(39) 偏心により捩れる建物の耐震設計法に関する研究
（その2　弾性多層建物の設計法について　）

尾崎昌凡*，曽田五月也**
安田征一郎***，石井 勝***，波川智明***

1. 序

同名論文（その1）では弾性1層建物の捩れに関与する多くのパラメーターを変動させて計算を行った結果，その性状は非常に複雑であるものの，動的応答により生じる応力を安全に評価する静的な力の大きさと作用点とを定める事により静的耐震設計法を構成する事も可能な事を示した[1]。本論では更に多層建物の場合について検討を加える。多層建物に連層壁が存在する場合には振動に曲げ成分を含むようになり，偏心の定義を1層の建物に対する定義の拡張として考え難い場合も生じるのであるが，この点の検討は取り敢えず除外し，ここでは純粋にせん断型の変形をする直列質点系モデルによる解析を行う事とする。多層建物の捩れ振動に対しては，各層平面内の剛性・質量の分布の他に建物の高さ方向のそれらの分布も影響して，その性状は非常に複雑になると予想されるが，先に1層建物に対して呈示した静的耐震設計法の考え方を多層建物に対しても拡張する事を目的として，偏心層と無偏心層とが併存する場合の両者の相互作用の影響について考察する。1層建物の場合と同様に，外乱および構造物の諸特性は全て無次元量で表し，定常な不規則外乱に対する定常応答を理論的に求める事により応答の評価をした。

2. 解析方法

2.1 解析上の仮定

1) 各層の床を剛床とした直列せん断型質点系モデル（Fig.1）を用いる。
2) 質量は床面にのみ均等に分布するとし，各床面で質量中心（重心）と平面中心とは一致する。
3) RC. 規準等[2),3)]では偏心距離を剛心と軸力中心（せん断力中心）との距離として定義しているが，ここでは各床面毎にその重心と剛心との差として定義する。
4) 応答計算はモード間の連成を考慮したモード解析によるが，この際に減衰定数は各モードに対して1律とする。

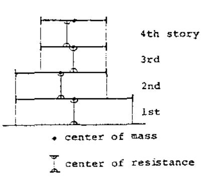

Fig.1　解析モデル（全体）

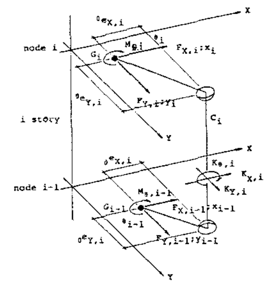

Fig.2　解析モデル（部分）

Tab. 1　GLOSSARY OF TERMS

G_i: Center of mass of the i-th slab
C_i: Center of rigidity of the i-th story
$K_{X,i}$: Rigidity in the X-direction of the i-th story
$K_{Y,i}$: Rigidity in the Y-direction of the i-th story
$K_{\theta,i}$: Torsional rigidity of the i-th story
M_i: Mass of the i-th slab
I_i: Inertia moment of the i-th slab
$F_{X,i}, F_{Y,i}, M_{\theta,i}$: Nodal force or moment with respect to center of mass of the i-th slab
l_x, l_y: Structural dimension in the X or Y direction
${}^0e_{X,i}$: Upper eccentricity of i-th story
${}_0e_{X,i}$: Lower eccentricity of i-th story
x_i, y_i, θ_i: Displacement or rotation with respect to center of mass of i-th story
$i_i=\sqrt{I_i/M_i}$, $j_i=\sqrt{K_{\theta,i}/K_{X,i}}$
$k_{X,i}=K_{X,i}/K_{X,1}$, $k_{Y,i}=K_{Y,i}/K_{Y,1}$, $\alpha_i=K_{Y,i}/K_{X,i}$
$\gamma_i=l_{y,i}/l_{x,i}$, $j_i'=j_i/i_i$, ${}^0e_{X,i}'={}^0e_{X,i}/i_i$
${}_0e_{X,i}'={}_0e_{X,i}/i_{i-1}$, $m_i=M_i/M_1$, $\tilde{i}_i=i_i/i_1$

$$\begin{Bmatrix} F_{X,i} \\ F_{Y,i} \\ M_{\theta,i} \\ F_{X,i-1} \\ F_{Y,i-1} \\ M_{\theta,i-1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{X,i} & 0 & -K_{X,i}{}^0e_{Y,i} & -K_{X,i} & 0 & K_{X,i}{}_0e_{Y,i} \\ & K_{Y,i} & K_{Y,i}{}^0e_{X,i} & 0 & -K_{Y,i} & -K_{Y,i}{}_0e_{X,i} \\ & & K_{\theta,i}+K_X{}^0e_{Y,i}^2+K_Y{}^0e_{X,i}^2 & K_{X,i}{}^0e_{Y,i} & -K_{Y,i}{}^0e_{X,i} & -K_{\theta,i}-K_{X,i}{}^0e_{Y,i}{}_0e_{Y,i}-K_{Y,i}{}^0e_{X,i}{}_0e_{X,i} \\ & & & K_{X,i} & 0 & -K_{X,i}{}_0e_{Y,i} \\ & \text{SYM.} & & & K_{Y,i} & K_{Y,i}{}_0e_{X,i} \\ & & & & & K_{\theta,i}+K_{Y,i}{}_0e_{X,i}^2+K_{X,i}{}_0e_{Y,i}^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_i \\ y_i \\ \theta_i \\ x_{i-1} \\ y_{i-1} \\ \theta_{i-1} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

* 千葉大学教授（工博），** 同助手（工博），*** 同大学院生

$$
\begin{Bmatrix} \frac{F_{X,i}}{K_1 l_1} \\ \frac{F_{Y,i}}{K_1 l_1} \\ \frac{M_{\theta,i}}{K_1 l_1^2} \\ \frac{F_{X,i-1}}{K_1 l_1} \\ \frac{F_{Y,i-1}}{K_1 l_1} \\ \frac{M_{\theta,i-1}}{K_1 l_1^2} \end{Bmatrix}
=
\begin{bmatrix}
k_{x,i} & 0 & -k_{x,i}\cdot {}_0e'_{Y,i}\cdot \bar{l}_i & -k_{x,i} & 0 & k_{x,i}\cdot {}_0e'_{Y,i}\cdot \bar{l}_{i-1} \\
 & k_{y,i} & k_{y}\cdot {}_0e'_{X,i}\cdot \bar{l}_i & 0 & -k_{y,i} & -k_{y,i}\cdot {}_0e'_{X,i}\cdot \bar{l}_{i-1} \\
 & & (k_{x,i} j_i'^2 + k_{x,i}\cdot {}_0e'^2_{Y,i} + k_{y,i}\cdot {}_0e'^2_{X,i})\bar{l}_i^2 & k_{x,i}\cdot {}_0e'_{Y,i}\cdot \bar{l}_i & -k_{y,i}\,{}_0e'_{X,i}\cdot \bar{l}_i & -k_{x,i}\cdot j_i'^2\cdot \bar{l}_i^2 - (k_{x,i}\cdot {}_0e'_{Y,i}\cdot {}_0e'_{Y,i} + k_{y,i}\cdot {}_0e'_{X,i}\cdot {}_0e'_{X,i})\bar{l}_i\cdot \bar{l}_{i-1} \\
 & & & k_{x,i} & 0 & -k_{x,i}\cdot {}_0e'_{Y,i}\cdot \bar{l}_{i-1} \\
 & \text{SYM.} & & & k_{y,i} & k_{y,i}\cdot {}_0e'_{X,i}\cdot \bar{l}_{i-1} \\
 & & & & & k_{x,i}\cdot j_i'^2\cdot \bar{l}_i^2 + (k_{y,i}\cdot {}_0e'^2_{X,i} + k_{x,i}\cdot {}_0e'^2_{Y,i})\bar{l}_{i-1}^2
\end{bmatrix}
\begin{Bmatrix} x_i/l_1 \\ y_i/l_1 \\ \theta_i \\ x_{i-1}/l_1 \\ y_{i-1}/l_1 \\ \theta_{i-1} \end{Bmatrix}
\quad \text{——— (1)}'
$$

2.2 層剛性マトリックスの構成および振動方程式の無次元化

Fig.1 のように多層偏心建物のモデルの節点番号，層番号を下層より順に 1～n とする。 同図は 1 軸偏心とした略図であり，Fig.2 は一般に 2 軸偏心とした時の i 層の力と変形との関係を表したものである。 Fig.2 の関係は (1) 式の通りに表式化され，更に Tab.1 の諸関係を適用して無次元化すれば (1)′ 式が得られる。

構造物全体の剛性マトリックスは (1)′ 式を各節点（重心）毎に累加して得られ，更に M_1, I_1 および $\tau = \omega_1 t = \sqrt{K_{X,1}/M_1}\, t$ を用いて全体の振動方程式を無次元化する。 この時，全体質量マトリックスは i 質点の併進成分に対しては $\bar{m}_i = M_i / M_1$，回転成分に対しては $\bar{I}_i = I_i / I_1$ となる。 以後は表現の便宜上，x_i/l_1，y_i/l_1 を単に x_i，y_i と記し，τ による微分を $\dot{x}_i$，$\dot{y}_i$ などのように記す事にする。

2.3 不規則振動理論を適用するモード解析の概要

1 層の場合に準じて行う事が出来る。 (2) 式の振動方程式の解は j 次の固有ベクトル $\{\Phi\}_j$ と (3) 式の解である規準振動関数 q_j とにより (4) 式で表される。 (3) 式中の β_j は刺激係数で，外乱の入力方向が X，Y の各々の場合について (5) 式で計算される。 (4) 式を用いて各層の絶対変位の 2 乗平均が (6) 式となる。 同式中の [Q] の要素 $\langle q_j q_k \rangle$ は $q_j q_k$ の集合平均であり同要素は (7) 式で計算される。 (7) 式中の関数 $S(\omega)$ は外乱 $\ddot{z}$ のスペクトル密度関数で (8) 式とする。 振動系が線形で減衰も小さい事より，ω_j，ω_k を j 次，k 次の固有円振動数として $S(\omega_{jk}) \fallingdotseq S\{(\omega_j + \omega_k)/2\}$ と近似する事にした。

$$
[\bar{M}]\{\ddot{\phi}\} + [\bar{C}]\{\dot{\phi}\} + [\bar{K}]\{\phi\} = -[\bar{M}]\{F\}\ddot{z} \quad \text{——— (2)}
$$

where,

$[\bar{K}]$: Total stiffness matrix

$[\bar{C}]$: Total damping matrix

$[\bar{M}]$: Total mass matrix

$\{F\}$: Input distribution vector

$\{\phi\}$: Displacement vector

$\ddot{z}$: Input acceleration

$$
\ddot{q}_j + 2h_j\omega_j\dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\beta_j \ddot{z} \quad \text{——— (3)}
$$

$$
\{\phi\}_j = \sum_{j=1}^{3n} q_j \{\Phi\}_j \quad \text{——— (4)}
$$

$$
\beta_{jX} = \frac{\{\Phi\}_j^T[\bar{M}]\{F_X\}}{\{\Phi\}_j^T[\bar{M}]\{\Phi\}_j} \qquad \beta_{jY} = \frac{\{\Phi\}_j^T[\bar{M}]\{F_Y\}}{\{\Phi\}_j^T[\bar{M}]\{\Phi\}_j} \quad \text{——— (5)}
$$

where,

$$
\{F_X\} = \{1\,0\,0\,1\,0\,0\,\cdots\}^T, \quad \{F_Y\} = \{0\,1\,0\,0\,1\,0\,\cdots\}
$$

$$
\langle\{\phi\}\{\phi\}^T\rangle = [\{\Phi\}_1\{\Phi\}_2\cdots][Q][\{\Phi\}_1\{\Phi\}_2\cdots]^T \quad \text{——— (6)}
$$

where,

$$
[Q] = \begin{bmatrix} \langle q_1 q_1\rangle & \langle q_1 q_2\rangle & & \langle q_1 q_n\rangle \\ \langle q_2 q_1\rangle & \langle q_2 q_2\rangle & & \\ & & & \\ \langle q_n q_1\rangle & & & \langle q_n q_n\rangle \end{bmatrix}
$$

$$
\langle q_j q_k\rangle = \frac{\beta_j\beta_k(h_j\omega_j + h_k\omega_k)}{(\omega_j^2-\omega_k^2) - 4\omega_j\omega_k(h_j\omega_j + h_k\omega_k)(h_j\omega_k + h_k\omega_j)} S(\omega_{jk}) \quad \text{——— (7)}
$$

$$
S(\omega) = \frac{1 + 4h_g^2\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left\{1-\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right\}^2 + 4h_g^2\left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} S_0 \quad \text{——— (8)}
$$

3. 動的付加偏心量の計算法

1層の建物に対する耐震計算法の方針と同様に、多層建物の場合においても設計用せん断力の大きさとしては無偏心建物に対するものを用いる事にする。 各床の座標軸上外端の点の最大変位と剛心の最大変位との差によって捩れの大きさを定義する事とし、剛性の高い側で最大変形を生じる場合と剛性の低い側で最大変形を生じる場合との2通りについて考える。

上下の床の平面形が異り（但し、上の平面形 ≦ 下の平面形）、重心位置も同一鉛直線上に無いような一般の多層建物を想定する。 Fig. 3-a 及び Fig. 3-b は各々 i 番目, $i-1$ 番目の床の立面的・平面的な位置関係を表す。 と図で i 層の剛心より i 番目の床の外端迄の距離 l_A, l_B, l_E, l_F は(9)の諸式の通りとなる。 X方向からの入力に関して、A点, B点のX方向変位 x_A, x_B は重心の変位 x_i と回転角 θ_i, 更に l_A, l_B を用いて(10)式になる。 また、$i-1$番目の床へのA点, B点の投影点 A'点, B'点の変位は、上下の床の重心位置のずれも考慮して(11)式になる。 更に剛心の層間変位は(12)式となり、これらの式より先の定義に従って付加偏心量を定める事が出来る。 但し、ここでは、2種の付加偏心を剛性の高い側と低い側とによってではなく、座標系のプラス側とマイナス側とによって区別する。 即ち、i 層でY座標がマイナス側の変形に関する付加偏心比を $_1e'_{Y,i}$, プラス側の変形に関する付加偏心比を $_2e'_{Y,i}$ とすれば各々(13), (14)式となる。Y方向からの入力に対しても同様にして、${}_0e'_{X,i}$, ${}^0e'_{X,i-1}$ l_E, l_F を用いて $_1e'_{X,i}$, $_2e'_{X,i}$ を求める事が出来る。

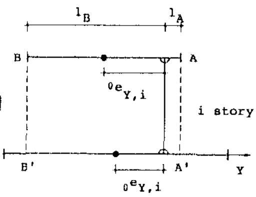

Fig. 3-a 上下の床の位置関係（立面）

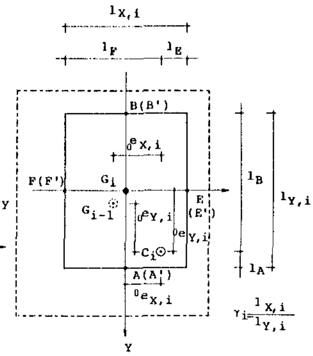

Fig. 3-b 上下の床の位置関係（平面）

$$l_A=\tilde{l}_i\left(\sqrt{\frac{3}{1+\gamma_i^2}}-{}^0e'_{Y,i}\right) \qquad l_B=\tilde{l}_i\left(\sqrt{\frac{3}{1+\gamma_i^2}}+{}^0e_{Y,i}\right)$$

$$l_E=\tilde{l}_i\left(\gamma_i\sqrt{\frac{3}{1+\gamma_i^2}}-{}^0e'_{Y,i}\right) \qquad l_F=\tilde{l}_i\left(\sqrt{\frac{3}{1+\gamma_i^2}}+{}^0e_{Y,i}\right) \tag{9}$$

$$x_A=x_i-\tilde{l}_i\sqrt{\frac{3}{1+\gamma_i^2}}\,\theta_i \qquad x_B=x_i+\tilde{l}_i\sqrt{\frac{3}{1+\gamma_i^2}}\,\theta_i \tag{10}$$

$$x_{A'}=x_{c,i-1}-l_A\theta_{i-1}=x_{i-1}-{}_0e'_{Y,i}\tilde{l}_{i-1}\theta_{i-1}-\tilde{l}_i\left(\sqrt{\frac{3}{1+\gamma_i^2}}+{}^0e'_{Y,i}\right)\theta_{i-1}$$

$$x_{B'}=x_{c,i-1}+l_B\theta_{i-1}=x_{i-1}+{}_0e'_{Y,i}\tilde{l}_{i-1}\theta_{i-1}+\tilde{l}_i\left(\sqrt{\frac{3}{1+\gamma_i^2}}-{}^0e'_{Y,i}\right)\theta_{i-1} \tag{11}$$

$$x_{c,i}-x_{c,i-1}=(x_i-x_{i-1})-({}^0e'_{Y,i}\tilde{l}_i\theta_i+{}_0e'_{Y,i}\tilde{l}_{i-1}\theta_{i-1}) \tag{12}$$

$${}_1e'_{Y,i}=j_i'^2\frac{1}{\frac{l'_{Y,i}}{2}+{}^0e'_{Y,i}}(\alpha_1-1)-{}^0e'_{Y,i} \tag{13}$$

$${}_2e'_{Y,i}=j_i'^2\frac{1}{\frac{l'_{Y,i}}{2}-{}^0e'_{Y,i}}(\alpha_2-1)+{}^0e'_{Y,i} \tag{14}$$

where,

$$\alpha_1=\sqrt{\frac{E[(x_B-x_{B'})^2]}{E[(x_{c,i}-x_{c,i-1})^2]}} \qquad \alpha_2=\sqrt{\frac{E[(x_A-x_{A'})^2]}{E[(x_{c,i}-x_{c,i-1})^2]}}$$

4. 解析結果および考察

4.1 解析モデルの分類および検討項目

多層建物の場合には1層建物に比べて更に捩れ振動の支配パラメーターが増加してその組合わせの数も膨大な量となるため、幾つかのパラメーターについては固定して扱う事にする。 X軸方向の偏心は無いとした1軸偏心の4層モデルでX方向のみから外乱が作用するとし、建物の減衰定数は各次

で一律に2%，外乱は white noise とする。 はじめに，各床面の重心位置が同一鉛直線上にある場合について偏心層の数・位置・方向などの影響について検討する。 次いで，特殊な建物の例としてセットバックの有る建物で各床面の重心位置が鉛直線上にない場合の解析を示す。 以下の計算結果の図で原点は1番目の床面の重心位置を表し，縦軸は建物の高さである。 横軸は各層の剛心位置（I），各床面の重心位置（・），設計用せん断力の作用点（○：プラス側の変形，×：マイナス側の変形）も各々各床面の回転半径で除した値である。 図の左右の数値は付加偏心比 $_1e'_{Y,i}$，$_2e'_{Y,i}$ の値である。

4.2 重心が同一鉛直線上にあるモデルの解析

解析モデルは何れも各層の平面形が同寸法の正方形であるとする。各層の総剛性・質量・回転半径および弾力半径比は全て等しいとする。 弾力半径比の値は 0.5，1.0，2.0 の3種について検討した。また，偏心のある層についてはその偏心比を 0.2，或は -0.2 とした。

Fig.4 は偏心のある層が1層のみである場合に，その層の位置と建物全体の捩れ振動性状との関係を示した図である。

Fig.5 は偏心のある層が最下層より順次増加して行く事による建物全体の捩れ振動性状の変化を検討した図である。

Fig.6 では偏心のある層が2ケである場合に両層でその偏心比の絶対量が等しく符号が逆である事の影響を調べた。

Fig.4～6 を通じて重要と思われる点を列記すると以下の通りである。

1) $j' \leq 1.0$ の場合の振動性状は非常に複雑であって，単純な静的計算によって捩れ振動時の応力分布を予測する事は難しい。これに対し，j' が 2.0 に近い場合には各々の計算で一定の傾向が認められ，静的計算法も可能となり得る事が

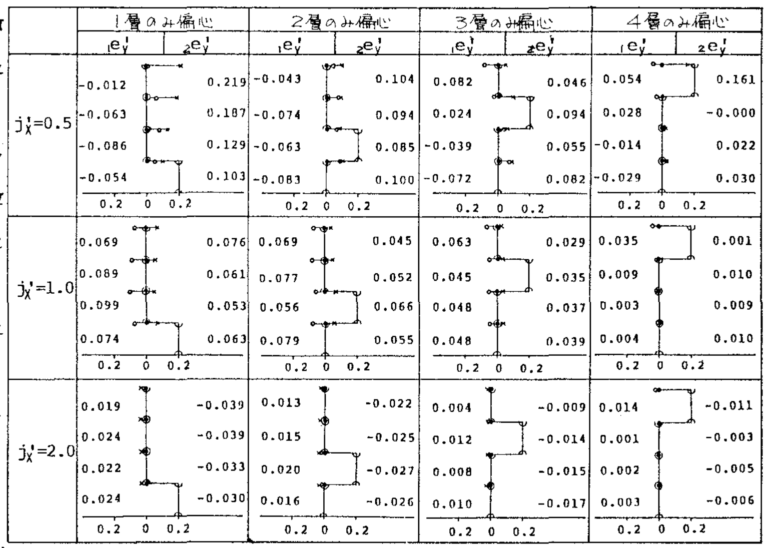

Fig.4 任意の1層のみに偏心がある建物の捩れ振動性状

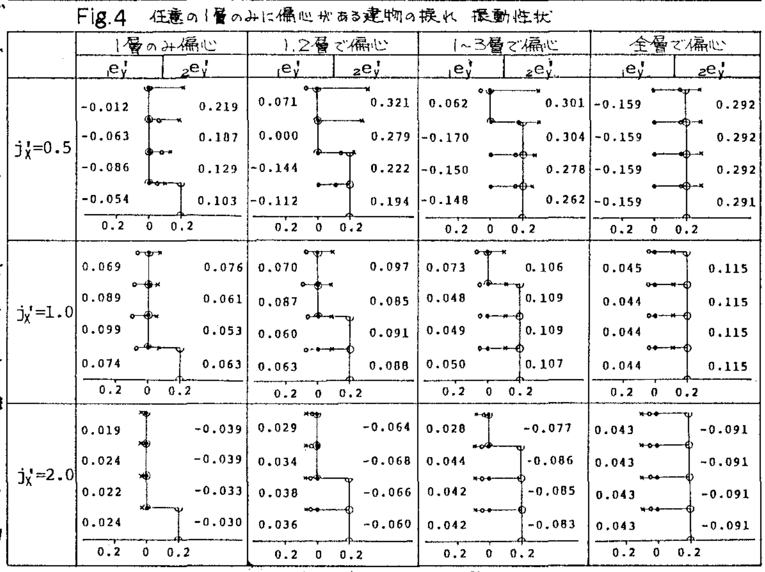

Fig.5 下層より順に偏心層が増加する建物の捩れ振動性状

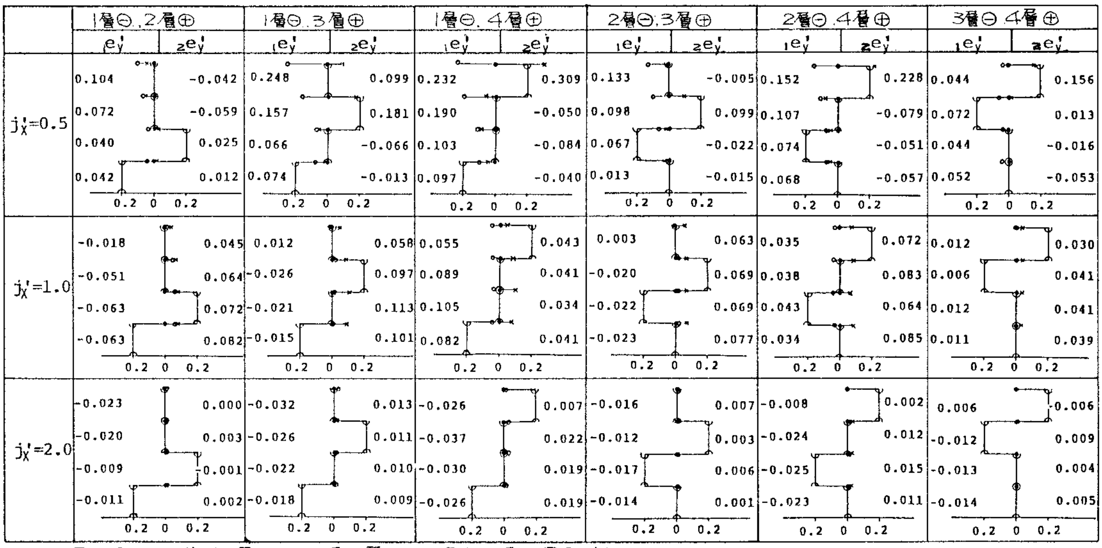

Fig.6 互に符号の異る２つの偏心層がある建物の捩れ振動性状

2) 偏心の無い層も上または下の偏心層の捩れの影響によって捩れる。 他層に偏心が有る事による無偏心層の応力の増加は $j'=0.5\sim1.0$ では3割~4割, $j'>1.5$ では1割位となる可能性がある。 RC規準などでは、下層に偏心が有る時に上層への影響が考慮されないので注意を要する筈である。

3) 下の偏心層程, 建物全体の捩れ振動性状に対する影響が大きい。

4) $j'\geq1.0$ の範囲では, 偏心の有無によらず何れの層に対しても各床の平面寸法の 5%~10% の付加偏心を考慮する事で応力的には十分安全になり得る。

5) j' の値が比較的大きな場合 ($j'>1.5$ 位) に, 偏心の符号の異る層が併存すると, 互に他層に対する付加偏心の影響を打ち消し合う作用がある。

4.2 重心が同一鉛直線上にないモデルの解析 (セットバックの有る建物について)

基本モデルを 4×4 スパンの正方形平面をした4層フレームとし, 各層から任意にスパンを削った時の建物の振動性状の変化について調べる。 解析モデルは Fig.7 に示す4種の1層フレームを重ねて得られる。 これら4種のフレームは何れも剛床で, 壁は無く, 柱は等間隔に配置されて1本々々の剛性はX・Y方向とも全て等しいとする。 Fig.8 の No.1が基本モデルで, 以下 No.2~No.15 の14種の

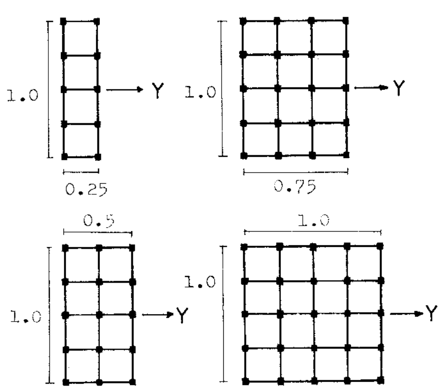

Fig.7 セットバックの分類

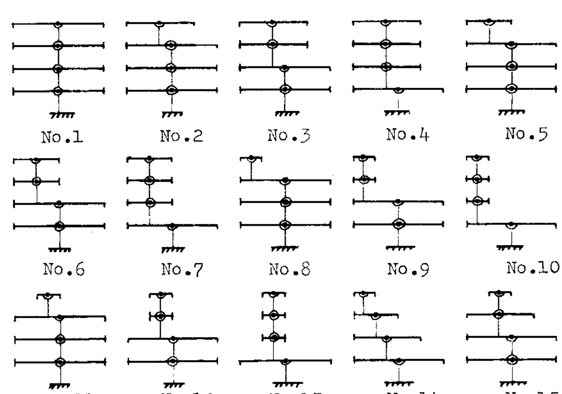

Fig.8 セットバックのある建物の解析モデル

形態のセットバックの有る建物の解析をした。 同図の黒丸と I の記号はそれぞれ直列質点系モデルに置換した際の重心，剛心の位置を表す。 Y方向にのみ偏心が存在し，X方向より white noise が作用した場合の解析例を Fig.9に示す。 但し，1層の ξ' が 2.0 の場合に限定した。 表示方法は今迄の図と同じである。

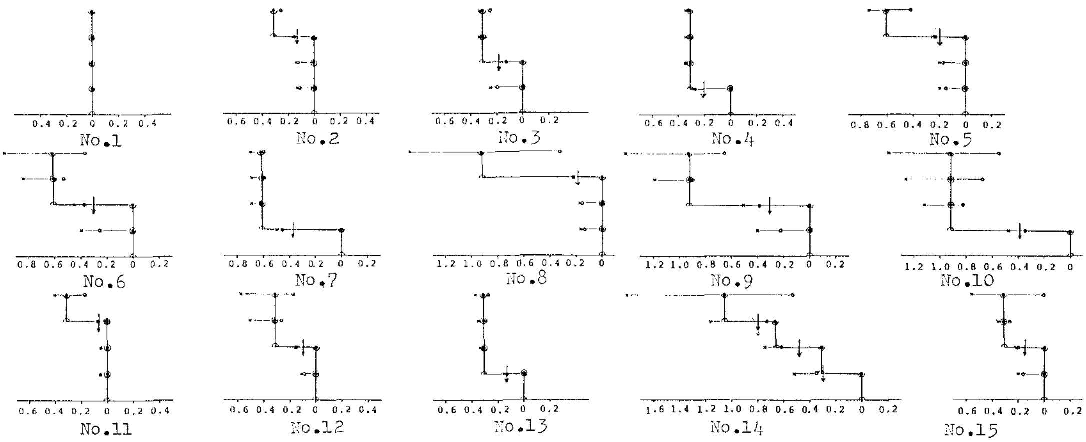

Fig. 9 セットバックのある建物の捩れ振動性状

Fig.9によれば，セットバックの形態によって建物全体の捩れ振動性状が複雑に変化する事が分かる。セットバックした部分については，セットバック量の大きい程，また，上層程捩れの影響が顕著である。一方，セットバックの下の部分については，上のセットバック層の数の多い程捩れの影響が大きくなる。セットバック部ではNo.8，No.14 等の最上層で付加的な偏心量が大きくなったが，Y軸上の外端の応力は無偏心と見なす場合に比べて2割位増加する。また，セットバック層の下ではNo.6~7，No.9~10で捩れの影響が大きく，この場合の応力の増加は1割程である。なお，図中の下向きの矢印は各層の軸力中心が重心と一致しない場合についてその位置を表したものであるが，×印は何れもこの矢印よりも左側にあるため，セットバックのある建物についてもRC規準に示されている様な考え方では捩れの評価が不足しがちになる恐れがある。

5. 捩れる建物の耐力設計法について

弾性解析では，付加偏心距離を考慮して剛性の低いフレームの応力を割り増すことが有効であるという結論であったが，耐震設計法が耐力設計法を目指している事もあり，この様にして許容応力度設計した建物の終局安全性について，特に平面的及び立面的な耐力分布の状態と構造の特定部分への損傷集中との関係について十分に検討を加える必要があり，以下にこの問題に対する1つの考え方を示す。

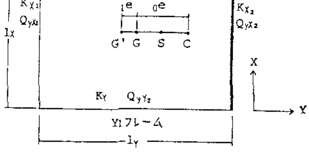

Fig.10

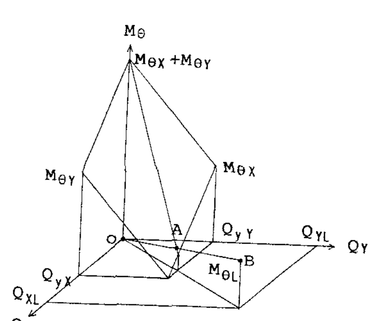

Fig.11

この方法は，構造物のせん断耐力と捩れ耐力の相関性を適切に評価することにより耐力の分布にあ

る幅をもたせた上で構造物を十分耐震的に設計できるであろうという考え方に基づいている。Fig.10のような矩形平面をもちX，Y各方向2つのフレームによって構成された構造物に対して，Fig.11のような3次元の降伏曲面を考える。図中の記号はTab.2の通りである。この図において，弾性応答ベクトルOAに対する降伏曲面までのベクトルOBの比(OA/OB)を捩れ耐力率($\overline{D_s}$)と定義する。この様な定義のもとでは，剛性の高いフレームのせん断耐力を上げても$\overline{D_s}$は余り変化しないが，剛性の低いフレーム，または直交フレームのせん断耐力を上げると$\overline{D_s}$を上げることになり捩れ応答を抑えるのに有効であると考えられる。この定義を多層捩れ構造物に拡張すれば，相対的に$\overline{D_s}$の低い層に損傷が集中すると予想される。

Tab.2　記号一覧

K_{Xi}, K_{Yi}	X，Y各方向のiフレームの剛性
Q_{yXi}, Q_{yYi}	〃　〃　せん断耐力
Q_{XL}, Q_{YL}	〃　弾性最大せん断力
$M_{\theta X}$, $M_{\theta Y}$	〃　捩れ耐力
$M_{\theta L}$	耐力中心回りの弾性最大ねじれモーメント
${}_0e$	偏心距離
${}_1e$	付加偏心距離
ℓ_X, ℓ_Y	X，Y各方向の外寸法
$\overline{D_s}$	捩れ耐力率
G	重心
C	剛心
S	耐力中心
G'	せん断力の作用点

$M_{\theta X} = \min(Q_{yXi}) \cdot \ell_Y$, $M_{\theta Y} = \min(Q_{yYi}) \cdot \ell_X$

6. まとめ

以上の解析の中で重要と思われる事を箇条書きにすると以下の通りになる。

1) 多層建物においては，偏心の無い層においても上または下の偏心層の捩れの影響を受ける。偏心層が下の場合，特に下層の偏心がセットバックに起因する場合にその影響は大きい。

2) 重心が同一線上にある場合の各層と，セットバックの下の部分について，$j' \gg 1$ の範囲では偏心の有無によらず付加偏心として建物の寸法の5%～10%の長さを考慮すれば十分と考えられる。

3) セットバックした部分の捩れはセットバックの量に左右され非常に大きくなる可能性があり，更に検討を要する。

4) 静的計算による許容応力度設計では $j' < 1.0$ の範囲を除外するのが適当であり，$j' < 1.0$ については動的計算を課するのが好ましいと考えられる。但し，5節で考え方の1例を示した耐力設計法の検討を進めた結果として $j' < 1.0$ も静的耐震設計法に含む事も可能であろう。

参考文献

1) 尾崎昌凡，曽田五月也，他，「偏心により捩れる建物の耐震設計法に関する研究（その1）」第30回構造工学シンポジウム，1984

2) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」，日本建築学会，1983

3) 「改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説」，日本建築センター，1981

A METHOD OF STATIC SEISMIC DESIGN OF TORSIONALLY COUPLED STRUCTURE
(PART II Study on the Torsional Behaviours of Multi-Story Structures)

by Masakazu OZAKI*, Satuya SODA**,
Seiichiro YASUDA***, Masaru ISHII***
and Tomoaki NAMIKAWA***

ABSTRACT

OBJECTIVES

The objectives of this study are to investigate the torsionally coupled vibration of multi-story structures and to propose a simple and practical method of static seismic design. Plannar and vertical stiffness distributions are taken to be the basic controling parameters.

ANALYTICAL METHOD

The linear system studied is an idealized multi-story model consisting of rigid slabs and massless shear springs. Masses are lumped at the center of each slab. With respect to the center of mass of each story, three degrees of freedom, ie., horizontal displacements in the two perpendicular directions and the rotation about the vertical axis, are considered. In order to save the computing efforts and to get a stable numerical result, by applying probabilistic theory of structural dynamics and modal analysis technique which considers the modal interaction effect, stationary response to the stationary white noise is calculated theoretically. Defining a dynamic additional eccentricity (DAE) as in the case of one-story structures in PART I, effect of a vertical distribution of stories with eccenticities will be investigated.

CONCLUSIONS

1) A story with no eccentricity may be subjected to quite a large influence of the torsion of upper or lower stories with eccentricities. In this, lower story with eccentricity has greater influence on the torsion of other stories.
2) As well as in one-story structures, stresses in each part of the torsionally coupled multi-story structure might be evaluated safe, if there is no setbacks and if the magnitude of the static design force is taken equal to that of the corresponding uncoupled structure, and magnitude of DAE, equal to the 5%-10% of the plannar dimension of each story.
3) If there is some setbacks in the structure, setbacked portions might be subjected to stronger torsion than that in the case of the usual torsionally coupled structures.
4) The case that j' is less than 1.0 should be excluded in the allowable stress design method based on the static calculation. In the case that j' is less than 1.0, ultimate strength design method or allowable stress design method based on the dynamic calculation is desirable.

* Professor of Chiba University, Dr. Eng.
** Research assistant of Chiba University, Dr. Eng.
*** Graduate student of Chiba University