

論文 剛性・耐力偏心を有する建物の弾塑性地震応答性状

淵脇 常貴^{*1}・小暮 視津夫^{*2}・前田 匡樹^{*3}・長田 正至^{*4}

要旨：剛性偏心は地震の際にねじれ振動をもたらし、しばしば過大変形の原因となると指摘されている。また、大地震により塑性化した建物は耐力偏心によってさらにねじれ振動が増大し局所的に過大変形が生じる場合もあると考えられる。本研究では、1層1軸偏心モデルの弾塑性地震応答解析を行い、塑性化後の偏心建物の最大応答変位および最大応答ねじれ角は剛性偏心よりもむしろ耐力偏心の影響を大きく受けるという結果が得られた。また、偏心建物の柔側フレームを各フレームの剛性および耐力差の20%から40%程度割り増すことで無偏心建物と同程度の最大応答変位に低減することができる。

キーワード：剛性・耐力偏心, 1層1軸偏心モデル, 弾塑性地震応答解析, 耐力の偏心率

1. はじめに

壁の偏在などによる剛性偏心は地震の際にねじれ振動をもたらし、しばしば過大変形の原因になると指摘されている^[1]。また、大地震により塑性化した建物は部材の降伏耐力の偏在によってさらにねじれ振動が増大し、局所的に過大変形が生じる場合もあると考えられる。現行の建築基準法の耐震計算では、平面的な剛性のバランスが悪い建物に対して偏心率に関する規定が存在するが、必要保有水平耐力割り増しの F_e (形状係数)の根拠は必ずしも明らかでなく^[2]、耐力偏心に関する規定がないなどの問題点がある。これまでも偏心率や F_e に関する研究^[3]があるが、本研究では1層1軸偏心モデルの弾塑性地震応答解析によって、剛性・耐力偏心が応答変位および応答ねじれ角に及ぼす影響について検討し、偏心建物の応答制御法について考察を行った。

2. 解析手法

2.1 解析モデルの概要

本研究では偏心建物の基本性状を把握するため、図-1のような単純な平面を有する1層建物(1層1軸偏心モデル)を用いて解析を行った。1層

1軸偏心モデルには柔側フレーム、剛側フレームを設定し、一軸のみ偏心を生じさせた。形状は一辺の長さ $L=6(\text{m})$ の正方形で、建物の柱脚は完全固定とし建物と地盤の相互作用は考慮しないこととした。また剛床を仮定し、質量は剛床に一樣に分布させ質量による偏心はないものとした。

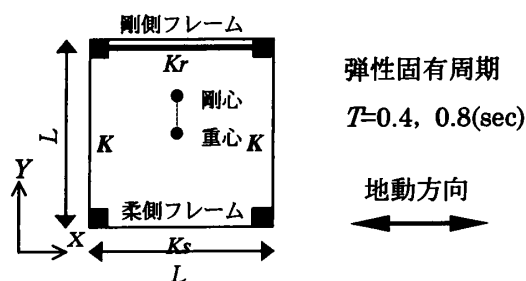


図-1 1層1軸偏心モデル

2.2 フレームの復元力特性

フレームの曲げばねの復元力モデルには鉄筋コンクリート部材を想定した修正Cloughモデル(降伏後の剛性低下係数は0.01)を用いた。また耐力割り増しモデルを除き、各フレームの合計の保有水平耐力は $Q_y=0.3W$ (W :建物重量)とした。

2.3 剛性偏心の設定

解析モデルの弾性剛性は X , Y 方向同一とし、

*1 日本鋼管(株) (正会員)

*2 群馬県庁

*3 横浜国立大学 助教授 工学部 建設学科, 博士(工学) (正会員)

*4 横浜国立大学 教授 工学部 建設学科, 工博 (正会員)

無偏心モデルの弾性固有周期が $T=0.4, 0.8(\text{sec})$ となるように設定した。さらに、 Y 方向にのみ剛心を移動させ剛性偏心を生じさせた。すなわち、 Y 方向は各フレームの剛性を K で同一とし、 X 方向は図-2 のように柔側フレーム、剛側フレームそれぞれの剛性 K_s, K_r を $K_s+K_r=2K$ となるように設定した。図中の破線は無偏心モデルの復元力特性を示す。剛性偏心は現行の建築基準法で定義されている偏心率 R_e をパラメータとして $R_e=0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ の 6 通りとなるように K_s, K_r を定めた^[4]。表-1 に無偏心モデルに対する各フレームの剛性の倍率を、表-2 に偏心モデルのそれぞれの固有モードの弾性周期を示す。

表-1 各フレームの剛性の倍率

偏心率	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
剛側	1.00	1.14	1.28	1.41	1.52	1.63
柔側	1.00	0.86	0.72	0.59	0.48	0.37

表-2 偏心モデルの固有モードの弾性固有周期

偏心率	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
1 次	1.00	1.01	1.03	1.07	1.11	1.16
2 次	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3 次	0.58	0.58	0.57	0.57	0.56	0.55

(単位は T : 無偏心モデルの弾性 1 次固有周期)

2.4 耐力の偏心率の定義と耐力偏心の設定

耐力偏心の設定は、水平剛性を降伏耐力に置き換えて算出した耐力の偏心率 R_e をパラメータとして用いる。図-3 のように柔側フレーム、剛側フレームの降伏後の変位 δ_s, δ_r が等しいと仮定した場合、降伏後の等価剛性の剛心 l_x, l_y は次式ようになる。

$$\begin{aligned} r_{l_x} &= \frac{\sum(Q_Y \cdot Y)}{\sum Q_Y} \\ r_{l_y} &= \frac{\sum(Q_X \cdot X)}{\sum Q_X} \end{aligned} \quad (1)$$

ここに Q_X, Q_Y は耐震要素の各部材耐力

X, Y はその耐震要素の座標

これから降伏後の偏心距離が求まる。

$$\begin{aligned} r_{e_x} &= |r_{l_x} - g_x| \\ r_{e_y} &= |r_{l_y} - g_y| \end{aligned} \quad (2)$$

ここに g_x, g_y は重心座標

また弾力半径も同様に水平剛性を降伏耐力に置き換え、

$$\begin{aligned} r_{r_{e_x}} &= \sqrt{\frac{(Q_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum(Q_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum Q_X}} \\ r_{r_{e_y}} &= \sqrt{\frac{(Q_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum(Q_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum Q_Y}} \end{aligned} \quad (3)$$

ここに $\bar{X} = X - l_x, \bar{Y} = Y - l_y$

したがって、耐力の偏心率は

$$\begin{aligned} R_{e_x} &= r_{e_y} / r_{r_{e_x}} \\ R_{e_y} &= r_{e_x} / r_{r_{e_y}} \end{aligned} \quad (4)$$

となる。この耐力の偏心率 R_e は、等価剛性の偏心率と等しくなる。 $(K_r'/K_s'=Q_r/Q_s)$ つまり、耐力の偏心率 R_e は塑性化した建物の剛性の偏心率を示しているといえる。(ただし、実際は柔側フレームの降伏変位 δ_s のほうが大きくなるため、剛性の偏心率 R_e より影響は大きいものと考えられる) 耐力の偏心率 R_e のパラメータは、剛性の偏心率と同様に、 $R_e=0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ の 6 通りとし、図-4 のように柔側フレーム、剛側フレームの降伏耐力 Q_s, Q_r (ただし、 $Q_s < Q_r$ とする) を定めた。

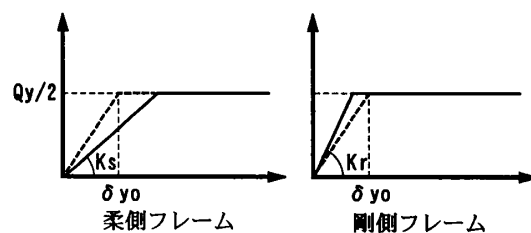


図-2 剛性偏心させた場合

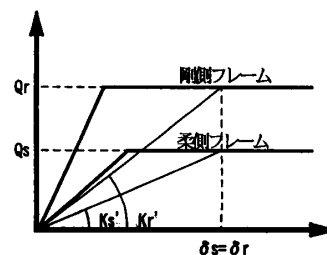


図-3 耐力の偏心率の定義

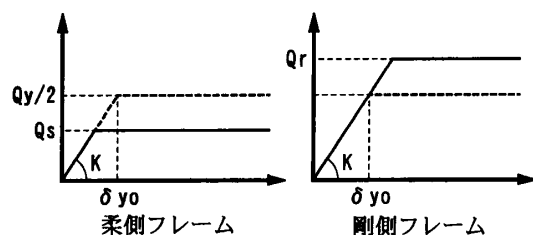


図-4 耐力偏心させた場合

2.5 入力地震動

入力地震動は El Centro 波(1940)の NS 記録, および兵庫県南部地震(1995)の神戸海洋気象台(以下, Kobe と省略)の NS 記録の 2 種類を用い, X 方向のみに入力する 1 方向入力とした。地震波倍率については, 無偏心モデル($R_e = , R_e = 0.0$)の最大塑性率が $\mu = 2.0, 4.0$ となるように, 原波形の倍率をそれぞれ調整した。

2.6 計算方法

数値計算には Newmark の β 法 ($\beta = 0.25$)を用い, 減衰定数は 5%とし瞬間剛性比例型とした^[4]。継続時間は El Centro, Kobe とともに 10 秒間とし, 時間刻みは 0.02 秒とした。また, 解析には 3 次元解析プログラム『CANNY-C』^[5]を用いた。

3. 剛性・耐力偏心が弾塑性地震応答性状に及ぼす影響

3.1 剛性耐力偏心モデルの設定

剛性・耐力偏心が偏心建物の弾塑性地震応答性状に及ぼす影響について検討した。解析モデルとして, 前述したように剛性偏心 6 通り ($R_e = 0.0 \sim 0.5$)と耐力偏心 6 通り ($, R_e = 0.0 \sim 0.5$)を組み合わせた計 36 通りの剛性耐力偏心モデルを設定した。例として, $R_e = 0.3, , R_e = 0.2$ の場合の各フ

表-3 柔側フレームの平均最大塑性率

($\mu = 2.0$ の場合)

$R_e \backslash , R_e$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
0.0	2.0	2.6	3.4	4.6	6.1	8.7
0.1	1.7	2.3	3.0	3.9	5.2	7.4
0.2	1.6	2.0	2.6	3.3	4.4	6.3
0.3	1.3	1.7	2.2	2.8	3.7	5.2
0.4	1.3	1.5	2.0	2.5	3.1	4.3
0.5	1.1	1.3	1.6	2.1	2.6	3.5

レームの復元力特性を図-5 に示す。図中の破線は無偏心モデル ($R_e = , R_e = 0.0$) の復元力特性, δ_{y0} は降伏変位を示す。また, 実際には剛性偏心と耐力偏心は相関関係にあるが, 今回の解析においてはそれぞれ独立しておりお互いに影響されないこととした。

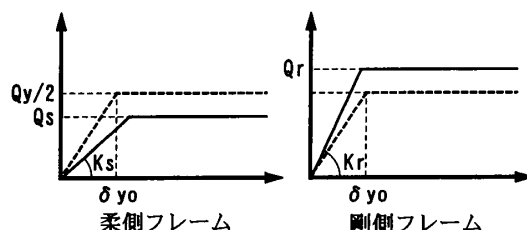


図-5 剛性耐力偏心モデルの復元力特性

3.2 解析結果

図-6 には柔側フレームの最大応答変位 δ_{smax} を無偏心モデルの降伏変位 δ_{y0} で基準化した基準化最大変位と偏心率との関係を, 図-7 には最大応答ねじれ角 θ_{max} を δ_{y0}/L で基準化した基準化最大ねじれ角と偏心率との関係を示す。ただし, 左側には剛性の偏心率 R_e との関係を, 右側には耐力の偏心率 $, R_e$ との関係を示す。図中には, 弾性固有周期 $T = 0.4, 0.8$ (sec) に対する El Centro 波, Kobe 波 ($\mu = 2.0, 4.0$) のそれぞれの解析結果, およびそれらの平均値を示した。耐力偏心 $, R_e$ が一定の場合, $, R_e$ が小さいときは基準化最大変位, ねじれ角はともに剛性偏心 R_e の影響を受け R_e が大きくなるとともに増加するが, 耐力偏心 $, R_e$ が大きくなると, 剛性偏心 R_e の影響は比較的小さい。一方, 剛性偏心 R_e が一定の場合, 基準化最大変位, ねじれ角は耐力偏心 $, R_e$ の影響をおおき

($\mu = 4.0$ の場合)

$R_e \backslash , R_e$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
0.0	4.0	4.9	6.5	8.6	11.5	15.7
0.1	3.5	4.2	5.5	7.3	9.6	13.3
0.2	2.9	3.6	4.6	6.1	7.8	10.9
0.3	2.4	3.0	3.8	5.0	6.4	8.8
0.4	2.1	2.5	3.2	4.1	5.2	7.2
0.5	1.7	2.0	2.6	3.2	4.0	5.5

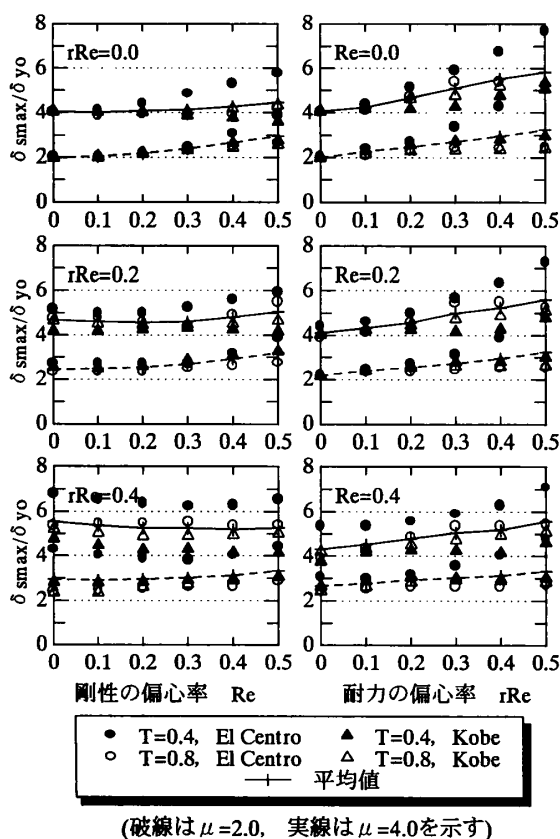


図-6 柔側フレームの基準化最大変位

く受けており、特にねじれ角は顕著である。基準化最大変位に関しても、それぞれの基準化最大変位の平均値を柔側フレームの最大塑性率として表したものが表-3 であるが、同様に耐力偏心が大きくなると、最大塑性率の平均値は大きく増加していることがわかる。このように、塑性化した偏心建物の最大応答変位、ねじれ角は剛性偏心よりもむしろ耐力偏心の影響を大きく受けている。また、 $\mu=2.0$ と $\mu=4.0$ の解析結果を比較すると、基準化最大変位、ねじれ角とも塑性率の小さい $\mu=2.0$ のほうが剛性偏心の影響を比較的大きく受けていることがわかる。

4. 耐力割り増しによる応答制御

4.1 剛性耐力比例モデルの設定

塑性化した偏心建物のねじれ応答を低減する方法として耐力の偏在をなくす、つまり耐力の偏心率を小さくすることが有効であると考えられる。そこで、図-8 のような、保有水平耐力 $Q_y=0.3W$ で剛性の偏心率 R_e と耐力の偏心率 rR_e が等しい

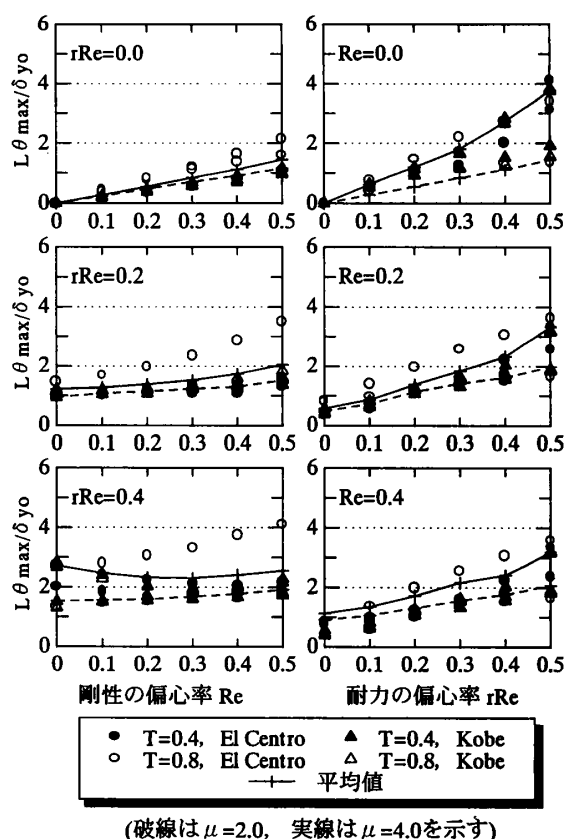


図-7 基準化最大ねじれ角

モデル、つまり降伏変位一定の剛性耐力比例モデルを設定する。また、パラメータは偏心率 $Re=rRe=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ とした。これらの剛性耐力比例モデルを解析対象とし、どの程度耐力を割り増せば、許容値(無偏心モデルの最大応答変位)以下に最大応答変位を低減することができるかについて検討した。

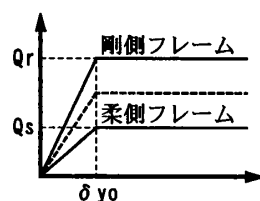


図-8 剛性耐力比例モデルの復元力特性

4.2 耐力割り増しモデルおよび剛性耐力割り増しモデルの設定

剛性耐力比例モデルに対して、柔側フレームの耐力を割り増したモデルを設定した。図-9 のように、耐力のみ割り増した耐力割り増しモデルおよび剛性と耐力を比例させて同時に割り増した剛

性耐力割り増しモデルを設定した。耐力割り増し率 α は剛側フレームと柔側フレームの耐力差 ΔQ を5等分し0%(割り増しなし), 20%, 40%, 60%, 80%, 100%と割り増し, 100%のとき各フレームの耐力が等しくなるようにした。耐力割り増し後の耐力, 剛性の偏心率を表-4に, 耐力割り増し率を建物全体に対する耐力割り増し係数($Q_y + \alpha \Delta Q$)/ Q_y , すなわち基準法の F_e に相当する値として表したものを表-5に, 耐力割り増し率を柔側フレームの耐力に対する耐力割り増し係数(割り増し後の耐力($Q_s + \alpha \Delta Q$)/割り増し前の耐力(Q_s))として表したものを表-6に示す。

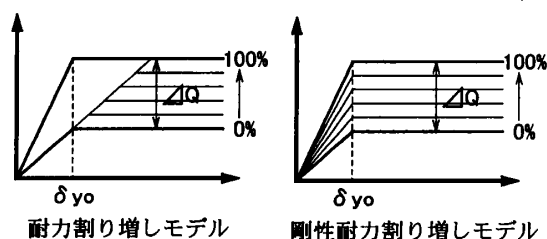


図-9 耐力を割り増したモデルの復元力特性

表-4 耐力割り増し後の耐力, 剛性の偏心率

		耐力の割り増し率				
		20%	40%	60%	80%	100%
偏心率	0.1	0.077	0.057	0.036	0.018	0.0
	0.2	0.152	0.107	0.068	0.032	0.0
	0.3	0.219	0.151	0.093	0.044	0.0
	0.4	0.276	0.185	0.113	0.052	0.0
	0.5	0.334	0.219	0.130	0.059	0.0

表-5 建物全体に対する耐力割り増し係数

		耐力の割り増し率				
		20%	40%	60%	80%	100%
偏心率	0.1	1.028	1.056	1.084	1.112	1.140
	0.2	1.056	1.112	1.168	1.224	1.280
	0.3	1.082	1.164	1.246	1.328	1.410
	0.4	1.104	1.208	1.312	1.416	1.520
	0.5	1.126	1.252	1.378	1.504	1.630

表-6 柔側フレームに対する耐力割り増し係数

		耐力の割り増し率				
		20%	40%	60%	80%	100%
偏心率	0.1	1.065	1.129	1.196	1.261	1.326
	0.2	1.155	1.312	1.467	1.624	1.779
	0.3	1.276	1.555	1.832	2.111	2.387
	0.4	1.433	1.867	2.297	2.731	3.164
	0.5	1.680	2.360	3.044	3.724	4.404

4.3 解析結果

耐力割り増しモデル, 剛性耐力割り増しモデルの柔側フレームの基準化最大変位をそれぞれ図-10, 図-11に示す。剛性と耐力を同時に割り増した場合は, 耐力のみ割り増した場合に比べ, 耐力割り増しにより効果的に最大応答変位が減少することがわかる。ここで無偏心モデルの最大応答変位($\delta_{o,max}/\delta_{yo}=2.0, 4.0$)を仮に許容値とすると, 耐力のみを割り増した場合に関しては, 偏心率が大きくなると耐力割り増し率 α を増加させても基準化最大変位の平均値は許容値以下にならない場合がある。一方, 剛性と耐力を同時に割り増した場合に関しては, 各フレームの耐力差 ΔQ の20%から40%の割り増し率で, 基準化最大変位は許容値以下となる。また, 現行基準の F_e との比較を行うと, ここで耐力割り増しモデルの $\mu=4.0$ に着目すると, 偏心率0.1, 0.2, 0.3, 0.4については, 許容値以下に応答変位を低減するのに必要な耐力割り増し率 α は図-11よりそれぞれ40%, 40%, 60%, 100%程度であり, 表-5より F_e に相当する値は図-12のようになる。これを見ると, $\mu=4.0$ の場合, 偏心率 Re が0.4までなら現行の耐力割り増し係数 F_e はほぼ妥当であると考えられる。一方, $\mu=2.0$ の場合, 偏心率0.3以降は耐力のみを割り増しても許容値以下とならず, 妥当とはいえない。また, 剛性耐力割り増しモデルに着目した場合, 許容値以下に低減するのに必要な耐力割り増し率 α は, すべての偏心率において30%程度であるといえる。これらの F_e に相当する値は, 割り増し前の偏心率を横軸にとると(図中▽), 現行の基準法は過剰のようにも思える。ところが, 実際は剛性を割り増しているため剛性の偏心率も小さくなっており, 割り増し後の剛性偏心率に横軸を修正すると(図中▼), 耐力割り増しモデルとほぼ同一線上にあり, 柔側フレームの剛性, 耐力を割り増したとしても現行の F_e と同程度割り増す必要があるといえる。

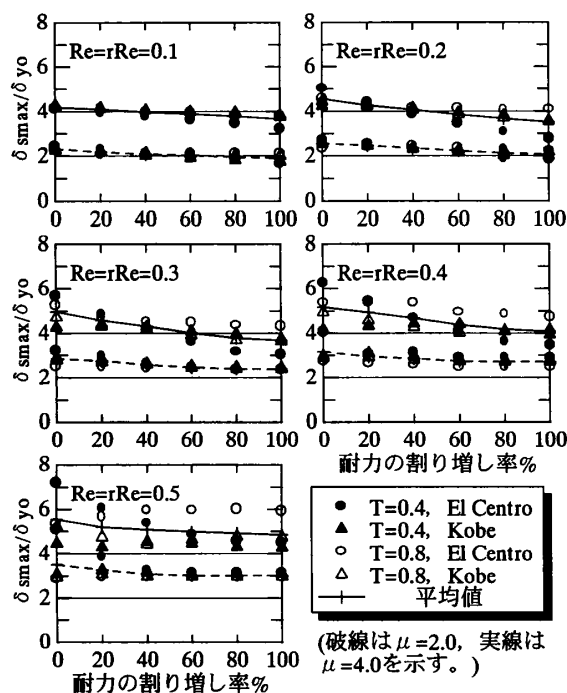


図-10 耐力割り増しモデル

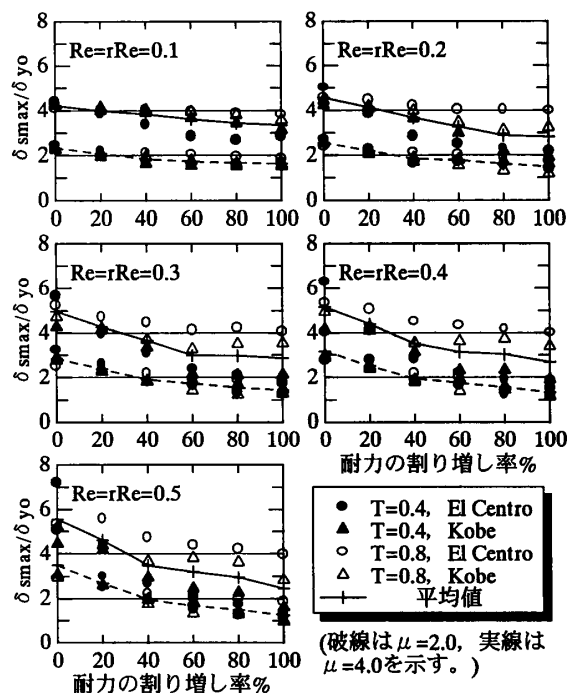
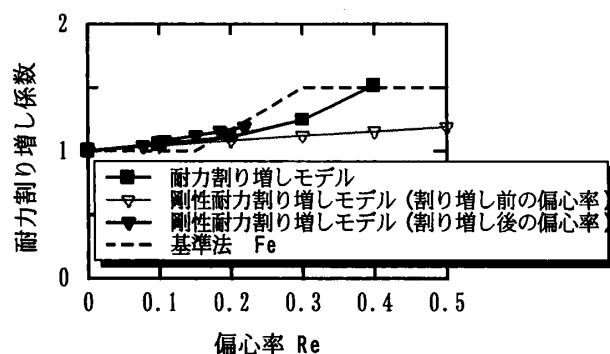


図-11 剛性耐力割り増しモデル

図-12 F_e との比較

5. まとめ

1層1軸偏心モデルの弾塑性地震応答解析より以下のような結果が得られた。

塑性化した偏心建物の最大応答変位，最大応答ねじれ角は剛性偏心よりもむしろ耐力偏心の影響を受ける。したがって，耐力の偏心率を小さくすることにより塑性化後のねじれ応答を低減することができる。

偏心建物の耐力を割り増すことによってねじれ補正を行う場合，柔側フレームの剛性と耐力を同時に割り増すことは効果的であり，柔側フレームと剛側フレームの耐力差の20%から40%程度割り増すことで無偏心建物と同程度の最大応答変位

に低減することができる。

また，現行の偏心率の規定は剛性の偏心しか考慮されておらず，耐力の偏在に関する何らかの考慮が必要であるといえよう。また，靱性能が比較的高い建物($\mu=4.0$)に対して，耐力の偏心率を小さくするように耐力を割り増せば，極端に偏心率が大きい場合(偏心率 Re が0.4以上)を除き，耐力割り増し係数 F_e はほぼ妥当なものであると考えられる。

【参考文献】

- [1]例えば，岡田 恒男，村上 雅也，宇田川 邦明，西川 孝夫，大澤 胖，田中 尚：「1968年十勝沖地震における八戸市立図書館の被害に関する考察」日本建築学会論文報告集，1970.1，pp.47-56
- [2]山崎 裕：「偏った剛性分布をもつ構造物のねじれ応答」日本建築学会構造系論文報告集，第369号，1986.11，pp.31-41
- [3]例えば，佐武 直紀：「不整形を有する建物のねじれに対する保有耐力の適正配分に関する検討」日本建築学会構造系論文報告集，第445号，1993.3，pp.45-54
- [4]淵脇 常貴，前田 匡樹，長田 正至：「剛性偏心を有する建物の必要保有水平耐力に関する考察」日本建築学会大会学術講演梗概集，1998.9，B-2，pp.467-468
- [5]柴田 明德：「最新耐震構造解析」森北出版，1981.6
- [6]Li Kang-Ning：「CANNY-C -A Computer Program for 3D Nonlinear Dynamic Analysis of Building Structures」Civil Engineering National University of Singapore，1993