

偏心による構造物崩壊の基礎的研究 その1 スペクトルモーダルを用いた偏心モデルの崩壊形の追跡 Fundamental Research of Structure Collapse by Eccentricity

○幅上慎吾², 桜井翔平², 古橋剛¹, 染谷勝太³, 加瀬友貴³

*Shingo Habaue², Shouhei Sakurai², Takeshi Furuhashi¹, Shota Someya³, Yuki Kase³

Abstract: Nowadays, Eccentric structures are evaluated by the design that decided by eccentricity of x-axial and y-axial direction each. However there is a possibility that the evaluation is not enough just from x-axial and y-axial because of Masuzawa research. And also, in current standard method, the eccentricity evaluate x-axial and y-axial individually, it does not consider about affect from each other. So, in this research, our goal is to get knowledge about how affect each eccentricity to each other by using analyze from previous research theory.

1. 1. はじめに

今日偏心した構造物は, x 軸方向 y 軸方向それぞれの方向の偏心率による設計や時刻歴応答解析によって評価がなされている.しかし増澤らの研究¹⁾で,固有値問題の方程式から最大変位が生じる地震動入力方向やその地震動入力時の刺激関数などを求めることが可能であると述べられており,これは x 軸方向や y 軸方向に対する評価だけでは不十分である可能性があるということを表している.

しかし,増澤らの研究では基準法で定められている偏心率との関係性については触れられていない.また,現在の基準法において偏心率は x, y 軸方向それぞれの方向を個別に評価しており,互いの偏心の影響は考慮されていない.

そこで本研究では,既往の研究理論を用いて解析を行い,各方向の偏心がどのように影響を及ぼすのかについての知見を得ることを目的とする.

1. 2. 研究方法

1. 2-1. スペクトルモーダル法

本研究では図 1.2-1 に示す立体モデルを用いて,建物の振動モードを 3 つの基本形に縮約し,スペクトルモーダル法による変位算出によって検討する.

モデルのスパンは縦横を 6m,高さを 4m とし,各節点番号を 1~8 で示す.剛性要素は 4 本の柱に,質量は各節点に縮約している.また本検討は低層の構造物を対象とし,柱軸剛性は考慮しないものとする.

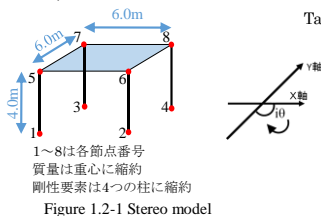


Table1.2-1 Structure element setting

構造要素	記号	節点番号	設定
柱	1~8	-	
	C1	1-5	
	C2	2-6	
	C3	3-7	
梁	C4	4-8	
	B1	5-6-8-7	剛床
	B2	7-8	剛性∞
	B3	5-7	
B4	6-8		

1 層 3 自由度の重心の応答変位 $d^T = \{d_x \ d_y \ d_z\}$ は地震動の入力方向と x 軸とのなす角を ϕ と置いて式 (1.2-1) と表される.

$$\begin{Bmatrix} d_x \\ d_y \\ d_z \end{Bmatrix} = \beta_{1\phi} \begin{Bmatrix} r_{1x} \\ r_{1y} \\ r_{1z} \end{Bmatrix} q_1 + \beta_{2\phi} \begin{Bmatrix} r_{2x} \\ r_{2y} \\ r_{2z} \end{Bmatrix} q_2 + \beta_{3\phi} \begin{Bmatrix} r_{3x} \\ r_{3y} \\ r_{3z} \end{Bmatrix} q_3 \quad (1.2-1)$$

ここに $\beta_{i\phi}, r_i^T = \{r_{ix} \ r_{iy} \ r_{iz}\}$, q_i は各モード i の, ϕ 方向に地震動を入力した場合における刺激係数,固有ベ

クトル,基準座標応答であるが固有ベクトルの各成分は各方向の並進成分,ねじれ成分である.また各モードの値は研究段階の検討の結果絶対値とした.これらの値を用いることにより式(1.2-1)から重心の応答変位を求めることが可能である.

1. 2-2. 刺激係数の導入

1 層 3 自由度の運動方程式²⁾を式(2-1)に示す.

$$\begin{bmatrix} m & & & \\ & m & & \\ & & I & \\ & & & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_x & 0 & K_x e_y \\ 0 & K_y & -K_y e_x \\ K_x e_y & -K_y e_x & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m & & \\ & m & \\ & & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_0 \\ \ddot{y}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.2-2)$$

m : 層質量 I : 床の回転半径 K_x, K_y : 各方向の層剛性

K_θ : 重心まわりのねじれ剛性 e_x, e_y : 偏心距離

式(1.2-2)を $i = \sqrt{I/M}, \bar{e}_x = e_x/i, \bar{e}_y = e_y/i, z = i\theta$ と置いて変形すると式(1.2-3)が得られ,固有値問題の方程式は式(1.2-4)となる.

$$\begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{z} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_x^2 & 0 & \omega_x^2 \bar{e}_y \\ 0 & \omega_y^2 & -\omega_y^2 \bar{e}_x \\ \omega_x^2 \bar{e}_y & -\omega_y^2 \bar{e}_x & \omega_\theta^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \ddot{x}_0 \\ \ddot{y}_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.2-3)$$

$$\lambda^2 \begin{Bmatrix} r_x \\ r_y \\ r_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \omega_x^2 & 0 & \omega_x^2 \bar{e}_y \\ 0 & \omega_y^2 & -\omega_y^2 \bar{e}_x \\ \omega_x^2 \bar{e}_y & -\omega_y^2 \bar{e}_x & \omega_\theta^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_x \\ r_y \\ r_z \end{Bmatrix} \quad (1.2-4)$$

ここに λ^2 は固有値である.この時,刺激係数は地震動の入力方向と x 軸とのなす角 ϕ と固有ベクトル r を用いて(1.2-5)と示すことができる.

$$\beta_\phi = \frac{r_x \cos \phi - r_y \sin \phi}{r_x^2 + r_y^2 + r_z^2} \quad (1.2-5)$$

なお 1 層 3 自由度の二軸偏心モデルにおいて固有値計算を行った際の固有値は固有ベクトルにおいて $r_x = 1$ となる固有値をモード 1, $r_y = 1$ となる固有値をモード 2, $r_z = 1$ となる固有値をモード 3 とする.

1. 2-3. 基準座標応答

各モードの固有値から固有周期を求め,応答変位スペクトルを用いて応答値を算出する.

この値を S_d と置き,各モードの基準座標応答は式 (1.2-6) と示す.

$$q_1 = S_{1d} \cos \phi \quad q_2 = S_{2d} (\sin \phi) \quad q_3 = S_{3d} \times 0 = 0 \quad (1.2-6)$$

1. 2-4. 任意の点における各軸方向変位の算出

ある任意の点における x 方向変位, y 方向変位は式 (1.2-7) で算出する.

$$\begin{bmatrix} d_{xn} \\ d_{yn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_{xn} \\ A_{yn} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} D_{xg} - A_{xn} \\ D_{yg} - A_{yn} \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} A_{xn}(\cos \alpha - 1) - A_{yn} \sin \alpha + D_{xg} \\ A_{xn} \sin \alpha + A_{yn}(\cos \alpha - 1) + D_{yg} \end{bmatrix} \quad (1.2-7)$$

$$D_{xg} = d_{xg} - \{A_{xg}(\cos \alpha - 1) - A_{yg} \sin \alpha\} \quad \alpha = \frac{d_z}{i}$$

$$D_{yg} = d_{yg} - \{A_{yg} \sin \alpha + A_{xg}(\cos \alpha - 1)\}$$

d_n : 任意の点の各方向変位 A_n : 剛心と任意の点 n との各方向距離
 D_g : ねじれによる変位を除いた重心の各方向変位 G : 剛心と重心の各方向距離

1. 3. 一軸偏心モデルと二軸偏心モデルとの比較

1. 3-1. 検討モデルと検討方法

この節では、図 1.2-1 に示したモデルにおいて表 1.3-1 に示す諸元を与え、偏心建物の一般的な挙動について検討を行う。今回は比較対象である一軸、二軸偏心モデルを表 1.3-2 のように設定する。これらのモデルは剛心を平面の中心に、重心を一軸偏心モデルは y 方向には動かさず、二軸偏心モデルは x 方向偏心率が 0.15 になるように配置し、x 方向偏心距離を変化させている。

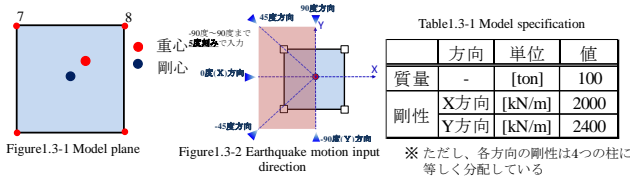


Table 1.3-1 Model specification

	方向	単位	値
質量	-	[ton]	100
	X方向	[kN/m]	2000
剛性	X方向	[kN/m]	2000
	Y方向	[kN/m]	2400

※ただし、各方向の剛性は4つの柱に等しく分配している

Table 1.3-2 Specifications of uniaxial eccentric model and biaxial eccentric model

一軸偏心				二軸偏心					
偏心率 R y	偏心距離 x[m]	固有周期 [s]		偏心率 R y	偏心距離 x[m]	固有周期 [s]			
		モード1	モード2			モード1	モード2		
0.10	0.41	0.00	1.40	1.29	0.10	0.41	0.67	1.43	1.29
0.15	0.61	0.00	1.40	1.30	0.15	0.61	0.67	1.43	1.30
0.20	0.81	0.00	1.40	1.32	0.20	0.81	0.67	1.43	1.31
0.25	1.02	0.00	1.40	1.34	0.25	1.02	0.67	1.44	1.33
0.30	1.22	0.00	1.40	1.37	0.30	1.22	0.67	1.45	1.34
0.35	1.42	0.00	1.40	1.39	0.35	1.42	0.67	1.46	1.36
0.40	1.63	0.00	1.40	1.43	0.40	1.63	0.67	1.47	1.37

また、震動の入力方向は x 方向とのなす角で 90 度方向から 90 度方向まで 5 度刻みとする。

1. 3-2. 検討結果・考察

y 方向偏心率の増加に伴う変位の変化について、図 1.3-3 と図 1.3-4 に一軸偏心モデル、図 1.3-5 と図 1.3-6 に二軸偏心モデルの、それぞれ地震動 y 方向入力時の変位と最大変位を示す。

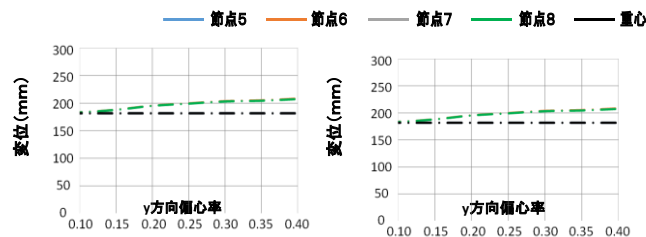


Figure 1.3-3 Uniaxial eccentric model at seismic motion y direction input

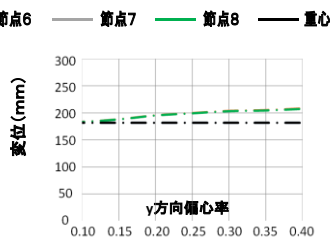


Figure 1.3-4 Uniaxial eccentric model at maximum displacement

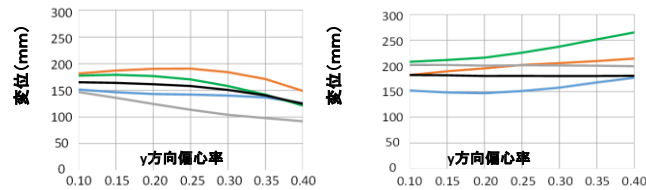


Figure 1.3-5 Biaxial eccentric model at seismic motion y direction input

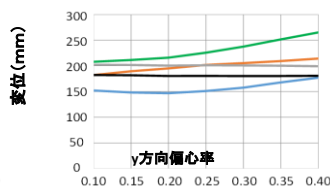


Figure 1.3-6 Biaxial eccentric model at maximum displacement

図 1.3-4 及び図 1.3-6 より、一軸偏心モデルよりも二軸偏心モデルの方がより大きい最大変位が生じる

ことが分かる。また、一軸偏心モデルでは偏心率 0.3 以降最大変位がほとんど増加しないのに対し二軸偏心モデルでは増加し続けている。

また図 1.3-5 及び図 1.3-6 より、地震動 y 方向入力時の変位とでは大きく異なり、その差は偏心率によるということがわかる。

以上より、一方向の検討だけでは不十分である可能性がある。

1. 4. 剛性が低下した場合の検討

1. 4-1. 検討モデルと検討方法

本節では、構造物の柱が地震動により破壊され、剛性が低下していった場合について検討する。

本節では、一本の柱の剛性を 80%, 50%, 20%, 5% と低下させ、その時の最大変位の推移を考察する。ただし、剛性を低下させる柱は、前節での結果を踏まえて柱 4-8 とする。

1. 4-2. 検討結果・考察

剛性の低下に伴う最大変位の変化と重心変位の変化を、図 1.4-1 に y 方向偏心率 0.1 の場合、図 1.4-2 に 0.4 の場合を示す。ただし、ここでの y 方向偏心率は剛性が低下する前の値であり実際の y 方向偏心率ではない。

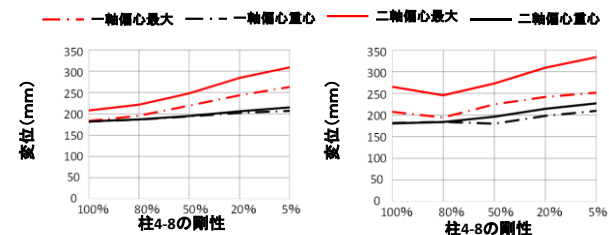


Figure 1.4-1 Max displacement and center of gravity displacement at y direction eccentricity 0.1

Figure 1.4-2 Max displacement and center of gravity displacement at y direction eccentricity 0.4

図 1.4-1 および図 1.4-2 より、剛性が低下しても重心の変位は大きく変わらないが、最大変位は各モデルとも大きくなる。これは剛性低下により各方向偏心距離が増加し、より大きいねじれが生じたためである。重心位置よりも剛性低下による偏心のほうが影響が大きくなると考えられ、柱 4-8 の剛性が 5% まで低下した際に y 方向偏心率が 0.1, 0.4 どちらにおいてもほぼ等しい変位を生じるのもこのためだと推測される。

しかし、偏心率や剛性の低下に関わらず、一軸偏心モデルよりも二軸偏心モデルの最大変位の方がより大きい変位を生じている。重心の変位はほぼ等しい値であることから、この変位の差はねじれの際であることが考えられる。

1. 5. まとめ

本研究ではスペクトルモーダル法と設計用応答スペクトルを用いて、偏心した構造物の一般的な特徴の知見を得た。

また、一軸偏心と二軸偏心では同じ偏心率でも異なる変位が生じ、一方向だけでは正しい評価が行えない可能性があるということを示した。

次報では実際の地震波を用いて検討を行う。

【参考文献】

- 1) 増澤拓也「並進とねじれの連成振動モードに関する基礎的研究」
- 2) 柴田明德「最新耐震構造解析第 2 版」森山出版 2003. 05