.301
5.504	967.7	396.4	3005.0	4433.4	0.410	3.105	4.581
5.632	904.7	396.0	3004.4	4432.8	0.438	3.321	4.900
5.760	841.8	395.5	3003.7	4432.3	0.470	3.568	5.265
5.888	779.5	395.1	3003.1	4431.7	0.507	3.853	5.685
6.016	717.2	394.7	3002.5	4431.1	0.550	4.186	6.178
6.144	655.3	394.2	3001.9	4430.5	0.602	4.581	6.761
6.272	593.7	393.8	3001.2	4429.9	0.663	5.055	7.462
6.400	532.1	393.4	3000.6	4429.4	0.739	5.639	8.325

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	478.573 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	8.333 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	16.660 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	40.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.106 \cdot 730.2$$

$$= 77.3 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.106$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 730.2 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 0.738 \cdot 730.2$$

$$= 539.2 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 0.738$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.081 \cdot 730.2$$

$$= 789.5 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.081$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.081 \cdot 730.2$$

$$= 789.5 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 0.738

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{i1} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4153.6	3067.3	2.111E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4061.5	2999.2	2.060E-003	1.758157
3	0.256	6.394	3969.4	2931.2	2.009E-003	1.682069
4	0.384	6.266	3878.6	2864.2	1.959E-003	1.607940
5	0.512	6.138	3789.1	2798.1	1.910E-003	1.536036
6	0.640	6.010	3699.6	2732.0	1.861E-003	1.466034
7	0.768	5.882	3612.8	2667.9	1.813E-003	1.398203
8	0.896	5.754	3526.0	2603.8	1.765E-003	1.332520
9	1.024	5.626	3440.5	2540.7	1.718E-003	1.268671
10	1.152	5.498	3356.4	2478.5	1.672E-003	1.206903
11	1.280	5.370	3272.2	2416.4	1.626E-003	1.146924
12	1.408	5.242	3190.7	2356.2	1.581E-003	1.088961
13	1.536	5.114	3109.3	2296.1	1.536E-003	1.032989
14	1.664	4.986	3029.1	2236.9	1.492E-003	0.978721
15	1.792	4.858	2950.3	2178.7	1.448E-003	0.926378
16	1.920	4.730	2871.5	2120.4	1.405E-003	0.875697
17	2.048	4.602	2795.3	2064.2	1.363E-003	0.826873
18	2.176	4.474	2719.1	2008.0	1.321E-003	0.779882
19	2.304	4.346	2644.3	1952.7	1.280E-003	0.734468
20	2.432	4.218	2570.8	1898.4	1.240E-003	0.690821
21	2.560	4.090	2497.3	1844.2	1.200E-003	0.648708
22	2.688	3.962	2426.5	1791.8	1.161E-003	0.608295
23	2.816	3.834	2355.6	1739.5	1.122E-003	0.569557
24	2.944	3.706	2285.9	1688.1	1.084E-003	0.532243
25	3.072	3.578	2217.4	1637.4	1.046E-003	0.496489
26	3.200	3.450	2148.8	1586.8	1.008E-003	0.462122
27	3.328	3.322	2081.1	1536.8	9.706E-004	0.428984
28	3.456	3.194	2013.3	1486.8	9.330E-004	0.397075
29	3.584	3.066	1945.9	1437.0	8.955E-004	0.366437
30	3.712	2.938	1878.9	1387.5	8.583E-004	0.337102
31	3.840	2.810	1811.8	1337.9	8.210E-004	0.309027
32	3.968	2.682	1745.4	1288.9	7.841E-004	0.282238
33	4.096	2.554	1679.1	1239.9	7.472E-004	0.256729
34	4.224	2.426	1613.0	1191.2	7.105E-004	0.232459
35	4.352	2.298	1547.3	1142.6	6.740E-004	0.209451
36	4.480	2.170	1481.6	1094.1	6.375E-004	0.187670
37	4.608	2.042	1416.6	1046.1	6.014E-004	0.167136

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1351.6	998.1	5.653E-004	0.147841
39	4.864	1.786	1287.0	950.4	5.293E-004	0.129751
40	4.992	1.658	1222.6	902.9	4.936E-004	0.112884
41	5.120	1.530	1158.3	855.4	4.579E-004	0.097211
42	5.248	1.402	1094.7	808.4	4.225E-004	0.082743
43	5.376	1.274	1031.0	761.4	3.871E-004	0.069475
44	5.504	1.146	967.7	714.6	3.520E-004	0.057379
45	5.632	1.018	904.7	668.1	3.170E-004	0.046466
46	5.760	0.890	841.8	621.6	2.820E-004	0.036714
47	5.888	0.762	779.5	575.6	2.474E-004	0.028127
48	6.016	0.634	717.2	529.6	2.128E-004	0.020699
49	6.144	0.506	655.3	483.9	1.784E-004	0.014411
50	6.272	0.378	593.7	438.4	1.442E-004	0.009264
51	6.400	0.250	532.1	392.9	1.101E-004	0.005250
合計 初降伏変位 δ _{y0}						29.688182

$$\delta y_0 = \Sigma (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 43.5/1000 + (0.050437 - 0.003090) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.2381 \text{ m} = 238.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

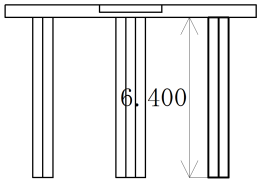
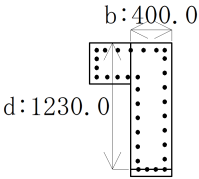
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.081/0.738 \cdot 29.7 \\ &= 43.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.081/0.738 \cdot 0.002111 \\ &= 0.003090 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 0.738 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.081 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 29.7 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002111 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【右柱】

位置	前→後
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4906.0
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	199.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.333
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.966
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 789.5 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4906.0 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a &= P_u = 789.5 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} &= k_{hu} = 1.081 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 789.5 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1 &: k_h=1.0時のせん断力 = 730.2 \text{ (kN)} \\
 k_{hu} &: \text{終局時の水平震度} = 1.081
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 3.986$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.2381 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0435 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_{2Z} \cdot k_{h20} = 1.7000) &\geq 0.60 \text{ より} \\
 k_{h2} &= c_S \cdot c_{2Z} \cdot k_{h20} = 0.379 \cdot 1.7000 \\
 &= 0.64 \geq (0.4 \cdot c_{2Z}=0.340)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h2} = 0.64$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_{2Z} &: \text{地域別補正係数} = 0.85 \\
 c_{2Z} \cdot k_{h20} &: c_{2Z} \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.7000 \\
 c_S &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_S &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.379 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 3.986
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 730.2 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u &: \text{当該柱部が支持している上部重量} = 478.6 \text{ (kN)} \\
 W_p &: \text{柱部の重量} = 251.6 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h2} = 0.64) &\leq (k_{ha} = 1.081) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h2} &: \text{レベル2地震動の設計水平震度} = 0.64 \\
 k_{ha} &: \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} = 1.081
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 19.2 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 19.2(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh20}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.736$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 43.5(mm)
$c2Z \cdot kh20$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.7000
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.081
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

$$0.4 \cdot c2Z \cdot W = 248.3 \leq Pa = 789.5 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 789.5(kN)
c2Z	: 地域別補正係数	= 0.85
W	: 等価重量	= 730.2(kN)

後→前方向

設計水平震度の算定

		単位	レベル2
地盤種別		---	I種
固有周期算定に用いる水平変位	δ	m	2.36E-002
固有周期	T	s	0.309
設計水平震度の標準値	kh20	---	2.000

・算定式

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\sum W_i \times U_i^2}{\sum W_i \times U_i}$$

ここに、

T : 固有周期(s)

 δ : 固有周期算定に用いる水平変位(m) W_i : 格点iの重量(kN) U_i : 格点iの変位(m)

・骨組解析結果

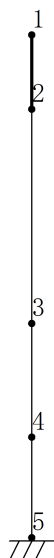
荷重	格点 番号	重量 W_i (kN)	レベル2		
			変位 U_i (m)	$W_i \times U_i$ (kN・m)	$W_i \times U_i^2$ (kN・m ²)
上部重量	1	1500.928	0.025050	3.76E+001	9.42E-001
右柱 ゲート自重	4	25.000	0.001492	3.73E-002	5.57E-005
左柱 ゲート自重	4	25.000	0.001492	3.73E-002	5.57E-005
中柱 ゲート自重	4	50.000	0.001492	7.46E-002	1.11E-004
右柱 柱自重	3	106.624	0.006067	6.47E-001	3.92E-003
中柱 柱自重	3	131.712	0.006067	7.99E-001	4.85E-003
左柱 柱自重	3	106.624	0.006067	6.47E-001	3.92E-003
右柱 戸当り自重	4	120.000	0.001492	1.79E-001	2.67E-004
中柱 戸当り自重	4	240.000	0.001492	3.58E-001	5.34E-004
左柱 戸当り自重	4	120.000	0.001492	1.79E-001	2.67E-004
合計		---	---	4.06E+001	9.56E-001

・柱部の剛度

柱	断面積 (m ²)	レベル2断面2次 I2(m ⁴)
左柱	6.80000E-001	1.0989380E-001
中柱	8.40000E-001	1.4321947E-001
右柱	6.80000E-001	1.0989380E-001
合計	2.20000E+000	3.6300706E-001

骨組モデル

(1) 荷重・載荷図



(2) 格点

格点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	0.000	7.512
2	0.000	6.400
3	0.000	3.200
4	0.000	1.500
5	0.000	0.000

(3) 部材

位置	部材番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
上部構造	1	1	2	∞	∞	∞
柱部	2	2	3	2.20000E+000	3.6300706E-001	2.50000E+007
	3	3	4			
	4	4	5			

(4) 拘束条件

格点番号	支点タイプ
5	完全拘束

(5) 荷重

※分布荷重の「載荷座標」、「荷重」の上段、下段はそれぞれ始点側、終点側の値

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
上部重量	1	1500.928	0.000	7.512	集中	---	---	---	---
右柱 ゲート自重	4	25.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-8.333 -8.333
左柱 ゲート自重	4	25.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-8.333 -8.333

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
中柱 ゲート自重	4	50.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-16.667 -16.667
右柱 柱自重	3	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-16.660 -16.660
中柱 柱自重	3	131.712	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-20.580 -20.580
左柱 柱自重	3	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	-16.660 -16.660
右柱 戸当り自重	4	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-40.000 -40.000
中柱 戸当り自重	4	240.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-80.000 -80.000
左柱 戸当り自重	4	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	-40.000 -40.000

各柱の分担重量 W_u

【上部重量、上部構造重量の内訳】

項 目	作用高さ (m)	荷重 (kN)	作用高さx荷重 (kN.m)
上部工1	7.900	1000.0	7900.0
操作台	6.650	326.9	2174.1
開閉装置	6.900	120.0	828.0
上載荷重(地震時)	6.900	54.0	372.6
合計		1500.9	11274.7

$$\text{上部重量換算作用高} = 11274.7 \div 1500.9 = 7.512 \text{ (m)}$$

$$\text{上部構造重量作用高} = \text{操作台軸線高} = 6.650 \text{ (m)}$$

【左柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(1) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 4371.961 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00280476 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1558763 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 4461.432 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00284877 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1566093 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(1) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1558763 + 1566093) / 2 \\ &= 1562428 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{分担(1)} &= EI_y(1) / H(1) \\ &= 1562428 / 6.400 \\ &= 244129 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

【中柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(2) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 5785.981 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00325094 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1779789 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 5901.897 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00334435 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1764736 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(2) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1779789 + 1764736) / 2 \\ &= 1772263 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{分担(2)} &= EI_y(2) / H(2) \\ &= 1772263 / 6.400 \\ &= 276916 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

【右柱】

$$\begin{aligned} \text{柱高} &: H(3) = 6.400 \text{ (m)} \\ \text{上端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 4371.961 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00280476 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1558763 \text{ (kN.m}^2\text{)} \\ \text{下端 初降伏曲げモーメント} &: My_0 = 4461.432 \text{ (kN.m)} \\ \text{初降伏曲率} &: \phi y_0 = 0.00284877 \text{ (1/m)} \\ \text{降伏曲げ剛性} &: EI_y = My_0 / \phi y_0 = 1566093 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_y(3) &= (\text{上端}EI_y + \text{下端}EI_y) / 2 \\ &= (1558763 + 1566093) / 2 \\ &= 1562428 \text{ (kN.m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\text{分担(3)} = EI_y(3) / H(3)$$

$$= 1562428 / 6.400$$

$$= 244129 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{合計分担} = \text{分担(1)} + \text{分担(2)} + \text{分担(3)}$$

$$= 244129 + 276916 + 244129$$

$$= 765175 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{左柱の分担率} = \text{分担(1)} / \text{分担合計}$$

$$= 244129 / 765175$$

$$= 0.31905047$$

$$\text{中柱の分担率} = \text{分担(2)} / \text{分担合計}$$

$$= 276916 / 765175$$

$$= 0.36189907$$

$$\text{右柱の分担率} = \text{分担(3)} / \text{分担合計}$$

$$= 244129 / 765175$$

$$= 0.31905047$$

$$\text{左柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.31905047$$

$$= 478.872 \text{ (kN)}$$

$$\text{中柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.36189907$$

$$= 543.184 \text{ (kN)}$$

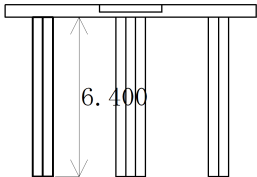
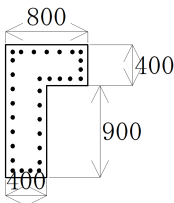
$$\text{右柱の分担重量}W_u = 1500.928 \times 0.31905047$$

$$= 478.872 \text{ (kN)}$$

左柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【左柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	1.094E-002
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n=E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	5619.4	5676.1
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	4372.0	4461.4
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	547.0	611.3
終局曲率	ϕ_u	1/m	2.482E-002	2.419E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	2.805E-003	2.849E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.533E-004	1.713E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.559E+006	1.566E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	157.9	384.6

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN・m)	My0 (kN・m)	Mu (kN・m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	384.6	611.3	4461.4	5676.1	0.000171	0.002849	0.024185
0.128	377.3	609.2	4458.6	5674.4	0.000171	0.002847	0.024205
0.256	370.1	607.2	4455.7	5672.8	0.000170	0.002846	0.024225
0.384	362.8	605.1	4452.9	5671.2	0.000170	0.002845	0.024244
0.512	355.9	603.1	4450.1	5669.7	0.000169	0.002843	0.024263
0.640	349.0	601.2	4447.4	5668.0	0.000169	0.002842	0.024278
0.768	342.1	599.2	4444.7	5666.4	0.000168	0.002841	0.024294
0.896	335.2	597.3	4442.0	5664.8	0.000167	0.002839	0.024310
1.024	328.3	595.3	4439.3	5663.2	0.000167	0.002838	0.024325
1.152	321.4	593.4	4436.6	5661.5	0.000166	0.002837	0.024341
1.280	314.6	591.4	4433.8	5659.9	0.000166	0.002835	0.024357
1.408	307.7	589.5	4431.1	5658.2	0.000165	0.002834	0.024375
1.536	300.8	587.5	4428.4	5656.4	0.000165	0.002832	0.024395
1.664	293.9	585.5	4425.7	5654.6	0.000164	0.002831	0.024415
1.792	287.0	583.6	4423.0	5652.9	0.000164	0.002830	0.024435
1.920	280.1	581.6	4420.3	5651.1	0.000163	0.002828	0.024456
2.048	273.2	579.7	4417.5	5649.3	0.000162	0.002827	0.024476
2.176	266.3	577.7	4414.8	5647.5	0.000162	0.002826	0.024496
2.304	259.5	575.8	4412.1	5645.7	0.000161	0.002824	0.024517
2.432	252.6	573.8	4409.4	5644.0	0.000161	0.002823	0.024537
2.560	245.7	571.9	4406.7	5642.2	0.000160	0.002822	0.024558
2.688	238.8	569.9	4403.9	5640.4	0.000160	0.002820	0.024578
2.816	231.9	568.0	4401.2	5638.6	0.000159	0.002819	0.024598
2.944	225.0	566.0	4398.5	5636.8	0.000159	0.002818	0.024619
3.072	218.1	564.1	4395.8	5635.0	0.000158	0.002816	0.024639
3.200	211.3	562.1	4393.0	5633.2	0.000158	0.002815	0.024660
3.328	209.1	561.5	4392.2	5632.7	0.000157	0.002815	0.024666
3.456	207.0	560.9	4391.4	5632.1	0.000157	0.002814	0.024673
3.584	204.9	560.3	4390.5	5631.6	0.000157	0.002814	0.024679
3.712	202.7	559.7	4389.7	5631.0	0.000157	0.002813	0.024685
3.840	200.6	559.1	4388.8	5630.5	0.000157	0.002813	0.024692
3.968	198.5	558.5	4388.0	5629.9	0.000157	0.002813	0.024698
4.096	196.3	557.9	4387.2	5629.4	0.000156	0.002812	0.024704
4.224	194.2	557.3	4386.3	5628.8	0.000156	0.002812	0.024711
4.352	192.1	556.7	4385.5	5628.2	0.000156	0.002811	0.024717
4.480	189.9	556.0	4384.6	5627.7	0.000156	0.002811	0.024723
4.608	187.8	555.4	4383.8	5627.1	0.000156	0.002811	0.024730
4.736	185.7	554.8	4382.9	5626.6	0.000156	0.002810	0.024736
4.864	183.5	554.2	4382.1	5626.0	0.000155	0.002810	0.024742
4.992	181.4	553.6	4381.2	5625.5	0.000155	0.002809	0.024749
5.120	179.3	553.0	4380.4	5624.9	0.000155	0.002809	0.024755
5.248	177.1	552.4	4379.6	5624.4	0.000155	0.002808	0.024762
5.376	175.0	551.8	4378.7	5623.8	0.000155	0.002808	0.024768
5.504	172.9	551.2	4377.9	5623.3	0.000155	0.002808	0.024774
5.632	170.7	550.6	4377.0	5622.7	0.000154	0.002807	0.024781
5.760	168.6	550.0	4376.2	5622.1	0.000154	0.002807	0.024787
5.888	166.5	549.4	4375.3	5621.6	0.000154	0.002806	0.024793
6.016	164.3	548.8	4374.5	5621.0	0.000154	0.002806	0.024800
6.144	162.2	548.2	4373.6	5620.5	0.000154	0.002806	0.024806
6.272	160.1	547.6	4372.8	5619.9	0.000153	0.002805	0.024813
6.400	157.9	547.0	4372.0	5619.4	0.000153	0.002805	0.024819

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4155.9	611.3	4461.4	5676.1	0.147	1.074	1.366
0.128	4063.7	609.2	4458.6	5674.4	0.150	1.097	1.396
0.256	3971.5	607.2	4455.7	5672.8	0.153	1.122	1.428
0.384	3880.7	605.1	4452.9	5671.2	0.156	1.147	1.461
0.512	3791.2	603.1	4450.1	5669.7	0.159	1.174	1.495
0.640	3701.7	601.2	4447.4	5668.0	0.162	1.201	1.531
0.768	3614.8	599.2	4444.7	5666.4	0.166	1.230	1.568
0.896	3528.0	597.3	4442.0	5664.8	0.169	1.259	1.606
1.024	3442.5	595.3	4439.3	5663.2	0.173	1.290	1.645
1.152	3358.3	593.4	4436.6	5661.5	0.177	1.321	1.686
1.280	3274.1	591.4	4433.8	5659.9	0.181	1.354	1.729
1.408	3192.6	589.5	4431.1	5658.2	0.185	1.388	1.772
1.536	3111.0	587.5	4428.4	5656.4	0.189	1.423	1.818
1.664	3030.9	585.5	4425.7	5654.6	0.193	1.460	1.866
1.792	2952.0	583.6	4423.0	5652.9	0.198	1.498	1.915
1.920	2873.1	581.6	4420.3	5651.1	0.202	1.538	1.967
2.048	2796.9	579.7	4417.5	5649.3	0.207	1.579	2.020
2.176	2720.7	577.7	4414.8	5647.5	0.212	1.623	2.076
2.304	2645.9	575.8	4412.1	5645.7	0.218	1.668	2.134
2.432	2572.3	573.8	4409.4	5644.0	0.223	1.714	2.194
2.560	2498.8	571.9	4406.7	5642.2	0.229	1.764	2.258
2.688	2427.9	569.9	4403.9	5640.4	0.235	1.814	2.323
2.816	2357.0	568.0	4401.2	5638.6	0.241	1.867	2.392
2.944	2287.3	566.0	4398.5	5636.8	0.247	1.923	2.464
3.072	2218.7	564.1	4395.8	5635.0	0.254	1.981	2.540
3.200	2150.1	562.1	4393.0	5633.2	0.261	2.043	2.620
3.328	2082.3	561.5	4392.2	5632.7	0.270	2.109	2.705
3.456	2014.5	560.9	4391.4	5632.1	0.278	2.180	2.796
3.584	1947.1	560.3	4390.5	5631.6	0.288	2.255	2.892
3.712	1880.0	559.7	4389.7	5631.0	0.298	2.335	2.995
3.840	1812.9	559.1	4388.8	5630.5	0.308	2.421	3.106
3.968	1746.5	558.5	4388.0	5629.9	0.320	2.512	3.224
4.096	1680.1	557.9	4387.2	5629.4	0.332	2.611	3.351
4.224	1614.0	557.3	4386.3	5628.8	0.345	2.718	3.487
4.352	1548.3	556.7	4385.5	5628.2	0.360	2.832	3.635
4.480	1482.6	556.0	4384.6	5627.7	0.375	2.957	3.796
4.608	1417.5	555.4	4383.8	5627.1	0.392	3.093	3.970
4.736	1352.5	554.8	4382.9	5626.6	0.410	3.241	4.160
4.864	1287.7	554.2	4382.1	5626.0	0.430	3.403	4.369
4.992	1223.4	553.6	4381.2	5625.5	0.453	3.581	4.598
5.120	1159.0	553.0	4380.4	5624.9	0.477	3.779	4.853
5.248	1095.3	552.4	4379.6	5624.4	0.504	3.998	5.135
5.376	1031.6	551.8	4378.7	5623.8	0.535	4.244	5.451
5.504	968.3	551.2	4377.9	5623.3	0.569	4.521	5.807
5.632	905.3	550.6	4377.0	5622.7	0.608	4.835	6.211
5.760	842.3	550.0	4376.2	5622.1	0.653	5.196	6.675
5.888	780.0	549.4	4375.3	5621.6	0.704	5.610	7.207
6.016	717.7	548.8	4374.5	5621.0	0.765	6.095	7.832
6.144	655.7	548.2	4373.6	5620.5	0.836	6.670	8.572
6.272	594.0	547.6	4372.8	5619.9	0.922	7.361	9.460
6.400	532.4	547.0	4372.0	5619.4	1.027	8.212	10.555

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	478.872 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	8.333 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	16.660 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	40.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.147 \cdot 730.5$$

$$= 107.4 \text{ (kN)}$$

$$k_{hc} : \text{ひびわれ時水平震度} = 0.147$$

$$W : \text{慣性力の分担重量} = 730.5 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 1.074 \cdot 730.5$$

$$= 784.2 \text{ (kN)}$$

$$k_{hy0} : \text{初降伏時水平震度} = 1.074$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.366 \cdot 730.5$$

$$= 997.7 \text{ (kN)}$$

$$k_{hu} : \text{終局時水平震度} = 1.366$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.366 \cdot 730.5$$

$$= 997.7 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 1.074

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{i1} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4155.9	4461.4	2.849E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4063.7	4362.5	2.781E-003	2.373053
3	0.256	6.394	3971.5	4263.5	2.712E-003	2.270546
4	0.384	6.266	3880.7	4166.0	2.645E-003	2.170685
5	0.512	6.138	3791.2	4069.9	2.579E-003	2.073831
6	0.640	6.010	3701.7	3973.8	2.513E-003	1.979552
7	0.768	5.882	3614.8	3880.6	2.448E-003	1.888200
8	0.896	5.754	3528.0	3787.4	2.384E-003	1.799742
9	1.024	5.626	3442.5	3695.6	2.321E-003	1.713753
10	1.152	5.498	3358.3	3605.2	2.259E-003	1.630569
11	1.280	5.370	3274.1	3514.8	2.197E-003	1.549796
12	1.408	5.242	3192.6	3427.3	2.137E-003	1.471736
13	1.536	5.114	3111.0	3339.8	2.076E-003	1.396355
14	1.664	4.986	3030.9	3253.7	2.017E-003	1.323269
15	1.792	4.858	2952.0	3169.0	1.959E-003	1.252772
16	1.920	4.730	2873.1	3084.4	1.901E-003	1.184512
17	2.048	4.602	2796.9	3002.6	1.845E-003	1.118749
18	2.176	4.474	2720.7	2920.8	1.789E-003	1.055450
19	2.304	4.346	2645.9	2840.4	1.733E-003	0.994273
20	2.432	4.218	2572.3	2761.4	1.679E-003	0.935468
21	2.560	4.090	2498.8	2682.5	1.625E-003	0.878728
22	2.688	3.962	2427.9	2606.4	1.573E-003	0.824269
23	2.816	3.834	2357.0	2530.3	1.521E-003	0.772060
24	2.944	3.706	2287.3	2455.5	1.470E-003	0.721765
25	3.072	3.578	2218.7	2381.8	1.419E-003	0.673563
26	3.200	3.450	2150.1	2308.2	1.369E-003	0.627226
27	3.328	3.322	2082.3	2235.4	1.319E-003	0.582573
28	3.456	3.194	2014.5	2162.7	1.268E-003	0.539599
29	3.584	3.066	1947.1	2090.3	1.218E-003	0.498323
30	3.712	2.938	1880.0	2018.2	1.169E-003	0.458788
31	3.840	2.810	1812.9	1946.2	1.119E-003	0.420937
32	3.968	2.682	1746.5	1874.9	1.070E-003	0.384804
33	4.096	2.554	1680.1	1803.6	1.020E-003	0.350380
34	4.224	2.426	1614.0	1732.7	9.714E-004	0.317610
35	4.352	2.298	1548.3	1662.1	9.227E-004	0.286526
36	4.480	2.170	1482.6	1591.6	8.740E-004	0.257081
37	4.608	2.042	1417.5	1521.7	8.258E-004	0.229299

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1352.5	1451.9	7.776E-004	0.203172
39	4.864	1.786	1287.7	1382.4	7.297E-004	0.178654
40	4.992	1.658	1223.4	1313.3	6.820E-004	0.155768
41	5.120	1.530	1159.0	1244.2	6.343E-004	0.134475
42	5.248	1.402	1095.3	1175.9	5.871E-004	0.114792
43	5.376	1.274	1031.6	1107.5	5.400E-004	0.096708
44	5.504	1.146	968.3	1039.5	4.931E-004	0.080189
45	5.632	1.018	905.3	971.9	4.464E-004	0.065246
46	5.760	0.890	842.3	904.2	3.998E-004	0.051854
47	5.888	0.762	780.0	837.3	3.536E-004	0.040015
48	6.016	0.634	717.7	770.4	3.075E-004	0.029721
49	6.144	0.506	655.7	703.9	2.616E-004	0.020948
50	6.272	0.378	594.0	637.7	2.160E-004	0.013697
51	6.400	0.250	532.4	571.6	1.704E-004	0.007951
合計 初降伏変位 δ _{y0}						40.199032

$$\delta y_0 = \Sigma (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 51.1/1000 + (0.024185 - 0.003624) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.1357 \text{ m} = 135.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

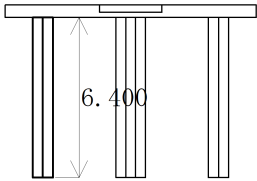
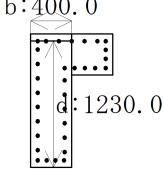
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.366/1.074 \cdot 40.2 \\ &= 51.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.366/1.074 \cdot 0.002849 \\ &= 0.003624 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 1.074 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.366 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 40.2 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002849 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【左柱】

位置	後→前
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4906.0
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	199.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.042
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.965
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$S = 997.7 \text{ (kN)}$$

$$P_s = 4906.0 \text{ (kN)}$$

$$P_{so} = 4955.9 \text{ (kN)}$$

$S \leq P_s$ より 曲げ破壊型

$$P_a = P_u = 997.7 \text{ (kN)}$$

$$k_{ha} = k_{hu} = 1.366$$

$$\text{ここに、} S : \text{終局時のせん断力} = 997.7 \text{ (kN)}$$

$$S = S_1 \cdot k_{hu}$$

$$S_1 : k_h=1.0\text{時のせん断力} = 730.5 \text{ (kN)}$$

$$k_{hu} : \text{終局時の水平震度} = 1.366$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.102$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率

$$\delta_u : \text{終局変位} = 0.1357 \text{ (m)}$$

$$\delta_y : \text{降伏変位} = 0.0511 \text{ (m)}$$

$$\alpha : \text{安全係数} = 1.500$$

2)設計水平震度

$$(c_2Z \cdot k_{h20} = 1.7000) \geq 0.60 \text{ より}$$

$$k_{h2} = c_s \cdot c_2Z \cdot k_{h20} = 0.559 \cdot 1.7000$$

$$= 0.95 \geq (0.4 \cdot c_2Z = 0.340)$$

以上から、 $k_{h2} = 0.95$

$$\text{ここに、} c_2Z : \text{地域別補正係数} = 0.85$$

$$c_2Z \cdot k_{h20} : c_2Z \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.7000$$

$$c_s : \text{構造物特性補正係数}$$

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.559$$

$$\mu_a : \text{許容塑性率} = 2.102$$

3)等価重量

$$W = W_u + W_p = 730.5 \text{ (kN)}$$

ここに、 W : 等価重量(kN)

$$W_u : \text{当該柱部が支持している上部重量} = 478.9 \text{ (kN)}$$

$$W_p : \text{柱部の重量} = 251.6 \text{ (kN)}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$(k_{h2} = 0.95) \leq (k_{ha} = 1.366) \text{ [OK]}$$

$$\text{ここに、} k_{h2} : \text{レベル2地震動の設計水平震度} = 0.95$$

$$k_{ha} : \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} = 1.366$$

5)残留変位の照査

$$(\delta R = 8.4 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 8.4(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh20}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.275$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)		
δRa	: 許容残留変位(mm)		
CR	: 残留変位補正係数	=	0.6
μR	: 最大応答塑性率		
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	=	0.0
δy	: 降伏変位	=	51.1(mm)
$c2Z \cdot kh20$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	=	1.7000
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	=	1.366
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	=	6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	=	671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	=	66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	=	0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	=	4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	=	0.500(m)
b	: 戸当り幅	=	0.600(m)

6)道示V 7.4.1照査

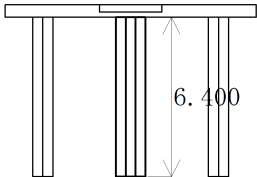
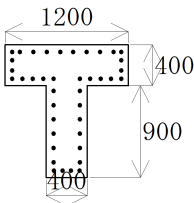
$$0.4 \cdot c2Z \cdot W = 248.4 \leq Pa = 997.7 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	=	997.7(kN)
c2Z	: 地域別補正係数	=	0.85
W	: 等価重量	=	730.5(kN)

中柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【中柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	7024.1	7090.3
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	5786.0	5901.9
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	781.0	893.6
終局曲率	ϕ_u	1/m	1.871E-002	1.812E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	3.251E-003	3.344E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.876E-004	2.146E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.780E+006	1.765E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	385.0	756.8

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN.m)	My0 (kN.m)	Mu (kN.m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	756.8	893.6	5901.9	7090.3	0.000215	0.003344	0.018122
0.128	743.9	889.7	5897.9	7088.2	0.000214	0.003341	0.018146
0.256	731.0	885.8	5893.9	7086.1	0.000213	0.003338	0.018169
0.384	718.1	881.9	5890.0	7084.0	0.000212	0.003335	0.018192
0.512	705.3	878.0	5886.0	7081.9	0.000211	0.003331	0.018215
0.640	696.5	875.3	5883.2	7080.5	0.000210	0.003329	0.018231
0.768	689.1	873.1	5881.0	7079.3	0.000210	0.003327	0.018245
0.896	681.7	870.8	5878.7	7078.1	0.000209	0.003325	0.018258
1.024	674.4	868.6	5876.4	7076.8	0.000209	0.003324	0.018272
1.152	667.0	866.4	5874.1	7075.6	0.000208	0.003322	0.018285
1.280	659.6	864.2	5871.8	7074.4	0.000208	0.003320	0.018298
1.408	652.3	861.9	5869.5	7073.2	0.000207	0.003318	0.018312
1.536	644.9	859.7	5867.2	7072.0	0.000206	0.003316	0.018325
1.664	637.5	857.5	5865.0	7070.8	0.000206	0.003314	0.018339
1.792	630.2	855.2	5862.7	7069.6	0.000205	0.003312	0.018352
1.920	622.8	853.0	5860.4	7068.3	0.000205	0.003311	0.018366
2.048	615.4	850.8	5858.1	7067.1	0.000204	0.003309	0.018379
2.176	608.0	848.5	5855.8	7065.9	0.000204	0.003307	0.018392
2.304	600.7	846.3	5853.5	7064.7	0.000203	0.003305	0.018406
2.432	593.3	844.1	5851.2	7063.5	0.000203	0.003303	0.018419
2.560	585.9	841.8	5848.9	7062.2	0.000202	0.003301	0.018433
2.688	578.6	839.6	5846.6	7060.9	0.000202	0.003299	0.018445
2.816	571.2	837.4	5844.3	7059.5	0.000201	0.003298	0.018455
2.944	563.8	835.1	5842.0	7058.1	0.000201	0.003296	0.018465
3.072	556.5	832.9	5839.7	7056.7	0.000200	0.003294	0.018475
3.200	549.1	830.7	5837.4	7055.3	0.000200	0.003292	0.018485
3.328	541.7	828.4	5835.1	7054.0	0.000199	0.003290	0.018495
3.456	534.4	826.2	5832.8	7052.6	0.000198	0.003288	0.018505
3.584	527.0	824.0	5830.5	7051.2	0.000198	0.003287	0.018515
3.712	519.6	821.7	5828.2	7049.8	0.000197	0.003285	0.018525
3.840	512.3	819.5	5825.9	7048.4	0.000197	0.003283	0.018535
3.968	504.9	817.3	5823.6	7047.0	0.000196	0.003281	0.018545
4.096	497.5	815.1	5821.3	7045.6	0.000196	0.003279	0.018555
4.224	490.2	812.8	5819.0	7044.2	0.000195	0.003277	0.018565
4.352	482.8	810.6	5816.7	7042.8	0.000195	0.003275	0.018575
4.480	475.4	808.4	5814.4	7041.4	0.000194	0.003274	0.018585
4.608	468.0	806.1	5812.1	7040.0	0.000194	0.003272	0.018595
4.736	460.7	803.9	5809.7	7038.6	0.000193	0.003270	0.018605
4.864	453.3	801.7	5807.4	7037.2	0.000193	0.003268	0.018615
4.992	445.9	799.4	5805.1	7035.8	0.000192	0.003266	0.018626
5.120	438.6	797.2	5802.8	7034.4	0.000191	0.003264	0.018636
5.248	431.2	795.0	5800.5	7033.0	0.000191	0.003262	0.018646
5.376	423.8	792.7	5798.2	7031.6	0.000190	0.003261	0.018656
5.504	416.5	790.5	5795.9	7030.1	0.000190	0.003259	0.018666
5.632	409.1	788.3	5793.5	7028.7	0.000189	0.003257	0.018676
5.760	401.7	786.0	5791.2	7027.3	0.000189	0.003255	0.018686
5.888	395.6	784.2	5789.3	7026.2	0.000188	0.003254	0.018695
6.016	392.9	783.4	5788.5	7025.7	0.000188	0.003253	0.018698
6.144	390.3	782.6	5787.6	7025.1	0.000188	0.003252	0.018702
6.272	387.7	781.8	5786.8	7024.6	0.000188	0.003252	0.018705
6.400	385.0	781.0	5786.0	7024.1	0.000188	0.003251	0.018709

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4936.8	893.6	5901.9	7090.3	0.181	1.195	1.436
0.128	4815.7	889.7	5897.9	7088.2	0.185	1.225	1.472
0.256	4694.6	885.8	5893.9	7086.1	0.189	1.255	1.509
0.384	4575.9	881.9	5890.0	7084.0	0.193	1.287	1.548
0.512	4459.6	878.0	5886.0	7081.9	0.197	1.320	1.588
0.640	4343.2	875.3	5883.2	7080.5	0.202	1.355	1.630
0.768	4231.7	873.1	5881.0	7079.3	0.206	1.390	1.673
0.896	4120.2	870.8	5878.7	7078.1	0.211	1.427	1.718
1.024	4011.1	868.6	5876.4	7076.8	0.217	1.465	1.764
1.152	3904.5	866.4	5874.1	7075.6	0.222	1.504	1.812
1.280	3797.8	864.2	5871.8	7074.4	0.228	1.546	1.863
1.408	3695.9	861.9	5869.5	7073.2	0.233	1.588	1.914
1.536	3594.0	859.7	5867.2	7072.0	0.239	1.633	1.968
1.664	3494.5	857.5	5865.0	7070.8	0.245	1.678	2.023
1.792	3397.4	855.2	5862.7	7069.6	0.252	1.726	2.081
1.920	3300.3	853.0	5860.4	7068.3	0.258	1.776	2.142
2.048	3208.0	850.8	5858.1	7067.1	0.265	1.826	2.203
2.176	3115.7	848.5	5855.8	7065.9	0.272	1.879	2.268
2.304	3025.8	846.3	5853.5	7064.7	0.280	1.935	2.335
2.432	2938.3	844.1	5851.2	7063.5	0.287	1.991	2.404
2.560	2850.8	841.8	5848.9	7062.2	0.295	2.052	2.477
2.688	2768.1	839.6	5846.6	7060.9	0.303	2.112	2.551
2.816	2685.5	837.4	5844.3	7059.5	0.312	2.176	2.629
2.944	2604.8	835.1	5842.0	7058.1	0.321	2.243	2.710
3.072	2526.1	832.9	5839.7	7056.7	0.330	2.312	2.793
3.200	2447.5	830.7	5837.4	7055.3	0.339	2.385	2.883
3.328	2369.9	828.4	5835.1	7054.0	0.350	2.462	2.976
3.456	2292.4	826.2	5832.8	7052.6	0.360	2.544	3.076
3.584	2215.3	824.0	5830.5	7051.2	0.372	2.632	3.183
3.712	2138.6	821.7	5828.2	7049.8	0.384	2.725	3.296
3.840	2061.9	819.5	5825.9	7048.4	0.397	2.825	3.418
3.968	1986.1	817.3	5823.6	7047.0	0.412	2.932	3.548
4.096	1910.2	815.1	5821.3	7045.6	0.427	3.047	3.688
4.224	1834.8	812.8	5819.0	7044.2	0.443	3.171	3.839
4.352	1759.8	810.6	5816.7	7042.8	0.461	3.305	4.002
4.480	1684.8	808.4	5814.4	7041.4	0.480	3.451	4.179
4.608	1610.6	806.1	5812.1	7040.0	0.501	3.609	4.371
4.736	1536.4	803.9	5809.7	7038.6	0.523	3.781	4.581
4.864	1462.7	801.7	5807.4	7037.2	0.548	3.970	4.811
4.992	1389.4	799.4	5805.1	7035.8	0.575	4.178	5.064
5.120	1316.0	797.2	5802.8	7034.4	0.606	4.409	5.345
5.248	1243.6	795.0	5800.5	7033.0	0.639	4.664	5.655
5.376	1171.1	792.7	5798.2	7031.6	0.677	4.951	6.004
5.504	1099.0	790.5	5795.9	7030.1	0.719	5.274	6.397
5.632	1027.4	788.3	5793.5	7028.7	0.767	5.639	6.841
5.760	955.8	786.0	5791.2	7027.3	0.822	6.059	7.353
5.888	885.0	784.2	5789.3	7026.2	0.886	6.542	7.939
6.016	814.2	783.4	5788.5	7025.7	0.962	7.110	8.629
6.144	743.8	782.6	5787.6	7025.1	1.052	7.781	9.445
6.272	673.9	781.8	5786.8	7024.6	1.160	8.588	10.424
6.400	603.9	781.0	5786.0	7024.1	1.293	9.581	11.631

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	543.184 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	16.667 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	20.580 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	80.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.181 \cdot 964.9$$

$$= 174.6 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.181$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 964.9 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 1.195 \cdot 964.9$$

$$= 1153.5 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 1.195$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.436 \cdot 964.9$$

$$= 1385.8 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.436$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.436 \cdot 964.9$$

$$= 1385.8 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 1.195

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{1i} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4936.8	5901.9	3.344E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4815.7	5757.1	3.253E-003	2.781259
3	0.256	6.394	4694.6	5612.3	3.162E-003	2.651899
4	0.384	6.266	4575.9	5470.4	3.073E-003	2.526346
5	0.512	6.138	4459.6	5331.4	2.986E-003	2.405268
6	0.640	6.010	4343.2	5192.3	2.899E-003	2.287934
7	0.768	5.882	4231.7	5059.0	2.816E-003	2.174949
8	0.896	5.754	4120.2	4925.7	2.732E-003	2.066171
9	1.024	5.626	4011.1	4795.3	2.651E-003	1.960812
10	1.152	5.498	3904.5	4667.8	2.572E-003	1.859467
11	1.280	5.370	3797.8	4540.2	2.492E-003	1.761430
12	1.408	5.242	3695.9	4418.4	2.416E-003	1.667237
13	1.536	5.114	3594.0	4296.6	2.341E-003	1.576825
14	1.664	4.986	3494.5	4177.6	2.267E-003	1.489503
15	1.792	4.858	3397.4	4061.6	2.195E-003	1.405793
16	1.920	4.730	3300.3	3945.5	2.123E-003	1.325064
17	2.048	4.602	3208.0	3835.1	2.055E-003	1.247777
18	2.176	4.474	3115.7	3724.8	1.986E-003	1.173870
19	2.304	4.346	3025.8	3617.3	1.920E-003	1.102729
20	2.432	4.218	2938.3	3512.8	1.855E-003	1.034799
21	2.560	4.090	2850.8	3408.2	1.791E-003	0.969526
22	2.688	3.962	2768.1	3309.3	1.730E-003	0.907297
23	2.816	3.834	2685.5	3210.5	1.669E-003	0.848051
24	2.944	3.706	2604.8	3114.0	1.609E-003	0.791180
25	3.072	3.578	2526.1	3020.0	1.552E-003	0.736996
26	3.200	3.450	2447.5	2925.9	1.494E-003	0.685095
27	3.328	3.322	2369.9	2833.3	1.437E-003	0.635285
28	3.456	3.194	2292.4	2740.6	1.380E-003	0.587550
29	3.584	3.066	2215.3	2648.4	1.323E-003	0.541759
30	3.712	2.938	2138.6	2556.7	1.267E-003	0.497962
31	3.840	2.810	2061.9	2465.0	1.211E-003	0.456088
32	3.968	2.682	1986.1	2374.3	1.156E-003	0.416175
33	4.096	2.554	1910.2	2283.6	1.100E-003	0.378212
34	4.224	2.426	1834.8	2193.5	1.045E-003	0.342128
35	4.352	2.298	1759.8	2103.8	9.905E-004	0.307961
36	4.480	2.170	1684.8	2014.1	9.359E-004	0.275651
37	4.608	2.042	1610.6	1925.5	8.819E-004	0.245225

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN・m)	M _i (kN・m)	φ _i (1/m)	δy ₀ (mm)
38	4.736	1.914	1536.4	1836.8	8.279E-004	0.216670
39	4.864	1.786	1462.7	1748.6	7.743E-004	0.189930
40	4.992	1.658	1389.4	1661.0	7.211E-004	0.165030
41	5.120	1.530	1316.0	1573.3	6.679E-004	0.141921
42	5.248	1.402	1243.6	1486.7	6.154E-004	0.120620
43	5.376	1.274	1171.1	1400.0	5.629E-004	0.101114
44	5.504	1.146	1099.0	1313.9	5.108E-004	0.083358
45	5.632	1.018	1027.4	1228.3	4.590E-004	0.067364
46	5.760	0.890	955.8	1142.6	4.072E-004	0.053099
47	5.888	0.762	885.0	1058.0	3.560E-004	0.040558
48	6.016	0.634	814.2	973.4	3.045E-004	0.029716
49	6.144	0.506	743.8	889.2	2.532E-004	0.020555
50	6.272	0.378	673.9	805.6	2.023E-004	0.013096
51	6.400	0.250	603.9	722.0	1.734E-004	0.007669
合計 初降伏変位 δy ₀						45.371977

$$\delta y_0 = \sum (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 54.5/1000 + (0.018122 - 0.004018) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.1125 \text{ m} = 112.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

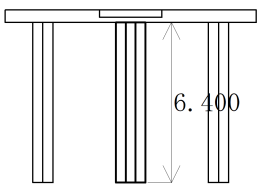
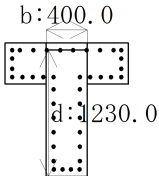
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.436/1.195 \cdot 45.4 \\ &= 54.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.436/1.195 \cdot 0.003344 \\ &= 0.004018 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 1.195 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.436 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 45.4 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.003344 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【中柱】

位置	後→前
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4906.0
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	199.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	1.944
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.965
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 1385.8 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4906.0 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a = P_u &= 1385.8 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} = k_{hu} &= 1.436 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 1385.8 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1 : k_h=1.0 \text{時のせん断力} &= 964.9 \text{ (kN)} \\
 k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.436
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 1.709$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.1125 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0545 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_2Z \cdot k_{h20} = 1.7000) &\geq 0.60 \text{ より} \\
 k_{h2} = c_S \cdot c_2Z \cdot k_{h20} &= 0.643 \cdot 1.7000 \\
 &= 1.09 \geq (0.4 \cdot c_2Z = 0.340)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h2} = 1.09$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_2Z &: \text{地域別補正係数} = 0.85 \\
 c_2Z \cdot k_{h20} &: c_2Z \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.7000 \\
 c_S &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_S &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.643 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 1.709
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 964.9 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u : \text{当該柱部が支持している上部重量} &= 543.2 \text{ (kN)} \\
 W_p : \text{柱部の重量} &= 421.7 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h2} = 1.09) &\leq (k_{ha} = 1.436) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h2} : \text{レベル2地震動の設計水平震度} &= 1.09 \\
 k_{ha} : \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} &= 1.436
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 6.6 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 6.6(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh20}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.201$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)	
δRa	: 許容残留変位(mm)	
CR	: 残留変位補正係数	= 0.6
μR	: 最大応答塑性率	
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	= 0.0
δy	: 降伏変位	= 54.5(mm)
$c2Z \cdot kh20$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	= 1.7000
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	= 1.436
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	= 6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	= 671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	= 66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	= 0.100676(rad)
$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$		
h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	= 4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	= 0.500(m)
b	: 戸当り幅	= 0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

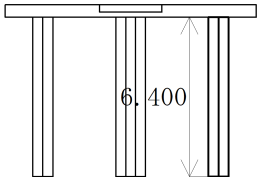
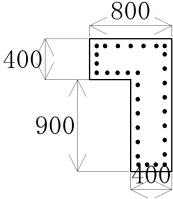
$$0.4 \cdot c2Z \cdot W = 328.1 \leq Pa = 1385.8 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	= 1385.8(kN)
c2Z	: 地域別補正係数	= 0.85
W	: 等価重量	= 964.9(kN)

右柱

(1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

【右柱】

位置	断面図
	

1)コンクリート応力度-ひずみ曲線

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	5.416E-003
	ϵ_{cu}	---	1.094E-002
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

2)曲げモーメントと曲率の関係

項 目		単位	上端	下端
終局モーメント	M _u	kN.m	5619.4	5676.1
初降伏曲げモーメント	M _{y0}	kN.m	4372.0	4461.4
ひびわれ曲げモーメント	M _c	kN.m	547.0	611.3
終局曲率	ϕ_u	1/m	2.482E-002	2.419E-002
初降伏曲率	ϕ_{y0}	1/m	2.805E-003	2.849E-003
ひびわれ曲率	ϕ_c	1/m	1.533E-004	1.713E-004
降伏曲げ剛性	EI _y	kN.m ²	1.559E+006	1.566E+006
死荷重時の軸力	N _d	kN	157.9	384.6

(2)水平耐力および水平変位

1)着目点の曲げモーメントおよび曲率

高さ (m)	軸力 (kN)	Mc (kN・m)	My0 (kN・m)	Mu (kN・m)	ϕ_c (1/m)	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_u (1/m)
0.000	384.6	611.3	4461.4	5676.1	0.000171	0.002849	0.024185
0.128	377.3	609.2	4458.6	5674.4	0.000171	0.002847	0.024205
0.256	370.1	607.2	4455.7	5672.8	0.000170	0.002846	0.024225
0.384	362.8	605.1	4452.9	5671.2	0.000170	0.002845	0.024244
0.512	355.9	603.1	4450.1	5669.7	0.000169	0.002843	0.024263
0.640	349.0	601.2	4447.4	5668.0	0.000169	0.002842	0.024278
0.768	342.1	599.2	4444.7	5666.4	0.000168	0.002841	0.024294
0.896	335.2	597.3	4442.0	5664.8	0.000167	0.002839	0.024310
1.024	328.3	595.3	4439.3	5663.2	0.000167	0.002838	0.024325
1.152	321.4	593.4	4436.6	5661.5	0.000166	0.002837	0.024341
1.280	314.6	591.4	4433.8	5659.9	0.000166	0.002835	0.024357
1.408	307.7	589.5	4431.1	5658.2	0.000165	0.002834	0.024375
1.536	300.8	587.5	4428.4	5656.4	0.000165	0.002832	0.024395
1.664	293.9	585.5	4425.7	5654.6	0.000164	0.002831	0.024415
1.792	287.0	583.6	4423.0	5652.9	0.000164	0.002830	0.024435
1.920	280.1	581.6	4420.3	5651.1	0.000163	0.002828	0.024456
2.048	273.2	579.7	4417.5	5649.3	0.000162	0.002827	0.024476
2.176	266.3	577.7	4414.8	5647.5	0.000162	0.002826	0.024496
2.304	259.5	575.8	4412.1	5645.7	0.000161	0.002824	0.024517
2.432	252.6	573.8	4409.4	5644.0	0.000161	0.002823	0.024537
2.560	245.7	571.9	4406.7	5642.2	0.000160	0.002822	0.024558
2.688	238.8	569.9	4403.9	5640.4	0.000160	0.002820	0.024578
2.816	231.9	568.0	4401.2	5638.6	0.000159	0.002819	0.024598
2.944	225.0	566.0	4398.5	5636.8	0.000159	0.002818	0.024619
3.072	218.1	564.1	4395.8	5635.0	0.000158	0.002816	0.024639
3.200	211.3	562.1	4393.0	5633.2	0.000158	0.002815	0.024660
3.328	209.1	561.5	4392.2	5632.7	0.000157	0.002815	0.024666
3.456	207.0	560.9	4391.4	5632.1	0.000157	0.002814	0.024673
3.584	204.9	560.3	4390.5	5631.6	0.000157	0.002814	0.024679
3.712	202.7	559.7	4389.7	5631.0	0.000157	0.002813	0.024685
3.840	200.6	559.1	4388.8	5630.5	0.000157	0.002813	0.024692
3.968	198.5	558.5	4388.0	5629.9	0.000157	0.002813	0.024698
4.096	196.3	557.9	4387.2	5629.4	0.000156	0.002812	0.024704
4.224	194.2	557.3	4386.3	5628.8	0.000156	0.002812	0.024711
4.352	192.1	556.7	4385.5	5628.2	0.000156	0.002811	0.024717
4.480	189.9	556.0	4384.6	5627.7	0.000156	0.002811	0.024723
4.608	187.8	555.4	4383.8	5627.1	0.000156	0.002811	0.024730
4.736	185.7	554.8	4382.9	5626.6	0.000156	0.002810	0.024736
4.864	183.5	554.2	4382.1	5626.0	0.000155	0.002810	0.024742
4.992	181.4	553.6	4381.2	5625.5	0.000155	0.002809	0.024749
5.120	179.3	553.0	4380.4	5624.9	0.000155	0.002809	0.024755
5.248	177.1	552.4	4379.6	5624.4	0.000155	0.002808	0.024762
5.376	175.0	551.8	4378.7	5623.8	0.000155	0.002808	0.024768
5.504	172.9	551.2	4377.9	5623.3	0.000155	0.002808	0.024774
5.632	170.7	550.6	4377.0	5622.7	0.000154	0.002807	0.024781
5.760	168.6	550.0	4376.2	5622.1	0.000154	0.002807	0.024787
5.888	166.5	549.4	4375.3	5621.6	0.000154	0.002806	0.024793
6.016	164.3	548.8	4374.5	5621.0	0.000154	0.002806	0.024800
6.144	162.2	548.2	4373.6	5620.5	0.000154	0.002806	0.024806
6.272	160.1	547.6	4372.8	5619.9	0.000153	0.002805	0.024813
6.400	157.9	547.0	4372.0	5619.4	0.000153	0.002805	0.024819

2)着目点の水平震度

高さ (m)	曲げモーメント (kN.m)				水平震度		
	kh=1.0時 M1	ひびわれ Mc	初降伏 My0	終局 Mu	ひびわれ khc	初降伏 khy0	終局 khu
0.000	4155.9	611.3	4461.4	5676.1	0.147	1.074	1.366
0.128	4063.7	609.2	4458.6	5674.4	0.150	1.097	1.396
0.256	3971.5	607.2	4455.7	5672.8	0.153	1.122	1.428
0.384	3880.7	605.1	4452.9	5671.2	0.156	1.147	1.461
0.512	3791.2	603.1	4450.1	5669.7	0.159	1.174	1.495
0.640	3701.7	601.2	4447.4	5668.0	0.162	1.201	1.531
0.768	3614.8	599.2	4444.7	5666.4	0.166	1.230	1.568
0.896	3528.0	597.3	4442.0	5664.8	0.169	1.259	1.606
1.024	3442.5	595.3	4439.3	5663.2	0.173	1.290	1.645
1.152	3358.3	593.4	4436.6	5661.5	0.177	1.321	1.686
1.280	3274.1	591.4	4433.8	5659.9	0.181	1.354	1.729
1.408	3192.6	589.5	4431.1	5658.2	0.185	1.388	1.772
1.536	3111.0	587.5	4428.4	5656.4	0.189	1.423	1.818
1.664	3030.9	585.5	4425.7	5654.6	0.193	1.460	1.866
1.792	2952.0	583.6	4423.0	5652.9	0.198	1.498	1.915
1.920	2873.1	581.6	4420.3	5651.1	0.202	1.538	1.967
2.048	2796.9	579.7	4417.5	5649.3	0.207	1.579	2.020
2.176	2720.7	577.7	4414.8	5647.5	0.212	1.623	2.076
2.304	2645.9	575.8	4412.1	5645.7	0.218	1.668	2.134
2.432	2572.3	573.8	4409.4	5644.0	0.223	1.714	2.194
2.560	2498.8	571.9	4406.7	5642.2	0.229	1.764	2.258
2.688	2427.9	569.9	4403.9	5640.4	0.235	1.814	2.323
2.816	2357.0	568.0	4401.2	5638.6	0.241	1.867	2.392
2.944	2287.3	566.0	4398.5	5636.8	0.247	1.923	2.464
3.072	2218.7	564.1	4395.8	5635.0	0.254	1.981	2.540
3.200	2150.1	562.1	4393.0	5633.2	0.261	2.043	2.620
3.328	2082.3	561.5	4392.2	5632.7	0.270	2.109	2.705
3.456	2014.5	560.9	4391.4	5632.1	0.278	2.180	2.796
3.584	1947.1	560.3	4390.5	5631.6	0.288	2.255	2.892
3.712	1880.0	559.7	4389.7	5631.0	0.298	2.335	2.995
3.840	1812.9	559.1	4388.8	5630.5	0.308	2.421	3.106
3.968	1746.5	558.5	4388.0	5629.9	0.320	2.512	3.224
4.096	1680.1	557.9	4387.2	5629.4	0.332	2.611	3.351
4.224	1614.0	557.3	4386.3	5628.8	0.345	2.718	3.487
4.352	1548.3	556.7	4385.5	5628.2	0.360	2.832	3.635
4.480	1482.6	556.0	4384.6	5627.7	0.375	2.957	3.796
4.608	1417.5	555.4	4383.8	5627.1	0.392	3.093	3.970
4.736	1352.5	554.8	4382.9	5626.6	0.410	3.241	4.160
4.864	1287.7	554.2	4382.1	5626.0	0.430	3.403	4.369
4.992	1223.4	553.6	4381.2	5625.5	0.453	3.581	4.598
5.120	1159.0	553.0	4380.4	5624.9	0.477	3.779	4.853
5.248	1095.3	552.4	4379.6	5624.4	0.504	3.998	5.135
5.376	1031.6	551.8	4378.7	5623.8	0.535	4.244	5.451
5.504	968.3	551.2	4377.9	5623.3	0.569	4.521	5.807
5.632	905.3	550.6	4377.0	5622.7	0.608	4.835	6.211
5.760	842.3	550.0	4376.2	5622.1	0.653	5.196	6.675
5.888	780.0	549.4	4375.3	5621.6	0.704	5.610	7.207
6.016	717.7	548.8	4374.5	5621.0	0.765	6.095	7.832
6.144	655.7	548.2	4373.6	5620.5	0.836	6.670	8.572
6.272	594.0	547.6	4372.8	5619.9	0.922	7.361	9.460
6.400	532.4	547.0	4372.0	5619.4	1.027	8.212	10.555

※kh=1.0時 M1算出時の荷重条件

荷重名	種類	載荷高さ (m)	載荷荷重
上部重量Wu	集中荷重	7.512	478.872 (kN)
ゲート自重	分布荷重	3.000～ 0.000	8.333 (kN/m)
柱自重	分布荷重	6.400～ 0.000	16.660 (kN/m)
戸当り自重	分布荷重	3.000～ 0.000	40.000 (kN/m)

載荷高さは柱基部からの高さ

3)水平耐力

- ・ひびわれ水平耐力 P_c

$$P_c = k_{hc} \cdot W = 0.147 \cdot 730.5$$

$$= 107.4 \text{ (kN)}$$

k_{hc} : ひびわれ時水平震度

$$= 0.147$$

W : 慣性力の分担重量

$$= 730.5 \text{ (kN)}$$

- ・初降伏水平耐力 P_{y0}

$$P_{y0} = k_{hy0} \cdot W = 1.074 \cdot 730.5$$

$$= 784.2 \text{ (kN)}$$

k_{hy0} : 初降伏時水平震度

$$= 1.074$$

- ・降伏水平耐力 P_y

$$P_y = k_{hu} \cdot W = 1.366 \cdot 730.5$$

$$= 997.7 \text{ (kN)}$$

k_{hu} : 終局時水平震度

$$= 1.366$$

- ・終局水平耐力 P_u

$$P_u = k_{hu} \cdot W = 1.366 \cdot 730.5$$

$$= 997.7 \text{ (kN)}$$

4)初降伏変位

上部構造慣性力作用高 : 6.650 (m)

初降伏時の水平震度 k_{hy0} : 1.074

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y_i (m)	kh=1.0時の モーメント M_{i1} (kN.m)	M_i (kN.m)	ϕ_i (1/m)	δy_0 (mm)
1	0.000	6.650	4155.9	4461.4	2.849E-003	0.000000
2	0.128	6.522	4063.7	4362.5	2.781E-003	2.373053
3	0.256	6.394	3971.5	4263.5	2.712E-003	2.270546
4	0.384	6.266	3880.7	4166.0	2.645E-003	2.170685
5	0.512	6.138	3791.2	4069.9	2.579E-003	2.073831
6	0.640	6.010	3701.7	3973.8	2.513E-003	1.979552
7	0.768	5.882	3614.8	3880.6	2.448E-003	1.888200
8	0.896	5.754	3528.0	3787.4	2.384E-003	1.799742
9	1.024	5.626	3442.5	3695.6	2.321E-003	1.713753
10	1.152	5.498	3358.3	3605.2	2.259E-003	1.630569
11	1.280	5.370	3274.1	3514.8	2.197E-003	1.549796
12	1.408	5.242	3192.6	3427.3	2.137E-003	1.471736
13	1.536	5.114	3111.0	3339.8	2.076E-003	1.396355
14	1.664	4.986	3030.9	3253.7	2.017E-003	1.323269
15	1.792	4.858	2952.0	3169.0	1.959E-003	1.252772
16	1.920	4.730	2873.1	3084.4	1.901E-003	1.184512
17	2.048	4.602	2796.9	3002.6	1.845E-003	1.118749
18	2.176	4.474	2720.7	2920.8	1.789E-003	1.055450
19	2.304	4.346	2645.9	2840.4	1.733E-003	0.994273
20	2.432	4.218	2572.3	2761.4	1.679E-003	0.935468
21	2.560	4.090	2498.8	2682.5	1.625E-003	0.878728
22	2.688	3.962	2427.9	2606.4	1.573E-003	0.824269
23	2.816	3.834	2357.0	2530.3	1.521E-003	0.772060
24	2.944	3.706	2287.3	2455.5	1.470E-003	0.721765
25	3.072	3.578	2218.7	2381.8	1.419E-003	0.673563
26	3.200	3.450	2150.1	2308.2	1.369E-003	0.627226
27	3.328	3.322	2082.3	2235.4	1.319E-003	0.582573
28	3.456	3.194	2014.5	2162.7	1.268E-003	0.539599
29	3.584	3.066	1947.1	2090.3	1.218E-003	0.498323
30	3.712	2.938	1880.0	2018.2	1.169E-003	0.458788
31	3.840	2.810	1812.9	1946.2	1.119E-003	0.420937
32	3.968	2.682	1746.5	1874.9	1.070E-003	0.384804
33	4.096	2.554	1680.1	1803.6	1.020E-003	0.350380
34	4.224	2.426	1614.0	1732.7	9.714E-004	0.317610
35	4.352	2.298	1548.3	1662.1	9.227E-004	0.286526
36	4.480	2.170	1482.6	1591.6	8.740E-004	0.257081
37	4.608	2.042	1417.5	1521.7	8.258E-004	0.229299

着目点	着目位置 (m)	慣性力位置 までの高さ y _i (m)	kh=1.0時の モーメント M _{1i} (kN.m)	M _i (kN.m)	φ _i (1/m)	δ _{y0} (mm)
38	4.736	1.914	1352.5	1451.9	7.776E-004	0.203172
39	4.864	1.786	1287.7	1382.4	7.297E-004	0.178654
40	4.992	1.658	1223.4	1313.3	6.820E-004	0.155768
41	5.120	1.530	1159.0	1244.2	6.343E-004	0.134475
42	5.248	1.402	1095.3	1175.9	5.871E-004	0.114792
43	5.376	1.274	1031.6	1107.5	5.400E-004	0.096708
44	5.504	1.146	968.3	1039.5	4.931E-004	0.080189
45	5.632	1.018	905.3	971.9	4.464E-004	0.065246
46	5.760	0.890	842.3	904.2	3.998E-004	0.051854
47	5.888	0.762	780.0	837.3	3.536E-004	0.040015
48	6.016	0.634	717.7	770.4	3.075E-004	0.029721
49	6.144	0.506	655.7	703.9	2.616E-004	0.020948
50	6.272	0.378	594.0	637.7	2.160E-004	0.013697
51	6.400	0.250	532.4	571.6	1.704E-004	0.007951
合計 初降伏変位 δ _{y0}						40.199032

$$\delta y_0 = \Sigma (\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}) \cdot \Delta y_i / 2$$

$$\Delta y_i = y_{i-1} - y_i$$

5)終局変位

$$\begin{aligned} \delta u &= \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \\ &= 51.1/1000 + (0.024185 - 0.003624) \cdot 0.6500 \cdot (6.6500 - 0.6500/2) \\ &= 0.1357 \text{ m} = 135.7 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

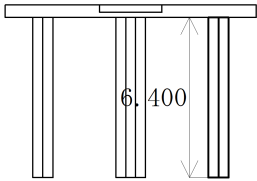
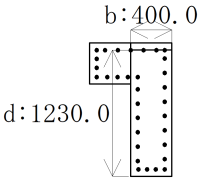
$$\begin{aligned} \delta y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \delta y_0 \\ &= 1.366/1.074 \cdot 40.2 \\ &= 51.1 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi y &= k_{hu}/k_{hy0} \cdot \phi y_0 \\ &= 1.366/1.074 \cdot 0.002849 \\ &= 0.003624 \text{ (1/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{hy0} : \text{初降伏時の水平震度} &= 1.074 \\ k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.366 \\ \delta y_0 : \text{初降伏変位} &= 40.2 \text{ (mm)} \\ \phi y_0 : \text{柱基部の初降伏曲率} &= 0.002849 \text{ (1/m)} \\ L_p : \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\ &= 0.2 \cdot 6.6500 - 0.1 \cdot 1.3000 \\ &= 1.2000 \text{ m} \\ 0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} & \\ L_p = 0.6500 \text{ (m)} & \\ D : \text{断面高さ} &= 1.3000 \text{ (m)} \\ h : \text{基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ} &= 6.6500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3)せん断耐力

【右柱】

位置	後→前
	

項 目		単位	値
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	4955.9
	Ps	kN	4906.0
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	249.4
	Sc	kN	199.5
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	4706.5
有効幅	b	mm	400.0
有効高	d	mm	1230.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.042
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	0.965
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1913.2
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

(4)破壊形態の判定および地震時水平耐力

$$\begin{aligned}
 S &= 997.7 \text{ (kN)} \\
 P_s &= 4906.0 \text{ (kN)} \\
 P_{so} &= 4955.9 \text{ (kN)} \\
 S &\leq P_s \text{ より 曲げ破壊型} \\
 P_a = P_u &= 997.7 \text{ (kN)} \\
 k_{ha} = k_{hu} &= 1.366 \\
 \text{ここに、} S &: \text{終局時のせん断力} = 997.7 \text{ (kN)} \\
 S &= S_1 \cdot k_{hu} \\
 S_1 : k_h=1.0 \text{時のせん断力} &= 730.5 \text{ (kN)} \\
 k_{hu} : \text{終局時の水平震度} &= 1.366
 \end{aligned}$$

(5)地震時保有水平耐力の照査

1)許容塑性率

破壊形態:曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.102$$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} \mu_a &: \text{許容塑性率} \\
 \delta_u &: \text{終局変位} = 0.1357 \text{ (m)} \\
 \delta_y &: \text{降伏変位} = 0.0511 \text{ (m)} \\
 \alpha &: \text{安全係数} = 1.500
 \end{aligned}$$

2)設計水平震度

$$\begin{aligned}
 (c_2Z \cdot k_{h20} = 1.7000) &\geq 0.60 \text{ より} \\
 k_{h2} = c_S \cdot c_2Z \cdot k_{h20} &= 0.559 \cdot 1.7000 \\
 &= 0.95 \geq (0.4 \cdot c_2Z = 0.340)
 \end{aligned}$$

以上から、 $k_{h2} = 0.95$

$$\begin{aligned}
 \text{ここに、} c_2Z &: \text{地域別補正係数} = 0.85 \\
 c_2Z \cdot k_{h20} &: c_2Z \times \text{レベル2地震動の設計水平震度の標準値} = 1.7000 \\
 c_S &: \text{構造物特性補正係数} \\
 c_S &= \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.559 \\
 \mu_a &: \text{許容塑性率} = 2.102
 \end{aligned}$$

3)等価重量

$$\begin{aligned}
 W &= W_u + W_p = 730.5 \text{ (kN)} \\
 \text{ここに、} W &: \text{等価重量(kN)} \\
 W_u : \text{当該柱部が支持している上部重量} &= 478.9 \text{ (kN)} \\
 W_p : \text{柱部の重量} &= 251.6 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

4)地震時保有水平耐力法の照査

$$\begin{aligned}
 (k_{h2} = 0.95) &\leq (k_{ha} = 1.366) \text{ [OK]} \\
 \text{ここに、} k_{h2} : \text{レベル2地震動の設計水平震度} &= 0.95 \\
 k_{ha} : \text{地震時保有水平耐力に達した時の水平震度} &= 1.366
 \end{aligned}$$

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 8.4 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 8.4(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh20}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.275$$

$$\delta Ra = \text{Min}(\delta Ra1, \delta Ra2) = 66.5(\text{mm})$$

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = 671.8(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)		
δRa	: 許容残留変位(mm)		
CR	: 残留変位補正係数	=	0.6
μR	: 最大応答塑性率		
γ	: 柱部の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	=	0.0
δy	: 降伏変位	=	51.1(mm)
$c2Z \cdot kh20$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	=	1.7000
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	=	1.366
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	=	6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	=	671.8(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	=	66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度	=	0.100676(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4b^2}{-4bt + h' \sqrt{h'^2 + 4t^2 - 4b^2}} \right)$$

h'	: ローラ間隔(又は扉体高)	=	4.000(m)
t	: ローラ径(又は扉体厚)	=	0.500(m)
b	: 戸当り幅	=	0.600(m)

6) 道示V 7.4.1照査

$$0.4 \cdot c2Z \cdot W = 248.4 \leq Pa = 997.7 \text{ kN [OK]}$$

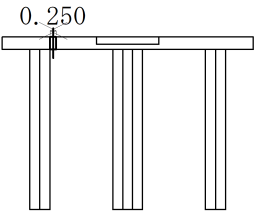
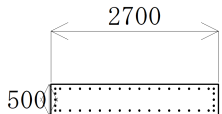
ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	=	997.7(kN)
c2Z	: 地域別補正係数	=	0.85
W	: 等価重量	=	730.5(kN)

1.2 横方向

1.2.1 断面データ

左支間左側

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

・塑性ヒンジ長

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 1.8029 - 0.1 \cdot 0.5000$$

$$= 0.3106 \text{ (m)}$$

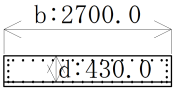
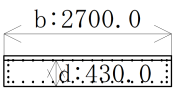
$$0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 0.2500 \text{ (m)}$$

$$D : \text{断面高さ} = 0.5000 \text{ (m)}$$

$$h : \text{柱の軸線間の距離の1/2} = 3.6059 / 2 = 1.8029 \text{ (m)}$$

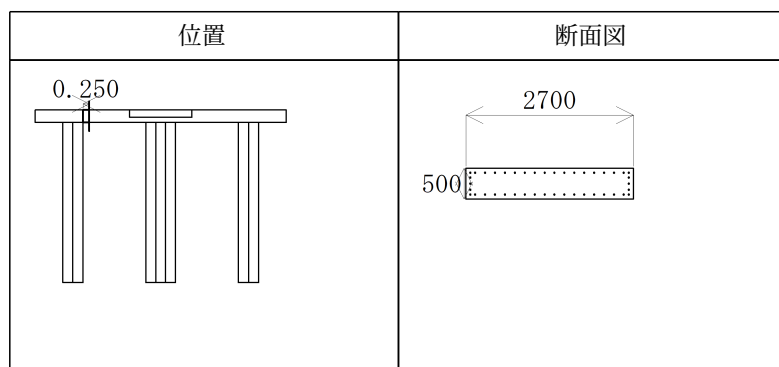
せん断耐力算出用鉄筋配置

左→右	右→左
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
22	18	6967.80	0.070	0.430	0.0	1.0
22	2	774.20	0.150	0.350	0.0	1.0
22	2	774.20	0.250	0.250	0.5	0.5
22	2	774.20	0.350	0.150	1.0	0.0
22	18	6967.80	0.430	0.070	1.0	0.0
合計	42	16258.20				

左支間左側-左側

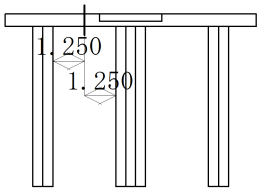
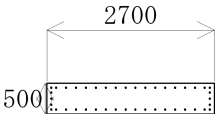
曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

左支間中央左側

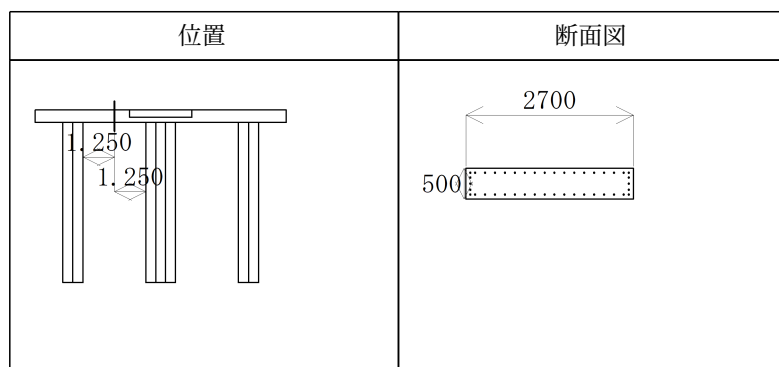
曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

左支間中央右側

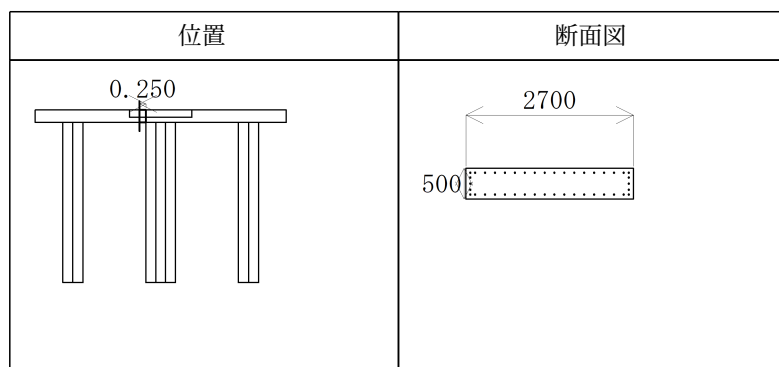
曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

左支間右側-右側

曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

左支間右側

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

・塑性ヒンジ長

$$\begin{aligned}
 L_p &: \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\
 &= 0.2 \cdot 1.8029 - 0.1 \cdot 0.5000 \\
 &= 0.3106 \text{ (m)} \\
 0.1 \cdot D &\leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} \\
 L_p &= 0.2500 \text{ (m)} \\
 D &: \text{断面高さ} &= 0.5000 \text{ (m)} \\
 h &: \text{柱の軸線間の距離の1/2} &= 3.6059 / 2 = 1.8029 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

せん断耐力算出用鉄筋配置

左→右	右→左

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
22	18	6967.80	0.070	0.430	1.0	0.0
22	2	774.20	0.150	0.350	1.0	0.0
22	2	774.20	0.250	0.250	0.5	0.5
22	2	774.20	0.350	0.150	0.0	1.0
22	18	6967.80	0.430	0.070	0.0	1.0
合計	42	16258.20				

右支間左側

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

・塑性ヒンジ長

$$\begin{aligned}
 L_p &: \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\
 &= 0.2 \cdot 1.8029 - 0.1 \cdot 0.5000 \\
 &= 0.3106 \text{ (m)} \\
 0.1 \cdot D &\leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} \\
 L_p &= 0.2500 \text{ (m)} \\
 D &: \text{断面高さ} &= 0.5000 \text{ (m)} \\
 h &: \text{柱の軸線間の距離の1/2} &= 3.6059 / 2 = 1.8029 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

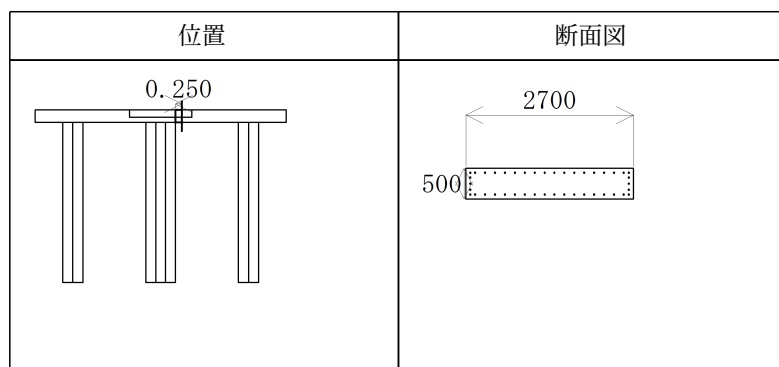
せん断耐力算出用鉄筋配置

左→右	右→左

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
22	18	6967.80	0.070	0.430	0.0	1.0
22	2	774.20	0.150	0.350	0.0	1.0
22	2	774.20	0.250	0.250	0.5	0.5
22	2	774.20	0.350	0.150	1.0	0.0
22	18	6967.80	0.430	0.070	1.0	0.0
合計	42	16258.20				

右支間左側-左側

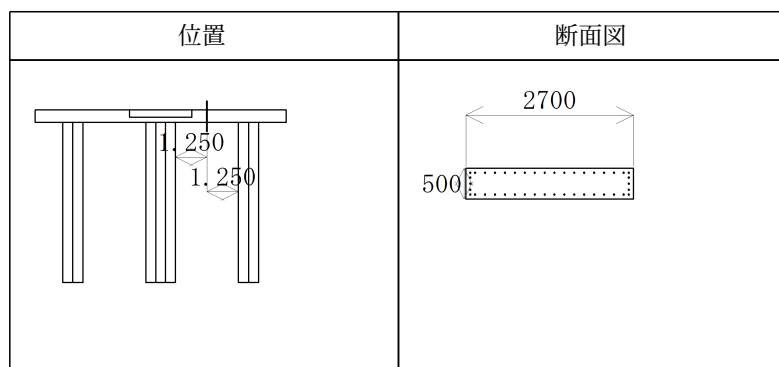
曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

右支間中央左側

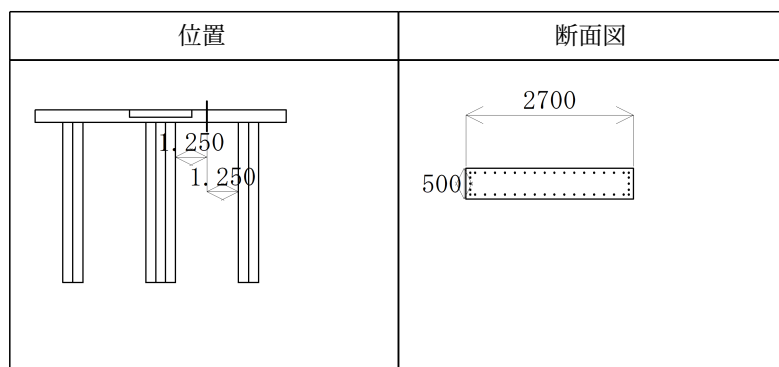
曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

右支間中央右側

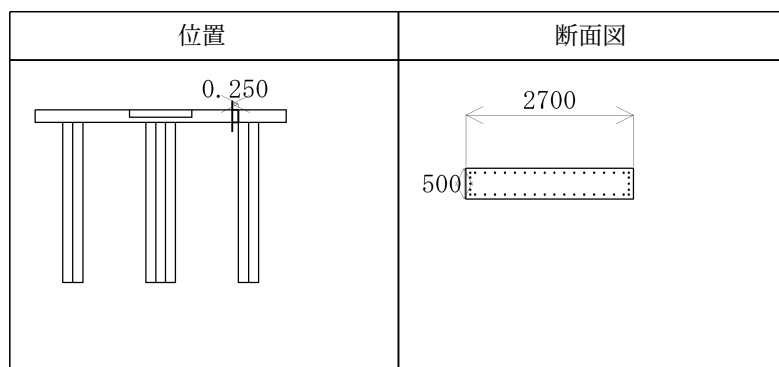
曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

右支間右側-右側

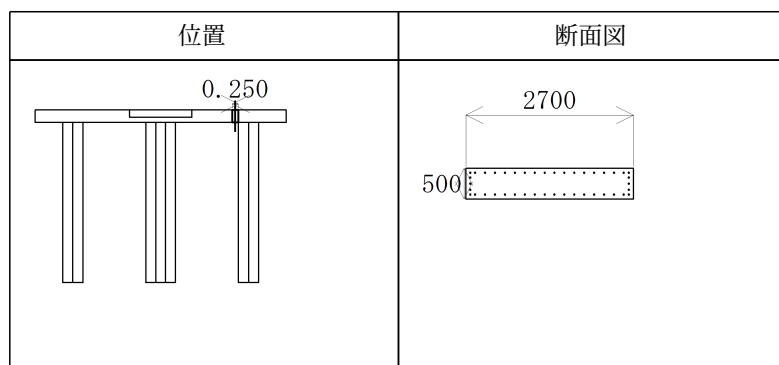
曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

右支間右側

曲げ剛性算出用鉄筋配置

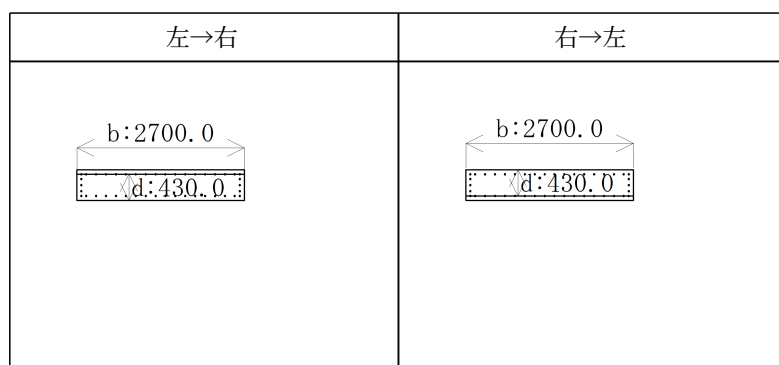


鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
22	18	6967.80	0.070	0.430	345.00
22	2	774.20	0.150	0.350	345.00
22	2	774.20	0.250	0.250	345.00
22	2	774.20	0.350	0.150	345.00
22	18	6967.80	0.430	0.070	345.00
合計	42	16258.20			

・塑性ヒンジ長

$$\begin{aligned}
 L_p &: \text{塑性ヒンジ長} &= 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D \\
 &= 0.2 \cdot 1.8029 - 0.1 \cdot 0.5000 \\
 &= 0.3106 \text{ (m)} \\
 0.1 \cdot D &\leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より} \\
 L_p &= 0.2500 \text{ (m)} \\
 D &: \text{断面高さ} &= 0.5000 \text{ (m)} \\
 h &: \text{柱の軸線間の距離の1/2} &= 3.6059 / 2 = 1.8029 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

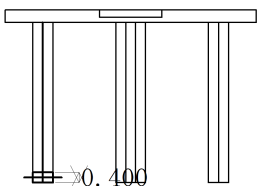
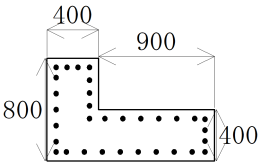
せん断耐力算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
22	18	6967.80	0.070	0.430	1.0	0.0
22	2	774.20	0.150	0.350	1.0	0.0
22	2	774.20	0.250	0.250	0.5	0.5
22	2	774.20	0.350	0.150	0.0	1.0
22	18	6967.80	0.430	0.070	0.0	1.0
合計	42	16258.20				

左柱基部

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	4	3826.40	0.070	0.730	345.00
35	1	956.60	0.150	0.650	345.00
35	1	956.60	0.170	0.630	345.00
35	1	956.60	0.270	0.530	345.00
35	1	956.60	0.275	0.525	345.00
35	1	956.60	0.370	0.430	345.00
35	1	956.60	0.400	0.400	345.00
35	7	6696.20	0.470	0.330	345.00
35	1	956.60	0.475	0.325	345.00
35	1	956.60	0.525	0.275	345.00
35	1	956.60	0.560	0.240	345.00
35	1	956.60	0.645	0.155	345.00
35	1	956.60	0.650	0.150	345.00
35	10	9566.00	0.730	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

・塑性ヒンジ長

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 3.3250 - 0.1 \cdot 0.8000$$

$$= 0.5850 \text{ (m)}$$

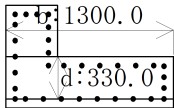
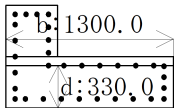
$$0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 0.4000 \text{ (m)}$$

$$D : \text{断面高さ} = 0.8000 \text{ (m)}$$

$$h : \text{柱基部から操作台軸線までの高さの1/2} = 6.6500 / 2 = 3.3250 \text{ (m)}$$

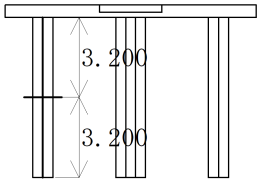
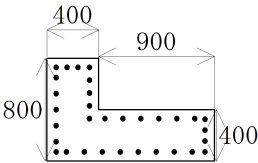
せん断耐力算出用鉄筋配置

左→右	右→左
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
35	1	956.60	0.000	0.400	0.0	0.5
35	7	6696.20	0.070	0.330	0.0	1.0
35	1	956.60	0.075	0.325	0.0	1.0
35	1	956.60	0.125	0.275	0.0	1.0
35	1	956.60	0.160	0.240	0.0	1.0
35	1	956.60	0.245	0.155	1.0	0.0
35	1	956.60	0.250	0.150	1.0	0.0
35	10	9566.00	0.330	0.070	1.0	0.0
合計	23	22001.80				

左柱中央下側

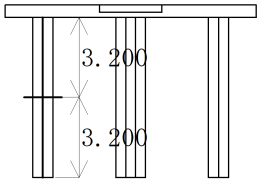
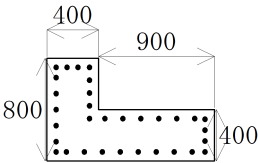
曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	4	3826.40	0.070	0.730	345.00
35	1	956.60	0.150	0.650	345.00
35	1	956.60	0.170	0.630	345.00
35	1	956.60	0.270	0.530	345.00
35	1	956.60	0.275	0.525	345.00
35	1	956.60	0.370	0.430	345.00
35	1	956.60	0.400	0.400	345.00
35	7	6696.20	0.470	0.330	345.00
35	1	956.60	0.475	0.325	345.00
35	1	956.60	0.525	0.275	345.00
35	1	956.60	0.560	0.240	345.00
35	1	956.60	0.645	0.155	345.00
35	1	956.60	0.650	0.150	345.00
35	10	9566.00	0.730	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

左柱中央上側

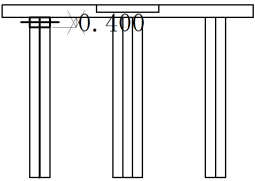
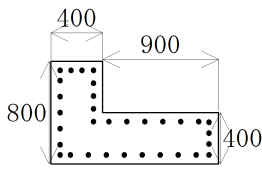
曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	4	3826.40	0.070	0.730	345.00
35	1	956.60	0.150	0.650	345.00
35	1	956.60	0.170	0.630	345.00
35	1	956.60	0.270	0.530	345.00
35	1	956.60	0.275	0.525	345.00
35	1	956.60	0.370	0.430	345.00
35	1	956.60	0.400	0.400	345.00
35	7	6696.20	0.470	0.330	345.00
35	1	956.60	0.475	0.325	345.00
35	1	956.60	0.525	0.275	345.00
35	1	956.60	0.560	0.240	345.00
35	1	956.60	0.645	0.155	345.00
35	1	956.60	0.650	0.150	345.00
35	10	9566.00	0.730	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

左柱上端

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	4	3826.40	0.070	0.730	345.00
35	1	956.60	0.150	0.650	345.00
35	1	956.60	0.170	0.630	345.00
35	1	956.60	0.270	0.530	345.00
35	1	956.60	0.275	0.525	345.00
35	1	956.60	0.370	0.430	345.00
35	1	956.60	0.400	0.400	345.00
35	7	6696.20	0.470	0.330	345.00
35	1	956.60	0.475	0.325	345.00
35	1	956.60	0.525	0.275	345.00
35	1	956.60	0.560	0.240	345.00
35	1	956.60	0.645	0.155	345.00
35	1	956.60	0.650	0.150	345.00
35	10	9566.00	0.730	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

・塑性ヒンジ長

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 3.3250 - 0.1 \cdot 0.8000$$

$$= 0.5850 \text{ (m)}$$

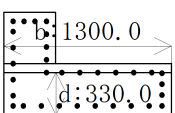
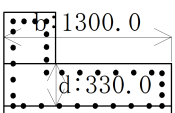
$$0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 0.4000 \text{ (m)}$$

$$D : \text{断面高さ} = 0.8000 \text{ (m)}$$

$$h : \text{柱基部から操作台軸線までの高さの1/2} = 6.6500 / 2 = 3.3250 \text{ (m)}$$

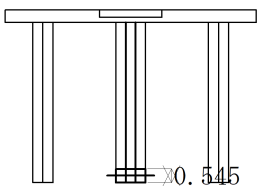
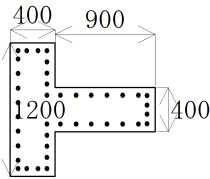
せん断耐力算出用鉄筋配置

左→右	右→左
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
35	1	956.60	0.000	0.400	0.5	0.0
35	7	6696.20	0.070	0.330	1.0	0.0
35	1	956.60	0.075	0.325	1.0	0.0
35	1	956.60	0.125	0.275	1.0	0.0
35	1	956.60	0.160	0.240	1.0	0.0
35	1	956.60	0.245	0.155	0.0	1.0
35	1	956.60	0.250	0.150	0.0	1.0
35	10	9566.00	0.330	0.070	0.0	1.0
合計	23	22001.80				

中柱基部

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	4	3826.40	0.070	1.130	345.00
35	1	956.60	0.145	1.055	345.00
35	1	956.60	0.170	1.030	345.00
35	1	956.60	0.270	0.930	345.00
35	1	956.60	0.275	0.925	345.00
35	1	956.60	0.370	0.830	345.00
35	1	956.60	0.405	0.795	345.00
35	7	6696.20	0.470	0.730	345.00
35	1	956.60	0.473	0.728	345.00
35	1	956.60	0.535	0.665	345.00
35	1	956.60	0.558	0.643	345.00
35	1	956.60	0.643	0.558	345.00
35	1	956.60	0.665	0.535	345.00
35	1	956.60	0.728	0.473	345.00
35	7	6696.20	0.730	0.470	345.00
35	1	956.60	0.795	0.405	345.00
35	1	956.60	0.830	0.370	345.00
35	1	956.60	0.925	0.275	345.00
35	1	956.60	0.930	0.270	345.00
35	1	956.60	1.030	0.170	345.00
35	1	956.60	1.055	0.145	345.00
35	4	3826.40	1.130	0.070	345.00
合計	40	38264.00			

・塑性ヒンジ長

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 3.3250 - 0.1 \cdot 1.2000$$

$$= 0.5450 \text{ (m)}$$

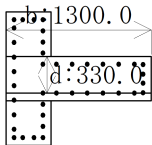
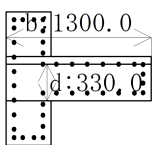
$$0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 0.5450 \text{ (m)}$$

$$D : \text{断面高さ} = 1.2000 \text{ (m)}$$

$$h : \text{柱基部から操作台軸線までの高さの1/2} = 6.6500 / 2 = 3.3250 \text{ (m)}$$

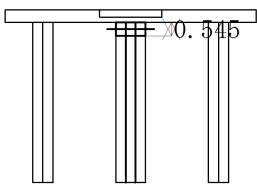
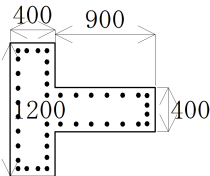
せん断耐力算出用鉄筋配置

左→右	右→左
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
35	1	956.60	0.005	0.395	0.0	1.0
35	7	6696.20	0.070	0.330	0.0	1.0
35	1	956.60	0.073	0.327	0.0	1.0
35	1	956.60	0.135	0.265	0.0	1.0
35	1	956.60	0.157	0.243	0.0	1.0
35	1	956.60	0.242	0.158	1.0	0.0
35	1	956.60	0.265	0.135	1.0	0.0
35	1	956.60	0.327	0.073	1.0	0.0
35	7	6696.20	0.330	0.070	1.0	0.0
35	1	956.60	0.395	0.005	1.0	0.0
合計	22	21045.20				

中柱上端

曲げ剛性算出用鉄筋配置

位置	断面図
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	4	3826.40	0.070	1.130	345.00
35	1	956.60	0.145	1.055	345.00
35	1	956.60	0.170	1.030	345.00
35	1	956.60	0.270	0.930	345.00
35	1	956.60	0.275	0.925	345.00
35	1	956.60	0.370	0.830	345.00
35	1	956.60	0.405	0.795	345.00
35	7	6696.20	0.470	0.730	345.00
35	1	956.60	0.473	0.728	345.00
35	1	956.60	0.535	0.665	345.00
35	1	956.60	0.558	0.643	345.00
35	1	956.60	0.643	0.558	345.00
35	1	956.60	0.665	0.535	345.00
35	1	956.60	0.728	0.473	345.00
35	7	6696.20	0.730	0.470	345.00
35	1	956.60	0.795	0.405	345.00
35	1	956.60	0.830	0.370	345.00
35	1	956.60	0.925	0.275	345.00
35	1	956.60	0.930	0.270	345.00
35	1	956.60	1.030	0.170	345.00
35	1	956.60	1.055	0.145	345.00
35	4	3826.40	1.130	0.070	345.00
合計	40	38264.00			

・塑性ヒンジ長

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 3.3250 - 0.1 \cdot 1.2000$$

$$= 0.5450 \text{ (m)}$$

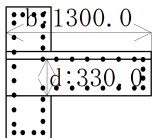
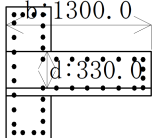
$$0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 0.5450 \text{ (m)}$$

$$D : \text{断面高さ} = 1.2000 \text{ (m)}$$

$$h : \text{柱基部から操作台軸線までの高さの1/2} = 6.6500 / 2 = 3.3250 \text{ (m)}$$

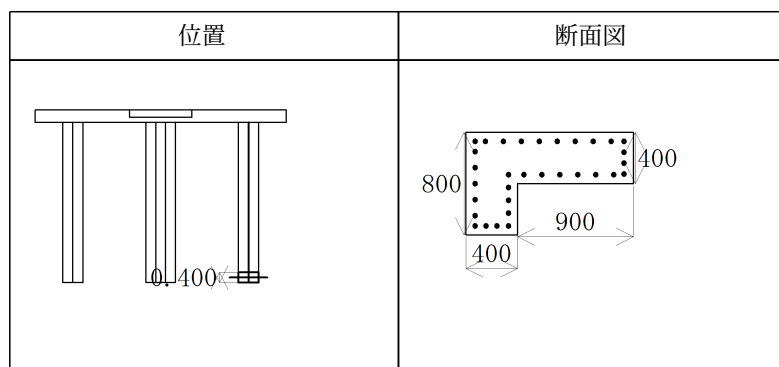
せん断耐力算出用鉄筋配置

左→右	右→左
	

鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
35	1	956.60	0.005	0.395	1.0	0.0
35	7	6696.20	0.070	0.330	1.0	0.0
35	1	956.60	0.073	0.327	1.0	0.0
35	1	956.60	0.135	0.265	1.0	0.0
35	1	956.60	0.157	0.243	1.0	0.0
35	1	956.60	0.242	0.158	0.0	1.0
35	1	956.60	0.265	0.135	0.0	1.0
35	1	956.60	0.327	0.073	0.0	1.0
35	7	6696.20	0.330	0.070	0.0	1.0
35	1	956.60	0.395	0.005	0.0	1.0
合計	22	21045.20				

右柱基部

曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	10	9566.00	0.070	0.730	345.00
35	1	956.60	0.150	0.650	345.00
35	1	956.60	0.155	0.645	345.00
35	1	956.60	0.240	0.560	345.00
35	1	956.60	0.275	0.525	345.00
35	1	956.60	0.325	0.475	345.00
35	7	6696.20	0.330	0.470	345.00
35	1	956.60	0.400	0.400	345.00
35	1	956.60	0.430	0.370	345.00
35	1	956.60	0.525	0.275	345.00
35	1	956.60	0.530	0.270	345.00
35	1	956.60	0.630	0.170	345.00
35	1	956.60	0.650	0.150	345.00
35	4	3826.40	0.730	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

・塑性ヒンジ長

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 3.3250 - 0.1 \cdot 0.8000$$

$$= 0.5850 \text{ (m)}$$

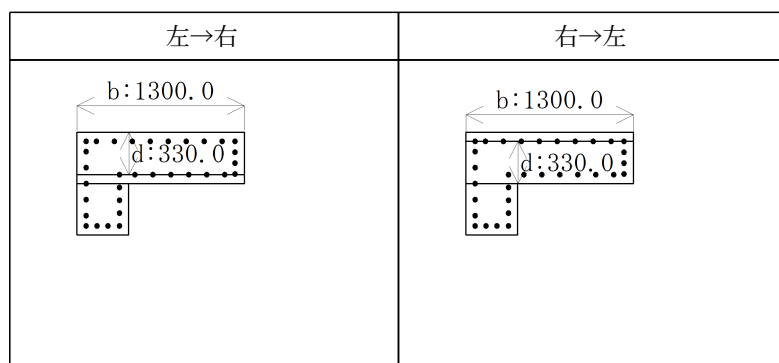
$$0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 0.4000 \text{ (m)}$$

$$D : \text{断面高さ} = 0.8000 \text{ (m)}$$

$$h : \text{柱基部から操作台軸線までの高さの1/2} = 6.6500 / 2 = 3.3250 \text{ (m)}$$

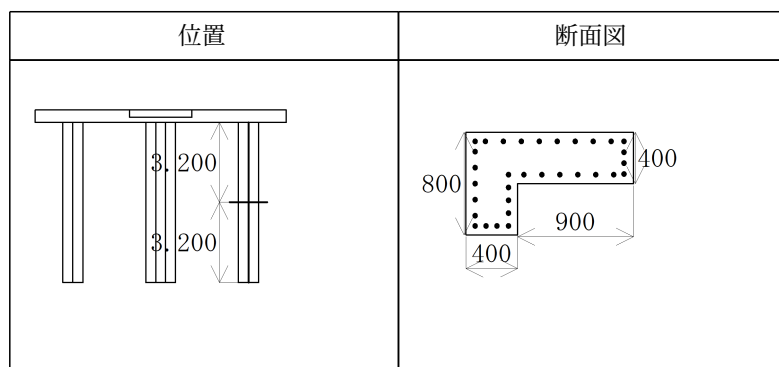
せん断耐力算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
35	10	9566.00	0.070	0.330	0.0	1.0
35	1	956.60	0.150	0.250	0.0	1.0
35	1	956.60	0.155	0.245	0.0	1.0
35	1	956.60	0.240	0.160	1.0	0.0
35	1	956.60	0.275	0.125	1.0	0.0
35	1	956.60	0.325	0.075	1.0	0.0
35	7	6696.20	0.330	0.070	1.0	0.0
35	1	956.60	0.400	0.000	0.5	0.0
合計	23	22001.80				

右柱中央下側

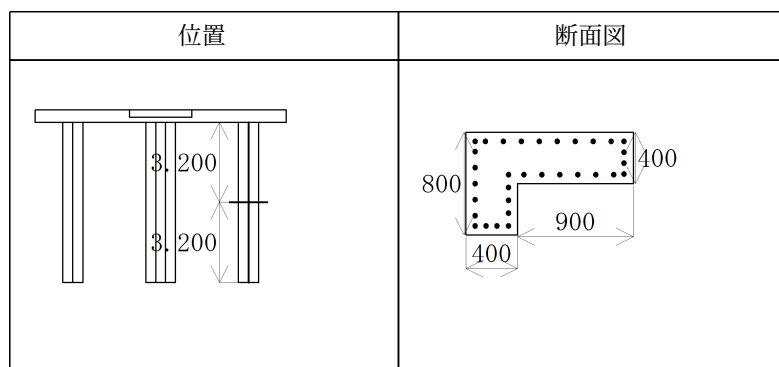
曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	10	9566.00	0.070	0.730	345.00
35	1	956.60	0.150	0.650	345.00
35	1	956.60	0.155	0.645	345.00
35	1	956.60	0.240	0.560	345.00
35	1	956.60	0.275	0.525	345.00
35	1	956.60	0.325	0.475	345.00
35	7	6696.20	0.330	0.470	345.00
35	1	956.60	0.400	0.400	345.00
35	1	956.60	0.430	0.370	345.00
35	1	956.60	0.525	0.275	345.00
35	1	956.60	0.530	0.270	345.00
35	1	956.60	0.630	0.170	345.00
35	1	956.60	0.650	0.150	345.00
35	4	3826.40	0.730	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

右柱中央上側

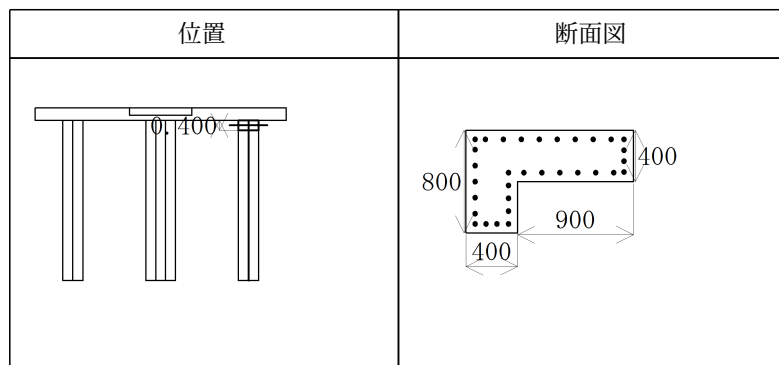
曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	10	9566.00	0.070	0.730	345.00
35	1	956.60	0.150	0.650	345.00
35	1	956.60	0.155	0.645	345.00
35	1	956.60	0.240	0.560	345.00
35	1	956.60	0.275	0.525	345.00
35	1	956.60	0.325	0.475	345.00
35	7	6696.20	0.330	0.470	345.00
35	1	956.60	0.400	0.400	345.00
35	1	956.60	0.430	0.370	345.00
35	1	956.60	0.525	0.275	345.00
35	1	956.60	0.530	0.270	345.00
35	1	956.60	0.630	0.170	345.00
35	1	956.60	0.650	0.150	345.00
35	4	3826.40	0.730	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

右柱上端

曲げ剛性算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	降伏強度 (N/mm ²)
35	10	9566.00	0.070	0.730	345.00
35	1	956.60	0.150	0.650	345.00
35	1	956.60	0.155	0.645	345.00
35	1	956.60	0.240	0.560	345.00
35	1	956.60	0.275	0.525	345.00
35	1	956.60	0.325	0.475	345.00
35	7	6696.20	0.330	0.470	345.00
35	1	956.60	0.400	0.400	345.00
35	1	956.60	0.430	0.370	345.00
35	1	956.60	0.525	0.275	345.00
35	1	956.60	0.530	0.270	345.00
35	1	956.60	0.630	0.170	345.00
35	1	956.60	0.650	0.150	345.00
35	4	3826.40	0.730	0.070	345.00
合計	32	30611.20			

・塑性ヒンジ長

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長} = 0.2 \cdot h - 0.1 \cdot D$$

$$= 0.2 \cdot 3.3250 - 0.1 \cdot 0.8000$$

$$= 0.5850 \text{ (m)}$$

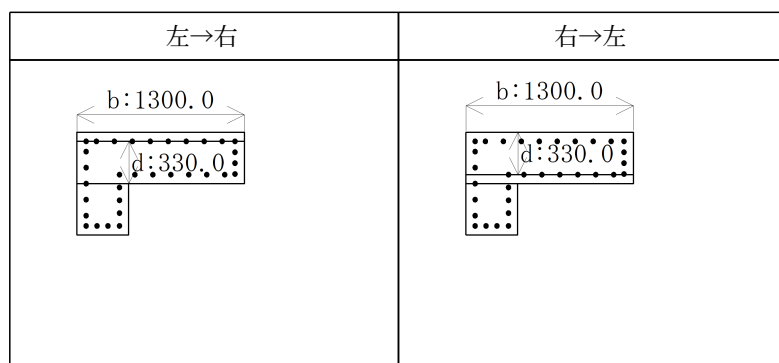
$$0.1 \cdot D \leq L_p \leq 0.5 \cdot D \text{ より}$$

$$L_p = 0.4000 \text{ (m)}$$

$$D : \text{断面高さ} = 0.8000 \text{ (m)}$$

$$h : \text{柱基部から操作台軸線までの高さの1/2} = 6.6500 / 2 = 3.3250 \text{ (m)}$$

せん断耐力算出用鉄筋配置



鉄筋径	本数	断面積 (mm ²)	上縁から (m)	下縁から (m)	pt加算率	
					左→右	右→左
35	10	9566.00	0.070	0.330	1.0	0.0
35	1	956.60	0.150	0.250	1.0	0.0
35	1	956.60	0.155	0.245	1.0	0.0
35	1	956.60	0.240	0.160	0.0	1.0
35	1	956.60	0.275	0.125	0.0	1.0
35	1	956.60	0.325	0.075	0.0	1.0
35	7	6696.20	0.330	0.070	0.0	1.0
35	1	956.60	0.400	0.000	0.0	0.5
合計	23	22001.80				

1.2.2 レベル2-1

計算結果一覧表

計算条件

項 目		単位	左→右	右→左
地震動		---	レベル2-1	
耐震性能		---	2	
上部工重量	Wu	kN	1000.0	
門柱重量	Wp	kN	1425.9	
地盤種別		---	I種	
地域別補正係数	c1Z	---	1.20	
固有周期	T	s	0.327	0.327
水平震度標準値	kh10	---	1.400	1.400

耐震性能の照査

項 目		単位	左→右	右→左
耐震性能の照査		---	OK	OK
破壊形態		---	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力	Pa	kN	3393.4	3393.4
	kha	---	1.399	1.399
慣性力	kh1.W	kN	2134.8	2134.8
設計水平震度	kh1	---	0.88	0.88
等価重量	W	kN	2425.9	2425.9
許容塑性率	μa	---	2.303	2.303
安全率	α	---	1.500	1.500

残留変位の照査

項目		単位	左→右	右→左
残留変位の照査		---	OK	OK
許容残留変位	δRa	mm	66.5	66.5
残留変位	δR	mm	4.8	4.8
応答塑性率	μR	---	1.221	1.221
残留変位補正係数	CR	---	0.600	0.600

線形部材端の照査

慣性力の向き	照査位置	照査結果	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)	終局モーメント (kN.m)
左→右	左支間左側	OK	-67.1	892.5	993.4
	左支間右側	OK	472.6	-955.4	-1082.3
	右支間左側	OK	-483.3	837.8	921.9
	右支間右側	OK	56.3	-884.8	-1014.2
右→左	左支間左側	OK	56.3	-884.8	-1014.2
	左支間右側	OK	-483.3	837.8	921.9
	右支間左側	OK	472.6	-955.4	-1082.3
	右支間右側	OK	-67.1	892.5	993.4

M : 終局水平耐力が作用したときに線形部材端に生じる曲げモーメント

操作台のせん断照査

慣性力の向き	塑性ヒンジ候補点	照査結果	せん断力 S (kN)	せん断耐力 Ps (kN)
左→右	左支間左側	OK	111.7	1653.5
	左支間右側	OK	117.5	1653.5
	右支間左側	OK	117.5	1653.5
	右支間右側	OK	111.7	1653.5
右→左	左支間左側	OK	111.7	1653.5
	左支間右側	OK	117.5	1653.5
	右支間左側	OK	117.5	1653.5
	右支間右側	OK	111.7	1653.5

道示V 解7.4.1の照査

項目	単位	左→右	右→左
$0.4cZW \leq Pa$	---	OK	OK
$0.4cZW$	kN	1164.4	1164.4
地震時保有水平耐力 Pa	kN	3393.4	3393.4

左→右方向

設計水平震度の算定

		単位	レベル2
地盤種別		---	I種
固有周期算定に用いる水平変位	δ	m	2.64E-002
固有周期	T	s	0.327
設計水平震度の標準値	kh10	---	1.400

・算定式

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\sum W_i \times U_i^2}{\sum W_i \times U_i}$$

ここに、

T : 固有周期(s)

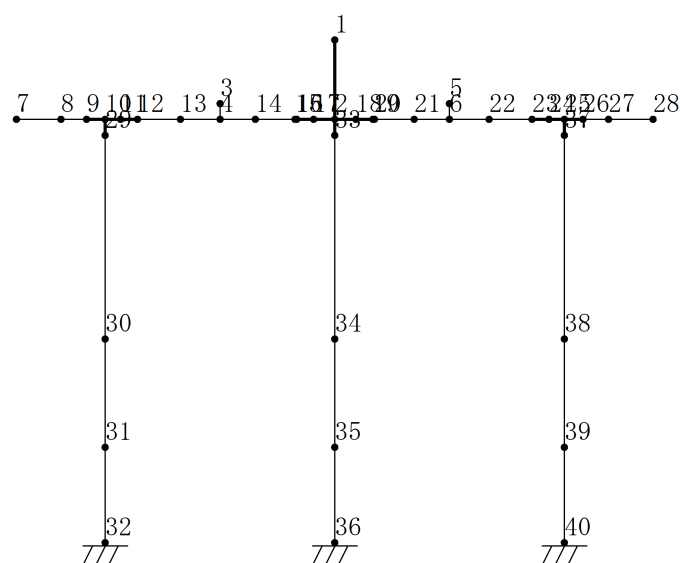
 δ : 固有周期算定に用いる水平変位(m) W_i : 格点iの重量(kN) U_i : 格点iの変位(m)

・骨組解析結果

荷重	格点 番号	重量 W_i (kN)	レベル2		
			変位 U_i (m)	$W_i \times U_i$ (kN・m)	$W_i \times U_i^2$ (kN・m ²)
上部工1	1	1000.000	0.029936	2.99E+001	8.96E-001
開閉装置自重	3	60.000	0.026013	1.56E+000	4.06E-002
開閉装置自重	5	60.000	0.026017	1.56E+000	4.06E-002
ゲート自重	35	50.000	0.003071	1.54E-001	4.72E-004
ゲート自重	39	50.000	0.003711	1.86E-001	6.89E-004
自重(門柱+操作台)	8	46.110	0.026497	1.22E+000	3.24E-002
自重(門柱+操作台)	11	0.882	0.026496	2.34E-002	6.19E-004
自重(門柱+操作台)	13	77.921	0.026503	2.07E+000	5.47E-002
自重(門柱+操作台)	15	37.669	0.026514	9.99E-001	2.65E-002
自重(門柱+操作台)	17	0.882	0.026514	2.34E-002	6.20E-004
自重(門柱+操作台)	18	0.882	0.026514	2.34E-002	6.20E-004
自重(門柱+操作台)	20	37.669	0.026514	9.99E-001	2.65E-002
自重(門柱+操作台)	22	77.921	0.026503	2.07E+000	5.47E-002
自重(門柱+操作台)	24	0.882	0.026496	2.34E-002	6.19E-004
自重(門柱+操作台)	27	46.110	0.026497	1.22E+000	3.24E-002
自重(門柱+操作台)	30	106.624	0.012855	1.37E+000	1.76E-002
自重(門柱+操作台)	34	131.712	0.011066	1.46E+000	1.61E-002
自重(門柱+操作台)	38	106.624	0.012873	1.37E+000	1.77E-002
戸当たり自重	31	120.000	0.003685	4.42E-001	1.63E-003
戸当たり自重	35	240.000	0.003071	7.37E-001	2.26E-003
戸当たり自重	39	120.000	0.003711	4.45E-001	1.65E-003
上載荷重(地震時)	8	7.528	0.026497	1.99E-001	5.29E-003
上載荷重(地震時)	4	19.472	0.026507	5.16E-001	1.37E-002
上載荷重(地震時)	6	19.472	0.026508	5.16E-001	1.37E-002
上載荷重(地震時)	27	7.528	0.026497	1.99E-001	5.29E-003
合計	---	---	---	4.93E+001	1.30E+000

骨組モデル

(1) 荷重載荷図



(2) 格点

格点番号	X座標(m)	Y座標(m)	格点番号	X座標(m)	Y座標(m)	格点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	3.606	7.900	15	2.981	6.650	29	0.000	6.400
2	3.606	6.650	16	3.006	6.650	30	0.000	3.200
3	1.803	6.900	17	3.273	6.650	31	0.000	1.500
4	1.803	6.650	18	3.939	6.650	32	0.000	0.000
5	5.409	6.900	19	4.206	6.650	33	3.606	6.400
6	5.409	6.650	20	4.231	6.650	34	3.606	3.200
7	-1.394	6.650	21	4.856	6.650	35	3.606	1.500
8	-0.697	6.650	22	6.034	6.650	36	3.606	0.000
9	-0.294	6.650	23	6.706	6.650	37	7.212	6.400
10	0.000	6.650	24	6.973	6.650	38	7.212	3.200
11	0.239	6.650	25	7.212	6.650	39	7.212	1.500
12	0.506	6.650	26	7.506	6.650	40	7.212	0.000
13	1.178	6.650	27	7.909	6.650			
14	2.356	6.650	28	8.606	6.650			

(3) 部材

位置	部材番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
上部工	1	1	2	∞	∞	∞
上部工	2	3	4	1.00000E+002	1.0000000E+002	2.50000E+007
上部工	3	5	6	1.00000E+002	1.0000000E+002	2.50000E+007
はり左張出部	4 5	7 8	8 9	1.35000E+000	2.8125000E-002	2.50000E+007
はり左側	6	9	10	∞	∞	∞
はり左側	7 8	10 11	11 12	∞	∞	∞
はり左側	9 10	12 13	13 4	1.35000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり左側	11	4	14	1.35000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり左側	12 13	14 15	15 16	1.23000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007

位置	部材 番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
はり右側	14 15	16 17	17 2	∞	∞	∞
はり右側	16 17	2 18	18 19	∞	∞	∞
はり右側	18 19	19 20	20 21	1.23000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり右側	20	21	6	1.35000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり右側	21 22	6 22	22 23	1.35000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり右側	23 24	23 24	24 25	∞	∞	∞
はり右側	25	25	26	∞	∞	∞
はり右張出部	26 27	26 27	27 28	1.35000E+000	2.8125000E-002	2.50000E+007
左柱	28	10	29	∞	∞	∞
左柱	29	29	30	6.80000E-001	1.7842470E-002	2.50000E+007
左柱	30 31	30 31	31 32	6.80000E-001	1.7345350E-002	2.50000E+007
中柱	32	2	33	∞	∞	∞
中柱	33 34 35	33 34 35	34 35 36	8.40000E-001	4.2164624E-002	2.50000E+007
右柱	36	25	37	∞	∞	∞
右柱	37	37	38	6.80000E-001	1.7377552E-002	2.50000E+007
右柱	38 39	38 39	39 40	6.80000E-001	1.7898840E-002	2.50000E+007

(4) 拘束条件

格点番号	支点タイプ
32 36 40	完全拘束 完全拘束 完全拘束

(5) 荷重

※分布荷重の「載荷座標」、「荷重」の上段、下段はそれぞれ始点側、終点側の値

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
上部工1	1	1000.000	3.606	7.900	集中	---	---	---	---
開閉装置自重	3	60.000	1.803	6.900	集中	---	---	---	---
開閉装置自重	5	60.000	5.409	6.900	集中	---	---	---	---
ゲート自重	35	50.000	3.606	1.500	分布	3.606 3.606	3.000 0.000	3.000	16.667 16.667
ゲート自重	39	50.000	7.212	1.500	分布	7.212 7.212	3.000 0.000	3.000	16.667 16.667
自重(門柱+操作台)	8	46.110	-0.697	6.650	分布	-1.394 0.000	6.650 6.650	1.394	33.075 33.075

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
自重(門柱+操作台)	11	0.882	0.239	6.650	分布	0.106 0.506	6.650 6.650	0.400	4.410 0.000
自重(門柱+操作台)	13	77.921	1.178	6.650	分布	0.000 2.356	6.650 6.650	2.356	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	15	37.669	2.981	6.650	分布	2.356 3.606	6.650 6.650	1.250	30.135 30.135
自重(門柱+操作台)	17	0.882	3.273	6.650	分布	3.006 3.406	6.650 6.650	0.400	0.000 4.410
自重(門柱+操作台)	18	0.882	3.939	6.650	分布	3.806 4.206	6.650 6.650	0.400	4.410 0.000
自重(門柱+操作台)	20	37.669	4.231	6.650	分布	3.606 4.856	6.650 6.650	1.250	30.135 30.135
自重(門柱+操作台)	22	77.921	6.034	6.650	分布	4.856 7.212	6.650 6.650	2.356	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	24	0.882	6.973	6.650	分布	6.706 7.106	6.650 6.650	0.400	0.000 4.410
自重(門柱+操作台)	27	46.110	7.909	6.650	分布	7.212 8.606	6.650 6.650	1.394	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	30	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	16.660 16.660
自重(門柱+操作台)	34	131.712	3.606	3.200	分布	3.606 3.606	6.400 0.000	6.400	20.580 20.580
自重(門柱+操作台)	38	106.624	7.212	3.200	分布	7.212 7.212	6.400 0.000	6.400	16.660 16.660
戸当たり自重	31	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	40.000 40.000
戸当たり自重	35	240.000	3.606	1.500	分布	3.606 3.606	3.000 0.000	3.000	80.000 80.000
戸当たり自重	39	120.000	7.212	1.500	分布	7.212 7.212	3.000 0.000	3.000	40.000 40.000
上載荷重(地震時)	8	7.528	-0.697	6.650	分布	-1.394 0.000	6.650 6.650	1.394	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	4	19.472	1.803	6.650	分布	0.000 3.606	6.650 6.650	3.606	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	6	19.472	5.409	6.650	分布	3.606 7.212	6.650 6.650	3.606	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	27	7.528	7.909	6.650	分布	7.212 8.606	6.650 6.650	1.394	5.400 5.400

コンクリート応力度－ひずみ曲線

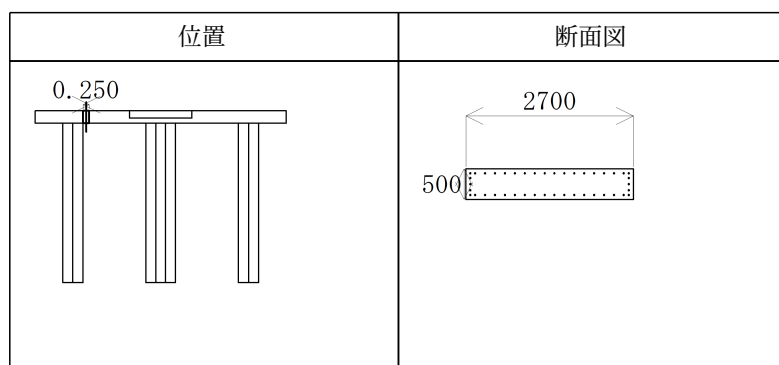
【一覧表】

位 置		横拘束筋				下降勾配 Edes (N/mm ²)	コンクリート強度σ _{cc} (N/mm ²)	ひずみ ε _{cc}	終局ひずみ ε _{cu}	n
塑性ヒンジ 候補点	部材 端	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	断面積 A _h (mm ²)	体積比 ρ _s					
左支間左側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間左側	左	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間中央左	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間中央右	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間右側	右	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間右側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間左側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間左側	左	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間中央左	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間中央右	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間右側	右	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間右側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
左柱中央下側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
左柱中央上側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
左柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
中柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
中柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
右柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
右柱中央下側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
右柱中央上側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
右柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269

A_h : 横拘束筋1本あたりの断面積σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

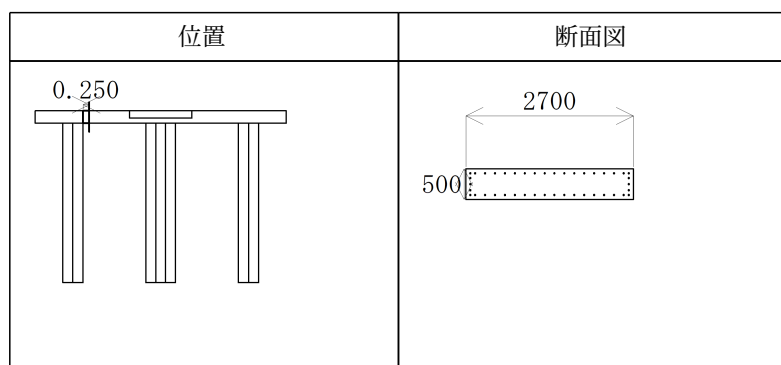
$$n : \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

左支間左側



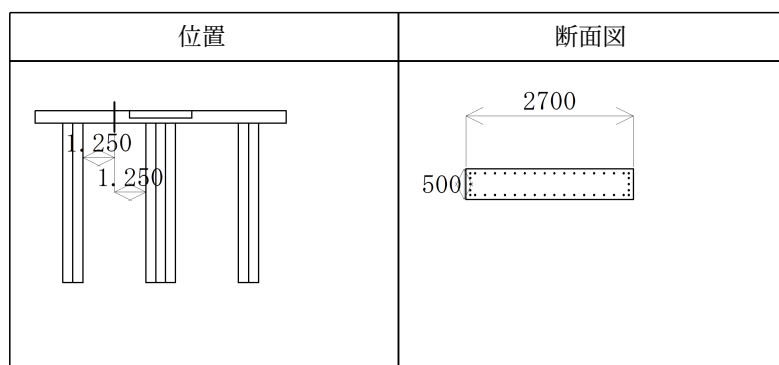
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間左側-左側



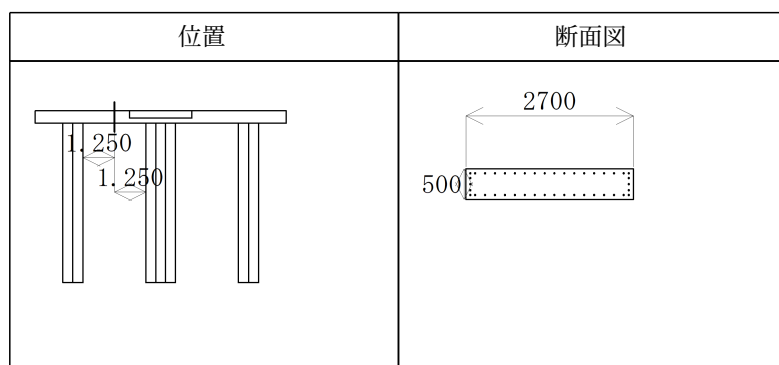
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間中央左側



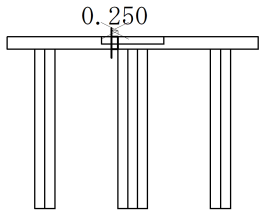
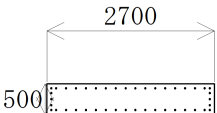
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間中央右側



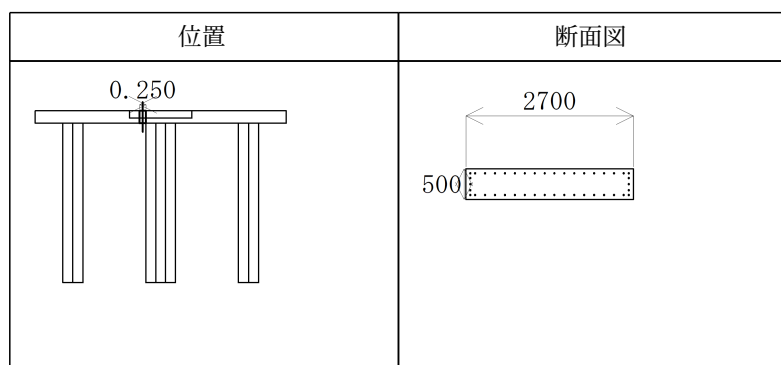
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	3.959E-003
	ϵ_{cu}	---	3.959E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間右側-右側

位置	断面図
	

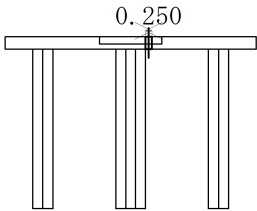
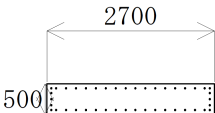
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間右側



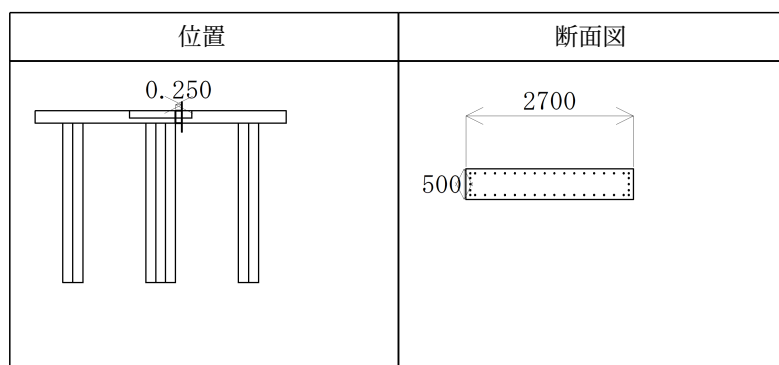
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間左側

位置	断面図
	

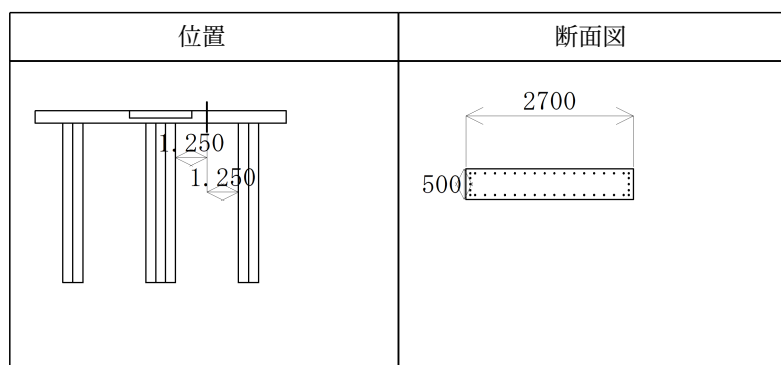
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間左側-左側



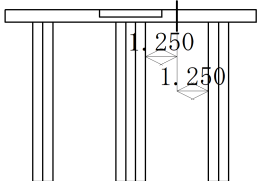
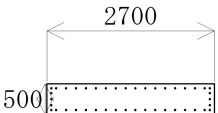
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間中央左側



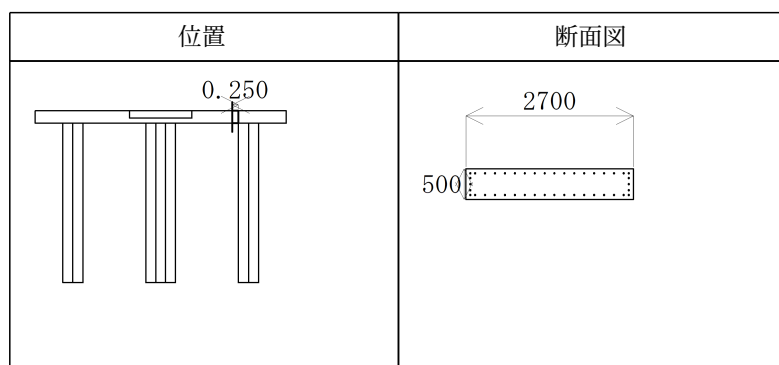
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間中央右側

位置	断面図
	

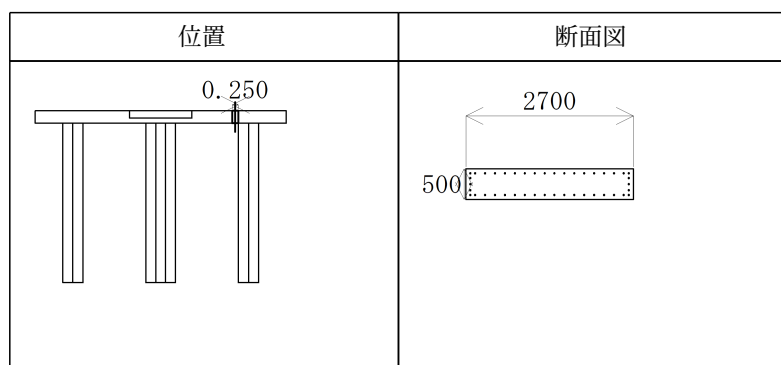
項 目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²
間隔	s	mm
有効長	d	mm
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²
断面補正係数	α	---
	β	---
体積比	ρ_s	---
下降勾配	E _{des}	N/mm ²
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---
	ε_{cu}	---
ε_{cu} 発生位置	上側	mm
	下側	mm
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---

右支間右側-右側



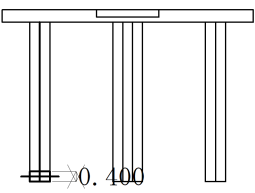
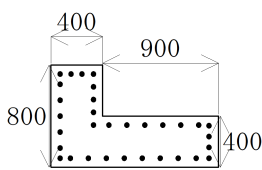
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間右側



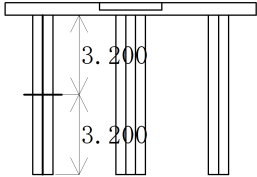
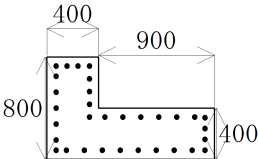
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左柱基部

位置	断面図
	

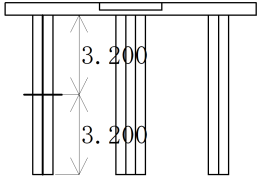
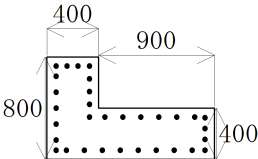
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱中央下側

位置	断面図
	

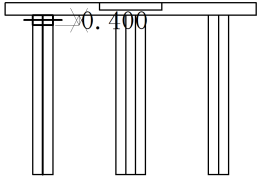
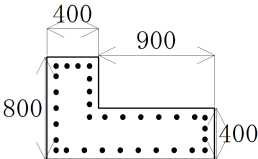
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱中央上側

位置	断面図
	

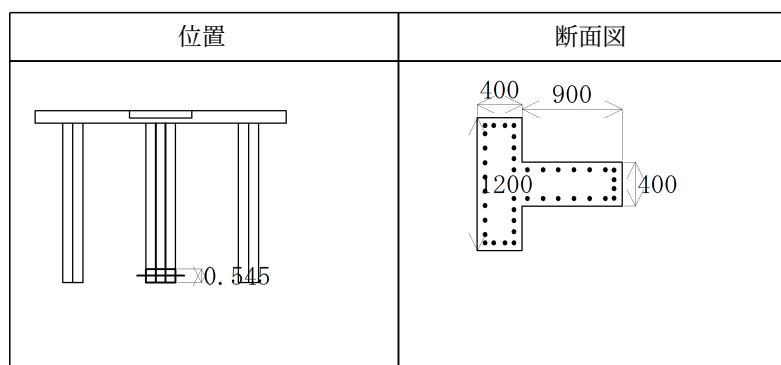
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱上端

位置	断面図
	

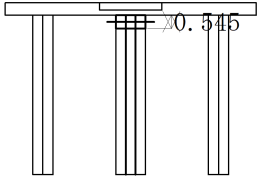
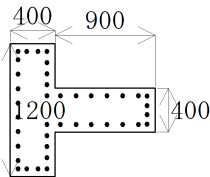
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

中柱基部



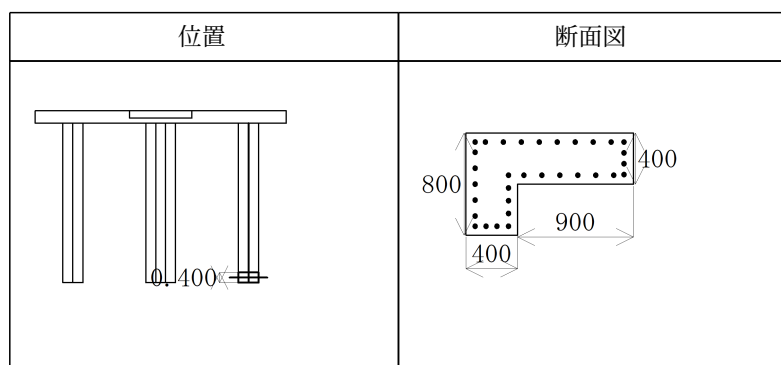
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

中柱上端

位置	断面図
	

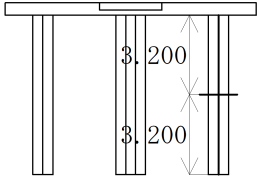
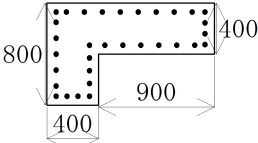
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱基部



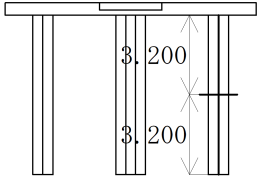
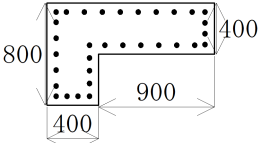
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱中央下側

位置	断面図
	

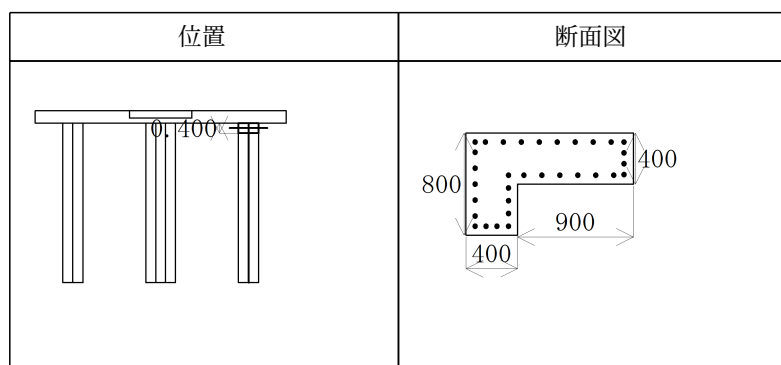
項 目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²
間隔	s	mm
有効長	d	mm
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²
断面補正係数	α	---
	β	---
体積比	ρ_s	---
下降勾配	E _{des}	N/mm ²
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---
	ε_{cu}	---
ε_{cu} 発生位置	上側	mm
	下側	mm
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---

右柱中央上側

位置	断面図
	

項 目	単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²
間隔	s	mm
有効長	d	mm
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²
断面補正係数	α	---
	β	---
体積比	ρ_s	---
下降勾配	E _{des}	N/mm ²
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---
	ε_{cu}	---
ε_{cu} 発生位置	上側	mm
	下側	mm
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---

右柱上端



項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

降伏剛性

位置	引張側	死荷重時 軸力 Nd (kN)	Mc My0 Mu (kN・m)	φc φy0 φu (1/m)	降伏曲げ 剛性 EIy (kN・m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	降伏剛性 Iy (m ⁴)	
左支間左側	下	6.2	244.4 995.0 1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間中央	下	6.2	244.4 995.0 1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間中央	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間右側	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間左側	下	6.2	244.4 995.0 1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間中央	下	6.2	244.4 995.0 1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間中央	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間右側	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左柱上端	右	157.9	-173.6 -1566.8 -2451.3	1.67E-004 3.52E-003 4.94E-002	4.46E+005	2.50E+007	1.78E-002	1.78E-002
左柱中央	右	211.3	-178.4 -1574.0 -2458.7	1.72E-004 3.53E-003 4.89E-002	4.46E+005	2.50E+007	1.79E-002	
左柱中央	左	211.3	295.8 2466.3 2679.5	2.85E-004 5.68E-003 1.53E-002	4.34E+005	2.50E+007	1.74E-002	1.73E-002
左柱基部	左	384.6	321.7 2498.8 2691.0	3.10E-004 5.77E-003 1.51E-002	4.33E+005	2.50E+007	1.73E-002	
中柱上端	右	385.0	-346.5 -2946.8 -4395.1	1.50E-004 2.81E-003 1.31E-002	1.05E+006	2.50E+007	4.20E-002	4.22E-002
中柱基部	左	756.8	396.5 3027.1 4448.6	1.72E-004 2.86E-003 1.29E-002	1.06E+006	2.50E+007	4.23E-002	
右柱上端	右	157.9	-287.8 -2456.2 -2675.9	2.77E-004 5.65E-003 1.53E-002	4.35E+005	2.50E+007	1.74E-002	1.74E-002
右柱中央	右	211.3	-295.8 -2466.3 -2679.5	2.85E-004 5.68E-003 1.53E-002	4.34E+005	2.50E+007	1.74E-002	
右柱中央	左	211.3	178.4 1574.0 2458.7	1.72E-004 3.53E-003 4.89E-002	4.46E+005	2.50E+007	1.79E-002	1.79E-002
右柱基部	左	384.6	194.0 1597.3 2482.4	1.87E-004 3.56E-003 4.70E-002	4.49E+005	2.50E+007	1.79E-002	

せん断耐力

塑性ヒンジ 候補点	引張側	せん断耐力				
		Pso (kN)	Ps (kN)	Sc0 (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)
左支間左側	下側	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
	上側*	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
左支間右側	上側	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
右支間左側	下側	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
	上側*	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
右支間右側	上側	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
左柱基部	左側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
左柱上端	右側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
中柱基部	左側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
中柱上端	右側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
右柱基部	左側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
右柱上端	右側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1

※「引張側」列の*印は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

Pso : 補正係数(Cc)を1.0として算出されるせん断耐力

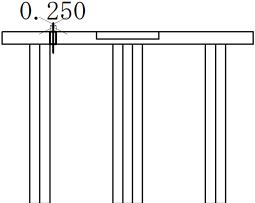
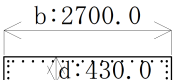
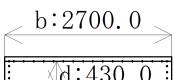
Ps : 補正係数(Cc)を0.6として算出されるせん断耐力

Sc0 : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=1.0)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=0.6)

Ss : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

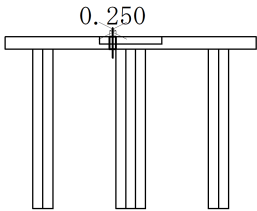
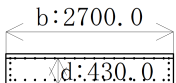
【左支間左側】

位置	下側引張	上側引張*
		

項 目		単位	下側引張	上側引張*
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1	1868.1
	Ps	kN	1653.5	1653.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4	536.4
	Sc	kN	321.9	321.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0	2700.0
有効高	d	mm	430.0	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

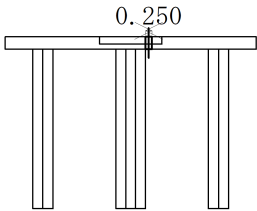
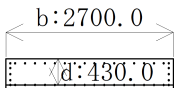
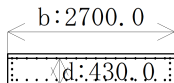
*印の列は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

【左支間右側】

位置	上側引張
	

項 目		単位	上側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1
	Ps	kN	1653.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4
	Sc	kN	321.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0
有効高	d	mm	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

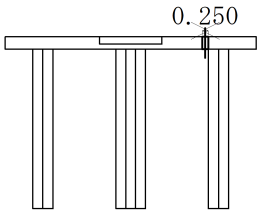
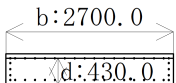
【右支間左側】

位置	下側引張	上側引張*
		

項 目		単位	下側引張	上側引張*
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1	1868.1
	Ps	kN	1653.5	1653.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4	536.4
	Sc	kN	321.9	321.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0	2700.0
有効高	d	mm	430.0	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

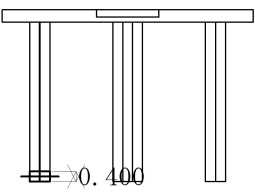
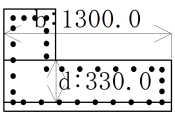
*印の列は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

【右支間右側】

位置	上側引張
	

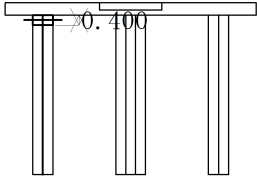
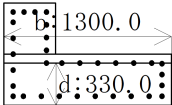
項 目		単位	上側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1
	Ps	kN	1653.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4
	Sc	kN	321.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0
有効高	d	mm	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱基部】

位置	左側引張
	

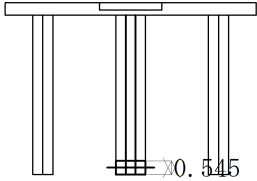
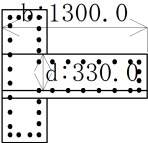
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.676
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱上端】

位置	右側引張
	

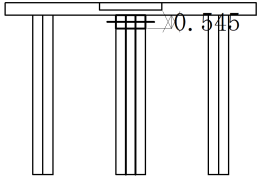
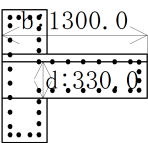
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.341
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【中柱基部】

位置	左側引張
	

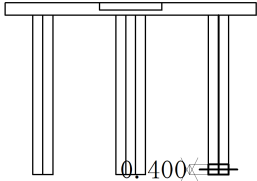
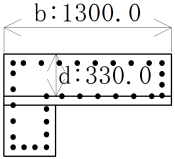
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.453
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【中柱上端】

位置	右側引張
	

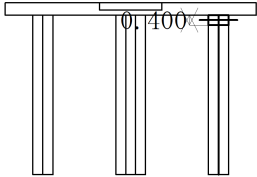
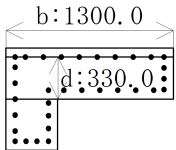
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.453
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱基部】

位置	左側引張
	

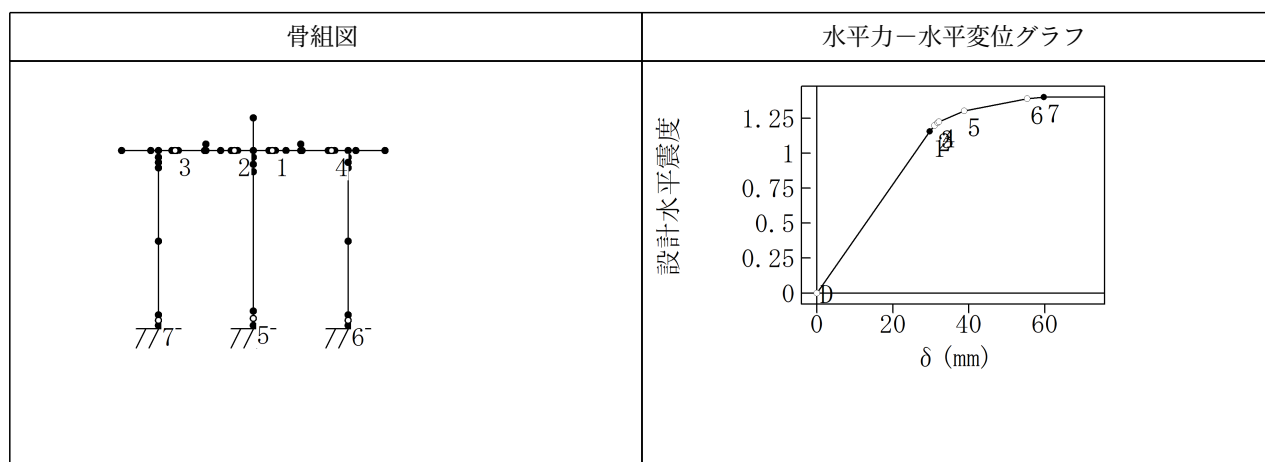
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.341
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱上端】

位置	右側引張
	

項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.676
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

水平力－水平変位の関係および終局水平耐力



塑性ヒンジ 発生順	位置	水平変位 δ (mm)	水平力 P (kN)	設計水平震度 P/W
1	右支間左側	29.7	2800.7	1.155
2	左支間右側	30.9	2904.8	1.197
3	左支間左側	31.7	2955.0	1.218
4	右支間右側	32.1	2970.3	1.224
5	中柱基部	38.8	3160.0	1.303
6	右柱基部	55.3	3366.7	1.388
7	左柱基部	59.7	3393.4	1.399

W : 等価重量 = 2425.9 (kN)

終局水平耐力と設計水平震度

$P_u = 3393.4$ (kN)、 $k_{hu} = 1.399$

降伏限界の水平変位

$$\delta_y = \delta_{y0} \cdot \frac{k_{hu}}{k_{hy0}} = 29.7 \times \frac{1.399}{1.155} = 35.9 \text{ (mm)}$$

ここに、 δ_{y0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの水平変位 = 29.7 (mm)

k_{hy0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの設計水平震度 = 1.155

破壊形態の判定および地震時保有水平耐力

塑性ヒンジ		So(kN)	S1(kN)	S2(kN)	S3(kN)	S4(kN)	S5(kN)	S6(kN)	S7(kN)	Ps (kN) Pso(kN)
発生 順番	位置									
1	右支間左側	115.9	697.0	712.6	723.8	728.6	726.5	724.2	723.9	1653.5 1868.1
2	左支間右側	115.9	937.5	979.0	990.3	990.1	988.0	985.7	985.4	1653.5 1868.1
3	左支間左側	79.1	801.7	845.4	857.8	858.0	859.9	861.9	862.2	1653.5 1868.1
4	右支間右側	79.1	951.3	969.1	981.4	986.5	988.4	990.5	990.7	1653.5 1868.1
5	中柱基部	0.0	1391.9	1440.4	1459.4	1465.8	1562.4	1585.1	1588.1	2029.2 2119.3
6	右柱基部	6.2	702.3	727.5	743.0	749.0	795.4	887.5	889.4	2029.2 2119.3
7	左柱基部	6.2	639.6	667.4	682.0	684.5	726.8	813.6	834.9	2029.2 2119.3
	左柱上端	6.2	394.9	413.6	423.8	425.0	450.7	519.5	538.4	2029.2 2119.3
	中柱上端	0.0	948.4	980.4	991.5	995.4	1062.0	1052.0	1050.7	2029.2 2119.3
	右柱上端	6.2	403.7	417.8	428.0	432.4	458.5	528.6	527.7	2029.2 2119.3

So : 死荷重時のせん断力(kN)

Sn : n番目の塑性ヒンジが形成されたときに各塑性ヒンジ点に生じるせん断力(kN)

Ps : $C_c = 0.6$ としたときの各塑性ヒンジのせん断耐力 (kN)

Pso : $C_c = 1.0$ としたときの各塑性ヒンジ点のせん断耐力 (kN)

全ての塑性ヒンジ点において、せん断力 S_i がせん断耐力 P_{s_i} を下回るので
 曲げ破壊型
 と判定する。

地震時保有水平耐力

$P_a = P_u = 3393.4$ (kN)、 $k_{ha} = P_a/W = 3393.4$ (kN)/2425.9 = 1.399

ここに、

W : 等価重量(kN)

終局変位

【塑性ヒンジ形成後の塑性回転角】

塑性ヒンジ		θ_{2i} (rad)	θ_{3i} (rad)	θ_{4i} (rad)	θ_{5i} (rad)	θ_{6i} (rad)	θ_{7i} (rad)	tan θ
発生 順番	位置							
1	右支間左側	0.000993	0.001270	0.001392	0.003791	0.008194	0.009286	0.250797
2	左支間右側	0.000000	0.001036	0.001150	0.003546	0.007943	0.009122	0.250797
3	左支間左側	0.000000	0.000000	0.000848	0.003250	0.008798	0.010279	0.249035
4	右支間右側	0.000000	0.000000	0.000000	0.003139	0.008716	0.009799	0.249035
5	中柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.003792	0.004489	0.156801
6	右柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.001854	0.155039
7	左柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.155039

θ_{ni} : n番目の塑性ヒンジが形成されたときの各塑性ヒンジ点の回転角

tan θ : 各塑性ヒンジ点の回転角と上部構造慣性力作用位置の水平変位との関係を表す係数

【終局時の軸力におけるM- ϕ 関係】

塑性ヒンジ		N (kN)	My0 (kN・m)	ϕ_{y0} (1/m)	Mu (kN・m)	ϕ_u (1/m)
発生 順番	位置					
1	右支間左側	-489.5	906.5	0.005573	920.8	0.650965
2	左支間右側	478.8	-1077.5	0.005962	-1083.3	0.158554
3	左支間左側	-73.8	980.8	0.005743	992.3	0.278990
4	右支間右側	63.1	-1005.0	0.005797	-1015.3	0.234810
5	中柱基部	759.1	3027.6	0.002860	4449.0	0.012900
6	右柱基部	1476.4	1739.4	0.003779	2604.3	0.036874
7	左柱基部	-759.7	2267.9	0.005169	2611.4	0.016225

【終局変位】

塑性ヒンジ		L _p (m)	φ _y (1/m)	θ _{pu} (rad)	δ _u (m)	δ _{2u} (m)
発生 順番	位置					
1	右支間左側	0.2500	0.005661	0.161326	0.665935	1.314830
2	左支間右側	0.2500	0.005994	0.038140	0.175410	0.333460
3	左支間左側	0.2500	0.005810	0.068295	0.292672	0.572743
4	右支間右側	0.2500	0.005857	0.057238	0.250200	0.485920
5	中柱基部	0.5450	0.004203	0.004740	0.061312	0.106149
6	右柱基部	0.4000	0.005658	0.012486	0.128285	0.223419
7	左柱基部	0.4000	0.005952	0.004109	0.086214	0.128075

θ_{pu} : 塑性ヒンジの終局塑性回転角(rad)

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \cdot L_p \cdot \phi_y$$

δ_u : 各塑性ヒンジ点の終局塑性回転角が生じるときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

$$\delta_u = (\theta_{pu} - \theta_{7i}) / (\tan \theta) + \delta_7$$

δ₇ : 7つ目の塑性ヒンジが形成されたときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

(「水平力ー水平変位の関係および終局水平耐力」参照)

δ_{2u} : 各塑性ヒンジ断面に生じる曲率が終局曲率の2倍に達したときの
上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

φ_y : 降伏限界の曲率(1/m)

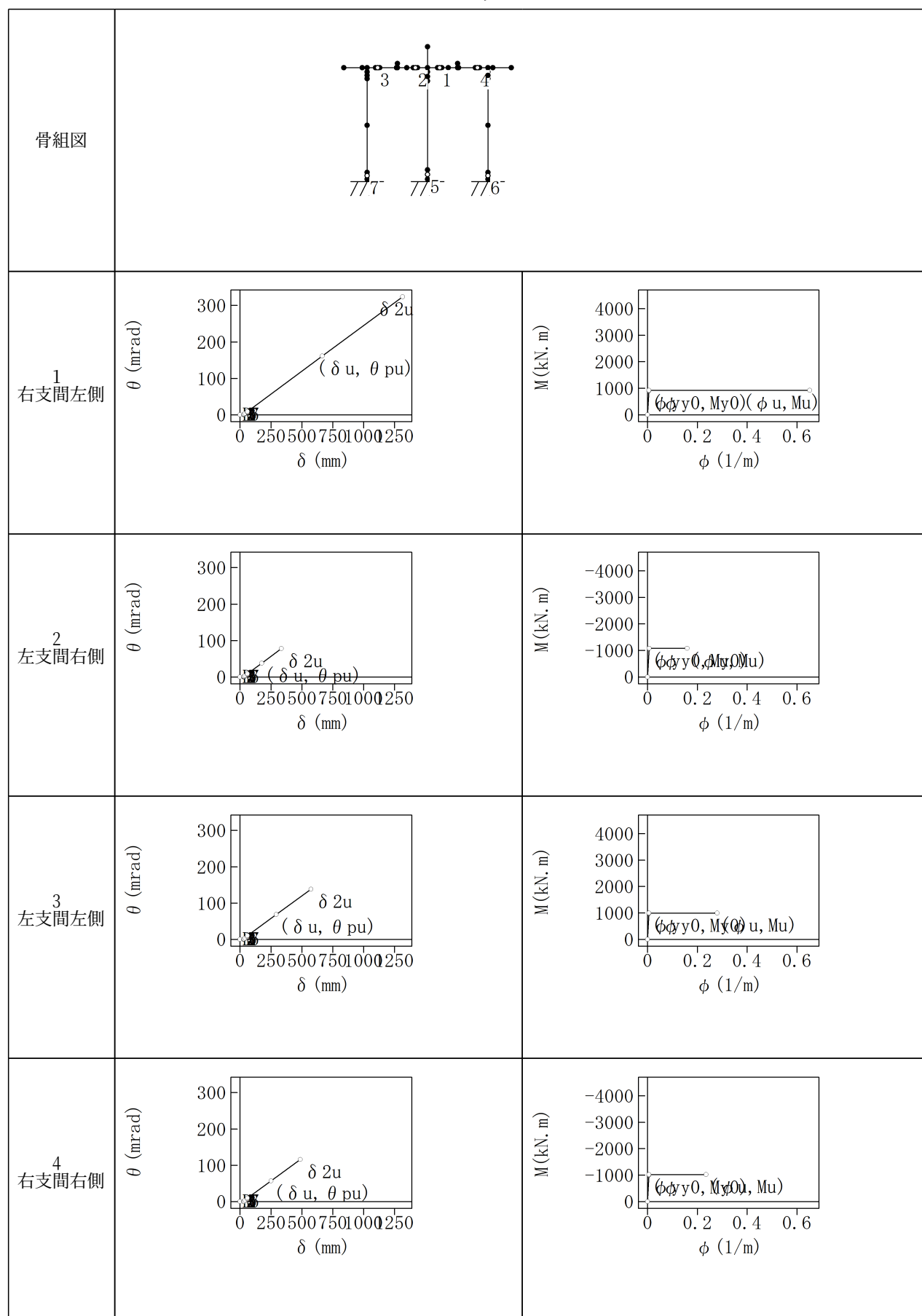
$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0}$$

L_p : 塑性ヒンジ長(m)

表中 δ_uの最大値と δ_{2u}の最小値のうち小さいほうを終局変位とする。

終局変位 δ_u = 0.106149(m)

各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係



地震時保有水平耐力の照査

1) 許容塑性率

破壊形態: 曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.303$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率

δ_u : 終局変位 = 0.1061 (m)

δ_y : 降伏変位 = 0.0359 (m)

α : 安全係数 = 1.500

2) 設計水平震度

($c_{1Z} \cdot kh_{10} = 1.6800$) ≥ 0.40 より

$kh_1 = c_S \cdot c_{1Z} \cdot kh_{10} = 0.527 \cdot 1.6800$

$= 0.88 \geq (0.4 \cdot c_{1Z} = 0.480)$

以上から、 $kh_1 = 0.88$

ここに、 c_{1Z} : 地域別補正係数 = 1.20

$c_{1Z} \cdot kh_{10}$: $c_{1Z} \times$ レベル2地震動の設計水平震度の標準値 = 1.6800

c_S : 構造物特性補正係数

$$c_S = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.527$$

μ_a : 許容塑性率 = 2.303

3) 等価重量

$W = W_u + W_p = 2425.9(\text{kN})$

ここに、 W : 等価重量(kN)

W_u : 門柱が支持している上部構造部分の重量 = 1000.0(kN)

W_p : 門柱の重量 = 1425.9(kN)

4) 地震時保有水平耐力法の照査

($kh_1 = 0.88$) $\leq$ ($k_{ha} = 1.399$) [OK]

ここに、 kh_1 : レベル2地震動の設計水平震度 = 0.88

k_{ha} : 地震時保有水平耐力に達した時の水平震度 = 1.399

5)残留変位の照査

$$(\delta R = 4.8 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 4.8(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh10}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.221$$

$$\delta Ra = \delta Ra2 = 66.5(\text{mm})$$

※許容残留変形角 θRa 算出式のルート内が負となるため、 $\delta Ra = \delta Ra2$ とする。

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = \text{---}(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)		
δRa	: 許容残留変位(mm)		
CR	: 残留変位補正係数	=	0.6
μR	: 最大応答塑性率		
γ	: 門柱の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	=	0.0
δy	: 降伏変位	=	35.9(mm)
$c1Z \cdot kh10$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	=	1.6800
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	=	1.399
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	=	6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	=	---(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	=	66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度の最小値	=	---(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4B^2}{-4BL + h' \sqrt{h'^2 + 4L^2 - 4B^2}} \right)$$

h'	: 扉体高
L	: 扉体幅(又はサイドローラ間隔)
B	: 門柱間の戸当り幅

位 置	h' (m)	L(m)	B(m)	θRa (rad)
左支間	2.000	3.000	3.300	---
右支間	2.000	3.000	3.300	---

6)道示V 7.4.1照査

$$0.4 \cdot c1Z \cdot W = 1164.4 \leq Pa = 3393.4 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	=	3393.4(kN)
c1Z	: 地域別補正係数	=	1.20
W	: 等価重量	=	2425.9(kN)

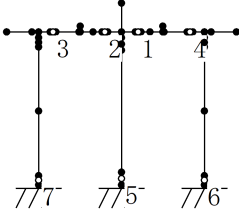
操作台に生じるせん断力に対する照査

操作台に塑性ヒンジが生じたため、以下により、操作台に生じるせん断力に対する照査を行う。

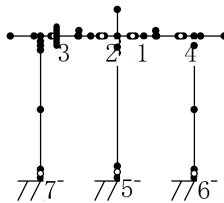
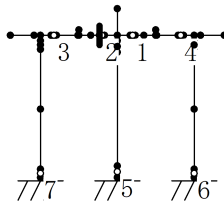
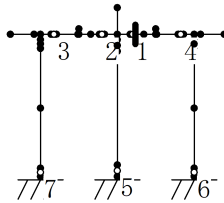
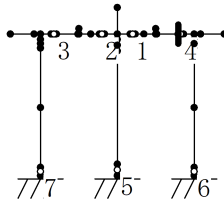
$$V_b / \Psi \leq 1$$

ここに、 V_b : 主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時において操作台に作用するせん断力(kN)

Ψ : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

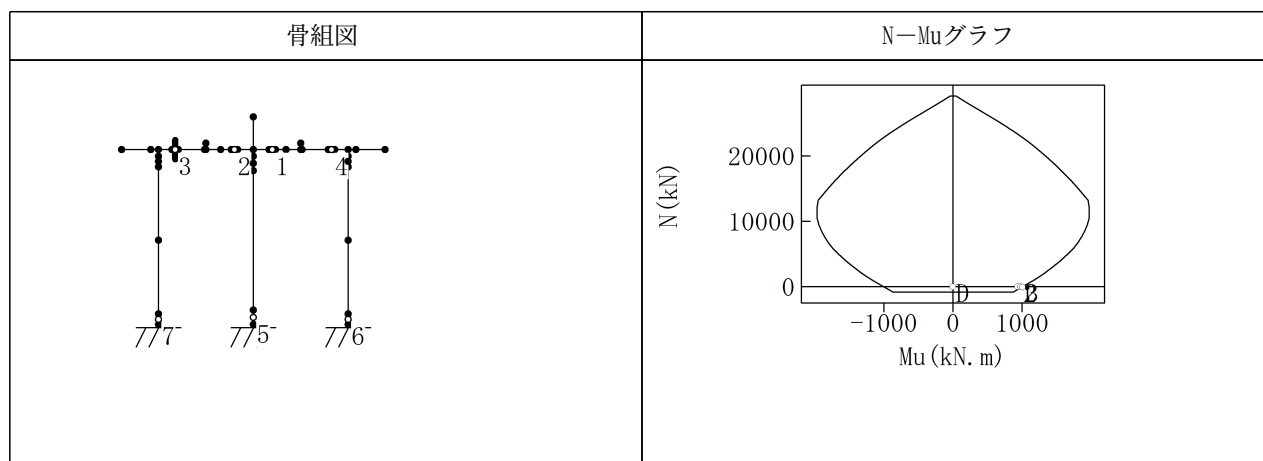
骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 V _b (kN)	せん断耐力 Ψ (kN)	判定
発生 順番	位置						
1	右支間左側	常時	上	-6.6	117.5	1653.5	OK
2	左支間右側	常時	上	-6.6	-117.5	1653.5	OK
3	左支間左側	常時	上	-5.6	111.7	1653.5	OK
4	右支間右側	常時	上	-5.6	-111.7	1653.5	OK

操作台の線形部材端の照査

塑性ヒンジ 候補点	部材端 位置	判定		照査位置
左支間左側	左側	OK		
		N (kN)	-67.1	
		M (kN.m)	892.5	
		Mu(kN.m)	993.4	
左支間右側	右側	OK		
		N (kN)	472.6	
		M (kN.m)	-955.4	
		Mu(kN.m)	-1082.3	
右支間左側	左側	OK		
		N (kN)	-483.3	
		M (kN.m)	837.8	
		Mu(kN.m)	921.9	
右支間右側	右側	OK		
		N (kN)	56.3	
		M (kN.m)	-884.8	
		Mu(kN.m)	-1014.2	

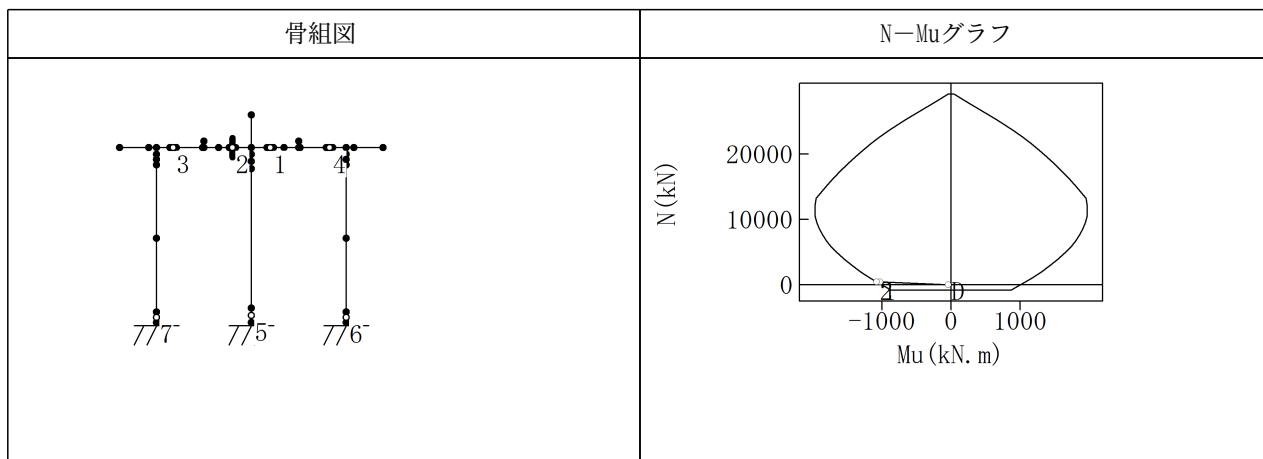
軸力-曲げモーメントの相関関係

左支間左側



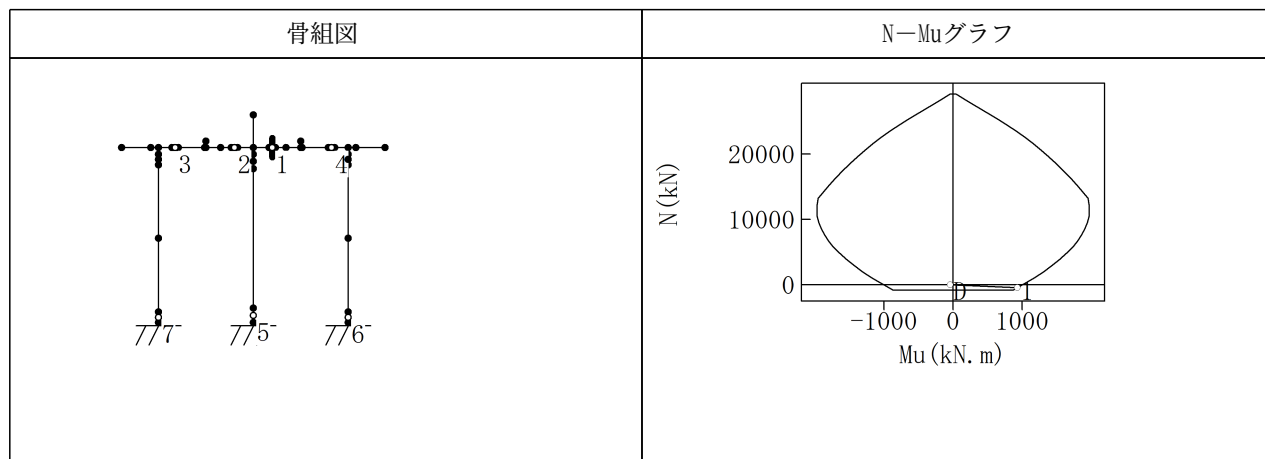
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-7.0	-801.3	-865.4	865.4	15100.8	-1798.9	1798.9
1	-11.5	931.8	134.1	-1027.1	1027.1	16036.2	-1719.8	1719.8
2	-16.0	973.9	1069.6	-1175.4	1175.4	16971.7	-1637.3	1637.3
3	-19.2	1000.6	2005.0	-1310.3	1310.3	17907.1	-1550.8	1550.8
4	-18.3	1000.6	2940.4	-1427.6	1427.6	18842.5	-1459.5	1459.5
5	-18.1	1000.6	3875.8	-1536.7	1536.7	19777.9	-1361.8	1361.8
6	-58.5	1000.6	4811.2	-1635.9	1635.9	20713.3	-1258.5	1258.5
7	-73.8	1000.6	5746.7	-1723.9	1723.9	21648.8	-1148.9	1148.9
			6682.1	-1795.4	1795.4	22584.2	-1032.6	1032.6
			7617.5	-1853.7	1853.7	23519.6	-909.1	909.1
			8552.9	-1901.2	1901.2	24455.0	-777.9	777.9
			9488.3	-1937.7	1937.7	25390.4	-638.7	638.7
			10423.7	-1959.4	1959.4	26325.8	-491.3	491.3
			11359.2	-1966.1	1966.1	27261.3	-342.7	342.7
			12294.6	-1962.9	1962.9	28196.7	-195.2	195.2
			13230.0	-1949.0	1949.0	29132.1	-48.4	48.4
			14165.4	-1875.1	1875.1			

左支間右側



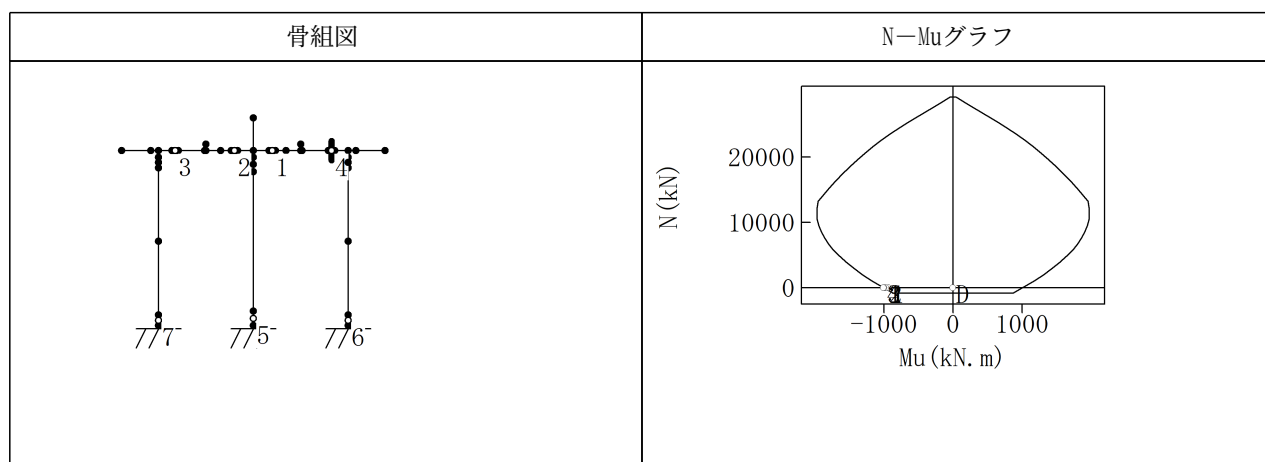
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-44.5	-801.3	-865.4	865.4	15100.8	-1798.9	1798.9
1	444.6	-1024.4	134.1	-1027.1	1027.1	16036.2	-1719.8	1719.8
2	457.1	-1078.3	1069.6	-1175.4	1175.4	16971.7	-1637.3	1637.3
3	462.0	-1078.3	2005.0	-1310.3	1310.3	17907.1	-1550.8	1550.8
4	465.4	-1078.3	2940.4	-1427.6	1427.6	18842.5	-1459.5	1459.5
5	496.5	-1078.3	3875.8	-1536.7	1536.7	19777.9	-1361.8	1361.8
6	489.7	-1078.3	4811.2	-1635.9	1635.9	20713.3	-1258.5	1258.5
7	478.8	-1078.3	5746.7	-1723.9	1723.9	21648.8	-1148.9	1148.9
			6682.1	-1795.4	1795.4	22584.2	-1032.6	1032.6
			7617.5	-1853.7	1853.7	23519.6	-909.1	909.1
			8552.9	-1901.2	1901.2	24455.0	-777.9	777.9
			9488.3	-1937.7	1937.7	25390.4	-638.7	638.7
			10423.7	-1959.4	1959.4	26325.8	-491.3	491.3
			11359.2	-1966.1	1966.1	27261.3	-342.7	342.7
			12294.6	-1962.9	1962.9	28196.7	-195.2	195.2
			13230.0	-1949.0	1949.0	29132.1	-48.4	48.4
			14165.4	-1875.1	1875.1			

右支間左側



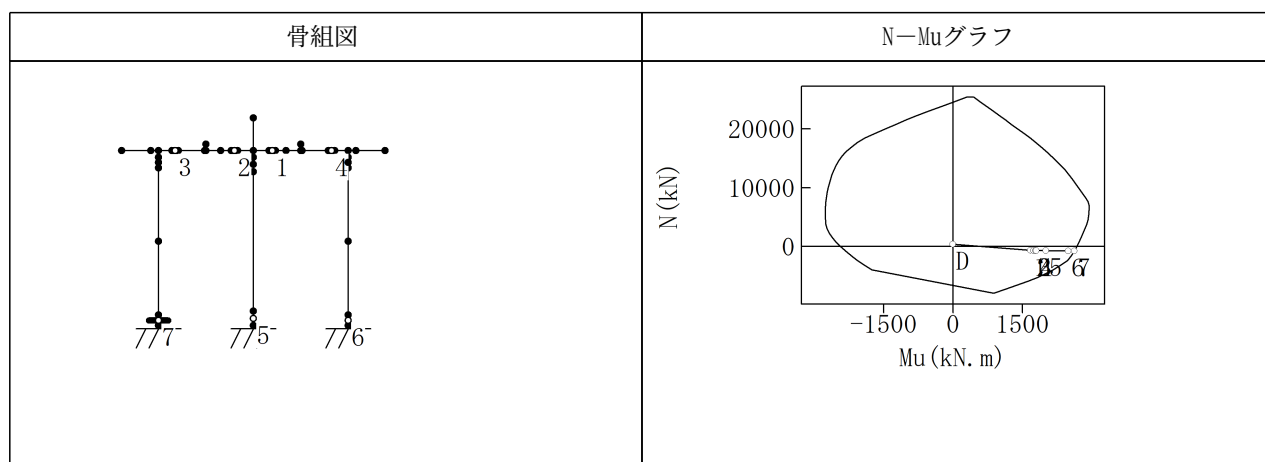
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-44.5	-801.3	-865.4	865.4	15100.8	-1798.9	1798.9
1	-435.8	928.6	134.1	-1027.1	1027.1	16036.2	-1719.8	1719.8
2	-452.9	928.6	1069.6	-1175.4	1175.4	16971.7	-1637.3	1637.3
3	-457.8	928.6	2005.0	-1310.3	1310.3	17907.1	-1550.8	1550.8
4	-458.0	928.6	2940.4	-1427.6	1427.6	18842.5	-1459.5	1459.5
5	-488.7	928.6	3875.8	-1536.7	1536.7	19777.9	-1361.8	1361.8
6	-480.5	928.6	4811.2	-1635.9	1635.9	20713.3	-1258.5	1258.5
7	-489.5	928.6	5746.7	-1723.9	1723.9	21648.8	-1148.9	1148.9
			6682.1	-1795.4	1795.4	22584.2	-1032.6	1032.6
			7617.5	-1853.7	1853.7	23519.6	-909.1	909.1
			8552.9	-1901.2	1901.2	24455.0	-777.9	777.9
			9488.3	-1937.7	1937.7	25390.4	-638.7	638.7
			10423.7	-1959.4	1959.4	26325.8	-491.3	491.3
			11359.2	-1966.1	1966.1	27261.3	-342.7	342.7
			12294.6	-1962.9	1962.9	28196.7	-195.2	195.2
			13230.0	-1949.0	1949.0	29132.1	-48.4	48.4
			14165.4	-1875.1	1875.1			

右支間右側



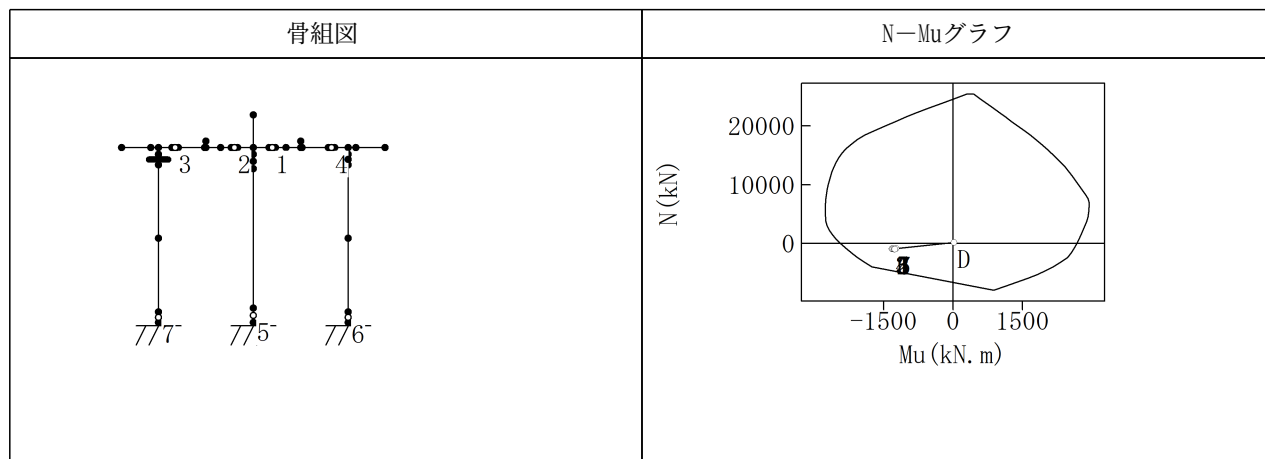
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-7.0	-801.3	-865.4	865.4	15100.8	-1798.9	1798.9
1	20.3	-933.0	134.1	-1027.1	1027.1	16036.2	-1719.8	1719.8
2	20.1	-970.7	1069.6	-1175.4	1175.4	16971.7	-1637.3	1637.3
3	23.4	-997.2	2005.0	-1310.3	1310.3	17907.1	-1550.8	1550.8
4	25.7	-1008.3	2940.4	-1427.6	1427.6	18842.5	-1459.5	1459.5
5	25.8	-1008.3	3875.8	-1536.7	1536.7	19777.9	-1361.8	1361.8
6	67.7	-1008.3	4811.2	-1635.9	1635.9	20713.3	-1258.5	1258.5
7	63.1	-1008.3	5746.7	-1723.9	1723.9	21648.8	-1148.9	1148.9
			6682.1	-1795.4	1795.4	22584.2	-1032.6	1032.6
			7617.5	-1853.7	1853.7	23519.6	-909.1	909.1
			8552.9	-1901.2	1901.2	24455.0	-777.9	777.9
			9488.3	-1937.7	1937.7	25390.4	-638.7	638.7
			10423.7	-1959.4	1959.4	26325.8	-491.3	491.3
			11359.2	-1966.1	1966.1	27261.3	-342.7	342.7
			12294.6	-1962.9	1962.9	28196.7	-195.2	195.2
			13230.0	-1949.0	1949.0	29132.1	-48.4	48.4
			14165.4	-1875.1	1875.1			

左柱基部



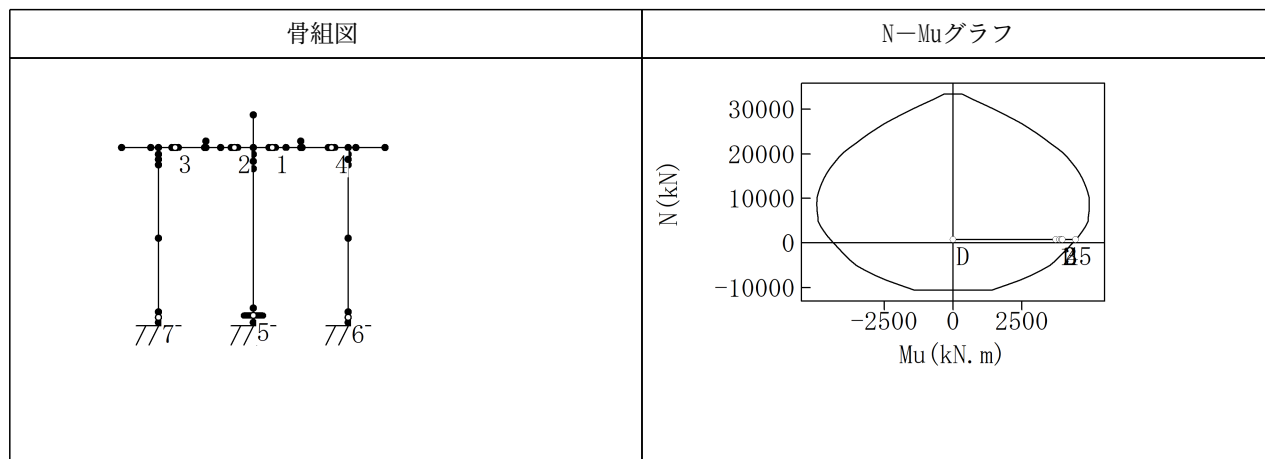
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	373.2	-12.4	-7920.6	---	877.5	9147.2	-2718.4	2777.9
1	-665.8	1668.2	-7260.6	---	1141.9	9918.2	-2695.8	2709.8
2	-715.4	1741.2	-6600.5	---	1376.6	10689.3	-2670.9	2640.4
3	-730.6	1782.9	-5940.5	---	1606.6	11460.3	-2642.0	2569.6
4	-731.6	1793.5	-5280.4	---	1823.6	12231.3	-2609.4	2497.0
5	-744.2	1998.1	-4620.4	---	1993.9	13002.3	-2573.5	2422.0
6	-758.0	2483.8	-3960.3	-1752.6	2160.4	13773.4	-2525.7	2326.8
7	-759.7	2611.3	-3189.3	-1916.7	2325.1	14544.4	-2466.1	2227.3
			-2418.2	-2063.3	2467.4	15315.4	-2398.3	2124.5
			-1647.2	-2185.2	2546.9	16086.5	-2313.9	2017.9
			-876.2	-2301.9	2602.9	16857.5	-2202.1	1907.2
			-105.2	-2414.4	2658.5	17628.5	-2067.7	1789.4
			665.9	-2519.6	2709.6	18399.5	-1908.7	1666.5
			1436.9	-2600.5	2756.7	19170.6	-1696.3	1537.8
			2207.9	-2664.5	2799.5	19941.6	-1475.2	1402.2
			2979.0	-2717.8	2840.4	20712.6	-1249.0	1266.7
			3750.0	-2745.4	2878.8	21483.7	-1016.6	1131.6
			4521.0	-2747.0	2908.4	22254.7	-776.6	996.7
			5292.0	-2748.0	2921.3	23025.7	-522.6	861.7
			6063.1	-2748.3	2931.3	23796.7	-253.1	725.1
			6834.1	-2747.3	2937.0	24567.8	19.5	587.7
			7605.1	-2744.8	2911.1	25338.8	292.9	449.6
			8376.2	-2732.7	2845.0			

左柱上端



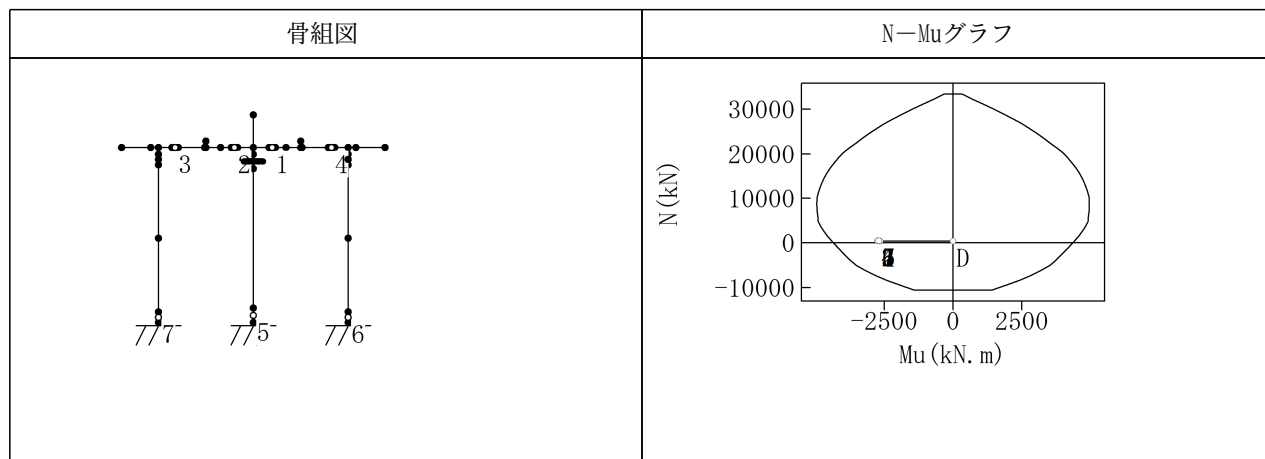
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	161.3	24.6	-7920.6	---	877.5	9147.2	-2718.4	2777.9
1	-877.8	-1228.4	-7260.6	---	1141.9	9918.2	-2695.8	2709.8
2	-927.3	-1287.4	-6600.5	---	1376.6	10689.3	-2670.9	2640.4
3	-942.5	-1316.2	-5940.5	---	1606.6	11460.3	-2642.0	2569.6
4	-943.6	-1315.5	-5280.4	---	1823.6	12231.3	-2609.4	2497.0
5	-956.2	-1301.0	-4620.4	---	1993.9	13002.3	-2573.5	2422.0
6	-969.9	-1266.8	-3960.3	-1752.6	2160.4	13773.4	-2525.7	2326.8
7	-971.7	-1257.9	-3189.3	-1916.7	2325.1	14544.4	-2466.1	2227.3
			-2418.2	-2063.3	2467.4	15315.4	-2398.3	2124.5
			-1647.2	-2185.2	2546.9	16086.5	-2313.9	2017.9
			-876.2	-2301.9	2602.9	16857.5	-2202.1	1907.2
			-105.2	-2414.4	2658.5	17628.5	-2067.7	1789.4
			665.9	-2519.6	2709.6	18399.5	-1908.7	1666.5
			1436.9	-2600.5	2756.7	19170.6	-1696.3	1537.8
			2207.9	-2664.5	2799.5	19941.6	-1475.2	1402.2
			2979.0	-2717.8	2840.4	20712.6	-1249.0	1266.7
			3750.0	-2745.4	2878.8	21483.7	-1016.6	1131.6
			4521.0	-2747.0	2908.4	22254.7	-776.6	996.7
			5292.0	-2748.0	2921.3	23025.7	-522.6	861.7
			6063.1	-2748.3	2931.3	23796.7	-253.1	725.1
			6834.1	-2747.3	2937.0	24567.8	19.5	587.7
			7605.1	-2744.8	2911.1	25338.8	292.9	449.6
			8376.2	-2732.7	2845.0			

中柱基部



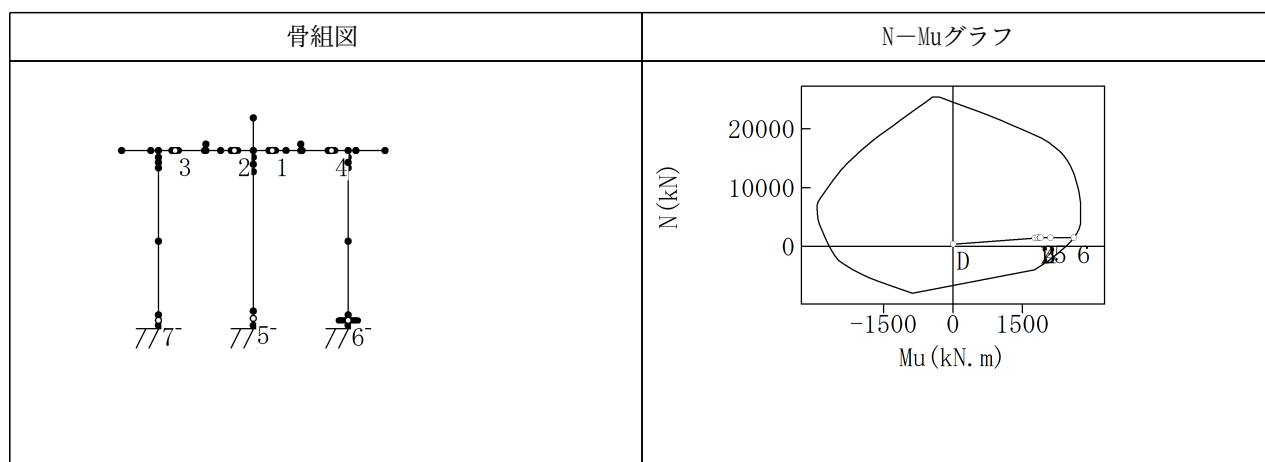
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	729.3	0.0	-10560.9	-1399.4	1399.4	12498.2	-4830.3	4830.3
1	738.1	3730.2	-9462.8	-1926.1	1926.1	13596.2	-4761.2	4761.2
2	764.0	3869.8	-8364.8	-2412.4	2412.4	14694.3	-4671.3	4671.3
3	764.1	3938.6	-7266.7	-2827.5	2827.5	15792.3	-4570.7	4570.7
4	759.1	3965.0	-6168.7	-3195.6	3195.6	16890.4	-4459.2	4459.2
5	759.1	4448.0	-5070.6	-3507.5	3507.5	17988.4	-4322.1	4322.1
6	759.1	4448.0	-3972.6	-3712.9	3712.9	19086.5	-4169.8	4169.8
7	759.1	4448.0	-2874.5	-3896.4	3896.4	20184.5	-4006.4	4006.4
			-1776.5	-4074.0	4074.0	21282.5	-3780.4	3780.4
			-678.4	-4238.9	4238.9	22380.6	-3546.3	3546.3
			419.6	-4400.1	4400.1	23478.6	-3302.8	3302.8
			1517.7	-4555.2	4555.2	24576.7	-3050.1	3050.1
			2615.7	-4685.4	4685.4	25674.7	-2788.7	2788.7
			3713.8	-4800.5	4800.5	26772.8	-2497.2	2497.2
			4811.8	-4891.8	4891.8	27870.8	-2177.3	2177.3
			5909.9	-4912.3	4912.3	28968.9	-1834.1	1834.1
			7007.9	-4930.3	4930.3	30066.9	-1464.9	1464.9
			8106.0	-4942.1	4942.1	31165.0	-1092.8	1092.8
			9204.0	-4944.2	4944.2	32263.0	-718.1	718.1
			10302.1	-4927.4	4927.4	33361.1	-341.9	341.9
			11400.1	-4881.9	4881.9			

中柱上端



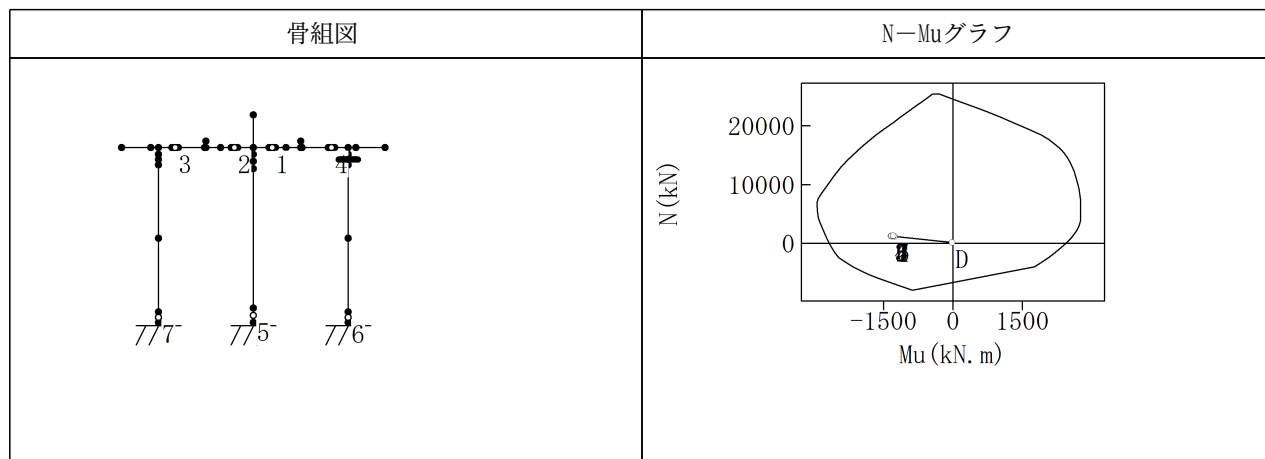
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	390.7	0.0	-10560.9	-1399.4	1399.4	12498.2	-4830.3	4830.3
1	399.4	-2644.9	-9462.8	-1926.1	1926.1	13596.2	-4761.2	4761.2
2	425.3	-2723.6	-8364.8	-2412.4	2412.4	14694.3	-4671.3	4671.3
3	425.4	-2734.1	-7266.7	-2827.5	2827.5	15792.3	-4570.7	4570.7
4	420.4	-2735.4	-6168.7	-3195.6	3195.6	16890.4	-4459.2	4459.2
5	420.4	-2697.8	-5070.6	-3507.5	3507.5	17988.4	-4322.1	4322.1
6	420.4	-2699.8	-3972.6	-3712.9	3712.9	19086.5	-4169.8	4169.8
7	420.4	-2700.1	-2874.5	-3896.4	3896.4	20184.5	-4006.4	4006.4
			-1776.5	-4074.0	4074.0	21282.5	-3780.4	3780.4
			-678.4	-4238.9	4238.9	22380.6	-3546.3	3546.3
			419.6	-4400.1	4400.1	23478.6	-3302.8	3302.8
			1517.7	-4555.2	4555.2	24576.7	-3050.1	3050.1
			2615.7	-4685.4	4685.4	25674.7	-2788.7	2788.7
			3713.8	-4800.5	4800.5	26772.8	-2497.2	2497.2
			4811.8	-4891.8	4891.8	27870.8	-2177.3	2177.3
			5909.9	-4912.3	4912.3	28968.9	-1834.1	1834.1
			7007.9	-4930.3	4930.3	30066.9	-1464.9	1464.9
			8106.0	-4942.1	4942.1	31165.0	-1092.8	1092.8
			9204.0	-4944.2	4944.2	32263.0	-718.1	718.1
			10302.1	-4927.4	4927.4	33361.1	-341.9	341.9
			11400.1	-4881.9	4881.9			

右柱基部



塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	373.2	12.4	-7920.6	-877.5	---	9147.2	-2777.9	2718.4
1	1403.5	1763.9	-7260.6	-1141.9	---	9918.2	-2709.8	2695.8
2	1427.2	1830.7	-6600.5	-1376.6	---	10689.3	-2640.4	2670.9
3	1442.3	1873.9	-5940.5	-1606.6	---	11460.3	-2569.6	2642.0
4	1448.3	1891.5	-5280.4	-1823.6	---	12231.3	-2497.0	2609.4
5	1460.9	2103.6	-4620.4	-1993.9	---	13002.3	-2422.0	2573.5
6	1474.7	2603.6	-3960.3	-2160.4	1752.6	13773.4	-2326.8	2525.7
7	1476.4	2603.6	-3189.3	-2325.1	1916.7	14544.4	-2227.3	2466.1
			-2418.2	-2467.4	2063.3	15315.4	-2124.5	2398.3
			-1647.2	-2546.9	2185.2	16086.5	-2017.9	2313.9
			-876.2	-2602.9	2301.9	16857.5	-1907.2	2202.1
			-105.2	-2658.5	2414.4	17628.5	-1789.4	2067.7
			665.9	-2709.6	2519.6	18399.5	-1666.5	1908.7
			1436.9	-2756.7	2600.5	19170.6	-1537.8	1696.3
			2207.9	-2799.5	2664.5	19941.6	-1402.2	1475.2
			2979.0	-2840.4	2717.8	20712.6	-1266.7	1249.0
			3750.0	-2878.8	2745.4	21483.7	-1131.6	1016.6
			4521.0	-2908.4	2747.0	22254.7	-996.7	776.6
			5292.0	-2921.3	2748.0	23025.7	-861.7	522.6
			6063.1	-2931.3	2748.3	23796.7	-725.1	253.1
			6834.1	-2937.0	2747.3	24567.8	-587.7	-19.5
			7605.1	-2911.1	2744.8	25338.8	-449.6	-292.9
			8376.2	-2845.0	2732.7			

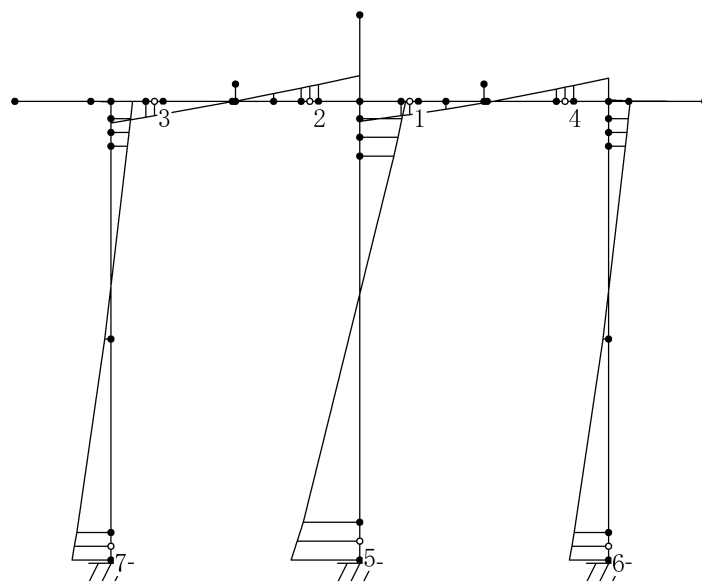
右柱上端



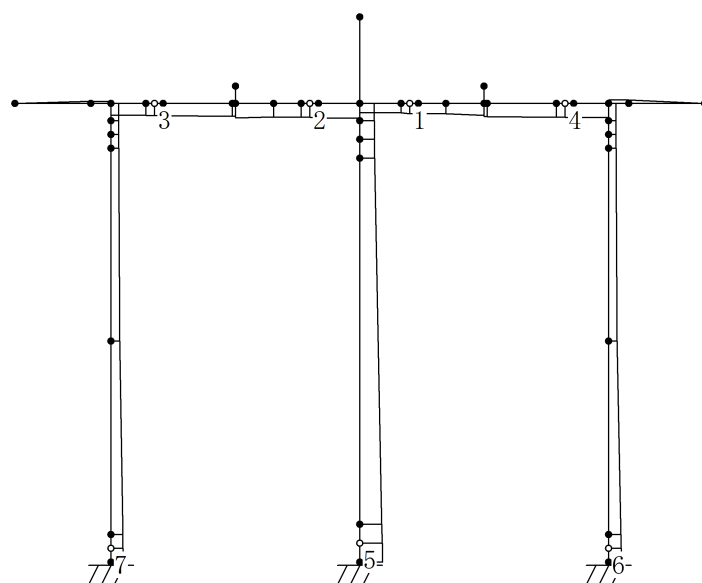
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	161.3	-24.6	-7920.6	-877.5	---	9147.2	-2777.9	2718.4
1	1191.6	-1261.0	-7260.6	-1141.9	---	9918.2	-2709.8	2695.8
2	1215.3	-1301.4	-6600.5	-1376.6	---	10689.3	-2640.4	2670.9
3	1230.4	-1329.9	-5940.5	-1606.6	---	11460.3	-2569.6	2642.0
4	1236.3	-1341.9	-5280.4	-1823.6	---	12231.3	-2497.0	2609.4
5	1249.0	-1327.3	-4620.4	-1993.9	---	13002.3	-2422.0	2573.5
6	1262.7	-1292.5	-3960.3	-2160.4	1752.6	13773.4	-2326.8	2525.7
7	1264.5	-1292.5	-3189.3	-2325.1	1916.7	14544.4	-2227.3	2466.1
			-2418.2	-2467.4	2063.3	15315.4	-2124.5	2398.3
			-1647.2	-2546.9	2185.2	16086.5	-2017.9	2313.9
			-876.2	-2602.9	2301.9	16857.5	-1907.2	2202.1
			-105.2	-2658.5	2414.4	17628.5	-1789.4	2067.7
			665.9	-2709.6	2519.6	18399.5	-1666.5	1908.7
			1436.9	-2756.7	2600.5	19170.6	-1537.8	1696.3
			2207.9	-2799.5	2664.5	19941.6	-1402.2	1475.2
			2979.0	-2840.4	2717.8	20712.6	-1266.7	1249.0
			3750.0	-2878.8	2745.4	21483.7	-1131.6	1016.6
			4521.0	-2908.4	2747.0	22254.7	-996.7	776.6
			5292.0	-2921.3	2748.0	23025.7	-861.7	522.6
			6063.1	-2931.3	2748.3	23796.7	-725.1	253.1
			6834.1	-2937.0	2747.3	24567.8	-587.7	-19.5
			7605.1	-2911.1	2744.8	25338.8	-449.6	-292.9
			8376.2	-2845.0	2732.7			

終局水平耐力が作用したときの断面力図

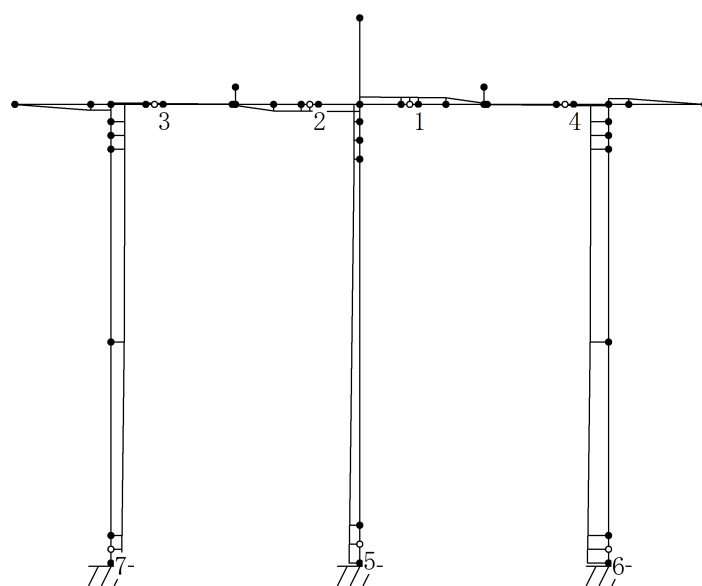
【曲げモーメント】



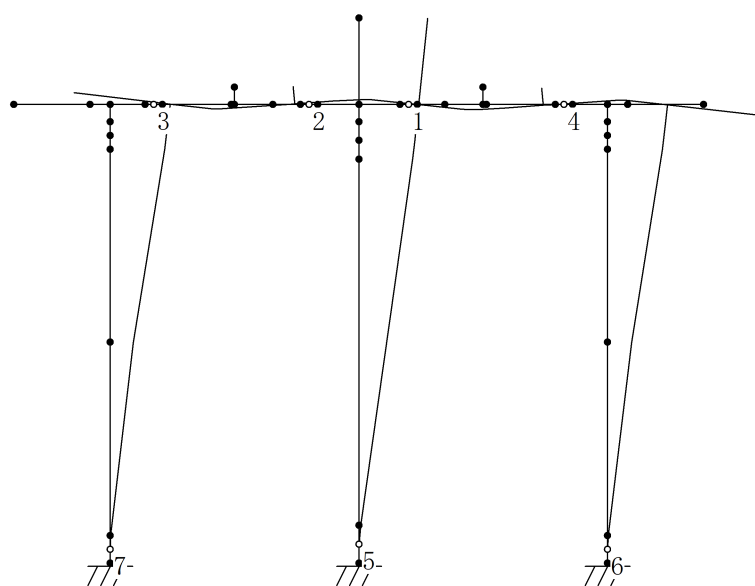
【せん断力】



【軸力】



【変位】



右→左方向

設計水平震度の算定

		単位	レベル2
地盤種別		---	I種
固有周期算定に用いる水平変位	δ	m	2.64E-002
固有周期	T	s	0.327
設計水平震度の標準値	kh10	---	1.400

・算定式

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\sum W_i \times U_i^2}{\sum W_i \times U_i}$$

ここに、

T : 固有周期(s)

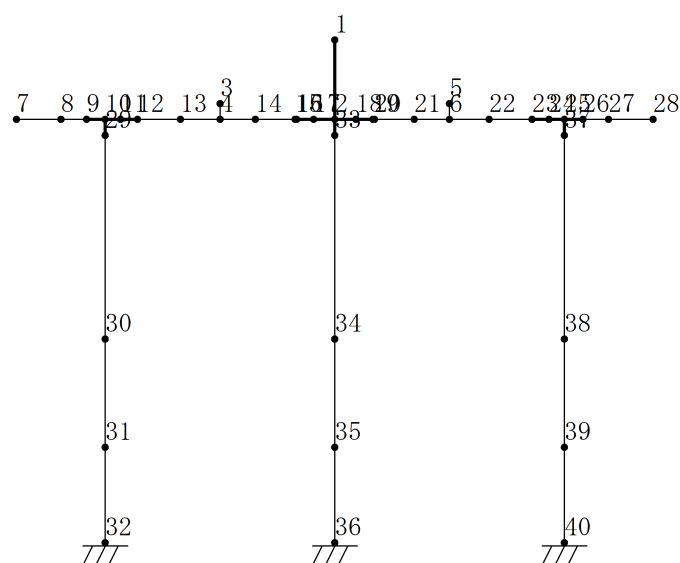
 δ : 固有周期算定に用いる水平変位(m) W_i : 格点iの重量(kN) U_i : 格点iの変位(m)

・骨組解析結果

荷重	格点 番号	重量 W_i (kN)	レベル2		
			変位 U_i (m)	$W_i \times U_i$ (kN・m)	$W_i \times U_i^2$ (kN・m ²)
上部工1	1	-1000...	-0.029936	2.99E+001	-8.96E-001
開閉装置自重	3	-60.000	-0.026017	1.56E+000	-4.06E-002
開閉装置自重	5	-60.000	-0.026013	1.56E+000	-4.06E-002
ゲート自重	31	-50.000	-0.003711	1.86E-001	-6.89E-004
ゲート自重	35	-50.000	-0.003071	1.54E-001	-4.72E-004
自重(門柱+操作台)	8	-46.110	-0.026497	1.22E+000	-3.24E-002
自重(門柱+操作台)	11	-0.882	-0.026496	2.34E-002	-6.19E-004
自重(門柱+操作台)	13	-77.921	-0.026503	2.07E+000	-5.47E-002
自重(門柱+操作台)	15	-37.669	-0.026514	9.99E-001	-2.65E-002
自重(門柱+操作台)	17	-0.882	-0.026514	2.34E-002	-6.20E-004
自重(門柱+操作台)	18	-0.882	-0.026514	2.34E-002	-6.20E-004
自重(門柱+操作台)	20	-37.669	-0.026514	9.99E-001	-2.65E-002
自重(門柱+操作台)	22	-77.921	-0.026503	2.07E+000	-5.47E-002
自重(門柱+操作台)	24	-0.882	-0.026496	2.34E-002	-6.19E-004
自重(門柱+操作台)	27	-46.110	-0.026497	1.22E+000	-3.24E-002
自重(門柱+操作台)	30	-106.624	-0.012873	1.37E+000	-1.77E-002
自重(門柱+操作台)	34	-131.712	-0.011066	1.46E+000	-1.61E-002
自重(門柱+操作台)	38	-106.624	-0.012855	1.37E+000	-1.76E-002
戸当たり自重	31	-120.000	-0.003711	4.45E-001	-1.65E-003
戸当たり自重	35	-240.000	-0.003071	7.37E-001	-2.26E-003
戸当たり自重	39	-120.000	-0.003685	4.42E-001	-1.63E-003
上載荷重(地震時)	8	-7.528	-0.026497	1.99E-001	-5.29E-003
上載荷重(地震時)	4	-19.472	-0.026508	5.16E-001	-1.37E-002
上載荷重(地震時)	6	-19.472	-0.026507	5.16E-001	-1.37E-002
上載荷重(地震時)	27	-7.528	-0.026497	1.99E-001	-5.29E-003
合計		---	---	4.93E+001	1.30E+000

骨組モデル

(1) 荷重載荷図



(2) 格点

格点番号	X座標(m)	Y座標(m)	格点番号	X座標(m)	Y座標(m)	格点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	3.606	7.900	15	2.981	6.650	29	0.000	6.400
2	3.606	6.650	16	3.006	6.650	30	0.000	3.200
3	1.803	6.900	17	3.273	6.650	31	0.000	1.500
4	1.803	6.650	18	3.939	6.650	32	0.000	0.000
5	5.409	6.900	19	4.206	6.650	33	3.606	6.400
6	5.409	6.650	20	4.231	6.650	34	3.606	3.200
7	-1.394	6.650	21	4.856	6.650	35	3.606	1.500
8	-0.697	6.650	22	6.034	6.650	36	3.606	0.000
9	-0.294	6.650	23	6.706	6.650	37	7.212	6.400
10	0.000	6.650	24	6.973	6.650	38	7.212	3.200
11	0.239	6.650	25	7.212	6.650	39	7.212	1.500
12	0.506	6.650	26	7.506	6.650	40	7.212	0.000
13	1.178	6.650	27	7.909	6.650			
14	2.356	6.650	28	8.606	6.650			

(3) 部材

位置	部材番号	格点番号		断面積 (m ²)	断面2次 (m ⁴)	ヤング係数 (kN/m ²)
		i端	j端			
上部工	1	1	2	∞	∞	∞
上部工	2	3	4	1.00000E+002	1.0000000E+002	2.50000E+007
上部工	3	5	6	1.00000E+002	1.0000000E+002	2.50000E+007
はり左張出部	4 5	7 8	8 9	1.35000E+000	2.8125000E-002	2.50000E+007
はり左側	6	9	10	∞	∞	∞
はり左側	7 8	10 11	11 12	∞	∞	∞
はり左側	9 10	12 13	13 4	1.35000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり左側	11	4	14	1.35000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり左側	12 13	14 15	15 16	1.23000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007

位置	部材 番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
はり右側	14 15	16 17	17 2	∞	∞	∞
はり右側	16 17	2 18	18 19	∞	∞	∞
はり右側	18 19	19 20	20 21	1.23000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり右側	20	21	6	1.35000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり右側	21 22	6 22	22 23	1.35000E+000	6.8919068E-003	2.50000E+007
はり右側	23 24	23 24	24 25	∞	∞	∞
はり右側	25	25	26	∞	∞	∞
はり右張出部	26 27	26 27	27 28	1.35000E+000	2.8125000E-002	2.50000E+007
左柱	28	10	29	∞	∞	∞
左柱	29	29	30	6.80000E-001	1.7377552E-002	2.50000E+007
左柱	30 31	30 31	31 32	6.80000E-001	1.7898840E-002	2.50000E+007
中柱	32	2	33	∞	∞	∞
中柱	33 34 35	33 34 35	34 35 36	8.40000E-001	4.2164624E-002	2.50000E+007
右柱	36	25	37	∞	∞	∞
右柱	37	37	38	6.80000E-001	1.7842470E-002	2.50000E+007
右柱	38 39	38 39	39 40	6.80000E-001	1.7345350E-002	2.50000E+007

(4) 拘束条件

格点番号	支点タイプ
32 36 40	完全拘束 完全拘束 完全拘束

(5) 荷重

※分布荷重の「載荷座標」、「荷重」の上段、下段はそれぞれ始点側、終点側の値

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
上部工1	1	-1000.000	3.606	7.900	集中	---	---	---	---
開閉装置自重	3	-60.000	1.803	6.900	集中	---	---	---	---
開閉装置自重	5	-60.000	5.409	6.900	集中	---	---	---	---
ゲート自重	31	-50.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	16.667 16.667
ゲート自重	35	-50.000	3.606	1.500	分布	3.606 3.606	3.000 0.000	3.000	16.667 16.667
自重(門柱+操作台)	8	-46.110	-0.697	6.650	分布	-1.394 0.000	6.650 6.650	1.394	33.075 33.075

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
自重(門柱+操作台)	11	-0.882	0.239	6.650	分布	0.106 0.506	6.650 6.650	0.400	4.410 0.000
自重(門柱+操作台)	13	-77.921	1.178	6.650	分布	0.000 2.356	6.650 6.650	2.356	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	15	-37.669	2.981	6.650	分布	2.356 3.606	6.650 6.650	1.250	30.135 30.135
自重(門柱+操作台)	17	-0.882	3.273	6.650	分布	3.006 3.406	6.650 6.650	0.400	0.000 4.410
自重(門柱+操作台)	18	-0.882	3.939	6.650	分布	3.806 4.206	6.650 6.650	0.400	4.410 0.000
自重(門柱+操作台)	20	-37.669	4.231	6.650	分布	3.606 4.856	6.650 6.650	1.250	30.135 30.135
自重(門柱+操作台)	22	-77.921	6.034	6.650	分布	4.856 7.212	6.650 6.650	2.356	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	24	-0.882	6.973	6.650	分布	6.706 7.106	6.650 6.650	0.400	0.000 4.410
自重(門柱+操作台)	27	-46.110	7.909	6.650	分布	7.212 8.606	6.650 6.650	1.394	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	30	-106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	16.660 16.660
自重(門柱+操作台)	34	-131.712	3.606	3.200	分布	3.606 3.606	6.400 0.000	6.400	20.580 20.580
自重(門柱+操作台)	38	-106.624	7.212	3.200	分布	7.212 7.212	6.400 0.000	6.400	16.660 16.660
戸当たり自重	31	-120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	40.000 40.000
戸当たり自重	35	-240.000	3.606	1.500	分布	3.606 3.606	3.000 0.000	3.000	80.000 80.000
戸当たり自重	39	-120.000	7.212	1.500	分布	7.212 7.212	3.000 0.000	3.000	40.000 40.000
上載荷重(地震時)	8	-7.528	-0.697	6.650	分布	-1.394 0.000	6.650 6.650	1.394	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	4	-19.472	1.803	6.650	分布	0.000 3.606	6.650 6.650	3.606	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	6	-19.472	5.409	6.650	分布	3.606 7.212	6.650 6.650	3.606	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	27	-7.528	7.909	6.650	分布	7.212 8.606	6.650 6.650	1.394	5.400 5.400

コンクリート応力度－ひずみ曲線

【一覧表】

位 置		横拘束筋				下降勾配 Edes (N/mm ²)	コンクリート強度σ _{cc} (N/mm ²)	ひずみ ε _{cc}	終局ひずみ ε _{cu}	n
塑性ヒンジ 候補点	部材 端	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	断面積 A _h (mm ²)	体積比 ρ _s					
左支間左側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間左側	左	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間中央左	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間中央右	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間右側	右	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左支間右側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間左側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間左側	左	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間中央左	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間中央右	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間右側	右	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
右支間右側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	3.96E-003	1.370
左柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
左柱中央下側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
左柱中央上側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
左柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
中柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
中柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
右柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
右柱中央下側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
右柱中央上側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269
右柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	5.42E-003	1.269

A_h : 横拘束筋1本あたりの断面積

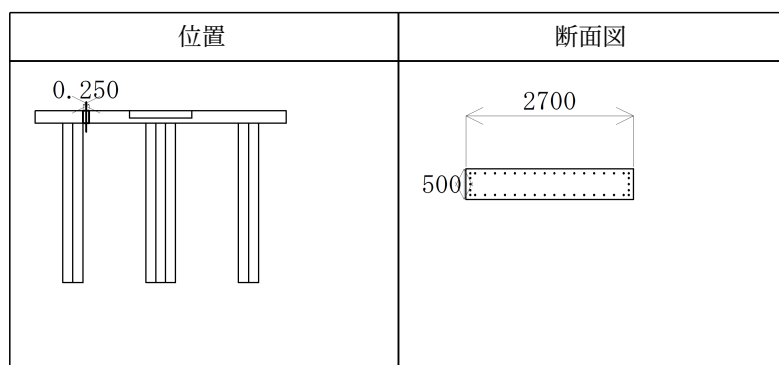
σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度

ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

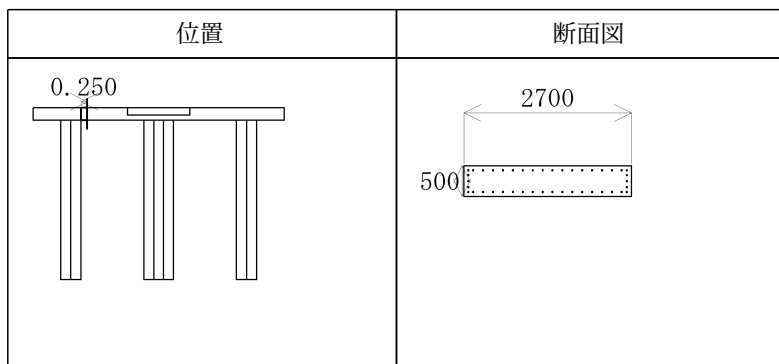
$$n : \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

左支間左側



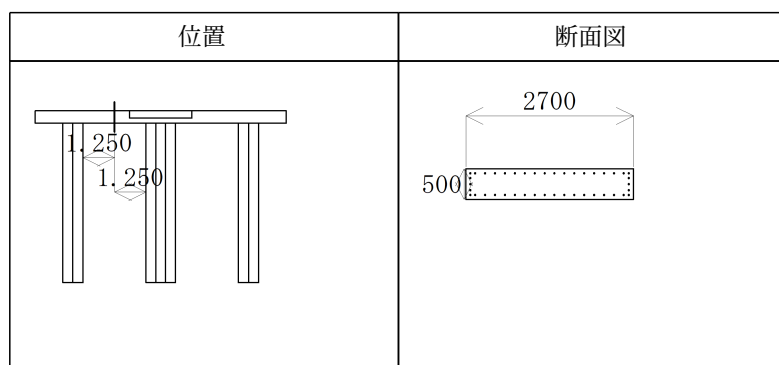
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間左側-左側



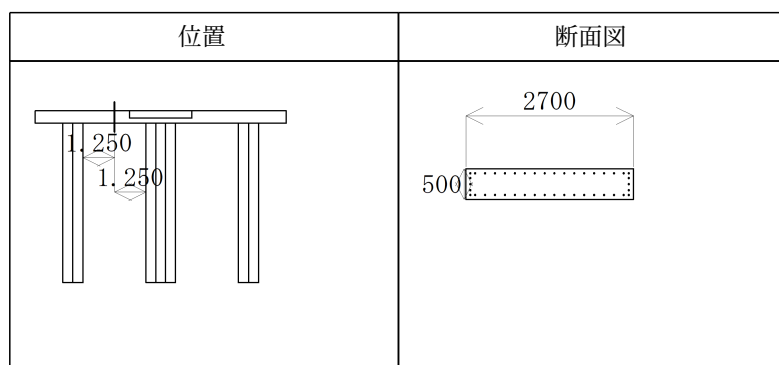
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間中央左側



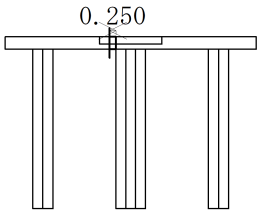
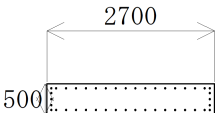
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	3.959E-003
	ϵ_{cu}	---	3.959E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間中央右側



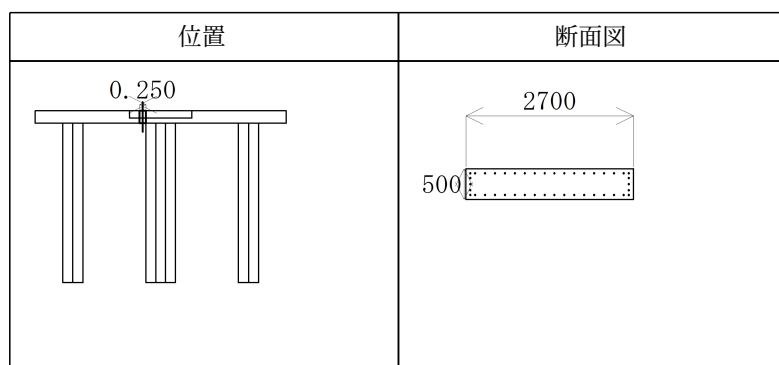
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	3.959E-003
	ϵ_{cu}	---	3.959E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間右側-右側

位置	断面図
	

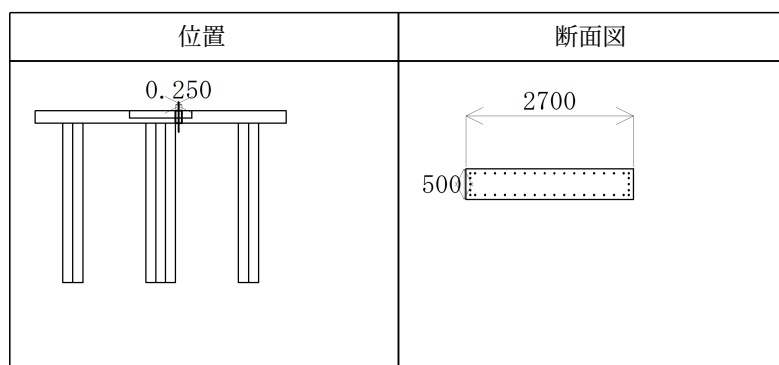
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間右側



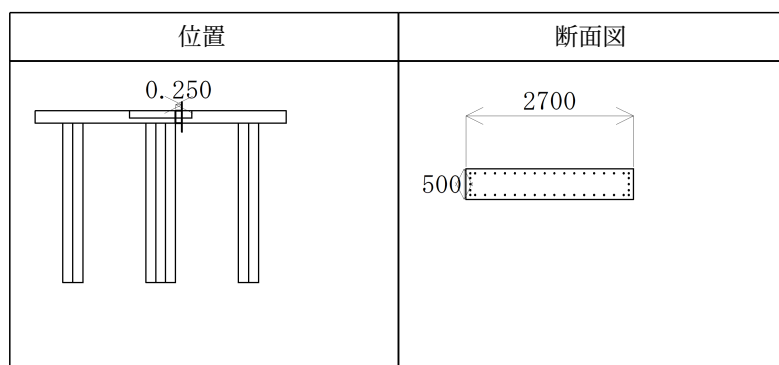
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間左側



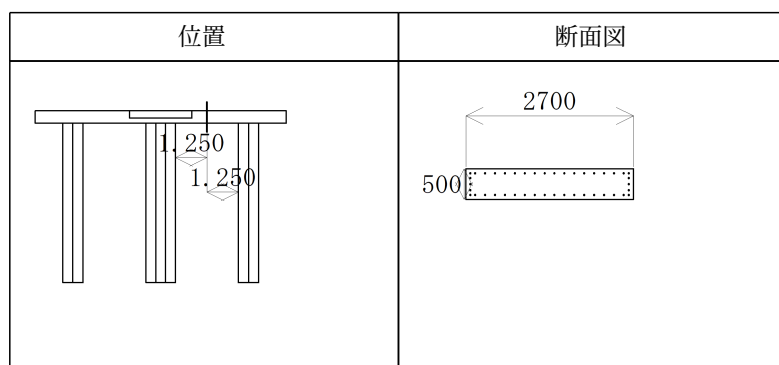
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間左側-左側



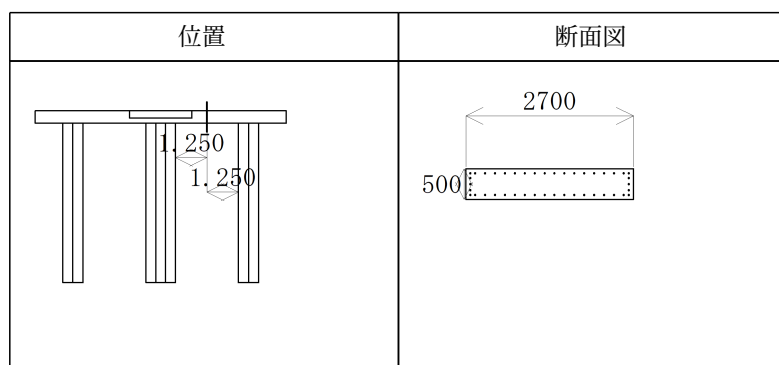
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間中央左側



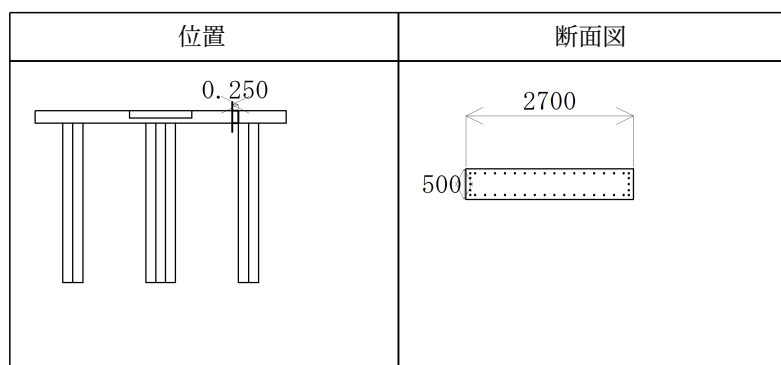
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間中央右側



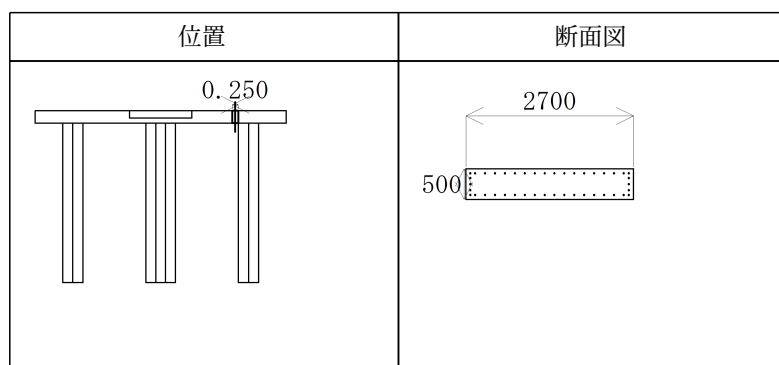
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間右側-右側



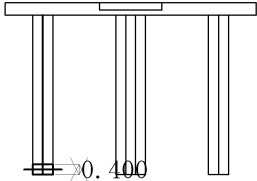
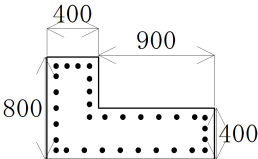
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間右側



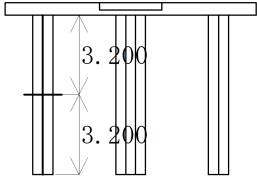
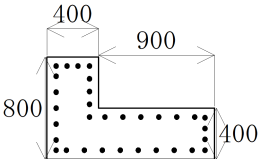
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	3.959E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左柱基部

位置	断面図
	

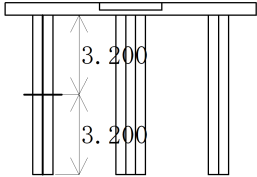
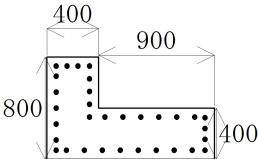
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱中央下側

位置	断面図
	

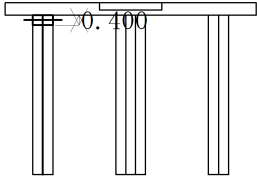
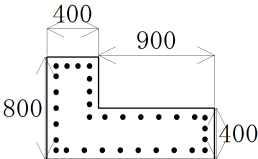
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱中央上側

位置	断面図
	

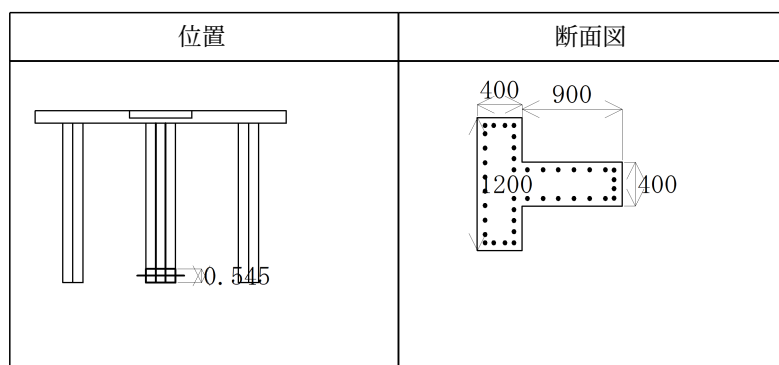
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱上端

位置	断面図
	

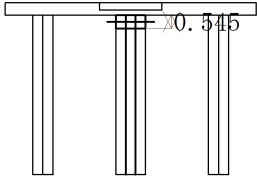
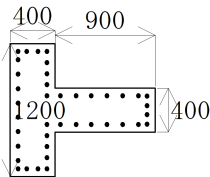
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

中柱基部



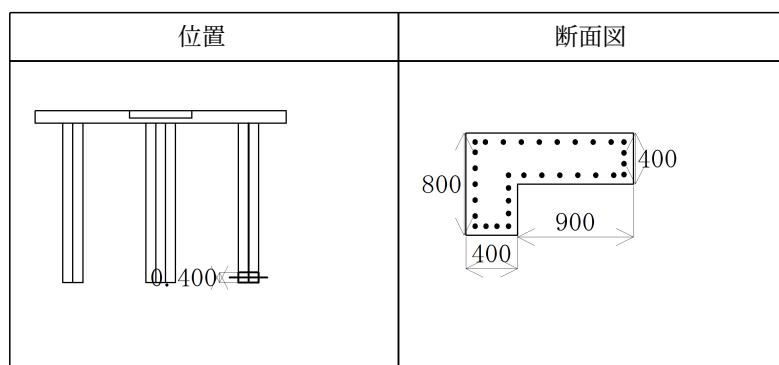
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

中柱上端

位置	断面図
	

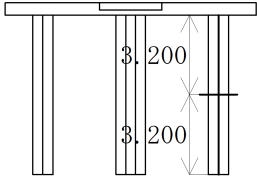
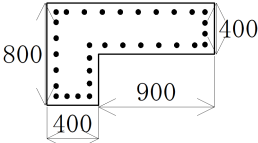
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱基部



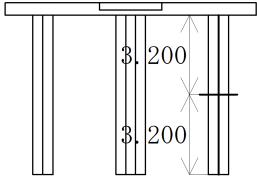
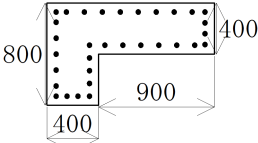
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱中央下側

位置	断面図
	

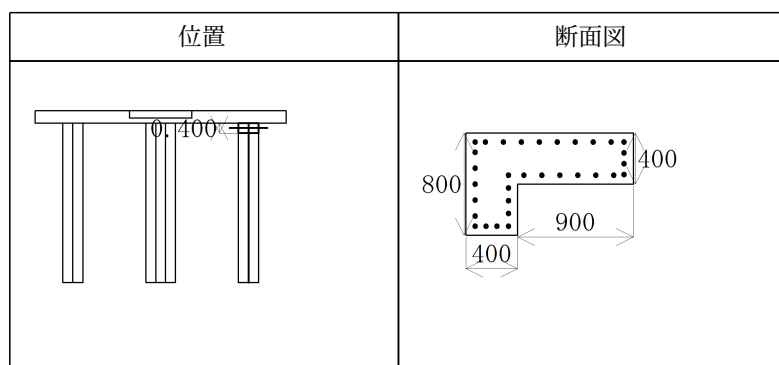
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱中央上側

位置	断面図
	

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱上端



項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	5.416E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

降伏剛性

位置	引張側	死荷重時 軸力 Nd (kN)	Mc My0 Mu (kN・m)	φc φy0 φu (1/m)	降伏曲げ 剛性 Ely (kN・m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	降伏剛性 Iy (m ⁴)	
左支間左側	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間中央	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間中央	下	6.2	244.4 995.0 1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間右側	下	6.2	244.4 995.0 1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間左側	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間中央	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間中央	下	6.2	244.4 995.0 1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間右側	下	6.2	244.4 995.0 1005.8	3.07E-004 5.77E-003 2.51E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左柱上端	左	157.9	287.8 2456.2 2675.9	2.77E-004 5.65E-003 1.53E-002	4.35E+005	2.50E+007	1.74E-002	1.74E-002
左柱中央	左	211.3	295.8 2466.3 2679.5	2.85E-004 5.68E-003 1.53E-002	4.34E+005	2.50E+007	1.74E-002	
左柱中央	右	211.3	-178.4 -1574.0 -2458.7	1.72E-004 3.53E-003 4.89E-002	4.46E+005	2.50E+007	1.79E-002	1.79E-002
左柱基部	右	384.6	-194.0 -1597.3 -2482.4	1.87E-004 3.56E-003 4.70E-002	4.49E+005	2.50E+007	1.79E-002	
中柱上端	左	385.0	346.5 2946.8 4395.1	1.50E-004 2.81E-003 1.31E-002	1.05E+006	2.50E+007	4.20E-002	4.22E-002
中柱基部	右	756.8	-396.5 -3027.1 -4448.6	1.72E-004 2.86E-003 1.29E-002	1.06E+006	2.50E+007	4.23E-002	
右柱上端	左	157.9	173.6 1566.8 2451.3	1.67E-004 3.52E-003 4.94E-002	4.46E+005	2.50E+007	1.78E-002	1.78E-002
右柱中央	左	211.3	178.4 1574.0 2458.7	1.72E-004 3.53E-003 4.89E-002	4.46E+005	2.50E+007	1.79E-002	
右柱中央	右	211.3	-295.8 -2466.3 -2679.5	2.85E-004 5.68E-003 1.53E-002	4.34E+005	2.50E+007	1.74E-002	1.73E-002
右柱基部	右	384.6	-321.7 -2498.8 -2691.0	3.10E-004 5.77E-003 1.51E-002	4.33E+005	2.50E+007	1.73E-002	

せん断耐力

塑性ヒンジ 候補点	引張側	せん断耐力				
		Pso (kN)	Ps (kN)	Sc0 (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)
左支間左側	上側	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
左支間右側	下側	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
	上側*	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
右支間左側	上側	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
右支間右側	下側	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
	上側*	1868.1	1653.5	536.4	321.9	1331.6
左柱基部	右側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
左柱上端	左側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
中柱基部	右側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
中柱上端	左側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
右柱基部	右側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1
右柱上端	左側	2119.3	2029.2	225.2	135.1	1894.1

※「引張側」列の*印は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

Pso : 補正係数(Cc)を1.0として算出されるせん断耐力

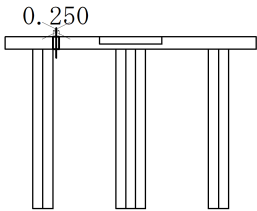
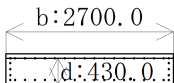
Ps : 補正係数(Cc)を0.6として算出されるせん断耐力

Sc0 : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=1.0)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=0.6)

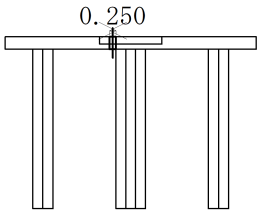
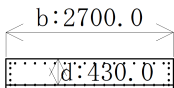
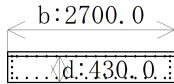
Ss : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

【左支間左側】

位置	上側引張
	

項 目		単位	上側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1
	Ps	kN	1653.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4
	Sc	kN	321.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0
有効高	d	mm	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

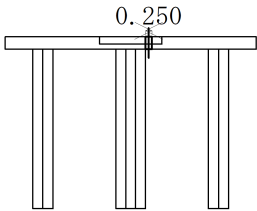
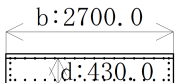
【左支間右側】

位置	下側引張	上側引張*
		

項 目		単位	下側引張	上側引張*
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1	1868.1
	Ps	kN	1653.5	1653.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4	536.4
	Sc	kN	321.9	321.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0	2700.0
有効高	d	mm	430.0	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

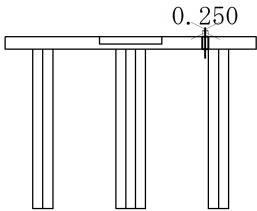
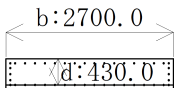
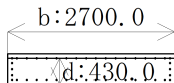
*印の列は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

【右支間左側】

位置	上側引張
	

項 目		単位	上側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1
	Ps	kN	1653.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4
	Sc	kN	321.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0
有効高	d	mm	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

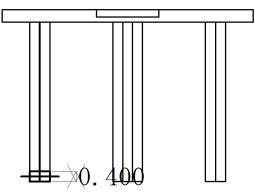
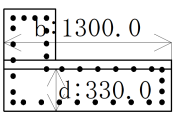
【右支間右側】

位置	下側引張	上側引張*
		

項 目		単位	下側引張	上側引張*
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1	1868.1
	Ps	kN	1653.5	1653.5
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4	536.4
	Sc	kN	321.9	321.9
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0	2700.0
有効高	d	mm	430.0	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

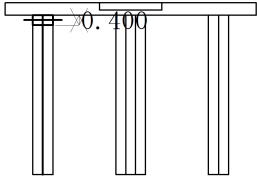
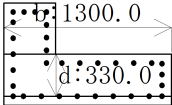
*印の列は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

【左柱基部】

位置	右側引張
	

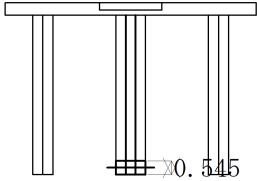
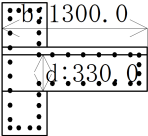
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.341
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱上端】

位置	左側引張
	

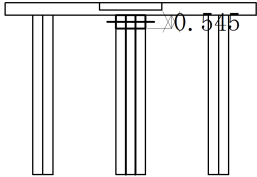
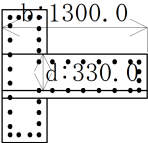
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.676
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【中柱基部】

位置	右側引張
	

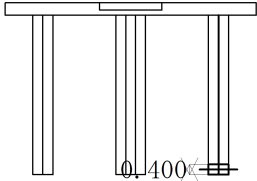
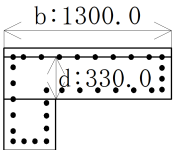
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.453
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【中柱上端】

位置	左側引張
	

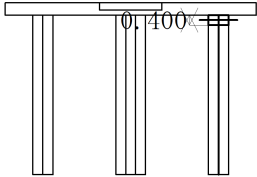
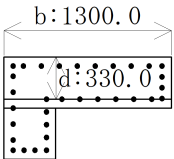
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.453
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱基部】

位置	右側引張
	

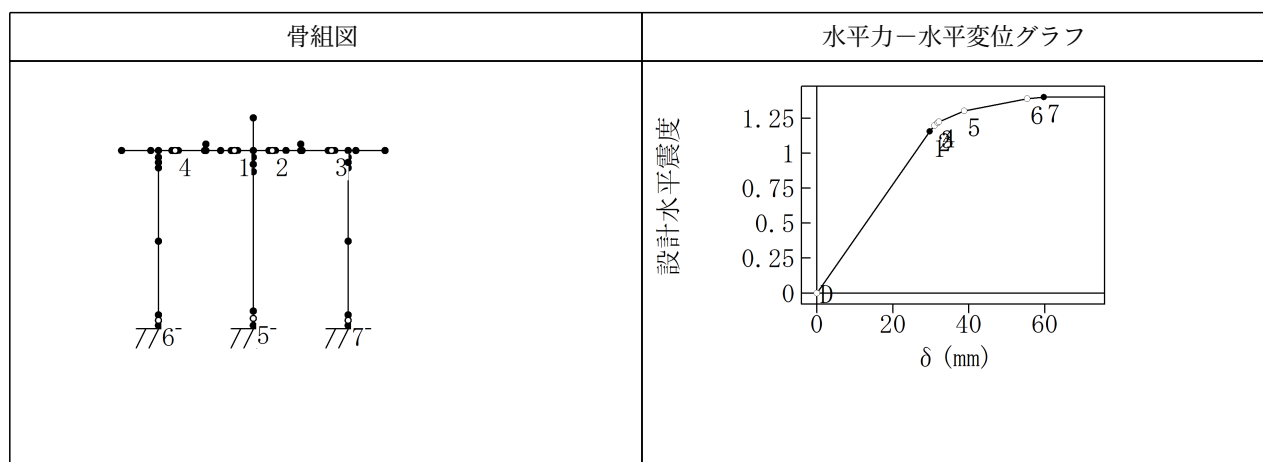
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.676
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱上端】

位置	左側引張
	

項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2029.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	135.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.341
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.600
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

水平力－水平変位の関係および終局水平耐力



塑性ヒンジ 発生順	位置	水平変位 δ (mm)	水平力 P (kN)	設計水平震度 P/W
1	左支間右側	29.7	2800.7	1.155
2	右支間左側	30.9	2904.8	1.197
3	右支間右側	31.7	2955.0	1.218
4	左支間左側	32.1	2970.3	1.224
5	中柱基部	38.8	3160.0	1.303
6	左柱基部	55.3	3366.7	1.388
7	右柱基部	59.7	3393.4	1.399

W : 等価重量 = 2425.9 (kN)

終局水平耐力と設計水平震度

$P_u = 3393.4$ (kN)、 $k_{hu} = 1.399$

降伏限界の水平変位

$$\delta_y = \delta_{y0} \cdot \frac{k_{hu}}{k_{hy0}} = 29.7 \times \frac{1.399}{1.155} = 35.9 \text{ (mm)}$$

ここに、 δ_{y0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの水平変位 = 29.7 (mm)

k_{hy0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの設計水平震度 = 1.155

破壊形態の判定および地震時保有水平耐力

塑性ヒンジ		So(kN)	S1(kN)	S2(kN)	S3(kN)	S4(kN)	S5(kN)	S6(kN)	S7(kN)	Ps (kN) Pso(kN)
発生 順番	位置									
1	左支間右側	115.9	697.0	712.6	723.8	728.6	726.5	724.2	723.9	1653.5 1868.1
2	右支間左側	115.9	937.5	979.0	990.3	990.1	988.0	985.7	985.4	1653.5 1868.1
3	右支間右側	79.1	801.7	845.4	857.8	858.0	859.9	861.9	862.2	1653.5 1868.1
4	左支間左側	79.1	951.3	969.1	981.4	986.5	988.4	990.5	990.7	1653.5 1868.1
5	中柱基部	0.0	1391.9	1440.4	1459.4	1465.8	1562.4	1585.1	1588.1	2029.2 2119.3
6	左柱基部	6.2	702.3	727.5	743.0	749.0	795.4	887.5	889.4	2029.2 2119.3
7	右柱基部	6.2	639.6	667.4	682.0	684.5	726.8	813.6	834.9	2029.2 2119.3
	左柱上端	6.2	403.7	417.8	428.0	432.4	458.5	528.6	527.7	2029.2 2119.3
	中柱上端	0.0	948.4	980.4	991.5	995.4	1062.0	1052.0	1050.7	2029.2 2119.3
	右柱上端	6.2	394.9	413.6	423.8	425.0	450.7	519.5	538.4	2029.2 2119.3

So : 死荷重時のせん断力(kN)

Sn : n番目の塑性ヒンジが形成されたときに各塑性ヒンジ点に生じるせん断力(kN)

Ps : $C_c = 0.6$ としたときの各塑性ヒンジのせん断耐力 (kN)

Pso : $C_c = 1.0$ としたときの各塑性ヒンジ点のせん断耐力 (kN)

全ての塑性ヒンジ点において、せん断力 S_i がせん断耐力 P_{s_i} を下回るので
 曲げ破壊型
 と判定する。

地震時保有水平耐力

$P_a = P_u = 3393.4$ (kN)、 $k_{ha} = P_a/W = 3393.4$ (kN)/2425.9 = 1.399

ここに、

W : 等価重量(kN)

終局変位

【塑性ヒンジ形成後の塑性回転角】

塑性ヒンジ		θ_{2i} (rad)	θ_{3i} (rad)	θ_{4i} (rad)	θ_{5i} (rad)	θ_{6i} (rad)	θ_{7i} (rad)	tan θ
発生 順番	位置							
1	左支間右側	0.000993	0.001270	0.001392	0.003791	0.008194	0.009286	0.250797
2	右支間左側	0.000000	0.001036	0.001150	0.003546	0.007943	0.009122	0.250797
3	右支間右側	0.000000	0.000000	0.000848	0.003250	0.008798	0.010279	0.249035
4	左支間左側	0.000000	0.000000	0.000000	0.003139	0.008716	0.009799	0.249035
5	中柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.003792	0.004489	0.156801
6	左柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.001854	0.155039
7	右柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.155039

θ_{ni} : n番目の塑性ヒンジが形成されたときの各塑性ヒンジ点の回転角

tan θ : 各塑性ヒンジ点の回転角と上部構造慣性力作用位置の水平変位との関係を表す係数

【終局時の軸力におけるM- ϕ 関係】

塑性ヒンジ		N (kN)	My0 (kN・m)	ϕ_{y0} (1/m)	Mu (kN・m)	ϕ_u (1/m)
発生 順番	位置					
1	左支間右側	-489.5	906.5	0.005573	920.8	0.650965
2	右支間左側	478.8	-1077.5	0.005962	-1083.3	0.158554
3	右支間右側	-73.8	980.8	0.005743	992.3	0.278990
4	左支間左側	63.1	-1005.0	0.005797	-1015.3	0.234810
5	中柱基部	759.1	-3027.6	0.002860	-4449.0	0.012900
6	左柱基部	1476.4	-1739.4	0.003779	-2604.3	0.036874
7	右柱基部	-759.7	-2267.9	0.005169	-2611.4	0.016225

【終局変位】

塑性ヒンジ		L_p (m)	ϕ_y (1/m)	θ_{pu} (rad)	δ_u (m)	δ_{2u} (m)
発生 順番	位置					
1	左支間右側	0.2500	0.005661	0.161326	0.665935	1.314830
2	右支間左側	0.2500	0.005994	0.038140	0.175410	0.333460
3	右支間右側	0.2500	0.005810	0.068295	0.292672	0.572743
4	左支間左側	0.2500	0.005857	0.057238	0.250200	0.485920
5	中柱基部	0.5450	0.004203	0.004740	0.061312	0.106149
6	左柱基部	0.4000	0.005658	0.012486	0.128285	0.223419
7	右柱基部	0.4000	0.005952	0.004109	0.086214	0.128075

θ_{pu} : 塑性ヒンジの終局塑性回転角(rad)

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \cdot L_p \cdot \phi_y$$

δ_u : 各塑性ヒンジ点の終局塑性回転角が生じるときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

$$\delta_u = (\theta_{pu} - \theta_{7i}) / (\tan \theta) + \delta_7$$

δ_7 : 7つ目の塑性ヒンジが形成されたときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

(「水平力ー水平変位の関係および終局水平耐力」参照)

δ_{2u} : 各塑性ヒンジ断面に生じる曲率が終局曲率の2倍に達したときの
上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

ϕ_y : 降伏限界の曲率(1/m)

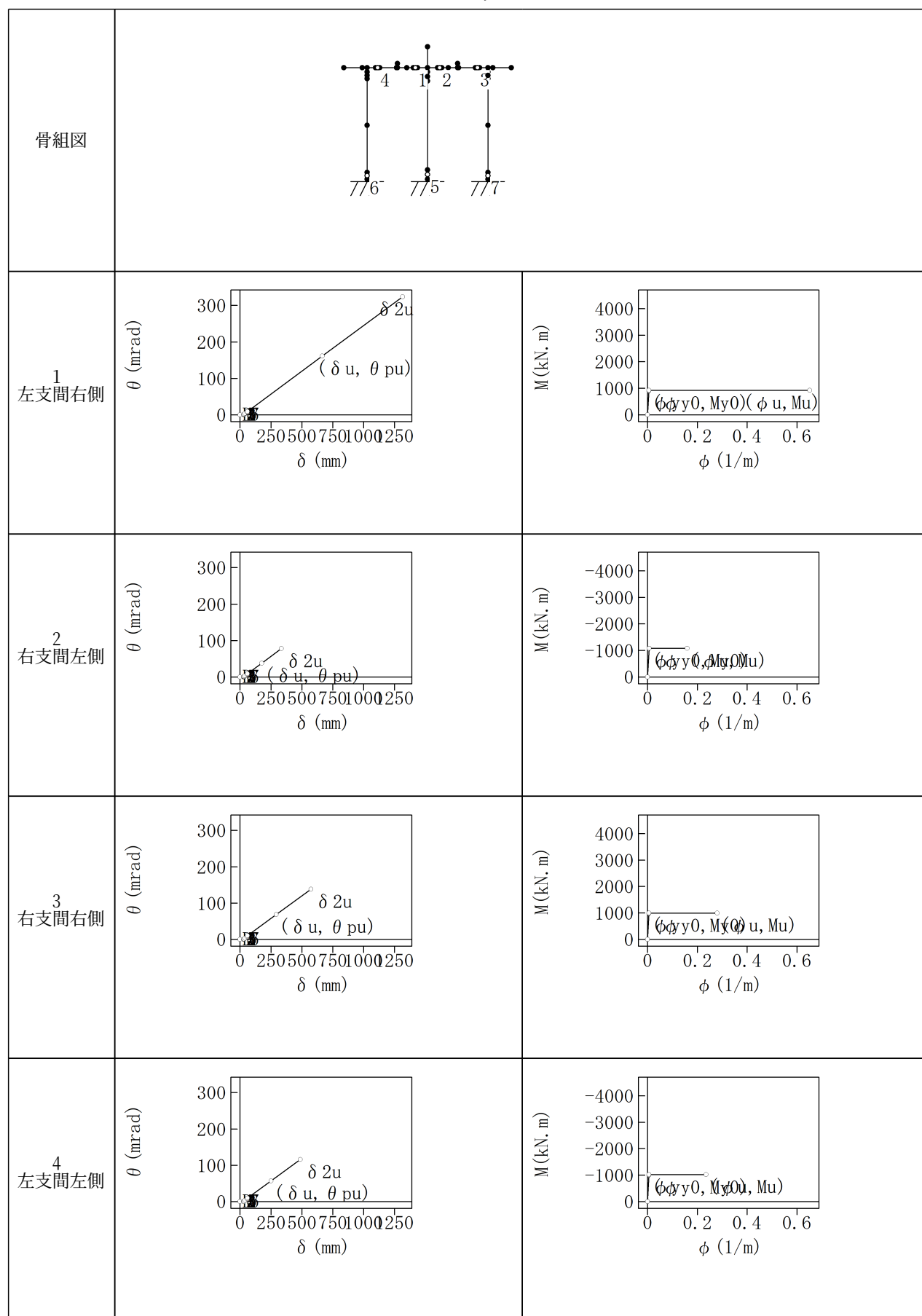
$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0}$$

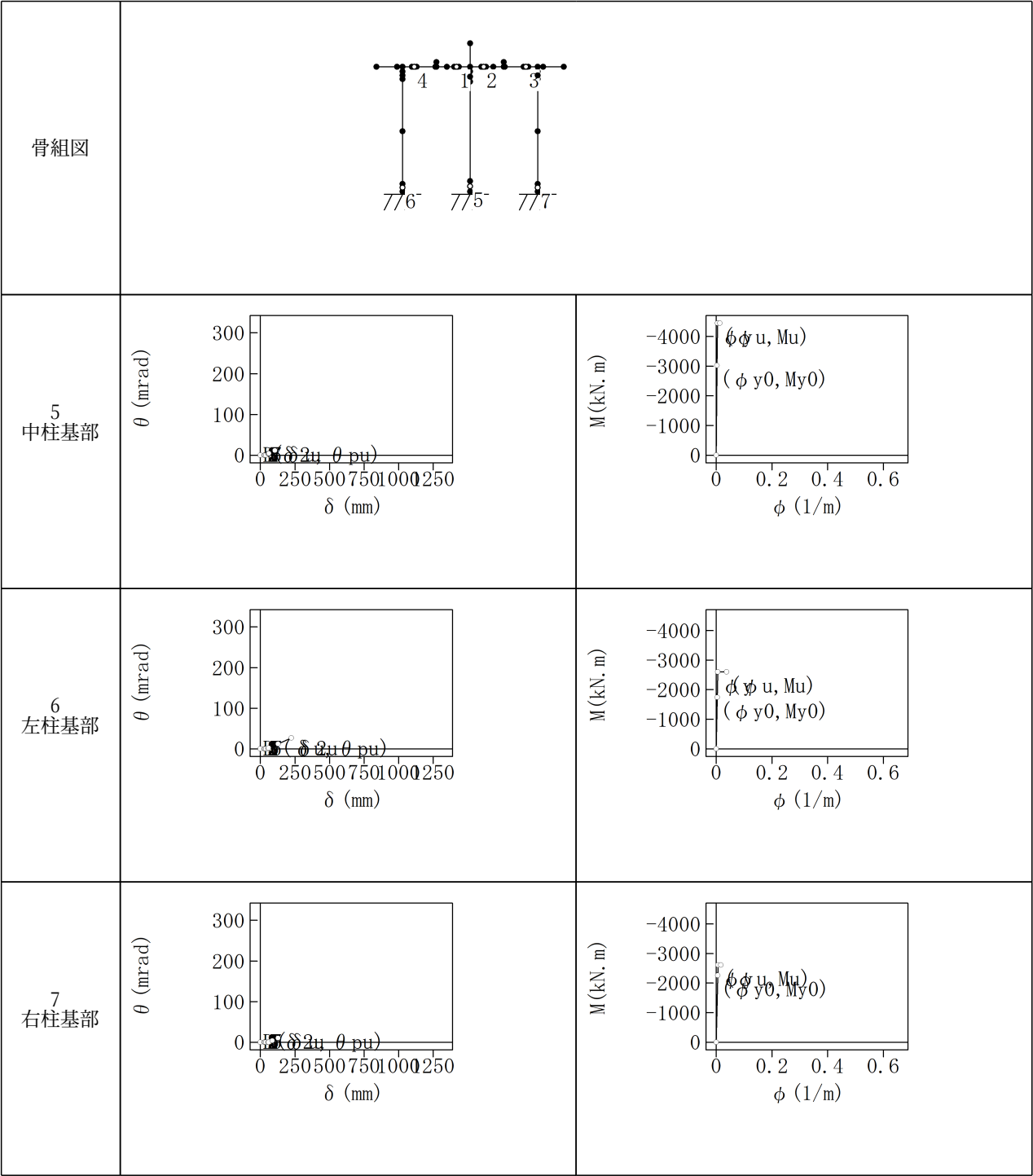
L_p : 塑性ヒンジ長(m)

表中 δ_u の最大値と δ_{2u} の最小値のうち小さいほうを終局変位とする。

終局変位 $\delta_u = 0.106149$ (m)

各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係





地震時保有水平耐力の照査

1) 許容塑性率

破壊形態: 曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 2.303$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率 δ_u : 終局変位 = 0.1061 (m) δ_y : 降伏変位 = 0.0359 (m) α : 安全係数 = 1.500

2) 設計水平震度

 $(c_{1Z} \cdot kh_{10} = 1.6800) \geq 0.40$ より

$$kh_1 = c_S \cdot c_{1Z} \cdot kh_{10} = 0.527 \cdot 1.6800$$

$$= 0.88 \geq (0.4 \cdot c_{1Z} = 0.480)$$

以上から、 $kh_1 = 0.88$ ここに、 c_{1Z} : 地域別補正係数 = 1.20 $c_{1Z} \cdot kh_{10}$: $c_{1Z} \times$ レベル2地震動の設計水平震度の標準値 = 1.6800 c_S : 構造物特性補正係数

$$c_S = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.527$$

 μ_a : 許容塑性率 = 2.303

3) 等価重量

$$W = W_u + W_p = 2425.9(\text{kN})$$

ここに、 W : 等価重量(kN) W_u : 門柱が支持している上部構造部分の重量 = 1000.0(kN) W_p : 門柱の重量 = 1425.9(kN)

4) 地震時保有水平耐力法の照査

 $(kh_1 = 0.88) \leq (k_{ha} = 1.399)$ [OK]ここに、 kh_1 : レベル2地震動の設計水平震度 = 0.88 k_{ha} : 地震時保有水平耐力に達した時の水平震度 = 1.399

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 4.8 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 4.8(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh10}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.221$$

$$\delta Ra = \delta Ra2 = 66.5(\text{mm})$$

※許容残留変形角 θRa 算出式のルート内が負となるため、 $\delta Ra = \delta Ra2$ とする。

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = \text{---}(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)		
δRa	: 許容残留変位(mm)		
CR	: 残留変位補正係数	=	0.6
μR	: 最大応答塑性率		
γ	: 門柱の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	=	0.0
δy	: 降伏変位	=	35.9(mm)
$c1Z \cdot kh10$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	=	1.6800
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	=	1.399
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	=	6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	=	---(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	=	66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度の最小値	=	---(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4B^2}{-4BL + h' \sqrt{h'^2 + 4L^2 - 4B^2}} \right)$$

h'	: 扉体高
L	: 扉体幅(又はサイドローラ間隔)
B	: 門柱間の戸当り幅

位 置	h' (m)	L(m)	B(m)	θRa (rad)
左支間	2.000	3.000	3.300	---
右支間	2.000	3.000	3.300	---

6) 道示V 7.4.1照査

$$0.4 \cdot c1Z \cdot W = 1164.4 \leq Pa = 3393.4 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	=	3393.4(kN)
c1Z	: 地域別補正係数	=	1.20
W	: 等価重量	=	2425.9(kN)

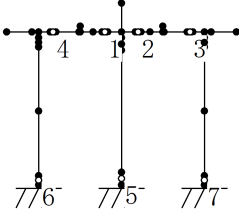
操作台に生じるせん断力に対する照査

操作台に塑性ヒンジが生じたため、以下により、操作台に生じるせん断力に対する照査を行う。

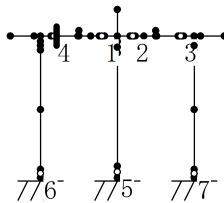
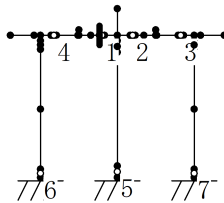
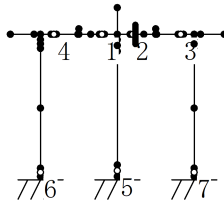
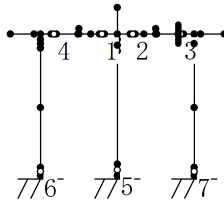
$$V_b / \Psi \leq 1$$

ここに、 V_b : 主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時において操作台に作用するせん断力(kN)

Ψ : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

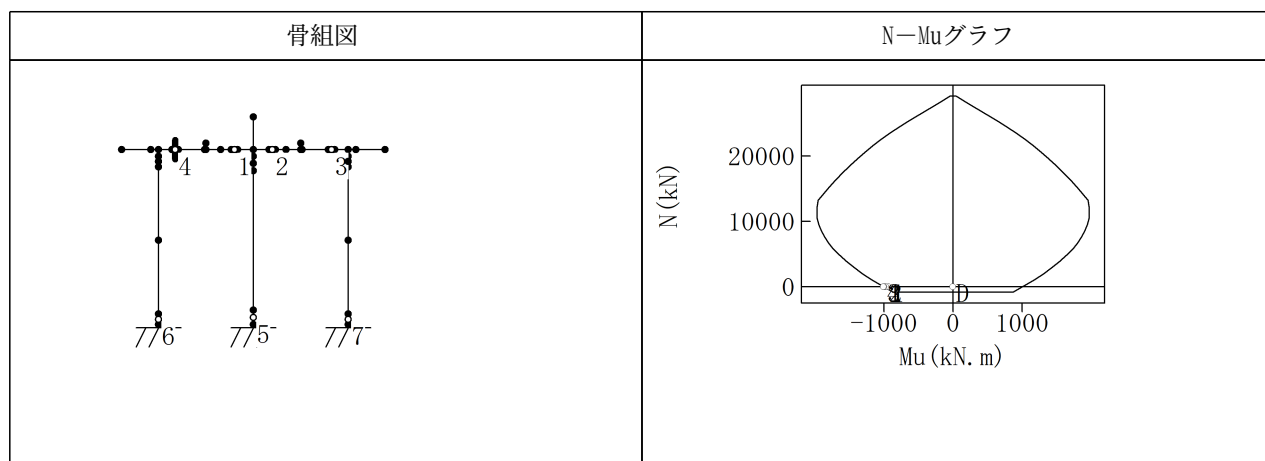
骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 V_b (kN)	せん断耐力 Ψ (kN)	判定
発生 順番	位置						
1	左支間右側	常時	上	-6.6	-117.5	1653.5	OK
2	右支間左側	常時	上	-6.6	117.5	1653.5	OK
3	右支間右側	常時	上	-5.6	-111.7	1653.5	OK
4	左支間左側	常時	上	-5.6	111.7	1653.5	OK

操作台の線形部材端の照査

塑性ヒンジ 候補点	部材端 位置	判定		照査位置
左支間左側	左側	OK		
		N (kN)	56.3	
		M (kN.m)	-884.8	
		Mu(kN.m)	-1014.2	
左支間右側	右側	OK		
		N (kN)	-483.3	
		M (kN.m)	837.8	
		Mu(kN.m)	921.9	
右支間左側	左側	OK		
		N (kN)	472.6	
		M (kN.m)	-955.4	
		Mu(kN.m)	-1082.3	
右支間右側	右側	OK		
		N (kN)	-67.1	
		M (kN.m)	892.5	
		Mu(kN.m)	993.4	

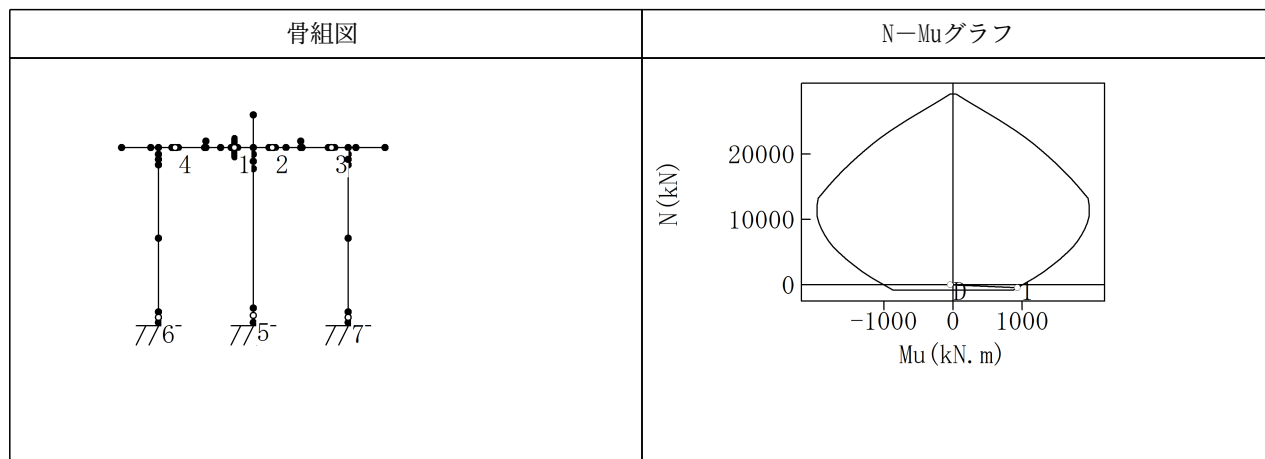
軸力-曲げモーメントの相関関係

左支間左側



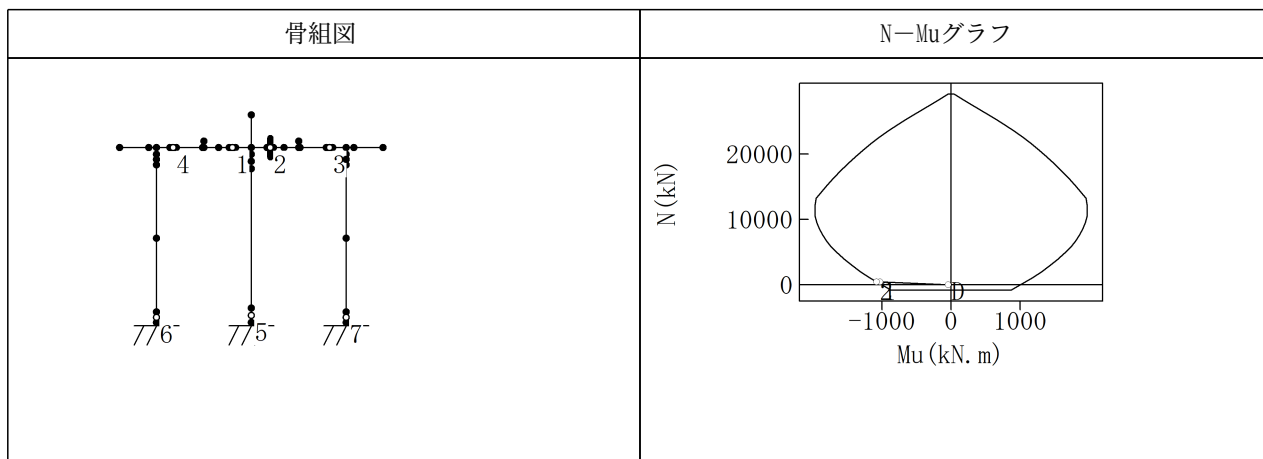
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-7.0	-801.3	-865.4	865.4	15100.8	-1798.9	1798.9
1	20.3	-933.0	134.1	-1027.1	1027.1	16036.2	-1719.8	1719.8
2	20.1	-970.7	1069.6	-1175.4	1175.4	16971.7	-1637.3	1637.3
3	23.4	-997.2	2005.0	-1310.3	1310.3	17907.1	-1550.8	1550.8
4	25.7	-1008.3	2940.4	-1427.6	1427.6	18842.5	-1459.5	1459.5
5	25.8	-1008.3	3875.8	-1536.7	1536.7	19777.9	-1361.8	1361.8
6	67.7	-1008.3	4811.2	-1635.9	1635.9	20713.3	-1258.5	1258.5
7	63.1	-1008.3	5746.7	-1723.9	1723.9	21648.8	-1148.9	1148.9
			6682.1	-1795.4	1795.4	22584.2	-1032.6	1032.6
			7617.5	-1853.7	1853.7	23519.6	-909.1	909.1
			8552.9	-1901.2	1901.2	24455.0	-777.9	777.9
			9488.3	-1937.7	1937.7	25390.4	-638.7	638.7
			10423.7	-1959.4	1959.4	26325.8	-491.3	491.3
			11359.2	-1966.1	1966.1	27261.3	-342.7	342.7
			12294.6	-1962.9	1962.9	28196.7	-195.2	195.2
			13230.0	-1949.0	1949.0	29132.1	-48.4	48.4
			14165.4	-1875.1	1875.1			

左支間右側



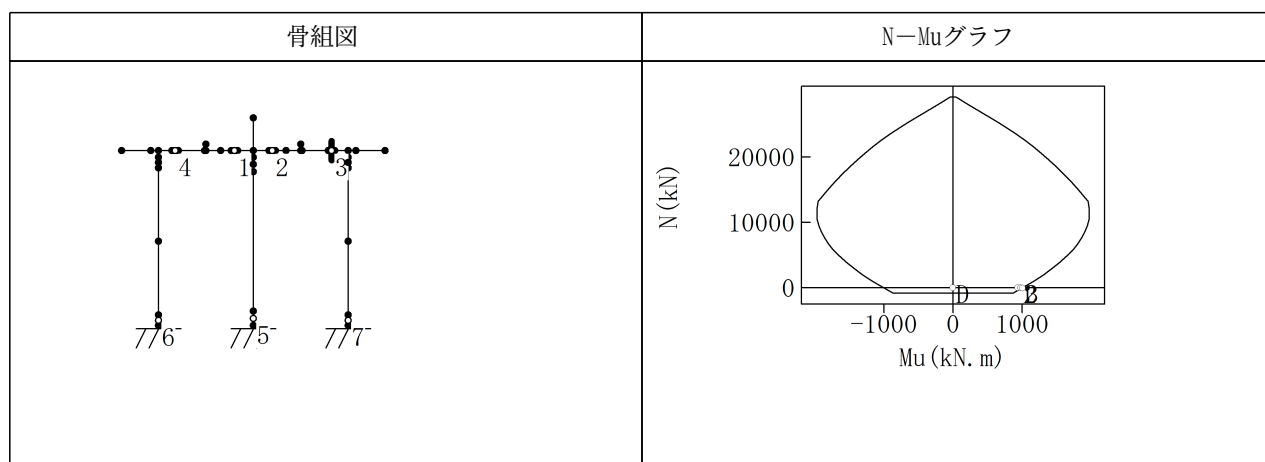
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-44.5	-801.3	-865.4	865.4	15100.8	-1798.9	1798.9
1	-435.8	928.6	134.1	-1027.1	1027.1	16036.2	-1719.8	1719.8
2	-452.9	928.6	1069.6	-1175.4	1175.4	16971.7	-1637.3	1637.3
3	-457.8	928.6	2005.0	-1310.3	1310.3	17907.1	-1550.8	1550.8
4	-458.0	928.6	2940.4	-1427.6	1427.6	18842.5	-1459.5	1459.5
5	-488.7	928.6	3875.8	-1536.7	1536.7	19777.9	-1361.8	1361.8
6	-480.5	928.6	4811.2	-1635.9	1635.9	20713.3	-1258.5	1258.5
7	-489.5	928.6	5746.7	-1723.9	1723.9	21648.8	-1148.9	1148.9
			6682.1	-1795.4	1795.4	22584.2	-1032.6	1032.6
			7617.5	-1853.7	1853.7	23519.6	-909.1	909.1
			8552.9	-1901.2	1901.2	24455.0	-777.9	777.9
			9488.3	-1937.7	1937.7	25390.4	-638.7	638.7
			10423.7	-1959.4	1959.4	26325.8	-491.3	491.3
			11359.2	-1966.1	1966.1	27261.3	-342.7	342.7
			12294.6	-1962.9	1962.9	28196.7	-195.2	195.2
			13230.0	-1949.0	1949.0	29132.1	-48.4	48.4
			14165.4	-1875.1	1875.1			

右支間左側



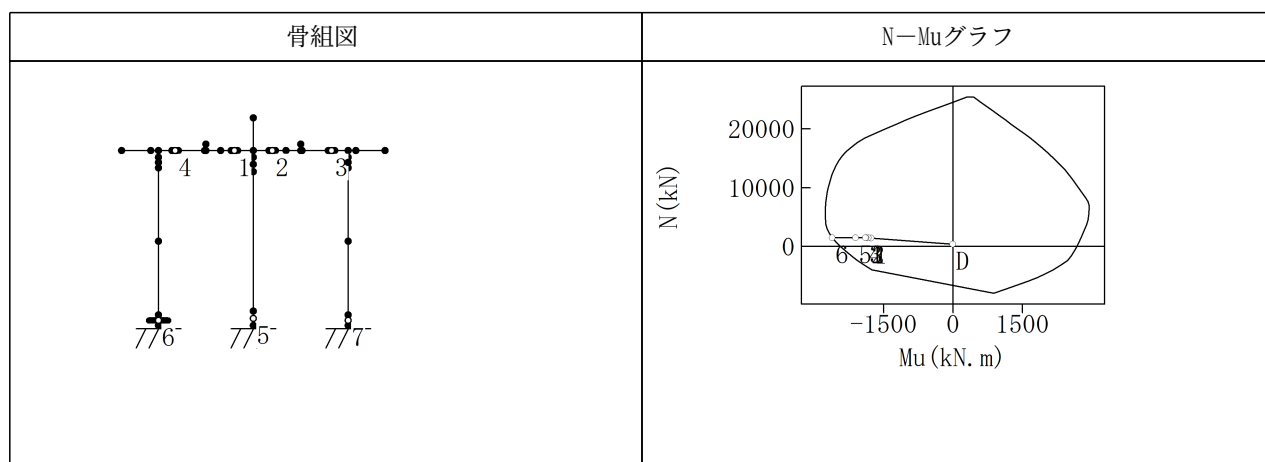
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-44.5	-801.3	-865.4	865.4	15100.8	-1798.9	1798.9
1	444.6	-1024.4	134.1	-1027.1	1027.1	16036.2	-1719.8	1719.8
2	457.1	-1078.3	1069.6	-1175.4	1175.4	16971.7	-1637.3	1637.3
3	462.0	-1078.3	2005.0	-1310.3	1310.3	17907.1	-1550.8	1550.8
4	465.4	-1078.3	2940.4	-1427.6	1427.6	18842.5	-1459.5	1459.5
5	496.5	-1078.3	3875.8	-1536.7	1536.7	19777.9	-1361.8	1361.8
6	489.7	-1078.3	4811.2	-1635.9	1635.9	20713.3	-1258.5	1258.5
7	478.8	-1078.3	5746.7	-1723.9	1723.9	21648.8	-1148.9	1148.9
			6682.1	-1795.4	1795.4	22584.2	-1032.6	1032.6
			7617.5	-1853.7	1853.7	23519.6	-909.1	909.1
			8552.9	-1901.2	1901.2	24455.0	-777.9	777.9
			9488.3	-1937.7	1937.7	25390.4	-638.7	638.7
			10423.7	-1959.4	1959.4	26325.8	-491.3	491.3
			11359.2	-1966.1	1966.1	27261.3	-342.7	342.7
			12294.6	-1962.9	1962.9	28196.7	-195.2	195.2
			13230.0	-1949.0	1949.0	29132.1	-48.4	48.4
			14165.4	-1875.1	1875.1			

右支間右側



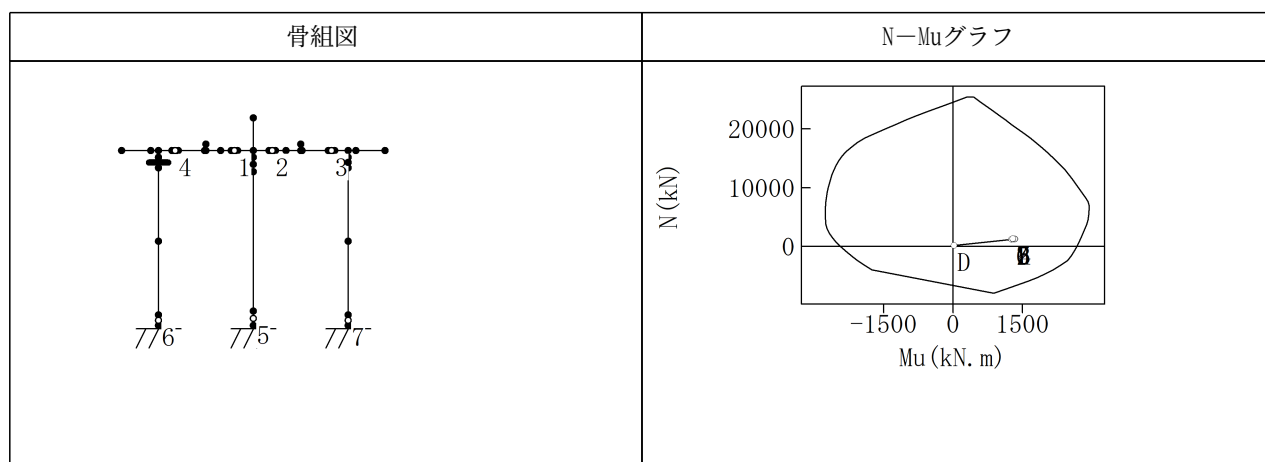
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-7.0	-801.3	-865.4	865.4	15100.8	-1798.9	1798.9
1	-11.5	931.8	134.1	-1027.1	1027.1	16036.2	-1719.8	1719.8
2	-16.0	973.9	1069.6	-1175.4	1175.4	16971.7	-1637.3	1637.3
3	-19.2	1000.6	2005.0	-1310.3	1310.3	17907.1	-1550.8	1550.8
4	-18.3	1000.6	2940.4	-1427.6	1427.6	18842.5	-1459.5	1459.5
5	-18.1	1000.6	3875.8	-1536.7	1536.7	19777.9	-1361.8	1361.8
6	-58.5	1000.6	4811.2	-1635.9	1635.9	20713.3	-1258.5	1258.5
7	-73.8	1000.6	5746.7	-1723.9	1723.9	21648.8	-1148.9	1148.9
			6682.1	-1795.4	1795.4	22584.2	-1032.6	1032.6
			7617.5	-1853.7	1853.7	23519.6	-909.1	909.1
			8552.9	-1901.2	1901.2	24455.0	-777.9	777.9
			9488.3	-1937.7	1937.7	25390.4	-638.7	638.7
			10423.7	-1959.4	1959.4	26325.8	-491.3	491.3
			11359.2	-1966.1	1966.1	27261.3	-342.7	342.7
			12294.6	-1962.9	1962.9	28196.7	-195.2	195.2
			13230.0	-1949.0	1949.0	29132.1	-48.4	48.4
			14165.4	-1875.1	1875.1			

左柱基部



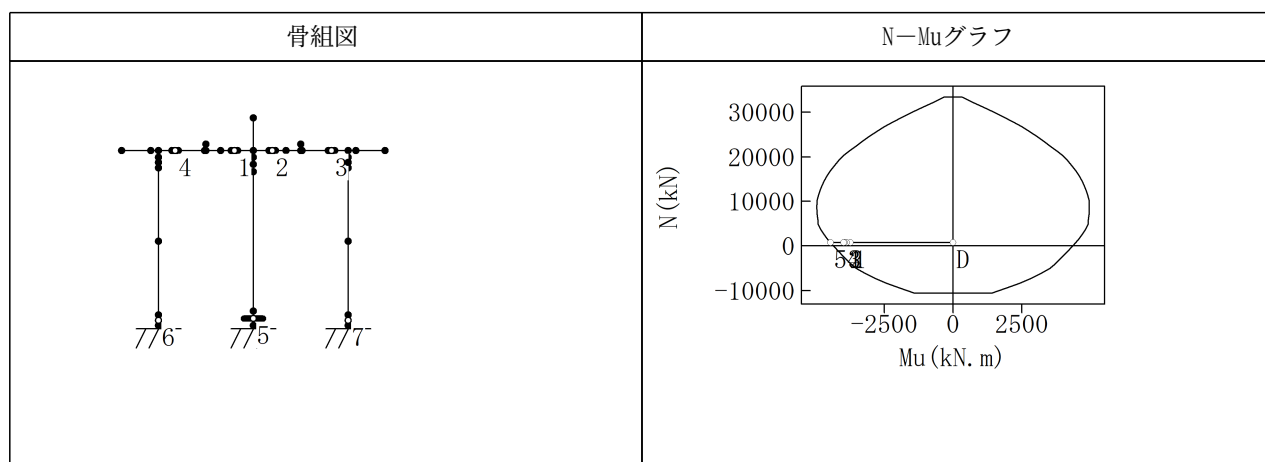
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	373.2	-12.4	-7920.6	---	877.5	9147.2	-2718.4	2777.9
1	1403.5	-1763.9	-7260.6	---	1141.9	9918.2	-2695.8	2709.8
2	1427.2	-1830.7	-6600.5	---	1376.6	10689.3	-2670.9	2640.4
3	1442.3	-1873.9	-5940.5	---	1606.6	11460.3	-2642.0	2569.6
4	1448.3	-1891.5	-5280.4	---	1823.6	12231.3	-2609.4	2497.0
5	1460.9	-2103.6	-4620.4	---	1993.9	13002.3	-2573.5	2422.0
6	1474.7	-2603.6	-3960.3	-1752.6	2160.4	13773.4	-2525.7	2326.8
7	1476.4	-2603.6	-3189.3	-1916.7	2325.1	14544.4	-2466.1	2227.3
			-2418.2	-2063.3	2467.4	15315.4	-2398.3	2124.5
			-1647.2	-2185.2	2546.9	16086.5	-2313.9	2017.9
			-876.2	-2301.9	2602.9	16857.5	-2202.1	1907.2
			-105.2	-2414.4	2658.5	17628.5	-2067.7	1789.4
			665.9	-2519.6	2709.6	18399.5	-1908.7	1666.5
			1436.9	-2600.5	2756.7	19170.6	-1696.3	1537.8
			2207.9	-2664.5	2799.5	19941.6	-1475.2	1402.2
			2979.0	-2717.8	2840.4	20712.6	-1249.0	1266.7
			3750.0	-2745.4	2878.8	21483.7	-1016.6	1131.6
			4521.0	-2747.0	2908.4	22254.7	-776.6	996.7
			5292.0	-2748.0	2921.3	23025.7	-522.6	861.7
			6063.1	-2748.3	2931.3	23796.7	-253.1	725.1
			6834.1	-2747.3	2937.0	24567.8	19.5	587.7
			7605.1	-2744.8	2911.1	25338.8	292.9	449.6
			8376.2	-2732.7	2845.0			

左柱上端



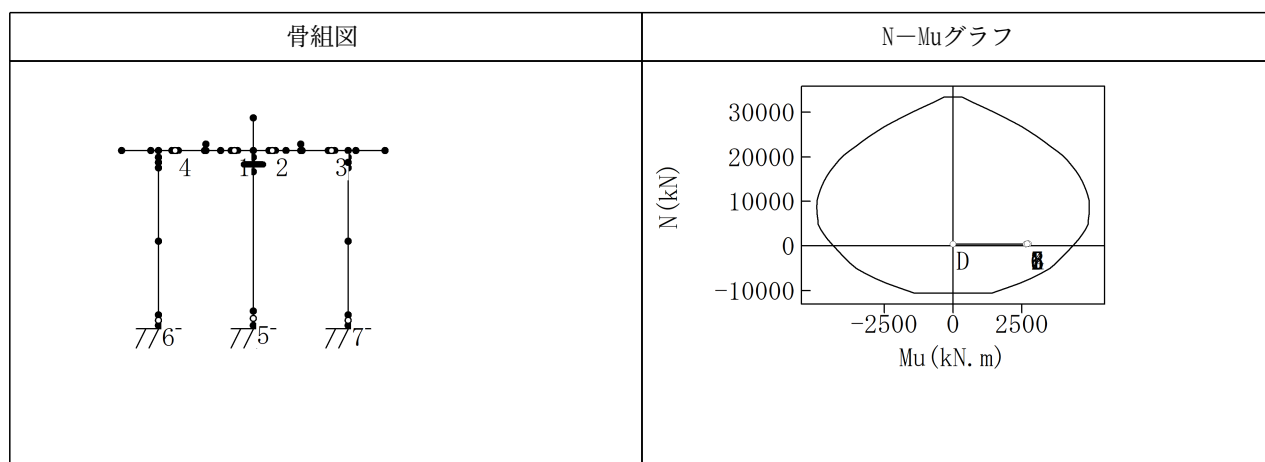
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	161.3	24.6	-7920.6	---	877.5	9147.2	-2718.4	2777.9
1	1191.6	1261.0	-7260.6	---	1141.9	9918.2	-2695.8	2709.8
2	1215.3	1301.4	-6600.5	---	1376.6	10689.3	-2670.9	2640.4
3	1230.4	1329.9	-5940.5	---	1606.6	11460.3	-2642.0	2569.6
4	1236.3	1341.9	-5280.4	---	1823.6	12231.3	-2609.4	2497.0
5	1249.0	1327.3	-4620.4	---	1993.9	13002.3	-2573.5	2422.0
6	1262.7	1292.5	-3960.3	-1752.6	2160.4	13773.4	-2525.7	2326.8
7	1264.5	1292.5	-3189.3	-1916.7	2325.1	14544.4	-2466.1	2227.3
			-2418.2	-2063.3	2467.4	15315.4	-2398.3	2124.5
			-1647.2	-2185.2	2546.9	16086.5	-2313.9	2017.9
			-876.2	-2301.9	2602.9	16857.5	-2202.1	1907.2
			-105.2	-2414.4	2658.5	17628.5	-2067.7	1789.4
			665.9	-2519.6	2709.6	18399.5	-1908.7	1666.5
			1436.9	-2600.5	2756.7	19170.6	-1696.3	1537.8
			2207.9	-2664.5	2799.5	19941.6	-1475.2	1402.2
			2979.0	-2717.8	2840.4	20712.6	-1249.0	1266.7
			3750.0	-2745.4	2878.8	21483.7	-1016.6	1131.6
			4521.0	-2747.0	2908.4	22254.7	-776.6	996.7
			5292.0	-2748.0	2921.3	23025.7	-522.6	861.7
			6063.1	-2748.3	2931.3	23796.7	-253.1	725.1
			6834.1	-2747.3	2937.0	24567.8	19.5	587.7
			7605.1	-2744.8	2911.1	25338.8	292.9	449.6
			8376.2	-2732.7	2845.0			

中柱基部



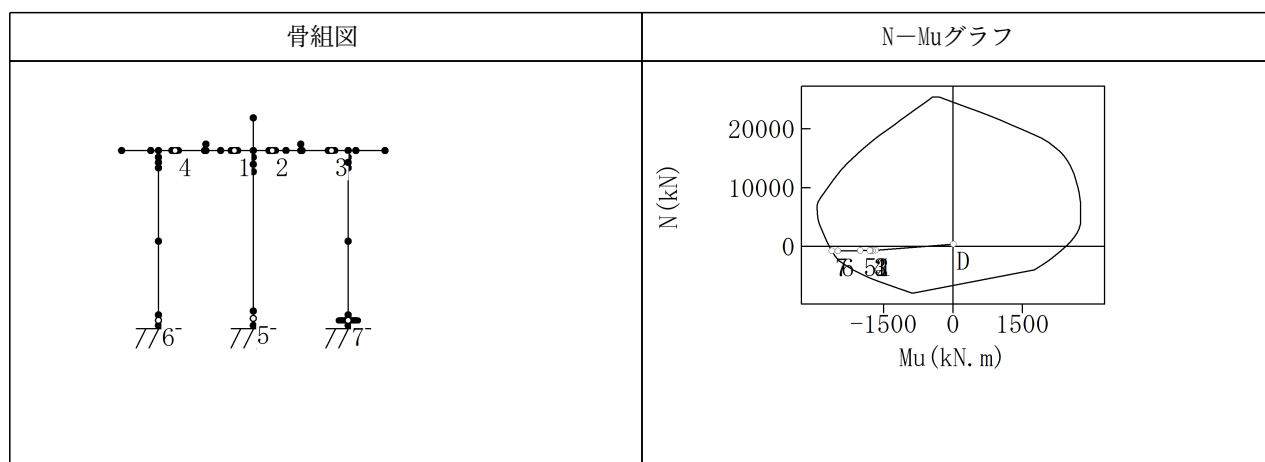
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	729.3	0.0	-10560.9	-1399.4	1399.4	12498.2	-4830.3	4830.3
1	738.1	-3730.2	-9462.8	-1926.1	1926.1	13596.2	-4761.2	4761.2
2	764.0	-3869.8	-8364.8	-2412.4	2412.4	14694.3	-4671.3	4671.3
3	764.1	-3938.6	-7266.7	-2827.5	2827.5	15792.3	-4570.7	4570.7
4	759.1	-3965.0	-6168.7	-3195.6	3195.6	16890.4	-4459.2	4459.2
5	759.1	-4448.0	-5070.6	-3507.5	3507.5	17988.4	-4322.1	4322.1
6	759.1	-4448.0	-3972.6	-3712.9	3712.9	19086.5	-4169.8	4169.8
7	759.1	-4448.0	-2874.5	-3896.4	3896.4	20184.5	-4006.4	4006.4
			-1776.5	-4074.0	4074.0	21282.5	-3780.4	3780.4
			-678.4	-4238.9	4238.9	22380.6	-3546.3	3546.3
			419.6	-4400.1	4400.1	23478.6	-3302.8	3302.8
			1517.7	-4555.2	4555.2	24576.7	-3050.1	3050.1
			2615.7	-4685.4	4685.4	25674.7	-2788.7	2788.7
			3713.8	-4800.5	4800.5	26772.8	-2497.2	2497.2
			4811.8	-4891.8	4891.8	27870.8	-2177.3	2177.3
			5909.9	-4912.3	4912.3	28968.9	-1834.1	1834.1
			7007.9	-4930.3	4930.3	30066.9	-1464.9	1464.9
			8106.0	-4942.1	4942.1	31165.0	-1092.8	1092.8
			9204.0	-4944.2	4944.2	32263.0	-718.1	718.1
			10302.1	-4927.4	4927.4	33361.1	-341.9	341.9
			11400.1	-4881.9	4881.9			

中柱上端



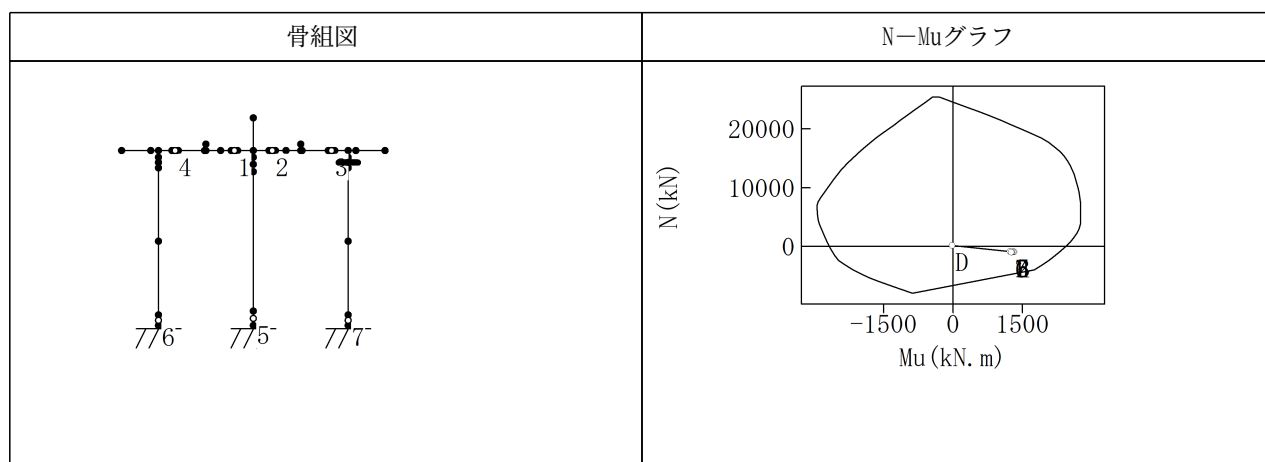
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	390.7	0.0	-10560.9	-1399.4	1399.4	12498.2	-4830.3	4830.3
1	399.4	2644.9	-9462.8	-1926.1	1926.1	13596.2	-4761.2	4761.2
2	425.3	2723.6	-8364.8	-2412.4	2412.4	14694.3	-4671.3	4671.3
3	425.4	2734.1	-7266.7	-2827.5	2827.5	15792.3	-4570.7	4570.7
4	420.4	2735.4	-6168.7	-3195.6	3195.6	16890.4	-4459.2	4459.2
5	420.4	2697.8	-5070.6	-3507.5	3507.5	17988.4	-4322.1	4322.1
6	420.4	2699.8	-3972.6	-3712.9	3712.9	19086.5	-4169.8	4169.8
7	420.4	2700.1	-2874.5	-3896.4	3896.4	20184.5	-4006.4	4006.4
			-1776.5	-4074.0	4074.0	21282.5	-3780.4	3780.4
			-678.4	-4238.9	4238.9	22380.6	-3546.3	3546.3
			419.6	-4400.1	4400.1	23478.6	-3302.8	3302.8
			1517.7	-4555.2	4555.2	24576.7	-3050.1	3050.1
			2615.7	-4685.4	4685.4	25674.7	-2788.7	2788.7
			3713.8	-4800.5	4800.5	26772.8	-2497.2	2497.2
			4811.8	-4891.8	4891.8	27870.8	-2177.3	2177.3
			5909.9	-4912.3	4912.3	28968.9	-1834.1	1834.1
			7007.9	-4930.3	4930.3	30066.9	-1464.9	1464.9
			8106.0	-4942.1	4942.1	31165.0	-1092.8	1092.8
			9204.0	-4944.2	4944.2	32263.0	-718.1	718.1
			10302.1	-4927.4	4927.4	33361.1	-341.9	341.9
			11400.1	-4881.9	4881.9			

右柱基部



塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	373.2	12.4	-7920.6	-877.5	---	9147.2	-2777.9	2718.4
1	-665.8	-1668.2	-7260.6	-1141.9	---	9918.2	-2709.8	2695.8
2	-715.4	-1741.2	-6600.5	-1376.6	---	10689.3	-2640.4	2670.9
3	-730.6	-1782.9	-5940.5	-1606.6	---	11460.3	-2569.6	2642.0
4	-731.6	-1793.5	-5280.4	-1823.6	---	12231.3	-2497.0	2609.4
5	-744.2	-1998.1	-4620.4	-1993.9	---	13002.3	-2422.0	2573.5
6	-758.0	-2483.8	-3960.3	-2160.4	1752.6	13773.4	-2326.8	2525.7
7	-759.7	-2611.3	-3189.3	-2325.1	1916.7	14544.4	-2227.3	2466.1
			-2418.2	-2467.4	2063.3	15315.4	-2124.5	2398.3
			-1647.2	-2546.9	2185.2	16086.5	-2017.9	2313.9
			-876.2	-2602.9	2301.9	16857.5	-1907.2	2202.1
			-105.2	-2658.5	2414.4	17628.5	-1789.4	2067.7
			665.9	-2709.6	2519.6	18399.5	-1666.5	1908.7
			1436.9	-2756.7	2600.5	19170.6	-1537.8	1696.3
			2207.9	-2799.5	2664.5	19941.6	-1402.2	1475.2
			2979.0	-2840.4	2717.8	20712.6	-1266.7	1249.0
			3750.0	-2878.8	2745.4	21483.7	-1131.6	1016.6
			4521.0	-2908.4	2747.0	22254.7	-996.7	776.6
			5292.0	-2921.3	2748.0	23025.7	-861.7	522.6
			6063.1	-2931.3	2748.3	23796.7	-725.1	253.1
			6834.1	-2937.0	2747.3	24567.8	-587.7	-19.5
			7605.1	-2911.1	2744.8	25338.8	-449.6	-292.9
			8376.2	-2845.0	2732.7			

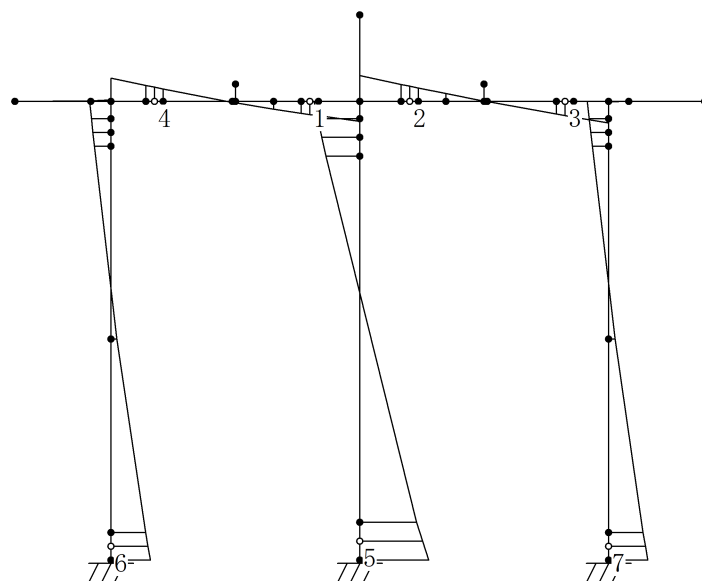
右柱上端



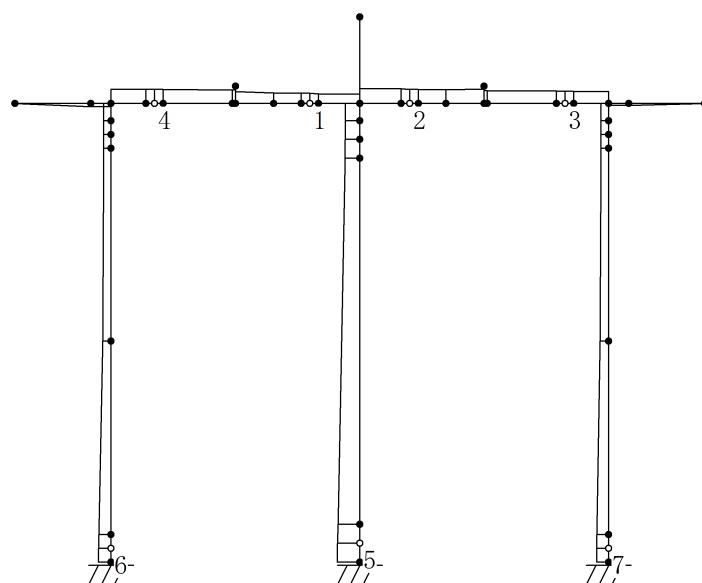
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	161.3	-24.6	-7920.6	-877.5	---	9147.2	-2777.9	2718.4
1	-877.8	1228.4	-7260.6	-1141.9	---	9918.2	-2709.8	2695.8
2	-927.3	1287.4	-6600.5	-1376.6	---	10689.3	-2640.4	2670.9
3	-942.5	1316.2	-5940.5	-1606.6	---	11460.3	-2569.6	2642.0
4	-943.6	1315.5	-5280.4	-1823.6	---	12231.3	-2497.0	2609.4
5	-956.2	1301.0	-4620.4	-1993.9	---	13002.3	-2422.0	2573.5
6	-969.9	1266.8	-3960.3	-2160.4	1752.6	13773.4	-2326.8	2525.7
7	-971.7	1257.9	-3189.3	-2325.1	1916.7	14544.4	-2227.3	2466.1
			-2418.2	-2467.4	2063.3	15315.4	-2124.5	2398.3
			-1647.2	-2546.9	2185.2	16086.5	-2017.9	2313.9
			-876.2	-2602.9	2301.9	16857.5	-1907.2	2202.1
			-105.2	-2658.5	2414.4	17628.5	-1789.4	2067.7
			665.9	-2709.6	2519.6	18399.5	-1666.5	1908.7
			1436.9	-2756.7	2600.5	19170.6	-1537.8	1696.3
			2207.9	-2799.5	2664.5	19941.6	-1402.2	1475.2
			2979.0	-2840.4	2717.8	20712.6	-1266.7	1249.0
			3750.0	-2878.8	2745.4	21483.7	-1131.6	1016.6
			4521.0	-2908.4	2747.0	22254.7	-996.7	776.6
			5292.0	-2921.3	2748.0	23025.7	-861.7	522.6
			6063.1	-2931.3	2748.3	23796.7	-725.1	253.1
			6834.1	-2937.0	2747.3	24567.8	-587.7	-19.5
			7605.1	-2911.1	2744.8	25338.8	-449.6	-292.9
			8376.2	-2845.0	2732.7			

終局水平耐力が作用したときの断面力図

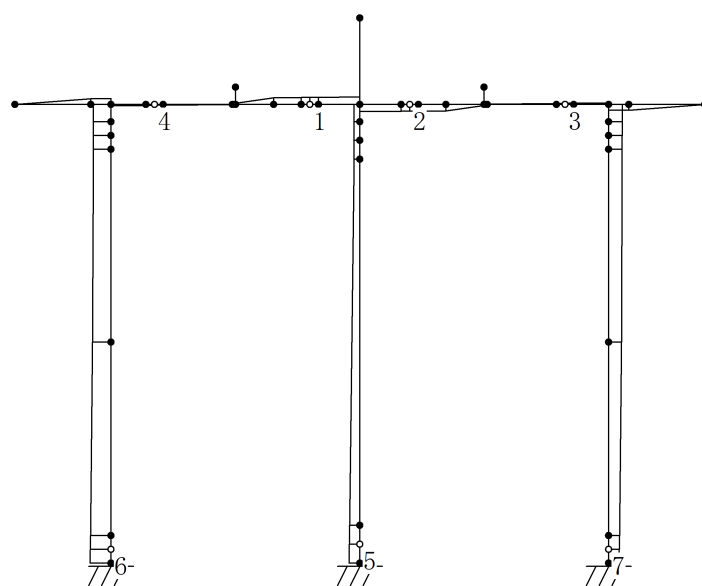
【曲げモーメント】



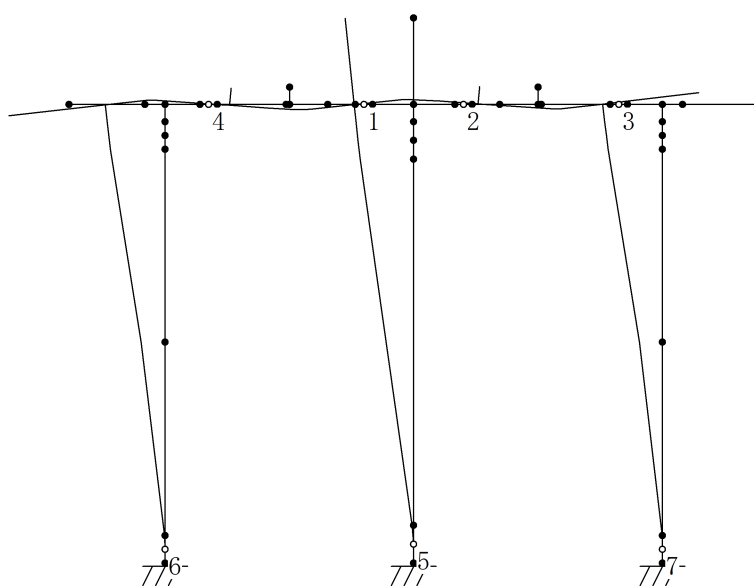
【せん断力】



【軸力】



【変位】



1.2.3 レベル2-2

計算結果一覧表

計算条件

項 目		単位	左→右	右→左
地震動		---	レベル2-2	
耐震性能		---	2	
上部工重量	Wu	kN	1000.0	
門柱重量	Wp	kN	1425.9	
地盤種別		---	I種	
地域別補正係数	c2Z	---	0.85	
固有周期	T	s	0.327	0.327
水平震度標準値	kh20	---	2.000	2.000

耐震性能の照査

項 目		単位	左→右	右→左
耐震性能の照査		---	OK	OK
破壊形態		---	曲げ破壊型	曲げ破壊型
地震時保有水平耐力	Pa	kN	3419.8	3419.8
	kha	---	1.410	1.410
慣性力	kh2.W	kN	1528.3	1528.3
設計水平震度	kh2	---	0.63	0.63
等価重量	W	kN	2425.9	2425.9
許容塑性率	μa	---	4.112	4.112
安全率	α	---	1.500	1.500

残留変位の照査

項目		単位	左→右	右→左
残留変位の照査		---	OK	OK
許容残留変位	δRa	mm	66.5	66.5
残留変位	δR	mm	4.9	4.9
応答塑性率	μR	---	1.227	1.227
残留変位補正係数	CR	---	0.600	0.600

線形部材端の照査

慣性力の向き	照査位置	照査結果	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)	終局モーメント (kN.m)
左→右	左支間左側	OK	-73.9	892.8	992.2
	左支間右側	OK	469.9	-955.3	-1081.7
	右支間左側	OK	-491.8	838.0	920.4
	右支間右側	OK	52.1	-885.2	-1013.4
右→左	左支間左側	OK	52.1	-885.2	-1013.4
	左支間右側	OK	-491.8	838.0	920.4
	右支間左側	OK	469.9	-955.3	-1081.7
	右支間右側	OK	-73.9	892.8	992.2

M : 終局水平耐力が作用したときに線形部材端に生じる曲げモーメント

操作台のせん断照査

慣性力の向き	塑性ヒンジ候補点	照査結果	せん断力 S (kN)	せん断耐力 Ps (kN)
左→右	左支間左側	OK	111.7	1760.8
	左支間右側	OK	117.5	1760.8
	右支間左側	OK	117.5	1760.8
	右支間右側	OK	111.7	1760.8
右→左	左支間左側	OK	111.7	1760.8
	左支間右側	OK	117.5	1760.8
	右支間左側	OK	117.5	1760.8
	右支間右側	OK	111.7	1760.8

道示V 解7.4.1の照査

項目		単位	左→右	右→左
$0.4cZW \leq Pa$		---	OK	OK
$0.4cZW$		kN	824.8	824.8
地震時保有水平耐力	Pa	kN	3419.8	3419.8

左→右方向

設計水平震度の算定

		単位	レベル2
地盤種別		---	I種
固有周期算定に用いる水平変位	δ	m	2.64E-002
固有周期	T	s	0.327
設計水平震度の標準値	kh20	---	2.000

・算定式

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\sum W_i \times U_i^2}{\sum W_i \times U_i}$$

ここに、

T : 固有周期(s)

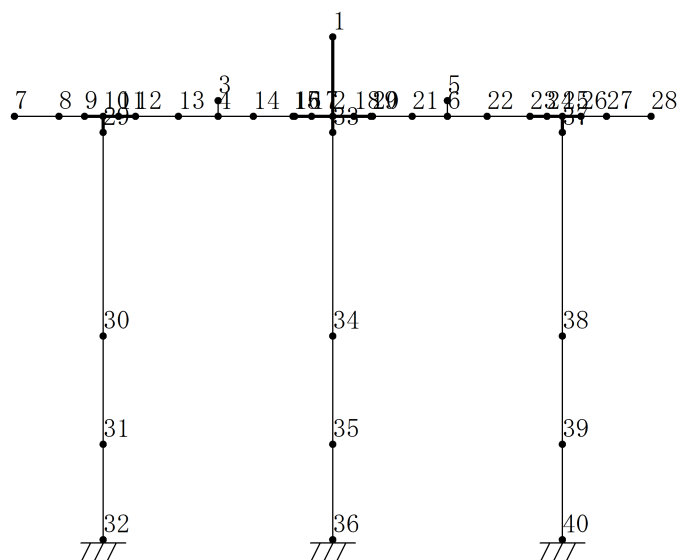
 δ : 固有周期算定に用いる水平変位(m) W_i : 格点iの重量(kN) U_i : 格点iの変位(m)

・骨組解析結果

荷重	格点 番号	重量 W_i (kN)	レベル2		
			変位 U_i (m)	$W_i \times U_i$ (kN・m)	$W_i \times U_i^2$ (kN・m ²)
上部工1	1	1000.000	0.029936	2.99E+001	8.96E-001
開閉装置自重	3	60.000	0.026013	1.56E+000	4.06E-002
開閉装置自重	5	60.000	0.026017	1.56E+000	4.06E-002
ゲート自重	35	50.000	0.003071	1.54E-001	4.72E-004
ゲート自重	39	50.000	0.003711	1.86E-001	6.89E-004
自重(門柱+操作台)	8	46.110	0.026497	1.22E+000	3.24E-002
自重(門柱+操作台)	11	0.882	0.026496	2.34E-002	6.19E-004
自重(門柱+操作台)	13	77.921	0.026503	2.07E+000	5.47E-002
自重(門柱+操作台)	15	37.669	0.026514	9.99E-001	2.65E-002
自重(門柱+操作台)	17	0.882	0.026514	2.34E-002	6.20E-004
自重(門柱+操作台)	18	0.882	0.026514	2.34E-002	6.20E-004
自重(門柱+操作台)	20	37.669	0.026514	9.99E-001	2.65E-002
自重(門柱+操作台)	22	77.921	0.026503	2.07E+000	5.47E-002
自重(門柱+操作台)	24	0.882	0.026496	2.34E-002	6.19E-004
自重(門柱+操作台)	27	46.110	0.026497	1.22E+000	3.24E-002
自重(門柱+操作台)	30	106.624	0.012855	1.37E+000	1.76E-002
自重(門柱+操作台)	34	131.712	0.011066	1.46E+000	1.61E-002
自重(門柱+操作台)	38	106.624	0.012873	1.37E+000	1.77E-002
戸当たり自重	31	120.000	0.003685	4.42E-001	1.63E-003
戸当たり自重	35	240.000	0.003071	7.37E-001	2.26E-003
戸当たり自重	39	120.000	0.003711	4.45E-001	1.65E-003
上載荷重(地震時)	8	7.528	0.026497	1.99E-001	5.29E-003
上載荷重(地震時)	4	19.472	0.026507	5.16E-001	1.37E-002
上載荷重(地震時)	6	19.472	0.026508	5.16E-001	1.37E-002
上載荷重(地震時)	27	7.528	0.026497	1.99E-001	5.29E-003
合計		---	---	4.93E+001	1.30E+000

骨組モデル

(1) 荷重載荷図



(2) 格点

格点番号	X座標(m)	Y座標(m)	格点番号	X座標(m)	Y座標(m)	格点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	3.606	7.900	15	2.981	6.650	29	0.000	6.400
2	3.606	6.650	16	3.006	6.650	30	0.000	3.200
3	1.803	6.900	17	3.273	6.650	31	0.000	1.500
4	1.803	6.650	18	3.939	6.650	32	0.000	0.000
5	5.409	6.900	19	4.206	6.650	33	3.606	6.400
6	5.409	6.650	20	4.231	6.650	34	3.606	3.200
7	-1.394	6.650	21	4.856	6.650	35	3.606	1.500
8	-0.697	6.650	22	6.034	6.650	36	3.606	0.000
9	-0.294	6.650	23	6.706	6.650	37	7.212	6.400
10	0.000	6.650	24	6.973	6.650	38	7.212	3.200
11	0.239	6.650	25	7.212	6.650	39	7.212	1.500
12	0.506	6.650	26	7.506	6.650	40	7.212	0.000
13	1.178	6.650	27	7.909	6.650			
14	2.356	6.650	28	8.606	6.650			

(3) 部材

位置	部材番号	格点番号		断面積 (m ²)	断面2次 (m ⁴)	ヤング係数 (kN/m ²)
		i端	j端			
上部工	1	1	2	∞	∞	∞
上部工	2	3	4	1.00000E+002	1.0000000E+002	2.50000E+007
上部工	3	5	6	1.00000E+002	1.0000000E+002	2.50000E+007
はり左張出部	4 5	7 8	8 9	1.35000E+000	2.8125000E-002	2.50000E+007
はり左側	6	9	10	∞	∞	∞
はり左側	7 8	10 11	11 12	∞	∞	∞
はり左側	9 10	12 13	13 4	1.35000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり左側	11	4	14	1.35000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり左側	12 13	14 15	15 16	1.23000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007

位置	部材 番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
はり右側	14 15	16 17	17 2	∞	∞	∞
はり右側	16 17	2 18	18 19	∞	∞	∞
はり右側	18 19	19 20	20 21	1.23000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり右側	20	21	6	1.35000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり右側	21 22	6 22	22 23	1.35000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり右側	23 24	23 24	24 25	∞	∞	∞
はり右側	25	25	26	∞	∞	∞
はり右張出部	26 27	26 27	27 28	1.35000E+000	2.8125000E-002	2.50000E+007
左柱	28	10	29	∞	∞	∞
左柱	29	29	30	6.80000E-001	1.7842471E-002	2.50000E+007
左柱	30 31	30 31	31 32	6.80000E-001	1.7345351E-002	2.50000E+007
中柱	32	2	33	∞	∞	∞
中柱	33 34 35	33 34 35	34 35 36	8.40000E-001	4.2164615E-002	2.50000E+007
右柱	36	25	37	∞	∞	∞
右柱	37	37	38	6.80000E-001	1.7377551E-002	2.50000E+007
右柱	38 39	38 39	39 40	6.80000E-001	1.7898841E-002	2.50000E+007

(4) 拘束条件

格点番号	支点タイプ
32 36 40	完全拘束 完全拘束 完全拘束

(5) 荷重

※分布荷重の「載荷座標」、「荷重」の上段、下段はそれぞれ始点側、終点側の値

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
上部工1	1	1000.000	3.606	7.900	集中	---	---	---	---
開閉装置自重	3	60.000	1.803	6.900	集中	---	---	---	---
開閉装置自重	5	60.000	5.409	6.900	集中	---	---	---	---
ゲート自重	35	50.000	3.606	1.500	分布	3.606 3.606	3.000 0.000	3.000	16.667 16.667
ゲート自重	39	50.000	7.212	1.500	分布	7.212 7.212	3.000 0.000	3.000	16.667 16.667
自重(門柱+操作台)	8	46.110	-0.697	6.650	分布	-1.394 0.000	6.650 6.650	1.394	33.075 33.075

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
自重(門柱+操作台)	11	0.882	0.239	6.650	分布	0.106 0.506	6.650 6.650	0.400	4.410 0.000
自重(門柱+操作台)	13	77.921	1.178	6.650	分布	0.000 2.356	6.650 6.650	2.356	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	15	37.669	2.981	6.650	分布	2.356 3.606	6.650 6.650	1.250	30.135 30.135
自重(門柱+操作台)	17	0.882	3.273	6.650	分布	3.006 3.406	6.650 6.650	0.400	0.000 4.410
自重(門柱+操作台)	18	0.882	3.939	6.650	分布	3.806 4.206	6.650 6.650	0.400	4.410 0.000
自重(門柱+操作台)	20	37.669	4.231	6.650	分布	3.606 4.856	6.650 6.650	1.250	30.135 30.135
自重(門柱+操作台)	22	77.921	6.034	6.650	分布	4.856 7.212	6.650 6.650	2.356	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	24	0.882	6.973	6.650	分布	6.706 7.106	6.650 6.650	0.400	0.000 4.410
自重(門柱+操作台)	27	46.110	7.909	6.650	分布	7.212 8.606	6.650 6.650	1.394	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	30	106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	16.660 16.660
自重(門柱+操作台)	34	131.712	3.606	3.200	分布	3.606 3.606	6.400 0.000	6.400	20.580 20.580
自重(門柱+操作台)	38	106.624	7.212	3.200	分布	7.212 7.212	6.400 0.000	6.400	16.660 16.660
戸当たり自重	31	120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	40.000 40.000
戸当たり自重	35	240.000	3.606	1.500	分布	3.606 3.606	3.000 0.000	3.000	80.000 80.000
戸当たり自重	39	120.000	7.212	1.500	分布	7.212 7.212	3.000 0.000	3.000	40.000 40.000
上載荷重(地震時)	8	7.528	-0.697	6.650	分布	-1.394 0.000	6.650 6.650	1.394	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	4	19.472	1.803	6.650	分布	0.000 3.606	6.650 6.650	3.606	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	6	19.472	5.409	6.650	分布	3.606 7.212	6.650 6.650	3.606	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	27	7.528	7.909	6.650	分布	7.212 8.606	6.650 6.650	1.394	5.400 5.400

コンクリート応力度－ひずみ曲線

【一覧表】

位 置		横拘束筋				下降勾配 Edes (N/mm ²)	コンクリート強度σ _{cc} (N/mm ²)	ひずみ ε _{cc}	終局ひずみ ε _{cu}	n
塑性ヒンジ 候補点	部材 端	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	断面積 A _h (mm ²)	体積比 ρ _s					
左支間左側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間左側	左	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間中央左	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間中央右	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間右側	右	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間右側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間左側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間左側	左	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間中央左	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間中央右	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間右側	右	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間右側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
左柱中央下側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
左柱中央上側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
左柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
中柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
中柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
右柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
右柱中央下側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
右柱中央上側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
右柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269

A_h : 横拘束筋1本あたりの断面積

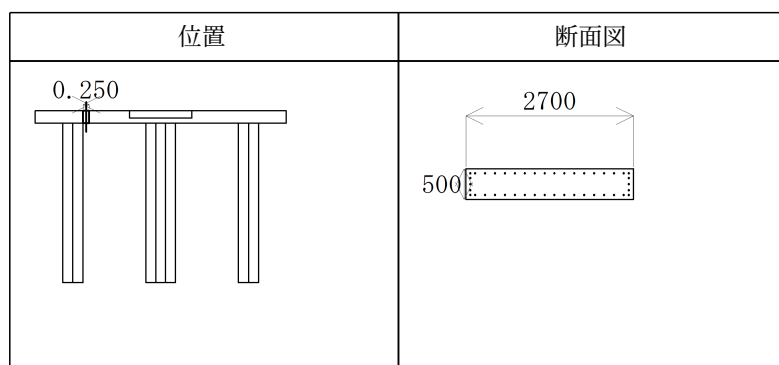
σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度

ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

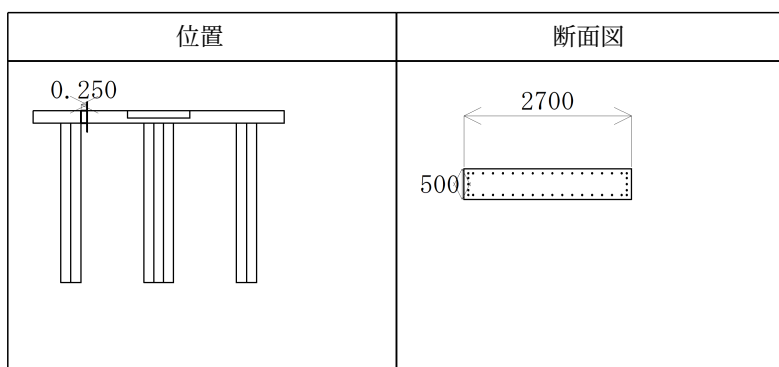
$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

左支間左側



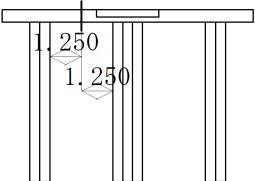
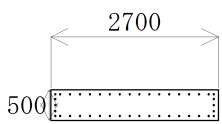
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間左側-左側



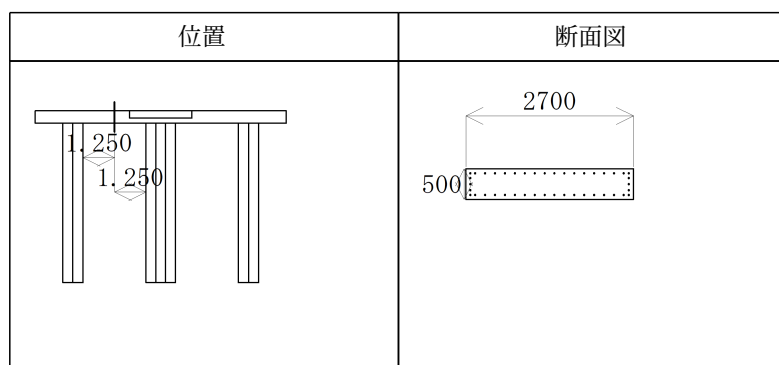
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間中央左側

位置	断面図
	

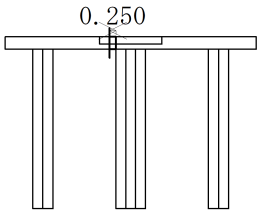
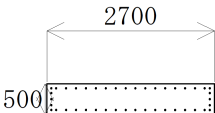
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間中央右側



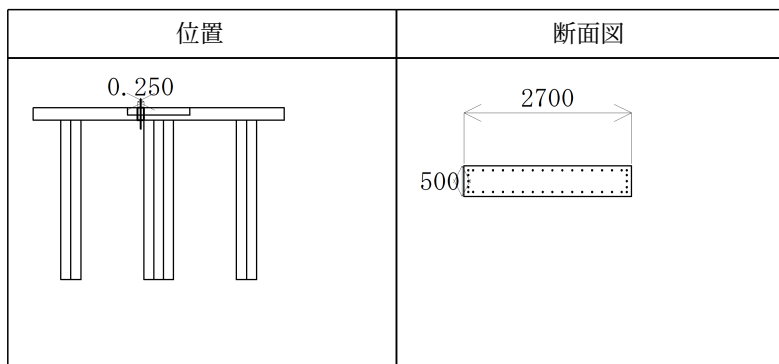
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間右側-右側

位置	断面図
	

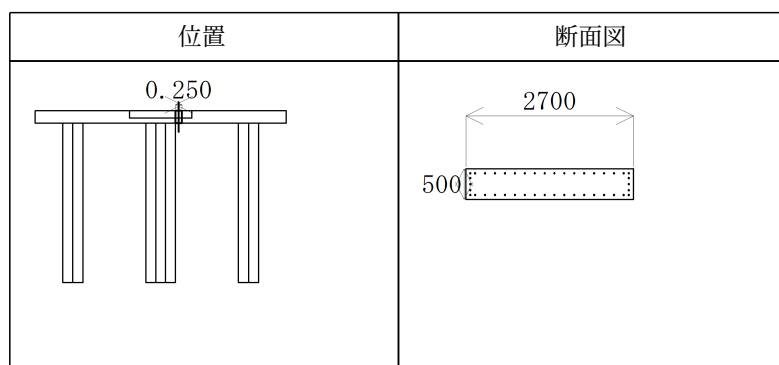
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間右側



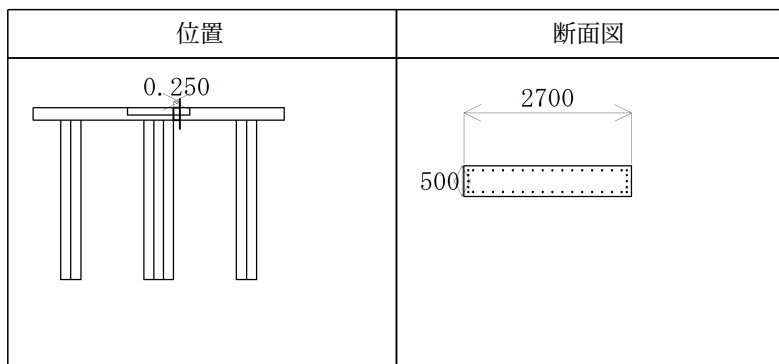
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間左側



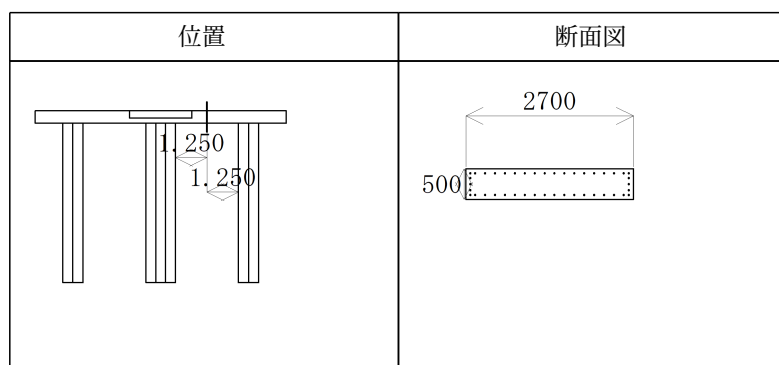
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間左側-左側



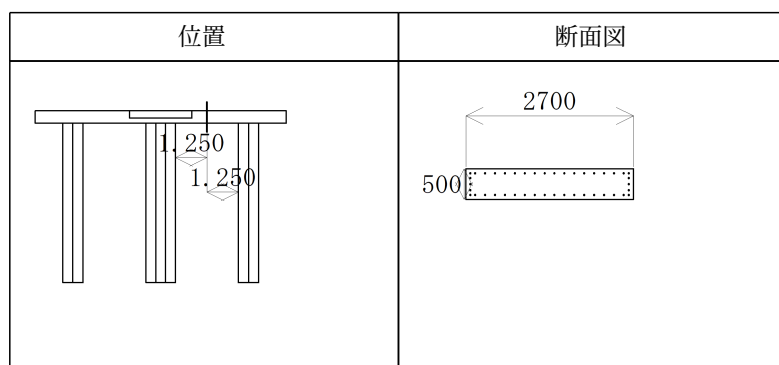
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間中央左側



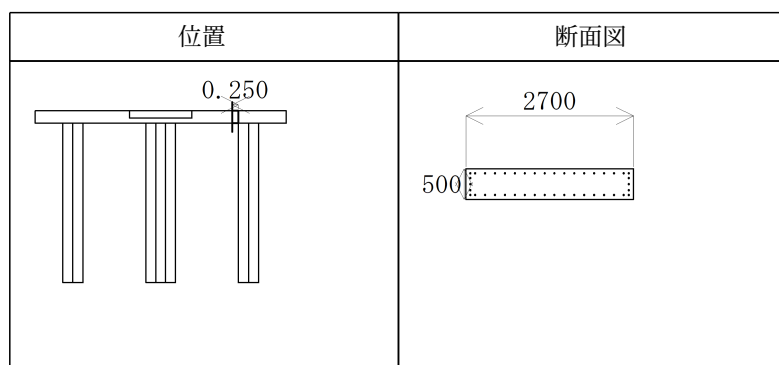
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間中央右側



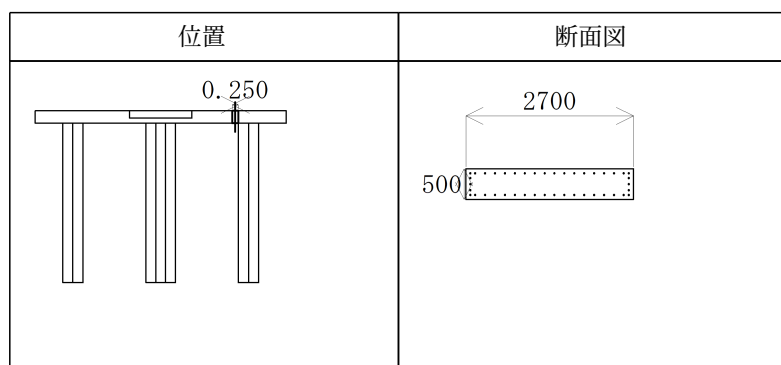
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間右側-右側



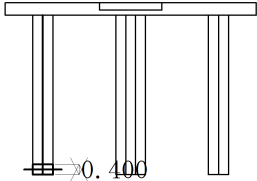
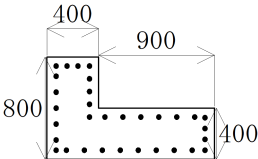
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間右側



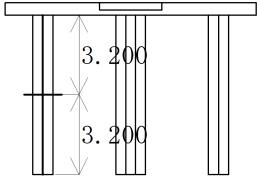
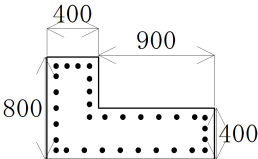
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左柱基部

位置	断面図
	

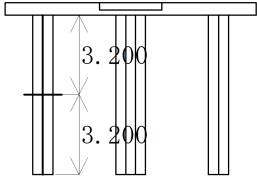
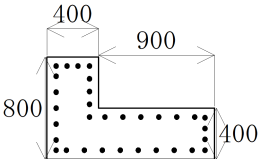
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱中央下側

位置	断面図
	

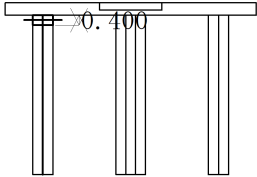
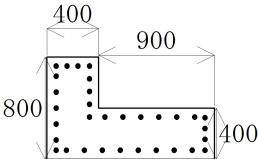
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱中央上側

位置	断面図
	

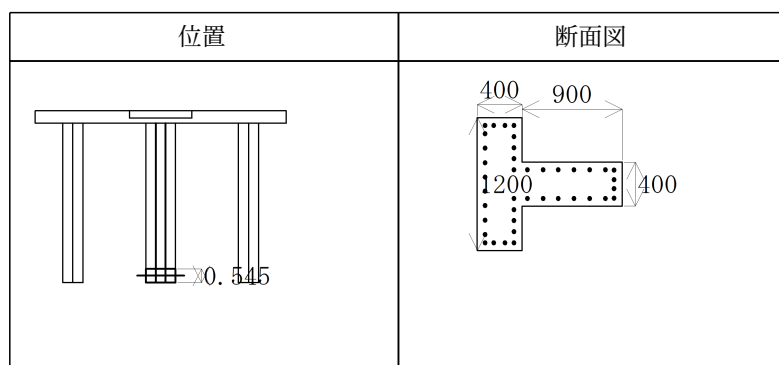
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱上端

位置	断面図
	

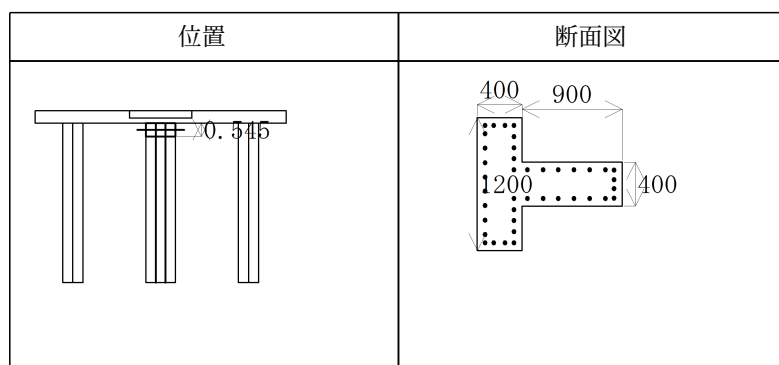
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

中柱基部



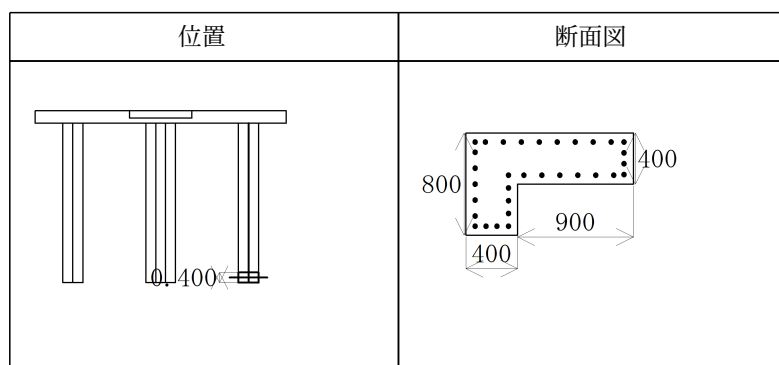
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

中柱上端



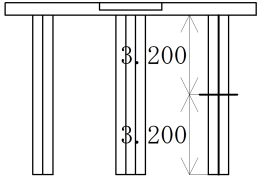
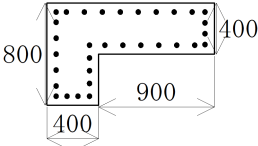
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱基部



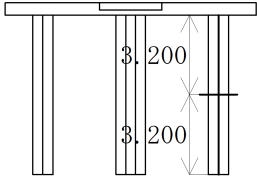
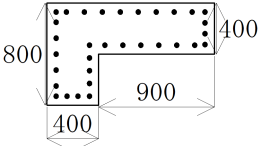
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱中央下側

位置	断面図
	

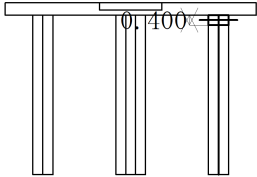
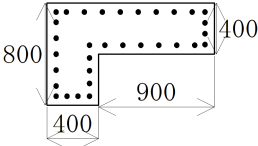
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱中央上側

位置	断面図
	

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱上端

位置	断面図
	

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

降伏剛性

位置	引張側	死荷重時 軸力 Nd (kN)	Mc My0 Mu (kN.m)	Φc Φy0 Φu (1/m)	降伏曲げ 剛性 EIy (kN.m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	降伏剛性 Iy (m ⁴)	
左支間左側	下	6.2	244.4 995.0 1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間中央	下	6.2	244.4 995.0 1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間中央	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間右側	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間左側	下	6.2	244.4 995.0 1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間中央	下	6.2	244.4 995.0 1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間中央	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間右側	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左柱上端	右	157.9	-173.6 -1566.8 -2449.0	1.67E-004 3.52E-003 1.14E-001	4.46E+005	2.50E+007	1.78E-002	1.78E-002
左柱中央	右	211.3	-178.4 -1574.0 -2456.4	1.72E-004 3.53E-003 1.13E-001	4.46E+005	2.50E+007	1.79E-002	
左柱中央	左	211.3	295.8 2466.3 2744.0	2.85E-004 5.68E-003 3.03E-002	4.34E+005	2.50E+007	1.74E-002	1.73E-002
左柱基部	左	384.6	321.7 2498.8 2753.8	3.10E-004 5.77E-003 3.02E-002	4.33E+005	2.50E+007	1.73E-002	
中柱上端	右	385.0	-346.5 -2946.8 -4447.3	1.50E-004 2.81E-003 2.74E-002	1.05E+006	2.50E+007	4.20E-002	4.22E-002
中柱基部	左	756.8	396.5 3027.1 4498.7	1.72E-004 2.86E-003 2.71E-002	1.06E+006	2.50E+007	4.23E-002	
右柱上端	右	157.9	-287.8 -2456.2 -2741.1	2.77E-004 5.65E-003 3.04E-002	4.35E+005	2.50E+007	1.74E-002	1.74E-002
右柱中央	右	211.3	-295.8 -2466.3 -2744.0	2.85E-004 5.68E-003 3.03E-002	4.34E+005	2.50E+007	1.74E-002	
右柱中央	左	211.3	178.4 1574.0 2456.4	1.72E-004 3.53E-003 1.13E-001	4.46E+005	2.50E+007	1.79E-002	1.79E-002
右柱基部	左	384.6	194.0 1597.3 2480.0	1.87E-004 3.56E-003 1.09E-001	4.49E+005	2.50E+007	1.79E-002	

せん断耐力

塑性ヒンジ 候補点	引張側	せん断耐力				
		Pso (kN)	Ps (kN)	Sc _o (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)
左支間左側	下側	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
	上側*	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
左支間右側	上側	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
右支間左側	下側	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
	上側*	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
右支間右側	上側	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
左柱基部	左側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
左柱上端	右側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
中柱基部	左側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
中柱上端	右側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
右柱基部	左側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
右柱上端	右側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1

※「引張側」列の*印は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

Pso : 補正係数(Cc)を1.0として算出されるせん断耐力

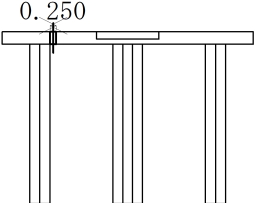
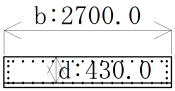
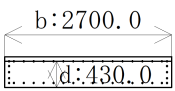
Ps : 補正係数(Cc)を0.8として算出されるせん断耐力

Sc_o : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=1.0)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=0.8)

Ss : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

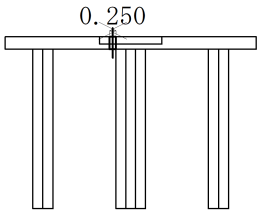
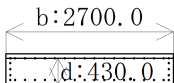
【左支間左側】

位置	下側引張	上側引張*
		

項 目		単位	下側引張	上側引張*
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1	1868.1
	Ps	kN	1760.8	1760.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4	536.4
	Sc	kN	429.1	429.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0	2700.0
有効高	d	mm	430.0	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

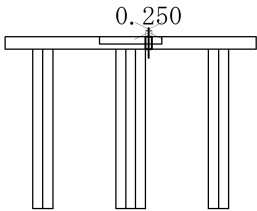
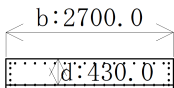
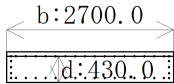
*印の列は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

【左支間右側】

位置	上側引張
	

項 目		単位	上側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1
	Ps	kN	1760.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4
	Sc	kN	429.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0
有効高	d	mm	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

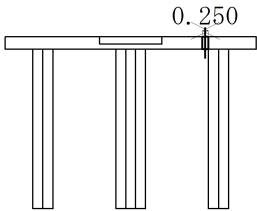
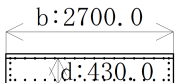
【右支間左側】

位置	下側引張	上側引張*
		

項 目		単位	下側引張	上側引張*
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1	1868.1
	Ps	kN	1760.8	1760.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4	536.4
	Sc	kN	429.1	429.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0	2700.0
有効高	d	mm	430.0	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

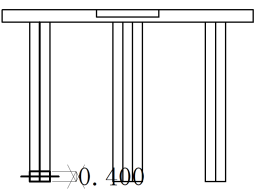
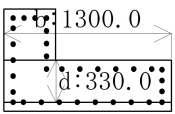
*印の列は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

【右支間右側】

位置	上側引張
	

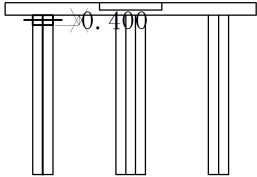
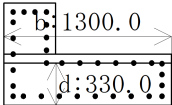
項 目		単位	上側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1
	Ps	kN	1760.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4
	Sc	kN	429.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0
有効高	d	mm	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱基部】

位置	左側引張
	

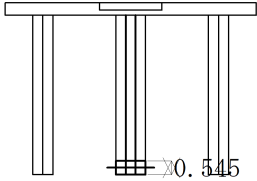
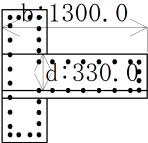
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.676
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱上端】

位置	右側引張
	

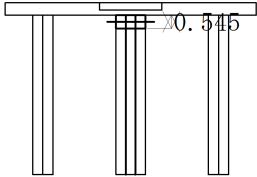
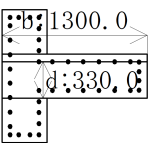
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.341
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【中柱基部】

位置	左側引張
	

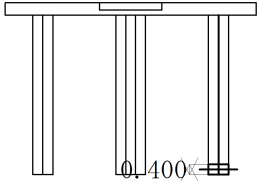
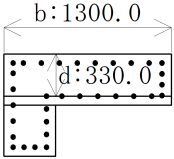
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.453
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【中柱上端】

位置	右側引張
	

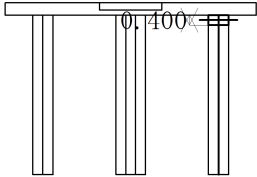
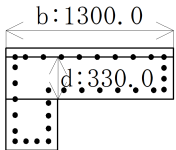
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.453
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱基部】

位置	左側引張
	

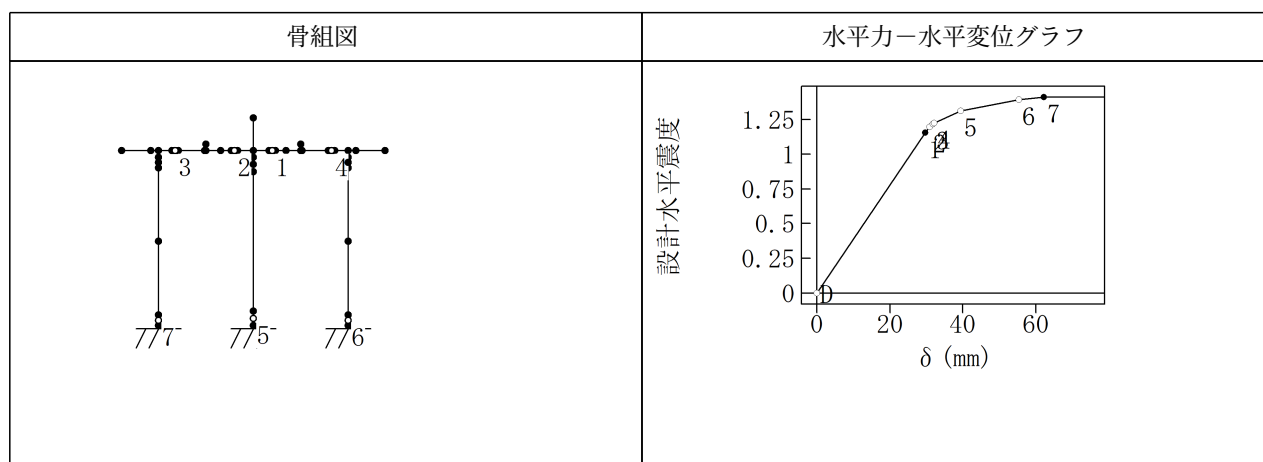
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.341
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱上端】

位置	右側引張
	

項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.676
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

水平力－水平変位の関係および終局水平耐力



塑性ヒンジ 発生順	位置	水平変位 δ (mm)	水平力 P (kN)	設計水平震度 P/W
1	右支間左側	29.7	2801.2	1.155
2	左支間右側	30.9	2904.8	1.197
3	左支間左側	31.7	2955.8	1.218
4	右支間右側	32.1	2971.1	1.225
5	中柱基部	39.5	3180.0	1.311
6	右柱基部	55.3	3378.2	1.393
7	左柱基部	62.2	3419.8	1.410

W : 等価重量 = 2425.9 (kN)

終局水平耐力と設計水平震度

$P_u = 3419.8$ (kN)、 $k_{hu} = 1.410$

降伏限界の水平変位

$$\delta_y = \delta_{y0} \cdot \frac{k_{hu}}{k_{hy0}} = 29.7 \times \frac{1.410}{1.155} = 36.2 \text{ (mm)}$$

ここに、 δ_{y0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの水平変位 = 29.7 (mm)

k_{hy0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの設計水平震度 = 1.155

破壊形態の判定および地震時保有水平耐力

塑性ヒンジ		So(kN)	S1(kN)	S2(kN)	S3(kN)	S4(kN)	S5(kN)	S6(kN)	S7(kN)	Ps (kN) Pso(kN)
発生 順番	位置									
1	右支間左側	115.9	697.1	712.7	724.0	728.8	726.5	724.3	723.8	1760.8 1868.1
2	左支間右側	115.9	937.6	978.9	990.4	990.2	987.9	985.7	985.2	1760.8 1868.1
3	左支間左側	79.1	801.9	845.4	858.0	858.1	860.2	862.2	862.6	1760.8 1868.1
4	右支間右側	79.1	951.5	969.2	981.6	986.8	988.9	990.8	991.3	1760.8 1868.1
5	中柱基部	0.0	1392.1	1440.4	1459.7	1466.1	1572.5	1594.2	1598.8	2074.2 2119.3
6	右柱基部	6.2	702.4	727.5	743.3	749.3	800.3	888.7	891.6	2074.2 2119.3
7	左柱基部	6.2	639.7	667.4	682.2	684.7	731.3	814.5	847.7	2074.2 2119.3
	左柱上端	6.2	395.0	413.6	423.9	425.1	453.4	519.4	548.9	2074.2 2119.3
	中柱上端	0.0	948.5	980.5	991.7	995.6	1068.9	1059.3	1057.3	2074.2 2119.3
	右柱上端	6.2	403.8	417.8	428.1	432.6	461.3	528.5	527.0	2074.2 2119.3

So : 死荷重時のせん断力(kN)

Sn : n番目の塑性ヒンジが形成されたときに各塑性ヒンジ点に生じるせん断力(kN)

Ps : $C_c = 0.8$ としたときの各塑性ヒンジのせん断耐力 (kN)

Pso : $C_c = 1.0$ としたときの各塑性ヒンジ点のせん断耐力 (kN)

全ての塑性ヒンジ点において、せん断力 S_i がせん断耐力 P_{s_i} を下回るので
 曲げ破壊型
 と判定する。

地震時保有水平耐力

$P_a = P_u = 3419.8$ (kN)、 $k_{ha} = P_a/W = 3419.8$ (kN)/2425.9 = 1.410

ここに、

W : 等価重量(kN)

終局変位

【塑性ヒンジ形成後の塑性回転角】

塑性ヒンジ		θ_{2i} (rad)	θ_{3i} (rad)	θ_{4i} (rad)	θ_{5i} (rad)	θ_{6i} (rad)	θ_{7i} (rad)	tan θ
発生 順番	位置							
1	右支間左側	0.000992	0.001273	0.001395	0.004036	0.008257	0.009959	0.250797
2	左支間右側	0.000000	0.001041	0.001154	0.003793	0.008008	0.009846	0.250797
3	左支間左側	0.000000	0.000000	0.000849	0.003493	0.008813	0.011120	0.249035
4	右支間右側	0.000000	0.000000	0.000000	0.003382	0.008730	0.010418	0.249035
5	中柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.003697	0.004781	0.156801
6	右柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.002242	0.155039
7	左柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.155039

θ_{ni} : n番目の塑性ヒンジが形成されたときの各塑性ヒンジ点の回転角

tan θ : 各塑性ヒンジ点の回転角と上部構造慣性力作用位置の水平変位との関係を表す係数

【終局時の軸力におけるM- ϕ 関係】

塑性ヒンジ		N (kN)	My0 (kN・m)	ϕ_{y0} (1/m)	Mu (kN・m)	ϕ_u (1/m)
発生 順番	位置					
1	右支間左側	-498.0	904.9	0.005570	919.3	1.300248
2	左支間右側	476.2	-1077.1	0.005961	-1082.7	0.308661
3	左支間左側	-80.7	979.6	0.005740	991.1	0.547180
4	右支間右側	58.8	-1004.3	0.005796	-1014.5	0.458434
5	中柱基部	759.0	3027.6	0.002860	4499.0	0.027085
6	右柱基部	1478.5	1739.7	0.003779	2607.8	0.080472
7	左柱基部	-761.6	2267.4	0.005168	2685.9	0.031417

【終局変位】

塑性ヒンジ		L_p (m)	ϕ_y (1/m)	θ_{pu} (rad)	δ_u (m)	δ_{2u} (m)
発生 順番	位置					
1	右支間左側	0.2500	0.005658	0.323647	1.312937	2.609051
2	左支間右側	0.2500	0.005992	0.075667	0.324624	0.632303
3	左支間左側	0.2500	0.005807	0.135343	0.560994	1.110294
4	右支間右側	0.2500	0.005855	0.113145	0.474675	0.934885
5	中柱基部	0.5450	0.004250	0.012445	0.111053	0.205194
6	右柱基部	0.4000	0.005665	0.029922	0.240716	0.448333
7	左柱基部	0.4000	0.006122	0.010118	0.127436	0.208492

θ_{pu} : 塑性ヒンジの終局塑性回転角(rad)

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \cdot L_p \cdot \phi_y$$

δ_u : 各塑性ヒンジ点の終局塑性回転角が生じるときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

$$\delta_u = (\theta_{pu} - \theta_{7i}) / (\tan \theta) + \delta_7$$

δ_7 : 7つ目の塑性ヒンジが形成されたときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

(「水平力ー水平変位の関係および終局水平耐力」参照)

δ_{2u} : 各塑性ヒンジ断面に生じる曲率が終局曲率の2倍に達したときの
上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

ϕ_y : 降伏限界の曲率(1/m)

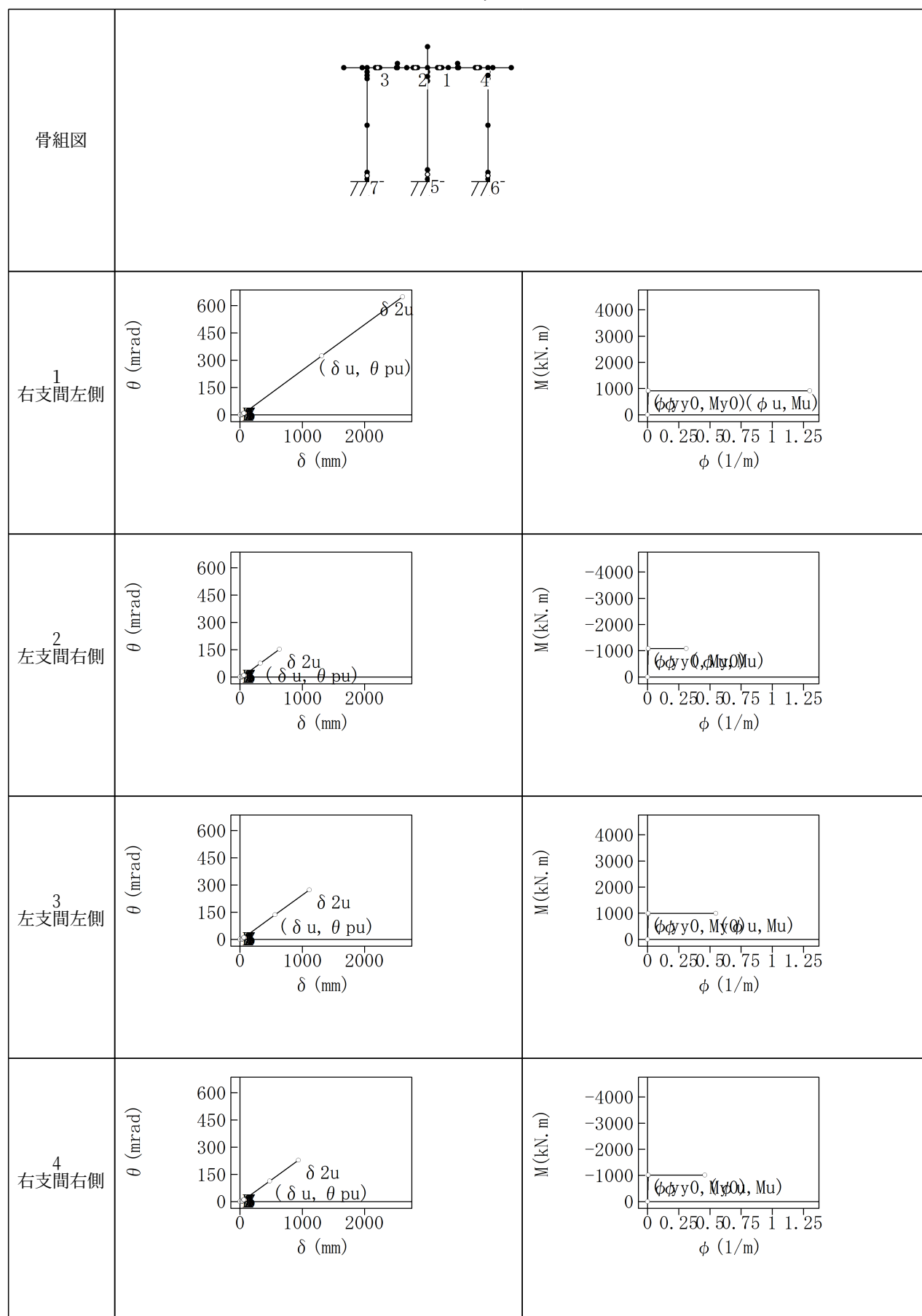
$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0}$$

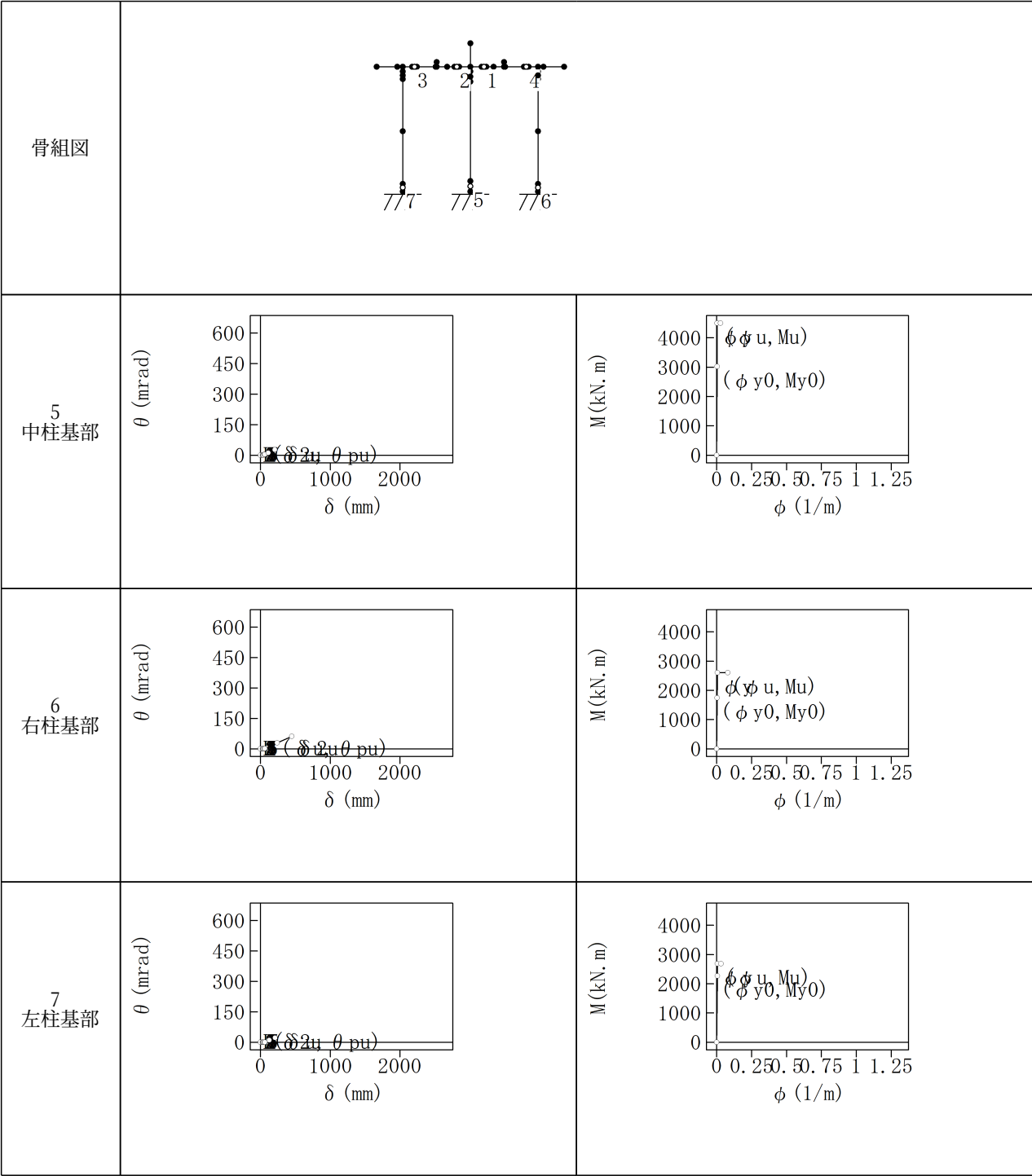
L_p : 塑性ヒンジ長(m)

表中 δ_u の最大値と δ_{2u} の最小値のうち小さいほうを終局変位とする。

終局変位 $\delta_u = 0.205194(m)$

各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係





地震時保有水平耐力の照査

1) 許容塑性率

破壊形態: 曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 4.112$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率 δ_u : 終局変位 = 0.2052 (m) δ_y : 降伏変位 = 0.0362 (m) α : 安全係数 = 1.500

2) 設計水平震度

 $(c_{2Z} \cdot kh_2 = 1.7000) \geq 0.60$ より

$$kh_2 = c_S \cdot c_{2Z} \cdot kh_2 = 0.372 \cdot 1.7000$$

$$= 0.63 \geq (0.4 \cdot c_{2Z} = 0.340)$$

以上から、 $kh_2 = 0.63$ ここに、 c_{2Z} : 地域別補正係数 = 0.85 $c_{2Z} \cdot kh_2$: c_{2Z} × レベル2地震動の設計水平震度の標準値 = 1.7000 c_S : 構造物特性補正係数

$$c_S = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.372$$

 μ_a : 許容塑性率 = 4.112

3) 等価重量

$$W = W_u + W_p = 2425.9(\text{kN})$$

ここに、 W : 等価重量(kN) W_u : 門柱が支持している上部構造部分の重量 = 1000.0(kN) W_p : 門柱の重量 = 1425.9(kN)

4) 地震時保有水平耐力法の照査

 $(kh_2 = 0.63) \leq (k_h = 1.410)$ [OK]ここに、 kh_2 : レベル2地震動の設計水平震度 = 0.63 k_h : 地震時保有水平耐力に達した時の水平震度 = 1.410

5) 残留変位の照査

$$(\delta R = 4.9 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 4.9(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh20}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.227$$

$$\delta Ra = \delta Ra2 = 66.5(\text{mm})$$

※許容残留変形角 θRa 算出式のルート内が負となるため、 $\delta Ra = \delta Ra2$ とする。

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = \text{---}(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)		
δRa	: 許容残留変位(mm)		
CR	: 残留変位補正係数	=	0.6
μR	: 最大応答塑性率		
γ	: 門柱の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	=	0.0
δy	: 降伏変位	=	36.2(mm)
$c2Z \cdot kh20$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	=	1.7000
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	=	1.410
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	=	6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	=	---(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	=	66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度の最小値	=	---(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4B^2}{-4BL + h' \sqrt{h'^2 + 4L^2 - 4B^2}} \right)$$

h'	: 扉体高
L	: 扉体幅(又はサイドローラ間隔)
B	: 門柱間の戸当り幅

位 置	h' (m)	L(m)	B(m)	θRa (rad)
左支間	2.000	3.000	3.300	---
右支間	2.000	3.000	3.300	---

6) 道示V 7.4.1照査

$$0.4 \cdot c2Z \cdot W = 824.8 \leq Pa = 3419.8 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	=	3419.8(kN)
c2Z	: 地域別補正係数	=	0.85
W	: 等価重量	=	2425.9(kN)

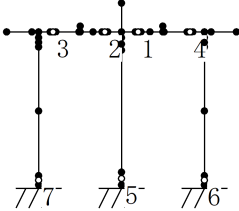
操作台に生じるせん断力に対する照査

操作台に塑性ヒンジが生じたため、以下により、操作台に生じるせん断力に対する照査を行う。

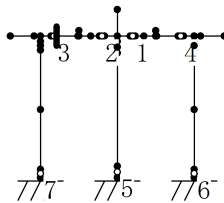
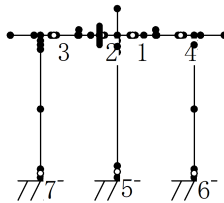
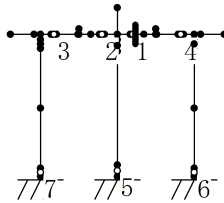
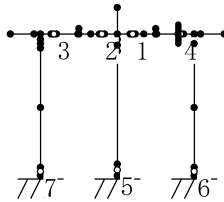
$$V_b / \Psi \leq 1$$

ここに、 V_b : 主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時において操作台に作用するせん断力(kN)

Ψ : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

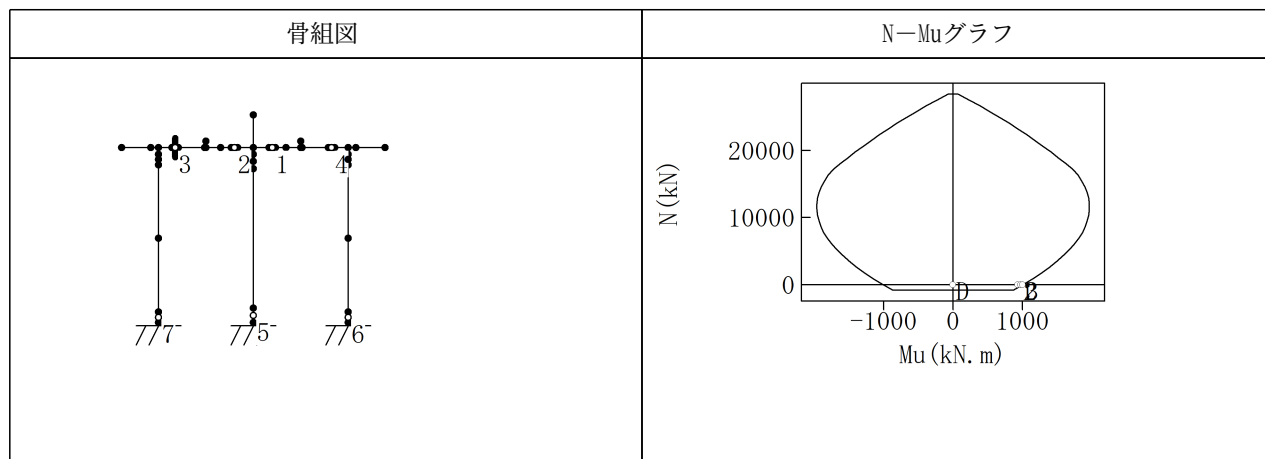
骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 V _b (kN)	せん断耐力 Ψ (kN)	判定
発生 順番	位置						
1	右支間左側	常時	上	-6.6	117.5	1760.8	OK
2	左支間右側	常時	上	-6.6	-117.5	1760.8	OK
3	左支間左側	常時	上	-5.6	111.7	1760.8	OK
4	右支間右側	常時	上	-5.6	-111.7	1760.8	OK

操作台の線形部材端の照査

塑性ヒンジ 候補点	部材端 位置	判定		照査位置
左支間左側	左側	OK		
		N (kN)	-73.9	
		M (kN.m)	892.8	
		Mu(kN.m)	992.2	
左支間右側	右側	OK		
		N (kN)	469.9	
		M (kN.m)	-955.3	
		Mu(kN.m)	-1081.7	
右支間左側	左側	OK		
		N (kN)	-491.8	
		M (kN.m)	838.0	
		Mu(kN.m)	920.4	
右支間右側	右側	OK		
		N (kN)	52.1	
		M (kN.m)	-885.2	
		Mu(kN.m)	-1013.4	

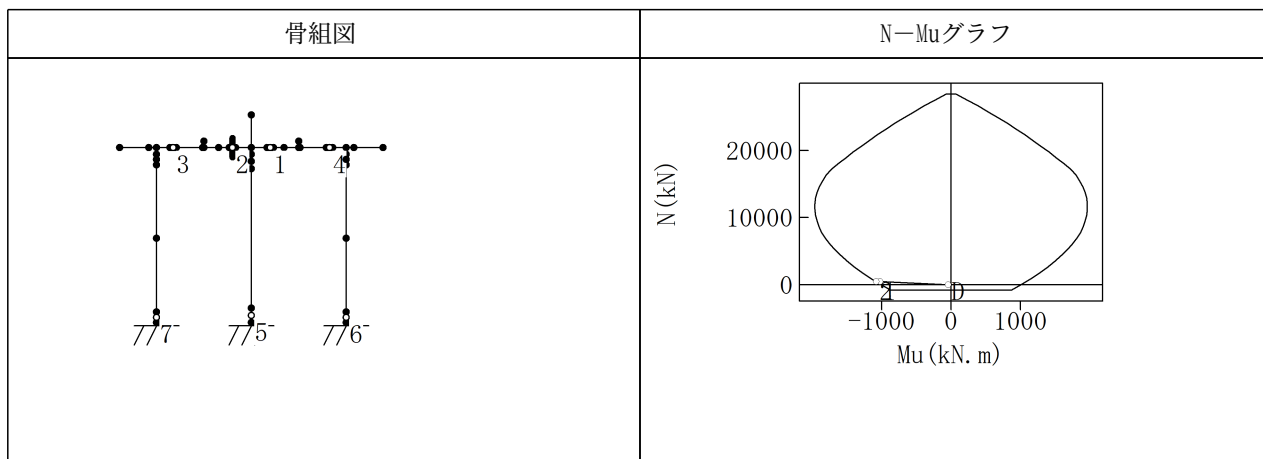
軸力-曲げモーメントの相関関係

左支間左側



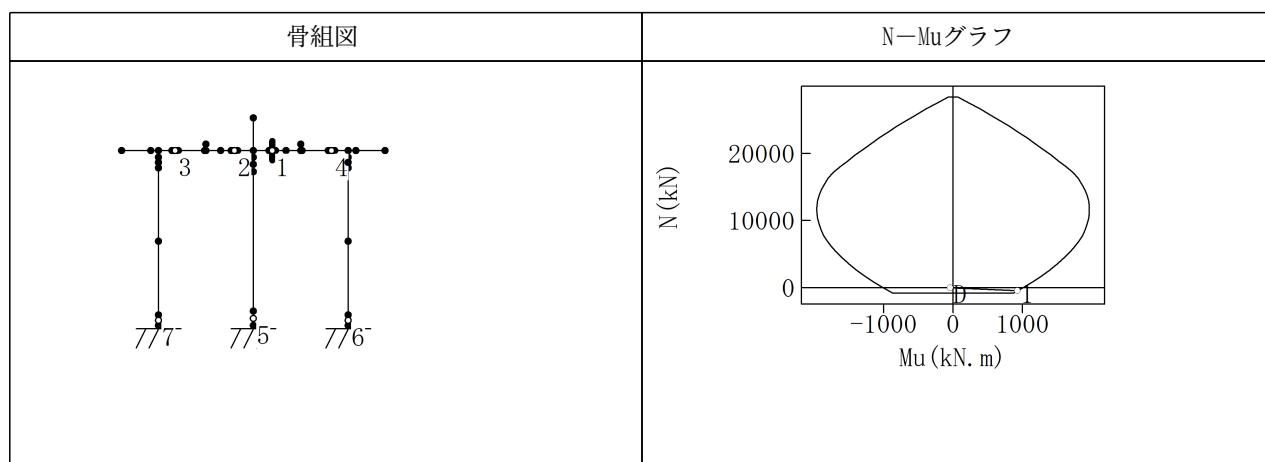
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-7.0	-801.3	-865.4	865.4	14641.0	-1895.7	1895.7
1	-11.5	932.0	56.6	-1014.1	1014.1	15498.9	-1852.0	1852.0
2	-15.9	973.9	914.5	-1151.4	1151.4	16356.8	-1798.7	1798.7
3	-19.3	1001.0	1772.4	-1277.3	1277.3	17214.7	-1727.1	1727.1
4	-18.3	1001.0	2630.3	-1391.8	1391.8	18072.6	-1623.4	1623.4
5	-18.1	1001.0	3488.2	-1492.5	1492.5	18930.5	-1517.0	1517.0
6	-56.9	1001.0	4346.1	-1585.6	1585.6	19788.4	-1407.7	1407.7
7	-80.7	1001.0	5204.0	-1671.0	1671.0	20646.3	-1295.0	1295.0
			6061.9	-1747.3	1747.3	21504.2	-1178.8	1178.8
			6919.8	-1811.8	1811.8	22362.1	-1058.7	1058.7
			7777.7	-1864.9	1864.9	23220.0	-934.4	934.4
			8635.6	-1902.7	1902.7	24077.9	-805.7	805.7
			9493.6	-1931.1	1931.1	24935.8	-672.0	672.0
			10351.5	-1950.8	1950.8	25793.7	-532.0	532.0
			11209.4	-1961.4	1961.4	26651.6	-386.5	386.5
			12067.3	-1962.3	1962.3	27509.5	-235.1	235.1
			12925.2	-1953.4	1953.4	28367.4	-77.6	77.6
			13783.1	-1929.6	1929.6			

左支間右側



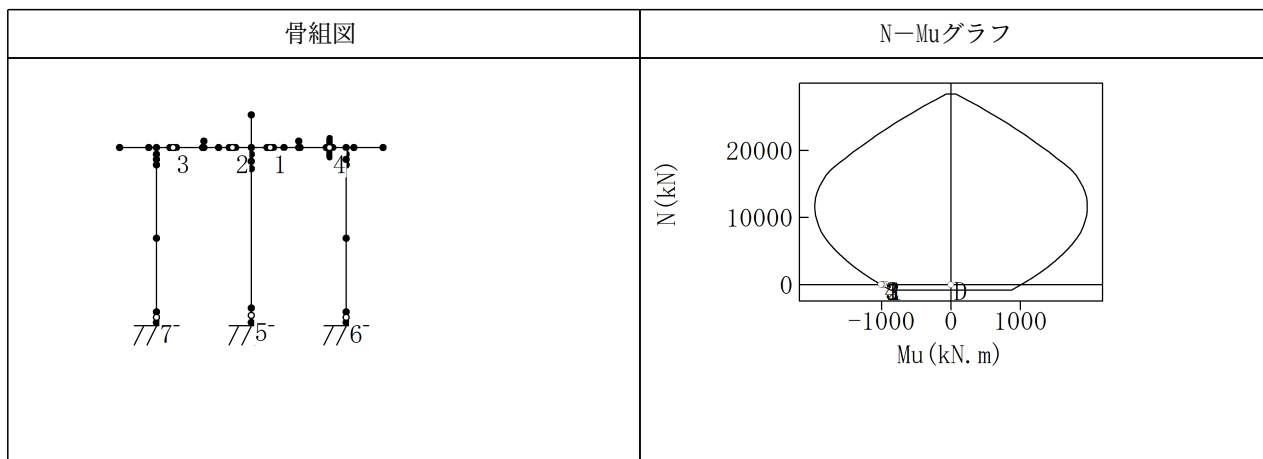
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-44.5	-801.3	-865.4	865.4	14641.0	-1895.7	1895.7
1	444.7	-1024.6	56.6	-1014.1	1014.1	15498.9	-1852.0	1852.0
2	457.1	-1078.2	914.5	-1151.4	1151.4	16356.8	-1798.7	1798.7
3	462.0	-1078.2	1772.4	-1277.3	1277.3	17214.7	-1727.1	1727.1
4	465.5	-1078.2	2630.3	-1391.8	1391.8	18072.6	-1623.4	1623.4
5	499.8	-1078.2	3488.2	-1492.5	1492.5	18930.5	-1517.0	1517.0
6	493.2	-1078.2	4346.1	-1585.6	1585.6	19788.4	-1407.7	1407.7
7	476.2	-1078.2	5204.0	-1671.0	1671.0	20646.3	-1295.0	1295.0
			6061.9	-1747.3	1747.3	21504.2	-1178.8	1178.8
			6919.8	-1811.8	1811.8	22362.1	-1058.7	1058.7
			7777.7	-1864.9	1864.9	23220.0	-934.4	934.4
			8635.6	-1902.7	1902.7	24077.9	-805.7	805.7
			9493.6	-1931.1	1931.1	24935.8	-672.0	672.0
			10351.5	-1950.8	1950.8	25793.7	-532.0	532.0
			11209.4	-1961.4	1961.4	26651.6	-386.5	386.5
			12067.3	-1962.3	1962.3	27509.5	-235.1	235.1
			12925.2	-1953.4	1953.4	28367.4	-77.6	77.6
			13783.1	-1929.6	1929.6			

右支間左側



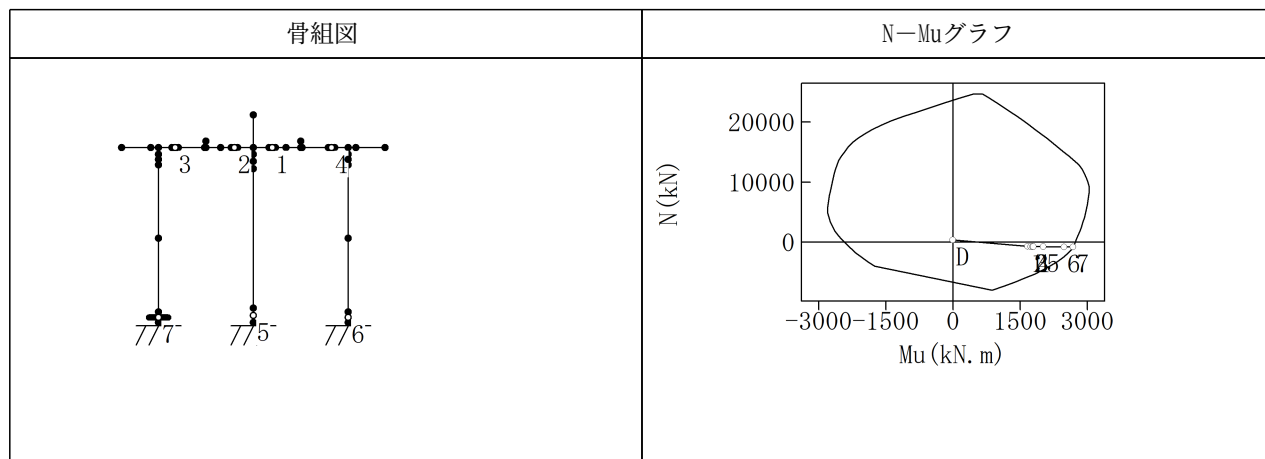
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-44.5	-801.3	-865.4	865.4	14641.0	-1895.7	1895.7
1	-435.9	928.7	56.6	-1014.1	1014.1	15498.9	-1852.0	1852.0
2	-452.9	928.7	914.5	-1151.4	1151.4	16356.8	-1798.7	1798.7
3	-457.8	928.7	1772.4	-1277.3	1277.3	17214.7	-1727.1	1727.1
4	-458.0	928.7	2630.3	-1391.8	1391.8	18072.6	-1623.4	1623.4
5	-491.9	928.7	3488.2	-1492.5	1492.5	18930.5	-1517.0	1517.0
6	-484.1	928.7	4346.1	-1585.6	1585.6	19788.4	-1407.7	1407.7
7	-498.0	928.7	5204.0	-1671.0	1671.0	20646.3	-1295.0	1295.0
			6061.9	-1747.3	1747.3	21504.2	-1178.8	1178.8
			6919.8	-1811.8	1811.8	22362.1	-1058.7	1058.7
			7777.7	-1864.9	1864.9	23220.0	-934.4	934.4
			8635.6	-1902.7	1902.7	24077.9	-805.7	805.7
			9493.6	-1931.1	1931.1	24935.8	-672.0	672.0
			10351.5	-1950.8	1950.8	25793.7	-532.0	532.0
			11209.4	-1961.4	1961.4	26651.6	-386.5	386.5
			12067.3	-1962.3	1962.3	27509.5	-235.1	235.1
			12925.2	-1953.4	1953.4	28367.4	-77.6	77.6
			13783.1	-1929.6	1929.6			

右支間右側



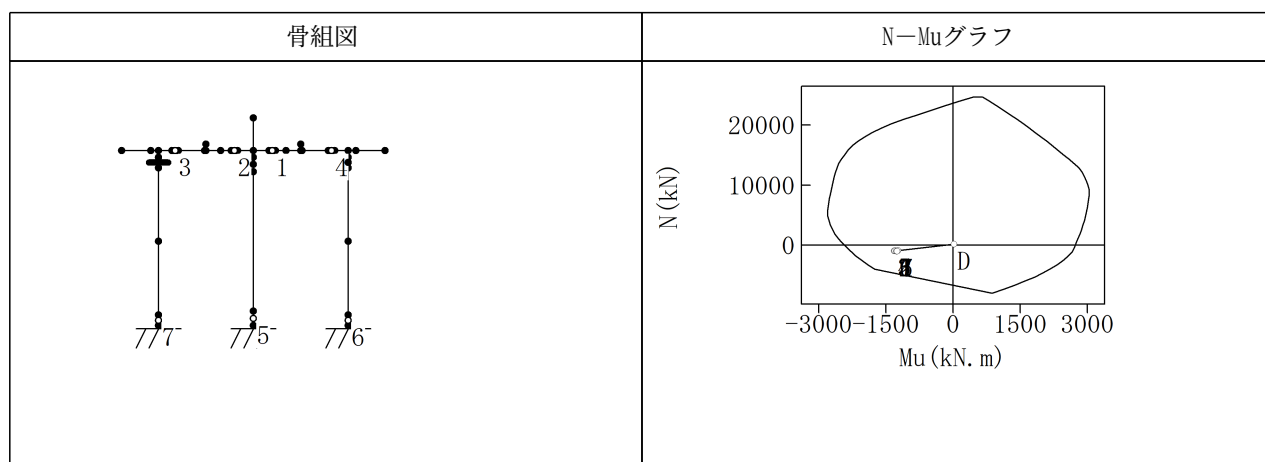
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-7.0	-801.3	-865.4	865.4	14641.0	-1895.7	1895.7
1	20.3	-933.2	56.6	-1014.1	1014.1	15498.9	-1852.0	1852.0
2	20.1	-970.7	914.5	-1151.4	1151.4	16356.8	-1798.7	1798.7
3	23.5	-997.6	1772.4	-1277.3	1277.3	17214.7	-1727.1	1727.1
4	25.8	-1008.8	2630.3	-1391.8	1391.8	18072.6	-1623.4	1623.4
5	25.9	-1008.8	3488.2	-1492.5	1492.5	18930.5	-1517.0	1517.0
6	66.0	-1008.8	4346.1	-1585.6	1585.6	19788.4	-1407.7	1407.7
7	58.8	-1008.8	5204.0	-1671.0	1671.0	20646.3	-1295.0	1295.0
			6061.9	-1747.3	1747.3	21504.2	-1178.8	1178.8
			6919.8	-1811.8	1811.8	22362.1	-1058.7	1058.7
			7777.7	-1864.9	1864.9	23220.0	-934.4	934.4
			8635.6	-1902.7	1902.7	24077.9	-805.7	805.7
			9493.6	-1931.1	1931.1	24935.8	-672.0	672.0
			10351.5	-1950.8	1950.8	25793.7	-532.0	532.0
			11209.4	-1961.4	1961.4	26651.6	-386.5	386.5
			12067.3	-1962.3	1962.3	27509.5	-235.1	235.1
			12925.2	-1953.4	1953.4	28367.4	-77.6	77.6
			13783.1	-1929.6	1929.6			

左柱基部



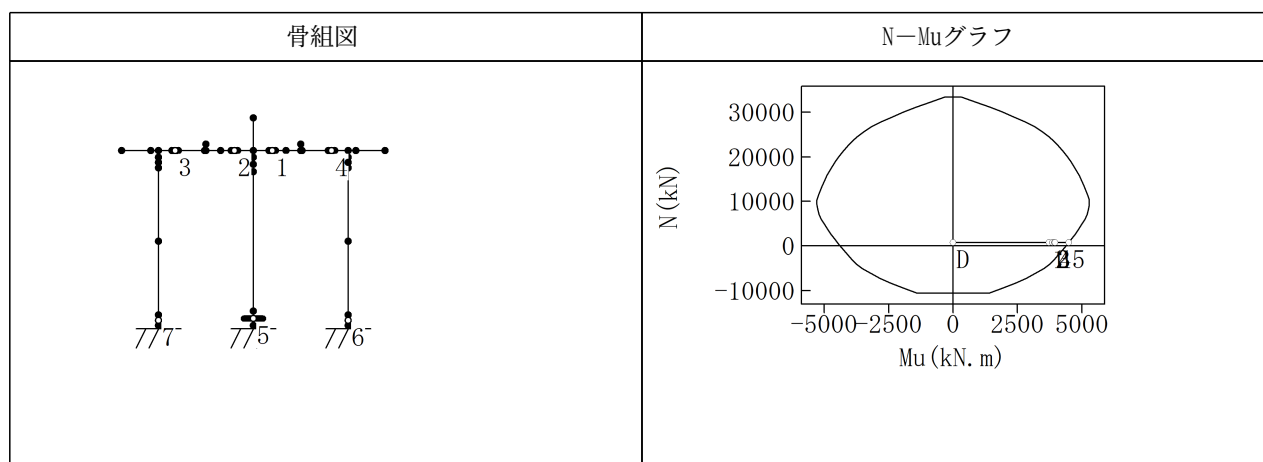
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	373.2	-12.4	-7920.6	---	877.5	8482.9	-2747.3	3046.4
1	-666.0	1668.5	-7260.6	---	1143.7	9214.8	-2727.5	3043.0
2	-715.3	1741.2	-6600.5	---	1379.8	9946.8	-2706.4	3018.7
3	-730.8	1783.5	-5940.5	---	1606.7	10678.7	-2683.6	2982.4
4	-731.8	1794.1	-5280.4	---	1824.4	11410.7	-2658.9	2940.6
5	-745.7	2019.3	-4620.4	---	2000.3	12142.6	-2627.9	2890.0
6	-758.9	2485.0	-3960.3	-1752.6	2159.2	12874.6	-2594.8	2819.4
7	-761.6	2683.7	-3228.4	-1908.6	2330.8	13606.5	-2556.7	2706.0
			-2496.4	-2048.5	2470.7	14338.5	-2495.0	2588.6
			-1764.4	-2171.5	2573.2	15070.4	-2427.1	2469.3
			-1032.5	-2279.2	2665.7	15802.4	-2352.2	2348.1
			-300.5	-2384.5	2714.5	16534.3	-2263.6	2225.0
			431.4	-2486.3	2756.4	17266.3	-2134.5	2099.7
			1163.4	-2574.7	2797.1	17998.2	-1987.3	1972.2
			1895.3	-2646.0	2837.1	18730.2	-1815.8	1842.2
			2627.3	-2699.1	2875.6	19462.1	-1609.6	1709.5
			3359.2	-2742.9	2906.4	20194.1	-1382.8	1573.9
			4091.2	-2776.1	2935.8	20926.0	-1103.1	1435.3
			4823.1	-2802.2	2963.3	21658.0	-810.3	1291.0
			5555.1	-2809.9	2984.1	22389.9	-512.4	1141.8
			6287.0	-2796.1	3003.1	23121.9	-208.4	988.3
			7019.0	-2781.6	3019.9	23853.8	111.5	830.4
			7750.9	-2765.8	3034.5	24585.8	446.6	670.6

左柱上端



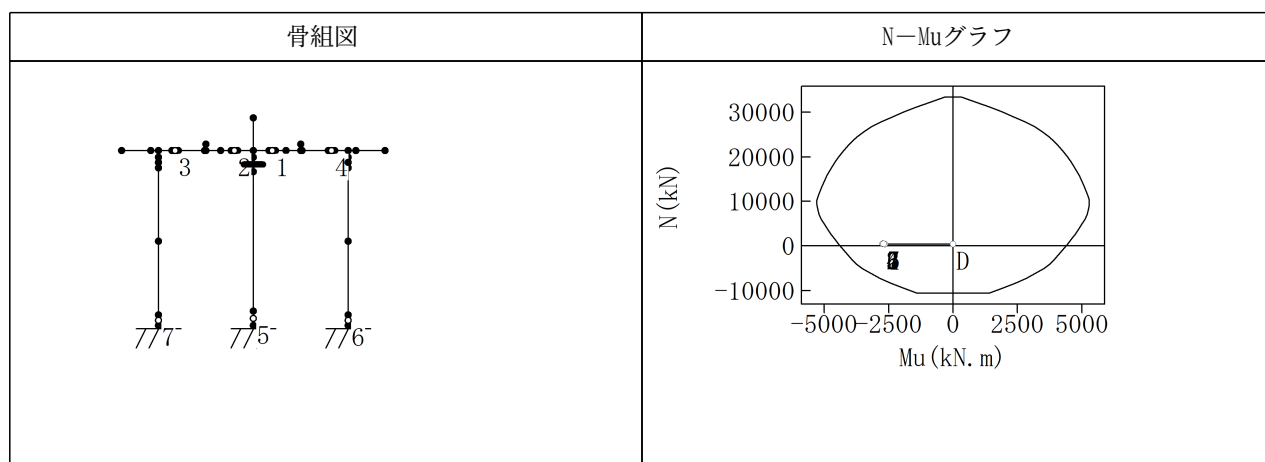
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	161.3	24.6	-7920.6	---	877.5	8482.9	-2747.3	3046.4
1	-877.9	-1228.7	-7260.6	---	1143.7	9214.8	-2727.5	3043.0
2	-927.3	-1287.4	-6600.5	---	1379.8	9946.8	-2706.4	3018.7
3	-942.7	-1316.6	-5940.5	---	1606.7	10678.7	-2683.6	2982.4
4	-943.8	-1315.9	-5280.4	---	1824.4	11410.7	-2658.9	2940.6
5	-957.6	-1299.9	-4620.4	---	2000.3	12142.6	-2627.9	2890.0
6	-970.8	-1267.2	-3960.3	-1752.6	2159.2	12874.6	-2594.8	2819.4
7	-973.6	-1253.2	-3228.4	-1908.6	2330.8	13606.5	-2556.7	2706.0
			-2496.4	-2048.5	2470.7	14338.5	-2495.0	2588.6
			-1764.4	-2171.5	2573.2	15070.4	-2427.1	2469.3
			-1032.5	-2279.2	2665.7	15802.4	-2352.2	2348.1
			-300.5	-2384.5	2714.5	16534.3	-2263.6	2225.0
			431.4	-2486.3	2756.4	17266.3	-2134.5	2099.7
			1163.4	-2574.7	2797.1	17998.2	-1987.3	1972.2
			1895.3	-2646.0	2837.1	18730.2	-1815.8	1842.2
			2627.3	-2699.1	2875.6	19462.1	-1609.6	1709.5
			3359.2	-2742.9	2906.4	20194.1	-1382.8	1573.9
			4091.2	-2776.1	2935.8	20926.0	-1103.1	1435.3
			4823.1	-2802.2	2963.3	21658.0	-810.3	1291.0
			5555.1	-2809.9	2984.1	22389.9	-512.4	1141.8
			6287.0	-2796.1	3003.1	23121.9	-208.4	988.3
			7019.0	-2781.6	3019.9	23853.8	111.5	830.4
			7750.9	-2765.8	3034.5	24585.8	446.6	670.6

中柱基部



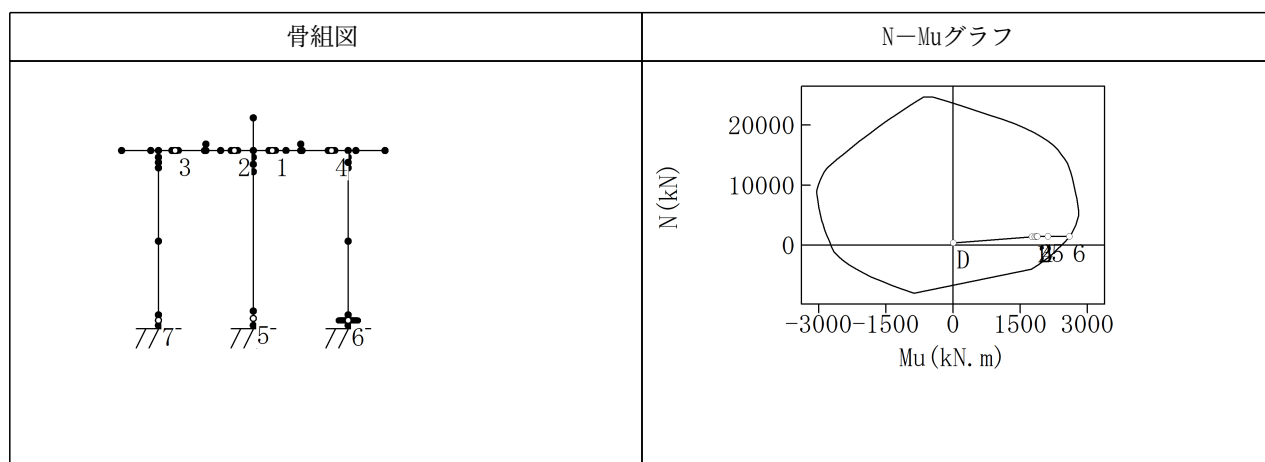
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	729.3	0.0	-10560.9	-1399.3	1399.3	12498.2	-5157.9	5157.9
1	738.1	3730.9	-9462.8	-1927.6	1927.6	13596.2	-5083.3	5083.3
2	763.9	3869.8	-8364.8	-2411.3	2411.3	14694.3	-4997.6	4997.6
3	764.0	3939.7	-7266.7	-2834.0	2834.0	15792.3	-4903.6	4903.6
4	759.0	3966.1	-6168.7	-3199.7	3199.7	16890.4	-4796.7	4796.7
5	759.0	4497.9	-5070.6	-3523.1	3523.1	17988.4	-4680.7	4680.7
6	759.0	4497.9	-3972.6	-3773.7	3773.7	19086.5	-4555.3	4555.3
7	759.0	4497.9	-2874.5	-3963.2	3963.2	20184.5	-4419.4	4419.4
			-1776.5	-4128.4	4128.4	21282.5	-4273.2	4273.2
			-678.4	-4291.7	4291.7	22380.6	-4101.5	4101.5
			419.6	-4452.2	4452.2	23478.6	-3922.7	3922.7
			1517.7	-4600.0	4600.0	24576.7	-3714.5	3714.5
			2615.7	-4738.8	4738.8	25674.7	-3469.1	3469.1
			3713.8	-4870.5	4870.5	26772.8	-3167.0	3167.0
			4811.8	-4997.5	4997.5	27870.8	-2801.9	2801.9
			5909.9	-5118.2	5118.2	28968.9	-2368.0	2368.0
			7007.9	-5204.1	5204.1	30066.9	-1914.7	1914.7
			8106.0	-5257.2	5257.2	31165.0	-1428.2	1428.2
			9204.0	-5291.8	5291.8	32263.0	-904.5	904.5
			10302.1	-5290.1	5290.1	33361.1	-344.5	344.5
			11400.1	-5227.1	5227.1			

中柱上端



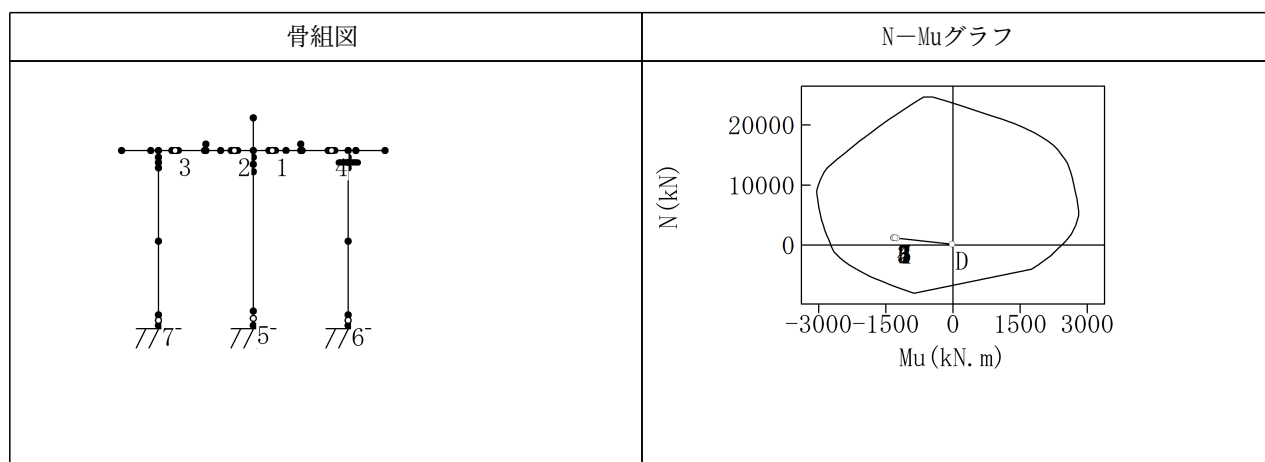
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	390.7	0.0	-10560.9	-1399.3	1399.3	12498.2	-5157.9	5157.9
1	399.4	-2645.4	-9462.8	-1927.6	1927.6	13596.2	-5083.3	5083.3
2	425.2	-2723.6	-8364.8	-2411.3	2411.3	14694.3	-4997.6	4997.6
3	425.3	-2734.4	-7266.7	-2834.0	2834.0	15792.3	-4903.6	4903.6
4	420.3	-2735.7	-6168.7	-3199.7	3199.7	16890.4	-4796.7	4796.7
5	420.3	-2694.2	-5070.6	-3523.1	3523.1	17988.4	-4680.7	4680.7
6	420.3	-2696.2	-3972.6	-3773.7	3773.7	19086.5	-4555.3	4555.3
7	420.3	-2696.6	-2874.5	-3963.2	3963.2	20184.5	-4419.4	4419.4
			-1776.5	-4128.4	4128.4	21282.5	-4273.2	4273.2
			-678.4	-4291.7	4291.7	22380.6	-4101.5	4101.5
			419.6	-4452.2	4452.2	23478.6	-3922.7	3922.7
			1517.7	-4600.0	4600.0	24576.7	-3714.5	3714.5
			2615.7	-4738.8	4738.8	25674.7	-3469.1	3469.1
			3713.8	-4870.5	4870.5	26772.8	-3167.0	3167.0
			4811.8	-4997.5	4997.5	27870.8	-2801.9	2801.9
			5909.9	-5118.2	5118.2	28968.9	-2368.0	2368.0
			7007.9	-5204.1	5204.1	30066.9	-1914.7	1914.7
			8106.0	-5257.2	5257.2	31165.0	-1428.2	1428.2
			9204.0	-5291.8	5291.8	32263.0	-904.5	904.5
			10302.1	-5290.1	5290.1	33361.1	-344.5	344.5
			11400.1	-5227.1	5227.1			

右柱基部



塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	373.2	12.4	-7920.6	-877.5	---	8482.9	-3046.4	2747.3
1	1403.7	1764.2	-7260.6	-1143.7	---	9214.8	-3043.0	2727.5
2	1427.3	1830.7	-6600.5	-1379.8	---	9946.8	-3018.7	2706.4
3	1442.6	1874.6	-5940.5	-1606.7	---	10678.7	-2982.4	2683.6
4	1448.6	1892.2	-5280.4	-1824.4	---	11410.7	-2940.6	2658.9
5	1462.5	2125.7	-4620.4	-2000.3	---	12142.6	-2890.0	2627.9
6	1475.7	2605.1	-3960.3	-2159.2	1752.6	12874.6	-2819.4	2594.8
7	1478.5	2605.1	-3228.4	-2330.8	1908.6	13606.5	-2706.0	2556.7
			-2496.4	-2470.7	2048.5	14338.5	-2588.6	2495.0
			-1764.4	-2573.2	2171.5	15070.4	-2469.3	2427.1
			-1032.5	-2665.7	2279.2	15802.4	-2348.1	2352.2
			-300.5	-2714.5	2384.5	16534.3	-2225.0	2263.6
			431.4	-2756.4	2486.3	17266.3	-2099.7	2134.5
			1163.4	-2797.1	2574.7	17998.2	-1972.2	1987.3
			1895.3	-2837.1	2646.0	18730.2	-1842.2	1815.8
			2627.3	-2875.6	2699.1	19462.1	-1709.5	1609.6
			3359.2	-2906.4	2742.9	20194.1	-1573.9	1382.8
			4091.2	-2935.8	2776.1	20926.0	-1435.3	1103.1
			4823.1	-2963.3	2802.2	21658.0	-1291.0	810.3
			5555.1	-2984.1	2809.9	22389.9	-1141.8	512.4
			6287.0	-3003.1	2796.1	23121.9	-988.3	208.4
			7019.0	-3019.9	2781.6	23853.8	-830.4	-111.5
			7750.9	-3034.5	2765.8	24585.8	-670.6	-446.6

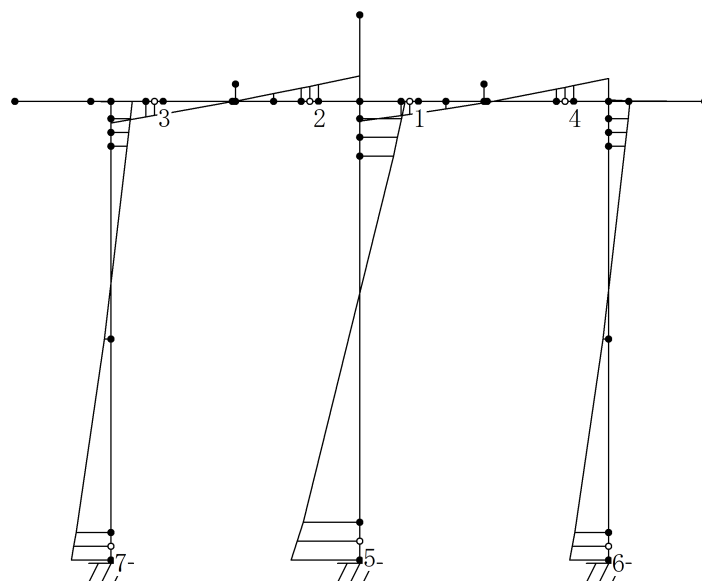
右柱上端



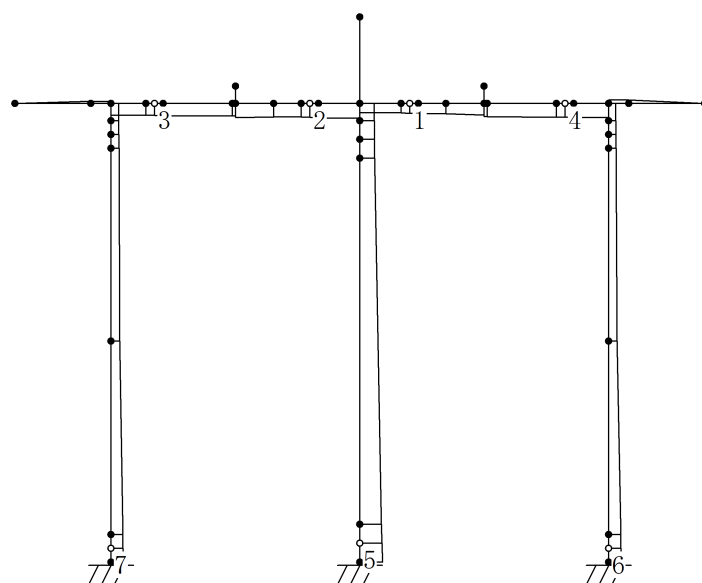
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	161.3	-24.6	-7920.6	-877.5	---	8482.9	-3046.4	2747.3
1	1191.8	-1261.2	-7260.6	-1143.7	---	9214.8	-3043.0	2727.5
2	1215.3	-1301.4	-6600.5	-1379.8	---	9946.8	-3018.7	2706.4
3	1230.7	-1330.4	-5940.5	-1606.7	---	10678.7	-2982.4	2683.6
4	1236.7	-1342.4	-5280.4	-1824.4	---	11410.7	-2940.6	2658.9
5	1250.6	-1326.3	-4620.4	-2000.3	---	12142.6	-2890.0	2627.9
6	1263.7	-1293.0	-3960.3	-2159.2	1752.6	12874.6	-2819.4	2594.8
7	1266.5	-1293.0	-3228.4	-2330.8	1908.6	13606.5	-2706.0	2556.7
			-2496.4	-2470.7	2048.5	14338.5	-2588.6	2495.0
			-1764.4	-2573.2	2171.5	15070.4	-2469.3	2427.1
			-1032.5	-2665.7	2279.2	15802.4	-2348.1	2352.2
			-300.5	-2714.5	2384.5	16534.3	-2225.0	2263.6
			431.4	-2756.4	2486.3	17266.3	-2099.7	2134.5
			1163.4	-2797.1	2574.7	17998.2	-1972.2	1987.3
			1895.3	-2837.1	2646.0	18730.2	-1842.2	1815.8
			2627.3	-2875.6	2699.1	19462.1	-1709.5	1609.6
			3359.2	-2906.4	2742.9	20194.1	-1573.9	1382.8
			4091.2	-2935.8	2776.1	20926.0	-1435.3	1103.1
			4823.1	-2963.3	2802.2	21658.0	-1291.0	810.3
			5555.1	-2984.1	2809.9	22389.9	-1141.8	512.4
			6287.0	-3003.1	2796.1	23121.9	-988.3	208.4
			7019.0	-3019.9	2781.6	23853.8	-830.4	-111.5
			7750.9	-3034.5	2765.8	24585.8	-670.6	-446.6

終局水平耐力が作用したときの断面力図

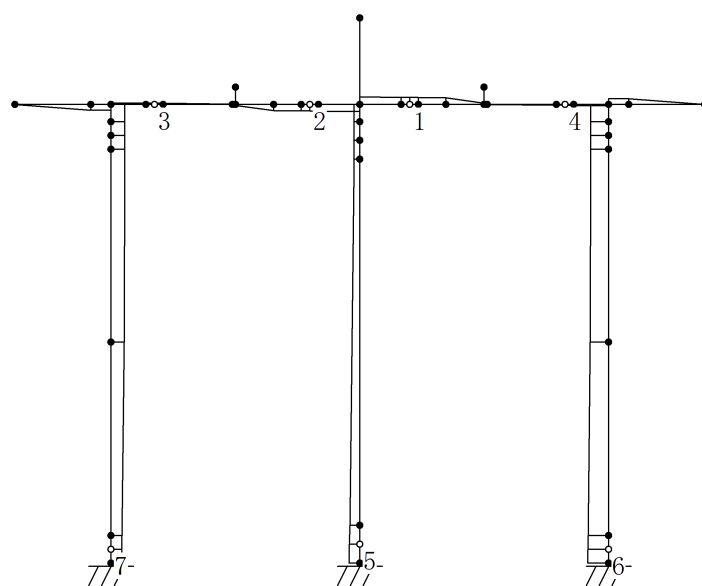
【曲げモーメント】



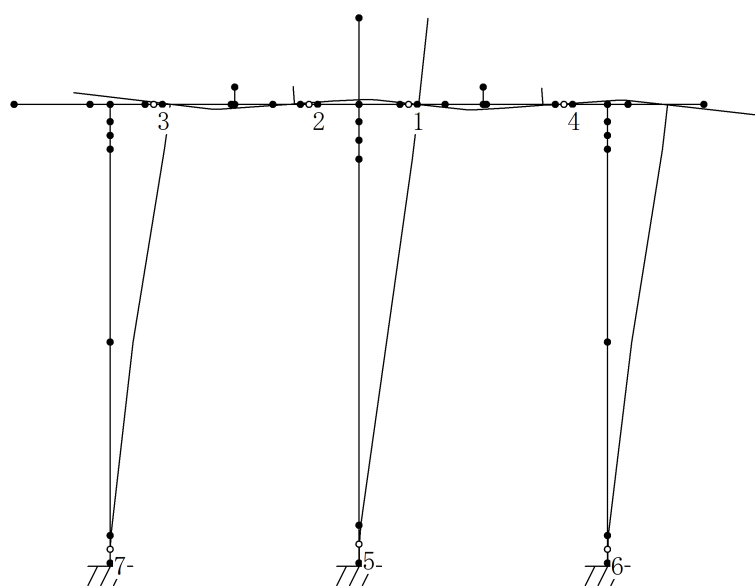
【せん断力】



【軸力】



【変位】



右→左方向

設計水平震度の算定

		単位	レベル2
地盤種別		---	I種
固有周期算定に用いる水平変位	δ	m	2.64E-002
固有周期	T	s	0.327
設計水平震度の標準値	kh20	---	2.000

・算定式

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

$$\delta = \frac{\sum W_i \times U_i^2}{\sum W_i \times U_i}$$

ここに、

T : 固有周期(s)

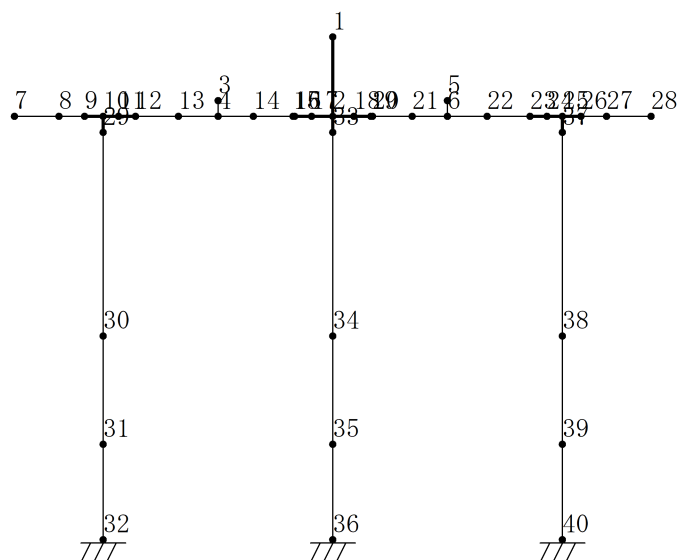
 δ : 固有周期算定に用いる水平変位(m) W_i : 格点iの重量(kN) U_i : 格点iの変位(m)

・骨組解析結果

荷重	格点 番号	重量 W_i (kN)	レベル2		
			変位 U_i (m)	$W_i \times U_i$ (kN・m)	$W_i \times U_i^2$ (kN・m ²)
上部工1	1	-1000...	-0.029936	2.99E+001	-8.96E-001
開閉装置自重	3	-60.000	-0.026017	1.56E+000	-4.06E-002
開閉装置自重	5	-60.000	-0.026013	1.56E+000	-4.06E-002
ゲート自重	31	-50.000	-0.003711	1.86E-001	-6.89E-004
ゲート自重	35	-50.000	-0.003071	1.54E-001	-4.72E-004
自重(門柱+操作台)	8	-46.110	-0.026497	1.22E+000	-3.24E-002
自重(門柱+操作台)	11	-0.882	-0.026496	2.34E-002	-6.19E-004
自重(門柱+操作台)	13	-77.921	-0.026503	2.07E+000	-5.47E-002
自重(門柱+操作台)	15	-37.669	-0.026514	9.99E-001	-2.65E-002
自重(門柱+操作台)	17	-0.882	-0.026514	2.34E-002	-6.20E-004
自重(門柱+操作台)	18	-0.882	-0.026514	2.34E-002	-6.20E-004
自重(門柱+操作台)	20	-37.669	-0.026514	9.99E-001	-2.65E-002
自重(門柱+操作台)	22	-77.921	-0.026503	2.07E+000	-5.47E-002
自重(門柱+操作台)	24	-0.882	-0.026496	2.34E-002	-6.19E-004
自重(門柱+操作台)	27	-46.110	-0.026497	1.22E+000	-3.24E-002
自重(門柱+操作台)	30	-106.624	-0.012873	1.37E+000	-1.77E-002
自重(門柱+操作台)	34	-131.712	-0.011066	1.46E+000	-1.61E-002
自重(門柱+操作台)	38	-106.624	-0.012855	1.37E+000	-1.76E-002
戸当たり自重	31	-120.000	-0.003711	4.45E-001	-1.65E-003
戸当たり自重	35	-240.000	-0.003071	7.37E-001	-2.26E-003
戸当たり自重	39	-120.000	-0.003685	4.42E-001	-1.63E-003
上載荷重(地震時)	8	-7.528	-0.026497	1.99E-001	-5.29E-003
上載荷重(地震時)	4	-19.472	-0.026508	5.16E-001	-1.37E-002
上載荷重(地震時)	6	-19.472	-0.026507	5.16E-001	-1.37E-002
上載荷重(地震時)	27	-7.528	-0.026497	1.99E-001	-5.29E-003
合計		---	---	4.93E+001	1.30E+000

骨組モデル

(1) 荷重載荷図



(2) 格点

格点番号	X座標(m)	Y座標(m)	格点番号	X座標(m)	Y座標(m)	格点番号	X座標(m)	Y座標(m)
1	3.606	7.900	15	2.981	6.650	29	0.000	6.400
2	3.606	6.650	16	3.006	6.650	30	0.000	3.200
3	1.803	6.900	17	3.273	6.650	31	0.000	1.500
4	1.803	6.650	18	3.939	6.650	32	0.000	0.000
5	5.409	6.900	19	4.206	6.650	33	3.606	6.400
6	5.409	6.650	20	4.231	6.650	34	3.606	3.200
7	-1.394	6.650	21	4.856	6.650	35	3.606	1.500
8	-0.697	6.650	22	6.034	6.650	36	3.606	0.000
9	-0.294	6.650	23	6.706	6.650	37	7.212	6.400
10	0.000	6.650	24	6.973	6.650	38	7.212	3.200
11	0.239	6.650	25	7.212	6.650	39	7.212	1.500
12	0.506	6.650	26	7.506	6.650	40	7.212	0.000
13	1.178	6.650	27	7.909	6.650			
14	2.356	6.650	28	8.606	6.650			

(3) 部材

位置	部材番号	格点番号		断面積 (m ²)	断面2次 (m ⁴)	ヤング係数 (kN/m ²)
		i端	j端			
上部工	1	1	2	∞	∞	∞
上部工	2	3	4	1.00000E+002	1.0000000E+002	2.50000E+007
上部工	3	5	6	1.00000E+002	1.0000000E+002	2.50000E+007
はり左張出部	4 5	7 8	8 9	1.35000E+000	2.8125000E-002	2.50000E+007
はり左側	6	9	10	∞	∞	∞
はり左側	7 8	10 11	11 12	∞	∞	∞
はり左側	9 10	12 13	13 4	1.35000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり左側	11	4	14	1.35000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり左側	12 13	14 15	15 16	1.23000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007

位置	部材 番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次 (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
はり右側	14 15	16 17	17 2	∞	∞	∞
はり右側	16 17	2 18	18 19	∞	∞	∞
はり右側	18 19	19 20	20 21	1.23000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり右側	20	21	6	1.35000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり右側	21 22	6 22	22 23	1.35000E+000	6.8919064E-003	2.50000E+007
はり右側	23 24	23 24	24 25	∞	∞	∞
はり右側	25	25	26	∞	∞	∞
はり右張出部	26 27	26 27	27 28	1.35000E+000	2.8125000E-002	2.50000E+007
左柱	28	10	29	∞	∞	∞
左柱	29	29	30	6.80000E-001	1.7377551E-002	2.50000E+007
左柱	30 31	30 31	31 32	6.80000E-001	1.7898841E-002	2.50000E+007
中柱	32	2	33	∞	∞	∞
中柱	33 34 35	33 34 35	34 35 36	8.40000E-001	4.2164615E-002	2.50000E+007
右柱	36	25	37	∞	∞	∞
右柱	37	37	38	6.80000E-001	1.7842471E-002	2.50000E+007
右柱	38 39	38 39	39 40	6.80000E-001	1.7345351E-002	2.50000E+007

(4) 拘束条件

格点番号	支点タイプ
32 36 40	完全拘束 完全拘束 完全拘束

(5) 荷重

※分布荷重の「載荷座標」、「荷重」の上段、下段はそれぞれ始点側、終点側の値

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
上部工1	1	-1000.000	3.606	7.900	集中	---	---	---	---
開閉装置自重	3	-60.000	1.803	6.900	集中	---	---	---	---
開閉装置自重	5	-60.000	5.409	6.900	集中	---	---	---	---
ゲート自重	31	-50.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	16.667 16.667
ゲート自重	35	-50.000	3.606	1.500	分布	3.606 3.606	3.000 0.000	3.000	16.667 16.667
自重(門柱+操作台)	8	-46.110	-0.697	6.650	分布	-1.394 0.000	6.650 6.650	1.394	33.075 33.075

荷重名	格点 番号	荷重 (kN)	載荷座標(m)		種類	換算前の分布荷重			
						載荷座標(m)		載荷長 (m)	荷重 (kN/m)
			X	Y		X	Y		
自重(門柱+操作台)	11	-0.882	0.239	6.650	分布	0.106 0.506	6.650 6.650	0.400	4.410 0.000
自重(門柱+操作台)	13	-77.921	1.178	6.650	分布	0.000 2.356	6.650 6.650	2.356	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	15	-37.669	2.981	6.650	分布	2.356 3.606	6.650 6.650	1.250	30.135 30.135
自重(門柱+操作台)	17	-0.882	3.273	6.650	分布	3.006 3.406	6.650 6.650	0.400	0.000 4.410
自重(門柱+操作台)	18	-0.882	3.939	6.650	分布	3.806 4.206	6.650 6.650	0.400	4.410 0.000
自重(門柱+操作台)	20	-37.669	4.231	6.650	分布	3.606 4.856	6.650 6.650	1.250	30.135 30.135
自重(門柱+操作台)	22	-77.921	6.034	6.650	分布	4.856 7.212	6.650 6.650	2.356	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	24	-0.882	6.973	6.650	分布	6.706 7.106	6.650 6.650	0.400	0.000 4.410
自重(門柱+操作台)	27	-46.110	7.909	6.650	分布	7.212 8.606	6.650 6.650	1.394	33.075 33.075
自重(門柱+操作台)	30	-106.624	0.000	3.200	分布	0.000 0.000	6.400 0.000	6.400	16.660 16.660
自重(門柱+操作台)	34	-131.712	3.606	3.200	分布	3.606 3.606	6.400 0.000	6.400	20.580 20.580
自重(門柱+操作台)	38	-106.624	7.212	3.200	分布	7.212 7.212	6.400 0.000	6.400	16.660 16.660
戸当たり自重	31	-120.000	0.000	1.500	分布	0.000 0.000	3.000 0.000	3.000	40.000 40.000
戸当たり自重	35	-240.000	3.606	1.500	分布	3.606 3.606	3.000 0.000	3.000	80.000 80.000
戸当たり自重	39	-120.000	7.212	1.500	分布	7.212 7.212	3.000 0.000	3.000	40.000 40.000
上載荷重(地震時)	8	-7.528	-0.697	6.650	分布	-1.394 0.000	6.650 6.650	1.394	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	4	-19.472	1.803	6.650	分布	0.000 3.606	6.650 6.650	3.606	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	6	-19.472	5.409	6.650	分布	3.606 7.212	6.650 6.650	3.606	5.400 5.400
上載荷重(地震時)	27	-7.528	7.909	6.650	分布	7.212 8.606	6.650 6.650	1.394	5.400 5.400

コンクリート応力度－ひずみ曲線

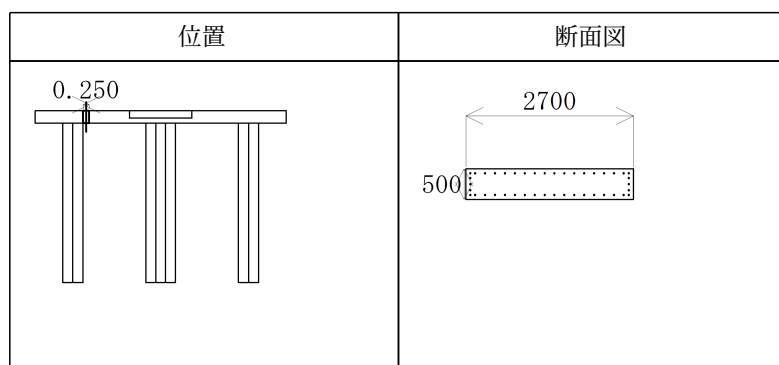
【一覧表】

位 置		横拘束筋				下降勾配 Edes (N/mm ²)	コンクリート 強度σ _{cc} (N/mm ²)	ひずみ ε _{cc}	終局ひずみ ε _{cu}	n
塑性ヒンジ 候補点	部材 端	有効長 d (mm)	間隔 s (mm)	断面積 A _h (mm ²)	体積比 ρ _s					
左支間左側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間左側	左	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間中央左	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間中央右	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間右側	右	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左支間右側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間左側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間左側	左	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間中央左	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間中央右	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間右側	右	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
右支間右側	--	1000	150	387.1	0.010	1.81E+003	2.67E+001	3.96E-003	6.91E-003	1.370
左柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
左柱中央下側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
左柱中央上側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
左柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
中柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
中柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
右柱基部	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
右柱中央下側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
右柱中央上側	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269
右柱上端	--	1000	150	956.6	0.018	1.04E+003	2.87E+001	5.42E-003	1.09E-002	1.269

A_h : 横拘束筋1本あたりの断面積σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

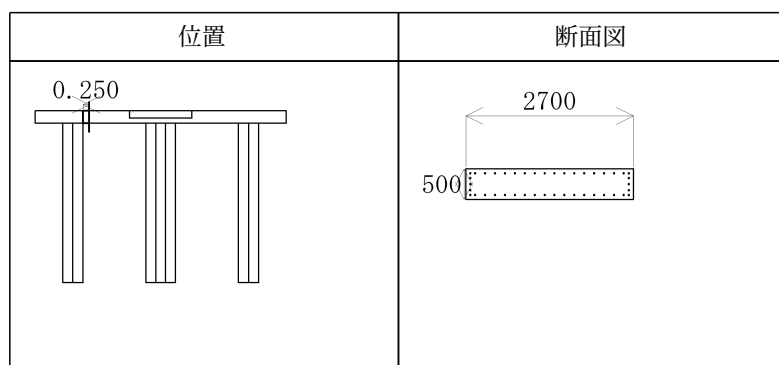
$$n : \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

左支間左側



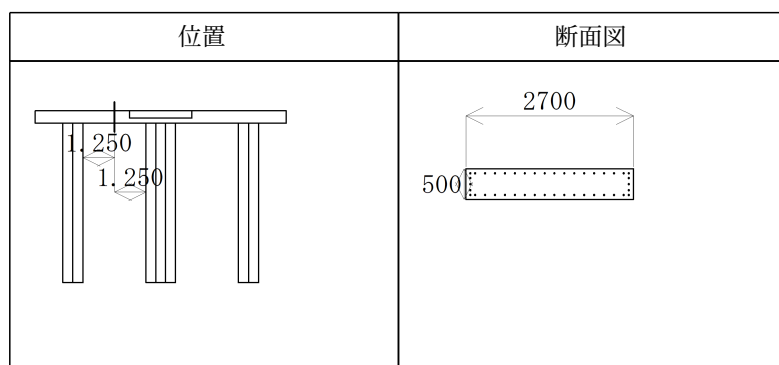
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間左側-左側



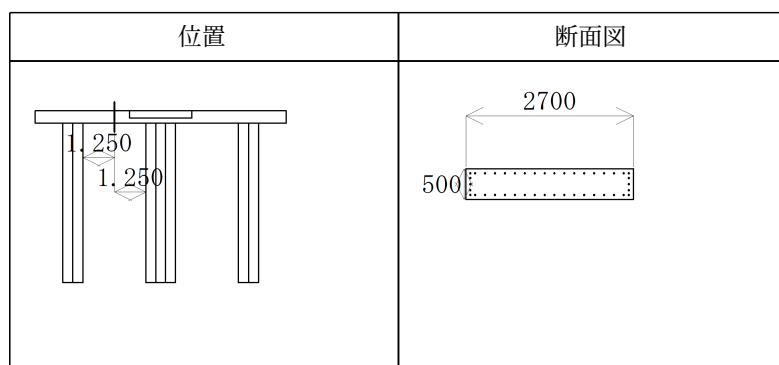
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間中央左側



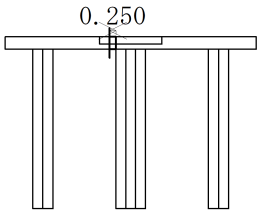
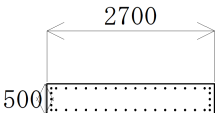
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間中央右側



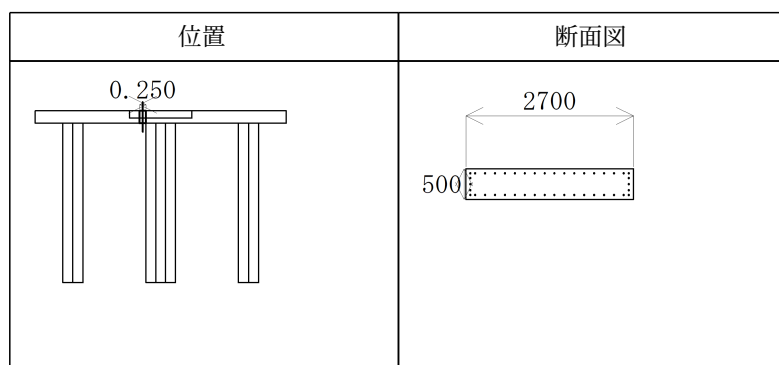
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間右側-右側

位置	断面図
	

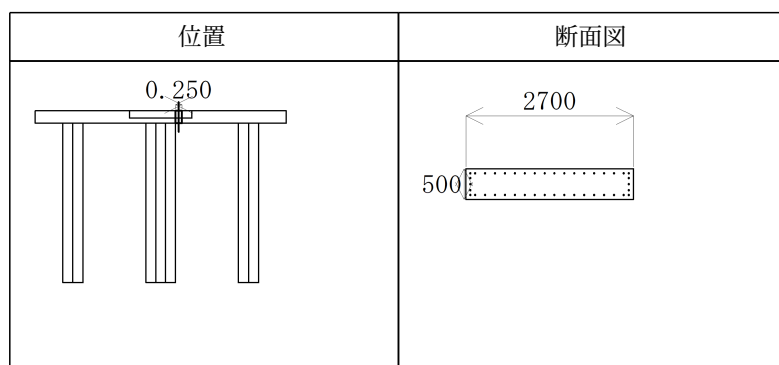
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左支間右側



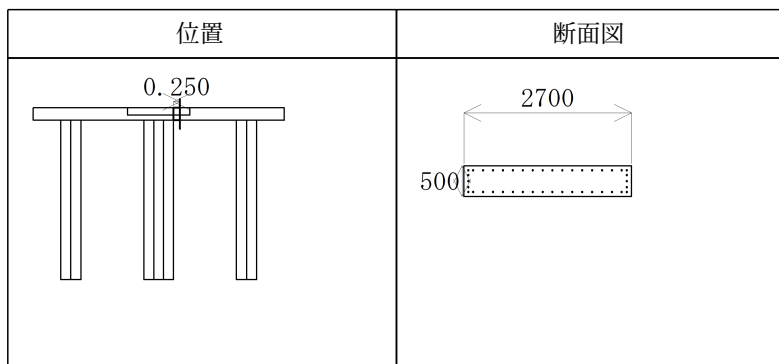
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ϵ_{cc}	---	3.959E-003
	ϵ_{cu}	---	6.907E-003
ϵ_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間左側



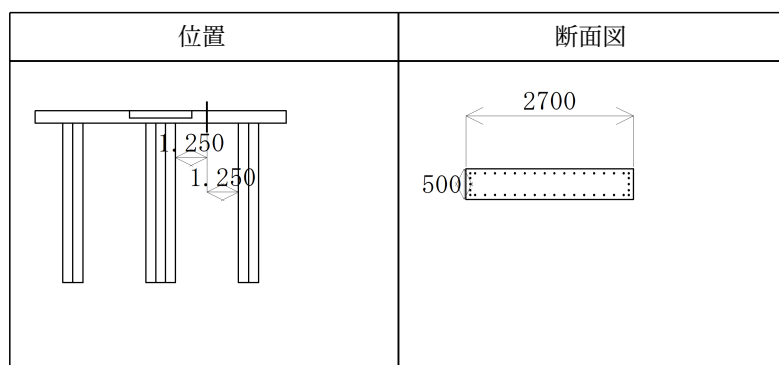
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間左側-左側



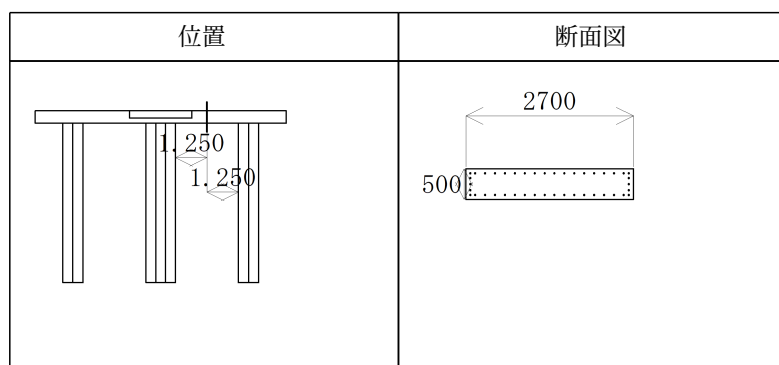
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間中央左側



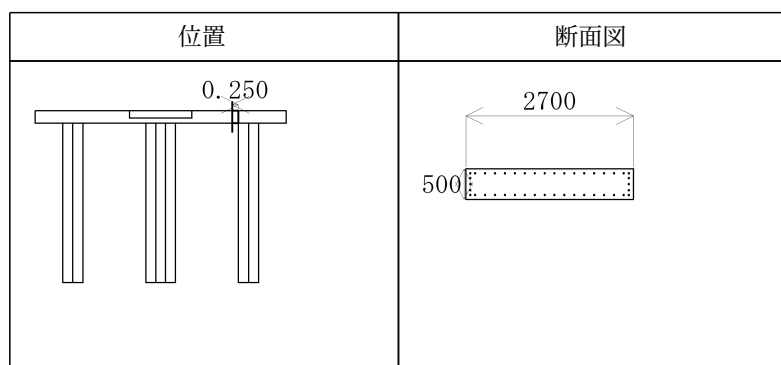
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間中央右側



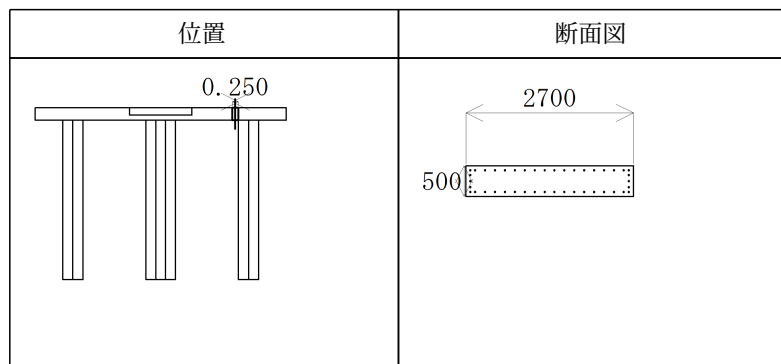
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間右側-右側



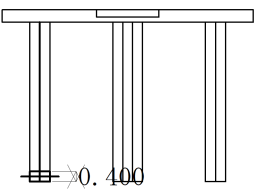
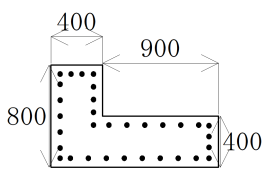
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

右支間右側



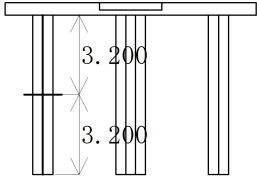
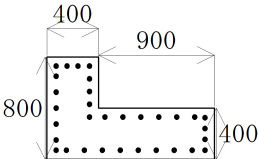
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	387.1
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0103
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.811E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	26.71
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	3.959E-003
	ε_{cu}	---	6.907E-003
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.370

左柱基部

位置	断面図
	

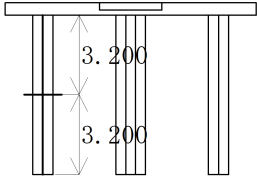
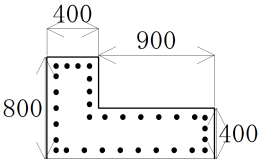
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱中央下側

位置	断面図
	

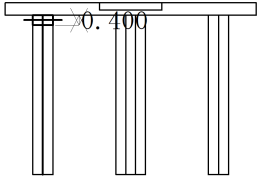
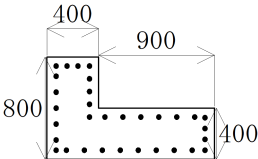
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱中央上側

位置	断面図
	

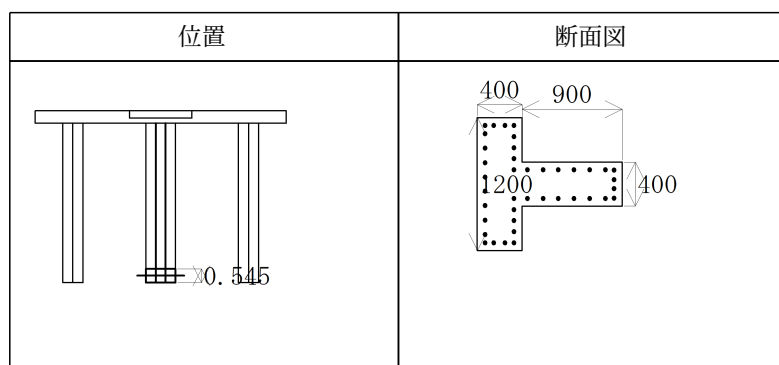
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

左柱上端

位置	断面図
	

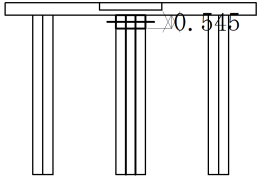
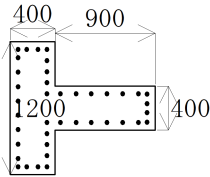
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

中柱基部



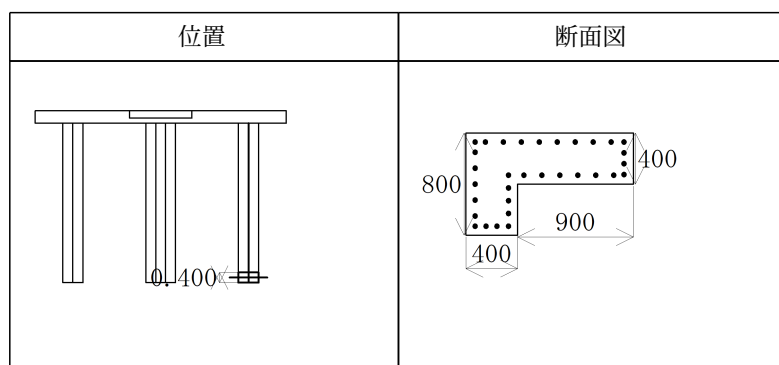
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

中柱上端

位置	断面図
	

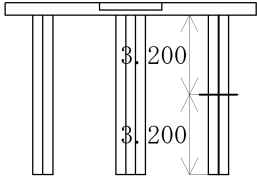
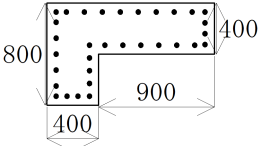
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱基部



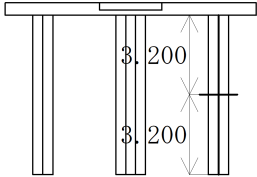
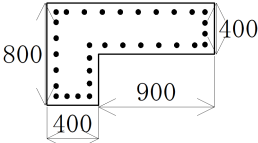
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱中央下側

位置	断面図
	

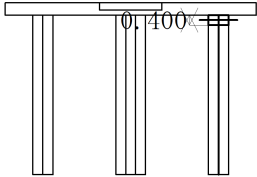
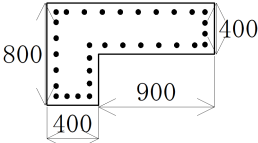
項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱中央上側

位置	断面図
	

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

右柱上端

位置	断面図
	

項 目		単位	値
鉄筋量	Ah	mm ²	956.6
間隔	s	mm	150.0
有効長	d	mm	1000.0
降伏強度	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
断面補正係数	α	---	0.200
	β	---	0.400
体積比	ρ_s	---	0.0180
下降勾配	E _{des}	N/mm ²	1.039E+003
コンクリート強度	σ_{cc}	N/mm ²	28.72
コンクリートひずみ	ε_{cc}	---	5.416E-003
	ε_{cu}	---	1.094E-002
ε_{cu} 発生位置	上側	mm	70.0
	下側	mm	70.0
$n = E_c \cdot \varepsilon_{cc} / (E_c \cdot \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$	n	---	1.269

降伏剛性

位置	引張側	死荷重時 軸力 Nd (kN)	Mc My0 Mu (kN・m)	φc φy0 φu (1/m)	降伏曲げ 剛性 Ely (kN・m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	降伏剛性 Iy (m ⁴)	
左支間左側	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間中央	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間中央	下	6.2	244.4 995.0 1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左支間右側	下	6.2	244.4 995.0 1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間左側	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間中央	上	6.2	-244.4 -995.0 -1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間中央	下	6.2	244.4 995.0 1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
右支間右側	下	6.2	244.4 995.0 1005.7	3.07E-004 5.77E-003 4.88E-001	1.72E+005	2.50E+007	6.89E-003	
左柱上端	左	157.9	287.8 2456.2 2741.1	2.77E-004 5.65E-003 3.04E-002	4.35E+005	2.50E+007	1.74E-002	1.74E-002
左柱中央	左	211.3	295.8 2466.3 2744.0	2.85E-004 5.68E-003 3.03E-002	4.34E+005	2.50E+007	1.74E-002	
左柱中央	右	211.3	-178.4 -1574.0 -2456.4	1.72E-004 3.53E-003 1.13E-001	4.46E+005	2.50E+007	1.79E-002	1.79E-002
左柱基部	右	384.6	-194.0 -1597.3 -2480.0	1.87E-004 3.56E-003 1.09E-001	4.49E+005	2.50E+007	1.79E-002	
中柱上端	左	385.0	346.5 2946.8 4447.3	1.50E-004 2.81E-003 2.74E-002	1.05E+006	2.50E+007	4.20E-002	4.22E-002
中柱基部	右	756.8	-396.5 -3027.1 -4498.7	1.72E-004 2.86E-003 2.71E-002	1.06E+006	2.50E+007	4.23E-002	
右柱上端	左	157.9	173.6 1566.8 2449.0	1.67E-004 3.52E-003 1.14E-001	4.46E+005	2.50E+007	1.78E-002	1.78E-002
右柱中央	左	211.3	178.4 1574.0 2456.4	1.72E-004 3.53E-003 1.13E-001	4.46E+005	2.50E+007	1.79E-002	
右柱中央	右	211.3	-295.8 -2466.3 -2744.0	2.85E-004 5.68E-003 3.03E-002	4.34E+005	2.50E+007	1.74E-002	1.73E-002
右柱基部	右	384.6	-321.7 -2498.8 -2753.8	3.10E-004 5.77E-003 3.02E-002	4.33E+005	2.50E+007	1.73E-002	

せん断耐力

塑性ヒンジ 候補点	引張側	せん断耐力				
		Pso (kN)	Ps (kN)	Sc _o (kN)	Sc (kN)	Ss (kN)
左支間左側	上側	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
左支間右側	下側	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
	上側*	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
右支間左側	上側	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
右支間右側	下側	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
	上側*	1868.1	1760.8	536.4	429.1	1331.6
左柱基部	右側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
左柱上端	左側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
中柱基部	右側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
中柱上端	左側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
右柱基部	右側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1
右柱上端	左側	2119.3	2074.2	225.2	180.2	1894.1

※「引張側」列の*印は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

Pso : 補正係数(Cc)を1.0として算出されるせん断耐力

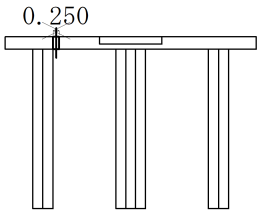
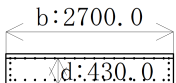
Ps : 補正係数(Cc)を0.8として算出されるせん断耐力

Sc_o : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=1.0)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力(Cc=0.8)

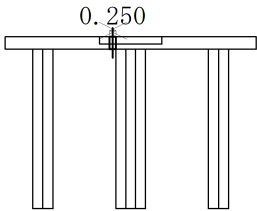
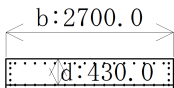
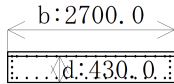
Ss : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

【左支間左側】

位置	上側引張
	

項 目		単位	上側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1
	Ps	kN	1760.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4
	Sc	kN	429.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0
有効高	d	mm	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

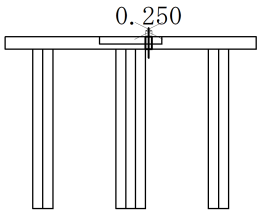
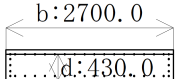
【左支間右側】

位置	下側引張	上側引張*
		

項 目		単位	下側引張	上側引張*
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1	1868.1
	Ps	kN	1760.8	1760.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4	536.4
	Sc	kN	429.1	429.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0	2700.0
有効高	d	mm	430.0	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

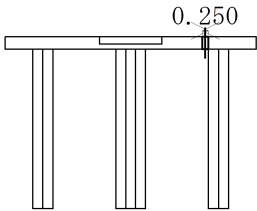
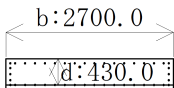
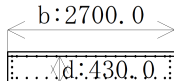
*印の列は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

【右支間左側】

位置	上側引張
	

項 目		単位	上側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1
	Ps	kN	1760.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4
	Sc	kN	429.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0
有効高	d	mm	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

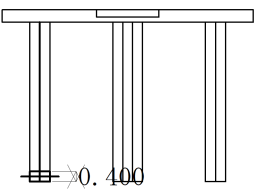
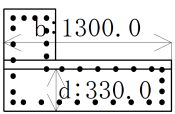
【右支間右側】

位置	下側引張	上側引張*
		

項 目		単位	下側引張	上側引張*
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	1868.1	1868.1
	Ps	kN	1760.8	1760.8
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	536.4	536.4
	Sc	kN	429.1	429.1
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1331.6	1331.6
有効幅	b	mm	2700.0	2700.0
有効高	d	mm	430.0	430.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.700	0.700
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.320	1.320
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	1548.4	1548.4
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0	150.0

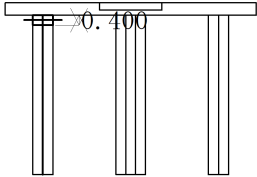
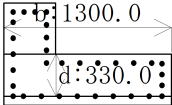
*印の列は、操作台に生じるせん断力に対する照査で使用する値

【左柱基部】

位置	右側引張
	

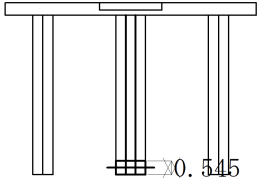
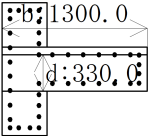
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.341
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【左柱上端】

位置	左側引張
	

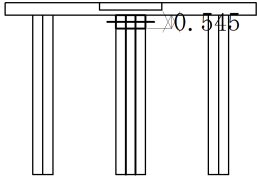
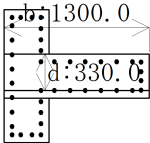
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.676
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【中柱基部】

位置	右側引張
	

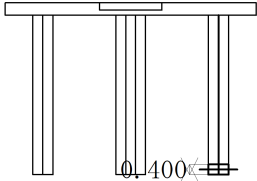
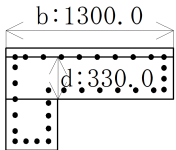
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.453
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【中柱上端】

位置	左側引張
	

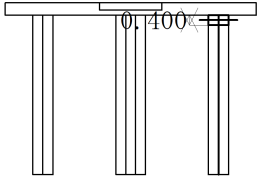
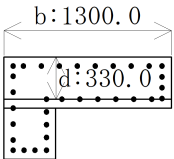
項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.453
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱基部】

位置	右側引張
	

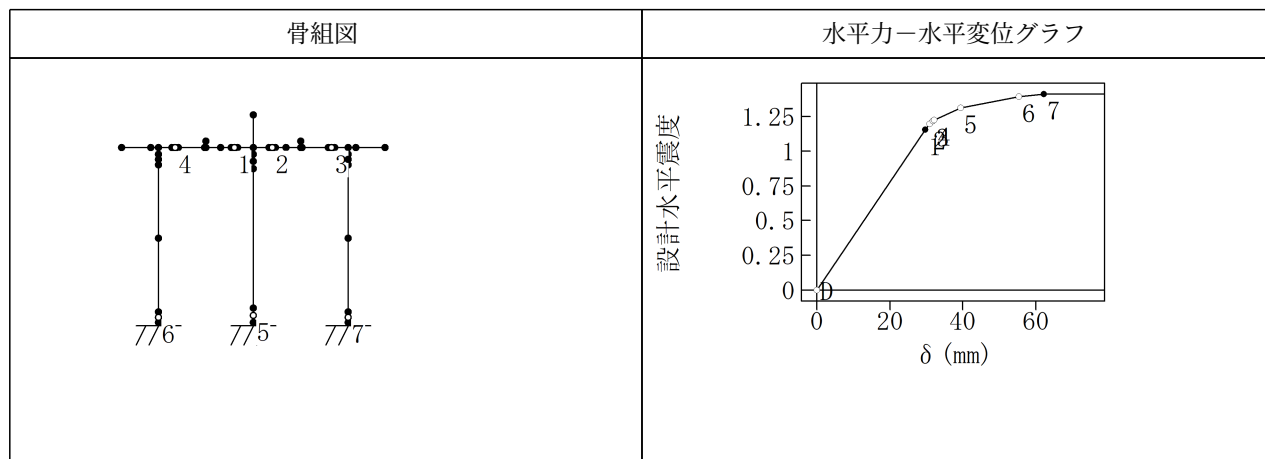
項 目		単位	右側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.676
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

【右柱上端】

位置	左側引張
	

項 目		単位	左側引張
鉄筋コンクリートのせん断耐力	Pso	kN	2119.3
	Ps	kN	2074.2
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc0	kN	225.2
	Sc	kN	180.2
帯鉄筋が負担するせん断耐力	Ss	kN	1894.1
有効幅	b	mm	1300.0
有効高	d	mm	330.0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.3500
軸方向引張鉄筋比	pt	%	2.341
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	---	0.800
断面の有効高(d)に関する補正係数	Ce	---	1.000
軸方向引張鉄筋比(pt)に関する補正係数	Cpt	---	1.500
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	2869.8
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.00
帯鉄筋の間隔	a	mm	150.0

水平力－水平変位の関係および終局水平耐力



塑性ヒンジ 発生順	位置	水平変位 δ (mm)	水平力 P (kN)	設計水平震度 P/W
1	左支間右側	29.7	2801.2	1.155
2	右支間左側	30.9	2904.8	1.197
3	右支間右側	31.7	2955.8	1.218
4	左支間左側	32.1	2971.1	1.225
5	中柱基部	39.5	3180.0	1.311
6	左柱基部	55.3	3378.2	1.393
7	右柱基部	62.2	3419.8	1.410

W : 等価重量 = 2425.9 (kN)

終局水平耐力と設計水平震度

$P_u = 3419.8$ (kN)、 $k_{hu} = 1.410$

降伏限界の水平変位

$$\delta_y = \delta_{y0} \cdot \frac{k_{hu}}{k_{hy0}} = 29.7 \times \frac{1.410}{1.155} = 36.2 \text{ (mm)}$$

ここに、 δ_{y0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの水平変位 = 29.7 (mm)

k_{hy0} : 1つ目の塑性ヒンジが形成されときの設計水平震度 = 1.155

破壊形態の判定および地震時保有水平耐力

塑性ヒンジ		So(kN)	S1(kN)	S2(kN)	S3(kN)	S4(kN)	S5(kN)	S6(kN)	S7(kN)	Ps (kN) Pso(kN)
発生 順番	位置									
1	左支間右側	115.9	697.1	712.7	724.0	728.8	726.5	724.3	723.8	1760.8 1868.1
2	右支間左側	115.9	937.6	978.9	990.4	990.2	987.9	985.7	985.2	1760.8 1868.1
3	右支間右側	79.1	801.9	845.4	858.0	858.1	860.2	862.2	862.6	1760.8 1868.1
4	左支間左側	79.1	951.5	969.2	981.6	986.8	988.9	990.8	991.3	1760.8 1868.1
5	中柱基部	0.0	1392.1	1440.4	1459.7	1466.1	1572.5	1594.2	1598.8	2074.2 2119.3
6	左柱基部	6.2	702.4	727.5	743.3	749.3	800.3	888.7	891.6	2074.2 2119.3
7	右柱基部	6.2	639.7	667.4	682.2	684.7	731.3	814.5	847.7	2074.2 2119.3
	左柱上端	6.2	403.8	417.8	428.1	432.6	461.3	528.5	527.0	2074.2 2119.3
	中柱上端	0.0	948.5	980.5	991.7	995.6	1068.9	1059.3	1057.3	2074.2 2119.3
	右柱上端	6.2	395.0	413.6	423.9	425.1	453.4	519.4	548.9	2074.2 2119.3

So : 死荷重時のせん断力(kN)

Sn : n番目の塑性ヒンジが形成されたときに各塑性ヒンジ点に生じるせん断力(kN)

Ps : Cc = 0.8 としたときの各塑性ヒンジのせん断耐力 (kN)

Pso : Cc = 1.0 としたときの各塑性ヒンジ点のせん断耐力 (kN)

全ての塑性ヒンジ点において、せん断力Siがせん断耐力Psiを下回るので
曲げ破壊型
と判定する。

地震時保有水平耐力

$Pa = Pu = 3419.8$ (kN)、 $kha = Pa/W = 3419.8$ (kN)/2425.9 = 1.410

ここに、

W : 等価重量(kN)

終局変位

【塑性ヒンジ形成後の塑性回転角】

塑性ヒンジ		θ_{2i} (rad)	θ_{3i} (rad)	θ_{4i} (rad)	θ_{5i} (rad)	θ_{6i} (rad)	θ_{7i} (rad)	tan θ
発生 順番	位置							
1	左支間右側	0.000992	0.001273	0.001395	0.004036	0.008257	0.009959	0.250797
2	右支間左側	0.000000	0.001041	0.001154	0.003793	0.008008	0.009846	0.250797
3	右支間右側	0.000000	0.000000	0.000849	0.003493	0.008813	0.011120	0.249035
4	左支間左側	0.000000	0.000000	0.000000	0.003382	0.008730	0.010418	0.249035
5	中柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.003697	0.004781	0.156801
6	左柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.002242	0.155039
7	右柱基部	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.155039

θ_{ni} : n番目の塑性ヒンジが形成されたときの各塑性ヒンジ点の回転角

tan θ : 各塑性ヒンジ点の回転角と上部構造慣性力作用位置の水平変位との関係を表す係数

【終局時の軸力におけるM- ϕ 関係】

塑性ヒンジ		N (kN)	My0 (kN・m)	ϕ_{y0} (1/m)	Mu (kN・m)	ϕ_u (1/m)
発生 順番	位置					
1	左支間右側	-498.0	904.9	0.005570	919.3	1.300248
2	右支間左側	476.2	-1077.1	0.005961	-1082.7	0.308661
3	右支間右側	-80.7	979.6	0.005740	991.1	0.547180
4	左支間左側	58.8	-1004.3	0.005796	-1014.5	0.458434
5	中柱基部	759.0	-3027.6	0.002860	-4499.0	0.027085
6	左柱基部	1478.5	-1739.7	0.003779	-2607.8	0.080472
7	右柱基部	-761.6	-2267.4	0.005168	-2685.9	0.031417

【終局変位】

塑性ヒンジ		L_p (m)	ϕ_y (1/m)	θ_{pu} (rad)	δ_u (m)	δ_{2u} (m)
発生 順番	位置					
1	左支間右側	0.2500	0.005658	0.323647	1.312937	2.609051
2	右支間左側	0.2500	0.005992	0.075667	0.324624	0.632303
3	右支間右側	0.2500	0.005807	0.135343	0.560994	1.110294
4	左支間左側	0.2500	0.005855	0.113145	0.474675	0.934885
5	中柱基部	0.5450	0.004250	0.012445	0.111053	0.205194
6	左柱基部	0.4000	0.005665	0.029922	0.240716	0.448333
7	右柱基部	0.4000	0.006122	0.010118	0.127436	0.208492

θ_{pu} : 塑性ヒンジの終局塑性回転角(rad)

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \cdot L_p \cdot \phi_y$$

δ_u : 各塑性ヒンジ点の終局塑性回転角が生じるときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

$$\delta_u = (\theta_{pu} - \theta_{7i}) / (\tan \theta) + \delta_7$$

δ_7 : 7つ目の塑性ヒンジが形成されたときの上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

(「水平力ー水平変位の関係および終局水平耐力」参照)

δ_{2u} : 各塑性ヒンジ断面に生じる曲率が終局曲率の2倍に達したときの
上部構造慣性力作用位置の水平変位(m)

ϕ_y : 降伏限界の曲率(1/m)

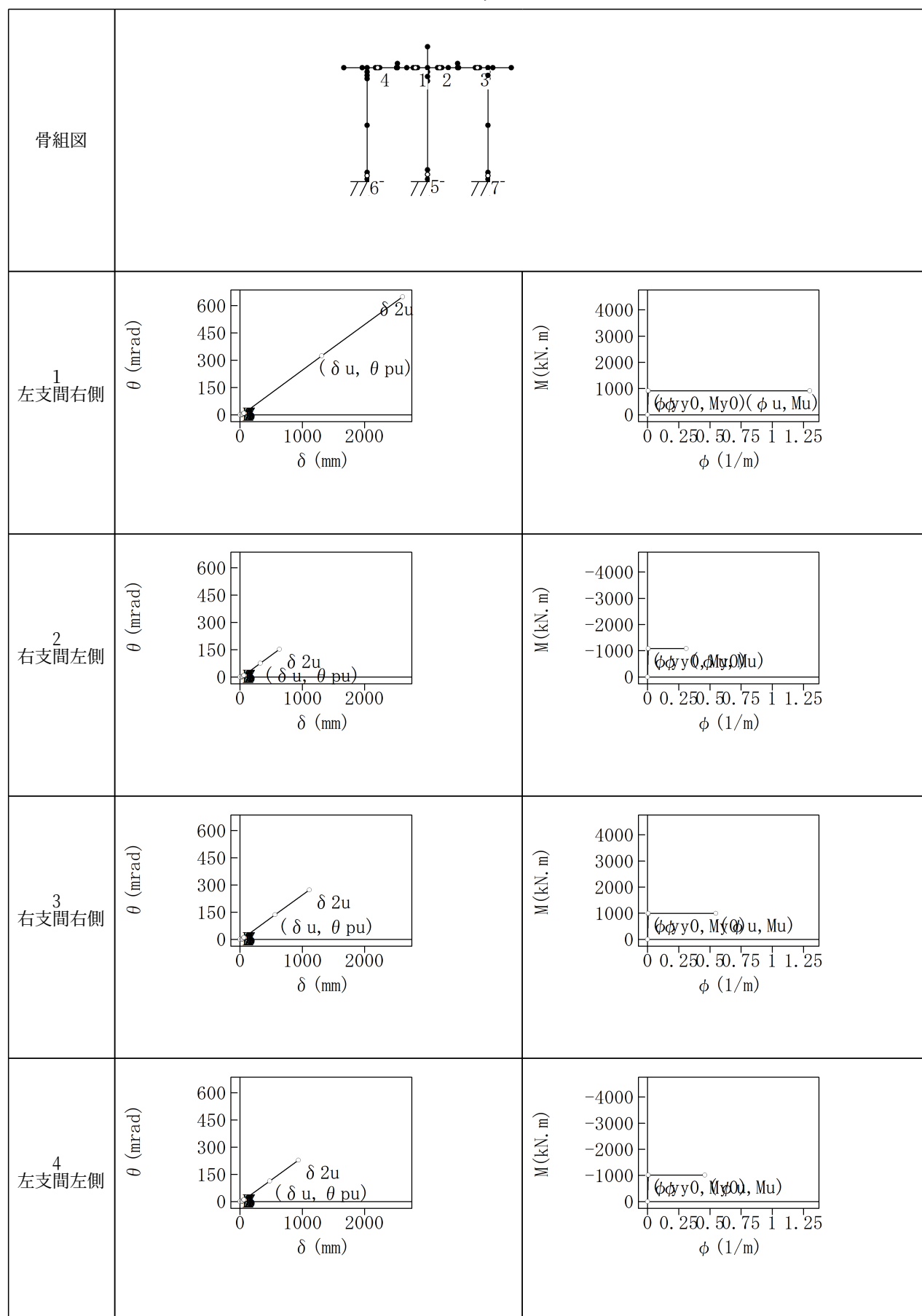
$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \cdot \phi_{y0}$$

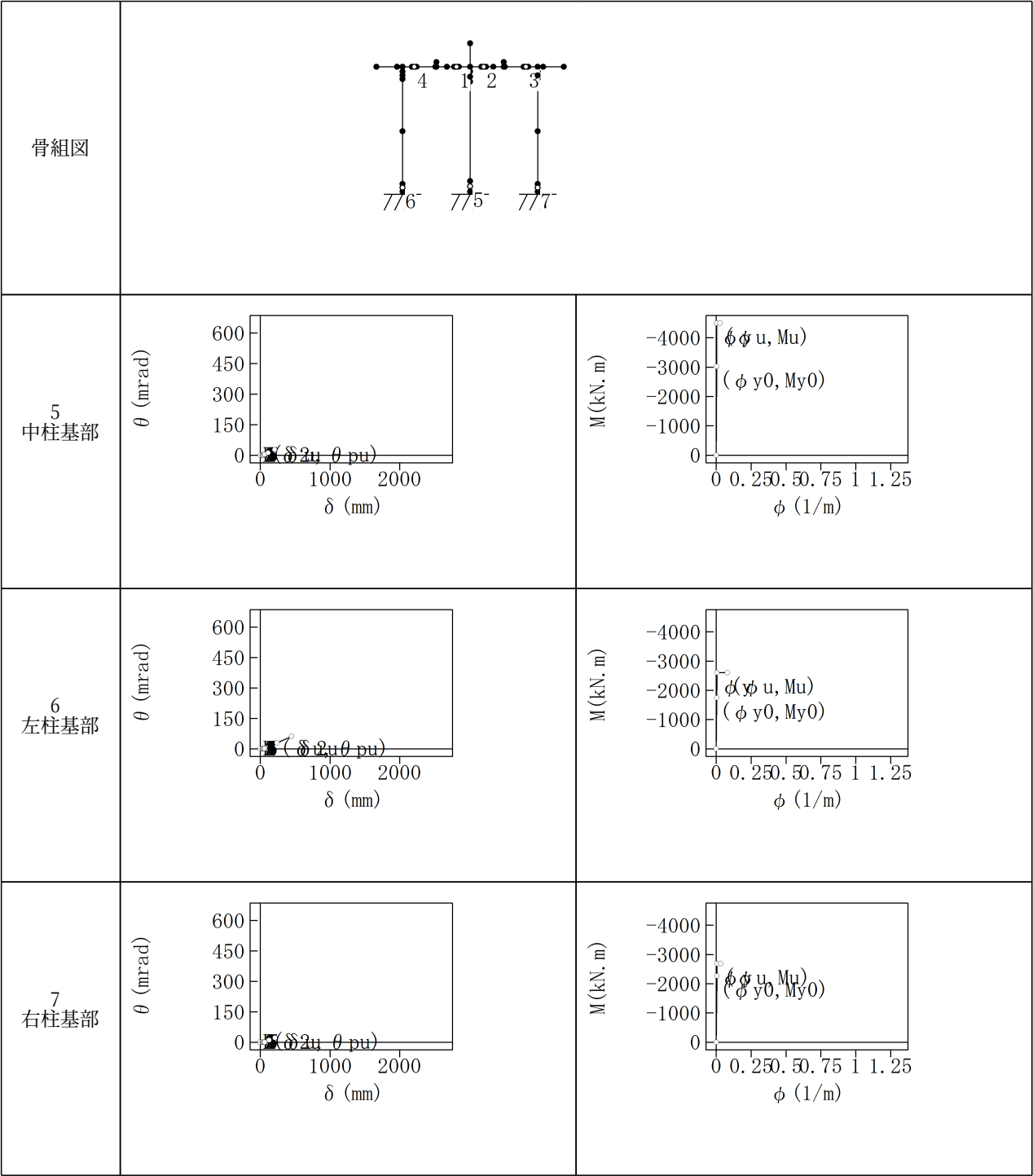
L_p : 塑性ヒンジ長(m)

表中 δ_u の最大値と δ_{2u} の最小値のうち小さいほうを終局変位とする。

終局変位 $\delta_u = 0.205194$ (m)

各塑性ヒンジの塑性回転角-水平変位関係と終局時のM- ϕ 関係





地震時保有水平耐力の照査

1) 許容塑性率

破壊形態: 曲げ破壊型より

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} = 4.112$$

ここに、 μ_a : 許容塑性率 δ_u : 終局変位 = 0.2052 (m) δ_y : 降伏変位 = 0.0362 (m) α : 安全係数 = 1.500

2) 設計水平震度

 $(c_{2Z} \cdot kh_2 = 1.7000) \geq 0.60$ より

$$kh_2 = c_S \cdot c_{2Z} \cdot kh_2 = 0.372 \cdot 1.7000$$

$$= 0.63 \geq (0.4 \cdot c_{2Z} = 0.340)$$

以上から、 $kh_2 = 0.63$ ここに、 c_{2Z} : 地域別補正係数 = 0.85 $c_{2Z} \cdot kh_2$: c_{2Z} × レベル2地震動の設計水平震度の標準値 = 1.7000 c_S : 構造物特性補正係数

$$c_S = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.372$$

 μ_a : 許容塑性率 = 4.112

3) 等価重量

$$W = W_u + W_p = 2425.9(\text{kN})$$

ここに、 W : 等価重量(kN) W_u : 門柱が支持している上部構造部分の重量 = 1000.0(kN) W_p : 門柱の重量 = 1425.9(kN)

4) 地震時保有水平耐力法の照査

 $(kh_2 = 0.63) \leq (k_h = 1.410)$ [OK]ここに、 kh_2 : レベル2地震動の設計水平震度 = 0.63 k_h : 地震時保有水平耐力に達した時の水平震度 = 1.410

5)残留変位の照査

$$(\delta R = 4.9 \text{ mm}) \leq (\delta Ra = 66.5 \text{ mm}) \text{ [OK]}$$

$$\delta R = CR \cdot (\mu R - 1) \cdot (1 - \gamma) \cdot \delta y = 4.9(\text{mm})$$

$$\mu R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Cz \cdot kh20}{kha} \right)^2 + 1 \right\} = 1.227$$

$$\delta Ra = \delta Ra2 = 66.5(\text{mm})$$

※許容残留変形角 θRa 算出式のルート内が負となるため、 $\delta Ra = \delta Ra2$ とする。

$$\delta Ra1 = h \cdot \tan(\theta Ra) = \text{---}(\text{mm})$$

$$\delta Ra2 = h \cdot (1/100) = 66.5(\text{mm})$$

ここに、 δR	: 残留変位(mm)		
δRa	: 許容残留変位(mm)		
CR	: 残留変位補正係数	=	0.6
μR	: 最大応答塑性率		
γ	: 門柱の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比	=	0.0
δy	: 降伏変位	=	36.2(mm)
$c2Z \cdot kh20$	: 地域別補正係数×設計水平震度の標準値	=	1.7000
kha	: 地震時保有水平耐力作用時の水平震度	=	1.410
h	: 柱基部から上部構造慣性力作用位置までの高さ	=	6650.0(mm)
$\delta Ra1$	: ゲートの開閉を妨げない残留変位	=	---(mm)
$\delta Ra2$	: 耐震性能3の許容残留変位	=	66.5(mm)
θRa	: 許容残留変形角度の最小値	=	---(rad)

$$\theta Ra = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{h'^2 - 4B^2}{-4BL + h' \sqrt{h'^2 + 4L^2 - 4B^2}} \right)$$

h'	: 扉体高
L	: 扉体幅(又はサイドローラ間隔)
B	: 門柱間の戸当り幅

位 置	h' (m)	L(m)	B(m)	θRa (rad)
左支間	2.000	3.000	3.300	---
右支間	2.000	3.000	3.300	---

6)道示V 7.4.1照査

$$0.4 \cdot c2Z \cdot W = 824.8 \leq Pa = 3419.8 \text{ kN [OK]}$$

ここに、Pa	: 地震時保有水平耐力	=	3419.8(kN)
c2Z	: 地域別補正係数	=	0.85
W	: 等価重量	=	2425.9(kN)

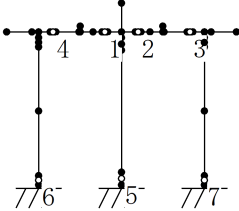
操作台に生じるせん断力に対する照査

操作台に塑性ヒンジが生じたため、以下により、操作台に生じるせん断力に対する照査を行う。

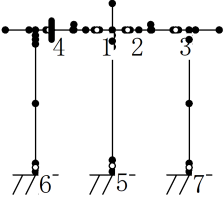
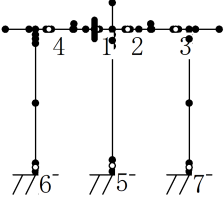
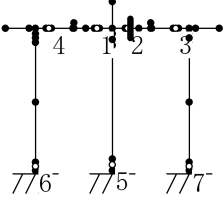
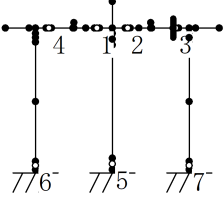
$$V_b / \Psi \leq 1$$

ここに、 V_b : 主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時において操作台に作用するせん断力(kN)

Ψ : 塑性ヒンジが生じた位置のせん断耐力(kN)

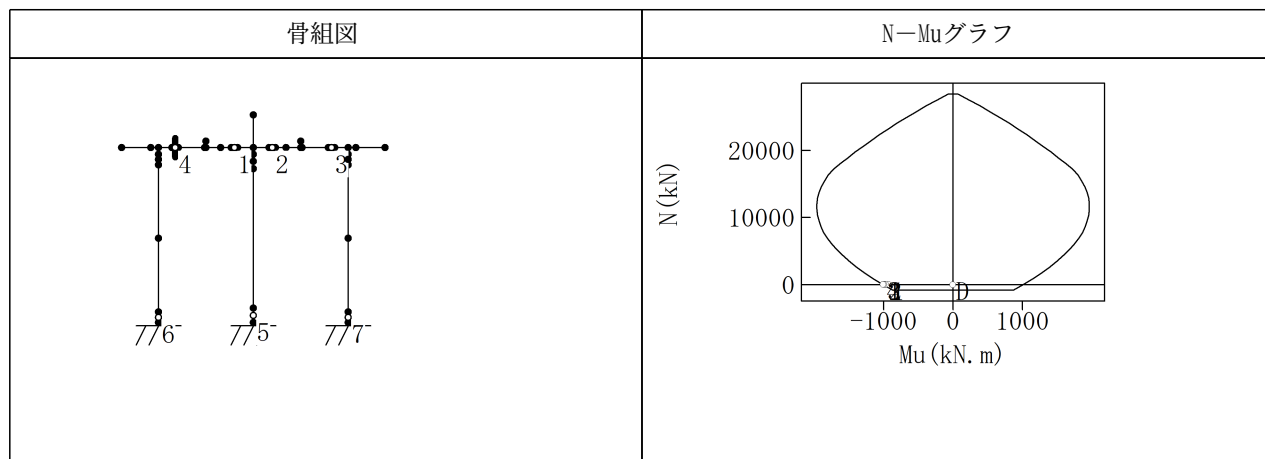
骨組図							
塑性ヒンジ		荷重ケース名	引張側	曲げ M (kN.m)	せん断力 V _b (kN)	せん断耐力 Ψ (kN)	判定
発生 順番	位置						
1	左支間右側	常時	上	-6.6	-117.5	1760.8	OK
2	右支間左側	常時	上	-6.6	117.5	1760.8	OK
3	右支間右側	常時	上	-5.6	-111.7	1760.8	OK
4	左支間左側	常時	上	-5.6	111.7	1760.8	OK

操作台の線形部材端の照査

塑性ヒンジ 候補点	部材端 位置	判定		照査位置
左支間左側	左側	OK		
		N (kN)	52.1	
		M (kN.m)	-885.2	
		Mu(kN.m)	-1013.4	
左支間右側	右側	OK		
		N (kN)	-491.8	
		M (kN.m)	838.0	
		Mu(kN.m)	920.4	
右支間左側	左側	OK		
		N (kN)	469.9	
		M (kN.m)	-955.3	
		Mu(kN.m)	-1081.7	
右支間右側	右側	OK		
		N (kN)	-73.9	
		M (kN.m)	892.8	
		Mu(kN.m)	992.2	

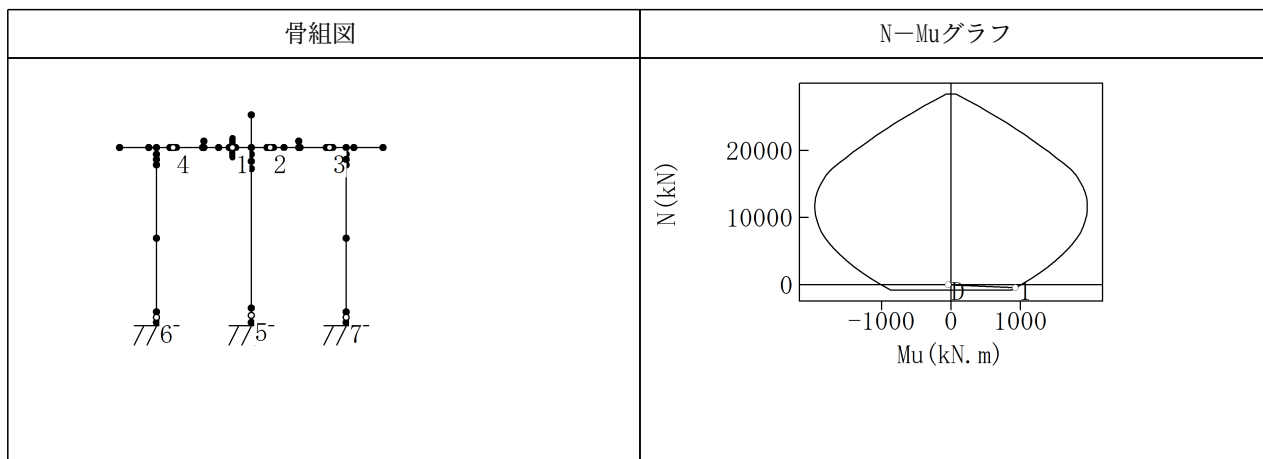
軸力-曲げモーメントの相関関係

左支間左側



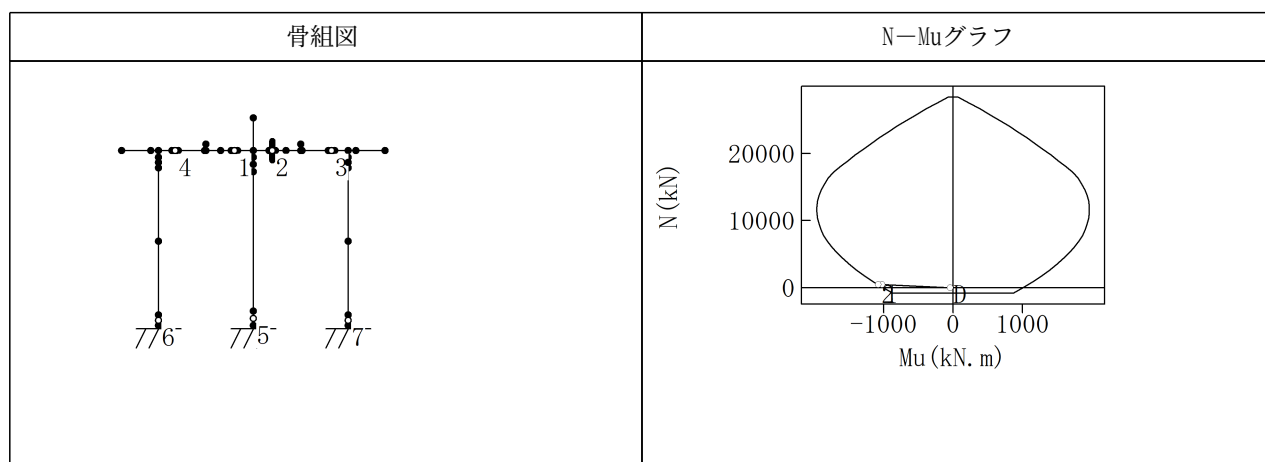
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-7.0	-801.3	-865.4	865.4	14641.0	-1895.7	1895.7
1	20.3	-933.2	56.6	-1014.1	1014.1	15498.9	-1852.0	1852.0
2	20.1	-970.7	914.5	-1151.4	1151.4	16356.8	-1798.7	1798.7
3	23.5	-997.6	1772.4	-1277.3	1277.3	17214.7	-1727.1	1727.1
4	25.8	-1008.8	2630.3	-1391.8	1391.8	18072.6	-1623.4	1623.4
5	25.9	-1008.8	3488.2	-1492.5	1492.5	18930.5	-1517.0	1517.0
6	66.0	-1008.8	4346.1	-1585.6	1585.6	19788.4	-1407.7	1407.7
7	58.8	-1008.8	5204.0	-1671.0	1671.0	20646.3	-1295.0	1295.0
			6061.9	-1747.3	1747.3	21504.2	-1178.8	1178.8
			6919.8	-1811.8	1811.8	22362.1	-1058.7	1058.7
			7777.7	-1864.9	1864.9	23220.0	-934.4	934.4
			8635.6	-1902.7	1902.7	24077.9	-805.7	805.7
			9493.6	-1931.1	1931.1	24935.8	-672.0	672.0
			10351.5	-1950.8	1950.8	25793.7	-532.0	532.0
			11209.4	-1961.4	1961.4	26651.6	-386.5	386.5
			12067.3	-1962.3	1962.3	27509.5	-235.1	235.1
			12925.2	-1953.4	1953.4	28367.4	-77.6	77.6
			13783.1	-1929.6	1929.6			

左支間右側



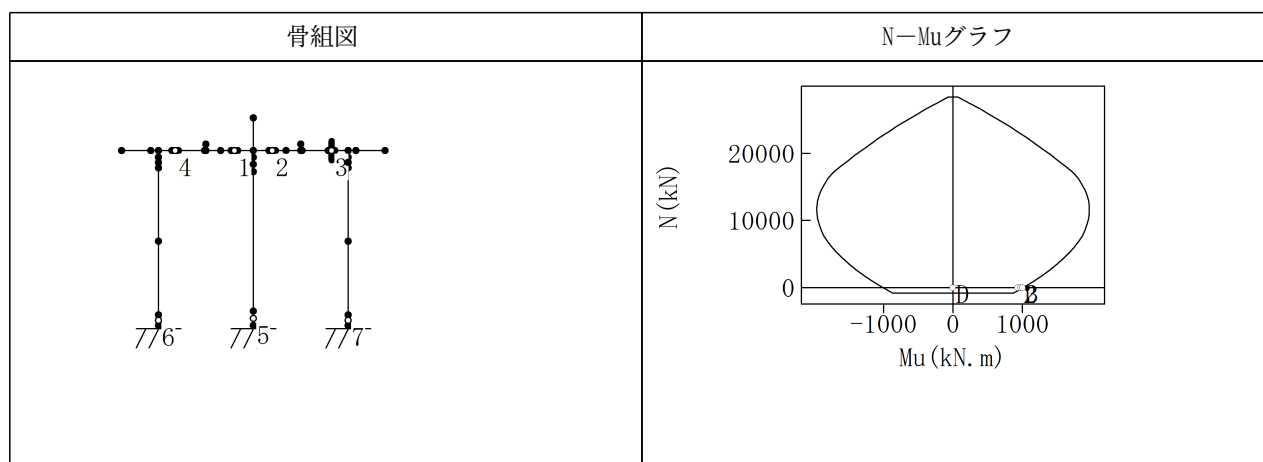
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-44.5	-801.3	-865.4	865.4	14641.0	-1895.7	1895.7
1	-435.9	928.7	56.6	-1014.1	1014.1	15498.9	-1852.0	1852.0
2	-452.9	928.7	914.5	-1151.4	1151.4	16356.8	-1798.7	1798.7
3	-457.8	928.7	1772.4	-1277.3	1277.3	17214.7	-1727.1	1727.1
4	-458.0	928.7	2630.3	-1391.8	1391.8	18072.6	-1623.4	1623.4
5	-491.9	928.7	3488.2	-1492.5	1492.5	18930.5	-1517.0	1517.0
6	-484.1	928.7	4346.1	-1585.6	1585.6	19788.4	-1407.7	1407.7
7	-498.0	928.7	5204.0	-1671.0	1671.0	20646.3	-1295.0	1295.0
			6061.9	-1747.3	1747.3	21504.2	-1178.8	1178.8
			6919.8	-1811.8	1811.8	22362.1	-1058.7	1058.7
			7777.7	-1864.9	1864.9	23220.0	-934.4	934.4
			8635.6	-1902.7	1902.7	24077.9	-805.7	805.7
			9493.6	-1931.1	1931.1	24935.8	-672.0	672.0
			10351.5	-1950.8	1950.8	25793.7	-532.0	532.0
			11209.4	-1961.4	1961.4	26651.6	-386.5	386.5
			12067.3	-1962.3	1962.3	27509.5	-235.1	235.1
			12925.2	-1953.4	1953.4	28367.4	-77.6	77.6
			13783.1	-1929.6	1929.6			

右支間左側



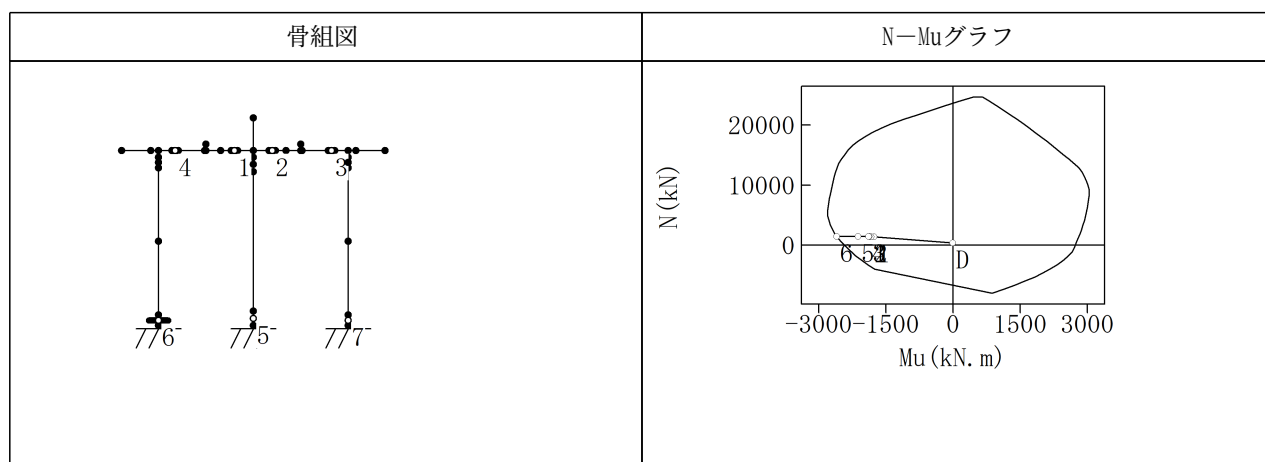
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-44.5	-801.3	-865.4	865.4	14641.0	-1895.7	1895.7
1	444.7	-1024.6	56.6	-1014.1	1014.1	15498.9	-1852.0	1852.0
2	457.1	-1078.2	914.5	-1151.4	1151.4	16356.8	-1798.7	1798.7
3	462.0	-1078.2	1772.4	-1277.3	1277.3	17214.7	-1727.1	1727.1
4	465.5	-1078.2	2630.3	-1391.8	1391.8	18072.6	-1623.4	1623.4
5	499.8	-1078.2	3488.2	-1492.5	1492.5	18930.5	-1517.0	1517.0
6	493.2	-1078.2	4346.1	-1585.6	1585.6	19788.4	-1407.7	1407.7
7	476.2	-1078.2	5204.0	-1671.0	1671.0	20646.3	-1295.0	1295.0
			6061.9	-1747.3	1747.3	21504.2	-1178.8	1178.8
			6919.8	-1811.8	1811.8	22362.1	-1058.7	1058.7
			7777.7	-1864.9	1864.9	23220.0	-934.4	934.4
			8635.6	-1902.7	1902.7	24077.9	-805.7	805.7
			9493.6	-1931.1	1931.1	24935.8	-672.0	672.0
			10351.5	-1950.8	1950.8	25793.7	-532.0	532.0
			11209.4	-1961.4	1961.4	26651.6	-386.5	386.5
			12067.3	-1962.3	1962.3	27509.5	-235.1	235.1
			12925.2	-1953.4	1953.4	28367.4	-77.6	77.6
			13783.1	-1929.6	1929.6			

右支間右側



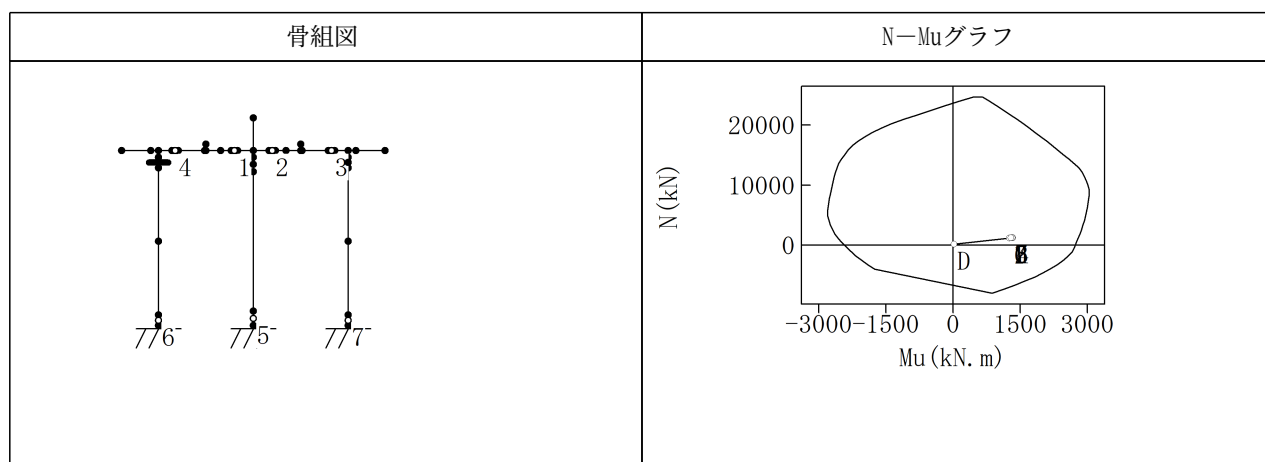
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	6.2	-7.0	-801.3	-865.4	865.4	14641.0	-1895.7	1895.7
1	-11.5	932.0	56.6	-1014.1	1014.1	15498.9	-1852.0	1852.0
2	-15.9	973.9	914.5	-1151.4	1151.4	16356.8	-1798.7	1798.7
3	-19.3	1001.0	1772.4	-1277.3	1277.3	17214.7	-1727.1	1727.1
4	-18.3	1001.0	2630.3	-1391.8	1391.8	18072.6	-1623.4	1623.4
5	-18.1	1001.0	3488.2	-1492.5	1492.5	18930.5	-1517.0	1517.0
6	-56.9	1001.0	4346.1	-1585.6	1585.6	19788.4	-1407.7	1407.7
7	-80.7	1001.0	5204.0	-1671.0	1671.0	20646.3	-1295.0	1295.0
			6061.9	-1747.3	1747.3	21504.2	-1178.8	1178.8
			6919.8	-1811.8	1811.8	22362.1	-1058.7	1058.7
			7777.7	-1864.9	1864.9	23220.0	-934.4	934.4
			8635.6	-1902.7	1902.7	24077.9	-805.7	805.7
			9493.6	-1931.1	1931.1	24935.8	-672.0	672.0
			10351.5	-1950.8	1950.8	25793.7	-532.0	532.0
			11209.4	-1961.4	1961.4	26651.6	-386.5	386.5
			12067.3	-1962.3	1962.3	27509.5	-235.1	235.1
			12925.2	-1953.4	1953.4	28367.4	-77.6	77.6
			13783.1	-1929.6	1929.6			

左柱基部



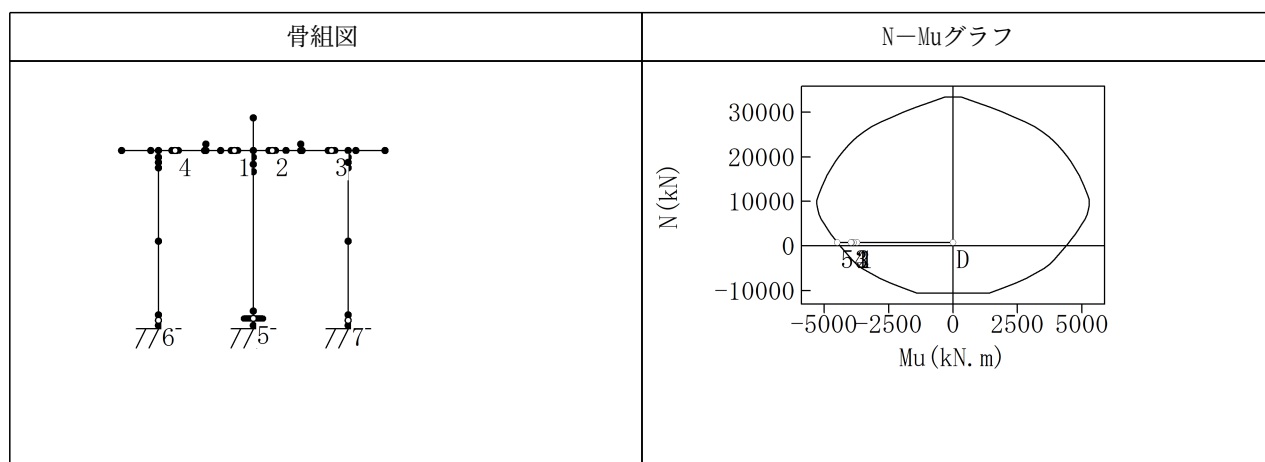
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	373.2	-12.4	-7920.6	---	877.5	8482.9	-2747.3	3046.4
1	1403.7	-1764.2	-7260.6	---	1143.7	9214.8	-2727.5	3043.0
2	1427.3	-1830.7	-6600.5	---	1379.8	9946.8	-2706.4	3018.7
3	1442.6	-1874.6	-5940.5	---	1606.7	10678.7	-2683.6	2982.4
4	1448.6	-1892.2	-5280.4	---	1824.4	11410.7	-2658.9	2940.6
5	1462.5	-2125.7	-4620.4	---	2000.3	12142.6	-2627.9	2890.0
6	1475.7	-2605.1	-3960.3	-1752.6	2159.2	12874.6	-2594.8	2819.4
7	1478.5	-2605.1	-3228.4	-1908.6	2330.8	13606.5	-2556.7	2706.0
			-2496.4	-2048.5	2470.7	14338.5	-2495.0	2588.6
			-1764.4	-2171.5	2573.2	15070.4	-2427.1	2469.3
			-1032.5	-2279.2	2665.7	15802.4	-2352.2	2348.1
			-300.5	-2384.5	2714.5	16534.3	-2263.6	2225.0
			431.4	-2486.3	2756.4	17266.3	-2134.5	2099.7
			1163.4	-2574.7	2797.1	17998.2	-1987.3	1972.2
			1895.3	-2646.0	2837.1	18730.2	-1815.8	1842.2
			2627.3	-2699.1	2875.6	19462.1	-1609.6	1709.5
			3359.2	-2742.9	2906.4	20194.1	-1382.8	1573.9
			4091.2	-2776.1	2935.8	20926.0	-1103.1	1435.3
			4823.1	-2802.2	2963.3	21658.0	-810.3	1291.0
			5555.1	-2809.9	2984.1	22389.9	-512.4	1141.8
			6287.0	-2796.1	3003.1	23121.9	-208.4	988.3
			7019.0	-2781.6	3019.9	23853.8	111.5	830.4
			7750.9	-2765.8	3034.5	24585.8	446.6	670.6

左柱上端



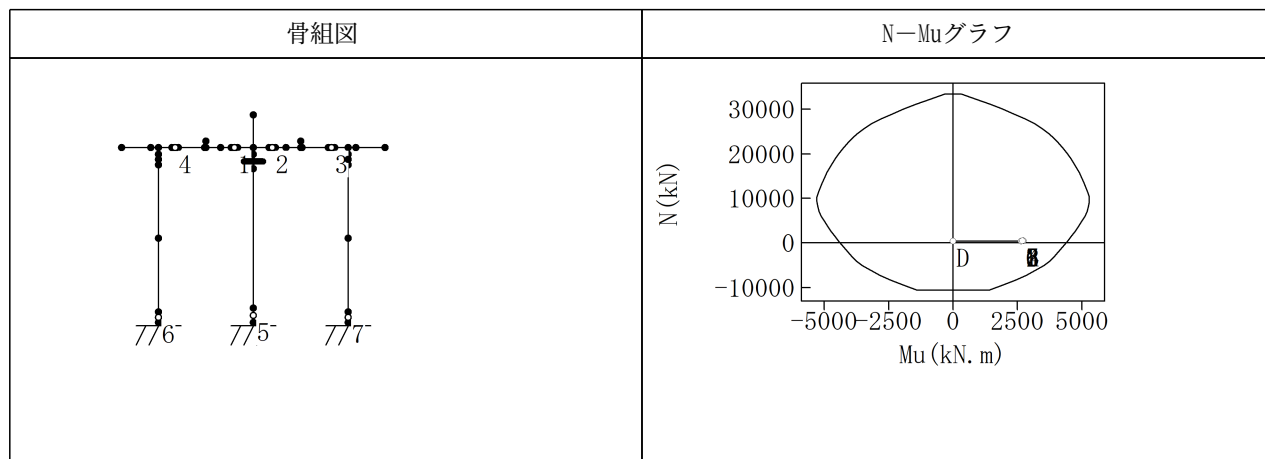
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	161.3	24.6	-7920.6	---	877.5	8482.9	-2747.3	3046.4
1	1191.8	1261.2	-7260.6	---	1143.7	9214.8	-2727.5	3043.0
2	1215.3	1301.4	-6600.5	---	1379.8	9946.8	-2706.4	3018.7
3	1230.7	1330.4	-5940.5	---	1606.7	10678.7	-2683.6	2982.4
4	1236.7	1342.4	-5280.4	---	1824.4	11410.7	-2658.9	2940.6
5	1250.6	1326.3	-4620.4	---	2000.3	12142.6	-2627.9	2890.0
6	1263.7	1293.0	-3960.3	-1752.6	2159.2	12874.6	-2594.8	2819.4
7	1266.5	1293.0	-3228.4	-1908.6	2330.8	13606.5	-2556.7	2706.0
			-2496.4	-2048.5	2470.7	14338.5	-2495.0	2588.6
			-1764.4	-2171.5	2573.2	15070.4	-2427.1	2469.3
			-1032.5	-2279.2	2665.7	15802.4	-2352.2	2348.1
			-300.5	-2384.5	2714.5	16534.3	-2263.6	2225.0
			431.4	-2486.3	2756.4	17266.3	-2134.5	2099.7
			1163.4	-2574.7	2797.1	17998.2	-1987.3	1972.2
			1895.3	-2646.0	2837.1	18730.2	-1815.8	1842.2
			2627.3	-2699.1	2875.6	19462.1	-1609.6	1709.5
			3359.2	-2742.9	2906.4	20194.1	-1382.8	1573.9
			4091.2	-2776.1	2935.8	20926.0	-1103.1	1435.3
			4823.1	-2802.2	2963.3	21658.0	-810.3	1291.0
			5555.1	-2809.9	2984.1	22389.9	-512.4	1141.8
			6287.0	-2796.1	3003.1	23121.9	-208.4	988.3
			7019.0	-2781.6	3019.9	23853.8	111.5	830.4
			7750.9	-2765.8	3034.5	24585.8	446.6	670.6

中柱基部



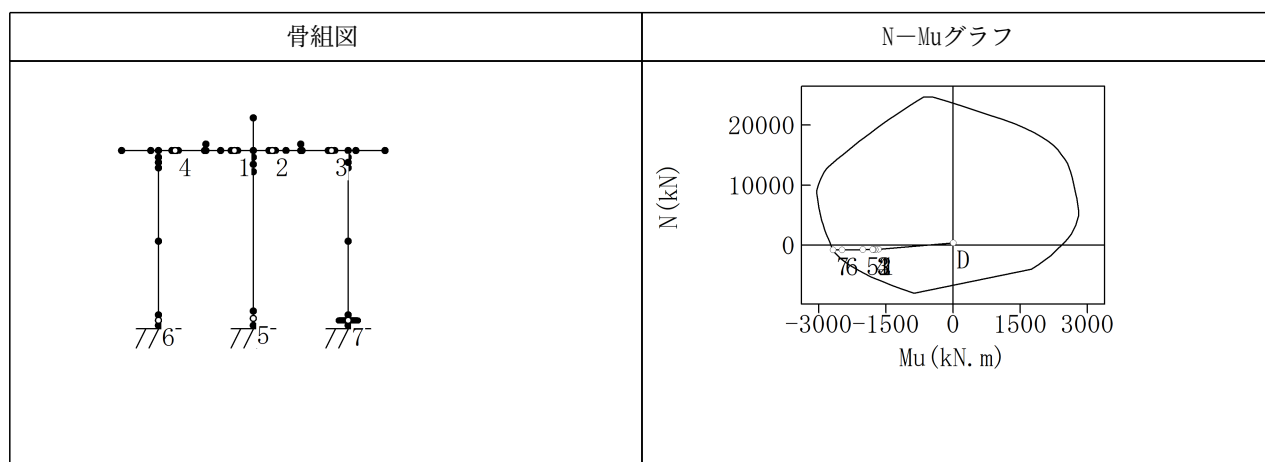
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	729.3	0.0	-10560.9	-1399.3	1399.3	12498.2	-5157.9	5157.9
1	738.1	-3730.9	-9462.8	-1927.6	1927.6	13596.2	-5083.3	5083.3
2	763.9	-3869.8	-8364.8	-2411.3	2411.3	14694.3	-4997.6	4997.6
3	764.0	-3939.7	-7266.7	-2834.0	2834.0	15792.3	-4903.6	4903.6
4	759.0	-3966.1	-6168.7	-3199.7	3199.7	16890.4	-4796.7	4796.7
5	759.0	-4497.9	-5070.6	-3523.1	3523.1	17988.4	-4680.7	4680.7
6	759.0	-4497.9	-3972.6	-3773.7	3773.7	19086.5	-4555.3	4555.3
7	759.0	-4497.9	-2874.5	-3963.2	3963.2	20184.5	-4419.4	4419.4
			-1776.5	-4128.4	4128.4	21282.5	-4273.2	4273.2
			-678.4	-4291.7	4291.7	22380.6	-4101.5	4101.5
			419.6	-4452.2	4452.2	23478.6	-3922.7	3922.7
			1517.7	-4600.0	4600.0	24576.7	-3714.5	3714.5
			2615.7	-4738.8	4738.8	25674.7	-3469.1	3469.1
			3713.8	-4870.5	4870.5	26772.8	-3167.0	3167.0
			4811.8	-4997.5	4997.5	27870.8	-2801.9	2801.9
			5909.9	-5118.2	5118.2	28968.9	-2368.0	2368.0
			7007.9	-5204.1	5204.1	30066.9	-1914.7	1914.7
			8106.0	-5257.2	5257.2	31165.0	-1428.2	1428.2
			9204.0	-5291.8	5291.8	32263.0	-904.5	904.5
			10302.1	-5290.1	5290.1	33361.1	-344.5	344.5
			11400.1	-5227.1	5227.1			

中柱上端



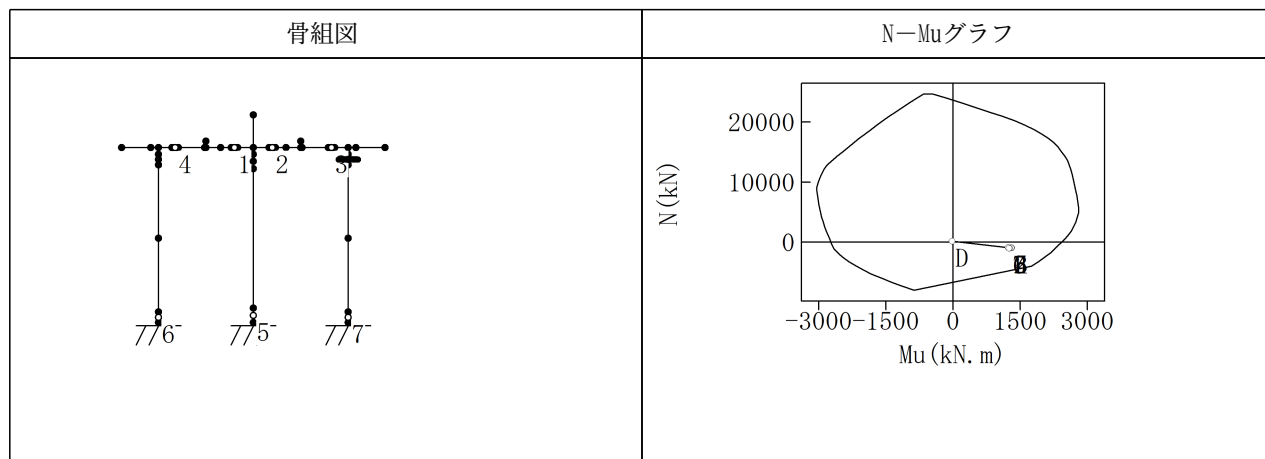
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	390.7	0.0	-10560.9	-1399.3	1399.3	12498.2	-5157.9	5157.9
1	399.4	2645.4	-9462.8	-1927.6	1927.6	13596.2	-5083.3	5083.3
2	425.2	2723.6	-8364.8	-2411.3	2411.3	14694.3	-4997.6	4997.6
3	425.3	2734.4	-7266.7	-2834.0	2834.0	15792.3	-4903.6	4903.6
4	420.3	2735.7	-6168.7	-3199.7	3199.7	16890.4	-4796.7	4796.7
5	420.3	2694.2	-5070.6	-3523.1	3523.1	17988.4	-4680.7	4680.7
6	420.3	2696.2	-3972.6	-3773.7	3773.7	19086.5	-4555.3	4555.3
7	420.3	2696.6	-2874.5	-3963.2	3963.2	20184.5	-4419.4	4419.4
			-1776.5	-4128.4	4128.4	21282.5	-4273.2	4273.2
			-678.4	-4291.7	4291.7	22380.6	-4101.5	4101.5
			419.6	-4452.2	4452.2	23478.6	-3922.7	3922.7
			1517.7	-4600.0	4600.0	24576.7	-3714.5	3714.5
			2615.7	-4738.8	4738.8	25674.7	-3469.1	3469.1
			3713.8	-4870.5	4870.5	26772.8	-3167.0	3167.0
			4811.8	-4997.5	4997.5	27870.8	-2801.9	2801.9
			5909.9	-5118.2	5118.2	28968.9	-2368.0	2368.0
			7007.9	-5204.1	5204.1	30066.9	-1914.7	1914.7
			8106.0	-5257.2	5257.2	31165.0	-1428.2	1428.2
			9204.0	-5291.8	5291.8	32263.0	-904.5	904.5
			10302.1	-5290.1	5290.1	33361.1	-344.5	344.5
			11400.1	-5227.1	5227.1			

右柱基部



塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	373.2	12.4	-7920.6	-877.5	---	8482.9	-3046.4	2747.3
1	-666.0	-1668.5	-7260.6	-1143.7	---	9214.8	-3043.0	2727.5
2	-715.3	-1741.2	-6600.5	-1379.8	---	9946.8	-3018.7	2706.4
3	-730.8	-1783.5	-5940.5	-1606.7	---	10678.7	-2982.4	2683.6
4	-731.8	-1794.1	-5280.4	-1824.4	---	11410.7	-2940.6	2658.9
5	-745.7	-2019.3	-4620.4	-2000.3	---	12142.6	-2890.0	2627.9
6	-758.9	-2485.0	-3960.3	-2159.2	1752.6	12874.6	-2819.4	2594.8
7	-761.6	-2683.7	-3228.4	-2330.8	1908.6	13606.5	-2706.0	2556.7
			-2496.4	-2470.7	2048.5	14338.5	-2588.6	2495.0
			-1764.4	-2573.2	2171.5	15070.4	-2469.3	2427.1
			-1032.5	-2665.7	2279.2	15802.4	-2348.1	2352.2
			-300.5	-2714.5	2384.5	16534.3	-2225.0	2263.6
			431.4	-2756.4	2486.3	17266.3	-2099.7	2134.5
			1163.4	-2797.1	2574.7	17998.2	-1972.2	1987.3
			1895.3	-2837.1	2646.0	18730.2	-1842.2	1815.8
			2627.3	-2875.6	2699.1	19462.1	-1709.5	1609.6
			3359.2	-2906.4	2742.9	20194.1	-1573.9	1382.8
			4091.2	-2935.8	2776.1	20926.0	-1435.3	1103.1
			4823.1	-2963.3	2802.2	21658.0	-1291.0	810.3
			5555.1	-2984.1	2809.9	22389.9	-1141.8	512.4
			6287.0	-3003.1	2796.1	23121.9	-988.3	208.4
			7019.0	-3019.9	2781.6	23853.8	-830.4	-111.5
			7750.9	-3034.5	2765.8	24585.8	-670.6	-446.6

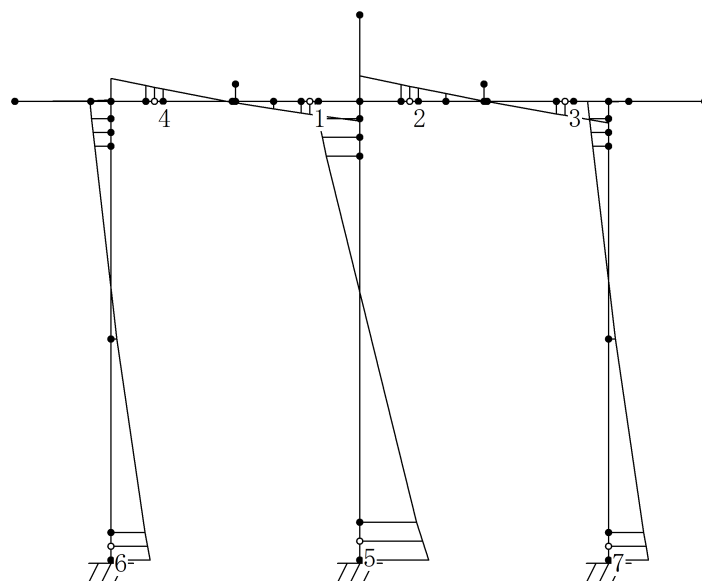
右柱上端



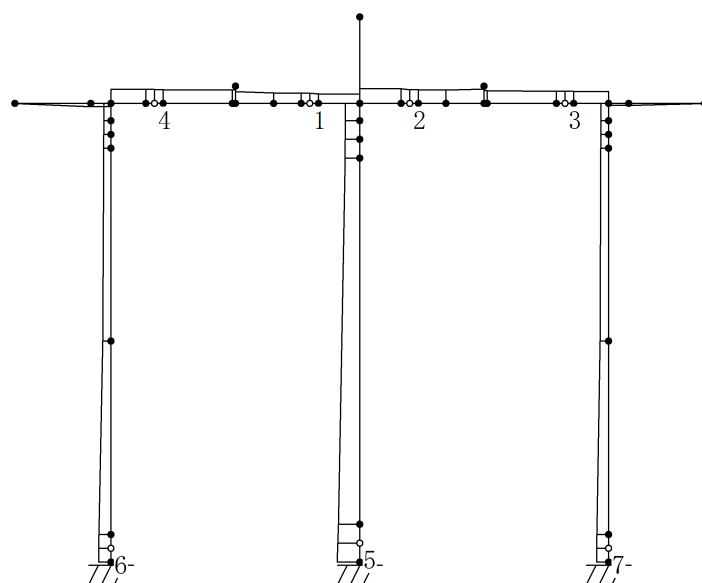
塑性ヒンジ発生ごとの断面力			N-Muデータ					
塑性ヒンジ発生	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)	N (kN)	-Mu (kN.m)	+Mu (kN.m)
0(死荷重時)	161.3	-24.6	-7920.6	-877.5	---	8482.9	-3046.4	2747.3
1	-877.9	1228.7	-7260.6	-1143.7	---	9214.8	-3043.0	2727.5
2	-927.3	1287.4	-6600.5	-1379.8	---	9946.8	-3018.7	2706.4
3	-942.7	1316.6	-5940.5	-1606.7	---	10678.7	-2982.4	2683.6
4	-943.8	1315.9	-5280.4	-1824.4	---	11410.7	-2940.6	2658.9
5	-957.6	1299.9	-4620.4	-2000.3	---	12142.6	-2890.0	2627.9
6	-970.8	1267.2	-3960.3	-2159.2	1752.6	12874.6	-2819.4	2594.8
7	-973.6	1253.2	-3228.4	-2330.8	1908.6	13606.5	-2706.0	2556.7
			-2496.4	-2470.7	2048.5	14338.5	-2588.6	2495.0
			-1764.4	-2573.2	2171.5	15070.4	-2469.3	2427.1
			-1032.5	-2665.7	2279.2	15802.4	-2348.1	2352.2
			-300.5	-2714.5	2384.5	16534.3	-2225.0	2263.6
			431.4	-2756.4	2486.3	17266.3	-2099.7	2134.5
			1163.4	-2797.1	2574.7	17998.2	-1972.2	1987.3
			1895.3	-2837.1	2646.0	18730.2	-1842.2	1815.8
			2627.3	-2875.6	2699.1	19462.1	-1709.5	1609.6
			3359.2	-2906.4	2742.9	20194.1	-1573.9	1382.8
			4091.2	-2935.8	2776.1	20926.0	-1435.3	1103.1
			4823.1	-2963.3	2802.2	21658.0	-1291.0	810.3
			5555.1	-2984.1	2809.9	22389.9	-1141.8	512.4
			6287.0	-3003.1	2796.1	23121.9	-988.3	208.4
			7019.0	-3019.9	2781.6	23853.8	-830.4	-111.5
			7750.9	-3034.5	2765.8	24585.8	-670.6	-446.6

終局水平耐力が作用したときの断面力図

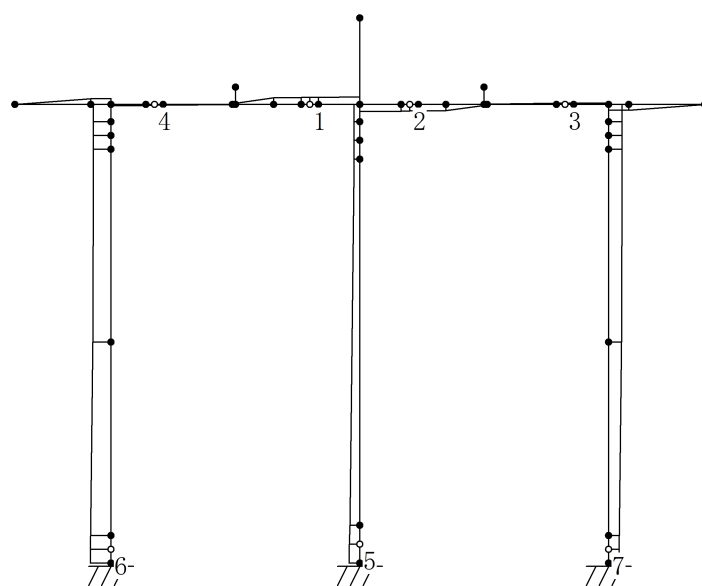
【曲げモーメント】



【せん断力】



【軸力】



【変位】

