

内柱の塑性化を許容したCFT柱-H形鋼梁ラーメンの耐震性能に及ぼす柱・梁耐力比の影響に関する研究

徐, 培養
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻修士課程

河野, 昭彦
九州大学大学院人間環境学研究院

<https://doi.org/10.15017/19036>

出版情報：都市・建築学研究. 4, pp.151-158, 2003-07-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門
バージョン：
権利関係：

内柱の塑性化を許容した CFT 柱-H 形鋼梁ラーメンの耐震性能に及ぼす 柱・梁耐力比の影響に関する研究

A Study on Effects of the Column Over-Design Factor on Seismic Responses of
CFT Moment Resistant Frames Permitting Inner Columns to Yield

徐 培蓁*, 河野昭彦**

Peizhen XU and Akihiko KAWANO

The paper presents a numerical study on the effects of the column over-design factor on earthquake responses of moment resistant frames composed of concrete filled tubular (CFT) columns. The first objective is to compare the response characteristics of the beam collapse mechanism and the column collapse mechanism in which outer columns remain in elastic. The second is to demonstrate that the column collapse mechanism would be one of the effective earthquake-resistant mechanisms for CFT structures. To achieve the objectives, a dynamic response analysis was performed, where the major analytical parameters were: (1) the types of mechanisms; (2) ratios of the column over-design factors; and (3) types and intensities of earthquake ground motions.

Keywords: Concrete filled tube, Column over-design factor, Earthquake response,
Collapse mechanism, Damage

コンクリート充填鋼管, 柱・梁耐力比, 地震応答, 崩壊機構, 損傷

1. 序

建物の耐震安全性を確保するために、層崩壊を避けて骨組の全体降伏機構を形成するように設計することが求められている。従来の研究では、鉄骨骨組においては通常梁崩壊機構ができるだけ達成するように設計し、すべての柱に対して1.0を超えるほぼ均等な柱・梁耐力比(以後 COF) が要求されている。例えば、1層柱脚を除くすべての柱を塑性化させないという条件の下では、地動最大速度(以後 PGV) の入力レベルが50kine に対して1.5, 100kine に対して2.0が、それぞれ必要な COF として得られている¹⁾。COFの必要値はPGVが高くなるにつれてほぼ線形に増加し、上限を持ちにくい。また、床レベルでの COF が同一であっても、節点での COF を不均一にし、特別に強度の高い柱を設けた方が確率的に全体崩壊機構が実現しやすいことが指摘されているが²⁾、設計に必要な情報はほとんど未解明のままである。特にCFT骨組では、CFT柱の優れたエネルギー吸収能力を利用するために一部の柱を降伏させることも考えられ、その場合に層崩壊を避けるための条件を明らかにしておく必要がある。

本研究では、柱断面を各層で同一にした骨組(梁崩壊

機構)と、内柱を弱くして降伏させる骨組(柱崩壊機構)について、それぞれ地震応答解析を行い、全体崩壊機構の形成と後述する床レベルで平均化された COF の関係を調べた。解析結果を基に、梁端の最大回転角、柱と梁の損傷の程度、あるいは特定層の層間変形角の増大などの各種の指標を調査して、何によって COF の値を決めるのが適切か、また、意図的に一部の柱を降伏させる設計は実用上可能であるかを明らかにする。

2. 解析概要

2.1 解析方法

解析は、有限要素法に基づく平面骨組の弾塑性時刻歴応答解析であり、剛性関係式の導出は文献³⁾に詳述している。骨組の各部材は複数の柱梁要素で構成されており、その柱梁要素は、軸方向変位は1次多項式、たわみは3次多項式の変位関数を仮定して、要素座標系上で Lagrange 記述によって定式化されている。ただし、せん断変形は考慮されていない。要素座標系は要素の両材端が常に一つの座標上にあるように骨組の変形とともに移動する。従って、ラーメン架構の解析モデルでは、鉛直荷重による P- Δ 効果が考慮されることになる。柱梁要素の断面は微少断面に区分され、それぞれが応力繊維を構成する。要素の断面力と断面剛性は、これらの応力繊維に対する数値積分で与えられる。動的応答解析過程

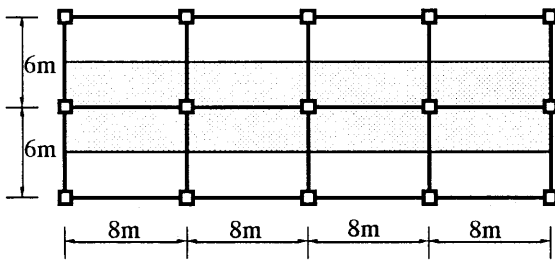
*空間システム専攻 修士課程

**九州大学大学院 人間環境学研究院 教授

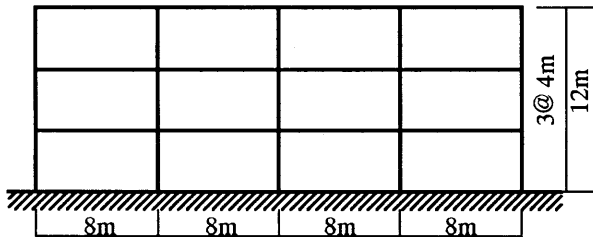
は、Newmark β 法⁴⁾ ($\beta = 1/4$) による微小時間増分 (0.01 秒) に対する増分解析で、各増分段階では Newton-Raphson 法による収束計算を行い、不釣り合い節点力を解消している。減衰は、初期剛性比例型減衰とし、架構モデルの1次固有モードに対して減衰定数を2%とする。

2.2 解析モデル

本論では、多スパン CFT 骨組における COF を、各節点に接続する柱と梁の全塑性モーメントの比としてでは



(a) 平面図



(b) 立面図

図1 骨組モデル

表1 部材断面形状

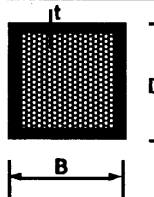
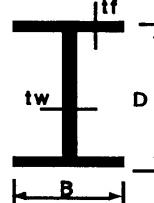
部材	断面形状	各部の寸法比
柱		$D/t=41$
梁		$t f = B/6$ $t w = t f / 1.5$

表2 材料強度

鋼管	鉄骨	コンクリート
降伏応力 362.5 (Mpa)	降伏応力 362.5 (Mpa)	シリンダー圧縮強度 29.4(Mpa)

なく、床レベルで平均化されたもので定義する。つまり、床モーメントの考え方を適用して⁹⁾、各床レベルに接続する柱頭・柱脚の全塑性モーメント総和のその床レベルの床モーメントに対する比 (以後、床レベル COF と呼ぶ) として定義する。本研究で対象とする解析モデルは、図1 (b) に示す3層の CFT ラーメン平面骨組である。各層の重量は図1 (a) に示した網掛けの部分の重量を負担するものとし、床面積 1m^2 当たり 0.9tf (8.82KN) として、層の支配面積を乗じてそれぞれ 172.8tf ($1,693\text{KN}$) とする。柱と梁の断面形状及び寸法比は表1に示している。表2に示すように、解析に使用した鋼管と鉄骨は SN490 の材料で、コンクリートの圧縮強度は 300kgf/cm^2 (29.4MPa) とする。表1の断面寸法比と表2の材料特性を用いると、ある終局曲げモーメントに対応して柱又は梁の断面が決定される。

2.3 設計方法

骨組モデルは、柱を全層同じ断面とした基本モデルと、内柱の断面を外柱より小さくした内柱降伏型モデルの2種類がある。基本モデルの骨組の設計は、文献²⁾に提案されている手法を用いる。この方法は機構法に基づいた保有水平耐力設計であり、以下の条件を満足する多層多スパン骨組について、梁降伏先行型全体崩壊メカニズムの荷重係数の最小値、つまり正解を与える。設計条件は以下の通りである。

- ・地盤は第2種、地域係数は1.0、標準層せん断力係数は1.0、設計用1次固有周期 T は $0.02h$ (h : 建物高さ) とする。
- ・床レベル COF は屋根を除いてすべて階で等しい。
- ・第 i 層の層せん断力 Q_i と階高 h_i の積 S_i は、次の不等式を満足する。

$$\frac{S_1}{S_2} \leq \dots \leq \frac{S_i}{S_{i+1}} \leq \dots \leq \frac{S_{n-1}}{S_n} \quad \text{式 (1)}$$

- ・必要保有水平耐力の高さ方向は A_i ($A_i = 1/\sqrt{\alpha_i}$) 分布に従う。
- ・CFT 柱の設計は図2のような M-N 相関曲線⁶⁾ により

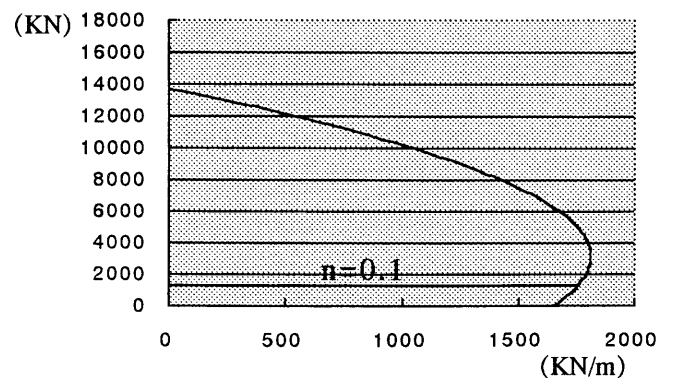


図2 M-N 相関曲線

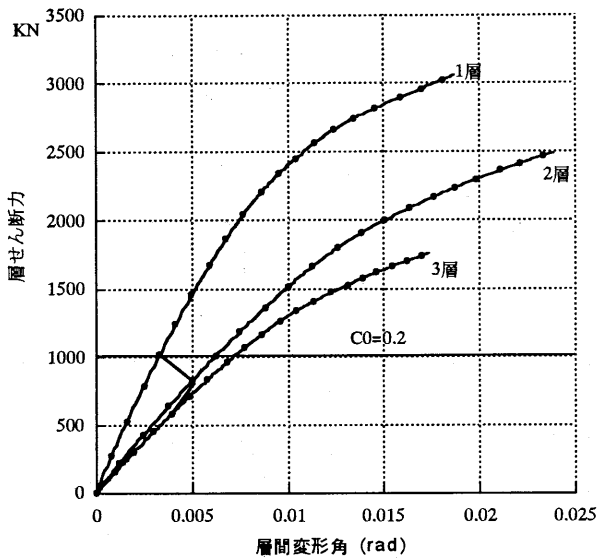


図3 層間変形角と層せん断力関係

決定する。まず、プッシュオーバー解析結果を調べ、柱脚の軸力比が決まる。この骨組の軸力比は0.1であることから、M-N相関曲線上で軸力比0.1に対応するモーメントが前述の崩壊機構での柱端のモーメントと等しくなるように断面を決める。

- 標準せん断力係数が0.2に対応する層せん断力が作用したときの各層の最大層間変形角が1/200に以内となるようにする。図3のようにプッシュオーバー解析結果において、骨組のBase-shearが標準せん断力係数が0.2に対応する時、どの層の最大層間変形角も1/200に収まるようにすべての柱と梁の剛性を比例的に増大して修正する。

2.4 解析変数

床レベルCOFを2.6, 2.0, 1.5, 1.2（内柱降伏型骨組では1.0）の四種類に設定する。基本モデルでは、柱を各層同一としたので、外柱の節点まわりのCOFは内柱の節点まわりのCOFの2倍になっている。また、内柱降伏型モデルでは、基本モデルと同じ床レベルCOFを満たす

表3 節点まわりのCOF

全層COF	基本モデル		内柱降伏モデル		劣化係数
	外節点COF	内節点COF	外節点COF	内節点COF	
2.6	4.16	2.08	6.44	0.8	
2	3.2	1.6	4.4	0.8	
1.5	2.4	1.2	2.7	0.8	
1.2 (1.0)	1.6	0.8	1	0.8	

表4 骨組部材

COF	梁	基本モデル			内柱降伏モデル	
		柱	内柱	外柱	内柱	外柱
2.6	500*200*12*17	506*13	354*9	562*14		
2	500*200*14*19	484*12	366*9	510*13		
1.5	600*200*12*15	446*11	380*9	448*11		
1.2 (1.0)	600*200*13*21	418*10	404*10	284*7		

すように設計するが、内柱を降伏させるために、内柱の節点まわりのCOFは0.8になるようにした。このとき、梁断面は各床レベルで同一とした。各モデルの節点におけるCOF及び骨組部材は各々表3、表4に示している。

入力地震波としては、El Centro-NS (1940) (以下EL)、神戸地震のNS成分 (1995) (以下KB)、Yokohama (1995) (以下YO) の三種類を採用する。このうち、EL波形は、過去数十年間常に使われ続けているという意味での一般性から、兵庫県南部地震における観測波形の一つであるKB波形は直下型地震を代表する波形として、また模擬地震度波形であるYO波形は周期依存性の少ない応答を与え、長周期成分のパワーが大きいことから、海洋型地震を代表する波形としてそれぞれ採用する。上記三種類の地震波形のPGVがそれぞれ50kine, 100kineになるように基準化したものを入力地震動とする。

なお、解析各ケースは、例えば「B26EL」のように、5文字からなる英数字で命名されている。最初の1文字は基本モデル (B)、内柱降伏型モデル (C) の種別を、2, 3番目の数字は床レベルCOF = 2.6 (26), 2.0 (20), 1.5 (15), 1.2 (12), 1.0 (10) として、4, 5番目の文字はEL, KB, YO地震波形をそれぞれ表している。

2.5 材料の応力-歪関係

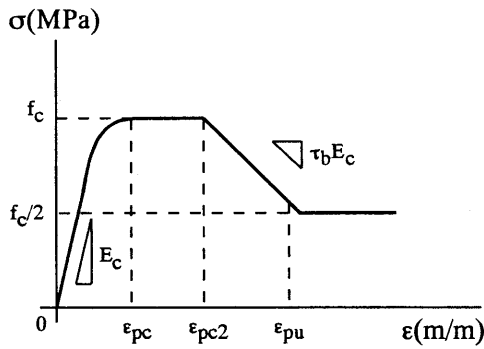
CFT部材のコンクリートの応力-歪関係は、図4に示す崎野モデル⁷⁾を用いる。ここで、 E_c :コンクリートのヤング率で $E_c = 5000\sqrt{f_c}$, f_c はコンクリート強度, ϵ_{pc} は最大強度に達したときの歪を表している。歪が ϵ_{pc} に達するまでは式(2)を用い、最大強度発揮後は3本の直線で表される。鋼管内の充填コンクリートは鋼管による拘束効果が期待できるため、最大強度を発揮した後、一定値を保持すると仮定する。歪が ϵ_{pc2} に達すると劣化が始まる。

$$\sigma = f_c \cdot \frac{r_c \left[\epsilon / \epsilon_{pc} \right]}{r_c - 1 + \left| \epsilon / \epsilon_{pc} \right|^{r_c}} \quad \text{式 (2)}$$

$$r_c = \frac{E_c}{E_c - E_{sc}}, \quad E_{sc} = f_c / \epsilon_{pc}$$

$\tau_b E_c$ は劣化勾配を表す係数であり、幅厚比によって変化する。圧縮強度は鋼管による拘束効果により零になることなく、歪が ϵ_{pu} に達した後は再び強度が一定値を保持するものとする。

鋼材の応力-歪関係は、図5に示す秋山等⁸⁾の規則に従い、スケルトン部分を順次履歴曲線として消費していくものとする。ただし、バウシinger部分の取り扱いとスケルトン部分の移動は大井等⁹⁾に従うことにする。つまり、弾性除荷部分とバウシinger部分は1本の曲線にまとめ、かつ、スケルトン部分の移動量は移動前の塑性ひずみ増分 $\Delta \epsilon_p$ に係数 Ψ を乗じて決定するものとする。



$f_c = 29.4 \text{ (MPa)}, E_c = 27,100 \text{ (MPa)}$
 $\epsilon_{pc} = 16 \times 10^{-6} \times (100 + f_c)$
 $\epsilon_{pc2} = 0.005, \epsilon_{pu} = 0.015$
 $\tau_b = 0.50 \text{ (D/t=41)}, \epsilon_i = \epsilon_{co}/10$

図4 コンクリートの応力-歪関係

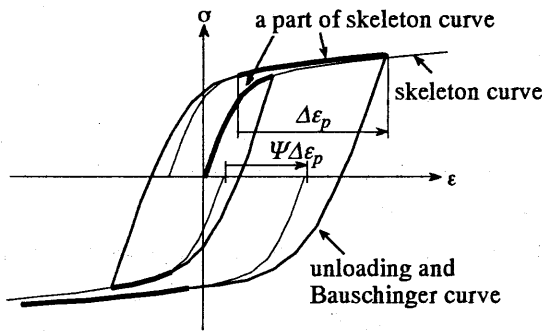


図5 鋼材の繰り返し履歴

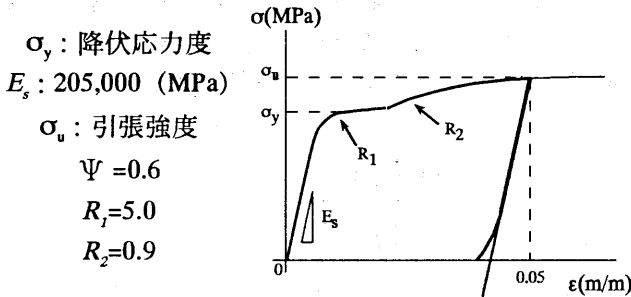


図6 鋼材の応力~歪関係

係数 Ψ の値は 0.8 とする. なお, スケルトン曲線と除荷・バウシンガー曲線には Menegotto-Pinto モデル¹⁰⁾ を用いた. ただし, モデルの歪硬化係数は 0 とし式 (3) で計算する.

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_y \cdot \frac{|\epsilon - \epsilon_0 \sqrt{\epsilon_y}|}{\left[1 + |\epsilon - \epsilon_0 \sqrt{\epsilon_y}|^{R_{mp}}\right]^{1/R_{mp}}} \quad \text{式 (3)}$$

ここで, σ_0, ϵ_0 : 曲線の出発点での応力と歪で, 例えば, 除荷・バウシンガー曲線では反転点での応力と歪になる. また, σ_y, ϵ_y : 曲線の出発点と目標点の応力差と歪差で, その都度決定される値であり, 除荷・バウシンガー曲線では降伏応力度の 2 倍程度の値になる. R_{mp} : 曲線の丸みを表す変数である. スケルトン曲線では材料試験結果などに合わせるように決定するが, 除荷・バウシンガー曲線では 0.9 として一定とした.

CFT 骨組の鋼管部材と梁部材の応力-歪関係は, 局部座屈を考慮しないモデルを用いる (図6). ここで, σ_y は降伏応力度, E_s は鋼材のヤング係数 ($=5,000 \text{ MPa}$), σ_u は引張応力度, R_1, R_2 は履歴曲線の形状を表す係数である.

3. 解析結果と考察

全体崩壊機構を指向する設計では, 最大梁回転角や柱の損傷などが層方向及び建物高さ方向にどのように分布するかが設計上重要であり, 最大層間変形角がある層に偏ること無く全層にわたってほぼ均等に分布することが期待されている. それが各モデルにどの程度実現されているのかを調べるため, 解析結果を以下のような指標: 最大層間変形角 (SDA) の最大全体変形角 (ODA) に対する比, 最大梁回転角, 骨組の損傷分布で検討する.

3.1 最大層間変形角 (SDA) の最大全体変形角 (ODA) に対する比の層分布

図7は最大層間変形角 (SDA) の最大全体変形角 (ODA) に対する比の層分布を示している. ここでの

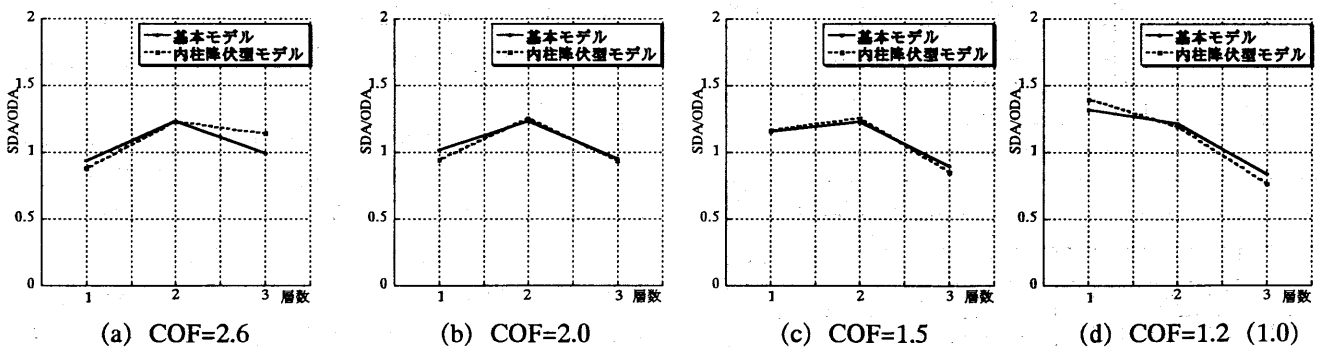


図7 SDA/ODA (El Centro-NS, PGV=100kine)

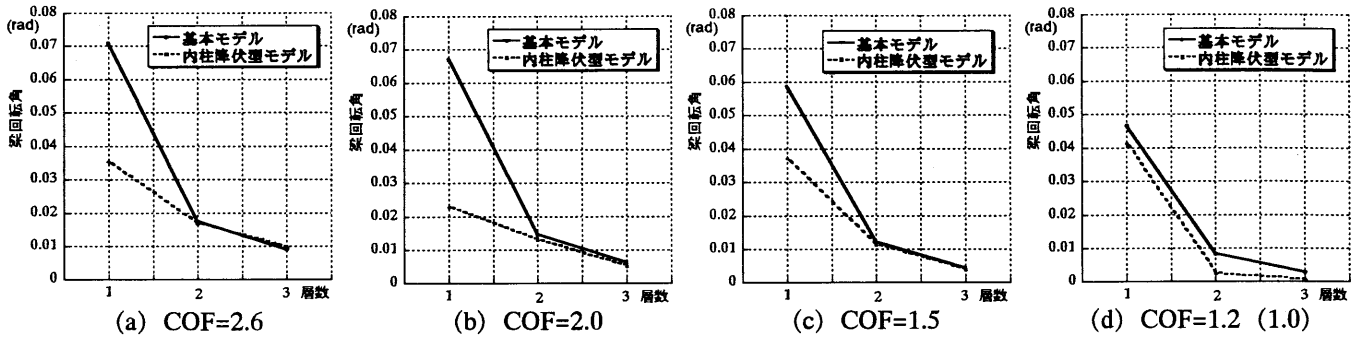


図8 最大梁回転角 (El Centro-NS, PGV=100kine)

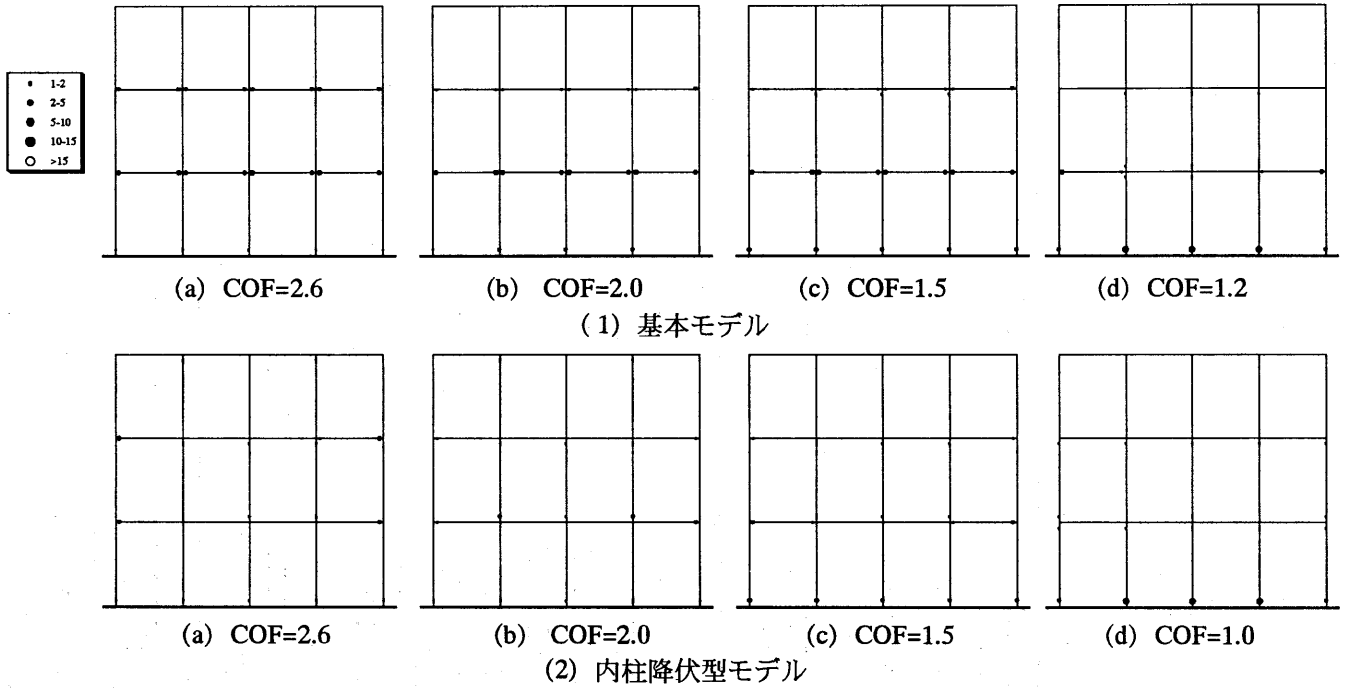


図9 損傷分布 (El Centro-NS, PGV=50kine)

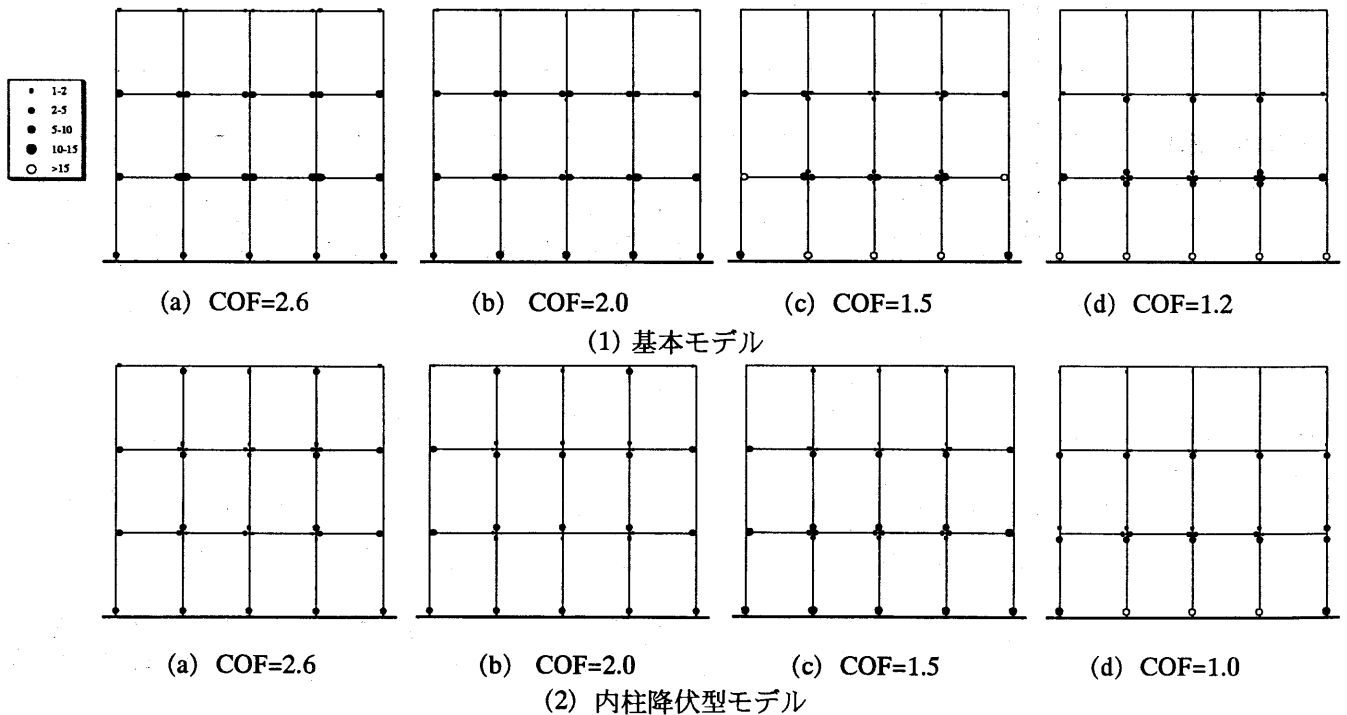


図10 損傷分布 (El Centro-NS, PGV=100kine)

最大全体変形角は、解析骨組頂部の最大変形角を骨組総高さで除したもので、骨組の平均的な変形角を表す指標である。ここに示した結果は、PGV=100kineのEl Centro波形による応答である。図中の実線は基本モデルの結果で、点線は対応する内柱降伏型モデルの結果である。基本モデルと内柱降伏型モデルのSDA/ODAはほぼ同様な応答を示す。また、床レベルCOFが1.5以上だと高さ方向に比較的一様に分布するのに対して、小さくなると一層の変形角が大きくなる。

3.2 最大梁回転角

図8はPGV=100kineのEl Centro波形による梁最大回転角を示す。基本モデルでは、梁の塑性回転角は床レベルCOFが大きくなるに従ってより大きくなる傾向があ

る。つまり、層間変形に占める梁回転の割合が床レベルCOFの増大とともに増える傾向がある。一方、床レベルCOFが1.5以上の内柱降伏型モデルは、内柱を降伏させることにより、梁の塑性回転角が抑制できると言える。ただし、床レベルCOFが1.2以下であれば抑制は期待できない。

3.3 骨組の損傷分布

部材端の損傷の程度をその部分の累積塑性変形倍率 η_m で評価することにする。 η_m は次式で定義される。

$$\eta_m = \frac{\sum E_m}{M_{p,m} \cdot \theta_{p,m}} \quad \text{式 (4)}$$

ここで、 $\sum E_m$ は、第 m 番目の部材端の梁柱要素の履

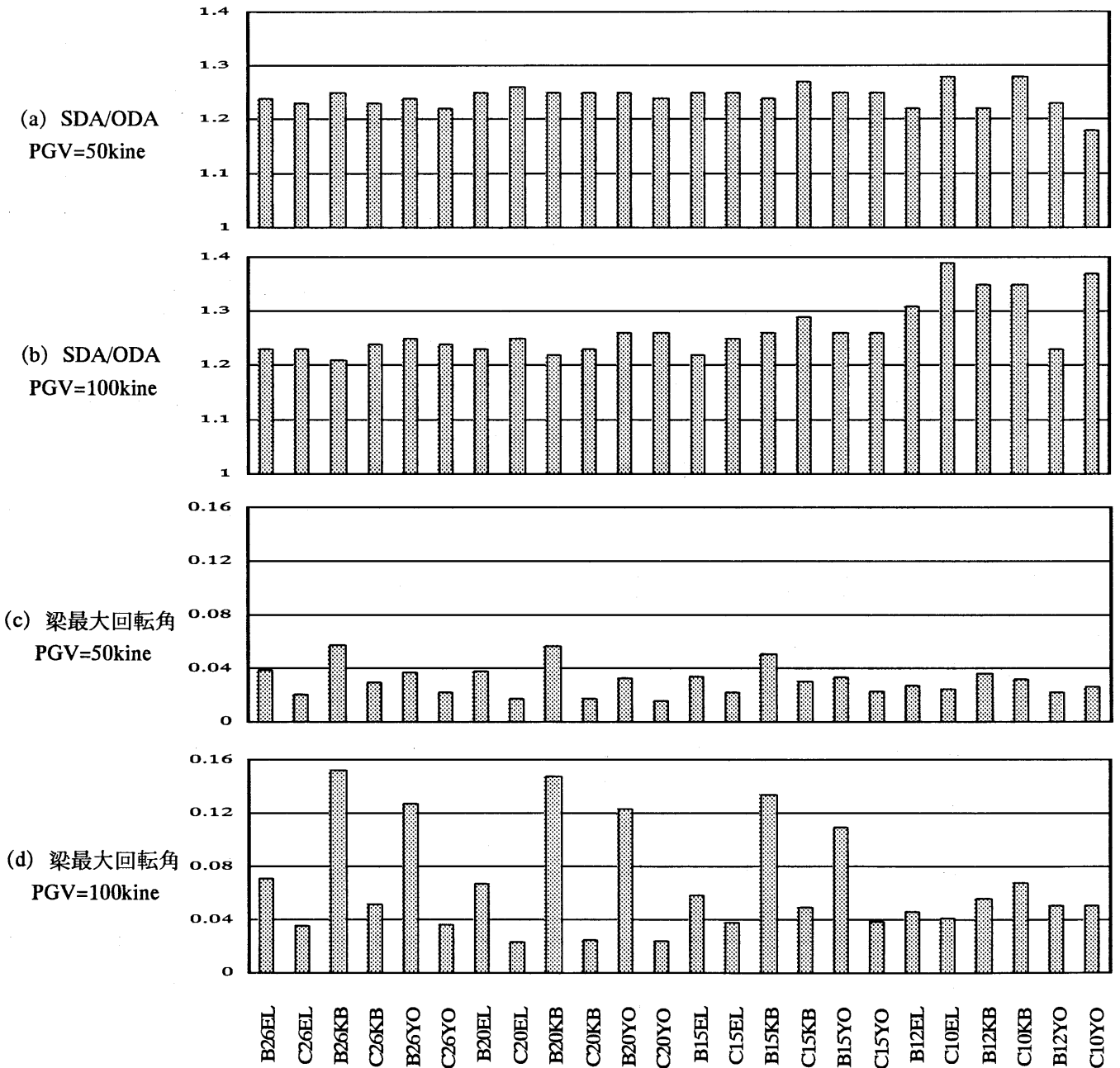
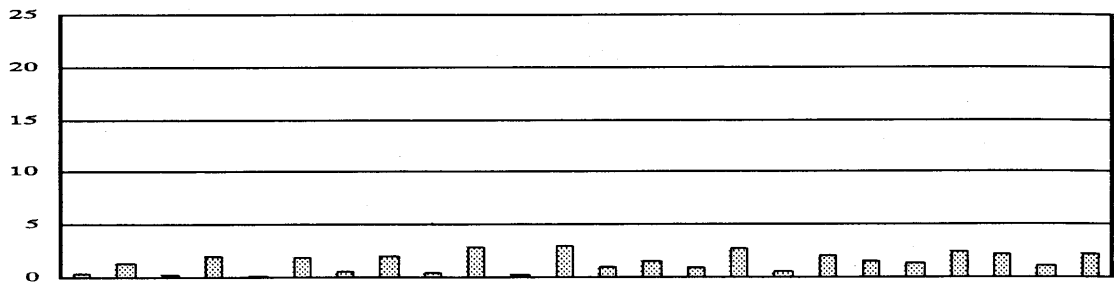
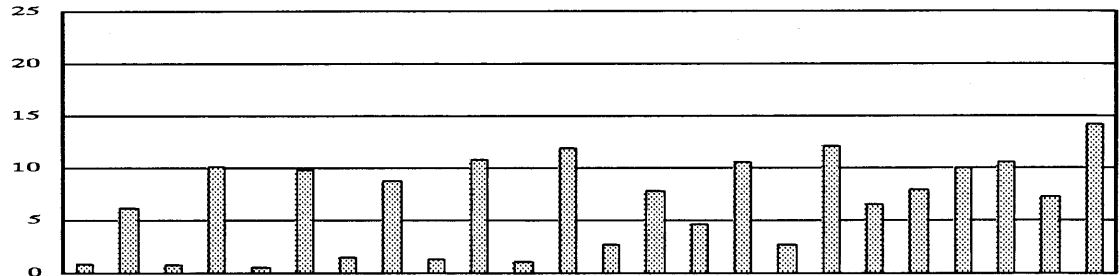


図11 各種の応答量

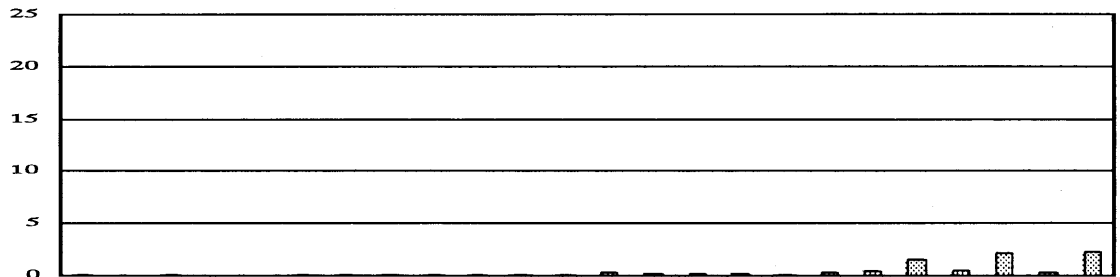
(e) 内柱損傷
PGV=50kine



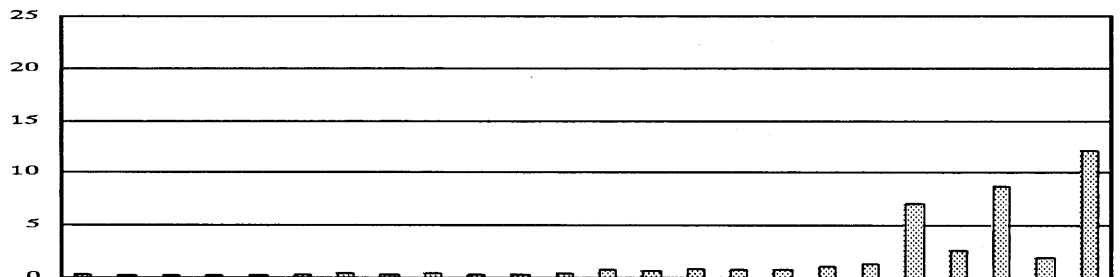
(f) 内柱損傷
PGV=100kine



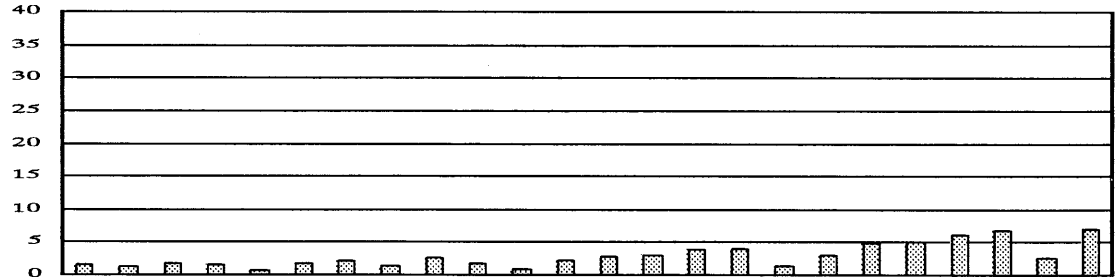
(g) 外柱損傷
PGV=50kine



(h) 外柱損傷
PGV=100kine



(i) 柱脚損傷
PGV=50kine



(j) 柱脚損傷
PGV=100kine

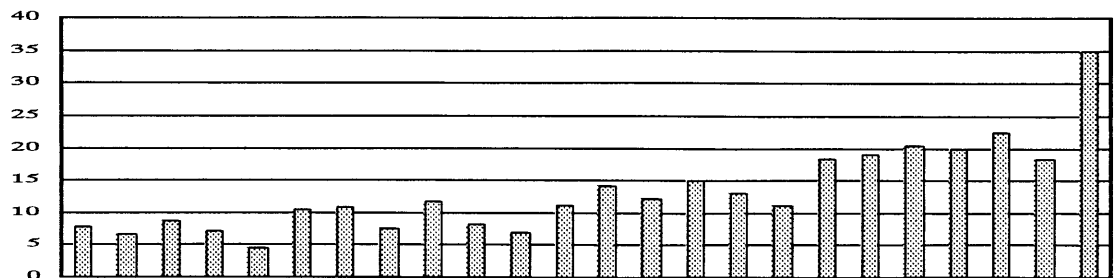


図11 各種の応答量 (続き)

歴エネルギー吸収の総量である。 $M_{p,m}$ はその部分の終局曲げモーメント、 $\theta_{p,m}$ は部材端の梁柱要素が $M_{p,m}$ に等しくなるときの弾性たわみ角である。図9および図10に各骨組がEl Centro地震動を受けた場合の損傷分布を示す。こちらの図より、損傷が節点のCOFに関係していることが明らかである。また、例えば図9の基本モデルの床レベルCOF=1.5の場合を見ると、柱が梁より強いにも関わらず、梁にはほとんど大きな損傷が生じていない。したがって、柱の方が梁より損傷し易い傾向があると言える。基本モデルを柱脚以外の柱を弾性に留めるようにするには、PGV = 50kineで床レベルCOF = 2.0, 100kineで2.6というように床レベルCOFを相当大きな値に設定する必要であるが、内柱降伏型モデルは、床レベルCOF = 1.5でも外柱は損傷せず、したがって、全体崩壊機構を実現できると言える。

3.4 骨組の各種最大応答量

図11に各応答量の骨組における最大応答量を示す。これらに対して、以下のことが言える。

(1) 最大層間変形角の最大全体変形角に対する比(SDA/ODA) [図11(a), (b)]

床レベルCOFが1.5より大きい場合はほとんどSDA/ODA \approx 1.25で一定だが、PGV = 100kineで、床レベルCOF=1.2, 1.0だとやや大きい傾向がある。

(2) 梁最大回転角 [図11(c), (d)]

内柱降伏型モデルでは基本モデルより梁の最大回転角が減少している。これは、内柱が降伏し、エネルギーを吸収することにより、梁の回転を抑制したためと考えられる。

(3) 骨組の損傷 [図11(e), (j)]

梁の損傷は梁の最大回転角と同じ傾向を持っているので、ここでは示していない。内柱の損傷の大きさは節点まわりのCOFにより決まる。内柱降伏型モデルの内柱の損傷 η_m は、PGV = 100kineの地震波に対しても15以下であり、幅厚比41の角形CFT部材の変形能力以内に収まっていると考えられる。外柱の損傷は、床レベルCOFが1.5以上では小さく、ほぼ弾性に留まっている。また、柱脚の損傷は、床レベルCOFが大きくなるほど小さくなる傾向がある。また、内柱を降伏させるよりやや低下するが、横浜波は例外である。

4. まとめおよび今後の課題

コンクリート充填鋼管柱を用いた3層ラーメン骨組を対象に弾塑性地震応答解析を行い、基本モデルと内柱降伏型モデルの応答の特性を調べ、以下の所見を得た。

(1) 最大層間変形角と最大全体変形角の比SDA/ODAは床レベルCOFが1.5以上ではほぼ一定値となるが、1.2以下になると、1層の変形が大きくなる。

(2) 梁の最大回転角は床レベルCOFが大きいほど小さくなるが、内柱を降伏させることによりかなり抑制できる。

(3) 内柱降伏型モデルの外柱は床レベルCOFが1.5以上のとき弾性に留まり、基本モデルと同様に全体崩壊機構を形成できる。

(4) 柱脚の損傷は床レベルCOFが大きいほど小さい傾向がある。

今後、外柱の損傷と柱脚の損傷を制限する条件から、内柱降伏型モデルに必要な柱・梁耐力比(床レベルCOF)の詳細な値を明らかにする予定である。

参考文献

- 1) 中島正愛, 澤泉紳一: 鉄骨骨組応答に及ぼす柱梁耐力比の影響, 鋼構造論文集第6巻第23号, pp117-132, 1999年9月
- 2) 桑村仁, 佐々木道夫, 加藤勉: 降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計, 日本建築学会構造系論文報告集No.401, pp.151-162, 1989.7.
- 3) Kawano, A., and Warner, R. F.: Nonlinear Analysis of the Time-Dependent Behaviour of Reinforced Concrete Frames, Research Report No. R125, Department of Civil and Environment Engineering, The University of Adelaide, January, 1995
- 4) R. W. Clough and J. Penzien: Dynamic Structures, Second Edition, McGraw-Hill, 1993
- 5) 建築耐震設計における保有耐力と変形能力(鋼構造), 日本建築学会, 1990年, 713pp.
- 6) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001.
- 7) 崎野健治: 一定軸力下で曲げ・せん断を受けるコンクリート充填正方形鋼管柱の単調および繰り返し弾塑性変形性状に関する実験的研究, 九州大学博士論文, 1981.12.
- 8) 加藤勉, 秋山宏, 山之内泰之: 鋼材の応力-ひずみ曲線に関する実験則, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.937-938, 1973.10.
- 9) 孟令樺, 大井謙一, 高梨晃一: 鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化伴う簡易部材モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, No.437, pp.115-124, 1992.7.
- 10) Menegotto, M and Pinto P E: Method of Analysis for Cyclically Liaded RC Frames Including Changes in Geometory and Non-Elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Beading, IABSE Congress Reports of the Working Commission Band13, 1973.

(受理:平成15年6月12日)