

論 文

[2017] 骨組の非線形応答に及ぼす部材履歴形状の影響

正会員○Oscar Lopez (東京大学大学院)

正会員 小谷 俊介 (東京大学工学部)

正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. はじめに

建築物の耐震設計[1]では、各層の梁端及び1階柱脚で曲げ降伏が他の破壊に先行する降伏機構を形成し、想定する降伏ヒンジでは曲げ降伏による良好な履歴エネルギー消費を期待している。しかし、接合部あるいは部材内の主筋の付着すべり、コンクリート打継面（プレキャスト部材の接合面）でのすべり、せん断ひび割れ、などに伴う逆S字形の履歴挙動を完全に除去することは難しく、部材の履歴エネルギー消費が劣化する場合も多い。そこで、降伏ヒンジを想定する梁部材端にこのようなスリップ形の履歴生じる場合について弾塑性地震応答に及ぼす影響を解析的に検討し、耐震設計の資料とする。

2. 解析対象と骨組モデル

対象構造物は、12階建て、鉄筋コンクリート造無限均等ラーメン（スパン長さ 6.0m）とし、解析では内柱1本とその両側に接合する梁をその中央で切り出し、梁端をローラ支持するモデルとした（図-1）。階高は、事務所建築を想定し、1階で 4.0m、2階と3階が 3.6m、それ以上では 3.5mとした（全高さ 42.7m）。建物は鉛直荷重と地震力に対して日本建築学会刊行「鉄筋コンクリート造建物の終局強度形耐震設計指針案・同解説[1]」に従い設計した。設計用地震力はベースシア係数で 0.25 とし、梁端部および1階柱脚と最上階柱頭に曲げ降伏する降伏機構とした。梁および柱の断面寸法、配筋、コンクリート設計基準強度、地震用単位床重量を表1、鉄筋強度を表2に示す。

解析では、部材を断面重心位置で線材に置換し、部材の塑性変形をすべて材端に集中させた材端バネ・モデル[2]で理想化し、部材せん断変形を弾性、柱・梁接合部を剛とした。骨組の弾性

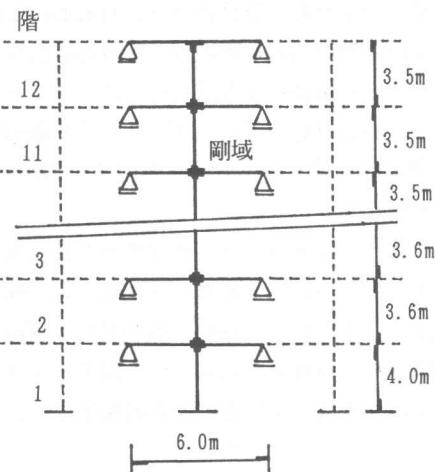


図-1 対象骨組

表-1 断面寸法、使用材料、地震用重量

階層	コンクリート Fc (kg/cm²)	柱 BxD (cm)	柱 主筋 D32	梁 bxD (cm)	梁 主筋 D29	地震単位 床重 (ton/m²)
R	270			55x90	3 2	1.76
12		85x85	30	55x90	3 3	1.36
11		85x85	34	55x90	5 4	1.36
10	270	90x90	30	55x90	6 6	1.36
9	300	90x90	30	55x90	7 7	1.40
8		95x95	26	60x90	8 7	1.42
7		95x95	22	60x90	9 9	1.43
6		100x100	22	60x90	10 9	1.45
5	300	100x100	22	60x90	10 10	1.47
4	360	105x105	22	60x90	9 9	1.54
3		105x105	22	60x90	9 9	1.57
2		110x110	22	60x90	9 9	1.70
1	360	110x110	22		上, 下端	

表-2 鉄筋の材料強度 (kg/cm²)

種類	信頼強度用	上限強度用	径	使用場所
SD40	4000	5000	D32, D29	柱、梁主筋
SD30A	3000	3900	D16, D13	スラブ筋、横補強筋

周期は 0.64秒である。弾塑性地震応答解析は、立体骨組解析プログラム RANMI[3]を用い、数値積分方法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$) によった。減衰は瞬間剛性に比例させ、弾性時の減衰定数 $h=0.03$ とした。

3. 部材の復元力および履歴特性

部材の漸増載荷による復元力特性は、曲げひび割れおよび曲げ降伏で剛性が変化する Trilinear形とし、ひび割れ点および降伏点の荷重および変形は菅野の略算式[4]により計算し、すべり変形に伴うひび割れおよび降伏時の変形の増大は考慮しなかった。材端バネの繰返し載荷による履歴特性は、柱では Takeda Model[5]、梁では図-2に示す耐力低下型スリップ・モデル（スリップモデルと略称）を用いた。

スリップモデルは、降伏前の載荷と除荷および降伏後の除荷時の剛性低下（ α ：除荷剛性低下指標）は Takeda Model[5]と同様で、降伏後に繰り返しによる耐力低下とスリップ性状を考慮している。その概略を以下に要約する：

①降伏後の最大応答点から除荷して復元力の符号が変化すると、直前の最大応答点の耐力を耐力維持率指数 η 倍して、新しく最大応答点を定義し直す。その後の応答で最大応答点に達すると降伏後剛性を用いる。

②除荷が完了して復元力の符号が変化すると、降伏後の剛性 K_s (= βK_o 、 β ：弾性剛性 K_o に対する降伏後剛性の比、降伏後剛性低下指標) でスリップがおこる。

③スリップが生じる範囲のイメージは図-3に示す。個体Aがスリップ領域を超えて塑性バネに接触すると、塑性バネのC点が移動してスリップ領域が広がるが、個体Aが逆向きに移動するときには、塑性バネのC点は移動せずにB点がバネの変形により戻る。すなわち、降伏変形を超えた最大塑性変形に対してスリップ率指標 γ (≤ 1) 倍のスリップが生じ、かつ正負方向に塑性変形が生じればその和に比例してスリップ領域が広がる（図-2、図-3）。

④載荷によりスリップ領域の境界に達すると、耐力低下させた最大応答点を指向する。

スリップモデルで、耐力維持率指標 η を 1.0、スリップ率指標 γ を 0.0にすれば、Takeda Modelと同じになる。

4. 解析パラメータ

塑性変形する梁の履歴形状におけるスリップ量と耐力低下量の影響を調べるために、梁の履歴モデルのパラメータ γ と η を以下に設定した：

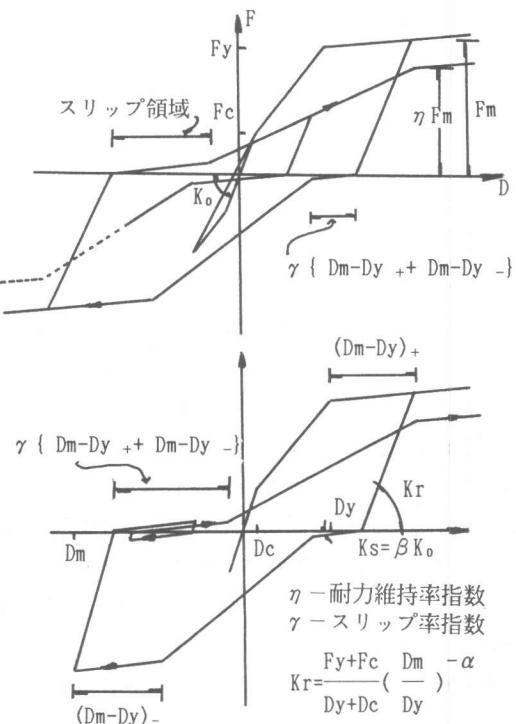


図-2 耐力低下・スリップモデル

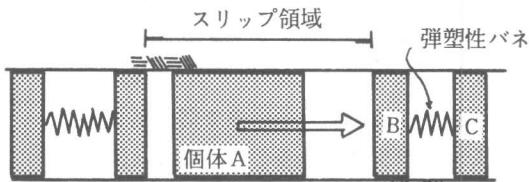


図-3 スリップのイメージ

① Takeda Modelの応答を調べるために、スリップ率指數 $\gamma = 0$ 。
② 耐力維持率指數 $\eta = 1.0$ とする (Case C7)。

③ スリップ性状が変化して、履歴面積が変わることの影響を調べるために、耐力維持率指數 $\eta = 0.9$ とし、スリップ率指數 γ を $0.0 \sim 0.5$ に変化させる (Case C4, C3, C2, C1)。

④ 耐力低下が変化して、履歴面積が変わることの影響を調べるために、スリップ率指數 $\gamma = 0.5$ とし、耐力維持率指數 η を $1.0 \sim 0.8$ に変化させる (Case C5, C1, C6)。

上記の7ケースの履歴エネルギー消費量を比較するため、降伏耐力をひび割れ耐力の5倍、降伏変位をひび割れ変位の1.5倍、除荷剛性低下指數 α を0.5、降伏後剛性低下指數 β を0.02倍とした場合について、塑性率4.0のときの等価粘性減衰定数 h_{eq} の値を表3に、また、応答履歴形状の例を図-4に示す。縦軸：曲げモーメント
横軸：材端回転角(1/rad)

5. 解析結果と履歴形状の影響

静的漸増載荷解析： 頂部集中荷重（ベースシアの8.6%）と逆三角形水平荷重による静的漸増載荷解析では、水平荷重の重心位置の変形角 $1/252$ 、ベースシアー係数0.27のとき、すべての梁端部で曲げ降伏が認められ、剛性が大きく低下した。ただし、この時点では1階の柱脚は降伏しておらず、1階と最上階の柱が降伏して降伏機構が形成されたのは変形角 $1/92$ であった。

地震応答解析の最大応答
： 地震応答解析に使用した地震波は、E1 Centro (N S) 1940 (50 kine, 448 Ga

表-3 使用履歴モデルのパラメータ

ケース	パラメータ γ	パラメータ η	h_{eq}^*
C1	0.5	0.9	0.191
C2	0.3	0.9	0.204
C3	0.1	0.9	0.214
C4	0.0	0.9	0.219
C5	0.5	0.8	0.187
C6	0.5	1.0	0.194
C7	0.0	1.0	0.235

*塑性率 $\mu = 4$ の値

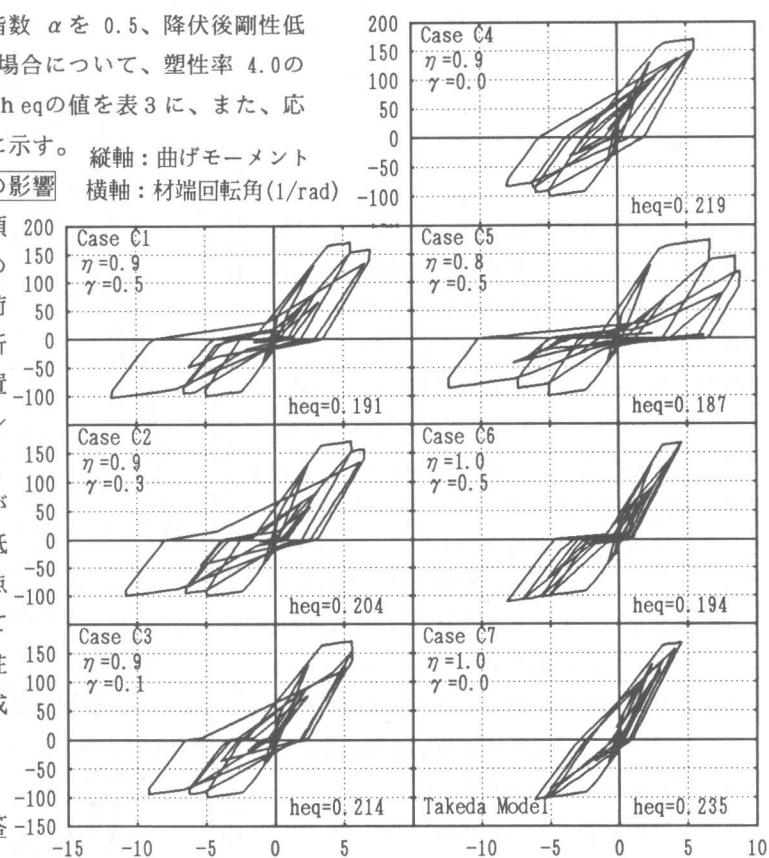


図-4 パラメータと応答履歴形状

1) と宮城県沖地震東北大学記録(Miyagi) (NS) 1978 (50 kine, 339 Gal) の2種（継続時間は最初の10秒）とした。各層の最大層間変形角を図-5に示す。E1 Centro地震波では、最大層間変形角は1～5層ではパラメータの違いはほとんど見られないが、それより上層部では、スリップあるいは耐力低下の程度が大きくなるに従い応答が大きくなる傾向がある。Miyagi地震波では、パラメータによる大きな違いが見られないが、4層から上層部ではCase 5と7の差が大きい。梁端の最大塑性率を図-6に示すが、最大層間変形角と同様な傾向が見られる。等価粘性減衰定数

(表3) が最も大きい Takeda Model (Case 7) が各階とも地震応答が最小であり、等価粘性減衰定数が最小となる Case 5の応答が最大となっており、最大応答と等価粘性減衰定数の相関があることを示している。

部材の設計では最大応答のみに关心が寄せられるが、大きな振幅で振動する回数も重要な検討項目であろう。そこで、地震応答時の平均的な振幅を表す1つの指標として、部材端の回転角の二乗和を時間とともに積分した値の平方根を求め、部材端累積回転角 CDとして以下のように定義した：

$$CD = \left\{ \int \theta^2 dt \right\}^{0.5}$$

ここに、 θ ：応答材端回転角、t：時間。各階の最大塑性率が生じた梁端の部材端累積回転角を図-7に示す。この分布形状は最大層間変形角の分布(図-5)と似ているが、El Centro地震波では等価粘性減衰定数(表3)が一番小さいCase 5の値が大きくなり、Miyagi地震波では下階の方でふくらんだ分布になっている。梁端の最大塑性率の分布(図-6)と比較すると、最上階付近では塑性率の大きさがパラメータによって大きく異なるにも拘らず、部材端累積回転角では差があまり見られていない。Case C1、C2およびC5の応答では、最大塑性率よりも累積部材端回転角においてより顕著な差が見られ、部材端累積回転角は等価粘性減衰定数が最小のCase C5が最も大きかった。

履歴形状の影響：応答解析結果は El Centro地震波の方が Miyagi地震波よりパラメータの影響が見られるので、El Centro地震波について履歴形状のパラメータの応答に及ぼす影響を調べる。

耐力維持率指数 η を一定($\eta=0.9$)とし、スリップ率指数 γ を0.5(Case C1)から0.0(Case C4)まで低下させた場合の層間変形角、梁端塑性率、梁端累積回転角の最大値を図-8に示す。スリップ率指数 γ が大きくなるに従い履

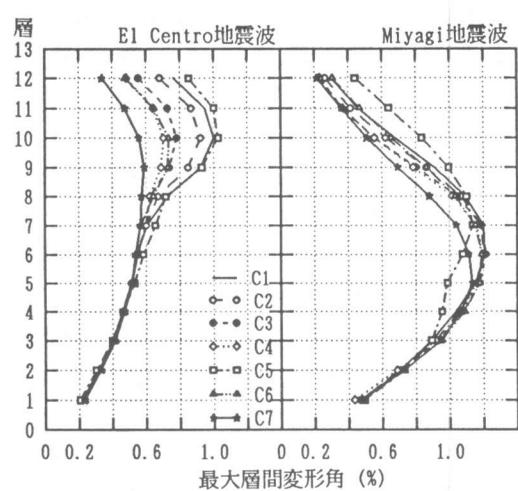


図-5 各階の最大層間変形角

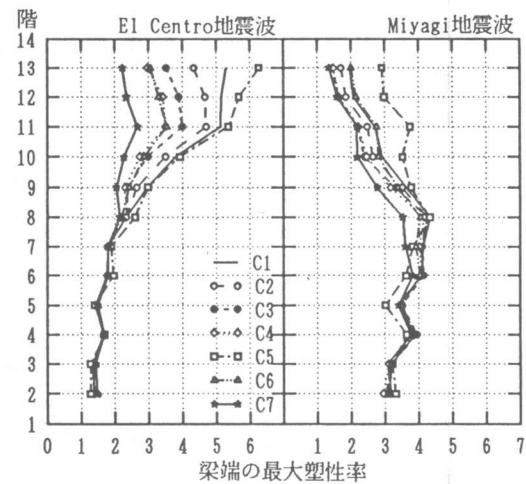


図-6 各階の梁端の最大塑性率

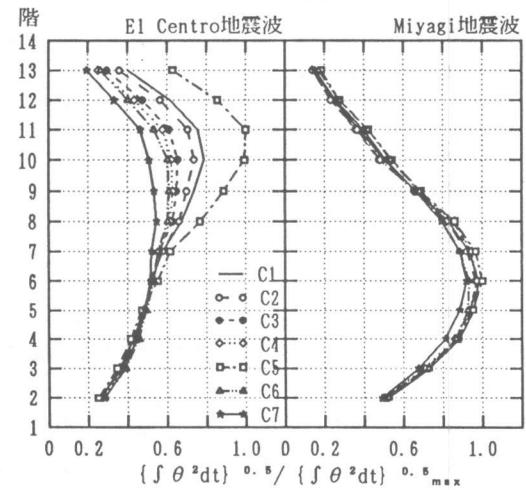


図-7 各階の梁端の $\int \theta^2 dt / [\int \theta^2 dt]_{max}$

歴エネルギー消費が小さくなるので、最大応答が大きくなる傾向が見られる。

スリップ率指数 γ を一定($\gamma=0.5$)とし、耐力維持率指数 η を1.0(Case C6)、0.9(Case 1)、0.8(Case C5)と低下させた場合の層間変形角、梁端塑性率、梁端累積回転角の最大値を図-9に示す。耐力維持率指数 η が小さくなるに従い、繰返し変形により梁端の耐力が減少し、変形が増大する傾向がある(図-4)。最大応答はスリップ率指数 γ と同じく等価粘性減衰定数が小さい方が応答が大きくなる傾向が見られるが、耐力維持率指数 η の変化が小さくても最大応答に及ぼす影響

は大きい。特に、El Centro地震波の応答では、指数 η が10%程度減少した場合(Case C1とC6)、梁端累積回転角が53%程度増加し、耐力低下が応答に及ぼす影響が顕著である。

ここで、本論文で定義した累積部材端回転角(CD)が部材の損傷をどの程度表わすのか調べるためにコンクリート部材の損傷を表す指標として一般に使われている累積塑性変形倍率(Ei)[6]と比較する。累積塑性変形倍率の定義を図-10に示す。この2つの指標は塑性率と異なり、最大値以外の影響をも受けるため、CDとEiの間には相関が見られる(図-11)。この結果を見ると、スリップあるいは耐力低下のある部材は、両指標とも大きくなり、一方、安定な履歴特性 Takeda Model(C7)をもつ部材は両

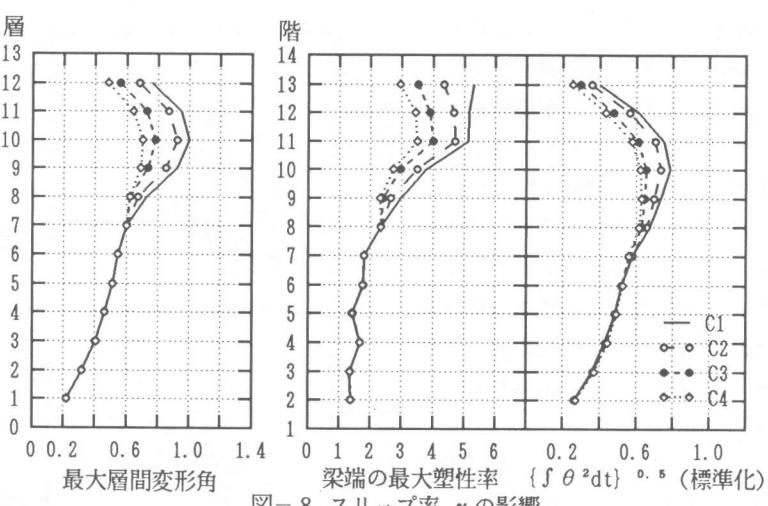


図-8 スリップ率 γ の影響

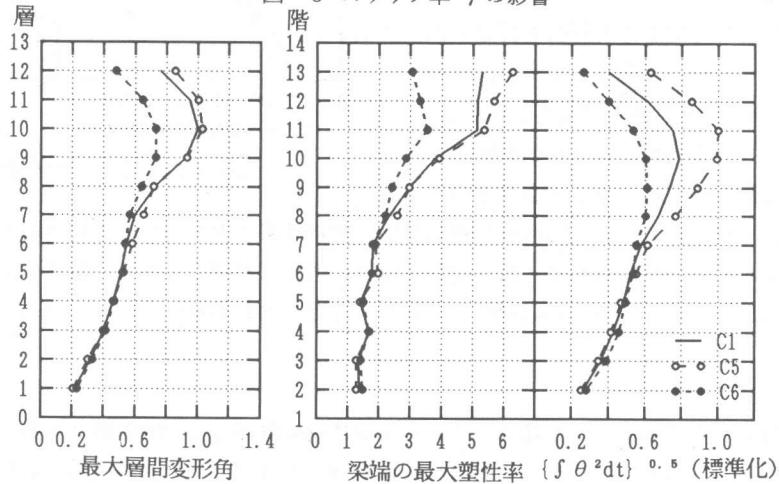


図-9 耐力低下率 η の影響

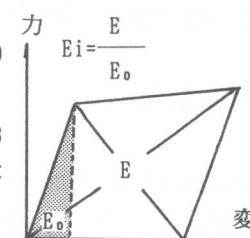


図-10 累積塑性変形倍率の概念

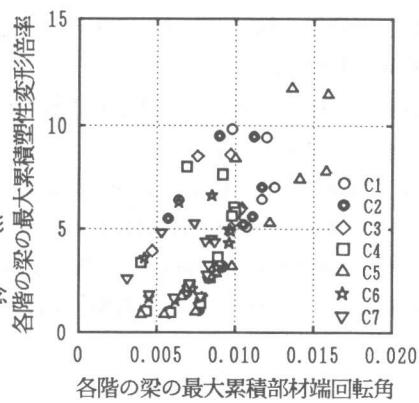


図-11 CD-Ei関係

指標とも小さい値となっている。一般に、応答解析結果を評価する指標は、部材の最大塑性率と層間変形角であり、これらの指標と両指標 CD 、 Ei との関係は図-12 に示している通り、今回の応答解析では強い相関が見られた。よって、一般に用いられている塑性率、層間変形角で部材の損傷は、おおよそ表現できると考えられる。

6.まとめ

梁端にスリップ・耐力低下型の履歴を有する純フレーム構造を対象とした地震応答解析を行なった。その結果、地震波として、El Centro 地震波を用いた場合には、スリップ率指数、または耐力維持率指数の程度により、大きな違いが

見られたが、Miyagi 地震波を用いた応答解析結果の場合には、梁材端の最大塑性率の結果以外ほとんど差が見られなかった。指数を単独に調べた結果によると、応答に与える影響はスリップ率指数 γ より耐力維持率指数 η のほうが影響が大きかった。

<参考文献>

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説、1988。
- [2] Giberson, M.F.: Two Nonlinear Beams With Definition of Ductility, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST2, 1969, pp. 137-157.
- [3] 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、東京大学博士課程学位論文(1989)。
- [4] 菅野俊介：鉄筋コンクリート建物部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学博士課程学位論文(1970)
- [5] Takeda, T., M.A. Sozen, N.N. Nielsen, Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, 1970, pp. 2557-73.
- [6] Young S., C., Meyer C., Shinouka M., Modeling of Concrete Damage, ACI Structural Journal, Technical paper, V. 86, No. 3, 1989, pp. 259-271.

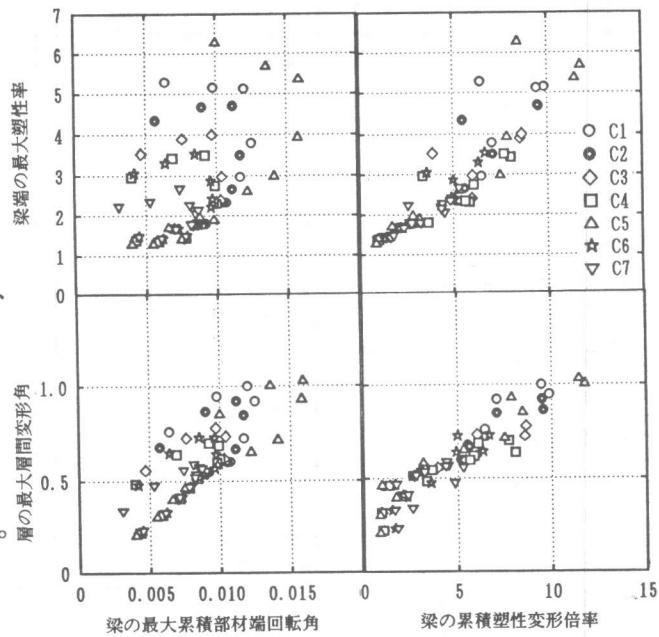


図-12 応答解析結果と部材の損害