

論文 耐力偏心を有する鉄筋コンクリート造骨組の応答性状に関する解析的研究

上田 芳郎^{*1}・真田 靖士^{*2}・中埜 良昭^{*3}

要旨：耐力に偏心を有する建物のねじれ応答性状の把握を目的に、RC 造壁と鉄骨ブレースから成る立体フレームを対象として静的漸増載荷解析及び地震応答解析を行った。耐震性能が異なる2つの平面フレームにおける復元力特性の違い、とくに最大耐力比、耐力低下の有無あるいはその割合に着目してパラメトリックな解析を行い、これらの構造因子がフレームの応答や性能に与える影響について検討した。

キーワード：耐震補強、耐力偏心、ねじれ応答、静的漸増載荷解析、地震応答解析

1. はじめに

偏心を有する建物が地震力を受けると、ねじれ振動により相対的に耐震性の劣る部分に変形が強制され、整形な建物に比べて被害が増大する恐れがある。現行の耐震規定¹⁾では、耐震補強要素の平面的な偏在程度は弾性剛性に基づく剛性偏心により規定されているが、剛性低下の生じる塑性変形領域までを考慮するには不十分であり、偏心を有する建物のねじれ振動現象は未だ十分に解明されていないのが現状である。

そこで、本研究では特に耐力に偏心を有する建物のねじれ応答性状を把握することを目的に、耐震性能が異なる2つの平面フレームから構成される1層1×1スパンの鉄筋コンクリート造立体フレームを対象として、その応答性状を解析的に検討した。

2. 解析対象フレーム

2.1 耐力偏心を有する立体フレーム

本研究では、**図-1(a)**のようなRC造壁が偏在する建物を、現行の耐震規定¹⁾が示す弾性剛性に基づく剛性偏心を相殺するために、**図-1(b)**のように鉄骨ブレースを用いて補強する場合

を想定する。このような建物では、平面の弾性剛性に対する偏りは改善されているが、一般にブレース構面がRC造壁構面よりも耐力が大きくなるため、耐力に対する偏りを生じる場合が多い。そこで、本研究では文献2)記載のRC造壁および鉄骨ブレースを有する縮小平面試験体を組み合わせた立体フレームを対象に、静的解析及び動的解析を行い、耐力の偏りが建物の応答に与える影響について解析的に検討した。

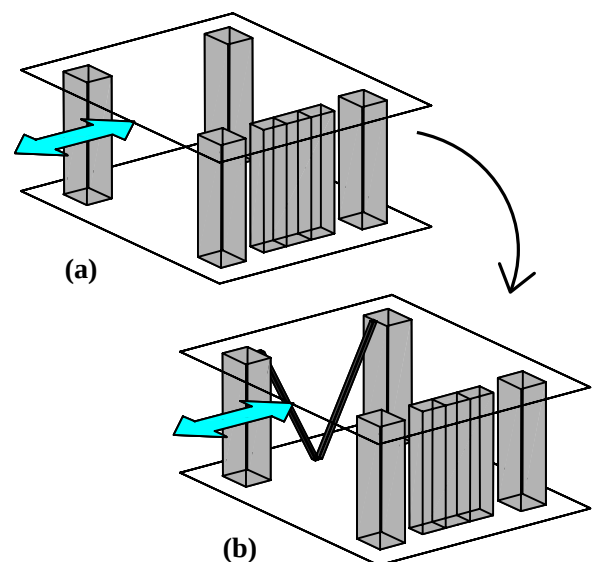
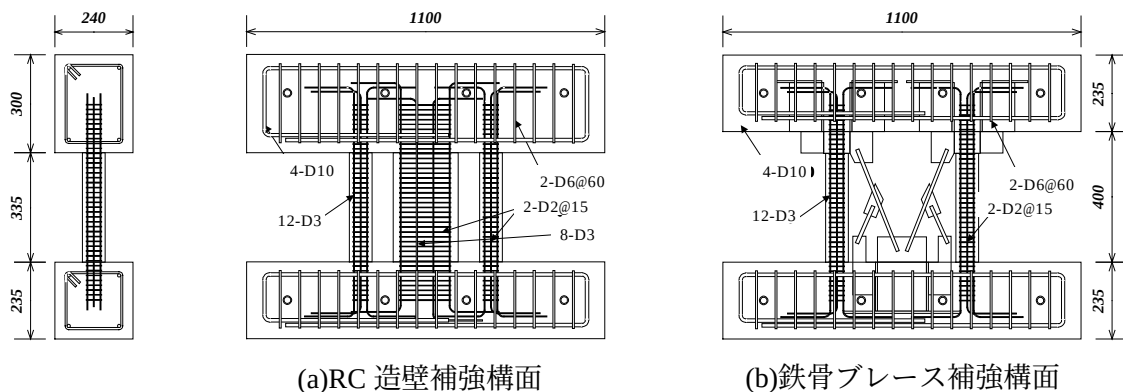


図-1 対象建物

*1 東京大学大学院工学系研究科 (正会員)

*2 東京大学生産技術研究所助手 博士(工学) (正会員)

*3 東京大学生産技術研究所助教授 工博 (正会員)



図－2 各補強構面の詳細図

2.2 静的載荷実験

はじめに、文献 2)で報告された RC 造壁及び鉄骨ブレース補強試験体の履歴特性の把握を目的に実施された静的載荷実験の概要について整理する。各補強構面の詳細を図－2に示す。本実験では2つの同種構面を組み合わせた立体フレーム (a)と(a)及び(b)と(b)が試験体として計画された。ただし、各補強構面中の柱と補強部材の性能をそれぞれ独立に評価できるように柱のみからなる無補強構面の試験体についても別途実験が実施された。表－1、表－2に使用材料の機械的性質を示す。

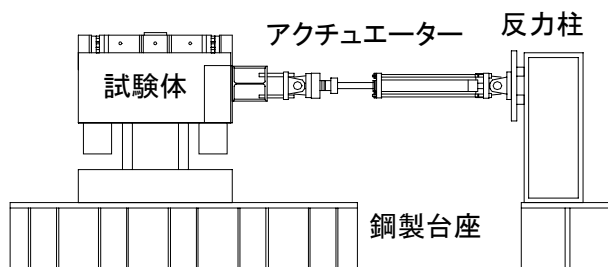
図－3に加力装置図を示す。2本のアクチュエータを水平に設置し、回転を制御しつつ加力を行った。載荷方法は正負交番繰返しとし、層間変形角にして、 $\pm 1/223\text{rad}$ 、 $\pm 1/167\text{rad}$ 、 $\pm 1/111\text{rad}$ 、 $\pm 1/84\text{rad}$ 、 $\pm 1/67\text{rad}$ 、 $\pm 1/56\text{rad}$ 、 $\pm 1/47\text{rad}$ 、 $\pm 1/34\text{rad}$ 、 $\pm 1/27\text{rad}$ 、 $\pm 1/20\text{rad}$ まで各1回ずつ加力した。

表－1 コンクリートの材料試験結果

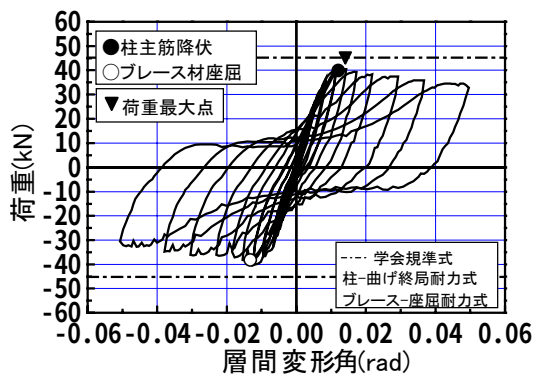
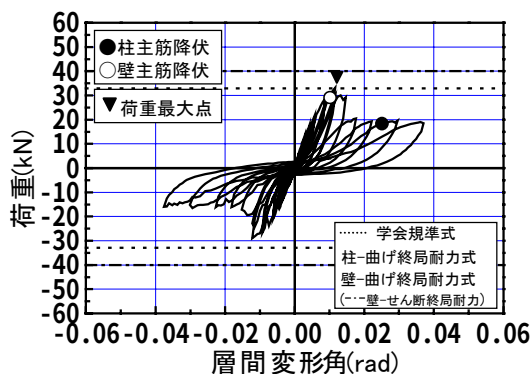
	最大圧縮応力度	ヤング係数	最大圧縮応力時歪	比重
	$\sigma_c(\text{MPa})$	$E(\text{N/mm}^2)$	$\varepsilon_{\max}(\%)$	t/mm^3
コンクリート	15.52	1.35×10^4	0.3	2.04×10^{-3}

表－2 鉄筋およびブレース材の材料試験結果

	断面積	引張降伏応力度	ヤング係数	降伏歪
	$A(\text{mm}^2)$	$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	$E(\text{N/mm}^2)$	$\varepsilon(\%)$
D2	3.6	433.8	1.69×10^5	0.46
D3	8.8	430.2	1.44×10^5	0.52
ブレース材	32.0×2	408.3	2.25×10^5	0.50



図－3 加力装置図



(A) RC 造壁補強試験体 (a)と(a)の組み合わせ (B) 鉄骨ブレース補強試験体 (b)と(b)の組み合わせ

図－4 荷重－層間変形角関係

図-4に各試験体の荷重-層間変形角関係を示す。RC造壁補強試験体では、層間変形角 0.002rad 付近で柱部材に曲げひび割れ、壁部材にせん断ひび割れが生じた。荷重 29.0kN (0.010rad) 時に壁主筋が降伏し、その後、最大耐力 33.1kN (0.012rad) に達した。

ブレース補強試験体では、層間変形角 0.005rad 付近でブレース材上部に座屈が生じ始め、荷重 39.9kN (0.012rad) 時に柱主筋が降伏し、40.5kN (0.014rad) で最大耐力に達した。

2.3 標準解析対象フレーム

前節の静的載荷実験より得られた結果に基づく、異なる2つの構面からなる1層1×1スパン、スパン長さ 400mm, 1/10 スケールの立体フレームを本研究の標準解析対象フレームとした。本フレームの諸元を表-3にまとめて示す。尚、剛性偏心率は文献 1)における式(1)を、耐力偏心率は文献 3)における式(2)を用いてそれぞれ算出した値である。

表-3 対象フレーム諸元

	対象フレーム
弾性剛性 (kN/mm)	17.1
加力方向終局時耐力 (kN)	36.8
ベースシア係数	1.64
剛性偏心率 ¹⁾ : R_{ek}	0.00
耐力偏心率 ³⁾ : R_{eq}	0.03

$$R_{ek} = \frac{e_k}{\sqrt{B^2 + L^2}} \quad (1)$$

$$e_k = \frac{\sum_i K_x \cdot l_y}{\sum_i K_x}$$

ここで、 e_k : 剛性偏心距離
 K_x : 各構面での弾性剛性
 l_y : 構面-重心間距離
 B, L : 建物長さ

$$R_{eq} = \frac{e_q}{\sqrt{B^2 + L^2}} \cdot C_B \quad (2)$$

$$e_q = \frac{\sum_i Q_{yx} \cdot l_y}{\sum_i Q_{yx}}$$

ここで、 e_q : 耐力偏心距離
 C_B : ベースシア係数
 Q_{yx} : 各構面での降伏耐力

3. フレーム解析

3.1 解析方法

前章で示した標準解析対象フレームについて静的漸増載荷解析及び地震応答解析を実施した。以下にフレームのモデル化方法をはじめとする解析仮定を示す。

(1) フレームのモデル化方法

解析対象フレームを図-5に示すモデルに置換した。柱及び補強部材をそれぞれ独立の弾塑性バネにモデル化し、それらを並列に結合することにより各構面をモデル化した。床は剛床を仮定し、加振直交方向（加振はX方向への1方向入力である）の構面は弾性と仮定して各構面に弾性バネを配した。尚、本研究では部材自体のねじれによる影響は無視している。

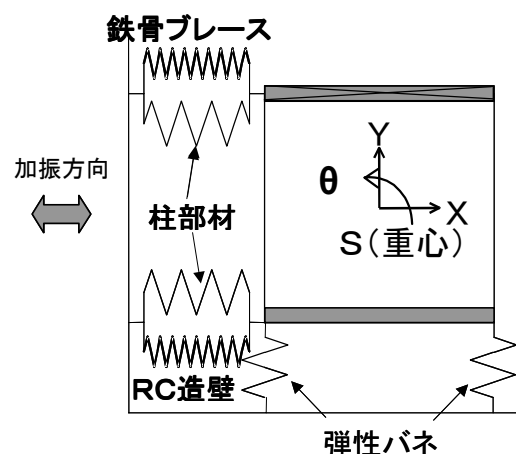


図-5 解析モデル

(2) 復元力特性のモデル化方法

前項に示した解析モデルを構成する各部材の復元力特性モデルを図-6に示す。静的載荷実験の結果に基づき、柱及びRC造壁部材の履歴特性をTakeda modelに、鉄骨ブレース架構をバイリニアスリップモデルに、それぞれ最大耐力後の耐力低下を考慮してモデル化した。初期剛性および最大耐力は静的載荷実験の結果に一致させた。尚、耐力低下域における瞬間剛性は初期剛性の1/1000を仮に与え、その結果生じる不釣り合い力を次のステップで外力として作用することにより解除した。図中には包絡線のみを示している。

(3)静的漸増载荷解析

静的漸増载荷解析では、解析モデルに対して一定の外力分布（水平力のみを重心位置に作用させた）を仮定し、重心位置における X 方向の並進変位が建物高さに対して層間変形角 0.05rad に達するまで漸増载荷を行った。

(4)地震応答解析

地震応答解析では、入力地震波 HAC (Hachinohe 1968 EW), JMA (JMA Kobe 1995 NS), ELC (El Centro 1940 NS) の 3 波を使用した。数値積分法には Newmark- β 法 ($\beta=1/6$) を用いた。減衰は瞬間剛性比例型（減衰定数 3%）を仮定した。また、本解析ではスケール 1/10 の縮小フレームを解析対象とするため、相似則により地震波の時間軸を $1/\sqrt{20}$ に圧縮した。それぞれの地震波の最大加速度レベルを重力加速度 G に対して 0.5G, 1.0G, 1.5G, 2.0G と設定し、これらを連続して順次入力した。図-7 に各入力地震動に対する加速度応答スペクトル（減衰定数 3%）を示す。標準解析対象フレームの固有周期は 1 次周期（回転卓越型）が 0.12s, 2 次周期（並進卓越型）が 0.07s であった。

3.2 解析結果

図-8 に静的漸増载荷解析から得られたフレームの载荷方向に対する荷重と重心位置の層間変形角の関係を示す。同図にはフレームの破壊過程を併せて示した。図-6 の復元力特性に着目すると RC 造壁、鉄骨造ブレースは共に層間変形角 0.01rad 程度で降伏を迎えるが、静的漸増载荷解析ではブレースの降伏は層間変形角 0.02rad 程度で生じている。これは、とくに RC 造壁が降伏後、耐力の偏心によりフレームがねじれ変形を受けるためである。

図-9 に静的漸増载荷解析（折れ線）と地震応答解析（プロット点）から得られたフレーム重心位置における载荷方向層間変形角と回転角の関係を併せて示す。ただし、地震応答解析の結果は各入力レベルにおける最大層間変形角と最大回転角の関係である。塗りつぶし点は正側変位に対する回転角の応答を示し、白抜き点は

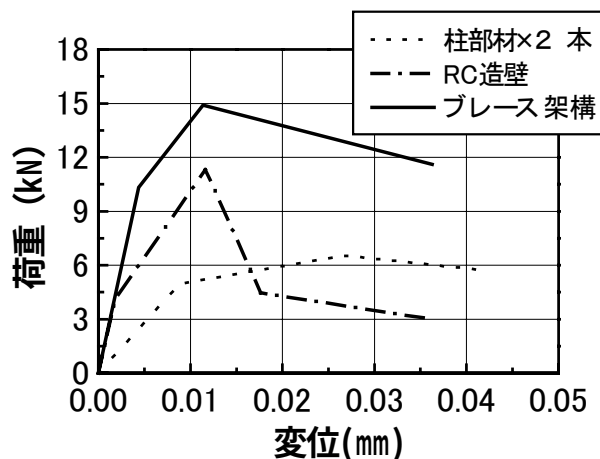


図-6 復元力特性のモデル化

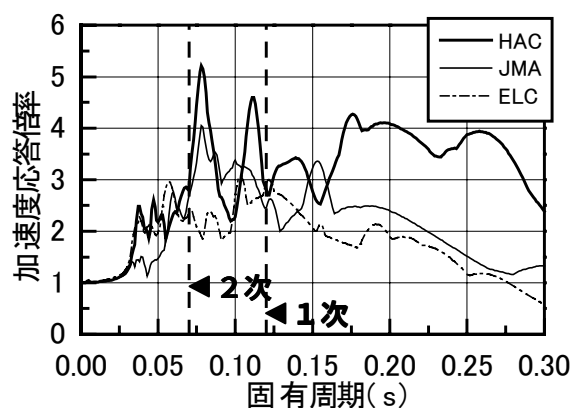


図-7 加速度応答スペクトル

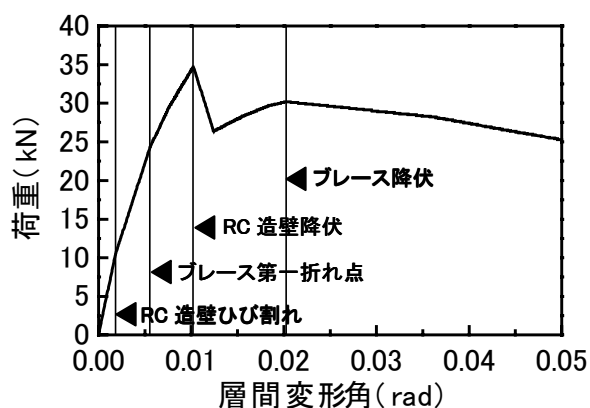


図-8 荷重-層間変形角

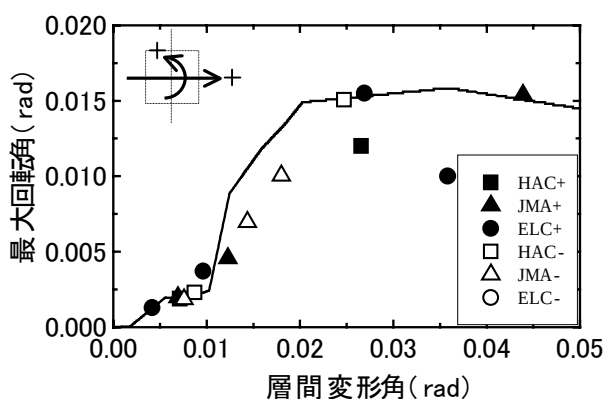


図-9 両解析結果の比較

負側変位に対する応答であるが、負側は絶対値として表記し同グラフ上にプロットしている。その結果、層間変形角およそ 0.01rad 以下の範囲では静的漸増解析の結果と地震応答解析の結果はよく対応し、フレームの地震応答を静的漸増増載荷解析により評価できていることがわかる。層間変形角 0.01rad 以降では静的漸増増載荷解析の結果と地震応答解析の結果に若干のばらつきが見られる。これは2つのモードの地震応答が互いに作用し合った結果であるが、全体的な傾向としては静的漸増増載荷解析と地震応答解析の結果は概ね対応していると判断する。以上の結果を踏まえて、次章では静的漸増増載荷解析をパラメトリックに実施し、耐力に偏心を有するフレームのねじれ応答に大きく影響する構造因子を抽出することを試みる。

4 復元力特性をパラメータとする静的漸増増載荷解析

4.1 解析パラメータ

RC 造壁部材及び鉄骨ブレース部材の降伏耐力を変動させる事により、最大耐力比、耐力低下の有無及びその割合をパラメータとし、以下に示す 3 通りの解析ケース ((1)CASE A, (2)CASE B, (3)CASE C) を設定した。各解析ケースにおける最大耐力比の関係を図-10に示す。尚、ここで言う最大耐力比とは、RC 造壁補強構面及び鉄骨ブレース補強構面の両構面間の降伏時における耐力の比（ブレース補強構面の耐力/RC 造壁補強構面の耐力）を意味し、CASE C の最大耐力比は終局時における耐力の比を示すものとする。また、単純化のため、降伏耐力後の耐力低下は無視しているが、RC 造壁に限っては後述の解析において耐力低下の有無もパラメータとして検討を行うので、耐力低下のある場合も含めてモデル化を行った。

(1) CASE A

RC 造壁部材の降伏耐力を変化させる事により、6 通りの最大耐力比を設定。尚、最大耐力比が最も大きい時の RC 造壁部材の降伏耐力は、

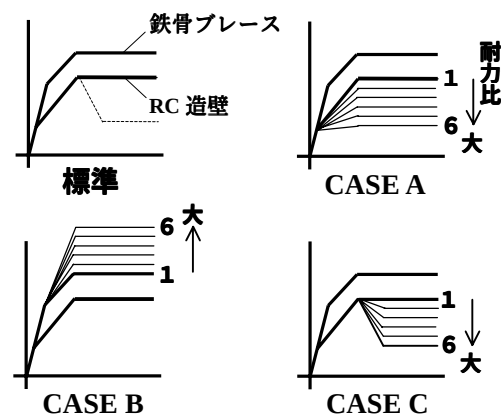


図-10 解析ケースにおける耐力比の関係

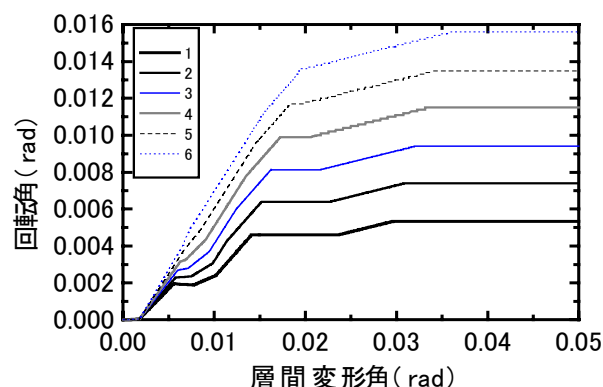


図-11 RC 造壁の耐力を減少させた場合 (CASE A)

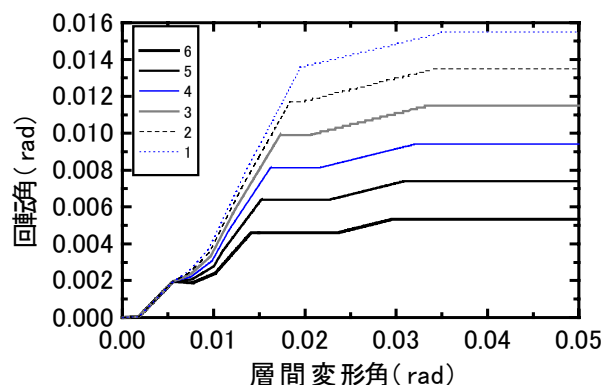


図-12 ブレースの耐力を増大させた場合 (CASE B)

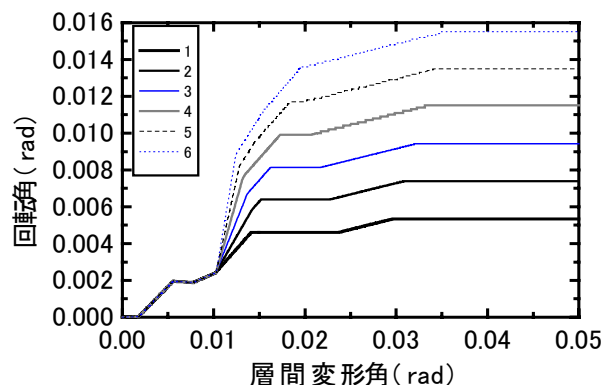


図-13 耐力低下の割合を変化させた場合 (CASE C)

耐力低下を考慮した場合（CASE C）の RC 造壁部材の終局時耐力と等しくなるように設定した。

(2) CASE B

CASE A とは逆に鉄骨ブレースの降伏耐力を増大させる事により 6 通りの最大耐力比を設定。尚、CASE A と CASE B における各 6 段階の最大耐力比はそれぞれ対応する。

(3) CASE C

RC 造壁部材の降伏耐力後の耐力低下を考慮し、耐力低下後の終局時耐力を変化させる事で 6 通りの最大耐力比を設定。CASE A と CASE C の各 6 段階の最大耐力比はそれぞれ対応する。

4.2 最大耐力比の影響

図-11、12 に重心位置における層間変形角と回転角の関係について、最大耐力比をパラメータとして静的漸増載荷解析を行った結果を示す。図-11 は RC 造壁部材の降伏耐力を変化させた場合（CASE A）、一方、図-12 は鉄骨ブレースの降伏耐力を増大させ複数の最大耐力比を想定した場合（CASE B）の結果を示す。両図より、最大耐力比が大きくなるほどフレームのねじれ応答は大きくなり、また、RC 造壁部材の耐力を低下させ最大耐力比を大きくした場合と鉄骨造ブレースの耐力を増大させ最大耐力比を大きくした場合とでは初期の回転角に差があるものの終局域の回転角が対応することから、降伏時の耐力比は終局回転角と密接に関係していることがわかった。

4.3 耐力低下の割合の影響

続いて RC 造壁部材の降伏耐力後の耐力低下を考慮するモデルについて検討する。図-13 に RC 造壁部材の耐力低下の割合を変化させた場合（CASE C）の層間変形角と回転角の関係を示す。その結果、耐力低下の割合が増大するにつれて建物のねじれ応答も大きくなることがわかった。また、図-11 と図-13 において終局時の耐力比が等しくなる CASE A と CASE C の組み合わせを比較すると、RC 造壁が降伏する層間変形角 0.01rad 以前では RC 造壁部材の耐力が小さい、つまり、耐力比の大きい CASE A

の回転角が CASE C の回転角を上回る傾向が見られる。しかしながら、RC 造壁の降伏以降、両者の差は縮まり最終的には等しい回転角の値を示している。以上の結果から、降伏耐力後の耐力低下の有無は建物のねじれ応答に影響を及ぼし、また、復元力特性の異なる 2 つの構面において、終局時の耐力比が等しい場合には、構面の最大耐力の大小によらず、最終的な回転角の大きさは終局時の耐力比に依存するものと考えられる。

5 まとめ

耐力偏心を有する建物のねじれ応答性状を把握することを目的に静的漸増載荷解析及び地震応答解析を行った。また、各構面の復元力特性の違い、特に最大耐力比、耐力低下の有無あるいはその割合に着目しパラメトリックな解析を実施した。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 耐力偏心を有する立体フレームを対象とした解析結果の比較より、フレームの地震応答を静的漸増載荷解析により概ね評価できることがわかった。
- (2) 最大耐力比は建物のねじれ応答と密接に関係していることを確認した。
- (3) 降伏耐力後の耐力低下の有無は建物のねじれ応答に影響を及ぼし、復元力特性の異なる 2 つの構面において終局域の回転角は終局時の耐力比に依存することを確認した。

参考文献

- 1) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、日本建築防災協会、1977 年
- 2) 上田芳郎、中埜良昭ほか：耐震補強要素が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組のねじれ応答性状、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 構造 II, pp.701-702, 2001 年
- 3) 日野ら：鉄骨系架構が偏心配置された鉄筋コンクリート造骨組のねじれ応答性状に関する研究、日本建築学会関東支部研究報告集、1998 年