

1 層 鋼 骨 組 の 捩 れ 振 動 実 験

若 林 實・藤 原 悌 三
中 村 武・富 田 真 一

TORSIONAL VIBRATION TEST OF STEEL FRAME STRUCTURES

By *Minoru WAKABAYASHI, Teizo FUJIWARA, Takeshi NAKAMURA*
and *Shinichi TOMITA*

Synopsis

Failure process of one-storied steel frame structures with eccentric mass subjected to a modified waveform of NS component of 1940 El Centro record is experimentally studied, by using electromagnetic type shaking table. Model structures are composed of four columns, both ends of which are fixed to a rigid roof and a rigid base. Experimental results are compared with a dynamic analysis in which the restoring force characteristics are represented as Ramberg-Osgood type hysteresis considering the interaction effect of two directional bending moments and axial force.

1. 序

建築構造物には比較的均質な剛性と質量分布を与えることを設計の基本方針とするのが一般的ではあるが、現実には質量の偏在や剛性の不均一が生ずることは避け難く、激震時、強風時に構造物が並進運動に加えて捩れ振動を惹起することを予め予期しておくことが、地震時、台風時における構造物の安全性の立場から極めて重要であるのは、1968年の十勝沖地震における八戸図書館の被害例を見るまでもなく¹⁾、従来から指摘されているところである。捩れ振動については1934年の棚橋諒による弾性架構の捩れ振動に関する理論的研究以来、今日までに非定常非線形振動についても多くの研究が発表されており²⁻⁵⁾、非線形領域における構造物の安全性が種々の観点から論じられている。一方、捩れを含む構造物に関する実験的研究は比較的少なく、筆者らが鋼骨組を対象とした静加力試験について報告しているが⁶⁾、動的試験については柴田明徳、小野瀬順一、志賀敏男による鉄筋コンクリート造1層モデルに周波数の異なる正弦波外乱を作用させた振動実験の報告⁷⁾があり、そこでは bilinear 型履歴を各架構に与えた理論応答値と比較し、一軸曲げの耐力では捩れ挙動を十分に表現し得ないことなどを指摘しているが、未だ十分な耐震資料が得られている段階ではない。

本報は、柱両端を固定し、一軸にのみ偏心する鋼構造1層骨組を対象として1940年の El Centro 記録地震波の NS 成分の波形関数を入力とする振動実験を行ない、捩れを含む鋼構造物の動的崩壊過程を明らかにするとともに、応答波形および履歴曲線を理論的に表現することを試みた研究である。繰返し外力の作用する鋼構造物の復元力特性は処女載荷部分を除けば一般に Ramberg-Osgood 曲線で表現し得るといわれており⁸⁾、ここでは、2軸曲げモーメントと軸方向力を含む降伏条件を考慮し、相当断面力と相当塑性変形の間に Ramberg-Osgood 型の履歴関係を導入して⁹⁾ 理論解を導き、実験結果と比較検討している。

2. 実 験 計 画

2.1 試 験 体

実験に用いた柱は Fig. 1 に示すような長さ 15 cm, 1 cm 角の正方形断面であり、屋根面および床面に剛

に取り付けるための端部ブロックを含めて厚さ 32 mm の SS41 圧延鋼板より、材軸方向と圧延方向が一致するように切り出して製作し、加工による残留応力を除去するために焼鈍した。試験体は上述の柱 4 本を 27 cm×40 cm、厚さ 6 cm の屋根板と床板に柱間隔が 30 cm となるように緊結した後、1 m×1 m の鉄板を所定の偏心量となるように載荷して 1 層架構を構成した。引張試験から得られた材料の性状を **Table 1** に示す。振動実験は偏心零の場合 (F00E) と一方向の偏心量を 5 cm, 10 cm, 15 cm とした場合 (F05E, F10E, F15E) の 4 種類の構造物模型に対して行なったが、入力周波数特性の影響をみるため、10 cm 偏心の模型に、継続時間の異なる外乱を入力とした実験も併せて行なった (F10ET)。各試験体の柱寸法を実測し、4 本の平均値をとって **Table 2** に示す。**Table 3** には引張試験から求めた材料定数を用いて求めた試験体各柱の、降伏軸力に対する軸力比 N/N_y 、降伏水平変位 Δ_y 、降伏せん断力 Q_y および後に述べる運動方程式から求めた固有振動数 f_0 を示している。なお、本実験に使用した屋根板の全重量は 987 kg であり、柱断面形状は架構の降伏せん断力係数がおよそ $s=0.5$ となるように定めた。

2.2 実験方法

振動実験は京都大学防災研究所の動電型振動台を用いて行なった。試験架構および測定方法の概要を **Fig. 2** および **Photo. 1** に示す。計測方法は平面架構の振動実験の方法と大略等しく¹⁰⁾、架構せん断力を各柱の中央に貼付した電気抵抗型歪ゲージの記録から求め、架構の応答加速度と振動台の加速度を小型歪ゲージ型加速度計により求めた。揺れ振動による架構の相対変位を測定するために、4 個の差動トランスを使用した。揺れによる拘束を避けるために測定器と架構測定点の間に両端ピンの軽量の剛棒を挿入して、加振

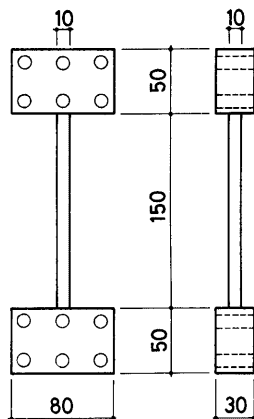


Fig. 1. Test specimen.

Table 1. Mechanical properties of material

Yield Stress	3.64t/cm ²
Yield Strain	0.00186
Strain Hardening Strain	0.0051
Ultimate Strength	5.12t/cm ²
Ultimate Strain	0.217
Young's Modulus	1.96t/cm ²

Table 2. Measured dimension of test specimens

SPECIMEN NAME	W(mm)	D(mm)	H(mm)
F00E	9.94	9.99	150.01
F05E	10.03	9.98	150.10
F10E	9.95	9.99	149.97
F15E	9.91	9.97	149.98

* W, D and H mean the width, depth and height of the column.

Table 3. Fundamental properties of model structure.

SPECIMEN NAME	F00E	F05E	F10E F10ET	F15E
N/N_y	0.066 0.066	0.087 0.045	0.108 0.024	0.129 0.003
Δ_y (cm)	0.2154 0.2154	0.1847 0.2714	0.1588 0.2820	0.1375 0.2794
Q_y (ton)	0.486 0.486	0.416 0.450	0.356 0.396	0.306 0.345
f_0 (Hz)	4.02 7.73	3.98 7.80	3.88 8.00	3.73 8.32

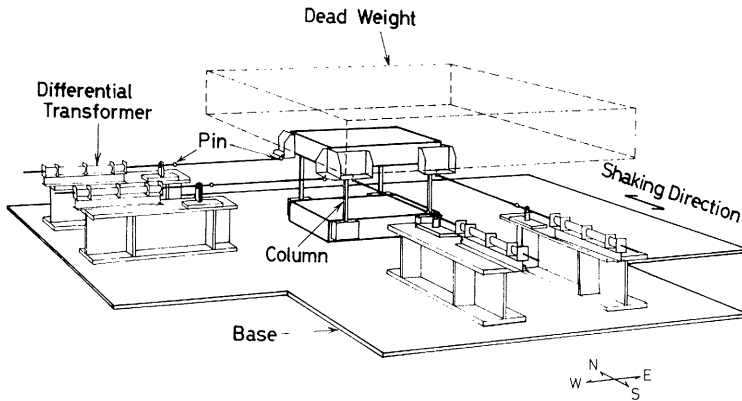


Fig. 2. View of torsional test.

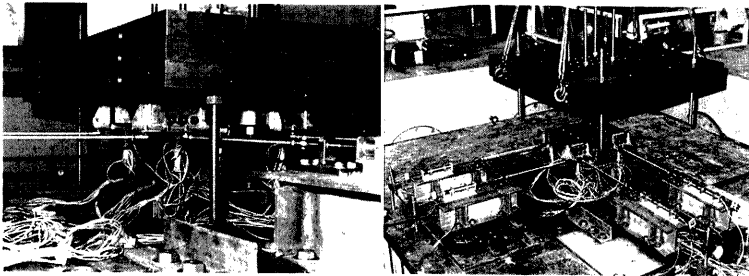


Photo. 1. View of torsional test.

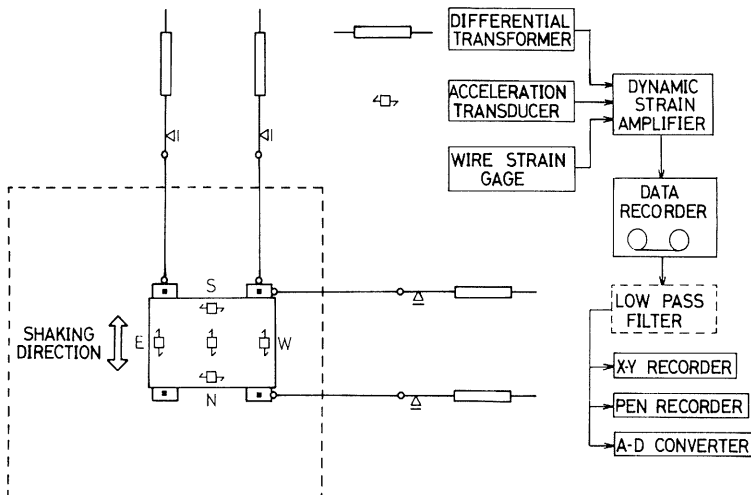


Fig. 3. Method of measurement.

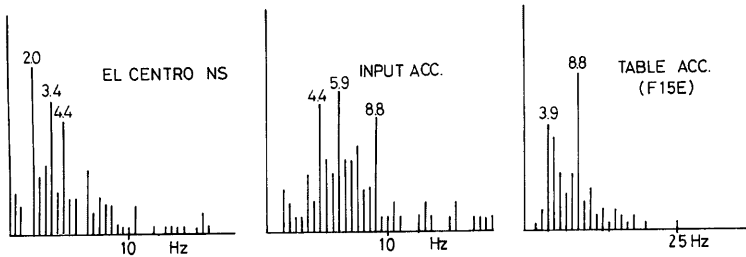


Fig. 4. Power spectrum of external force.

方向 2 点 (E, W) とそれに直交する方向 2 点 (S, N) を測定した。計測システムの概要を Fig. 3 に示す。得られた記録は増幅器を経て 14 チャンネルのデータレコーダーに同時記録され以後の解析に用いられる。

振動台に入力する加速度波形としては M. D. Trifunac によって補正された 1940 年 El Centro 地震記録の NS 成分のデジタル波形を $D-A$ 変換したものを用いたが、模型架構の固有振動数と外乱卓越振動数の関係から外乱時間軸を $1/2$ に短縮して使用した。ただし、試験架構の振れ挙動を増幅させることを意図して、F10ET の実験では時間軸の異った微小振幅の外乱を入力とする予備実験を繰返した後、最も振れ振幅が増大すると思われる原波形の $3/5$ に時間軸を縮めた外乱に対して崩壊実験を行なっている。なお、振動台で記録した加速度波形は振動台の特性の影響により、入力波形とは若干異なる波形を示す。シグナルプロセッサによって求めた外乱原波形、時間軸を $1/2$ とした波形および F15E 実験時の振動台の加速度波形のパワースペクトラムを Fig. 4 に示す。入力波形の周波数特性は原波形の 2 倍となるが実験時の振動台の波形は 8.8 Hz を共有するものの入力波形とはかなり異なったスペクトルを表しており、試験架構の重量と振動台の動特性の影響がかなり現われることとなる。

3. 実験結果

試験架構の弾性範囲の動特性を明らかにするため微小振幅の定常正弦波加振によって得られた共振曲線を Fig. 5 に示す。右の図は偏心のない場合の入力加速度振幅を 1 定値 1 gal としたときの屋根面の加速度応答倍率、左の図は偏心距離 15 cm の場合の剛心の水平変位を○印で、振れ角を 10 倍して×印で表わしている。実線は後に示すような振れと並進の 2 自由度振動系を対象として実験結果に類似するとと思われる固有振動数と臨界減衰比を抽出して計算した理論曲線である。このようにして得られた各試験体の固有振動数と臨界減衰比を Table 4 に示す。並進の卓越する固有振動数が Table 3 の理論値より若干小さいのは柱端部の固定度の影響によるものと考えられる。臨界減衰比は 0.5~1.0% であり、低次の振動モードである振れの卓越するモードに対する減衰比の方が大きな減衰比となっている。定常強制振動の前に行なった微小な

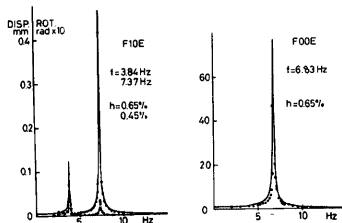


Fig. 5. Resonance curve.

Table 4. Frequency and damping ratio of model structure.

SPECIMEN NAME	F00E	F05E	F10E F10ET	F15E
$f(\text{Hz})$	6.83	3.96 7.17	3.84 7.37	3.65 7.33
$h(\%)$	0.65	0.50 0.50	0.65 0.45	1.00 0.60

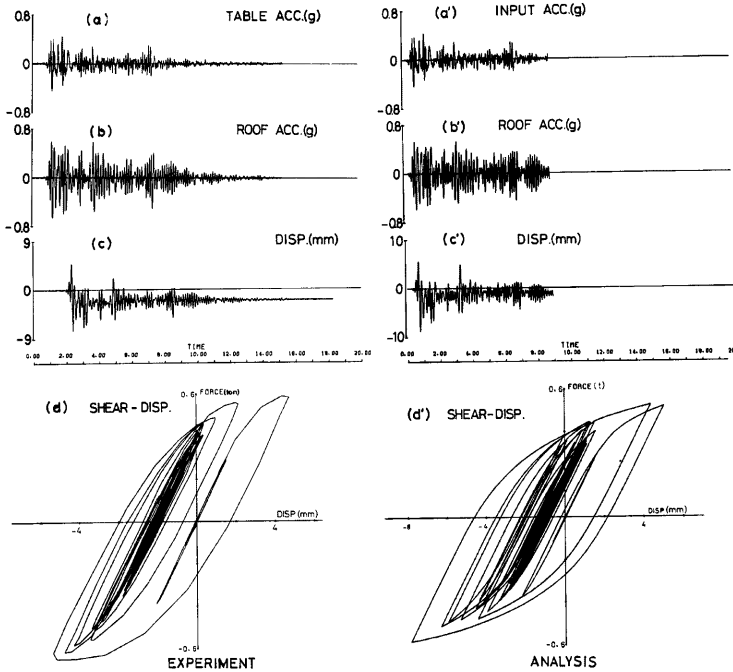


Fig. 6. Response of symmetric model (F00E) subjected to 1/2 El Centro.

shock を与えたときの自由振動実験の結果も同程度の振動数と臨界減衰比の値を示す。

Fig. 6(a)-(d) には偏心のない対称架構 (F00E) の実験結果から、地動 (振動台) 加速度、屋根板中央の応答加速度、西側柱頭の応答変位および架構のせん断力と相対変位の関係を示す。これらの応答波形から卓越振動数を読みとると 7 Hz 近傍にあり、共振曲線から得られた固有振動数と大略等しい。履歴曲線は紡錘型を示しており、Ramberg-Osgood 型の履歴法則が適用できるものと考えられる。なお、以下の図においても同様であるが、図中 (a'), (b') などは後述する理論応答結果である。**Fig. 7(a)-(g)** は重心と剛心の間に 5 cm の偏心のある場合 (F05E) の応答であり、屋根板応答加速度、剛心の加振方向せん断力と相対変位、振り抵抗モーメントと振り角の時刻歴応答および加振方向復元力履歴と振りモーメントと回転角の履歴を表している。並進運動は偏心のない場合と類似しているが、捩れ応答では卓越振動数が 3~4 Hz となり、捩れ角は小さいにも拘らず線形とならず、複雑な履歴を描く。ここで、振りモーメントは各柱の歪ゲージから求めたせん断力に剛心までの距離を乗じて算定し、回転角は加振直交方向について測定した 2 点 (N, S) の相対変位の差を柱間隔で除した値である。**Fig. 8(a)-(d)** は偏心距離 10 cm の架構 (F10E) の応答のうち、加振方向 (E, W) と直交方向 (N, S) の相対変位を示しており、捩れ挙動の影響によって加振方向の変位は測定した 2 点で若干異なり、予想とは逆に最大応答変位は重心から遠い西側の測点が大きくなるが残留変形は東側の測点が多い。加振と直交する方向の変位は捩れ振動によって生ずるため、測定した 2 点 (N, S) は逆位相の変位応答を示す。**Fig. 9(a)-(f)** および **Fig. 10(a)-(c)** は最も偏心量の大きい、15 cm の偏心をもつ架構 (F15E) の実験結果である。入力最大加速度は偏心 10 cm の架構 (F10E) の場合より 1 割ほど小さ

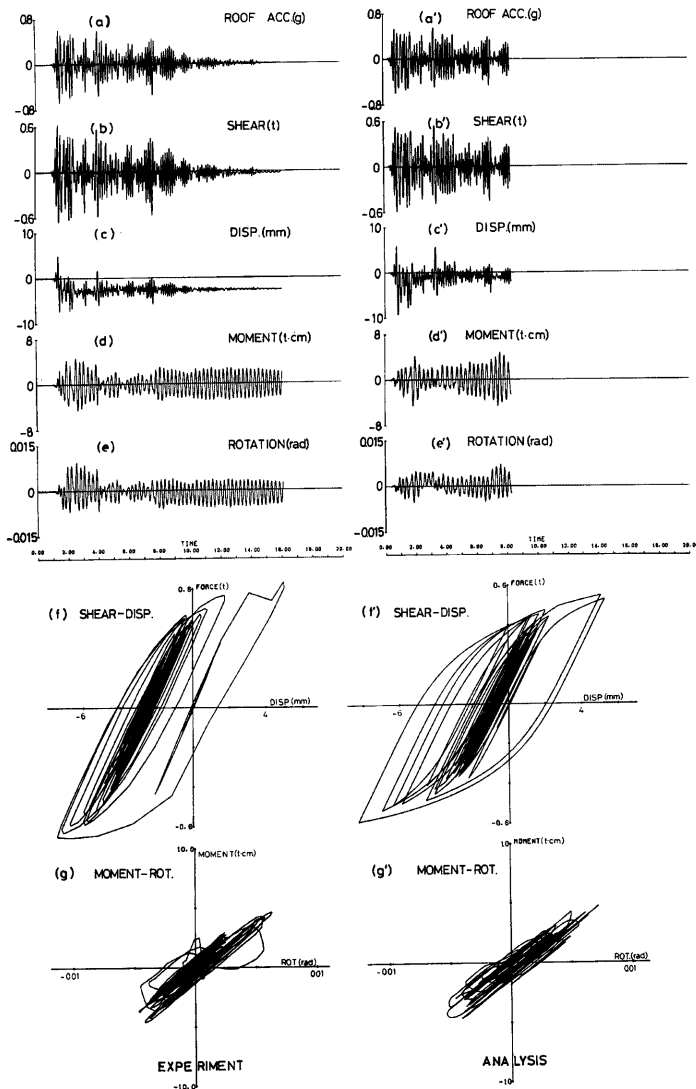


Fig. 7. Response of 5 cm eccentric model (F05E) subjected to 1/2 El Centro.

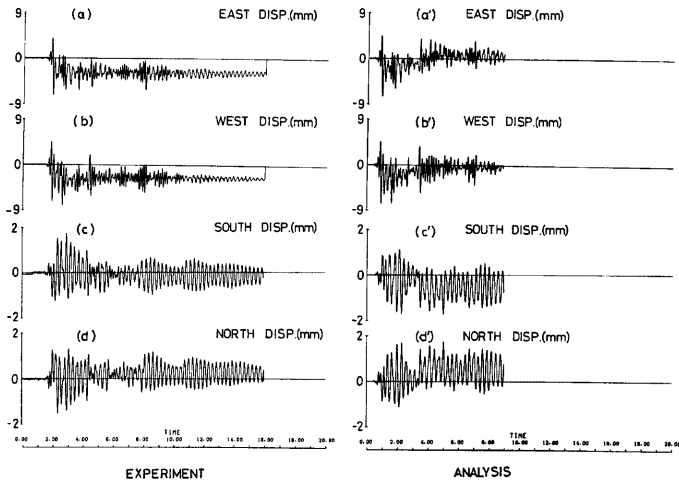


Fig. 8. Response of 10 cm eccentric model (F10E) subjected to 1/2 El Centro.

いが、振れ角は逆に 1.5 倍に増加しており、振りモーメントと振れ角との履歴は偏心 5 cm の架構 (F05E) の応答に比べて紡錘型に近づいており、振れ振動によって柱が相当塑性変形したことを示している。Fig. 10 は東南端の柱の直交 2 方向に生ずるせん断力と、その点の変位との復元力履歴および柱頭の 2 方向変位の軌跡を描いた図であり、加振方向に対しては 6~7 mm の最大変位応答を示す紡錘型の履歴となるが、直交方向では最大変位 2 mm、振れ角にすると約 0.13 ラジアンの変形を生じており、その履歴性状は偏心の小さい架構の応答よりは紡錘型に近づくものの、断面力間の相互作用の影響を受けて複雑な挙動を示す。柱頭 2 方向の変位の軌跡からは顕著な傾向はみられないが加振方向に対する残留変形が著しい。

以上は外乱波形の時間軸を記録波形の 1/2 として入力した実験結果であるが、Fig. 11(a)-(f) には偏心距離 10 cm の架構を対象として入力波形の時間軸を 10/10—1/10 に変動させて弾性振動実験を繰返した後、最も振れ振動の卓越した波形として時間軸を原波形の 3/5 に縮めて入力したときの崩壊実験結果 (F10ET) を示している。同じ偏心量の架構の実験結果である Fig. 8 と比較すると加振方向の変位振幅は小さくなり、残留変形も東側と西側で逆符号に生じており、加振と直交方向の塑性流れは加振方向より大きくなっている。その結果、振れ角の応答にも残留変形角が生じ、振れモーメントと振れ角の履歴挙動は 2 方向の相関関係によってかなり複雑となり、偏心距離の大きい F15E の実験結果よりも振れ角振幅も大きく、振れ履歴によってもエネルギーが消費されていることが判る。なお、図には示していないが東南柱の軌跡から加振と直交する方向の変位の最大値は約 2 mm で加振方向最大変位の 1/3 となり、時間軸を 1/2 としたときの応答より振れ応答は増加する。

以上、5 種類の振動実験から求めた最大値応答をまとめて Table 5 に示す。振動台の制御機構の影響で入力最大加速度を一定値に設定できなかったため、直接架構モデル間の応答は比較できないが、偏心量の多い F15E の加速度応答は入力レベルを考慮すると最も大きく振れ振動による影響を受けているが、一方、柱単材の挙動をみると東側（重心に近い側）の最大変位応答は必ずしも大きくはならず、周波数特性の異なる外乱を入力した F10ET の実験結果の方が大きく、最大値応答には入力外乱の波形や周波数特性がかなり影響することが判る。

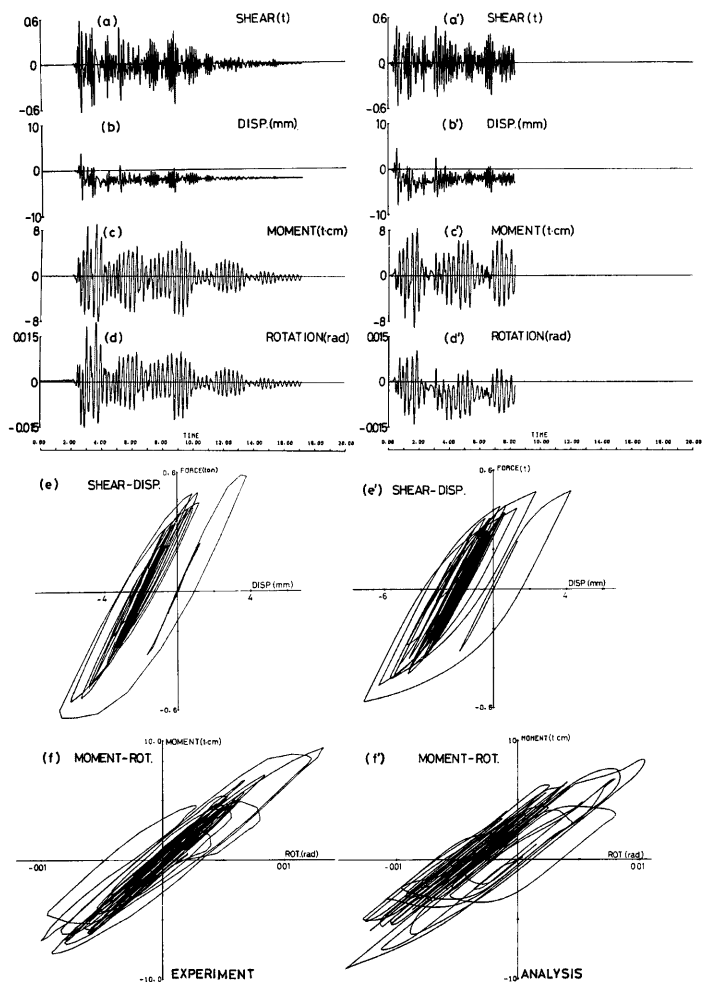


Fig. 9. Response of 15 cm eccentric model (F15E) subjected to 1/2 El Centro.

4. 地震応答解析

4.1 Ramberg-Osgood 型履歴曲線

鋼構造物の復元力特性乃至は構成部材の力と変形の関係が Ramberg-Osgood 型の履歴曲線で近似し得ることは既に指摘されており、復元力特性については1964年に P. C. Jennings によって¹¹⁾、また、モーメントと回転角の関係については S. C. Goel によって¹²⁾ 地震応答解析に応用されている。筆者の一人他は1970年に逆対称変形とならない一般的なモーメント分布をもつ部材の材端モーメントと節点回転角の関係に

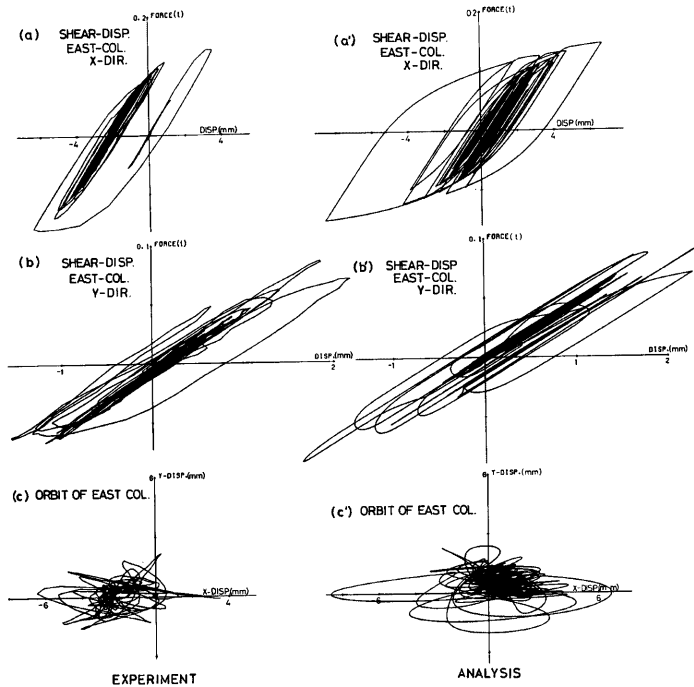


Fig. 10. East column response of 15 cm eccentric model (F15E). subjected to 1/2 El Centro

Table 5. Maximum response of vibration test.

	F00E	F05E	F10E	F15E	F10ET
INPUT ACC. (g)	0.453	-0.508	-0.461	-0.401	-0.394
CENTER ACC. (g)	-0.665	-0.678	-0.717	-0.734	-0.659
EAST ACC. (g)	-0.668	-0.719	-0.644	-0.671	-0.639
WEST ACC. (g)	-0.662	-0.746	-0.809	-0.862	-0.767
NORTH ACC. (g)	—	-0.077	-0.088	-0.108	-0.089
SOUTH ACC. (g)	-0.060	+0.080	0.082	0.089	0.081
EAST DISP. (mm)	-7.272	-7.585	-7.283	-6.469	-6.623
WEST DISP. (mm)	-7.525	-7.919	-8.051	-7.048	-6.855
SOUTH DISP. (mm)	-0.317	1.012	-1.260	2.193	2.223
NORTH DISP. (mm)	-0.293	-0.926	-1.517	-1.807	-2.221
MOMENT (t·cm)	-0.206	4.641	8.061	9.225	8.602
ROTATION (rad)	—	0.006	0.010	0.013	0.015

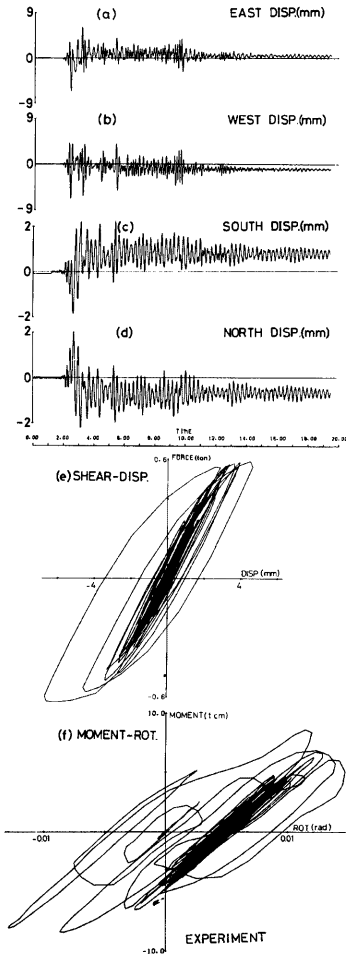


Fig. 11. Response of 10 cm eccentric model (F10ET) subjected to 3/5 El Centro.

と導かれる。材端から無次元長さ ξ の距離にある断面に生ずる曲率増分は、個材の振りモーメントを考慮外として

$$\phi_{X\xi}^p = \frac{c}{1+c}(2r+1)\bar{f}\xi^{2r-2}(\tilde{m}_{X\xi}^2\dot{\tilde{m}}_{X\xi} + \tilde{m}_{X\xi}\tilde{m}_{Y\xi}\dot{\tilde{m}}_{Y\xi} + \tilde{m}_{X\xi}\tilde{n}_\xi\dot{\tilde{n}}_\xi) \quad (10)$$

$$\phi_{Y\xi}^p = \frac{c}{1+c}(2r+1)\bar{f}\xi^{2r-2}(\tilde{m}_{Y\xi}^2\dot{\tilde{m}}_{Y\xi} + \tilde{m}_{Y\xi}\tilde{m}_{X\xi}\dot{\tilde{m}}_{X\xi} + \tilde{m}_{Y\xi}\tilde{n}_\xi\dot{\tilde{n}}_\xi) \quad (11)$$

Ramberg-Osgood 型の履歴特性を適用して地震応答を求めるとともに、新たに 2 軸曲げモーメントと軸力との作用する部材の相当断面力と相当塑性変形の関係に Ramberg-Osgood 型の履歴方式を導入し、非線形撓角法公式を増分形成で提示した⁹⁾。その概要は以下のようである。

部材の任意断面に働く無次元断面力ベクトルを $\{f\}$ 、対応する無次元塑性変形ベクトルを $\{v^p\}$ として、断面の降伏条件が塑性仕事 w^p の関数で与えられるものと仮定する。

$$F = F(f_1, f_2, \dots, f_N) = \bar{f}(w^p) \quad (1)$$

$$w^p = \int_0^t \langle f_i \cdot \dot{v}_i^p \rangle dt = \int_0^t \bar{f} \cdot \dot{\epsilon}^p dt \quad (2)$$

$$\dot{\epsilon}^p = \dot{v}^p / \bar{f} \quad (3)$$

ここに $\bar{f}$ 、 $\dot{\epsilon}^p$ は相当断面力、相当塑性変形増分と定義し、曲率、軸方向伸縮などの変形ベクトル $\{v\}$ を弾性変形 $\{v^e\}$ と塑性変形 $\{v^p\}$ の和で表現する。

$$\{v\} = \{v^e\} + \{v^p\} \quad (4)$$

塑性変形増分 $\dot{v}_i^p$ は降伏曲面 F に直交するものと仮定すると

$$\dot{v}_i^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial f_i} = \bar{f} \cdot \frac{\partial \epsilon^p}{\partial \bar{f}} \cdot \frac{\partial F}{\partial f_i} < \frac{\partial F}{\partial f_i} \cdot \dot{f}_i > \quad (5)$$

となる。上式で定義された相当断面力と相当塑性変形が Ramberg-Osgood 型の履歴曲線

$$\epsilon^p = \frac{c}{1+c} \bar{f}^{2r+1} \quad (6)$$

に従い、降伏条件を各断面力の 2 乗和の平方根

$$F = (f_x^2 + f_y^2 + f_z^2 + N^2)^{1/2} \quad (7)$$

で与えると、任意断面上の塑性変形増分は処女曲線に対して

$$\dot{v}_i^p = \frac{c}{1+c} (2r+1) \bar{f}^{2r} \frac{\partial F}{\partial f_i} < \frac{\partial F}{\partial f_i} \cdot \dot{f}_i > \quad (8)$$

分岐曲線に対して

$$\dot{v}_i^p = \frac{c}{1+c} (2r+1) \left(\frac{\bar{f} - \bar{f}_0}{2} \right)^{2r} \times \frac{\partial F}{\partial \left(\frac{f_i - f_{i0}}{2} \right)} < \frac{\partial F}{\partial \left(\frac{f_i - f_{i0}}{2} \right)} \cdot \dot{f}_i > \quad (9)$$

$$\delta \dot{\epsilon}^2 = \frac{c}{1+c} (2r+1) \bar{f} \xi^{2r-2} (\bar{n} \dot{\xi}^2 + \bar{n}_{\xi} \dot{m}_{X\xi} \dot{m}_{X\xi} + \bar{n}_{\xi} \dot{m}_{Y\xi} \dot{m}_{Y\xi}) \quad (12)$$

と得られる。ここに、 $\bar{m}_{X\xi}$, $\bar{m}_{Y\xi}$, $\bar{n}_{\xi}$ は X , Y 方向モーメントと軸力を表わし、処女曲線上では m_X , m_X , n , 分岐曲線上では $(m_X - m_{X0})/2$, $(m_Y - m_{Y0})/2$, $(n - n_0)/2$ を表わすものとする。(4)式を考慮して上式を材軸に添って積分すると材端変形と材端力の関係が(13)～(15)のように求められる。

$$\begin{aligned} \vartheta_X - \psi_X &= -\frac{1}{1+c} \int_0^1 \{ \bar{m}_{X\xi} + c(2r+1) \bar{f} \xi^{2r-2} (\bar{m}_{X\xi}^2 + \bar{m}_{X\xi} \bar{m}_{Y\xi} \dot{m}_{Y\xi} + \bar{m}_{X\xi} \bar{n}_{\xi} \dot{\xi}) \} d\xi \\ &\equiv a_{11} \dot{m}_X + a_{12} \dot{m}_Y + a_{13} \dot{n} \end{aligned} \quad (13)$$

$$\vartheta_Y - \psi_Y \equiv a_{21} \dot{m}_X + a_{22} \dot{m}_Y + a_{23} \dot{n} \quad (14)$$

$$\delta \equiv a_{31} \dot{m}_X + a_{32} \dot{m}_Y + a_{33} \dot{n} \quad (15)$$

ここでは両端固定の柱を対象としているため、 ϑ_X , ϑ_Y は零となり左辺は部材角増分のみで表現される。一方、右辺の積分を行なう際にはモーメント分布の逆対称性と軸力分布の一様性を考慮した上で Newton-Raphson 法を用いて step by step に数値積分する方法を採用する。

4.2 運動方程式

1軸にのみ偏心する1層架構の振れを含む運動を2自由度の振動系で表現すると次式のようにになる。

$$\begin{bmatrix} M & O \\ O & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_0 \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_0 \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f(X, \theta, \delta) \\ g(X, \theta, \delta) \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & O \\ O & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{Y} \quad (16)$$

ここに、 M , I は質量と重心廻りの慣性モーメント、 X_0 , θ は加振方向重心変位と重心廻りの回転角、 $f(X, \theta, \delta)$, $g(X, \theta, \delta)$ は前節で述べた相互作用を含む復元力と復元モーメント、 c_{ij} は減衰係数である。(6)式において $r=1$ のときは線形となり、 δ を無視すると

$$f(X, \theta, \delta) = \sum_{j=1}^4 K_{Xj} X_0 + \sum_{j=1}^4 K_{Xj} l_{Xj} \theta \quad (17)$$

$$g(X, \theta, \delta) = \sum_{j=1}^4 K_{Xj} l_{Xj} X_0 + \sum_{j=1}^4 (K_{Xj} l_{Xj}^2 + K_{Yj} l_{Yj}^2 + K_{Tj}) \theta \quad (18)$$

の関係が得られる。ここに、 $K_{Xj} = 12EI_{Xj}/L^3$ は単一柱の X 方向剛性、 l_{ij} は j 柱から重心までの距離、 K_{Tj} は個材の捩り剛性である。(16)～(18)式を用いて試験体の固有振動数を求めるとTable 3 になる。以下の応答解析では固有振動数が実験結果と一致するように剛性を修正したモデルを用いる。

4.3 解析結果と実験結果の比較

Ramberg-Osgood 型履歴曲線の形状を定める定数 r と c は偏心を含まない架構モデル (F00E) の実験から得られた履歴曲線に近い値を採用し、ここでは $c=0.12$, $r=3$ とした。入力地動加速度波形は各実験で記録された振動台の加速度波形を sampling time 0.01 秒で $A-D$ 変換して用いている。上述の関係式を用いた応答解析結果は Fig. 6～10 の対応する架構モデルの実験結果の右側にまとめて比較されており、以下の傾向を指摘することができる。

- 1) 屋根板の加速度応答は偏心量の多少に拘らず振動実験結果をよく表現している。
- 2) 加振方向の相対変位、せん断力の応答波形は実験波形と類似しており、履歴曲線も Ramberg-Osgood 型の履歴で表現し得ると考えられるが、弾性限せん断強度が実験値より若干低いことが残留変形に差を生ずる原因になっていると思われる。
- 3) 捩りモーメントと振れ角の応答では振れ周波数は殆んど一致しており、履歴曲線の概略の形状も表現できているが、振れ応答波形の詳細については、更に解析モデルを改良する必要があると思われる。
- 4) F15E の架構に対する1本の柱の加振方向復元力履歴では解析の変位が実験より大きくなっており、残留変形も一致しないが形状は類似している。加振と直交方向の復元力は相互作用の影響で複雑な履歴を描くが、定性的には実験結果をよく説明していると思われる。

- 5) 東側柱の柱頭の x 方向, y 方向の変位の軌跡は入力为非定常外乱のため詳細については明らかではないが, 解析の方法について改良すべき点が残されている。

5. む す び

質量, 剛性の偏在する建築構造物の耐震安全性を明らかにするために, 1 層 1 張間の鋼構造骨組を対象に偏心量の異なる 5 種のモデルに 1940 年 El Centro 地震の NS 成分の波形を入力とする動的崩壊実験を振動台を用いて実施した結果以下の点が明らかとなった。

- 1) 材料の引張試験から求めた材料定数を用いて計算した架構モデルの固有振動数を実験値と比較すると, 振れ振動については大略一致するが, 並進振動については 1 割程度実験値の方が低くなっている。これは実験の際の柱の固定度による影響と考えられる。
- 2) 400~500 gal の入力最大加速度に対し, 並進最大応答加速度は 3~5 割増幅され, 最大靱性率応答は 3~5 となり, 最大の振れ角は偏心 15 cm の場合で 0.013 ラジアンとなる。これは弾性として静的に加力したときの振れ角の約 1.2 倍に相当する。偏心量が多くなると振れ振動が励起され易くなるのは当然であるが, 外乱周波数特性の影響も強く受け, 偏心が小さくても振れ振動によって崩壊する可能性もあることが, 異なる周波数特性をもつ外乱に対する実験結果から判る。
- 3) 架構の並進方向の復元力特性は紡錘型の履歴曲線で表現される。一方, 振れに関する復元力特性は, 偏心が小さい場合には線形に近いが, 若干の複雑な履歴を含み, 偏心が大きくなると紡錘型に近い履歴曲線を描く。これは柱材の塑性挙動に 2 方向曲げモーメント間の相互作用が影響したものと考えられ, 1 本の柱の 2 方向の復元力特性の性状が, 加振直交方向については弾性限度変位内にあるにも拘らず履歴を含んでいることから推測される。

以上の実験結果に対応する理論解を求めるため, 柱部材の直交 2 方向曲げモーメントと軸力との相互作用を考慮して, Ramberg-Osgood 型の履歴を与えた架構に, 実験時に測定した振動台の加速度波形を入力とする応答解析を試みた結果から, 以下の点を指摘できる。

- 4) 加振方向の復元力特性は Ramberg-Osgood 型の履歴曲線で近似的に表現することが可能であり, 加速度応答, 変位応答とも実験結果をよく説明している。
- 5) 振れ振動の性状の詳細な比較は困難であるが, 降伏条件と塑性流れ則を仮定することによって, 個々の柱の直交 2 方向の挙動および架構全体の振れ挙動についての定性的な傾向は把握できていると考えられる。

今後, 単純な外乱, たとえば正弦波などを入力とする振動実験を行なって解析法の妥当性を詳しく検討し, 振れを含む建築物の耐震性を明らかにしていく予定である。

本実験に御協力頂きました京大防災研究所市川信夫技官, 佐藤工業 K K 吉田望氏, 大学院生 (現間組) 高井秀博氏に心より感謝します。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会編：1968 年十勝沖地震災害調査報告, 1968.
- 2) 棚橋諒：構造物の振れ振動の問題, 建築雑誌, 1934, pp. 333-349.
- 3) 小堀鐸二・金多潔：構造物の非線形振れ振動 (続), 日本建築学会論文集, 第 53 号, 1956, pp. 32-35.
- 4) 柴田明徳：地震に対する建物の振れ非線形応答, 日本建築学会東北支部研究報告, 1965.
- 5) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原偉三：降伏曲面を考慮した構造物の振れ応答, 京都大学防災研究所年報, 第 13 号 A, 1970, pp. 287-301.
- 6) 若林 實・中村 武・井上 明：水平力を受ける鉄骨立体骨組の弾塑性性状に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第 19 号 B-1, 1976, pp. 105-128.

- 7) Shibata, A., J. Onose and T. Shiga: Torsional Response of Buildings to Strong Earthquake Motions, Proc. of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Part A-4, 1969, pp. 123-138.
- 8) Igarashi, S., N. Taga, S. Takada and Y. Koyanagi: Plastic Behavior of Steel Frames under Cyclic Loadings, Trans. AIJ, No. 130, 1966, pp. 8-17.
- 9) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：R-O 型弾塑性建築架構の応答解析，京都大学防災研究所年報，第14号 A, 1971, pp. 301-313.
- 10) 若林 實・中村 武・岩井 哲・高井秀博：振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験（その2），京都大学防災研究所年報，第23号 B-1, 1980, pp. 173-186.
- 11) Jennings, P. C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, ASCE, Vol. 90, No. EM2, April, 1964, pp.131-166.
- 12) Goel, S. C.: Inelastic Behavior of Multistory Building Frames Subjected to Earthquake Motion, Ph. D. Thesis presented to Michigan Univ., Dec., 1967.