

鉄骨ブレース架構が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性ねじれ応答性状
(その 1)弾塑性応答時の最大ねじれ回転角の推定

正会員 ○日野泰道*1 同 中埜良昭*2 同 楠浩一*3

1. はじめに 本報は文献1に引き続き、ねじれ振動の運動方程式の構成に着目し、等価線形化法により弾塑性応答時の最大ねじれ回転角について検討を行った。

2.ねじれ振動の運動方程式 ねじれ振動の運動方程式は、床を剛と仮定すれば、重心位置の水平力の釣り合いと重心回りのモーメントの釣り合いから、(1)~(3)式の様に表せる。

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_0) + \sum_i C_x(\dot{x} + \dot{l}_y \cdot \dot{\theta}) + \sum_i K_x(x + l_y \cdot \theta) = 0 \quad \dots(1)$$

$$m(\ddot{y} + \ddot{y}_0) + \sum_i C_y(\dot{y} - \dot{l}_x \cdot \dot{\theta}) + \sum_i K_y(y - l_x \cdot \theta) = 0 \quad \dots(2)$$

$$I(\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_0) + \sum_i C_x(\dot{x} + \dot{l}_y \cdot \dot{\theta}) \cdot l_y - \sum_i C_y(\dot{y} - \dot{l}_x \cdot \dot{\theta}) \cdot l_x + \sum_i K_x(x + l_y \cdot \theta) \cdot l_y - \sum_i K_y(y - l_x \cdot \theta) \cdot l_x = 0 \quad \dots(3)$$

ここで、 m :建物質量、 I :回転慣性質量、 x, y :重心位置応答変位、 θ :ねじれ回転角、 K_x, K_y :瞬間剛性、 C_x, C_y :減衰係数、 l_x, l_y :重心位置から各構面までの距離、

また(3)式は、回転方向の入力をゼロとし、1軸偏心1方向入力を考えると、(4)式で表現できる。

$$I\ddot{\theta} + C_{\theta y} \cdot \dot{\theta} + K_{\theta y} \cdot \theta = -M_{Ex} \quad \dots(4)$$

ここで、 $C_{\theta y} = \sum_i C_y \cdot l_x^2$ 、 $K_{\theta y} = \sum_i K_y \cdot l_x^2$

$$M_{Ex} = \sum_i K_x(x + l_y \cdot \theta) \cdot l_y + \sum_i C_x(\dot{x} + \dot{l}_y \cdot \dot{\theta}) \cdot l_y$$

ここで $M_{Ex}(t)$ および $\theta(t)$ は、同一の周波数成分で振動するので、(4)式の解のうち定常応答に着目し、1次モードが卓越すると仮定して、その特解を $M_{Ex}(t)$ と同じ円振動数 p 、および振幅 A とした(5)式で定義した。

$$\theta(t) = A \cdot \sin pt \quad \dots(5)$$

(5)式を(4)式に代入して整理すると、 A の最大値 θ_{max} は下式で表される。

$$\theta_{max} = \alpha \cdot \frac{(M_{Ex})_{max}}{I} \quad \dots(6)$$

ここで、
$$\alpha = \frac{1}{\omega_{\theta}^2 \sqrt{\left\{ 1 - \left(\frac{p}{\omega_{\theta}} \right)^2 \right\}^2 + 4 \cdot h^2 \left(\frac{p}{\omega} \right)^2}}$$

$$\omega_{\theta}^2 = K_{\theta y} / I$$

h :弾性1次モードの減衰定数、 ω :弾性1次モードの固有円振動数

そこで、弾塑性応答時の θ_{max} を表現するための適切な α および $(M_{Ex})_{max}$ について次節で定義し、解析結果との比較を試みることにする。

3. α および M_{Ex} のモデル化 上記に示した θ_{max} を推定するためのパラメータのうち、 $(M_{Ex})_{max}$ は文献

1と同様に下式の M_E で定義する。

$$M_E = \sum_i Q_{yx} \cdot l_y \quad \dots(7)$$

ここで、 Q_{yx} :各構面における降伏耐力

また α については、弾塑性応答時の p および h を表現する等価円振動数 p_e および等価粘性減衰 h_e を仮定する必要がある。ここで(4)式の解は、1次モードが卓越すると仮定したため、弾性時における p は、図1(a)に示す総せん断力(Q)—重心位置応答変位(x)関係の傾き K_x' と、おおよそ下式の関係にある。

$$p \approx \sqrt{\frac{K_x'}{m}} \quad \dots(8)$$

そこで、弾塑性応答時の p_e については、図1(b)に示す傾き K_E から(9)式で定義することとした。さらに h_e については、簡単のため $Q-x$ 関係の履歴特性をバイリニアと仮定し、(10)式²⁾で定義した。

$$p_e = \sqrt{\frac{K_E}{m}} = \sqrt{\frac{C_B}{x_{max}} \cdot g} \quad \dots(9)$$

$$h_e = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_e} \right) = \frac{2(\bar{\mu} - 1)}{\pi \bar{\mu}} \quad \dots(10)$$

ここで、 $\bar{\mu} = x_{max} / d_y'$ 、 C_B :ベースシア係数、 g :重力加速度、 $x_0(t)$:剛心位置応答変位、 $x(t)$:重心位置応答変位、 $Q(t)$:総せん断力、 x_{max} :重心位置最大応答変位、 d_y : $Q(t)-x_0(t)$ 関係の降伏変形、 d_y' : $Q(t)-x(t)$ 関係の降伏変形、 K_x :加振方向の全体剛性、 K_x' : $Q(t)/x(t)$ 関係の降伏変形、 ΔW :履歴ループ1サイクルの面積で $\{=4(x_{max} \cdot d_y') \cdot K_E \cdot x_{max}\}$ と仮定した)、 W_e : $K_E \cdot x_{max} / 2$

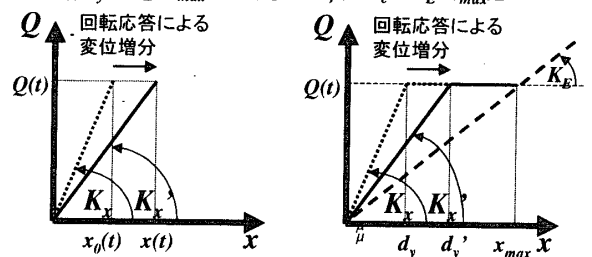


図1(a)概念図(弾性時) 図1(b)概念図(弾塑性時)

4.解析諸元 解析対象とする補強前建物は、1×3スパン、2×3スパンおよび6×3スパンのRC造建物(4階建て:階高3.5m)の計3種類で、補強後の建物は、図2に示すように、補強要素を建物の最外構面へ配置した場合を想定した。解析手法としては、文献1と同様、各構面の柱部材と補強要素をそれぞれ一つの弾塑性バネ(Takedaモデル)にモデル化し、それらを並列結合した等価1質点並列系のモデルとした。

地震入力方向は1方向(x方向)のみとし、補強要素の付加剛性および付加耐力は、y方向には影響しないものと仮定した。解析パラメータは、建物形状、補強要素の種類(付加剛性の大きさ)、および直交方向の剛性の大きさである(表1参照)。入力地震波は、最大地動加速度を0.4Gに基準化した八戸<EW>成分を使用し、主要成分を含む10秒間とした。運動方程式の数値積分法は、線形加速度法を使用し、積分時間刻みを $\Delta t=0.001$ 秒とした。減衰は、瞬間剛性比例型減衰を仮定し、減衰定数を3%とした。

5. 解析結果と推定結果の比較 図3に θ_{max} の解析結果と、(7)式、(9)式および(10)式による結果を(6)式に代入して求めた θ_{max} 推定結果の関係を示す。なお、弾性応答値の推定では M_E が計算で算出できないため、解析結果を使用した。また弾塑性応答時の推定では、等価粘性減衰を求める際に d_y' (図1(b)参照)が必要となるが、これを d_y として推定を行った。これは、(6)式の構成から p_e/ω_{θ_y} が1に近くなければ、 d_y' を d_y としても推定結果に余り影響を与えないと考えられるためである。図3より、弾塑性応答値(○:黒塗り)は、推定結果で概ね推定できそうである。一方、弾性応答値(○:白抜き)では、弾塑性応答値と比較して、ばらつきが見られる。図4に、弾性応答の θ_{max} 解析結果と推定結果の比 β と p_e/ω_{θ_y} の関係を示す。弾性応答値(白抜き)で β が1を大きく外れているもの(すなわち推定誤差が大きいもの)は、 p_e/ω_{θ_y} が1に近いことがわかる。そこで、 $M_{Ex}(t)$ および $\theta(t)$ の無次元化フーリエ振幅スペクトルを $p_e/\omega_{\theta_y}=5.38$ の場合($\beta=1.11$)は図5(a)に、 $p_e/\omega_{\theta_y}=0.95$ の場合($\beta=0.18$)は図5(b)に示す。図5(a)と図5(b)とでは卓越振動数に違いが生じており、特に図5(b)では弾性2次固有振動数で応答振幅が卓越していることが分かる。つまり、本報では1次モードが卓越すると仮定して(4)式の解を定義したのに対し、 p_e/ω_{θ_y} が1に近い場合には2次モードの影響が無視できなくなるため、推定誤差が大きくなったものと考えられる。以上のことから p_e/ω_{θ_y} が1に近い場合を除いては、弾性および弾塑性応答時の θ_{max} が、建物形状や補強要素の種類に拘らず本手法により概

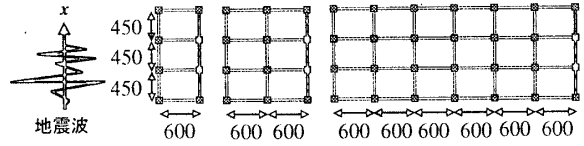


図2. 解析対象建物

表1. 解析諸元

	3×1ｽﾀｰﾝ建物	3×2ｽﾀｰﾝ建物	3×6ｽﾀｰﾝ建物
Q_y	0.3W	0.3W	0.3W
ΔQ	0.3	0.3	0.3
ΔK	0.45	0.45	0.45
*	1.35	1.35	1.35
f_{eK}	0.06	0.10	0.15
*	0.12	0.19	0.27
T^*	0.42(0.41)	0.44(0.42)	0.47(0.46)
-SFB	0.34(0.26)	0.30(0.26)	0.28(0.28)
T^*	0.39(0.35)	0.43(0.39)	0.46(0.45)
-RCW	0.28(0.25)	0.23(0.21)	0.19(0.19)

(*)内は直交方向の剛性を2倍にしたもの、 Q_y :補強前建物の降伏耐力、 W :建物重量、 ΔQ :補強要素の付加耐力を建物重量で除したもの、 ΔK :補強要素の付加剛性を補強前建物の水平剛性で除したもの、SFB:ブレース補強、RCW:RC壁補強、*:上段はSFBで下段はRCW、☆:上段が並進運動と回転運動の連成を考慮した1次固有周期で、下段が2次固有周期、 f_{eK} :文献3に基づく偏心率

ね推定できることが分かった。またこのことは、 x_{max} および Q_{yx} を推定することにより、各構面の最大応答値を推定できることを示している。

6. まとめ 等価線形化法に基づく最大ねじれ回転角の推定手法を提案し、解析結果と比較した結果、最大ねじれ回転角は、 p_e/ω_{θ_y} が1に近い場合を除いては、概ね推定できることが分かった。

参考文献 1)日野、中埜、楠「補強要素が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性ねじれ応答性状」AIJ大会、1999.9 2)柴田明徳「最新耐震構造解析」3)日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」1990.12

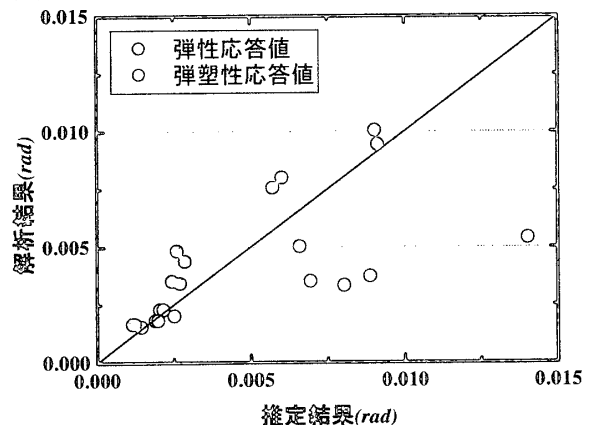


図3. θ_{max} の解析結果と推定結果の比較

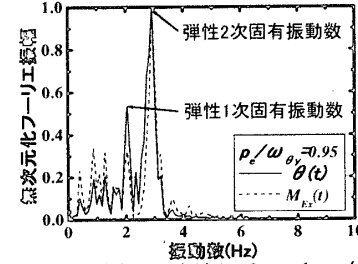
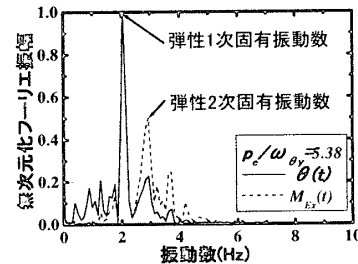
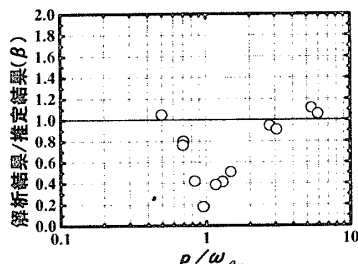


図4 β と p_e/ω_{θ_y} の関係(弾性応答値) 図5(a)フーリエ振幅スペクトル($p_e/\omega_{\theta_y}=5.38$) 図5(b)フーリエ振幅スペクトル($p_e/\omega_{\theta_y}=0.95$)

*1 労働省産業安全研究所 研究員・修士(工) Research Engineer, National Institute of Industrial Safety, Ministry of Labour, Ms, Eng
 *2 東京大学生産技術研究所 助教授・工博 Associate Professor, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr.Eng
 *3 東京大学生産技術研究所 助手・博士(工) Research Associate, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr.Eng