

3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の弾塑性振動実験(第1報)

—実験結果とせん断系モデルによる弾塑性応答解析—

江戸宏彰 表 佑太郎
武田寿一

Experiments and Research on Non-linear Response of Three-storied One-bay Reinforced Concrete Frame Subjected to Simulated Earthquakes (Part 1)

—Experimental Results and Non-linear Response Analysis by Shear Models—

Hiroaki Eto Yutaro Omote
Toshikazu Takeda

Abstract

This report discusses the results of experiments on a 3-storied one-bay reinforced concrete frame subjected to simulated earthquakes and non-linear response analyses of shear models. As the specimen was designed to fail in the columns by bending moment, it was confirmed that the dynamic behavior of the specimen could be fully traced by using the tri-linear degrading hysteresis loop presented herein.

概 要

本報告は、柱曲げ降伏型3層1スパンRCラーメンの弾塑性振動実験と静的水平加力実験を行ない、復元力特性をせん断系にモデル化した弾塑性応答解析によって検討を行なったものである。

復元力特性を Tri-linear Degrading 形とし、減衰を内部減衰形としてせん断系モデルによる弾塑性応答解析を行ない、その結果と振動実験結果とを比較・検討した結果、試験体は柱降伏型のため、せん断系モデルによる応答解析で応答性状を十分把握できることが確認された。

1. 序

1968年の十勝沖地震において、従来の静的震度法によって設計されたRC建物が多数破壊した。そこで、その原因を解明し、RC建物の耐震性を高めるために、各種の部材実験や実物実験が行なわれ、さらに、超高層建築で行なわれていた動的解析をRC構造に応用して、各種の弾塑性地震応答解析が行なわれるようになってきた。

現在では、復元力特性を層ごとに定義するせん断系モデルによる応答解析のみならず、骨組を構成する各部材の復元力特性を用いた応答解析(精算)も行なわれている¹⁾。これらの応答解析で用いる復元力特性は、部材の静加力実験結果をもとにしており、静加力時にはRC骨組に対するこのような解析法の妥当性が実験結果と比較・検討されている²⁾。しかし、応答解析結果と振動実験結果との比較・検討は、弾塑性域にわた

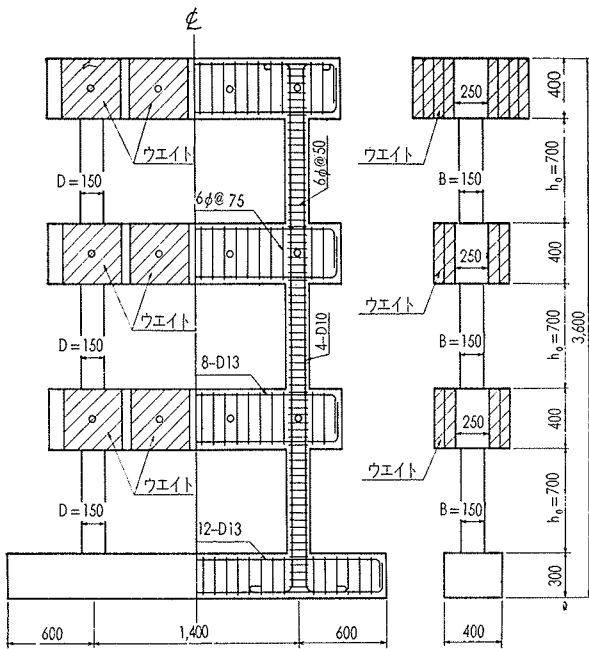
る振動実験が非常に少ないためまだ十分には行なわれていない。

本研究は以上のことを考え、現在行なわれているRC骨組の弾塑性地震応答解析の妥当性を、振動実験を通して明らかにすることを目的としている。

本報告はその第一段階として、柱降伏型の3層1スパンラーメンの振動実験及び静的水平加力実験を行ない、その実験結果とせん断系モデルによる弾塑性応答解析結果との比較検討を行なったものである。

2. 試験体と使用材料

図一1に試験体の形状を示す。試験体は当技研所有の大型電気油圧式振動台で降伏及び破壊させることができるように、実物の約 $1/5$ の大きさとした柱曲げ降伏型の3層1スパン平面ラーメンで、柱に対して梁は十分剛とみなせる断面である。柱、梁の断面及び使用材料を以下に記した。



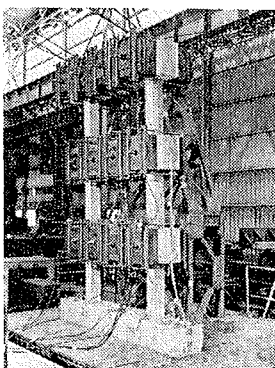
図一 試験体の形状

- (1) 柱…… $B \times D = 15\text{cm} \times 15\text{cm}$, $h_0 = 70\text{cm}$
 $p_t = 0.635\% (4-D10, s\sigma_y = 3610\text{kg/cm}^2)$
 $p_w = 0.746\% (6\phi @ 50, s\sigma_y = 4170\text{kg/cm}^2)$
- (2) 梁…… $B \times D = 25\text{cm} \times 40\text{cm}$
- (3) 基礎梁…… $B \times D = 40\text{cm} \times 30\text{cm}$
- (4) コンクリート
 ……豆砂利普通コンクリート(スランプ18cm)
 $c\sigma_B = 163.4\text{kg/cm}^2 (E_c\sigma_B = 179.1\text{ton/cm}^2)$
 $c\sigma_t = 16.02\text{kg/cm}^2 (\approx 1.25\sqrt{c\sigma_B})$

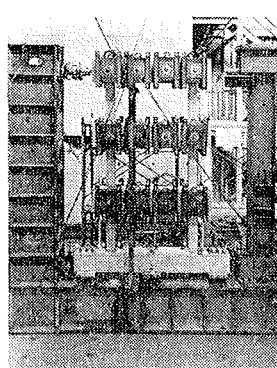
試験体は同じものを2体製作し、1体を振動実験、他の1体を静的水平加力実験に用いた。

3. 実験方法

図一2に振動実験状況、図一3に静的水平加力実験状況を示す。



図一2 振動実験状況



図一3 静加力実験状況

3.1. 振動実験

振動実験は、振動台に実際の地震波形を入力して試験体を降伏させ、弾塑性域にわたる応答性状をとらえることを第1の目的とした。また、地震波による振動実験の前後に、固有周期の伸び及び減衰定数の変化をみるため、自由振動実験及び正弦波による定常微振動実験を行なった。振動台の入力地震波には、応答解析で一般に用いられている EI-Centro 1940 NS 成分を使用した。地震波のタイムスケールは実時間、継続時間は30秒間とし、入力加速度振幅を縮小または拡大して、R-1~R-4まで4回の振動実験を行なった。R-1は弾性範囲における実験で振動台の最大加速度 $A_0. \max \approx 40\text{gal}$ (測定結果)、R-2 ($A_0. \max \approx 600\text{gal}$) で試験体を一気に降伏させた。R-3, R-4はさらに入力レベルをあげて、それぞれ $A_0. \max \approx 900\text{gal}$, 1000gal にて実験を行なった。

各層の慣性力を増すために梁につけた錘の重量は、各層に加わる最大応答せん断力の差が少なくなるように、1, 2層は各1.28ton, 3層はその倍 2.56tonにした。鉛直荷重(錘及び梁, 柱の自重)による柱頭と柱脚との平均軸力 σ_0 は、1層 15.0kg/cm^2 , 2層 10.9kg/cm^2 , 3層 6.8kg/cm^2 である。

3.2. 静的水平加力実験

静的水平加力実験は、応答解析に使用する各層の復元力特性を検討するために行なった。梁には振動実験の時と同様に錘をつけ、鉛直荷重による柱の平均軸力を振動実験時と等しくした。水平加力は、振動実験時に各層に加わる水平力分布と等しくなるように各層を加力するのが理想的であるが、ここでは加力を簡単にするため3層のみとし、3層の梁端中央でオイルジャッキによって水平力を正負繰返し加えた。

繰返しは、2層の層間部材角 $R_2 \approx \pm 1/500, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50$ 及び $\pm 1/25$ で行なった。ただし、 $R_2 \approx \pm 1/25$ の時はオイルジャッキを2層の梁端中央に移動して加力した。各変形段階では2回正負繰返し、2回目の負加力ではその変形段階の約 $1/2$ の変形まで加力した。

実験前及び各変形段階終了後に、3層の梁端をバタ角で叩いて自由振動させ、固有周期の伸び及び減衰定数の変化をみた。

4. 実験結果と応答解析

実験結果のうち、曲げひび割れ発生荷重, 降伏荷重, 応答最大値, 固有周期及び減衰定数の変化などについては既に発表した³⁾ので、ここでは主に、試験体をせん断系に置換する場合のモデル化の方法, 減衰のとり方及びそれらを用いた応答解析結果と振動実験結果と

の比較・検討を示した。

4.1. せん断系へのモデル化

弾塑性応答解析に用いた各層の復元力特性は、図-4に示すような Tri-linear Degrading 形とした。この復元力特性の特徴は、C点（ひび割れ発生点）をこえたのちに変形がもどるときの勾配 K_d は最大変形が大きくなるに従って低下することと、せん断力が0のところからは反対方向の過去の最大変形点を指向することで、RC部材のひび割れ及び降伏後の剛性低下の性質をとり入れている。試験体の各層の復元力特性のスケルトンカーブは、次の2種類とした。

4.1.1. モデル化1 モデル化1は通常よく行なわれている方法⁴⁾で、各層の弾性剛性 K_1 は、柱の端部に剛域をとり、曲げ・せん断・剛域を考慮したD法によるD値から求めた。図-4のC点とY点を結ぶ直線の勾配である剛性 K_2 は、降伏点剛性 K_y からY点を求めれば求まる。 K_y は、曲げ・せん断・剛域を考慮して求めたすべての柱の有効剛比 k_0 を、次式⁵⁾で低下させた柱の有効剛比 k_y を用いてD法で求めた。

$$k_y = \alpha_y \cdot k_0$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot \frac{s \cdot E}{c \cdot E} \cdot p_t + 0.043 \cdot \frac{a}{D} + 0.33 \cdot \frac{\sigma_0}{c \cdot \sigma_B}) \left(\frac{d}{D} \right)^2$$

4.1.2. モデル化2 モデル化2では梁を剛と仮定して、弾性時及び降伏時の各層の層間変形を次の各種の変形の和として求め、 K_1 及び K_2 を求めた。

(1) 柱の曲げ変形 δ_B

弾性時
$$\delta_B = \frac{h_0^3}{12 \cdot c \cdot E \cdot I} \cdot \frac{Q}{2}$$

降伏時
$$\delta_B = \frac{1}{\rho_y} \cdot \frac{h_0^2}{6}$$

(柱頭、柱脚の降伏時の曲率 $1/\rho_y$ を e 関数法で求め、材軸に沿う曲率分布を直線と仮定した。)

(2) 柱のせん断変形 δ_s ……常に弾性とした。

$$\delta_s = \kappa \cdot \frac{h_0}{c \cdot G \cdot A} \cdot \frac{Q}{2}$$

(3) 柱の梁へのめり込みによる変形 δ_Ω ……常に弾性

$$\delta_\Omega = \frac{1-\nu}{\pi \cdot c \cdot G} \cdot \frac{h_0^2}{I} \cdot \frac{Q}{2} \cdot \frac{D}{2} \cdot \left[\frac{B}{D} \cdot \log \frac{\sqrt{1+(B/D)^2} + 1}{B/D} \right]$$

(4) 水平力による柱の軸方向変形による変形 δ_θ ……常に弾性

(水平力の分布を逆三角形と仮定して求めた。)

(5) 柱端の主筋の抜け出しによる変形 δ_{slip} ……降伏時のみ

$$\delta_{slip} = \frac{D_t \cdot s \cdot \sigma_y^2}{8 \cdot \tau_{av} \cdot s \cdot E} \cdot \frac{h_0}{d - n}$$

ここに、 D_t = 主筋の径

$$\tau_{av} = 35 \text{ kg/cm}^2 \text{ と仮定}$$

n = e 関数法で求めた

降伏時の中立軸位置

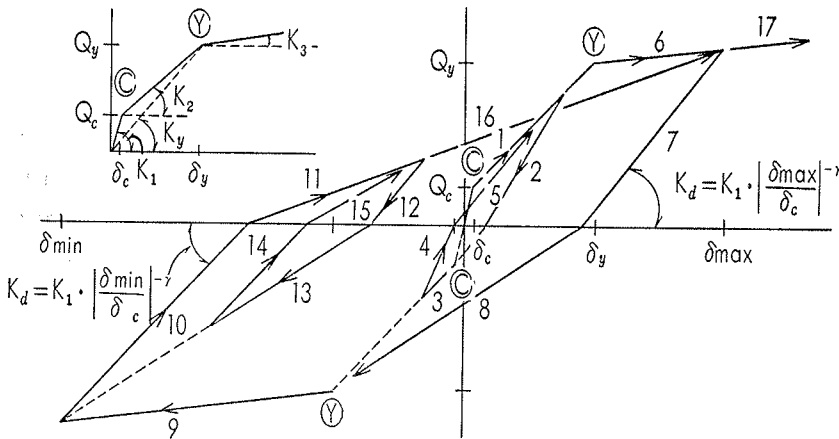


図-4 Tri-linear Degrading 形復元力特性

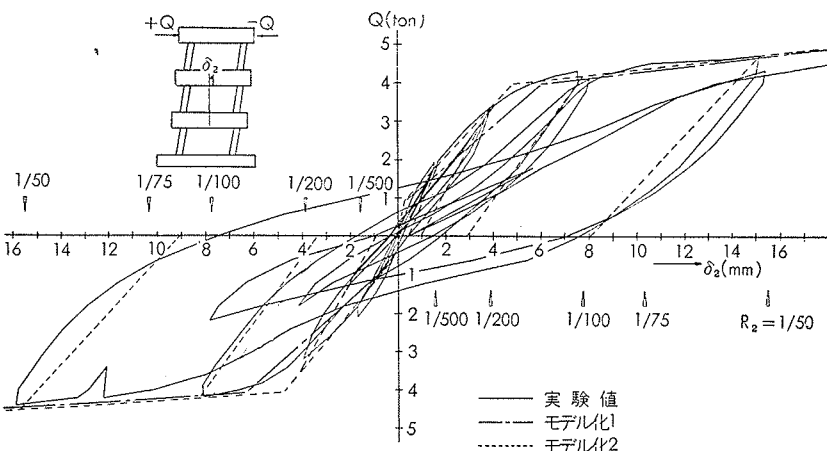


図-5 復元力特性——静加力実験結果とせん断系モデル

4.1.3. 共通事項 モデル化1、モデル化2ともに、Y点以後の剛性 K_3 は静加力実験結果から弾性剛性 K_1 の3%と仮定し、減力剛性 K_d 及び Q_c 、 Q_y は次式で求めた。

$$K_d = K_1 \cdot \left| \frac{\delta_{max} \text{ または } \delta_{min}}{\delta_c} \right|^{-\gamma}$$

$$Q_c \text{ または } Q_y = \frac{2 \cdot (M_c \text{ または } M_y)}{h_0}$$

ここに、 $\gamma = 0.35$ と仮定した。

$$M_c = (c \cdot \sigma_t + \sigma_0) \cdot Z$$

M_y = e 関数法で求めた。

なお、e 関数法では柱の軸力として、鉛直荷重による各層の平均軸力 σ_0 を用いた。

	静加力実験 (ton/cm)	モデル化1 (ton/cm)	モデル化2 (ton/cm)	フレーム解析 (ton/cm)
3層	16.72(1.00)	27.2(1.63)	21.6(1.29)	20.8(1.24)
2層	19.69(1.00)	27.2(1.38)	25.5(1.30)	24.4(1.24)
1層	27.9(1.00)	27.2(0.97)	28.9(1.04)	28.3(1.01)

表-1 弾性剛性 K_1

	振動実験 (sec)		モデル化1 (sec)	モデル化2 (sec)
	自由振動	定常微振動		
T ₁	0.1290(0.66)	0.1969(1.00)	0.1375(0.70)	0.1403(0.71)
T ₂	—	0.0579(1.00)	0.0453(0.78)	0.0479(0.83)
T ₃	—	0.0341(1.00)	0.0295(0.87)	0.0307(0.90)

表-2 弾性固有周期

4.1.4. 静加力実験結果とせん断系モデルとの比較

2層の復元力特性の静加力実験結果とせん断系モデルのスケルトンカーブを図-5に示す。静加力実験結果とモデル化2を比較すると、弾性剛性を除けばスケルトンカーブ、減力剛性とも良く一致している。モデル化1は実験結果より降伏変形が大きく、モデル化2の降伏変形の約1.26倍であった。

静加力実験の初期剛性、せん断系モデルの弾性剛性 K_1 及び曲げ・せん断・剛域を考慮したフレーム解析プログラム⁸⁾ で求めた弾性剛性を表-1に示す。実験初期剛性と弾性剛性計算値とを比較すると、1層はほぼ等しいが、2層、3層では計算値の方が大きく、モデル化2では実験値の約1.3倍であった。これは、フレーム解析の弾性剛性がモデル化2の弾性剛性とほぼ等しいことから、試験体の運搬や錘を梁にとりつける時に試験体にひび割れが生じて、初期剛性が低下したためと思われる。

振動実験の最初の自由振動実験と定常微振動実験で得られた初期固有周期と、せん断系モデルの弾性固有周期を表-2に示す。自由振動実験での固有周期は変位振幅が著しく小さいため、定常微振動実験の約0.66倍と短かく、また、せん断系モデルの弾性固有周期は定常微振動実験の約0.70~0.90倍と短かかった。このことから振動実験においても静加力実験と同様に、初期剛性は低下していると思われる。

4.2. 振動方程式と減衰のとり方

弾塑性を考慮した増分式での多質点系振動方程式は次式であらわされる。

$$[M]\{\Delta\ddot{Y}\} + [C]\{\Delta\dot{Y}\} + [K]\{\Delta Y\} = -[M]\{\Delta\ddot{y}_0\}$$

減衰マトリックス $[C]$ は内部減衰形として、

$$[C] = \frac{2h}{\omega_1} [K]$$

で求めた。ここで、 ω_1 は塑性域でも1次の弾性固有円振動数を用いた。 $[C]$ を求める時に使用する剛性マトリックス $[K]$ は、次の2種類とした。

- (1) $[K]$ は瞬間剛性マトリックスとする(減衰I)。
- (2) $[K]$ は塑性域でも弾性剛性マトリックスとする(減衰II)。

減衰Iと減衰IIとは弾性域では等しいが、塑性域では減衰Iの減衰は瞬間剛性の低下につれて小さくなる。

数値解法は線形加速度法を用い、計算時間きざみを1/1000秒とした。減衰定数 h は静加力実験前の自由振動実験結果から0.03とし、地震動 $\{\Delta\ddot{y}_0\}$ には振動実験時の振動台加速度記録を使用し、R-1からR-4まで4波続けて応答解析を行なった。

4.3. 振動実験結果と応答解析結果との比較・検討

応答解析は、4.1.項でせん断系へモデル化した2種類の復元力特性と、4.2.項で仮定した2種類の減衰のとり方を組合わせて計4 CASEについて行なった。

表-3に、振動実験結果と応答解析結果のうちから各層の相対変位及び絶対加速度の応答最大値を示し、各層の応答最大相対変位を比較しやすいように図-6に示した。また、各層の相対変位と絶対加速度の振動実験測定波形及び CASE-4 の場合の応答解析波形をそれぞれ図-7、図-8に示した。図には、振動実験、応答解析とも各地震波について30秒間行なったうちの最初の10秒間の波形を示した。

振動実験結果と4CASEの応答解析結果とを比較・検討すると、およそ次のような傾向がみられる。

(1) 弾性範囲における振動実験R-1での応答周期は約0.2秒で、定常微振動実験での1次の初期固有周期と等しかった。応答解析では4CASEとも、R-1での応答周期は約0.14秒で、1次の弾性固有周期計算値と一致している。

(2) 応答解析での応答周期の性状は4CASEともほぼ等しく、振動実験での応答周期と比較すると、大変形後の応答周期が振動実験結果よりも短周期であった。これは、復元力特性で大変形後の小変形での繰返しを図-4の12→13→14→15のように小ループを形成するようにしたため、小変形での繰返しほど剛性が高くなる傾向があるため、15が指向する点を12の出発点でなく、過去の最大変形点(7の出発点)とするか、いわゆるD-TRI形復元力特性⁹⁾のようにせん断力が0になる以前に反対方向の過去の最大変形点を指向するようにした方が良くと思われる。

(3) 振動実験では、図-7に示したように各層の応答変位の一方への流れはみられなかった。また、図-6に示したように、振動実験の各層の応答最大相対変位はR-2~R-4までほぼ同じ傾向を示し、応答最大層間変位は1層が最も大きく、2層と3層はほぼ等しかった。

	モデル化の方法 減衰のとり方		応答最大相対変位 (cm)				応答最大絶対加速度 (gal)			
			R-1	R-2	R-3	R-4	R-1	R-2	R-3	R-4
振動実験		3層	(読取不能)	1.500	1.967	2.867	69	823	1,235	1,470
		2層	(同上)	1.050	1.433	2.133	67	745	960	1,137
		1層	(同上)	0.667	0.900	1.367	43	647	823	1,372
		振動台					39	588	882	980
CASE-1	モデル化1 減衰 I	3層	0.059	1.263	2.036	4.984	125	755	996	844
		2層	0.045	0.914	1.635	4.415	94	591	830	858
		1層	0.024	0.461	1.166	2.506	69	605	811	693
CASE-2	モデル化1 減衰 II	3層	0.059	1.054	1.614	2.085	125	636	878	916
		2層	0.045	0.807	1.206	1.710	94	494	674	679
		1層	0.024	0.447	0.665	1.134	69	522	735	684
CASE-3	モデル化2 減衰 I	3層	0.063	1.312	2.002	3.820	128	824	995	1,013
		2層	0.044	0.975	1.572	3.390	88	619	897	965
		1層	0.022	0.507	0.634	1.667	65	557	960	749
CASE-4	モデル化2 減衰 II	3層	0.063	1.114	1.525	1.820	128	720	899	935
		2層	0.044	0.842	1.166	1.476	88	566	715	734
		1層	0.022	0.450	0.696	0.916	65	537	722	697

表-3 応答最大値

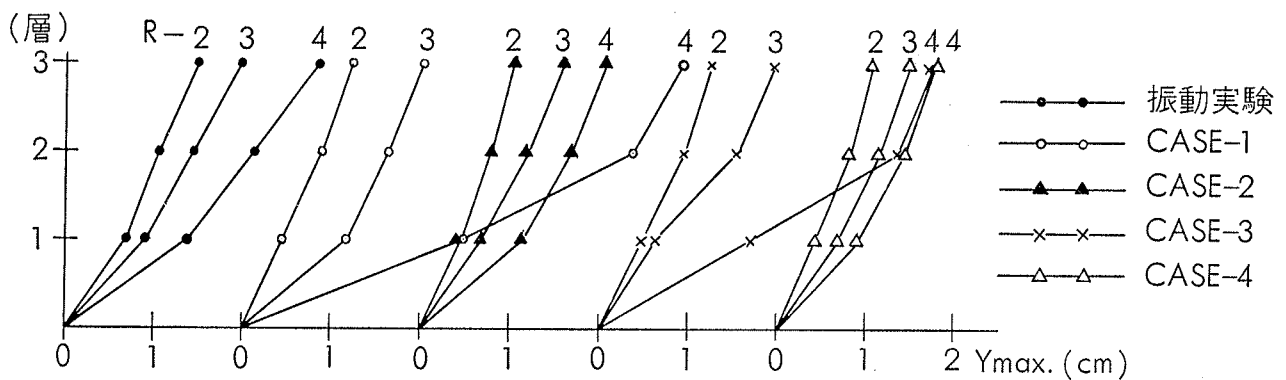


図-6 応答最大相対変位

振動実験では、R-2で1層、R-3で2層及び3層が降伏し、応答最大層間変位はR-4でモデル化2の降伏変形の約2.80倍（1層）、1.56倍（2層）、1.48倍（3層）であった。

(4) 応答解析では、各層の相対変位の波形及び応答最大値を各 CASE について比較すると、復元力特性のせん断系へのモデル化による差はほとんどみられず、モデル化1とモデル化2はほぼ同じ傾向を示している。それに対して、減衰のとり方による差は大きく、減衰IIでは相対変位の一方への流れはR-4でみられるだけであるのに、減衰IではR-3から相対変位は一方に流れ始め、R-4では著しく一方に流れ、応答最大相対変位は図-6に示したようにR-4で著しく増大している。

応答最大層間変位をみると、CASE-3のR-2で1層が、CASE-1のR-4で3層が降伏しているほかは、いずれもR-3で1層及び2層が降伏し、3層は降伏変形に達していない。

(5) 応答最大変位の実験結果と解析結果とを比較すると(図-6)、減衰IIの場合はCASE-2、CASE-4とも実験結果より小さく、実験結果の約 $\frac{2}{3}$ であった。減衰I(CASE-1、CASE-3)の場合はR-2、R-3は比較的实验結果とよく一致しているが、R-4では変形の一方への流れが著しく大きくなり、応答最大相対変位は実験結果の約1.2~2.1倍であった。この時1層と2層の応答最大層間変位はほぼ等しく、3層に比べると著しく大きかった。これは、減衰IIでは減衰マトリックス[C]が塑性域でも弾性時と変わらないため、塑性域における減衰の影響が大きくなって変形が小さくなり、逆に、減衰Iでは[C]を求める時の[K]に瞬間剛性を用いているため、瞬間剛性がスケルトンカーブの降伏点以後の剛性 K_s になった時に減衰が著しく小さくなり、変形が一方に流れる原因となるからである⁽¹⁰⁾。

5. 結び

柱曲げ降伏型の3層1スパンRCラーメンの弾塑性域にわたる振動実験と静的水平加力実験を行ない、復元力特性をせん断系にモデル化した弾塑性応答解析と比較・検討した結果をまとめると次のようになる。

(1) 試験体は柱降伏型ラーメンであるので、応答性状は復元力特性及び減衰を適当に仮定すれば、せん断系モデルによる弾塑性応答解析によって把握できる。

(2) 本報告では各層の復元力特性を、スケルトンカーブは4.1.項のモデル化1及びモデル化2の2種類とし、塑性域での減力剛性 K_d は最大変形が大きくなるに従って低下し、せん断力が0のところからは反対方向の過去の最大変形点を指向するTri-linear Degrading形として応答解析を行なったが、モデル化1とモデル化2の解析結果はほぼ同じ傾向であった。

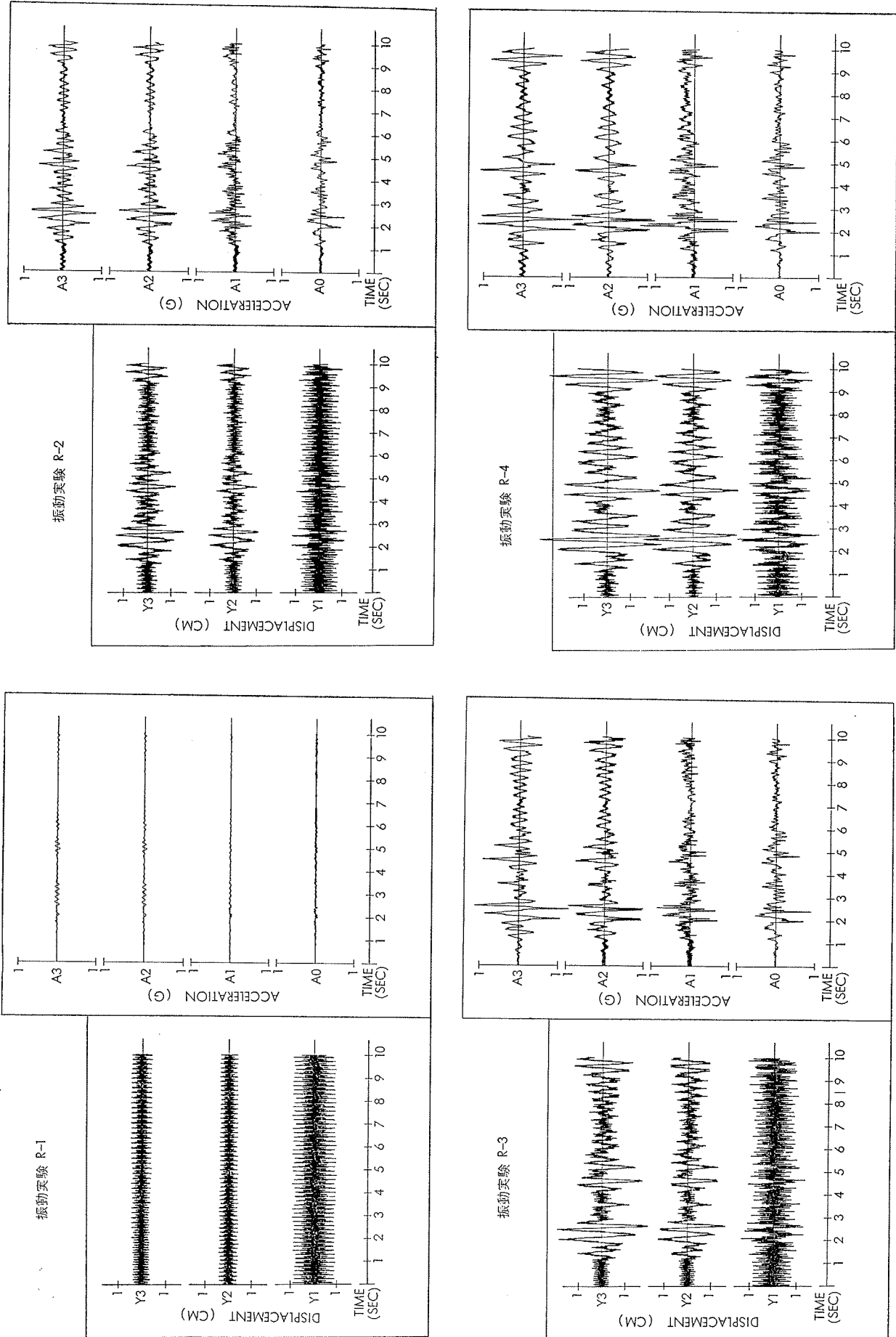
(3) 応答解析では、大変形後の小変形での振動波形の応答周期は振動実験結果よりも短周期であった。これは、復元力特性でD-TRI形のようにせん断力が0になる以前に反対方向の過去の最大変形点を指向させるか、繰返しによる剛性低下をとり入れて、小変形で繰返す時の剛性を低下させることによって改善できる。

(4) 減衰マトリックス $[C]$ は内部減衰形とし、 $[C]$ が瞬間剛性マトリックスに比例する場合(減衰I)と塑性域でも弾性時と変わらぬ場合(減衰II)とでは、応答解析結果は非常に異なり、減衰IIでは塑性域での減衰の影響が大きくなるため、応答相対変位は振動実験結果より小さかった。逆に、減衰Iでは瞬間剛性がスケルトンカーブの降伏点以後の剛性 K_3 になった時に剛性が著しく小さくなり、1層及び2層の応答層間変位が一方向に大きく流れた。

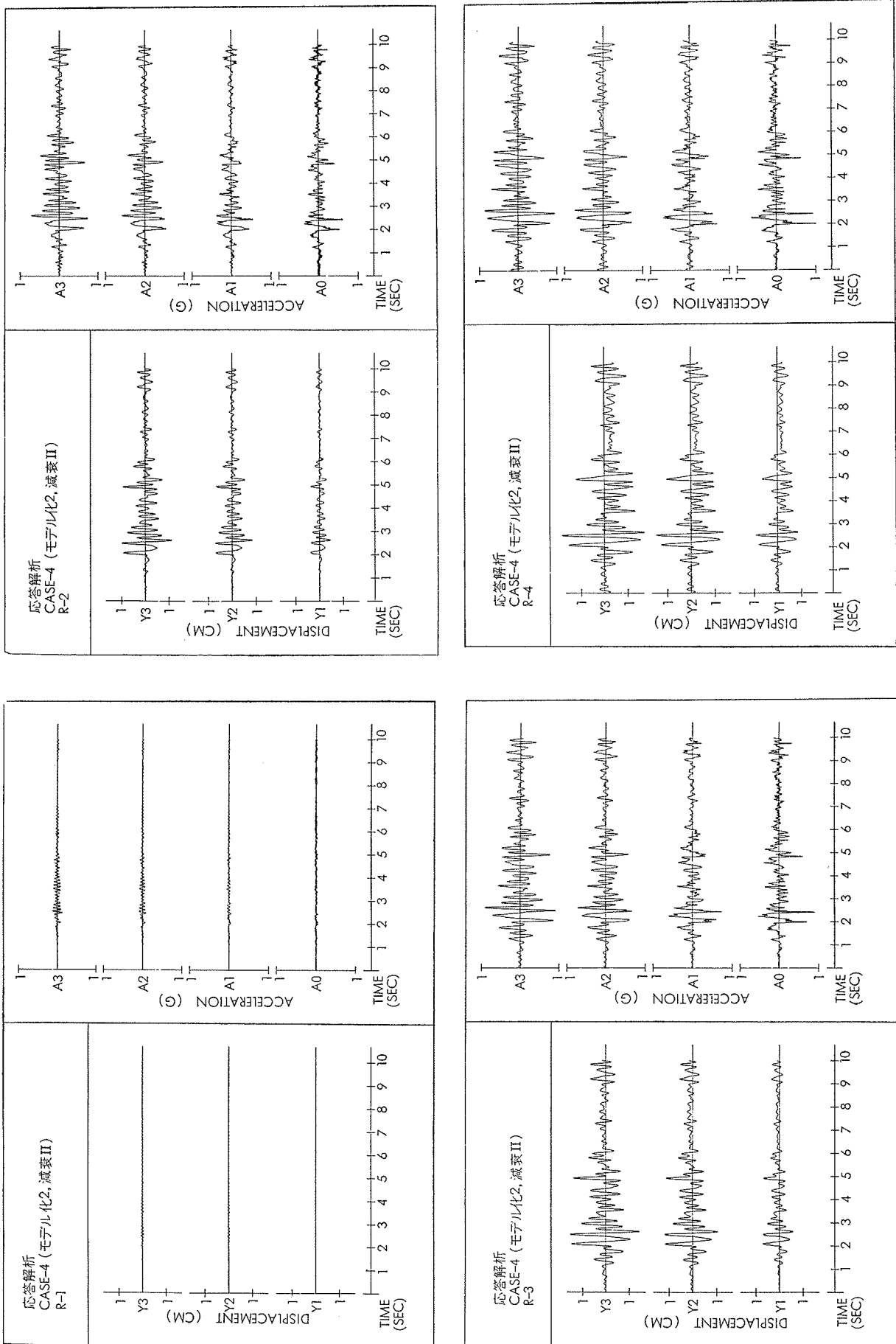
弾塑性応答における減衰のとり方については、更に検討の余地がある。

参考文献

- 1) 滝沢春男；鉄筋コンクリート造建物の強震応答解析，コンクリートジャーナル Vol. 11, No. 2, 1973. 2, pp. 10-21.
- 2) 青山博之・菅野忠・谷研一；鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析(第3報)，建築学会中国大会，1968. 10, pp. 789-790.
- 3) 江戸宏彰・武田寿一・表佑太郎；3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験(その1)；建築学会九州大会，1972. 10, pp. 1119-1120.
- 4) 梅村魁；鉄筋コンクリート建築の動的耐震設計法，pp. 292-319.
- 5) 建築学会；鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp. 72.
- 6) 金井清・田治見宏・大沢胖・小林啓美；建築構造学大系1巻，地震工学；pp. 76-78.
- 7) 宮武恒男・窪田敏行；鉄筋コンクリート柱に関する研究I；建築学会関東支部研，第37回，1966. 6, pp. 113-116.
- 8) 表佑太郎・板橋螢二；曲げ，せん断，剛域を考慮したフレーム解析法；大林組技術研究所報，No. 3, 1969, pp. 46-52.
- 9) 深田泰夫；鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究(その1)；建築学会関東支部研，No. 40, 1969. 11, pp. 121-124.
- 10) 表佑太郎・武田寿一；RC超高煙突の弾塑性応答に関する研究(第7報)；建築学会東北大会，1973, 10, pp. 915-916.
- 11) T. Takeda, M. A. Sozen and N. N. Nielsen；Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes；A. S. C. E., 1970. 12, pp. 2557-2573.



図一7 振動実験測定波形



図一8 応答解析波形——CASE-4