

4. 立体弾塑性地震応答解析プログラムの開発

杉之内 靖

要 旨

高層鉄筋コンクリート(RC)造建物の設計では、建物の塑性変形能力に期待する終局強度型や靱性保証型の手法が用いられている。この場合、一般的には平面骨組地震応答解析を行い、終局状態で想定した崩壊形が形成されているかどうかを判断する。しかし、高層建物においては、隅柱に対する軸力変動や2軸曲げモーメントの影響が大きくなることから、それらの影響を考慮した立体弾塑性地震応答解析を行うことが望ましい。

以上のことからこのたび、柱部材にマルチスプリングモデル¹⁾を用いて軸力と2軸曲げモーメントの相互作用を考慮した立体弾塑性地震応答解析プログラムを開発した。モデル架構の解析を行った結果、解析プログラムの妥当性を検証できた。また、1方向入力時に比べて、2方向入力時および上下動も加えた3方向入力時には、隅柱、外柱、梁部材の曲げモーメントが増大すること、無偏心架構でも層のねじれが励起される傾向にあることが分った。

キーワード

高層RC／軸力変動／2軸曲げモーメント／マルチスプリング／上下動

目 次

1. はじめに
2. 解析プログラムの概要
3. 解析プログラムの検証
4. モデル架構の解析
 - 4-1. 解析ケース
 - 4-2. 解析モデル
 - 4-3. 解析結果
 - 4-4. ま と め
5. あとがき

4. DEVELOPMENT OF THREE-DIMENSIONAL INELASTIC EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS PROGRAM

Yasushi Suginouchi

Abstract

In the design of high-rise reinforced concrete buildings, the ultimate strength design method and the ductility guarantee design method, which rely on the plastic deformation capacity of buildings, are used. In these methods, plane frame earthquake response analyses are generally made to determine whether the collapse mode has been created which was assumed in the ultimate condition. However, as changes in axial force or biaxial bending moment considerably impacts corner posts in high rises, three-dimensional inelastic earthquake response analyses considering such impact are desired.

In view of the above, a three-dimensional inelastic earthquake response analysis program has been developed considering interaction between axial force and biaxial bending moment, using a multi-spring model for column materials. An analysis of a model frame confirmed the validity of the analysis program. It was also found that in the case of bi-directional or tri-directional input unlike input in a single direction, bending moment of corner post, external column and beam materials increased, and that story deflection was excited even in a non-eccentric frame.

1. はじめに

高層RC造建物の終局状態での挙動を検討するとき、従来行われてきた平面骨組地震応答解析では、柱部材には軸力と1軸曲げモーメントの相互作用（M-N interaction）しか考慮できなかった。そのため、直交方向の曲げによる耐力低下の影響は、別途割り増しをすることで対処してきた。しかし、高層建物の隅柱のように軸力変動が大きく、2軸曲げモーメントの影響も強く受ける柱部材には、軸力と2軸曲げモーメント相互作用を考慮したモデルを用いて、立体骨組として解析することが望ましい。

3軸相互作用を考慮した解析手法は多く開発されているが¹⁾²⁾³⁾⁴⁾、このたび、柱部材にマルチスプリングモデルを用いた立体弾塑性地震応答解析プログラムを開発した。本報では、解析プログラムの概要と検証を中心として、モデル架構に対して1方向入力、2方向入力、および3方向入力した場合の応答性状の違いについて述べる。

2. 解析プログラムの概要

1) 部材モデル

柱部材モデルを図-1に示す。材端の危険断面位置

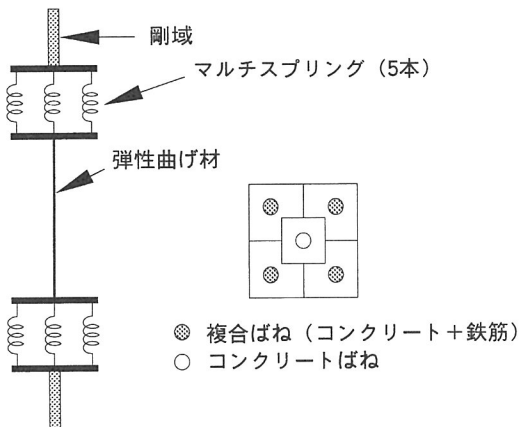


図-1 柱部材モデル

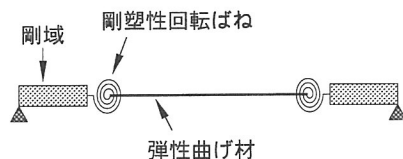


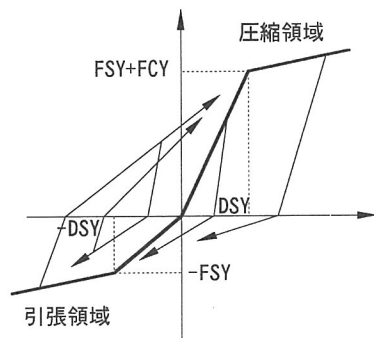
図-3 梁部材モデル

にマルチスプリング（5本の弾塑性軸方向ばね）を設け、中間部分は弾性曲げ材とし、弾性せん断ばねと弾性軸方向ばねも設ける¹⁾。マルチスプリングは、4隅にコンクリートと鉄筋を考慮した複合ばね、中央にコンクリートのみを考慮したコンクリートばねを配置した5本ばねモデルとする。図-2に複合ばねとコンクリートばねの履歴モデルを示す。複合ばねのスケルトンは、圧縮領域と引張領域それぞれで異なる剛性を持つBi-linear型である。コンクリートばねのスケルトンは、圧縮領域で完全弾塑性型であり引張力を負担しない。

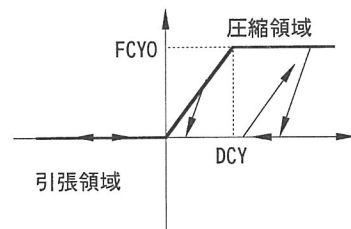
梁部材モデルを図-3に示す。材端の危険断面位置に剛塑性回転ばねを設けた1軸材端曲げばねモデルで、中間部分は弾性曲げ材とし、弾性せん断ばねも設ける⁵⁾。軸方向変形は無視する。剛塑性回転ばねのスケルトンはTri-linear型で、履歴モデルはTakeda Modelを使う。

2) 変形自由度

各層の変形自由度は、床位置で剛床を仮定し、X方向、Y方向、ねじれ方向の3自由度とする。また、各節点の変形自由度は、X方向水平、Y方向水平、X軸回り回転、Y軸回り回転、柱軸方向の5自由度とする。



a) 複合ばね（コンクリート＋鉄筋）



b) コンクリートばね

図-2 マルチスプリングの履歴モデル

3) 解析方法

①柱部材の剛性行列¹⁾

1) で述べたマルチスプリングモデルで、i番目のばねの剛性を k_i とすると、力増分と変形増分の関係は平面保持の仮定より(1)式で表される。

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_{i1} \\ \Delta M_{i2} \\ \Delta N_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum k_i \cdot Y_i^2 & \sum k_i \cdot X_i \cdot Y_i & \sum k_i \cdot Y_i \\ & \sum k_i \cdot X_i^2 & \sum k_i \cdot X_i \\ & & \sum k_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \tau_{i1} \\ \Delta \tau_{i2} \\ \Delta d_{i1} \end{Bmatrix} = [K_i] \{\Delta D_i\} \quad \cdots (1)$$

柔性行列は、

$$[B_i] = [K_i]^{-1} = \begin{bmatrix} a_1 & a_2 & a_3 \\ & a_4 & a_5 \\ & & a_6 \end{bmatrix} \quad [\delta_i] = [K_i]^{-1} = \begin{bmatrix} b_1 & b_2 & b_3 \\ & b_4 & b_5 \\ & & b_6 \end{bmatrix} \quad \cdots (2)$$

と表される。

弾性要素と足し合わせると剛域端での力増分と変形増分の関係は、(3)式のようにになる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \tau_{i1} \\ \Delta \tau_{i2} \\ \Delta \tau_{j1} \\ \Delta \tau_{j2} \\ \Delta d_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{xy} + a_1 & \delta_{xy} & a_2 & 0 & a_3 \\ & \delta_{xy} + b_1 & 0 & b_2 & b_3 \\ & & \delta_{xx} + a_4 & \delta_{xx} & a_5 \\ & & & \delta_{xx} + b_4 & b_5 \\ & & & & \delta_{xx} + a_6 + b_6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta M_{i2} \\ \Delta M_{i2} \\ \Delta M_{j1} \\ \Delta M_{j2} \\ \Delta N_i \end{Bmatrix} \\ = [B_i] \begin{Bmatrix} \Delta M_{i2} \\ \Delta M_{i2} \\ \Delta M_{j1} \\ \Delta M_{j2} \\ \Delta N_i \end{Bmatrix} \quad \cdots (3)$$

$$\begin{aligned} \delta_{xy} &= \frac{l'_{ij}}{3EI_{x1}} + \frac{1}{k_{il}'} \quad \delta_{xy} = \frac{l'_{ij}}{3EI_{x2}} + \frac{1}{k_{il}'} \quad \delta_{xy} = -\frac{l'_{ij}}{6E(l_{x1} + l_{x2})/2} + \frac{1}{k_{il}'} \\ \delta_{xx} &= \frac{l'_{ij}}{3EI_{y1}} + \frac{1}{k_{il}'} \quad \delta_{xx} = \frac{l'_{ij}}{3EI_{y2}} + \frac{1}{k_{il}'} \quad \delta_{xx} = -\frac{l'_{ij}}{6E(l_{y1} + l_{y2})/2} + \frac{1}{k_{il}'} \\ \delta_{xx} &= \frac{l'}{EA} \quad k_s = GA \quad l' = (l'_{ij} + l'_{ji})/2 \end{aligned}$$

これより、材端部の力増分と変形増分の関係は、(4)式で表される。

$$\{\Delta F\} = [B_2]^T [B_1]^{-1} [B_2] \{\Delta d\} = [K_d] \{\Delta d\} \quad \cdots (4)$$

$$[B_2] = \begin{bmatrix} [B_y] & [0] & [0] \\ & [B_x] & [0] \\ & & [B_z] \end{bmatrix} \\ [B_y] = \begin{bmatrix} 1 + \alpha_y & \beta_y & 1/l'_{ij} & -1/l'_{ji} \\ \alpha_y & 1 + \beta_y & 1/l'_{ji} & -1/l'_{ij} \end{bmatrix} \\ [B_x] = \begin{bmatrix} 1 + \alpha_x & \beta_x & 1/l'_{ij} & -1/l'_{ji} \\ \alpha_x & 1 + \beta_x & 1/l'_{ji} & -1/l'_{ij} \end{bmatrix} \\ [B_z] = \begin{bmatrix} -1 & 1 \end{bmatrix}$$

ここで床スラブ全体のねじれ変形を考慮すると柱部材の力増分と変形増分の関係は(5)式となる。

$$\{\Delta F_c\} = \begin{Bmatrix} \{\Delta F\} \\ \{\Delta M_j\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{c1}] & [K_c] \\ [K_c]^T & [K_c] \end{bmatrix} \{\Delta d_c\} = [K_c] \{\Delta d_c\} \quad \cdots (5)$$

②梁部材の剛性行列⁵⁾

1) で述べたモデルを柔性法で定式化すると、材端部の力増分と変形増分の関係は、(6)式で表される。

$$\{\Delta F_b\} = \begin{Bmatrix} \Delta M_1 \\ \Delta M_2 \\ \Delta Q_1 \\ \Delta Q_2 \end{Bmatrix} = [B_1]^T [\delta_b]^{-1} [B_1] \begin{Bmatrix} \Delta \theta_1 \\ \Delta \theta_2 \\ \Delta u_1 \\ \Delta u_2 \end{Bmatrix} = [K_b] \{\Delta d_b\} \quad \cdots (6)$$

$$[\delta_b] = \begin{bmatrix} \frac{l'}{3EI} + \frac{1}{k_{il}'} + \frac{1}{k_{p1}} & -\frac{l'}{6EI} + \frac{1}{k_{il}'} \\ -\frac{l'}{6EI} + \frac{1}{k_{il}'} & \frac{l'}{3EI} + \frac{1}{k_{il}'} + \frac{1}{k_{p2}} \end{bmatrix}$$

$$[B_1] = \begin{bmatrix} 1 + \lambda_2 & \lambda_2 & \frac{1}{l'} & -\frac{1}{l'} \\ \lambda_2 & 1 + \lambda_2 & \frac{1}{l'} & -\frac{1}{l'} \end{bmatrix}$$

③運動方程式

上記の柱部材、梁部材の剛性行列を用いて、空間座標で表された骨組の各節点での力の釣り合いから、全体剛性行列を作成する。運動方程式は(7)式で表される。

$$[M] \begin{Bmatrix} \{\ddot{\Delta x}\} \\ \{\ddot{\Delta y}\} \\ \{\ddot{\Delta z}\} \\ \{\ddot{\Delta d}\} \\ \{\ddot{\Delta \theta}\} \end{Bmatrix} + [C] \begin{Bmatrix} \{\dot{\Delta x}\} \\ \{\dot{\Delta y}\} \\ \{\dot{\Delta z}\} \\ \{\dot{\Delta d}\} \\ \{\dot{\Delta \theta}\} \end{Bmatrix} + [K] \begin{Bmatrix} \{\Delta x\} \\ \{\Delta y\} \\ \{\Delta z\} \\ \{\Delta d\} \\ \{\Delta \theta\} \end{Bmatrix} = -[M] \begin{Bmatrix} \{0\} \\ \{0\} \\ \{\ddot{Z}_g\} \\ \{\ddot{Y}_g\} \\ \{\ddot{X}_g\} \end{Bmatrix} \quad \cdots (7)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} [I_{\theta z}] & & & & \\ & [I_{\theta y}] & & & \\ & & [M_z] & & 0 \\ & & & [M_y] & \\ 0 & & & & [M_x] \\ & & & & & [I_{\theta x}] \end{bmatrix} \quad \cdots (8)$$

$$[I_{\theta z}] = [0] \quad [I_{\theta y}] = [0]$$

(8)式で表されるように、質量行列 $[M]$ の中で、節点の回転方向の慣性質量モーメントは0とする。また、本解析プログラムでは、上下方向の慣性力に関する質量を柱のみに負担させる形としている。水平方向、ねじれ方向の質量については、通常の集中質量モデルと同じである。なお、一般的には、外力0に対応する項を縮合して、層の変形自由度に対応する項だけで解くのが普通であるが、上下動を入力することを考えて、フルマトリクスで解析する。

数値解析には、ニューマークの β 法($\beta = 1/4$)を用いる。

3. 解析プログラムの検証

RC造1層1×1スパンの架構を対象として、1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録のNS波形を入力して立体骨組地震応答解析を行った。平面骨組地震応答解析結果（（株）構造計画研究所 Resp-F使用）との比較を図-4に示す（応答変位波形）。図中、planeは平面モデル、spaceは立体モデルを表す。立体モデルと平面モデルの若干の違いは見られるものの、ほぼ同じ応答を示していることから、1方向入力時については、本解析プログラムは妥当であると思われる。

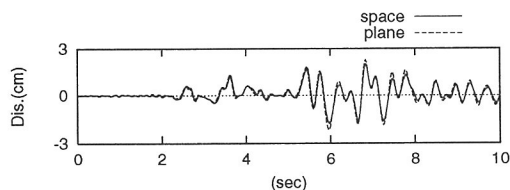


図-4 応答変位波形の比較

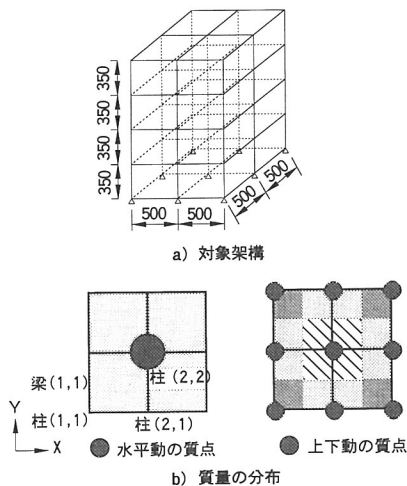


図-5 モデル架構

表-2 柱部材モデル（1～4階）

断面積	断面2次モーメント
8000cm ²	4500000cm ⁴

f _{sy}	f _{cy}	f _{cy0}	d	d _{sy}	d _{cy}	β	ξ
100tf	350tf	350tf	65cm	0.07cm	0.07cm	0.06	0.4

ここで、マルチスプリングのパラメータとして
f_{sy} : 鉄筋ばねの降伏強度
f_{cy} : 4隅のコンクリートばねの降伏強度
f_{cy0} : 中央のコンクリートばねの降伏強度
d : 4隅のばねの間隔
d_{sy} : 鉄筋ばねの降伏変形
d_{cy} : コンクリートばねの降伏変形
β : 降伏後剛性係数
ξ : ピンチング係数

4. モデル架構の解析

4.1 解析ケース

解析ケースを表-1に示す。解析プログラムの妥当性の検証と、入力方向による部材応答性状の違いの把握を目的として、3種類の解析ケースを想定する。3種類とも立体骨組で解析する。

4.2 解析モデル

対象とした架構は、図-5に示すようにRC造4層とし、X方向2スパン、Y方向2スパンで、梁降伏型の立体架構とする。スパン長は5.0m、階高は3.5mとする。柱部材モデルを表-2に、梁部材モデルを表-3に示す。ヤング係数は、210tf/cm²、せん断弾性係数は、90tf/cm²とする。

図-5に示すように、水平方向の地震動に対しては、各層重心位置に質量を集中させた集中質量系とし、上下方向の地震動に対しては、各層質量を負担面積に応じて各柱に分散した集中質量系とする。図-5中に柱、梁の符号を示す。

減衰は剛性比例型とし、減衰定数は1次に対して3%とする。

入力地震動は、図-6に示す1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録のNS、EW、およびUD波形とする。

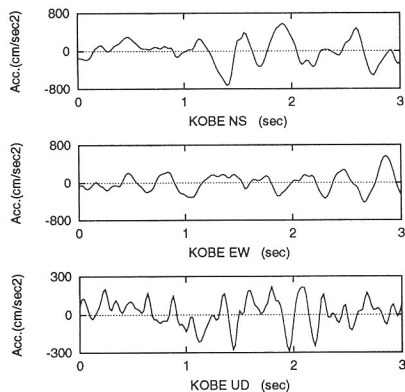


図-6 入力地震動波形

表-1 解析ケース

Case1	水平1方向入力（KOBENS）
Case2	水平2方向入力（KOBENS, EW）
Case3	水平2方向、上下1方向入力（KOBENS, EW, UD）

表-3 梁部材モデル（1～R階）

断面積	断面2次モーメント
4000cm ²	2800000cm ⁴

ひび割れモーメント	降伏モーメント	第2剛性比	第3剛性比
1500tf・cm	3000tf・cm	0.4	0.01

4.3 解析結果

結果の検討はY方向について行う。

1) 層の応答

図-7に最大応答層間変位、最大応答層せん断力、重心回りの最大応答層間ねじれ回転角を示す。層間変位、層せん断力は、3 Caseとも大きな違いは見られないが、層間ねじれ回転角は、2方向入力、3方向入力の場合、大きくなっている。

2) 柱部材の応答

①最大応答曲げモーメント

表-4に隅柱、外柱、内柱それぞれの最大応答曲げモーメントを示す。Case1を基準としたときの比で表している。

隅柱では、Case1に対して、Case2で0.86~1.36倍、Case3では0.82~1.46倍となっている。外柱では、Case1に対して、Case2で0.76~1.45倍、Case3では0.84~1.40倍となっている。内柱では、Case1に対して、Case2で0.97~1.02倍、Case3では0.97~1.01倍となっている。

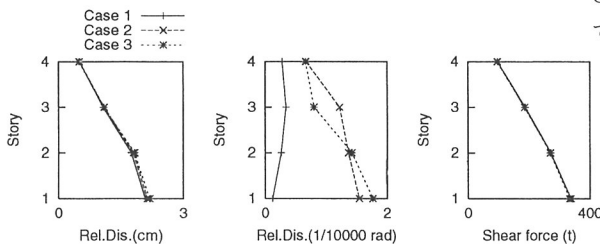


図-7 層の最大応答値

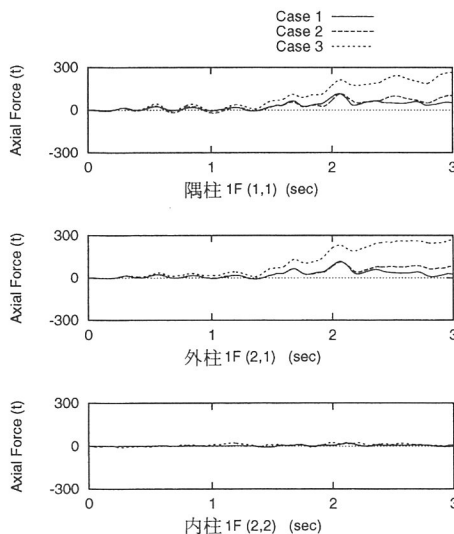


図-8 柱の変動軸力波形

②変動軸力

図-8に隅柱(1,1)、外柱(2,1)、内柱(2,2)1階の変動軸力波形を示す。

内柱は、2方向入力時、3方向入力時とも1方向入力時に比べて軸力の変動は小さい。隅柱、外柱では、内柱に比べて、軸力の増減が大きい。特に上下動を入力した場合、軸力の変動が大きく、応答曲げモーメントの増大に影響を与えていると思われる。

③軸力と曲げモーメントの相関

図-9に隅柱(1,1)1階のN-Myオービットを、図-10にMx-Myオービットを示す。Mx-My関係は、2方向入力の場合に45度方向で最大値となり、2軸曲げの影響を受ける傾向にあると思われる。N-My関係では、3方向入力時に、軸力変動が大きいことがわかる。

3) 梁部材の応答

表-5に梁部材の最大応答曲げモーメントを示す。Case1を基準としたときの比で表している。図-11に梁部材(1,1)1階左端の曲げモーメント~回転角履歴を示す。最大応答曲げモーメントは、Case1に対して、Case2で0.92~1.14倍、Case3では0.97~1.50倍となっている。

表-4 柱部材の最大応答値

隅柱

層	Case1	Case2	Case3
4	1.00	0.86~1.36	0.82~1.37
3	1.00	0.88~1.35	0.99~1.46
2	1.00	0.94~1.10	0.91~1.11
1	1.00	0.94~1.09	0.89~1.19

外柱

層	Case1	Case2	Case3
4	1.00	0.76~1.45	0.84~1.40
3	1.00	0.97~1.36	0.94~1.18
2	1.00	0.95~1.27	0.91~1.18
1	1.00	0.94~1.09	0.90~1.12

内柱

層	Case1	Case2	Case3
4	1.00	1.00~1.01	0.91~1.25
3	1.00	0.97~1.03	0.96~1.10
2	1.00	1.01~1.02	0.99~1.02
1	1.00	0.98~1.00	0.97~1.01

表-5 梁部材の最大応答値

層	Case1	Case2	Case3
R	1.00	0.92~1.14	0.97~1.50
4	1.00	1.00~1.05	0.98~1.06
3	1.00	0.97~1.00	1.00~1.01
2	1.00	1.00~1.01	1.00~1.01
1	1.00	1.00	1.01

4.4 まとめ

梁降伏型の架構を対象として、1方向、2方向、3方向入力時の立体骨組地震応答解析を行い、解析プログラムの検証と応答性状の検討を行った結果、以下のようことが分った。

(1) 1方向入力時と2方向、3方向入力時の応答性状を比較して、それぞれの影響が、解析結果に反映している。また、1方向入力時について、1層モデルで平面骨組地震応答解析（(株)構造計画研究所 Resp-F使用）と立体骨組地震応答解析の比較を行い、ほぼ同じ結果を得た。これらのことから、解析プログラムはほぼ妥当と思われる。

(2) 層応答では、1方向入力時と2方向、3方向入力時の違いは小さいが、2方向、3方向入力時にねじれが励起される傾向にある。

(3) 柱部材の応答では、2方向、3方向入力時に隅柱、外柱の曲げモーメントが大きくなる傾向にある。また、3方向入力時に軸力変動が大きく、材端の曲げ変形に影響を与えると思われる。

(4) 梁部材の応答では、2方向、3方向入力時ともに降伏していない梁の曲げモーメントが増大する傾向にある。

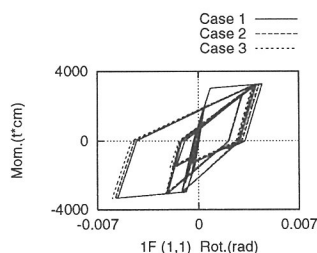


図-11 梁の応答履歴

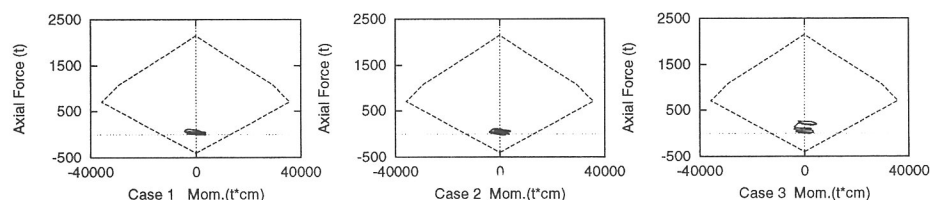


図-9 隅柱のN-Myオービット図

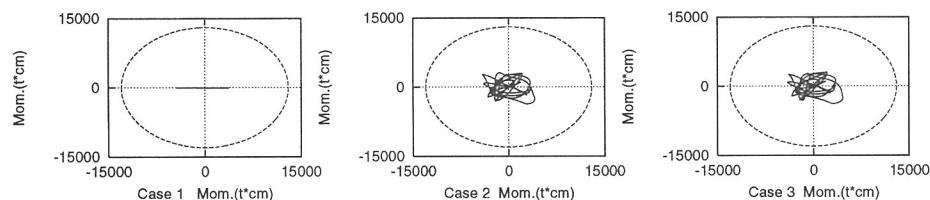


図-10 隅柱のMx-Myオービット図

5. あとがき

今回の解析では、上下動入力時の慣性力に対する質量を柱のみに負担させる方法とした。しかし、スパンの長い架構の場合には大梁にも負担させるように梁の中間に質点を入れる考え方もある⁶⁾。今後は、実建物について検討を行い、この方向へのプログラムの拡張も考えたい。

[参考文献]

- 1) 李康寧、鉄筋コンクリート造立体骨組の弾塑性地震応答に関する研究、1988年12月 東京大学博士論文
- 2) 金澤、他、23階建て鉄筋コンクリート造建物の立体弾塑性解析、1991年4月、GBRC 62
- 3) 磯崎、他、柱の変動軸力と2軸曲げモーメントを考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答解析 その1解析法、1992年11月、日本建築学会構造系論文集、第441号
- 4) 藤原、他、断面力間の相互作用を考慮したRC立体架構の地震応答性状、平成2年4月、京都大学防災研究所年報 第33号
- 5) 柴田明德、最新耐震構造解析、森北出版
- 6) 藤原、他、水平二方向および上下方向地震動入力を受けるRC造立体架構の弾塑性地震応答解析、平成3年4月、京都大学防災研究所年報 第34号