

## 構造部材の塑性ヒンジ機構を考慮した 構造物の応答解析 (その2)

小 高 昭 夫

### Non-Linear Response Analysis of Frames in Consideration of Plastic Hinged Mechanism Subjected to Earthquake Ground Motions. Part 2.

Teruo ODAKA

In this paper, the analytical method is developed to investigate the behaviors on non-linear response of framed structures subjected to earthquake ground motions under the occurrence of plastic hinges in structural members of which framed structures is formed.

And the results of numerical analysis in the two cases of frame structural models is presented.

The first case of model is in case of which changed the design in structural members on former model of the R. P. C. structure.

The second model is the structural model with shear wall, and is also considered the swaying and rocking vibration in the foundation.

It is evident that the energy absorption owing to hysteresis loop of plastic hinged mechanism, and the behavior of structural models for the rocking and swaying vibration etc..

#### 1. 序

本論文は前に発表された研究の続編で、解析例として2例が示され考察される。解析例(1)として、前論文<sup>(1),(2)</sup>に示されたR.P.C. (鉄筋コンクリート・プレキャスト構造) 11層の建物において、設計用ベースシャー係数の値を大きくして設計変更した場合に対して、前論文と比較、検討される。解析(2)として地盤の影響および、壁体のせん断降伏を考慮した場合について、H.P.C.(鉄骨(H型鋼)・プレキャスト構造) 9層の建物が示される。

#### 2. 解析例(1) (R.P.C. 11層建物) :

2.1 設計変更の概要 : 前論文に示された解析例において、設計変更された内容は次のようである。

- (1) 設計用ベースシャー係数を  $C_{BU}=0.35$  (前論文では  $C_{BU}=0.25$ ) とされる。
- (2) 柱・梁の断面の大きさ、スパンおよび階高は変更されないが、ベースシャー係数を  $C_{BU}=0.35$  とすることにより、断面の鉄筋量が多くなる。
- (3) 建物重量が僅かながら軽量化され、とくに屋上の重量がかなり軽減される。
- (2) 2層の柱脚より下層の躯体コンクリート強度が

$FC=400\text{kg/cm}^2$ とされた。

- (5) 降伏モーメントの算定式が変更された。

解析に供した架構の概要と解析モデルは図1に示される。

2.2 解析における諸量 : コンクリートの強度およびヤング係数、鉄筋の強度およびヤング係数等は表1に示される。また建物の重量、断面性能および断面リスト等は表2に示される。

2.3 部材のひび割れモーメントおよび降伏モーメント : 柱・梁のひび割れモーメントおよび降伏モーメント  $M_y$  を求めた結果は表2に示される。なおひび割れモーメント  $M_c$  および降伏モーメント  $M_y$  は次式によって計算される。

$$M_c = 1.8 \sqrt{FC} \cdot Ze + \frac{ND}{6} \quad (\text{柱})$$

$$M_c = 1.8 \sqrt{FC} \cdot Ze \quad (\text{梁})$$

$$M_y = 0.8a_t \sigma_y D + \frac{ND}{2} (1 - \eta_0) \quad (\text{柱})$$

$$M_y = 0.9a_t \sigma_y d \quad (\text{梁})$$

ここに、 $Ze = Z_c + cZ_s = \frac{bD^2}{6} + \frac{(n-1)A_s j^{12}}{D}$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.56 \quad (2 \text{層柱頭より上層})$$

表 1. 材料の性質

使用場所	コンクリート		鉄筋
	2層柱頭 より上層	2層柱脚 より下層	
強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	350	2,778 ×10 <sup>5</sup>	SD35 使用
ヤング係数 E (kg/cm <sup>2</sup> )	400	2,970 ×10 <sup>5</sup>	2.1 ×10 <sup>6</sup>
せん断弾性係数 G (kg/cm <sup>2</sup> )	1,191 ×10 <sup>5</sup>	1.273 ×10 <sup>5</sup>	

コンクリートのポアソン比  $\nu=1/6$

表 2. 柱・梁の断面および断面性能

柱										
層	断面寸法 (cm×cm)	柱軸力(+)		断面性能				断面リスト (片側)	備考	
		$\bar{W}$	$2\bar{W}$	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Mc (t·m)	My (t·m)			
11	55×90	18.7	18.7	5080.26	3,678,936	30.34	58.37	2-D32 2-D16	1段配筋	
10	"	21.3	40.0	"	"	33.53	67.63	"	"	
9	"	"	61.3	5093.28	3,712,787	36.98	81.67	2-D32 3-D16	"	
8	"	"	82.6	"	"	40.17	90.46	"	"	
7	"	"	103.9	5080.26	3,678,936	43.12	94.00	2-D32 2-D16	"	
6	"	21.3	125.2	"	"	46.31	102.32	"	"	
5	"	21.5	146.7	"	"	49.54	110.47	"	"	
4	"	21.8	168.5	"	"	52.81	118.50	"	"	
3	"	"	190.3	"	"	56.08	126.28	2-D32 2-D16	1段配筋	
2	頭 脚	55×90	21.8	212.1	"	"	59.35	133.81	2-D32 2-D16	1断配筋
							62.10	175.29	4-D32	2段配筋
1	頭 脚	55×90	23.1	235.2	5184.45	3,785,543	65.56	183.33	2-D32 2-D16	1段"
							65.74	187.77	4-D32 2-D19	2段"

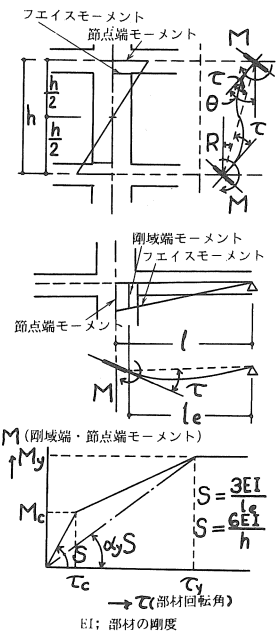
梁									
層	断面寸法 (cm×cm)	断面性能		剛域長比 $\lambda$	Mc (t·m)	My (t·m)	断面リスト	備考	
		A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )						
R	40×55	2304.17	629,794	0.112	7.71	23.26	2-D32	1段配筋	
11	"	2356.26	667,403	"	8.17	34.89	3-D32	"	
10	"	2388.34	690,565	"	8.46	42.05	3-D35	"	
9	"	2424.34	716,564	"	8.77	50.09	3-D38	"	
8	"	2463.71	744,982	"	9.12	58.88	3-D41	1段配筋	
7	"	2530.23	753,397	"	9.23	71.04	3-D41 2-D25	2段配筋	
6	"	"	"	"	"	"	"	"	
5	"	"	"	"	"	"	"	"	
4	"	"	"	"	"	"	"	"	
3	40×55	2530.23	753,397	0.112	9.23	71.04	3-D41 2-D25	"	
2	40×70	2105.56	1,520,714	0.099	15.64	94.83	3-D41 2-D25	2段配筋	

表 3. 柱・梁の復元力特性

層	ひび割れモーメント		降伏モーメント		剛性低下率 $\gamma_y$	初期剛性 S(t.m/rad)	ひび割れ回転角 Tc (rad×10 <sup>-3</sup> )	降伏回転角 Ty (rad×10 <sup>-3</sup> )
	Mc (t.m) (フェイス)	Mc (t.m) (節点端)	My (t.m) (フェイス)	My (t.m) (節点端)				
11	30.34	38.10	58.37	73.30	0.1196	227113.0	0.1677	2.698
10	33.53	42.02	67.63	84.93	0.1229	"	0.1850	3.043
9	36.98	46.44	81.67	102.56	0.1302	"	0.2026	3.436
8	40.17	50.45	90.46	113.60	0.1335	"	0.2201	3.713
7	43.12	54.14	94.00	118.04	0.1328	"	0.2384	3.915
6	46.31	58.16	102.32	128.49	0.1361	"	0.2561	4.158
5	49.54	62.21	110.47	138.73	0.1394	"	0.2739	4.383
4	52.81	66.31	118.50	148.81	0.1427	"	0.2920	4.591
3	56.08	70.42	126.28	158.58	0.1461	"	0.3101	4.780
2	59.35	74.88	133.81	173.34	0.1495	220974.8	0.3389	5.249
	62.10	81.87	175.29	225.60	0.1247	227377.9	0.3601	7.954
1	65.56	86.94	183.33	243.74	0.1276	247553.7	0.3512	7.719
	65.74	79.48	187.77	226.60	0.1306	248985.4	0.3192	6.970

層	ひび割れモーメント		降伏モーメント		剛性低下率 $\gamma_y$	初期剛性 S(t.m/rad)	ひび割れ回転角 Tc (rad×10 <sup>-3</sup> )	降伏回転角 Ty (rad×10 <sup>-3</sup> )
	Mc (t.m) (フェイス)	Mc (t.m) (剛域端)	My (t.m) (フェイス)	My (t.m) (剛域端)				
R	7.71	8.16	23.26	24.63	0.2331	21185.5	0.3853	4.986
11	8.17	8.65	34.89	36.94	0.2652	22450.6	"	6.206
10	8.46	8.96	42.05	44.52	0.2849	23229.7	0.3856	6.705
9	8.77	9.29	50.09	53.03	0.3070	24104.3	0.3852	7.168
8	9.12	9.66	58.88	62.34	0.3311	25060.3	0.3899	7.513
7	9.23	9.772	71.04	75.21	0.3453	25343.3	0.3856	8.595
6	"	"	"	"	"	"	"	"
5	"	"	"	"	"	"	"	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	"	"	"	"
2	15.64	16.81	94.83	101.92	0.2963	53875.0	0.3120	6.386



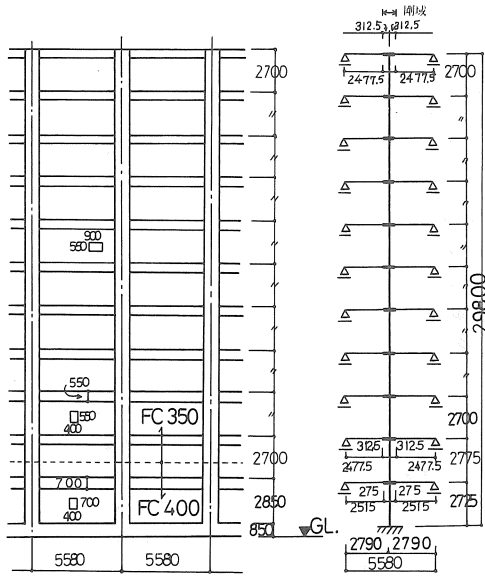


図1 - b 解析モデル

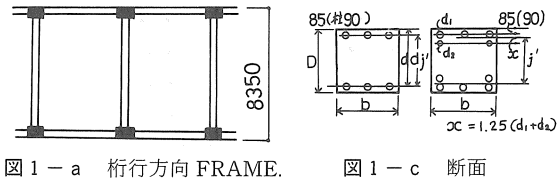


図1 - a 桁行方向 FRAME.

図1 - c 断面

$$= 7.07 \text{ (2層柱脚より下層)}$$

$$\eta_0 = \frac{N}{bDF_c}$$

$$\sigma_y = 3.5t/cm^2 \text{ (降伏点応力度)}$$

N : 柱の軸方向力,

b, D, j', A<sub>s</sub>, a<sub>t</sub> : 図1 - C参照

2.4 部材の復元力特性：部材の復元力特性は、表2に示される柱・梁のひび割れモーメントおよび降伏モーメントが与えられ、部材の初期剛性および剛性低下率が決定されれば、ひび割れ時の回転角および降伏回転角が計算される。これらの値は表3に示される。なお表3に示される節点端モーメントは、フェイズモーメントより、柱においては反曲点中央という仮定のもとに計算される。

表3より各部材の復元力特性（曲げモーメントと回転角の関係）を描くことができる。図2は部材の復元力特性の代表例が示される。

2.5 解析に用いた振動系および地震動：振動系は柱脚を固定とし、曲げ、せん断型の弾塑性振動系とする。減衰常数(h)は、1次振動に対しては $h_1 = 0.02$ , 2次振動以上の高次振動に対しては、 $n h = h_1 \frac{n \omega}{\omega_1}$  ( $n \geq 2$ ,  $\omega$  : 固有円振動数)とする。

地震動はEL-CENTRO, 1940, 05, 18, N-S成分、およびHACHINOHE, 1968, 05, 16, E-W成分とし、最大加速度はそれぞれの地震動に対して、 $\alpha_{max.} = 300gal$ .および $\alpha_{max.} = 450gal$ .とし、地震動の継続時間は $T_d = 9.0$  sec.とする。また解析における積分時間刻み間隔は $\Delta t = 1/400$  sec.とする。

2.6 解析結果：固有値をJacobi法によって計算した結果、第1次固有周期は $T_1 = 0.7212$  sec., 第2次固有周期は $T_2 = 0.2351$  sec., となり、各次の固有周期は設計変更前の固有周期よりも短くなって、明かに、補強の効果が表れている。結果は図3に示される。

応答解析結果として、絶対変位、層間変位、層せん断力、層せん断力係数、質点力、柱・梁の部材回転角、部材回転角の降伏塑性率、節点の回転角、および層間部材角の最大値が表4に示される。また絶対変位、層間変位、層せん断力および層せん断力係数の最大値は図4に示される。さらに梁部材角の降伏塑性率および柱部材回転角の降伏塑性率（柱頭回転角の降伏塑性率と柱脚回転角の降伏塑性率の平均値）は図5に示される。

曲げせん断型の弾塑性応答においては、等価せん断型の弾塑性応答の場合と異なり各層の層間変位に対する降伏塑性率が一義的に与えられない。それゆえここでは次のような便法による。

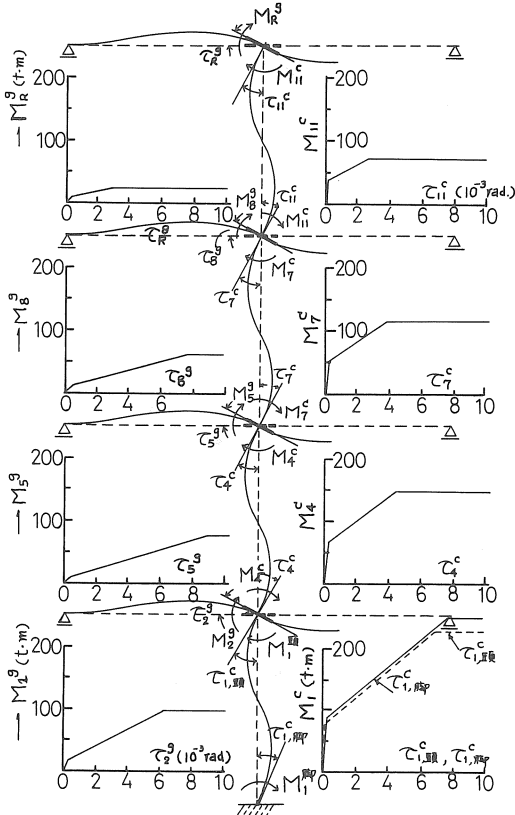


図2 各部材の復元力特性（曲げモーメントの回転角）

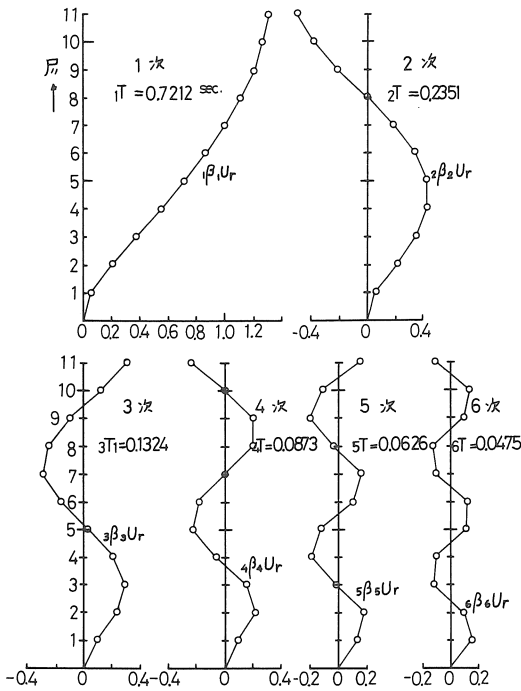


図3 各次の固有周期 $sT$ と刺激関数 $s\beta_s U_r$

先ず表4に示される梁の部材回転角 $\tau_g$ と柱の層間部材角 $R$ の応答値を $\tau_g \sim R$ 座標にプロットすれば図6のようになる。図6より明かなように $\tau_g$ と $R$ は略一致する。応答値が大きくなると、建物の中間層においてややバラツキが大きくなるが、大局的には両者はよく近似している。このことは梁部材にひび割れが生じると、降伏時の回転角は近似的に柱の層間部材角に等しいことを意味する。ゆえに柱に降伏が生ぜず、梁が降伏するような場合には、梁のひび割れ発生時および梁の降伏時の層間変位は近似的に次式で与えられる。

$$\delta_c = R_c h = \tau_g, \quad c h$$

$$\delta_y = R_y h = \tau_g, \quad y h$$

ここに、

$\delta_c$  : 梁のひび割れ発生時における層間変位、

$\delta_y$  : 梁の降伏時における層間変位、

$R_c, R_y$  : 梁のひび割れ発生時および梁の降伏時における層間部材角、

$\tau_{g,c}, \tau_{g,u}$  : 梁のひび割れ発生時および梁の降伏時における層間部材角、

$h$  : 階高。

一方梁のひび割れ時および梁の降伏時における柱の層せん断力は、便宜的に梁にひび割れや、降伏が生じる時に、柱に生じる曲げモーメントから求めることができるものとする(反曲点は柱の部材内に生ずるものと仮定す

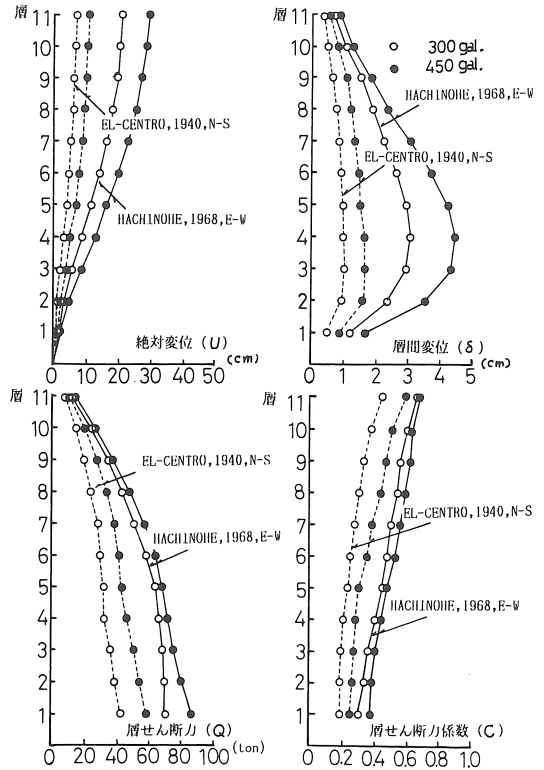


図4 各最大応答値の比較

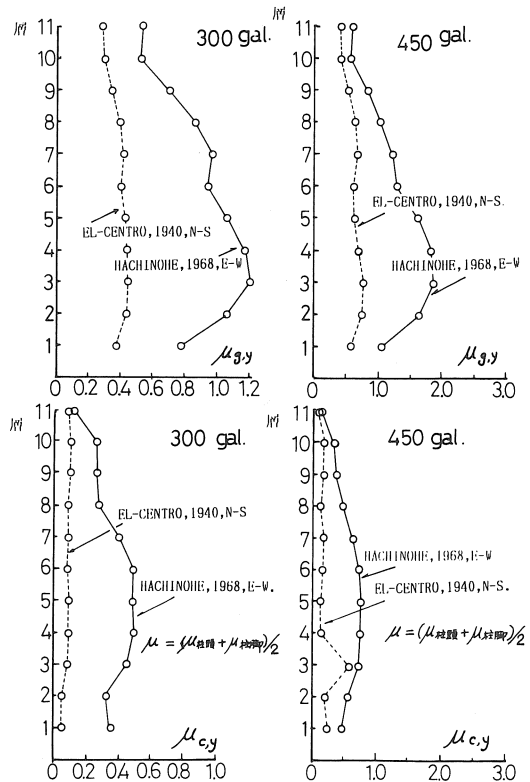


図5 降伏塑性率(部材回転角)

表 4 b. 曲げせん断型応答解析結果 ( $\sigma_{max} = 450\text{ga}$ , EL-CENTRO 1940 NS)

階	絶対変位 U (cm)	層間変位 $\delta$ (cm)	層せん断力 塑性耐力 Q(t) (C)	質点力 P(t) (k)	絶対加速度 ( $g_0 + \theta$ ) (cm/sec <sup>2</sup> )	部材回転角		降伏塑性率		層間部材角 R ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ )
						柱頭 柱脚 ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ )	梁 剛端端 ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ )	柱頭 柱脚 ( $\mu_s$ )	梁 剛端端 ( $\mu_{cs}$ )	
11	11.415	0.573	11.154 (0.596)	11.391 (0.609)	597.00	0.306 0.197	2.658	0.113 0.073	0.413	1.828 2.123
10	10.996	0.815	20.486 (0.512)	11.033 (0.518)	507.47	0.795 0.303	2.539	0.261 0.110	0.409	2.255 3.020
9	10.604	1.077	28.885 (0.471)	10.037 (0.471)	461.67	0.927 0.346	3.494	0.270 0.101	0.521	3.102 3.989
8	10.039	1.241	35.355 (0.428)	8.377 (0.393)	385.34	0.744 0.320	4.413	0.200 0.086	0.616	3.919 4.597
7	9.285	1.361	39.786 (0.383)	7.988 (0.375)	367.43	0.826 0.395	4.914	0.211 0.101	0.654	4.363 5.042
6	8.319	1.442	42.654 (0.341)	7.514 (0.353)	345.65	0.975 0.440	5.309	0.234 0.106	0.618	4.715 5.342
5	7.112	1.488	44.089 (0.301)	7.508 (0.349)	342.19	0.917 0.467	5.606	0.209 0.107	0.652	4.978 5.546
4	5.686	1.640	46.724 (0.277)	7.470 (0.343)	335.73	0.872 0.508	5.959	0.190 0.111	0.683	5.292 6.075
3	4.091	1.628	51.406 (0.270)	8.026 (0.368)	360.70	3.992 1.849	6.498	0.835 0.387	0.756	5.770 6.028
2	2.480	1.605	54.692 (0.258)	9.241 (0.424)	415.34	0.432 2.405	6.373	0.120 0.302	0.741	5.659 5.785
1	0.884	0.884	59.176 (0.252)	10.874 (0.471)	461.33	0.513 3.245	3.788	0.066 0.466	0.583	3.413 3.245

表 4 a. 曲げせん断型応答解析結果 ( $\sigma_{max} = 300\text{ga}$ , EL-CENTRO 1940 NS)

階	絶対変位 U (cm)	層間変位 $\delta$ (cm)	層せん断力 塑性耐力 Q(t) (C)	質点力 P(t) (k)	絶対加速度 ( $g_0 + \theta$ ) (cm/sec <sup>2</sup> )	部材回転角		降伏塑性率		層間部材角 R ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ )
						柱頭 柱脚 ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ )	梁 剛端端 ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ )	柱頭 柱脚 ( $\mu_s$ )	梁 剛端端 ( $\mu_{cs}$ )	
11	7.312	0.397	8.355 (0.447)	8.500 (0.455)	445.32	0.265 0.172	1.364	0.098 0.064	0.274	1.470
10	7.094	0.530	15.053 (0.376)	7.540 (0.354)	346.81	0.401 0.218	1.805	0.132 0.072	0.291	1.961
9	6.760	0.667	20.329 (0.332)	6.503 (0.305)	299.13	0.436 0.184	2.359	0.127 0.054	0.352	2.472
8	6.296	0.780	24.834 (0.301)	5.891 (0.277)	270.96	0.420 0.167	2.855	0.113 0.045	0.398	2.888
7	5.704	0.870	28.564 (0.275)	5.188 (0.244)	238.62	0.436 0.180	3.235	0.111 0.046	0.431	3.223
6	4.984	0.937	31.075 (0.248)	6.080 (0.285)	279.66	0.440 0.240	3.533	0.106 0.058	0.411	3.137
5	4.266	0.972	32.603 (0.222)	6.308 (0.283)	287.53	0.460 0.300	3.746	0.105 0.068	0.436	3.601
4	3.423	0.984	33.324 (0.198)	5.989 (0.275)	269.16	0.428 0.365	3.804	0.093 0.080	0.443	3.646
3	2.473	1.000	36.697 (0.193)	5.411 (0.248)	243.20	0.295 0.516	3.877	0.082 0.108	0.451	3.704
2	1.478	0.938	39.392 (0.186)	6.179 (0.283)	277.69	0.421 0.118	3.818	0.080 0.015	0.444	3.379
1	0.544	0.544	42.503 (0.181)	6.853 (0.297)	290.74	0.485 0.200	2.466	0.083 0.029	0.386	1.212 1.997

表 4 d. 曲げせ入断型応答解析結果 ( $\alpha_{max} = 450ga$  / HACHINOHE 1986 EW)

階	絶対変位 U (cm)	層間変位 $\delta$ (cm)	層せん断力 Q(t) (C)	層せん断力係数 P(t) (k)	絶対加速度 ( $\xi_0 + \theta$ ) (cm/sec <sup>2</sup> )	部材回転角		降伏塑性率		節点回転角 $\theta$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	層間部材角 R ( $\times 10^{-3}$ rad)
						柱頭 柱脚 ( $\times 10^{-3}$ rad)	梁 剛接器 ( $\times 10^{-3}$ rad)	柱頭 柱脚 ( $\times 10^{-3}$ rad)	梁 剛接器 ( $\times 10^{-3}$ rad)		
11	29.917	0.809	12.436 (0.665)	12.517 (0.669)	656.04	0.368 0.192	2.962	0.136 0.071	0.594	2.630	2.997
10	29.109	1.277	25.259 (0.631)	13.571 (0.637)	624.22	1.570 0.418	3.570	0.516 0.137	0.575	3.170	4.730
9	27.841	1.817	38.169 (0.623)	13.233 (0.621)	608.60	1.931 0.561	5.403	0.562 0.163	0.806	4.798	6.728
8	26.058	2.388	49.214 (0.596)	11.911 (0.589)	547.89	2.257 1.278	7.420	0.608 0.344	1.035	6.589	8.845
7	23.755	3.062	57.869 (0.557)	10.543 (0.495)	484.97	3.186 1.888	9.223	0.814 0.482	1.228	8.190	11.339
6	20.796	3.720	65.708 (0.521)	10.752 (0.505)	494.58	3.963 2.138	11.123	0.953 0.514	1.294	9.877	13.777
5	17.232	4.259	68.708 (0.468)	10.632 (0.495)	484.58	4.195 2.360	14.023	0.957 0.538	1.632	12.452	15.773
4	13.771	4.454	71.941 (0.427)	9.566 (0.439)	429.94	3.609 3.250	15.603	0.786 0.708	1.815	13.856	16.495
3	9.569	4.362	75.839 (0.399)	10.148 (0.466)	456.08	2.666 4.173	15.974	0.558 0.873	1.859	14.185	16.156
2	5.221	3.551	79.940 (0.377)	11.133 (0.511)	500.35	1.673 6.587	14.212	0.319 0.828	1.654	12.621	12.797
1	1.687	1.687	87.062 (0.370)	11.001 (0.476)	466.74	0.643 6.190	6.921	0.083 0.888	1.084	6.236	6.190

表 4 c. 曲げせ入断型応答解析結果 ( $\alpha_{max} = 300ga$  / HACHINOHE 1968 EW)

階	絶対変位 U (cm)	層間変位 $\delta$ (cm)	層せん断力 Q(t) (C)	層せん断力係数 P(t) (k)	絶対加速度 ( $\xi_0 + \theta$ ) (cm/sec <sup>2</sup> )	部材回転角		降伏塑性率		節点回転角 $\theta$ ( $\times 10^{-3}$ rad)	層間部材角 R ( $\times 10^{-3}$ rad)
						柱頭 柱脚 ( $\times 10^{-3}$ rad)	梁 剛接器 ( $\times 10^{-3}$ rad)	柱頭 柱脚 ( $\times 10^{-3}$ rad)	梁 剛接器 ( $\times 10^{-3}$ rad)		
11	21.833	0.736	12.397 (0.663)	12.541 (0.671)	657.30	0.352 0.184	2.681	0.131 0.068	0.538	2.381	2.728
10	21.147	1.125	24.385 (0.610)	12.929 (0.607)	594.71	1.285 0.536	3.254	0.422 0.110	0.524	2.890	4.165
9	20.109	1.530	35.374 (0.557)	11.764 (0.552)	541.13	1.454 0.422	4.763	0.423 0.123	0.710	4.230	5.868
8	18.683	1.874	44.103 (0.534)	10.421 (0.484)	479.34	1.433 0.634	6.227	0.386 0.171	0.869	5.530	6.942
7	16.923	2.274	52.199 (0.502)	9.370 (0.440)	431.02	1.985 1.305	7.311	0.494 0.333	0.973	6.483	8.422
6	14.784	2.623	59.776 (0.377)	8.849 (0.415)	407.05	2.473 1.640	8.168	0.595 0.394	0.950	7.253	9.716
5	12.257	2.919	64.946 (0.443)	7.899 (0.367)	360.04	2.625 1.859	9.231	0.599 0.424	1.074	8.197	10.812
4	9.412	3.064	67.238 (0.399)	7.117 (0.327)	310.87	2.389 2.168	10.182	0.520 0.472	1.185	9.042	11.349
3	6.411	2.906	68.984 (0.362)	6.874 (0.315)	308.93	1.735 2.652	10.452	0.363 0.555	1.216	9.281	10.765
2	3.549	2.353	70.732 (0.334)	8.182 (0.375)	367.73	0.880 3.363	9.248	0.168 0.498	1.076	8.212	8.481
1	1.206	1.206	69.806 (0.297)	6.843 (0.296)	290.31	0.633 4.424	5.048	0.082 0.635	0.791	4.548	4.424

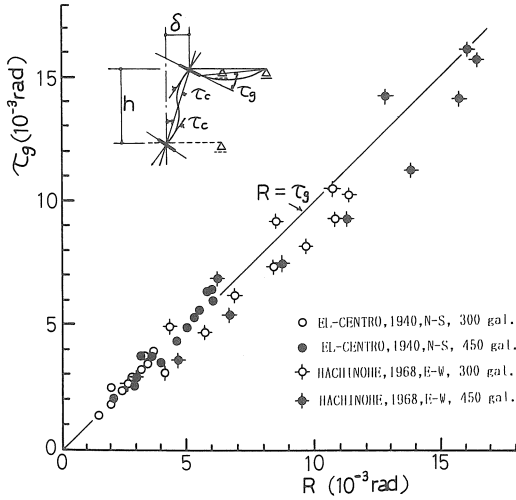


図6 応答値における部材角 (R) と梁部材回転角 ( $\tau_g$ ) の関係

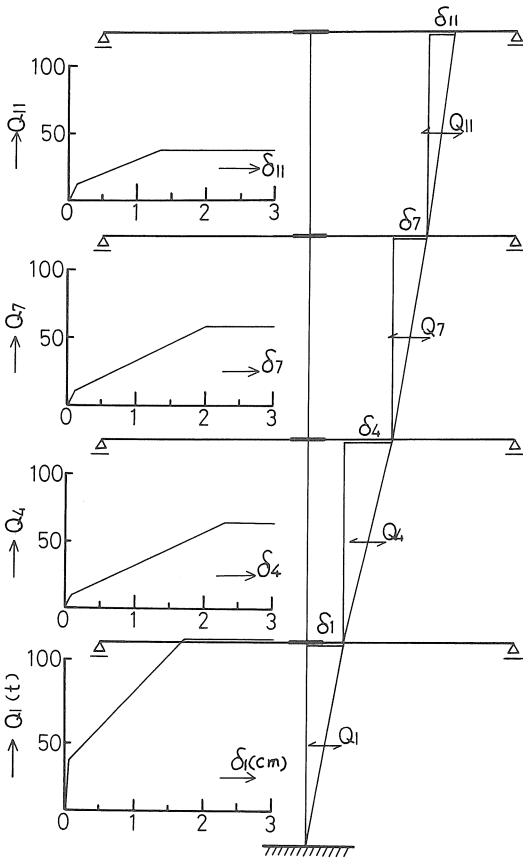


図7 梁ひび割れ時、梁降伏時の各層の復元力特性

る)。

この仮定にもとずき各層の復元力特性が作成できる。この結果は表5および図7に示される。すなわち表5は梁のひび割れ時、および降伏時における層せん断力と層間変位で、図7は各層の復元力特性を示す。

梁降伏時の層間変位を用いて、層間変位による降伏塑性率を計算し、これらの値を表6に示す。ここで図5に示す梁の部材回転角より求めた降伏塑性率  $\mu_{g,y}$  と層間変位より求めた降伏塑性率  $\mu_y$  を比較すると図8に示すようになる。図8によれば両者は良い近似を示すが、建物の中間層においては、応答値が大きい場合に対しては層間変位による降伏塑性率  $\mu_y$  の方が、梁の部材回転角による降伏塑性率  $\mu_{g,y}$  より大きいことが明かである。

図9においては柱・梁部材の最大応力と各部材の塑性化の状況が示される。

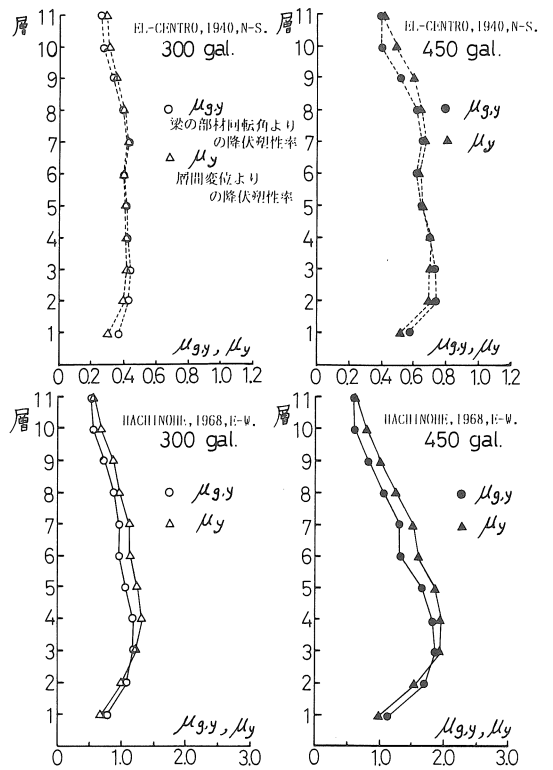


図8 梁部材回転角、降伏塑性率と層間変位の降伏塑性率の比較

表 6 . 梁降伏時層間変位の降伏塑性率

梁降伏時 層間変位 $\delta_i$ (cm)	EL-CENTRO 1940 NS				HACHINOHE 1968 EW				
	$\sigma_{max} = 300\text{gaℓ}$		$\sigma_{max} = 450\text{gaℓ}$		$\sigma_{max} = 300\text{gaℓ}$		$\sigma_{max} = 450\text{gaℓ}$		
	$\delta$ (cm)	$\mu y$	$\delta$ (cm)	$\mu y$	$\delta$ (cm)	$\mu y$	$\delta$ (cm)	$\mu y$	
11	1.35	0.40	0.30	0.57	0.42	0.74	0.55	0.81	0.60
10	1.68	0.53	0.32	0.82	0.49	1.13	0.67	1.28	0.76
9	1.81	0.67	0.37	1.08	0.60	1.53	0.85	1.82	1.01
8	1.94	0.78	0.40	1.24	0.64	1.87	0.96	2.39	1.23
7	2.03	0.87	0.43	1.36	0.67	2.27	1.12	3.06	1.51
6	2.32	0.94	0.41	1.44	0.62	2.62	1.13	3.72	1.60
5	2.32	0.97	0.42	1.50	0.65	2.92	1.26	4.26	1.84
4	2.32	0.98	0.42	1.64	0.71	3.06	1.32	4.45	1.92
3	2.32	1.00	0.43	1.63	0.70	2.91	1.25	4.36	1.88
2	2.32	0.94	0.41	1.61	0.69	2.35	1.01	3.55	1.53
1	1.72	0.54	0.31	0.88	0.51	1.21	0.70	1.69	0.98

表 5 . 梁ひび割れ時梁降伏時における層せん断力と層間変位

層間変位	梁ひび割れ時		梁降伏時		梁ひび割れ時		梁降伏時	
	柱せん断力 モーメント	t	柱せん断力 モーメント	t	梁ひび割れ時 層間変位	梁降伏時 層間変位	梁ひび割れ時 層間変位	梁降伏時 層間変位
11	9.18 t-m 9.74	18.38 10.41	55.46 41.59	35.94 10.41	0.385 $\times 10^{-3}$	0.104	4.986 $\times 10^{-3}$	1.346
10	10.09	10.09	41.59 50.13	33.97	0.385	0.104	6.206	1.676
9	10.46	10.09	50.13 59.71	40.68	0.386	0.104	6.705	1.810
8	10.88	10.46	59.71 70.19	48.11	0.385	0.104	7.168	1.935
7	11.00	10.88	70.19 84.68	57.36	0.386	0.104	7.513	2.029
6	11.00	11.00	84.68 84.68	62.73	0.386	0.104	8.595	2.321
5	11.00	11.00	84.68 84.68	62.73	0.386	0.104	8.595	2.321
4	11.00	11.00	84.68 84.68	62.73	0.386	0.104	8.595	2.321
3	11.00	11.00	84.68 84.68	62.73	0.386	0.104	8.395	2.321
2	18.65	11.00	84.68 113.06	73.24	0.386	0.104	8.595	2.321
1	79.48	18.65	113.06 226.60	125.80	0.312	0.084	6.386	1.724

(※) 厳密には、架橋折等による、初期剛性を求め、これとひび割れ時の層間変位から柱のせん断力を得る。



EL-CENTRO, 1940, N-S.

$\alpha_{max.} = 300 \text{ gal.}$

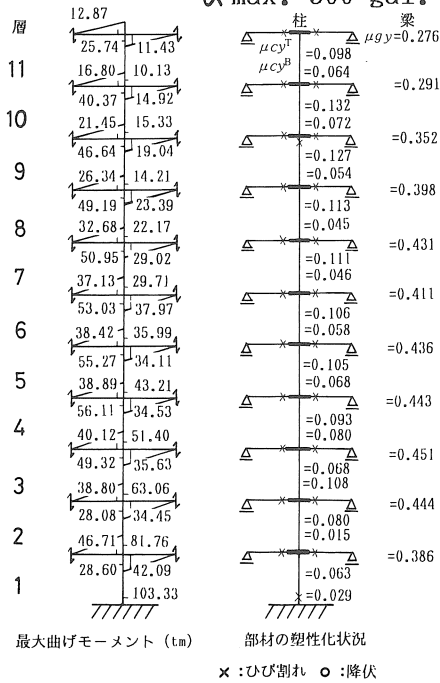


図9-a 最大曲げモーメントと各部材の塑性化状況

EL-CENTRO, 1940, N-S.

$\alpha_{max.} = 450 \text{ gal.}$

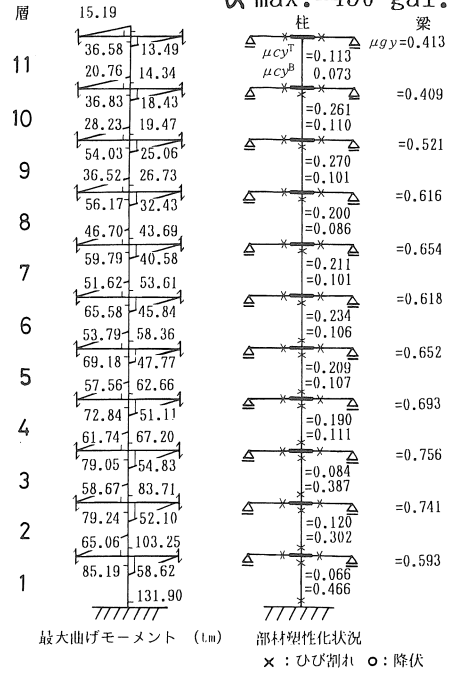


図9-b 最大曲げモーメントと各部材の塑性化状況

HACHINOHE, 1968, E-W.

$\alpha_{max.} = 300 \text{ gal.}$

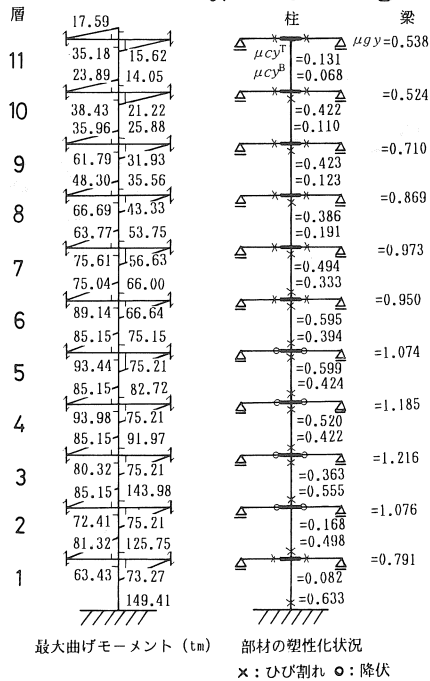


図9-c 最大曲げモーメントと各部材の塑性化状況

HACHINOHE, 1968, E-W.

$\alpha_{max.} = 450 \text{ gal.}$

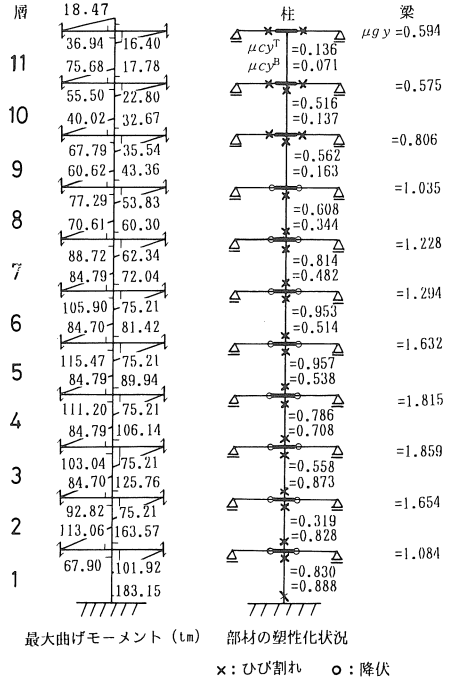


図9-d 最大曲げモーメントと各部材の塑性化状況

2.7 解析結果の考察：解析結果にもとづき、前論文において示された解析例（R.P.C. 11層建物）と本論文の解析例(1)、すなわち設計変更前と設計変更後の解析結果について、両者を対比しつつ考察する。

(1) 第1次固有周期 $T_1=0.7212\text{sec}$ は、設計変更前の固有周期 $T_1=0.7703\text{sec}$ の約94%で、第2次固有周期 $T_2=0.2351\text{sec}$ は変更前の $T_2=0.2662\text{sec}$ の約88%となり、ともに短くなっている。この理由は設計変更に伴い部材の剛性が増加したこと、および設計変更前は等価せん断型とし、変更後は曲げせん断型として固有周期を計算したためである。

(2) 設計変更後の応答値は、一般に変更前の応答値よりも小さい。しかし詳しく検討すれば、地震動がEL-CENTROの場合とHACHINOHEの場合とではかなりの相違がある。すなわち地震動がEL-CENTROによる設計変更後の応答値は変更前の応答値よりも若干小さくなっているものも多いが、逆に大きくなっているものもある。この例は $\alpha_{\max}=450\text{gal}$ の場合における下層の絶対変位、層間変位およびベースシャー係数である。この理由は、EL-CENTROの応答スペクトルにおいて、応答値が固有周期 $T=0.72-0.77\text{sec}$ 近傍では $T=0.7212\text{sec}$ のほうが $T=0.7703\text{sec}$ （変更前）よりやや大きいことに起因していると思われる。

これに対して、地震動がHACHINOHEの場合における設計変更後の応答値は、変更前の応答値よりも著しく小さい。とくに $\alpha_{\max}=450\text{gal}$ の場合は絶対変位、層間変位および降伏塑性率が小さい。この理由はHACHINOHEの応答スペクトルにおける $T=0.7703\text{sec}$ に対する応答値が $T=0.7212\text{sec}$ に対する応答値より大きいことに原因があると考えられる。とくに $\alpha_{\max}=450\text{gal}$ の場合においては塑性化が進んでいるので、履歴減衰による影響が大きいためと考えられる。層せん断力係数は、 $\alpha_{\max}=450\text{gal}$ の場合、設計変更前よりも変更後のほうが大きい。この理由は変更後は柱・梁部材の耐力および剛性が高められたためである。しかしながら $\alpha_{\max}=300\text{gal}$ の場合、設計変更前の応答値が変更後の応答値よりも必ずしも大きいとはいえない。とくに1層を除く中間層から下層における絶対変位や層間変位は変更後の応答値のほうが大きい。これは曲げせん断型の弾塑性的な取扱による微妙な影響によるものと考えられる。

(3) 設計変更後の応答値が変更前の応答値よりも概して小さいことから推定できるように、設計変更後における柱・梁の塑性化の進行が変更前に比してかなり抑えられている。そして柱部材の降伏は地震動がHACHINOHEで、 $\alpha_{\max}=450\text{gal}$ の場合においても生じていない。これは柱・梁の耐力が増加したためである。

(4) 各層の降伏塑性率とゆう捉え方をするために、梁の部材回転角と層間部材角とが近似的に一致する事実にもとづき、梁部材のひび割れ時や降伏時における層間変位を算出できるので、各層の降伏塑性率を導入する。この値は等価せん断型における層間降伏塑性率に対応する。この結果この層間降伏塑性率が梁部材降伏塑性率に安全側の誤差でよく近似していることが明かである。

### 3. 解析例(2)：(H.P.C. 9層建物)

3.1 概要：地下1層、地上9層のH.P.C.構造の建物における梁間架構について解析する。この建物は桁行方向の長さは77mで、5.5m毎に梁間方向15ヶ所に耐震付ラーメンが設けられている。そして15ヶ所の耐震壁付きラーメンをまとめて1つの耐震壁付きラーメンに等価置換して解析される。

柱・梁H型鋼を用い、ALC板による耐火被覆とし、耐震壁は図10型式の平鋼板の筋違を挿入したPC板を用いている。床板は現場打ちコンクリートとし、外壁はPC板

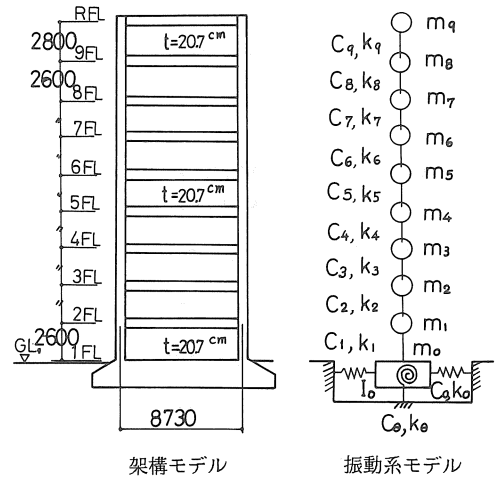


図-10 架構モデルと振動系モデル

によるカーテンウォールである。基礎は杭打ち基礎で、深礎基礎工法を用いている。杭長さは5.40mおよび7.60mの2種類、杭径は1.20mのベント杭とし、n値50以上の土丹層に支持されている。土質柱状図によれば表層は5m—8mの間にローム、シルトおよび細砂の各層がある。図10はこの建物の解析モデルを示す。

なお本建物は振動試験(3)が行われている。振動試験による固有周期等は表7に示される。

3.2 固有振動解析：図10に示される架構の剛性マトリックスはマトリックス法による骨組解析法<sup>(4)</sup>によって算定される。解析に必要な諸量は表8に示される。ま

表7. 振動実験による固有固期一覧

方向	ラーメン 次 数	ス ラ ブ 数 次	偏心モーメント (kg.m)	共振振動数 f(1/sec)	共振周期 T(sec)	減衰常数 h	ロッキング率	スウェイ率
短 辺 ( 梁 間 )	1	0	75.0	2.40	0.416	0.012	0.425	0.049
		0	8.0	2.47	0.405	—	—	—
		1	75.0	2.64	0.379	0.015	0.480	0.055
		1	8.0	2.73	0.366	—	—	—
		2	20.0	5.08	0.197	0.012	0.248	0.039
	2	3	7.0	10.50	0.095	0.045	0.206	0.082
良 辺 ( 桁 行 )	1	0	25.0	2.19	0.457	0.022	0.018	0.030
		0	8.0	2.30	0.435	—	—	—
	2	0	18.0	6.99	0.143	0.036	0.005	0.400
	3	0	7.0	11.30	0.089	0.052	0.041	0.095

表8. 架構解析用（梁間方向）の諸元

	せん断断面積 A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I <sub>1</sub> (cm <sup>4</sup> )	形状係数 k <sub>1</sub>	塑性係数 β <sub>1</sub> *	ヤング率 E(t/cm <sup>2</sup> )**	せん断剛性 G(t/cm <sup>2</sup> )
9	180711	0.148×10 <sup>10</sup>	1.50	1.50	2.1×10 <sup>3</sup>	59.00
8	〃	0.148×10 <sup>10</sup>	〃	〃	〃	〃
7	〃	0.148×10 <sup>10</sup>	〃	〃	〃	〃
6	〃	0.169×10 <sup>10</sup>	〃	〃	〃	〃
5	〃	0.169×10 <sup>10</sup>	〃	〃	〃	〃
4	〃	0.175×10 <sup>10</sup>	〃	〃	〃	〃
3	〃	0.175×10 <sup>10</sup>	〃	〃	〃	〃
2	〃	0.183×10 <sup>10</sup>	〃	〃	〃	〃
1	180711	9.183×10 <sup>10</sup>	1.50	1.00	2.1×10 <sup>3</sup>	59.00

\* ひび割れ発生後はβ=0.1となる

\*\* 柱が鉄骨構造の為

た固有値解析は基礎が固定の場合とロッキングおよびスウェイを伴う場合について行う。

解析に必要な諸量は表9に示される。なおロッキングおよびスウェイに対するばね常数は振動試験の結果より算定した。固有値解析はJacobi法による。この結果より基礎固定の場合とそうでない場合の違いが明かである。

3.3. 地震応答解析：地震応答解析で用いるロッキングおよびスウェイを伴う場合における架構の弾性時の剛性マトリックスは“付録1”に示される。また質量、せん断剛性、せん断降伏歪等の諸量は表9に示される。

解析における復元力特性は、壁柱のせん断歪に対して、図11に示されるBI-LINEAR型とする。作用させる地震

動はEL-CENTRO, 1940, 05, 18, N-S成分とし、最大加速度α<sub>max</sub>=500gal., 継続時間T<sub>d</sub>=5.0sec., 計算時刻刻みはΔt=0.002sec. (プリンターの打ち出しは0.01sec.刻み)とされる。

減衰マトリックス [C] はロッキングおよびスウェイを伴う場合の架構の剛性マトリックスを [K] とすれば、次式で求まる。

$$[C] = \frac{2h}{i\omega} [K]$$

ここに、第1次減衰常数：h=0.02,

第1次固有円振動数：iω=15.43779 (1/sec.),

第1次固有周期：iT=0.4070 (sec.)

応答解析結果は表10, および表11に示され、かつ図12, 図13, および図14に図示される。これらの図よりそれぞれ

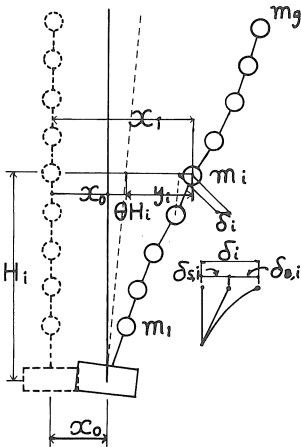
表9. 動的解析用(梁間方向)の諸元

	階高 H <sub>i</sub> (m)	質量 m <sub>1</sub> (t・sec <sup>2</sup> /cm)	せん断剛性 k <sub>s,i</sub> (t/cm)*	せん断2次剛性 k' <sub>s,i</sub> (t/cm)**	せん断降伏変位 δ <sub>s,i,y</sub> (cm)	せん断降伏歪 γ <sub>s,i,y</sub> (rad)	剛性 k <sub>i</sub> (t/cm)	減衰常数 k(t・sec/cm)
9	2.80	0.601	0.7108×10 <sup>7</sup>	0.7108×10 <sup>6</sup>	0.056	0.20×10 <sup>-3</sup>		
8	2.65	0.492	〃	〃	0.053	〃		
7	〃	0.487	〃	〃	〃	〃		
6	〃	〃	〃	〃	〃	〃		
5	〃	〃	〃	〃	〃	〃		
4	〃	〃	〃	〃	〃	〃		
3	〃	〃	〃	〃	〃	〃		
2	〃	〃	〃	〃	〃	〃		
1	2.65	0.487	0.7108×10 <sup>7</sup>	0.7108×10 <sup>6</sup>	0.053	0.20×10 <sup>-3</sup>		
0		0.713					k <sub>0</sub> =0.119×10 <sup>5</sup>	c <sub>0</sub> =30.8728
θ		I <sub>θ</sub> =0.235×10 <sup>6</sup> (t・sec・cm)					K <sub>θ</sub> =0.691×10 <sup>10</sup>	C <sub>θ</sub> =0.1793×10 <sup>8</sup>

\*  $k_{s,i} = \frac{\beta GA_i}{\kappa_i} \text{ (t/cm)}$     \*\*  $k'_{s,i} = \frac{k_{s,i}}{10} \text{ (t/cm)}$     (t・cm/rad)    (t・sec・cm/rad)

表10. 最大応答値

	絶対変位 x <sub>i</sub> (cm)	基礎上り量 x <sub>0</sub> (cm)	ロッキング量 θH <sub>i</sub> (cm)	実変位 y <sub>i</sub> (cm)	層間変位 δ <sub>i</sub> (cm)	曲げ層間変位 δ <sub>u,i</sub> (cm)	せん断層間変位 δ <sub>s,i</sub> (cm)	せん断層間変位塑性率 μ <sub>s,i</sub>
9	7.4132	0.300	1.7688	5.5550	0.4194	0.3845	0.0349	0.6232
8	6.7956	〃	1.5624	5.1356	0.4132	0.3543	0.0589	1.1113
7	6.1957	〃	1.3671	4.7225	0.5228	0.3284	0.1944	3.6679
6	5.5273	〃	1.1718	4.2205	0.6345	0.3116	0.3229	6.0925
5	4.7582	〃	0.9765	3.6155	0.7168	0.2860	0.4308	8.1283
4	3.9445	〃	0.7812	2.9265	0.7649	0.2448	0.5201	9.8132
3	3.0998	〃	0.5859	2.2554	0.7690	0.1880	0.5810	10.9623
2	2.1742	〃	0.3906	1.5159	0.7637	0.1159	0.6478	12.2226
1	1.2252	〃	0.1953	0.7528	0.7528	0.0418	0.7111	13.4172
0	0.3000	0.300		0.3000				
θ	0.737×10 <sup>-3</sup> rad							



れの応答値および応答の傾向，すなわちスウェイング振動，ロッキング振動，およびせん断，曲げ振動等の割合が明かである。

なお，“付録(2)，(3)”において，各層におけるせん断力とせん断部材角の関係(Q<sub>i</sub>-r<sub>i,s</sub>)，および1層と3層におけるせん断歪速度とせん断歪の関係(r<sub>i,s</sub>-r<sub>i-3</sub>)が示される。

4. 結

前論文においては，構造物における柱・梁部材に塑性ヒンジが発生する状態を単純塑性解析理論にもとずき解析し，この方法を地震応答解析法に適用する方法を提案した。そしてこの解析法の妥当性を例題によって示し，若干の考察を加えた。

表11. 応答層せん断力，せん断力係数等

	水平力 P <sub>i</sub> (t)	震 度 K <sub>i</sub>	層せん断力 Q <sub>i</sub> (t)	層せん断力係数 g <sub>i</sub>	転倒モーメント M <sub>ovr</sub> (×10 <sup>2</sup> t.m)	絶 对 加 速 度 (x <sub>i</sub> +x <sub>0</sub> ) (cm/sec <sup>2</sup> )	絶 对 速 度 x <sub>i</sub> (cm/sec)
9	837.81	1.4225	837.81	1.4225	23.459	1394.03	90.63
8	593.22	1.2303	1431.03	1.3360	61.381	1205.73	80.94
7	496.10	1.0395	1910.01	1.2335	111.852	1018.69	76.23
6	427.96	0.8967	2257.43	1.1144	171.056	878.76	74.19
5	426.83	0.8943	2506.08	1.0013	235.152	876.45	69.08
4	430.35	0.7017	2707.08	0.9084	301.601	883.67	59.79
3	400.18	0.8385	2887.04	0.8350	367.734	822.73	47.72
2	332.22	0.6961	3113.60	0.7913	435.631	682.19	33.15
1	284.08	0.5952	3349.55	0.7592	505.397	583.32	18.12
0	472.96	0.6769	3572.72	0.6791	505.397	663.33	44.82
θ						$\ddot{\theta}=500.15$ (rad/sec <sup>2</sup> )	$\dot{\theta}=0.0126$ (rad/sec)

表12. 応答部材角

(単位：10<sup>-3</sup>rad.)

	全 部 材 角 R <sub>i</sub> *	ロ ッ キ ン グ θ	層間部材角 R <sub>i</sub> -θ**	せん断部材角 γ <sub>i</sub>	曲げ部材角 R <sub>i</sub> -θ-γ <sub>i</sub>	せん断部材角 層間部材角 γ <sub>i</sub> /R <sub>i</sub> -θ	曲げ部材角 層間部材角 R <sub>i</sub> -θ-γ <sub>i</sub> /R <sub>i</sub> -θ
9	2.2060	0.7370	1.4979	0.1245	1.3734	0.0831	0.9169
8	2.2637	〃	1.5592	0.2223	1.3369	0.1426	0.8574
7	2.5222	〃	1.9728	0.7336	1.2392	0.3719	0.6281
6	2.9025	〃	2.3743	1.2184	1.1759	0.5089	0.4911
5	3.0703	〃	2.7048	1.6258	1.0790	0.6011	0.3989
4	3.1875	〃	2.8863	1.9626	0.9237	0.6800	0.3200
3	3.4931	〃	2.9020	2.1926	0.7094	0.7555	0.2445
2	3.5811	〃	2.8819	2.4445	0.4374	0.8482	0.1518
1	3.4911	0.7370	2.8408	2.6832	0.1576	0.9445	0.0555

\*  $R_i = \frac{x_i - x_{i-1}}{H_i - H_{i-1}}$     \*\* (R<sub>i</sub>-θ) の最大値で、R<sub>i</sub>の最大値とθの最大値の差とは稍異なる。

本論文においては、更に2例について解析し、前論文において提案された解析法の妥当性について考察した。その結果、

(1) 本解析法によれば、構造における各部材の塑性化の状況を考慮しながら、地震時に於ける構造物の挙動を厳密に把握できる。すなわち鉄筋コンクリート構造における、部材のヒビ割れ、降伏の状況、また鉄骨構造にお

ける降伏の状況、ならびに各種構造の時系列における応力や変形の状態を明白にすることができる。

(2) 通常地震動による構造物の応答解析は構造物をせん断系に置換して解析する。厳密には曲げ・せん断系として解析すべきで、とくに剛性の評価に違いが生じ、地震応答に微妙な違いが生じる。

(3) 地盤の状況を考慮して、スウェィング、ロッキン

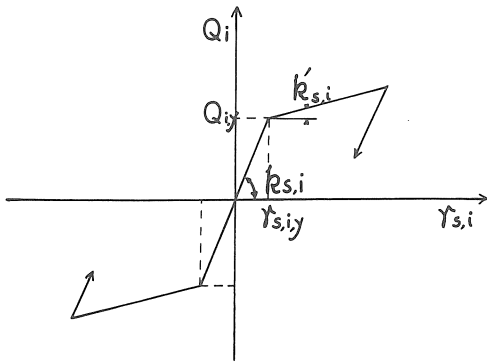


図-11 せん断力とせん断部材角の関係

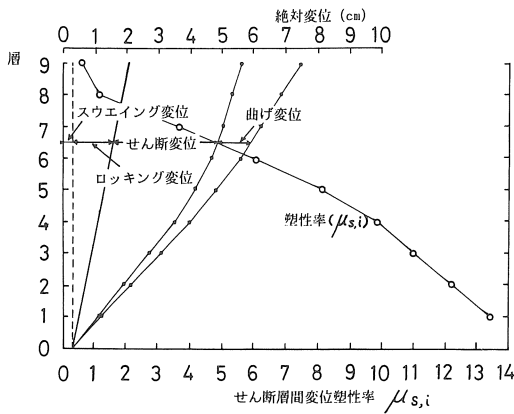


図-12 最大応答値

グ振動を伴う場合における地震応答解析も可能である。そして地震時における構造物の振動性状を明確にすることができる。勿論地盤のモデル化については今後検討すべき点が多い。

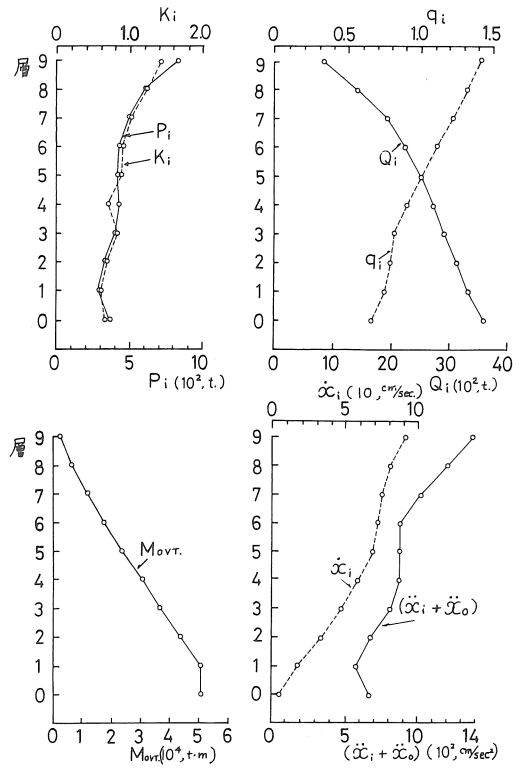


図-13 応答層せん断力、せん断力係数他

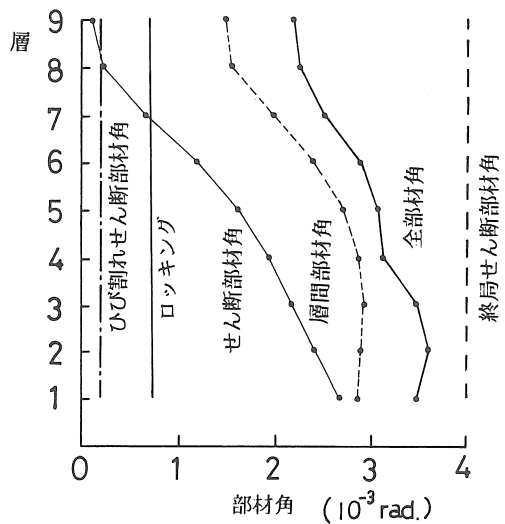


図-14 応答部材角

参考文献

- (1)小高昭夫：構造部材の塑性ヒンジ機構を考慮した構造物の応答解析，愛知工業大学，“研究報告”No.17：1982，03.
- (2) 小高昭夫他：部材の塑性ヒンジ機構を考慮した架構の応答解析，日本建築学会学術講演梗概集：1973，10.
- (3) 日本鋼管㈱：床変形を考慮した高層建築の動的解析，日本鋼管株式会社技報 No.60：1973.
- (4) 小高昭夫他：マトリックスを用いた骨組解析の一考察，日本鋼造協会，第3回研究集会，マトリックス構造解析講演論文集：1969，05.

付録(1)：ロッキングおよびスウェイングを伴う場合における架構の弾性時剛性マトリックス.

付録(2)：1層，3層，5層におけるせん断力とせん断部材角の関係.

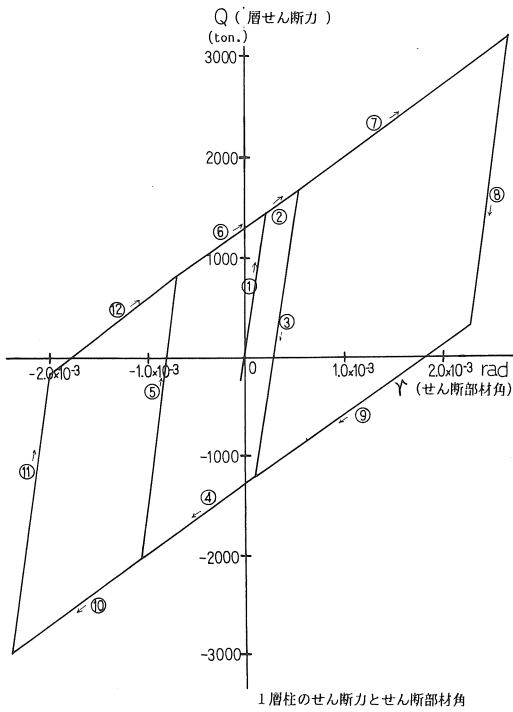
付録(3)：1層と3層におけるせん断歪速度とせん断歪の関係.

付録1．架構の剛性マトリックス

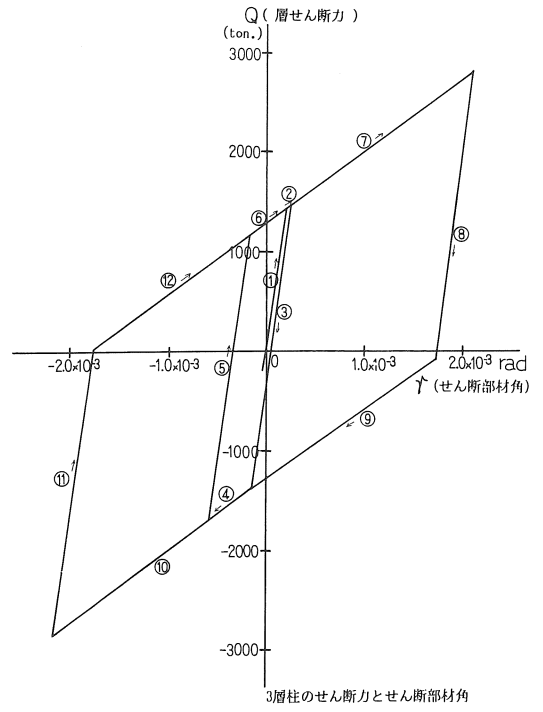
STIFFNESS MATRIX

	$\theta$	$x_0$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	
[K] =	0.1206171D 11	0.5974777D 07	-0.1787714D 07	-0.1257026D 07	-0.8822605D 06	-0.6071041D 06	
	0.5974777D 07	0.3781937D 05	-0.2696820D 05	0.3148763D 03	0.2210001D 03	0.1520754D 03	
	-0.1787714D 07	-0.2696820D 05	0.5214731D 05	-0.2674446D 05	0.4713405D 03	0.3243404D 03	
	-0.1257026D 07	0.3148763D 03	-0.2674446D 05	0.5195572D 05	-0.2686636D 05	0.3973330D 03	
	-0.8822605D 06	0.2210001D 03	0.4713405D 03	-0.2686636D 05	0.5183972D 05	-0.2691663D 05	
	-0.6071041D 06	0.1520754D 03	0.3243404D 03	0.3973330D 03	-0.2691663D 05	0.5176174D 05	
	-0.4119175D 06	0.1031825D 03	0.2200636D 03	0.2695887D 03	0.3576653D 03	-0.2696671D 05	
	-0.2799146D 06	0.7011666D 02	0.1495421D 03	0.1831965D 03	0.2430480D 03	0.3395280D 03	
	-0.1786323D 06	0.4474615D 02	0.9543286D 02	0.1169100D 03	0.1551053D 03	0.2166756D 03	
	-0.8537630D 05	0.2138617D 02	0.4561160D 02	0.5587645D 02	0.7413169D 02	0.1035589D 03	
	-0.4848311D 06	0.1214468D 03	0.2590171D 03	0.3173087D 03	0.4209757D 03	0.5880856D 03	
		$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$	$x_9$	
		-0.4119175D 06	-0.2799146D 06	-0.1786323D 06	-0.8537630D 05	-0.4848311D 06	
		0.1031825D 03	0.7011666D 02	0.4474615D 02	0.2138617D 02	0.1214468D 03	
	0.2200636D 03	0.1495421D 03	0.9543286D 02	0.4561160D 02	0.2590171D 03		
	0.2695887D 03	0.1831965D 03	0.1169100D 03	0.5587645D 02	0.3173087D 03		
	0.3576653D 03	0.2430480D 03	0.1551053D 03	0.7413169D 02	0.4209757D 03		
	-0.2696671D 05	0.3395280D 03	0.2166756D 03	0.1035589D 03	0.5880856D 03		
	0.5169334D 05	-0.2697952D 05	0.3106816D 03	0.1484885D 03	0.8432300D 03		
	-0.2697952D 05	0.5153171D 05	-0.2707774D 05	0.2306005D 03	0.1309524D 04		
	0.3106816D 03	-0.2707774D 05	0.5131812D 05	-0.2720383D 05	0.2023896D 04		
	0.1484885D 03	0.2306005D 03	-0.2720383D 05	0.4958340D 05	-0.2305922D 05		
	0.8432300D 03	0.1309524D 04	0.2023896D 04	-0.2305922D 05	0.1717574D 05		

付録(2)：各層におけるせん断力とせん断部材角の関係  
 ( $Q_i \sim \gamma_i$ ,  $i$ ：層)

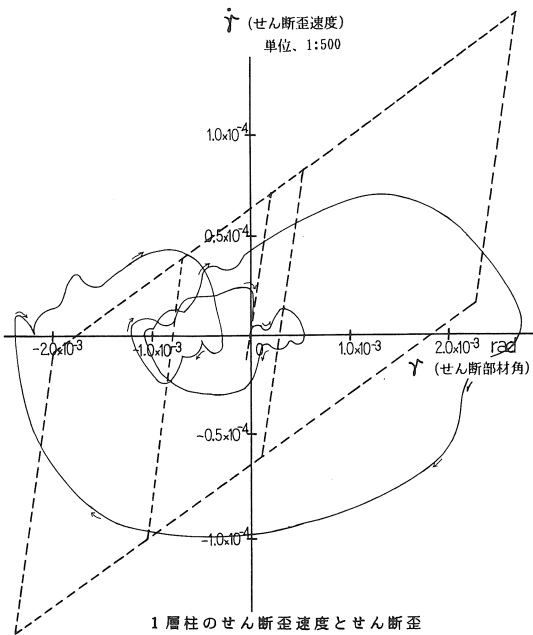


付(2) - a

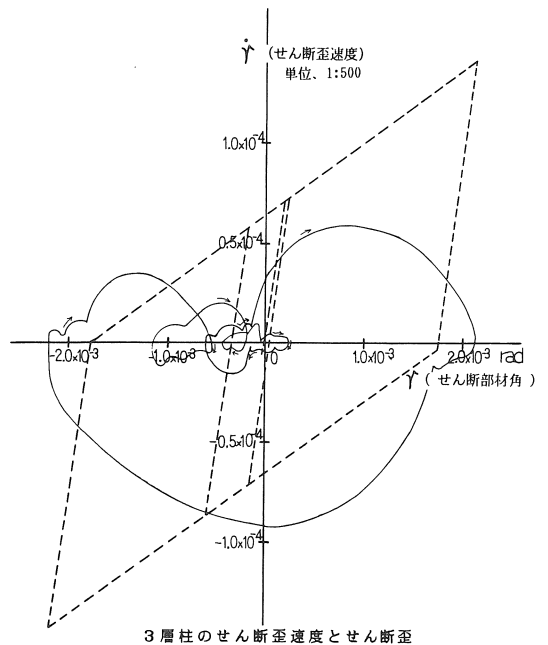


付(2) - b

付録(3)；1層と3層におけるせん断層断度とせん断層の関係  
 ( $\dot{\gamma}_i \sim \gamma_i$ )

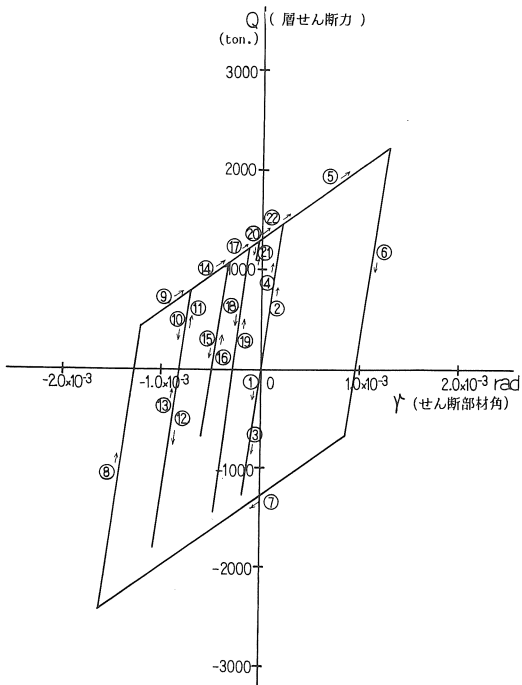


付(3) - a



付(3) - b





5層柱のせん断力とせん断部材角

付(2) - c

(受理 昭和62年1月25日)