

論文

[2023] 鉄筋コンクリート柱の3軸非線形解析モデル

正会員 ○周 通泉(横浜国大大学院)

正会員 壁谷澤寿海(横浜国大工学部)

正会員 末永 保美(横浜国大工学部)

[1] はじめに 鉄筋コンクリート造建物の解析設計では、従来より2方向地震の同時性はほとんど考慮されていないが、立体骨組の解析等が可能になるとともに、特に隅柱等に、その影響を考慮することの重要性が指摘されている。また、梁降伏型の降伏機構を実現するためには、柱の設計応力を何らかの形で2方向地震応力の影響を導入することは必須の条件になるものと考えられる。

著者らは、2方向地震力が骨組の応答に与える影響を検討するために、2方向曲げと変動軸力を同時に受ける柱の部材モデルを開発し、部材レベルの3次元非線形地震応答解析を行ってきた^[3, 4, 5, 6, 7]。本研究ではこの部材モデルに関して、パラメータの決定方法を検討し、柱の実験結果と比較して、妥当性を検証した。

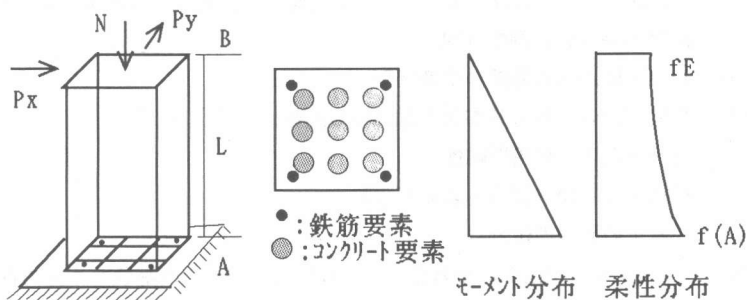


図1 解析モデル

[2] 解析モデル 簡略化したファイバーモデルでは、図1に示すように、部材の端部Aに物理的な長さゼロのファイバー・スライス (Fiber Slice) の断面を挿入した。そのスライスはファイバーのコンクリート9要素と鉄筋4要素で構成する。スライス断面歪の平面保持及び図2、図3に示すようなコンクリートと鉄筋の材料応力-歪関係を用いてスライス断面の柔性を算定し、材端Bは弾性柔性 $[fE]$ とする。部材長さ方向に沿って、その柔性(xまたはy方向)はパラボラ分布を仮定した(ファイバーの頂点を図1のB点とした)。柱部材の材端力と材端変形の関係は式(1)～式(7)のように定式化される^[1, 2, 3]。

$$\begin{aligned} & [\Delta F_{xA}, \Delta F_{yA}, \Delta F_{zA}, \Delta M_{xA}, \Delta M_{yA}, \Delta F_{xB}, \Delta F_{yB}, \Delta F_{zB}, \Delta M_{xB}, \Delta M_{yB}]^T \\ &= [C]^T [K^*] [C] [\Delta \delta_{xA}, \Delta \delta_{yA}, \Delta \delta_{zA}, \Delta \theta_{xA}, \Delta \theta_{yA}, \\ & \quad \Delta \delta_{xB}, \Delta \delta_{yB}, \Delta \delta_{zB}, \Delta \theta_{xB}, \Delta \theta_{yB}]^T \dots\dots\dots (1) \end{aligned}$$

$$[K^*] = [F^*]^{-1} \dots\dots\dots (2)$$

$$[F^*] = \int_0^L [T_{Fi}(z)]^T [f_i(z)] [T_{Fi}(z)] dz \dots\dots\dots (3)$$

$$[f_i(z)] = [f(A)] + 2Z/L \{ [fE] - [f(A)] \} + Z^2/L^2 \{ [f(A)] - [fE] \} \dots\dots\dots (4)$$

$$[f(A)]^{-1} = [K_{fi}(z)] = \begin{bmatrix} \int E_i dA_i & \int E_i Y dA_i & -\int E_i X dA_i & & \\ & \int E_i Y^2 dA_i & -\int E_i X Y dA_i & & \\ & \text{対称} & & \int E_i X^2 dA_i & \\ & & & & \dots\dots\dots (5) \end{bmatrix}$$

$$[T_{fi}(z)] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1+Z/L & 0 & Z/L & 0 \\ 0 & 0 & -1+Z/L & 0 & Z/L \end{bmatrix} \dots\dots\dots (6)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1/L & 0 & 1 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 \\ 1/L & 0 & 0 & 0 & 1 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 1 & 0 \\ 1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

- ここに、[C] : 部材端回転角の変換マトリックス
[f(A)] : 材端Aの柔性(式5より計算する)
[fE] : 材端Bの柔性(式(5)によって非対角要素ゼロ、剛性E_iは弾性値にして計算する)
[K*] : 部材可撓部分の剛性行列
[T_{fi}(z)] : スライス区間内部と外部の変換行列
[f_f(z)] : 可撓部分の柔性の分布曲線(位置zの関数)
E_i : 771^ハ-要素 i の瞬間剛性
X, Y : 材軸から771^ハ-要素 i までの距離
dA_i : 要素 i の面積の微分

このモデルでは、せん断による塑性変形を考慮していないので、せん断補強が十分で鉄筋とコンクリートの付着が十分であると考えられる部材に適用する。

コンクリートの復元力特性としては、図2のように引張強度を無視し、圧縮側では降伏応力の0.4倍まで初期勾配で、最大耐力後はゼロ勾配とし、また、戻りも再加力もそれぞれ1本の直線で表す。鉄筋の復元力特性としては、Bauschinger効果(図3のβで調整する)を考慮したbilinear型を使った。

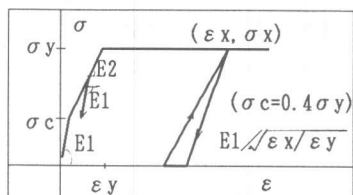


図2 コンクリートの復元力特性

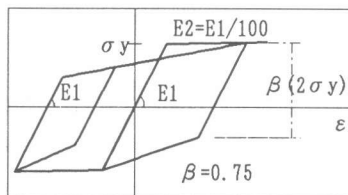


図3 鉄筋の復元力特性

[3] モデルパラメーターの検討 柱断面を9つのコンクリート要素と4つの鉄筋要素にまとめる時、多数の771^ハ-要素分割で得られる耐力と同じ耐力を与えるためには調整が必要になる。以下、簡単のため、正方形断面、対称配筋の場合についてモデルのパラメータの決め方を説明する。長方形断面では2主軸方向別々にパラメータを算定すればよい。そのほかの場合のパラメータの決め方はこの方法に

準じることが可能であると考えられるが、今後さらに検討する必要がある。

柱断面をコンクリート9要素に分けた時、中心要素がモデルの耐力に与える影響は小さいので、各コンクリート要素の負担面積の割合を均等割合にしないで、図4(a)のようにする。コンクリート要素と鉄筋要素の位置は図4(b)のように配置して、その値 D_c 、 D_s は部材断面の釣合軸力 N_b と降伏モーメント M_b がファイバー・スライスに作用する時の力の釣合条件から決める(図4(c))。ここに、断面の引張側鉄筋の引張降伏と断面圧縮側鉄筋の圧縮降伏を同時に起こさせる軸力を釣合軸力と定義する。図4(c)に示すように、このとき両側の鉄筋とも降伏応力に至り、コンクリート材料は引張応力を受け持たないから圧縮側のみ働き、平面保持仮定よりコンクリートの歪を算定し、コンクリートの応力算定ができる。軸力およびモーメントの平衡式は次の式(8)、(9)で表される。

$$F_c = N_b \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$2F_{sy} * 2D_s + F_c * D_c = M_b \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 $F_c = \epsilon_{sy} / D_s * D_c * \sigma_{cy} / \epsilon_{cy} * 3.2 * A_o$ (簡単のためにコンクリートは降伏まで初期勾配にした；

$$\text{圧縮コンクリート面積} = 1.1A_o + 1.0A_o + 1.1A_o = 3.2A_o \quad ; \quad F_{sy} = \sigma_{sy} * A_t / 4$$

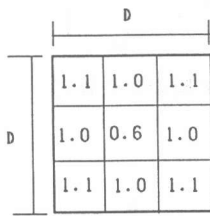
$$A_o = 1/9 * \text{コンクリート全面積} \quad ; \quad \epsilon_{sy} : \text{鉄筋の降伏歪} \quad ; \quad \sigma_{sy} : \text{鉄筋の降伏応力}$$

$$A_t : \text{鉄筋の全断面面積} \quad ; \quad \epsilon_{cy} : \text{コンクリートの降伏歪} \quad ; \quad \sigma_{cy} : \text{コンクリートの降伏応力}$$

式(8)、(9)を解くとコンクリート要素と鉄筋の位置は次のように決まる。

$$D_c = M_b / [N_b + (\sigma_{sy} * A_t) / N_b * (3.2 * A_o * \sigma_{cy}) * \epsilon_{sy} / \epsilon_{cy}] \quad \dots\dots (10)$$

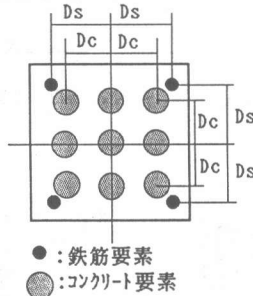
$$D_s = M_b / [N_b^2 / (3.2 * A_o * \sigma_{cy}) * \epsilon_{cy} / \epsilon_{sy} + (\sigma_{sy} * A_t)] \quad \dots\dots (11)$$



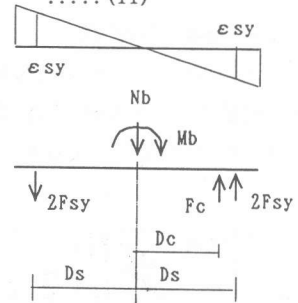
$$A_i = \alpha_i A_o$$

$$A_o = D * D / 9$$

(a) コンクリート要素の面積割合



(b) 諸要素の位置



(c) 釣合状態

図4 モデルのパラメーター

このように決めたパラメーター D_c 、 D_s を用いて、部材断面の耐力特性をどのぐらい表現できるか検討するために、本モデルの解析結果と精確な積分法で算定した軸力-降伏モーメント相関関係曲線とを比較した(図5)。計算に用いた柱の断面の寸法及び材料特性を図6と表1(U8-0)に示す。復元力特性は図2、3に示したものを用了。

以上に述べた本モデルより

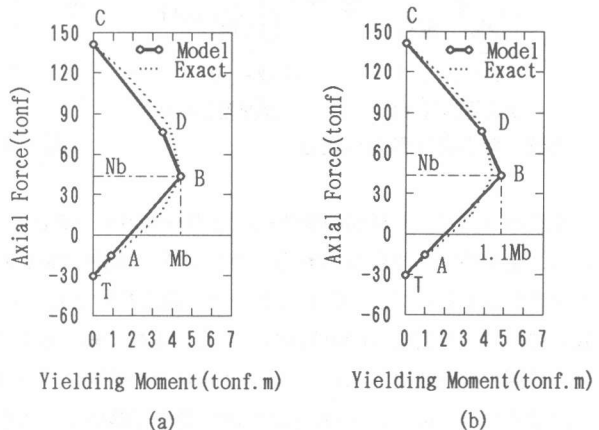


図5 軸力-降伏モーメント相関関係曲線

算定した断面のN-M相関作用図は、四つのゾーンを直線で表せる。即ち、全断面圧縮ゾーン(CD)、圧縮降伏ゾーン(BD)と引張降伏ゾーン(AB)及び全断面引張ゾーン(AT)で表せる。しかし、一般に、同じ軸力レベルでは、本モデルで算定した降伏モーメントは精解析結果より小さいものになる(図5(a))。そこで、実際の建物の柱では釣合軸力より低いレベルの軸力(ABゾーン範囲)を中心として変動することが多いことを考慮して、平均的に適合性がよくなるために、特に根拠はないが、釣合降伏モーメント M_b を1.1倍して、式(10)、(11)より D_c 、 D_s を算定するように調整する。1.1 M_b を用いたモデルの解析結果と精解析結果との比較図を図5(b)に示す。N-M相関曲線とは全体的にはほぼ一致し、特に実際の柱に最もよく用いるABゾーンでは、本モデル解析結果と精解析による結果はほぼ一致した。

表1 実験体に関する資料(tonf/cm²)

主筋8-D10 $\sigma_y=4.26$ $\sigma_{max}=5.94$ $E_s=2160$	
コンクリート $E_c=230$	
U8-0, U8-1, B8-0	$\sigma_{cy}=0.276$ $\epsilon_{cy}=0.00225$
B8-1, B8-2	$\sigma_{cy}=0.314$ $\epsilon_{cy}=0.00228$
U: 水平1方向加力	B: 水平2方向加力

[4] 実験結果の検証

以上のようにモデルパラメータの決定方法の妥当性を検証するために李、小谷、青山のRC柱の実験データ^[8]を使い、次のように検証を行った。

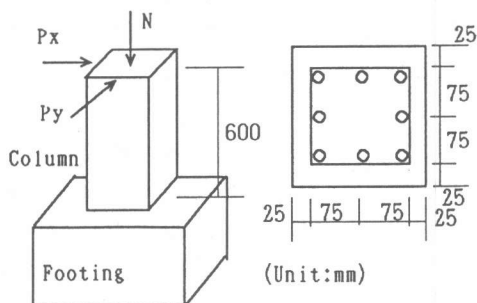


図6 実験体及び寸法等

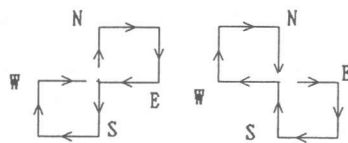


図7 2方向加力時の変位経路

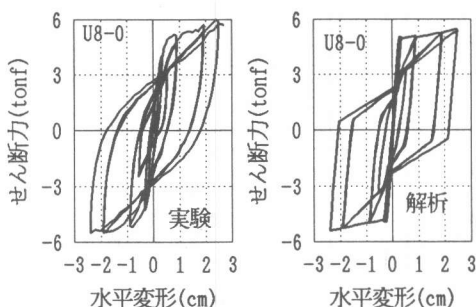


図8 単方向定軸力の場合

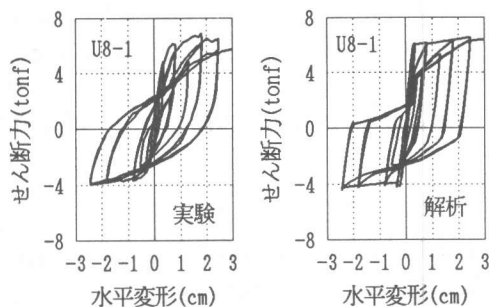


図9 単方向変動軸力の場合

実験から測定した柱頭の変位及び軸力を入力データとして増分解析法により柱脚の抵抗モーメントを求め、更に柱頭の抵抗せん断力を換算する。試験体U8-0は一定軸力(軸力比7%)で、部材角最大水平変形1/20程度で、一方向正負で繰り返し加力したものである。解析結果と実験結果はほぼ一致している(図8)。試験体U8-1も一方向正負で繰り返し加力したものであるが、軸力比は0~13%の範囲で変動させたものである。この場合の解析結果と実験結果はよく対応している(図9)。

試験体B8-0、B8-1、B8-2は図7に示す変位経路のように水平2方向正負繰り返し変形を与えたものである。それぞれの実験と解析結果を図10、図11、図12に示す。定軸力比7%の試験体B8-0では

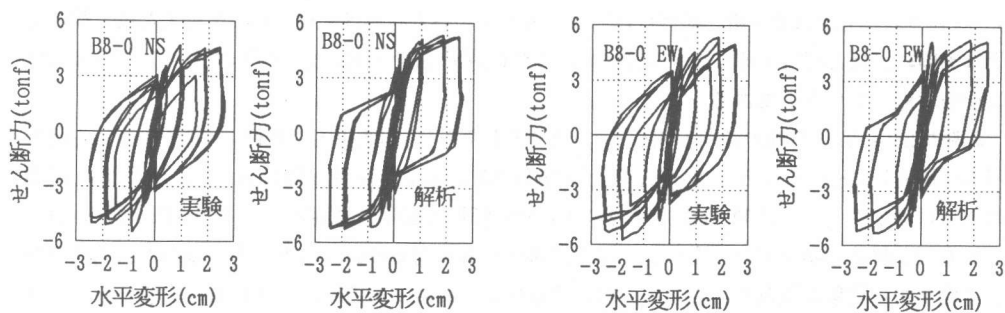


図10 二方向定軸力の場合

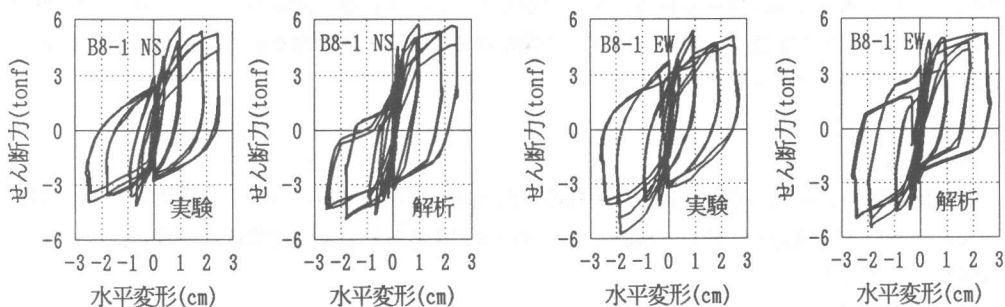


図11 二方向変動軸力(1方向水平力に比例して)の場合

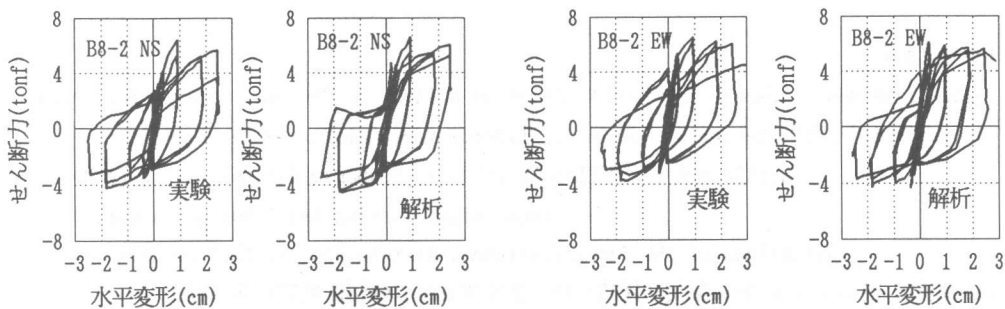


図12 二方向変動軸力(2方向水平力に比例して)の場合

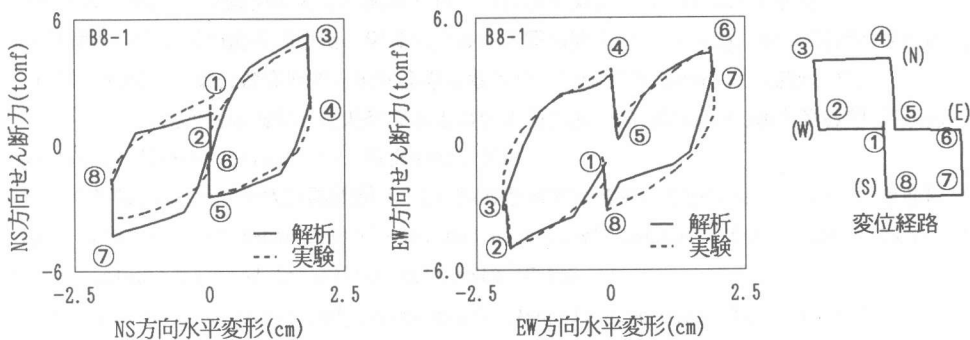


図13 2軸相互作用 (B8-1試験体)

NS、EW両方向とも実験と解析結果はほぼ同様であるが、NS方向では部材角1/60を越えた後、解析結果は実験結果ほど耐力は落ちない(図10)。これは解析のコンクリート復元力モデル(図2)では破壊後の負勾配を考慮していないである。

試験体B8-1、B8-2の軸力変動範囲を、軸力比でそれぞれ1方向水平力に比例して0~13%、2方向水平力に比例して-6~13%としている。変動軸力の影響で、耐力と剛性は軸力増大側には大きく、軸力減少側には小さくなり(図9と図11、図12のNS方向)、解析と実験結果両方とも同じ現象が見られた。

2方向試験体の結果では、変形が一定値に保たれる方向での耐力は垂直方向の加力、除荷の影響で低下する現象が現れた。これは2軸の相互作用のためであろう。解析結果は実験結果とほぼ同様で、2軸の相互作用を再現できている。図13には、試験体B8-1の1サイクルの力及び変位の履歴により2軸曲げ相互作用の詳細な様子を示した。例えば、EW方向③から④までの加荷及び⑦から⑧までの除荷の影響で、変形が一定値に保たれるNS方向の耐力はそれぞれ③から④まで及び⑦から⑧までの間で低下している。

[5] 結論

2軸曲げ及び変動軸力を同時に受ける柱の3次元非線形部材解析モデルのパラメータの決定方法を検討し、3軸柱実験結果と比較して検証した。本モデルによる解析と実験結果はほぼ一致し、本モデルの信頼性が確認できた。

[謝辞] 東大の青山、小谷研究室のRC柱の実験データを使用させて頂き、深く感謝の意を表します。また、横浜国大工学部助手の李康寧博士には有益なる助言を頂き感謝致します。

[参考文献]

- 1) S. A. Kaba and S. A. Mahin: "Refined Modeling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis", EERC Report No. UCB-84/03, University of California, April 1984
- 2) M. HANDOU, A. SHIBATA and J. SHIBUYA: "Earthquake Response Analysis of RC Frames Considering Varying Axial Forces in Columns", Transactions of the Japan Concrete Institute Vol. 11, 1989, pp255-262
- 3) 周通泉、壁谷澤寿海、末永保美: 「鉄筋コンクリート造立体骨組の弾塑性地震応答解析」
コンクリート工学年次論文報告集第11巻の2、1989年、pp193-198
- 4) 周通泉、壁谷澤寿海、末永保美: 「鉄筋コンクリート造立体骨組の弾塑性地震応答解析
(2方向地震力に対する安全係数)」 日本建築学会講演梗概集、1989、pp667~668
- 5) 周通泉、壁谷澤寿海、末永保美: 「2方向地震入力を受ける梁降伏型RC骨組の弾塑性地震応答解析
(立体解析と平面解析の比較)」 日本建築学会関東支部研究報告集 1989、pp121-124
- 6) 周通泉、壁谷澤寿海、末永保美: 「2方向地震入力による梁降伏型RC骨組の柱応力」
構造工学論文集 VOL. 36B(1990年3月) pp271~280
- 7) 周通泉: 「立体ラーメン構造の弾塑性地震応答解析」 横浜国立大学修士論文、1988年
- 8) K. N. Li, S. Otani and H. Aoyama, "Reinforced Concrete Column under Varying Axial Load and Bi-Direction Horizontal Load Reversals," Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand. 1987. 8.