

# (38) 偏心により振れる建物の耐震設計法に関する研究

(その1. 振れ振動の支配パラメータに対する弾性1層モデルによる検討)

尾崎昌凡\*, 曾田五月也\*\*

石井 勝\*\*\*, 安田征一郎\*\*\*, 波川智明\*\*\*

## 1. 序

平面的な剛性分布の偏りを原因とする構造物の振れ振動に関する理論的、実験的な研究が広く行なわれて来ており、振れ振動が構造物の破壊の直接的な要因になり得るといふ指摘と同時に、振れる建物であっても十分に耐震的に設計し得るといふ指摘もされている。様々な構造物の耐震設計法が許容応力度設計法から耐力設計法への移行を目指している状況の中で、偏心のある建物に対する設計法も同様として進める事が考えられているが、<sup>1)2)</sup>弾性応力の算定法や耐力の与え方などに多くの問題が残されている。本研究の目的は、動的な外乱により、偏心建物に生じる弾性応力を、正確に実現するかもしくは安全側に評価する静的な力として設計用せん断力の大きさと作用点を定める事と、更に建物の終局安全性を保障する様々な各部の耐力分布を、ある程度の自由度を持たせた範囲で適性に定める事の各々について1つの方針を提案する事にある。

本稿では1層の偏心建物について、その弾性振動性状に影響を及ぼすと考えられる多くのパラメータを変化させた計算を実施し、それらのパラメータの中から特に支配的なものを選びだし、耐震設計法の基礎になる設計用せん断力の大きさと作用点を簡便な形で与える事を目的とする。多くのパラメータスタディに伴う計算量の増加、また、各種パラメータの僅かな変動に伴う応答量の変動の安定化への対策などの意味も含めて、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行なった。

## 2. 解析モデルおよび解析方法

### 2.1 解析の仮定

- 1) Fig.1のせん断型1層弾性建物で、床は剛床とする。
- 2) 質量は床面に均等に分布して重心と平面中心は一致する。
- 3) 減衰定数は振動数に依存しないものを基本とする。

### 2.2 振動方程式

Fig.1の2軸偏心モデルの重心の動きに関する振動方程式(1)は、無次元化の基本量をTab.1のように選ぶ事により(2)式のように無次元化出来る。但し、以下においては表現の便宜上  $\bar{x}_G, \bar{y}_G$  を  $x_G, y_G$  と改め、無次元時間  $\tau$  による微分記号  $\dot{\phantom{x}}$  を  $\dot{\phantom{x}}$  と改めて用いる。

$$\begin{Bmatrix} M \\ M \\ I \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_G \\ \ddot{y}_G \\ \ddot{\theta}_G \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} K_x & 0 & -K_x e_y \\ 0 & K_y & K_y e_x \\ -K_x e_y & K_y e_x & K_s + K_x e_y^2 + K_y e_x^2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_G \\ y_G \\ \theta_G \end{Bmatrix} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \alpha \\ \alpha \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_G \\ \ddot{y}_G \\ \ddot{\theta}_G \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 & 0 & -e_y \\ 0 & \alpha & \alpha e_x \\ -e_y & \alpha e_x & j^2 + e_y^2 + e_x^2 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} x_G \\ y_G \\ \theta_G \end{Bmatrix} = 0 \quad (2)$$

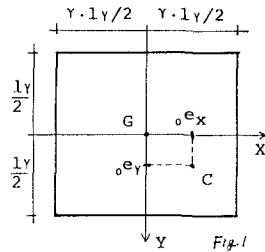


Table 1 GLOSSARY OF TERMS

M	: Mass	$\bar{x}_G = x_G / l_x, \bar{y}_G = y_G / l_y, \bar{\theta}_G = \theta_G$
I	: Inertia moment	
K <sub>x</sub>	: Rigidity in the X direction	$\alpha = k_y / K_x, \gamma = l_x / l_y$
K <sub>y</sub>	: Rigidity in the Y direction	$j = \sqrt{K_s / K_x}, i = \sqrt{l_x / M}$
K <sub>s</sub>	: Torsional rigidity	$j = j / l_x$
e <sub>x</sub>	: Static eccentricity in the X dir.	
e <sub>y</sub>	: Static eccentricity in the Y dir.	
x <sub>G</sub> , y <sub>G</sub> , θ <sub>G</sub>	: Displacement or rotation with respect to the center of mass	$\bar{x}_G = \frac{d}{dt} x_G, \bar{y}_G = \frac{d}{dt} y_G$
G	: Center of mass	
C	: Center of rigidity	$l_x^2 = l_x^2 / l_x, l_y^2 = l_y^2 / l_y$
l <sub>x</sub> (l <sub>y</sub> )	: Structural planar dimension in X (Y) direction	

\* 千葉大学工学部教授, \*\* 同助手, \*\*\* 同大学院生

2.3 不規則振動理論によるモーダルアナリシスの概要  $\{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T = \sum_{j=1}^3 \xi_j \{X, Y, \Theta\}_j^T$  — (3)

2.3-1 1方向入力の場合

$$\ddot{q}_j + 2\beta_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\beta_j \ddot{z}$$
 — (4)

通常のモーダルアナリシスの手法に従えば、重心の変位  $\{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T = [Q]^T [Q] [X]$  — (5)

$X_a, Y_a, \Theta_a$  は j 次 (j=1~3) の固有ベクトル  $\{X, Y, \Theta\}_j^T$  と規準振動関数  $q_j$  とを用いて (3) 式の様に表わす事が出来る。  $q_j$  は (4) 式の振動方程式の解で、式中の  $\beta_j$  は刺激係数、 $z$  は入力加速度、 $\omega_j$  は減衰定数である。 (3) 式より変位、速度の 2 乗平均応答は各々 (5)~(6) 式で与えられる。同式中および以後において記号  $\langle \rangle$  は集合平均を意味する。

$$\{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T = [X]^T [A] [X]$$
 — (6)

$$[X] = \begin{bmatrix} X_1 & X_2 & X_3 \\ Y_1 & Y_2 & Y_3 \\ \Theta_1 & \Theta_2 & \Theta_3 \end{bmatrix}, [A] = \begin{bmatrix} \beta_1^2 & \beta_1 \beta_2 & \beta_1 \beta_3 \\ \beta_1 \beta_2 & \beta_2^2 & \beta_2 \beta_3 \\ \beta_1 \beta_3 & \beta_2 \beta_3 & \beta_3^2 \end{bmatrix}, [Q] = \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{bmatrix}$$

$$S(\omega) = \frac{1 + 4\beta_j^2 (\frac{\omega}{\omega_j})^2}{[1 - (\frac{\omega}{\omega_j})^2]^2 + 4\beta_j^2 (\frac{\omega}{\omega_j})^2} \cdot S_0$$
 — (7)

$$\langle \xi_j \xi_k \rangle = \beta_j \beta_k \int_{-\infty}^{\infty} H(\omega_j) H(\omega_k) S(\omega) d\omega = \beta_j \beta_k \frac{4\pi S_0 \int_{-\infty}^{\infty} (\omega_j + \omega_k) / 2 (\xi_j \omega_j + \xi_k \omega_k)}{(\omega_j^2 - \omega_k^2)^2 - 4\omega_j \omega_k (\xi_j \omega_j + \xi_k \omega_k) (\xi_j \omega_k + \xi_k \omega_j)}$$
 — (8)

$$\langle \xi_j \xi_k \rangle = \beta_j \beta_k \int_{-\infty}^{\infty} |H(\omega_j) H(\omega_k)| S(\omega) d\omega = \beta_j \beta_k \frac{4\pi S_0 \int_{-\infty}^{\infty} (\omega_j + \omega_k) / 2 (\xi_j \omega_k + \xi_k \omega_j)}{(\omega_j^2 - \omega_k^2)^2 - 4\omega_j \omega_k (\xi_j \omega_j + \xi_k \omega_k) (\xi_j \omega_k + \xi_k \omega_j)}$$
 — (9)

$$\{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T = \sum \beta_j \gamma_j \{X, Y, \Theta\}_j^T$$
 — (10)

外乱はスペクトル密度関数  $S(\omega)$  が一定の White Noise と (7) 式の様に便宜的な地盤の減衰定数  $\beta_j$  と固有振動数  $\omega_j$  によって表わされる Non-White Noise とを用いた。後者をを用いる場合、振動系が線形で減衰も小さい事により、振動系の伝達関数がピーク値となる振動数に対応する  $S(\omega)$  の値をスペクトル密度とする White Noise による近似計算とした。  $\langle \xi_j \xi_k \rangle$  および  $\langle \dot{\xi}_j \dot{\xi}_k \rangle$  は留数の方法により (8), (9) 式の様に与えられる。通常の直列振動系ではモード間の連成を無視して  $j \neq k$  の項を無視する事が多いが振れ振動では各次の振動数が連成する事もあるため同項を計算する必要がある<sup>3)</sup>。

$$[C_{xx}] = \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T + \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T + \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T + \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T \{X_a, Y_a, \Theta_a\}^T$$
 — (11)

$$\langle \xi_j \xi_k \rangle = \beta_j \beta_k \int_{-\infty}^{\infty} |H_j(\omega) H_k(\omega)| S_{xy}(\omega) d\omega$$
 — (12)

2.3-2 2方向同時入力に対する応答

$$S_{xy}(\omega) = E_{xy} \sqrt{S_x(\omega) S_y(\omega)}$$
 — (13)

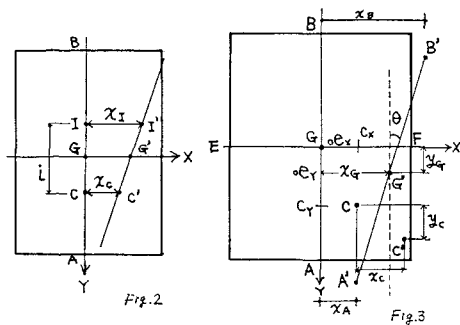
X 方向からの入力に対する応答と同様に Y 方向からの入力に対する応答を表わすと (10) 式となり (3) 式とともに 2 方向からの入力に対する変位応答の 2 乗平均を求めると (11) 式となる。 (11) 式の 3, 4 項目の計算では  $\langle \xi_{xj} \xi_{yk} \rangle$   $\langle \xi_{yj} \xi_{xk} \rangle$  の計算が必要となり (12) 式の通りに行なう。同式中の  $S_{xy}(\omega)$  は外乱の相互スペクトル密度関数で、松島によればコヒーレンス ( $E_{xy} \approx -0.6 \sim 0.6$ ) を用いて (13) 式で表現出来る。

3 静的偏心距離と動的偏心距離とについて

偏心のある建物について通常行なわれている静的耐震設計法では、重心位置に無偏心建物に対するのと同じ水平力を作用させるのみで、振れ振動に伴って生じる慣性モーメントの影響は考慮されていない。この様な静的解析では実際の動的応答に比べて振れ角が不足がちであり、静的偏心距離の代りにみかけの偏心距離(動的偏心距離)を用いる必要があるとの指摘がある<sup>5) 6)</sup>。本節では、この動的偏心距離と、動的偏心距離と静的偏心距離との差である付加偏心距離の定義を記すが、現在まで動的偏心距離の明確な定義は無く、ここでは志賀<sup>5)</sup>の方法を若干修正した方法を用いることにして、 $e_x^* = 0$  とした 1 軸偏心の場合について以下に記す。

志賀博士によれば Fig. 2 の Y 軸上で剛心位置より回転半径  $l$  だけ離れた I 点の最大変位  $\max X_I$  と剛心の最大変位  $\max X_c$  との比により振れの大きさを表わして、 $Q_x = \max X_c \cdot K_x$ ,  $K_\theta = Q_x \cdot (e_e Y + i_e Y)$ ,  $\theta = (\max X_I - \max X_c) / l$  の諸関係式より付加偏心比  $i_e Y = i_e Y / l$  が (14) 式となる。しかしながら一般的には偏心建物の平面内の Y 軸上の変位分布は剛心から外側に向かって直線的ではないので (Fig. 5 参照)

(14)式による付加偏心を与えたのでは外側の応力を過小に評価する恐れがあり、また、剛性の低い側で最大変形を生じる場合と剛性の高い側で最大変形を生じる場合との2通りについて動的偏心距離を求める事が必要であると予想される。Fig.3で建物平面の剛性の低い側の外端B点の最大変位  $\max \chi_B$  と剛心の最大変位  $\max \chi_C$  との比によって振れの大きさを表わす事にすれば、剛性の低い側の変形に対する付加偏心比  ${}_1e'_Y = {}_1e_Y/l$  が先と同様な関係式を用いて(15)式の通りに得られる。一方、同図で剛性の高い側の外端A点の最大変位  $\max \chi_A$  と剛心の最大変位  $\max \chi_C$  とを用いて、剛性の高い側の変形に対する付加偏心比  ${}_2e'_Y = {}_2e_Y/l$  は(16)式により求める事が出来る。2軸偏心の場合にも剛心を通る各座標軸に平行な線上で同様に定める事ができる。



$${}_1e'_Y = j^2 \left( \frac{\chi_B}{\chi_C} - 1 \right) - {}_0e'_Y \quad (14)$$

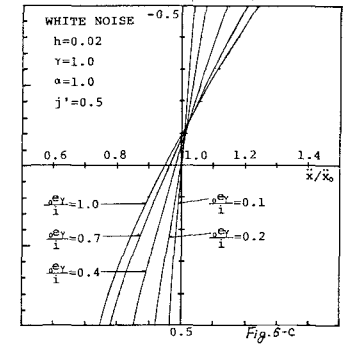
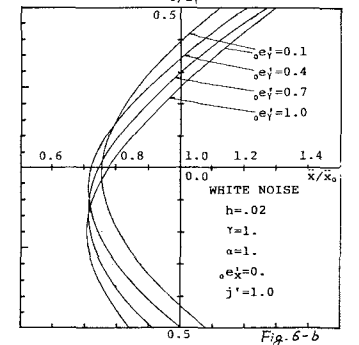
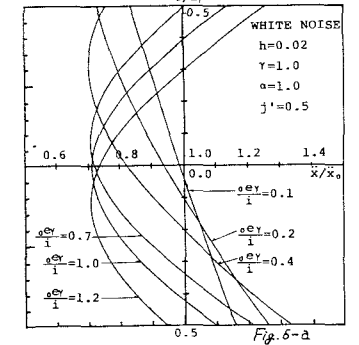
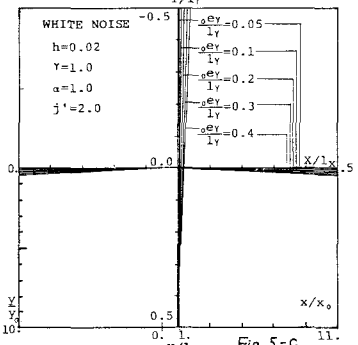
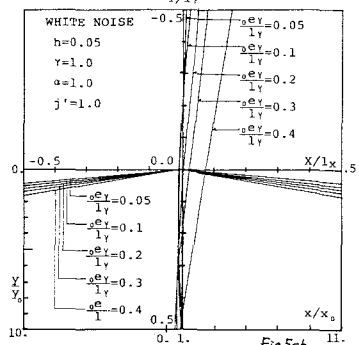
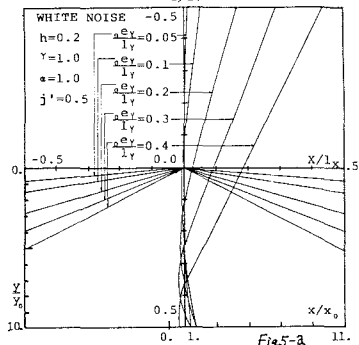
$${}_1e'_Y = j^2 \frac{1}{2 + {}_0e'_Y} (\alpha_1 - 1) - {}_0e'_Y; \alpha_1 = \sqrt{\frac{E(\chi_B^2)}{E(\chi_C^2)}} \quad (15)$$

$${}_2e'_Y = j^2 \frac{1}{2 - {}_0e'_Y} (\alpha_2 - 1) + {}_0e'_Y; \alpha_2 = \sqrt{\frac{E(\chi_A^2)}{E(\chi_C^2)}} \quad (16)$$

#### 4 1軸偏心モデルに対する解析結果および考察

##### 4.1 建物平面内の変位応答および絶対加速度応答の分布

平面形が正方形( $\gamma=1$ )で面座標軸方向への剛性が等しく( $\alpha=1$ )、更に減衰定数を各次で一律に2%とした構造物を基本モデルとして、そのモデルの White Noise 入力に対する応答変位の X 軸および Y 軸に沿った分布  $y, \chi$  を、無偏心建物の応答  $y_0, \chi_0$  に対する比としてそれぞれ Fig. 5-a~c に示す。図 a~c の区別は弾力半径比  $j = j_x/j_y$  の違いにより、各図中の曲線は静的偏心比  ${}_0e'_Y = {}_0e_Y/l$  をパラメータとしてある。X, Y 軸は平面の座標を表わし、周辺の軸が最大応答の分布を表わす。Fig. 6 a~c には絶対加速



度についてY軸に沿った分布のみを示した。 $j'$ の値の小さい程振れの影響が顕著で、各応答の分布は必ずしも直線的ではない。また、 $j'=0.5$ の場合には剛性の高い側の変位が剛性の変位より大きくなる場合があり、このような場合には前節に述べた様に、動的偏心量を2通り考える必要のある事が予想される。

#### 4.2 せん断力および動的偏心量に対して各種パラメータの変動が及ぼす影響に関する考察

##### 4.2-1 基本応答

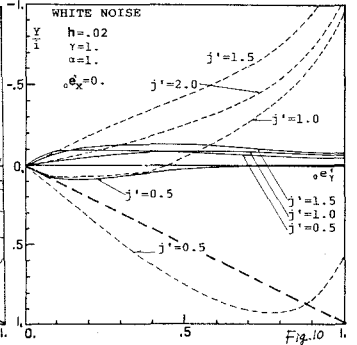
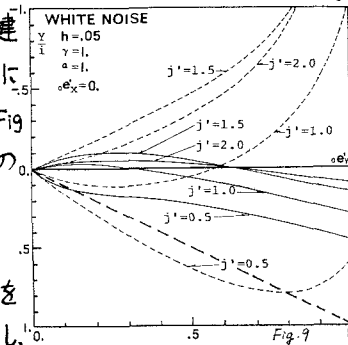
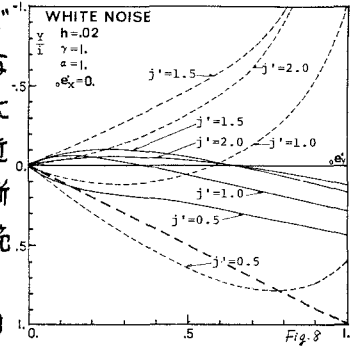
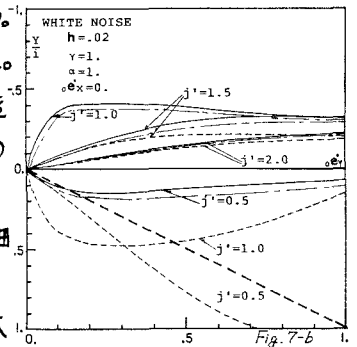
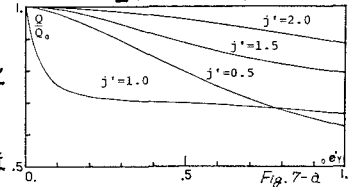
前節に示した基本モデルのWhite Noiseに対する応答を基本応答と呼ぶ事にする。本節では基本応答について応答せん断力の大きさと、静的偏心距離に前節の(15)、(16)式で定義した付加偏心距離を加えて定まるせん断力の作用点を示し、両者の一般的な傾向について考察する。せん断力の大きさは偏心建物のせん断力 $Q$ を無偏心建物のせん断力 $Q_0$ で除した値でFig.7-aに示す。Fig.7-bでは縦軸が建物のY軸上の座標を表わしており、横軸の位置は重心の位置に相当し、太い破線は剛心の位置に相当する。細い実線、破線がせん断力の作用位置を表わすが、横軸から細い実線への差が(15)式の付加偏心比 $e_1 \dot{y}$ であり、横軸から細い破線への差が(16)式の付加偏心比 $e_2 \dot{y}$ になる。

Fig.7の両図によれば、振れ振動に対しては弾性半径比 $j'$ の影響が大きい事が分かる。 $j'=1.0$ ではせん断力の低下が大きい。 $j'$ が1以下では2通り求まるせん断力の作用点の差が大きいが、 $j'$ が1.5~2.0になるに従って両者の差は殆んど無くなって行く。これは先にFig.5a-cにみた通り、 $j'$ の値が大きくなるにつれて変位分布が直線的な分布に近づいて行く事に対応している。尚、b図中には(14)式より求まるせん断力の作用点を1点鎖線で示してあるが実線との差は $j'$ の値が小さい範囲において1~2割程度であった。

Fig.7の両図があれば建物の面端および剛心において動的入力に対する最大応答と全く同じ変位を静的加力により得られるが、実際の耐震設計を行なう際は振れによるせん断力の低下と付加偏心との両者を考慮するのは繁雑であるので、総剛性の等しい無偏心建物のせん断力をそのまま用いることとしてせん断力の作用点を求めたのがFig.8である。この場合には剛心位置でのせん断力を過大に与えるので、建物平面の中心に近い程応力は安全側に評価される事になる。次節以下ではFig.8の表現方法により各種パラメータの変動の影響を考察する。

##### 4.2-2 減衰の影響

減衰定数を各次で5%とした場合をFig.9に、減衰機構を振動数比例型にし、



$h=0.02 \cdot \omega_3$ とした結果をFig.10に示す。Fig.8とFig.9との比較によれば減衰定数の大小の差は殆んど認められない。次に、Fig.8とFig.10との比較によれば減衰機構の違いの影響は剛性の低い側に対する付加偏心について、静的偏心比の大きい範囲で傾向が若干異なる事に見られるが、何れの場合にも静的偏心比が $e_y=0.2 \sim 0.3$ の近くで付加偏心比 $i e_y$ の最大値は0.1程度である。

#### 4.2-3 丸乱の周波数特性の影響

今迄の解析では丸乱を全てWhite Noiseとしたが、これは外乱の卓越周期に比べて建物の周期が比較的長い場合の傾向を表わすと考えられる。これに対して、建物の同期と外乱の卓越周期の比が約1:2になるように(7)式で $h=0.5, \omega_0=0.5$ としたNon-White Noiseに対する基本モデルの応答を解析した結果をFig.11に示す。この場合には剛性の低い側の変形に関する付加偏心比が静的偏心比にほぼ比例して増加して行く事が注目される。また、Non-White Noiseに対する応答を先のFig.7のようにせん断力の大きさと付加偏心とに分離して表わすと、各々Fig.12-a, bの様になり、短周期の建物では静的偏心比が増加するとせん断力応答が無偏心建物よりも増加する場合がある事がわかる。従ってFig.11の表現を採用した場合に建物の剛性に近い部分で応力を過小に評価する恐れがある事に注意が必要である。

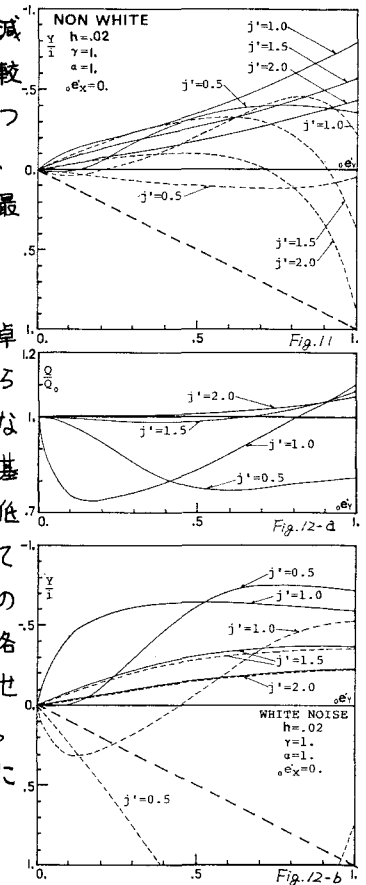
#### 4.2-4 1軸偏心モデルに対する解析結果のまとめ

以上の計算例に見られる通り建物の振れ振動は種々のパラメータの変動によりその性状が複雑に変化するため、動的応答による変形、応力を静的な加力によって置き換える簡便な図式を構成する事は難しいと考えられる。従ってここでは、正確に予測するという立場を離れて安全側に評価すれば良いという立場でまとめる事とする。設計用せん断力の大きさを無偏心時と同一とする事は、比較的周期の長い建物については十分安全であるのに対し、短周期の建物については解析上やや不足する場合もあるが、無偏心時の設計用せん断力自体が短周期では幾分割増されていると考えられるので実質的には十分安全と思われる。

Fig.3のB点で、剛性の低い側について付加偏心を考慮した時の変位と無視した時の変位との比を求めると(17)式になる。

$$\bar{\alpha} = \{j'^2 + (e_y + i e_y)(e_y + l_y/2)\} / \{j'^2 + e_y(e_y + l_y/2)\} \quad (17)$$

今迄の計算によるとWhite Noiseの場合には $\max \bar{\alpha} = 1.1$ 、Non-White Noiseの場合には $\max \bar{\alpha} = 1.4$ 位である。 $j'$ が1以下の場合には振動特性が不安定であり、また、実際の建物としても $j' < 1$ の場合は少ない事を考慮して $j' > 1$ の範囲で考えるとNon-White Noiseの場合でも $\max \bar{\alpha} = 1.2$ 位である。先に記した通りに、短周期建物での設計用せん断力で勘案すると、長周期、短周期何れの建物に対しても静的偏心の大きさ、弾力半径比とは無関係に付加偏心として建物寸法の5%~10%の一定値を与えれば一応十分と考えられる。静的偏心量がゼロの場合にもAccidental Torsionとして考慮する事にす



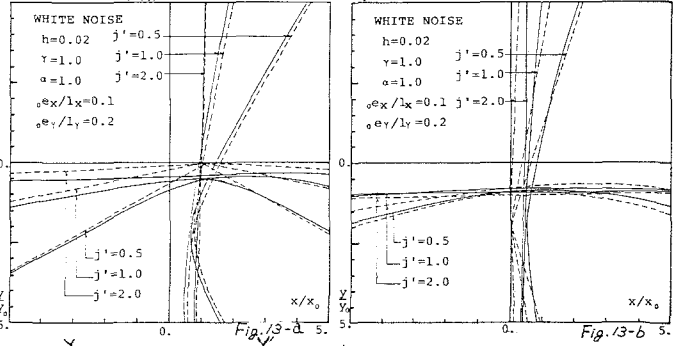
れば無偏に建物に対する設計法に連続する。

剛性の高い側では通常耐力も高いため余り心配ないと考えられる。R.C標準のように振れの補正によりせん断力を割引く様な事はせず、剛性に設計用せん断力を作用させた時のせん断力を用いる事とすれば付加偏心を考慮した設計用せん断力の作用点が剛性よりも外側になる事は $j > 1$ では殆んど無いので安全側に評価することができる。

## 5 2軸偏心モデルの応答

### 5.1 1方向入力に対する応答

Fig.13 a-bにはY方向の偏心を $e_x = 0.489$  ( $e_y/l_y = 0.2$ ), X方向の偏心を $e_x = 0.245$  ( $e_x/l_x = 0.1$ )とした2軸偏心モデルに1方向から入力した場合の変位分布を実線で示してある。



a図はX方向入力, b図はY方向入力に対する応答である。また、同図中の破線は同じ2軸偏心モデルをFig.14に示すように重心を移動させた1軸偏心モデルとして計算した変位応答分布を表わしたものである。入力方向の変位分布は1軸と2軸とで良く似ている。入力に直交方向の変位分布も定性的には良く似ており、特に建物の端部では両者はその大きさも大差無いのであるが、剛性付近近での変位にはかなり違いがある。つまり、2軸偏心モデルでは入力に直交する方向へ相当に大きなせん断力の発生する事が予想できる。Fig.15 a-cは、4節の計算例にならってX方向入力に対する応答で付加偏心に対する2軸偏心の影響を示した物であるが、2軸偏心の影響により入力方向の応答が特に増大する事はないと考えられる。

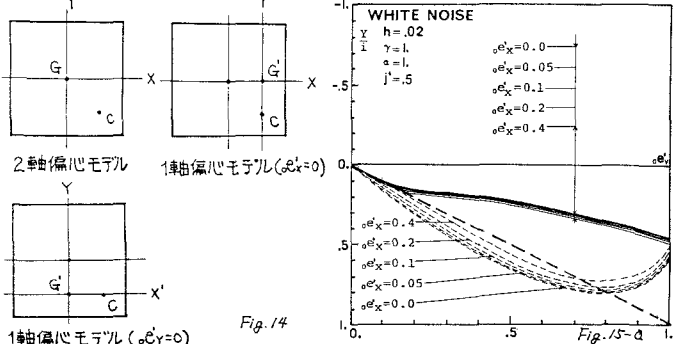
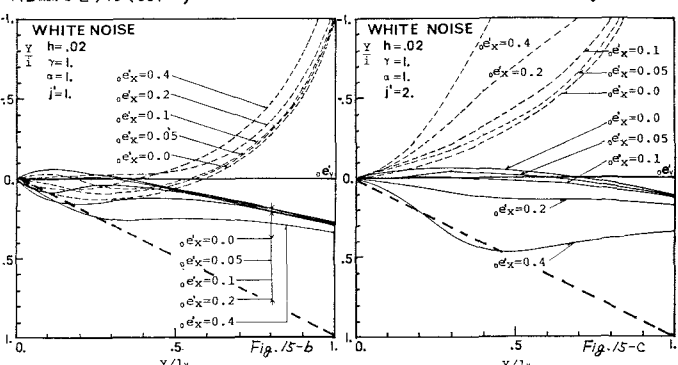
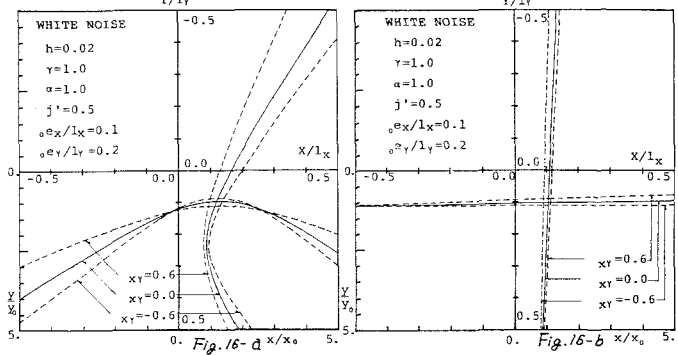


Fig. 15 a-cは、4節の計算例にならってX方向入力に対する応答で付加偏心に対する2軸偏心の影響を示した物であるが、2軸偏心の影響により入力方向の応答が特に増大する事はないと考えられる。



### 5.2 2方向同時入力に対する応答

2方向同時入力の場合には、両入力の位相差の影響が考えられ、その様子を示したのがFig.16-a, bである。解析モデルの特性、グラフの座標軸の取り



方はFig.13-a,bと同じである。実線は(13)式でコヒーレンスの $\epsilon_{xy}$ をゼロとした場合で、破線は $\epsilon_{xy}$ が0.6と-0.6の場合を表わしている。 $j'$ が小さい場合には位相特性の影響が強く表われるが $j'$ が2.0位になると余り影響が顕著では無くなる。位相特性の影響については、その考慮する方法自体にも不明な部分が多いので今後の研究課題とし、今は $\epsilon_{xy}=0$ として解析を進める事にする。 $\epsilon_{xy}=0$ の場合には(11)式で分かる様に、2方向同時入力に対する変位分布の2乗は各方向別の入力に対する応答の2乗和で得られる。従って、2軸偏心モデルの1方向入力応答が、同モデルを1軸偏心モデルに置換したモデルに対する1方向入力での近似出来れば簡便で都合がよい事になる。先のFig.13のように2軸偏心モデルの応答(実線)を1軸偏心モデルの応答(破線)で近似する事にして2方向入力応答を計算し、両者を比較したものがFig.17-a,cであり、2軸解析を実線で、1軸解析を破線で表わした。2軸解析を用いて大略良好に予想する事が可能であると考えられる。

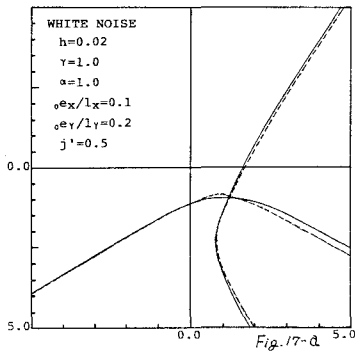


Fig.17-a

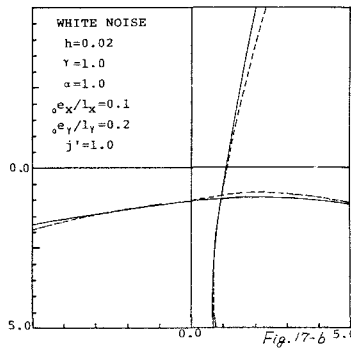


Fig.17-b

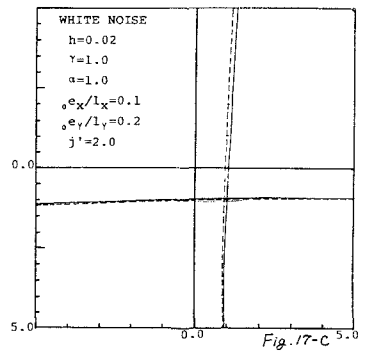


Fig.17-c

## 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次のようになる。

- 1) 建物の振れの大きさは静的偏心比が大きくなるにつれて大きくなるが、その振れの形態は $j'$ の値に強く依存している。通常の建物では $j'$ が1より大きく、その様な建物に対して静的耐震計算法を構成する事も可能と考えられる。
- 2) 付加偏心は常に応力を増加する様には影響しないが、増加する場合最大でも1~2割程度と考えられる。静的偏心比、弾力半径比の大小に依らず、建物寸法の5%~10%の一定値を付加偏心として考慮すれば良いと思われる。
- 3)  $j' < 1$ の建物および短周期の建物については、弾塑性解析による建物の終局安全性の検討という立場から更に研究を補足する必要がある。

## 参考文献

- 1) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 日本建築学会, 1983
- 2) 「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, 昭和56年
- 3) R. W. Clough, J. Penzien, "Dynamics of Structures", McGraw-Hill International Book Company, 1982
- 4) 松島 豊, 「3方向地震入力による建造物の確率的応答」, 建築学会論文報告集, No. 217号, 昭和49年3月, PP. 29~
- 5) 志賀 敏男, 「建造物の振動」, 共立出版, 昭和54年
- 6) 田治見 宏, 「建築振動学」, コロナ社, 昭和44年
- 7) SEAOC, "Recommend Lateral Force Requirement and Commentary", 1980

A METHOD OF STATIC SEISMIC DESIGN OF TORSIONALLY COUPLED STRUCTURE  
(PART I Study on the Basic Controlling Parameters of the Linear  
One-Story Model)

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

ABSTRACT

OBJECTIVES

The objectives of this study are to investigate the effect of the basic controlling dimensionless parameters on the elastic torsional response of a one-story structural model with eccentricities and to propose a simple and practical method of static seismic design of torsionally coupled buildings.

ANALYTICAL METHOD

The linear system studied is an idealized one-story model consisting of a rigid slab, of which mass being lumped at the center and is supported on the massless shear spring. Three degrees of freedom, i.e., 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, stationary response to the stationary white and nonwhite excitation is calculated theoretically. Defining a magnitude of the torsion as the ratio of the displacement of an outer point on the coordinate axis of the slab to displacement of a center of mass, dynamic additional eccentricity (DAE) is calculated and the effect of some basic controlling parameters on the torsional response is evaluated.

CONCLUSIONS

- 1) DAE is affected little by the magnitude of an ordinally linear damping factor.
- 2) The effect of torsional coupling depend strongly on the  $j'$ , i.e., the ratio of the radius of elasticity and that of rotation.
- 3) Magnitude of the rotational response increases as the static eccentricity increases.
- 4) Stress increase due to the effect of DAE may become up to 30% of the stress in the corresponding uncoupled model.
- 5) Stresses in each part of the torsionally coupled structure might be evaluated safe if the magnitude of the static design force is taken to be that of the corresponding uncoupled structure and magnitude of ADE to be 5%-10% of the structural planar dimension, not depending on the magnitude of  $j'$  or static eccentricities.
- 6) Response to simultaneous action of two horizontal components of ground motion is ready to estimated by the root of the square sum of the response to a single horizontal component.
- 7) For the structure, of which  $j'$  is less than 1.0 or of which natural period is relatively shorter than the dominant period of excitation, further investigation on the stability of the elastic-plastic response is needed.

\* Professor of Chiba University, Dr. Eng.

\*\* Research assistant of Chiba University, Dr. Eng.

\*\*\* Graduate student of Chiba University