

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

正会員 ○日野泰道*1 同 中埜良昭*2 同 楠浩一*3

1. はじめに 筆者らは文献 1 において、鉄骨系架構（以下、SFB）または鉄筋コンクリート造壁（以下、RCW）が 1 軸偏心して補強された曲げ破壊型の鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物を対象として、ねじれを考慮した 1 方向入力の弾塑性地震応答解析を行った。その結果、弾塑性応答時の最大ねじれ回転角の大きさは、弾性剛性の偏りから算出される偏心率²⁾に関わらず、RCW 補強建物と比較して剛性偏心の非常に小さい SFB 補強建物においても同一付加耐力を偏心配置すると、ほぼ等しいことが分かった。

そこで本報では、1 軸偏心における非線形応答時のねじれ応答性状の定量的な評価手法を模索する目的で、ねじれ振動の運動方程式の構成とねじれ応答量の関係に着目し、解析結果との比較から、非線形応答時のねじれ易さを表現しうる新たな指標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)式~(3)式のように表せる。

$$m(\ddot{x} + \ddot{x}_0) + \sum_i C_x(\dot{x} + \dot{x}_0) + \sum_i K_x(x + x_0) = 0 \quad \dots(1)$$

$$m(\ddot{y} + \ddot{y}_0) + \sum_i C_y(\dot{y} + \dot{y}_0) + \sum_i K_y(y + y_0) = 0 \quad \dots(2)$$

$$I(\ddot{\theta} + \ddot{\theta}_0) + \sum_i C_x(\dot{x} + \dot{x}_0)l_{iy} - \sum_i C_y(\dot{y} + \dot{y}_0)l_{ix} + \sum_i K_x(x + x_0)l_{iy} - \sum_i K_y(y + y_0)l_{ix} = 0 \quad \dots(3)$$

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_{ix}, l_{iy} : 重心位置から各構面までの距離、

(3)式において回転方向の入力をゼロ ($\ddot{\theta}_0 = 0$) とし、また議論を簡略化するために減衰力による重心回りのモーメントを無視すると、(4)式になる。

$$I\ddot{\theta} + \sum_i K_x(x + l_{iy} \cdot \theta)l_{iy} - \sum_i K_y(y - l_{ix} \cdot \theta)l_{ix} = 0 \quad \dots(4)$$

ここで左辺第 2 項は各構面の負担せん断力 Q_x と重心位置までの距離を乗じたモーメントの和であり、

$$\sum_i K_x(x + l_{iy} \cdot \theta)l_{iy} = \sum_i Q_x \cdot l_{iy} \quad \dots(5)$$

となる。一方、1 軸偏心 1 方向入力を考えているため、 y 方向の重心位置変形はゼロとなり、左辺第 3 項は、

$$\sum_i K_y(y - l_{ix} \cdot \theta)l_{ix} = -K_y \cdot l_{ix}^2 \cdot \theta = -K_{\theta_y} \cdot \theta \quad \dots(6)$$

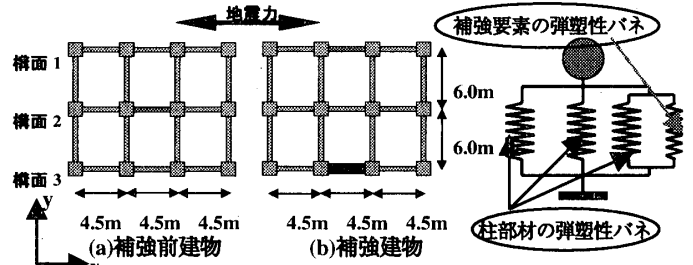


図 1. 解析対象建物

図 2. 解析モデル

となる。これらを考慮して(4)式を整理すると、

$$I\ddot{\theta} + k_{\theta_y} \cdot \theta = -\sum_i Q_x \cdot l_{iy} \quad \dots(7)$$

となる。(7)式の右辺は、各耐震要素の復元力の偏りにより生じるモーメントであり、式の構成から特に直交方向が弾性挙動する建物のねじれ応答量は、右辺の最大値およびその周波数特性にのみ依存することが分かる。そこで本報では、このうち右辺の最大値と最大ねじれ回転角の関係に着目して、新たな指標について検討した。

3. 解析諸元 解析対象建物とする補強前建物は文献 1 と同様、 x 方向 3 間、 y 方向 2 間の RC 造建物で、補強建物は図 1 に示すように構面 3 に補強要素を配置した場合を想定した。解析方法および各部材の履歴特性の設定方法についても文献 1 と同様とした。解析モデルを図 2、履歴モデルを図 3 に示す。解析パラメータは表 1 に示すように、補強要素の付加耐力 ΔQ 、付加剛性 ΔK および補強前建物の降伏耐力 Q_y である。また補強建物の応答性状は、文献 1 と同様、加振方向 (x 方向) は弾塑性挙動、直交方向は補強前建物の x 方向と等しい弾性剛性を有する弾性挙動とした。入力地震波は、最大地動加速度を 0.4G に基準化した Hachinohe<EW>成分を使用し、主要成分を含む 10 秒間とした。

4. 解析結果と解析結果の検討 (7)式の右辺の最大値 ($\sum_i Q_x \cdot l_{iy})_{\max}$ と最大ねじれ回転角 θ_{\max} の関係を

$Q_y=0.3W$ の場合について図 4 に示す。図中には、 $\sum_i Q_x \cdot l_{iy}$ を各構面が降伏耐力に達したと仮定して下式より求めたモーメント（以下、降伏時モーメント： M_E ）も併せて示した。

$$M_E = \sum_i Q_{yx} \cdot l_{iy} \quad \dots(8)$$

ただし、 Q_{yx} : 各構面の降伏耐力

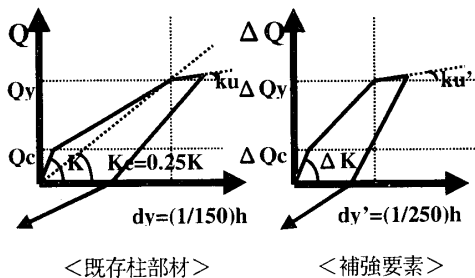


図3. 履歴モデル

ここで、 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で、補強前建物の全体剛性に対する割合を示す、※: 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2に基づく偏心率、 dy : 既存柱部材の降伏変形、 dy' : 補強要素の降伏変形、 h : 等価高さ

図より最大ねじれ回転角は、 $(\sum_i Q_x \cdot l_y)_{max}$ の増加に従い大きくなり、またそれらはほぼ線形関係にあることがわかる。また $(\sum_i Q_x \cdot l_y)_{max}$ の大きさ (黒塗り) は、 M_E (白抜き) とほぼ等しくなっている。このことは、非線形応答時の最大ねじれ回転角の大きさが、 $(\sum_i Q_x \cdot l_y)_{max}$ を M_E と等しいと仮定することにより、 M_E の線形関数として表現できることを示している。

そこで、ねじれ応答量が M_E の線形関数で表せると仮定し、かつ文献2で定義する偏心率 (9式) と類似の定式化を考慮して、非線形応答時のねじれ易さを表す指標 (以下、耐力偏心率: f_{eQ}) を M_E を用いて (11式) で定義した。

$$f_{eK} = e_K / \sqrt{a^2 + b^2} \quad \dots(9)$$

$$e_K = \sum_i K_x \cdot l_y / \sum_i K_x \quad \dots(10)$$

$$f_{eQ} = e_Q \cdot C_B / \sqrt{a^2 + b^2} \quad \dots(11)$$

$$e_Q = \sum_i Q_{yx} \cdot l_y / \sum_i Q_{yx} \quad \dots(12)$$

ここで、 e_Q : 各構面の降伏耐力に基づく偏心距離、

e_K : 各構面の弾性剛性に基づく偏心距離、

C_B : 補強建物のベースシア係数 ($= \sum_i Q_{yx} / W$)、

K_x : 各構面での弾性剛性、 a, b : 建物長さ、

$\sum_i K_x$: 補強要素を含めた建物全体の弾性剛性、

なお(11式)の分子が、(9式)の分子と異なり偏心距離と C_B の積となっているのは、 M_E の大きさに直接関係しない補強建物全体の降伏耐力の大きさを無視するためである。

(11式)より求めた耐力偏心率 f_{eQ} と最大ねじれ回転角の関係を図5に示す。図より補強構面が降伏しないケースを除いては、同一耐力偏心率 f_{eQ} で最大ねじれ回転角はほぼ等しく、また f_{eQ} の増加に比例して最大ねじれ回転角が増大することがわかる。このことから、(11式)で定義する f_{eQ} はねじれ易さ

表1. 解析パラメータ

Qy	0.3W				0.4W				0.5W			
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.1	0.2	0.3	0.4	0.1	0.2	0.3	0.4
ΔQ	0.1	0.2	0.3	0.4	0.1	0.2	0.3	0.4	0.1	0.2	0.3	0.4
ΔK	0.15	0.30	0.45	0.60	0.15	0.30	0.45	0.60	0.15	0.30	0.45	0.60
※	0.45	0.90	1.35	1.80	0.45	0.90	1.35	1.80	0.45	0.90	1.35	1.80
F_{eK}	0.04	0.08	0.10	0.12	0.04	0.08	0.10	0.12	0.04	0.08	0.10	0.12
※	0.10	0.16	0.19	0.21	0.10	0.16	0.19	0.21	0.10	0.16	0.19	0.21
T^{\star}	0.46	0.45	0.44	0.43	0.46	0.45	0.44	0.43	0.46	0.45	0.44	0.43
SFB	0.34	0.32	0.30	0.28	0.34	0.32	0.30	0.28	0.34	0.32	0.30	0.28
T^{\star}	0.44	0.43	0.43	0.42	0.44	0.43	0.43	0.42	0.44	0.43	0.43	0.42
RCW	0.30	0.26	0.23	0.20	0.30	0.26	0.23	0.20	0.30	0.26	0.23	0.20

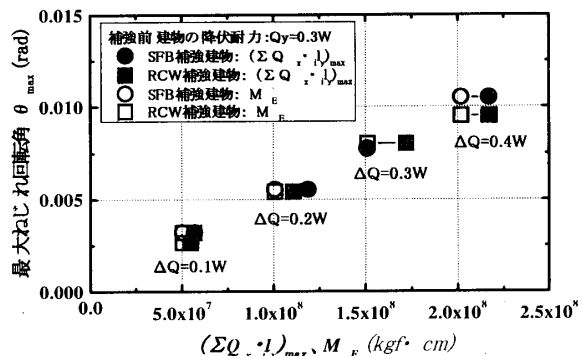


図4. $(\sum_i Q_x \cdot l_y)_{max}$ および M_E と θ_{max} の関係

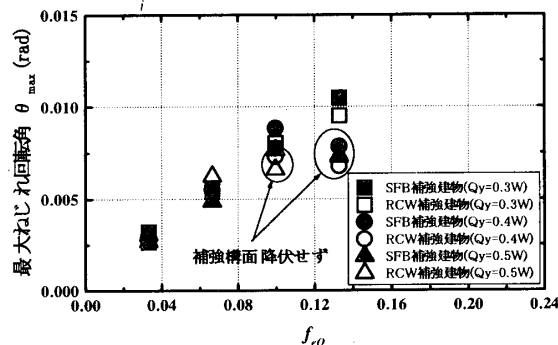


図5. 耐力偏心率と最大ねじれ回転角の関係

を推定するための有効な指標となりうると考えられる。

5. まとめ
ねじれ振動の運動方程式の構成からねじれ応答量と $\sum_i Q_x \cdot l_y$ の関係に着目して、ねじれ易

さを表す新たな指標を定義した。その結果、本報の検討範囲においては定義した耐力偏心率 f_{eQ} が、非線形応答時のねじれ易さを推定するための有効な指標であることが分かった。

参考文献 1) 日野, 中塾, 楠 「鉄骨系架構より補強された鉄筋コンクリート造骨組のねじれ応答に関する研究」 AII 大会, 1989 2) 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性能調査・同解説」 1990.12 3) Takeda, Sozen and Nielsen: "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", Jourmar, Structural Division, ASCE, Vol.96, NoST12, pp2557-2573, 1972 4) 「ビルディングレター」 1986.6

*1 労働省産業安全研究所 研究員・修士 (工)

*2 東京大学生産技術研究所 助教授・工博

*3 東京大学生産技術研究所 助手・博士 (工)

Research Engineer, National Institute of Industrial Safety, Ministry of Labour, Ms, Eng.

Associate Professor, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr. Eng.

Research Associate, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Dr. Eng.