

## 論文 部材耐力の不確定性を考慮した RC 骨組の弾塑性地震応答解析

江原 礼子\*1・前田 匡樹\*2

**要旨：**梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構を形成するように設計された RC 造平面骨組の降伏機構について、層数およびスパン数を変化させ、骨組の降伏機構に影響を及ぼすと考えられる部材の曲げ耐力のばらつきや動的効果について検討するために、部材の曲げ耐力のばらつきを考慮した弾塑性地震応答解析を行った。本研究では部材耐力がばらつく要因として、耐力評価式の精度および材料強度のばらつきを考慮し、モンテカルロ法により設計時に想定した梁曲げ降伏先行型全体降伏機構の生起確率  $P_f$  と柱梁耐力比  $\alpha$  の関係を検討し、ある目標確率で全体降伏機構を実現させるための設計条件を求めた。

**キーワード：**部材耐力の不確定性、全体降伏機構、柱梁耐力比、生起確率、動的効果

## 1. はじめに

靱性に依存した鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計では、地震入力エネルギーを特定層ではなく建物全体の降伏ヒンジで吸収するような、いわゆる梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構を形成するような設計が望ましいとされている。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」(以下、靱性保証指針と略す)<sup>1)</sup>では、設計時に想定した梁曲げ降伏先行型全体降伏機構を確実に実現させるために、骨組を構成する各部材を、降伏ヒンジを計画する部材(ヒンジ部材、主に梁部材)および計画しない部材(非ヒンジ部材、主に柱部材)に明確に区別し、ヒンジ部材に対しては十分な靱性を確保し、非ヒンジ部材には曲げ降伏ヒンジの発生やせん断破壊・付着破壊などの脆性的な破壊が生じないように部材設計を行うこととしている。そのためヒンジ部材降伏後の耐力上昇を考慮して、ヒンジ部の曲げ耐力を割り増した曲げ上限強度を設定し、せん断・付着耐力及び非ヒンジ部材の曲げ耐力がヒンジ部材の曲げ上限強度を上回るように設計を行うこととしている。

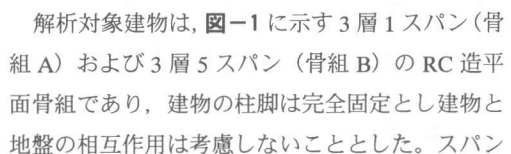
筆者らはこれまでに、鉄筋コンクリート部材の構成材料である鉄筋およびコンクリートの材料

強度のばらつきや耐力評価式の精度に伴う部材耐力のばらつきを定量化し、単一の部材および一節点の破壊形式の信頼性、静的外力下での骨組の降伏機構の信頼性を評価してきた<sup>2)</sup>。

本研究では、これらの検討結果を用い、確率論により梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構となるよう設計された RC 骨組について、部材耐力の不確定性および地震動入力による動的効果の影響を検討するため、梁および柱部材の曲げ耐力のばらつきを考慮した弾塑性地震応答解析を行い、設計で想定した梁曲げ降伏先行型全体降伏機構の信頼性(生起確率)と柱梁耐力比の関係について検討した。ここで柱梁耐力比とは、設計用外力分布によって得られたヒンジ部材応力に対する、非ヒンジ部材応力の割り増し率であり、靱性保証指針<sup>1)</sup>では降伏ヒンジの上限強度算定用耐力割り増し係数および動的増幅係数としている。

## 2. 解析手法

## 2.1 解析対象建物

解析対象建物は、に示す3層1スパン(骨組 A)および3層5スパン(骨組 B)の RC 造平面骨組であり、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。スパン

\*1 前田建設工業株式会社 横浜支店 (正会員)

\*2 東北大学大学院 助教授 工学研究科 博士(工学) (正会員)

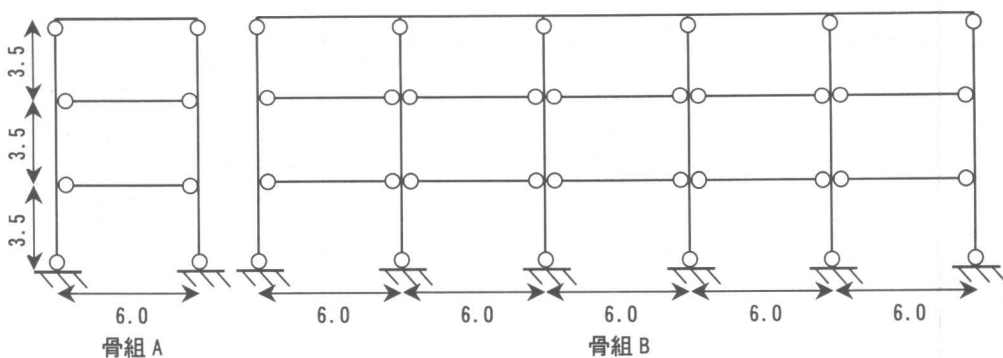


図-1 解析対象建物

数による部材耐力のばらつきおよび動的効果の影響の違いを検討しやすいように、骨組 A と骨組 B の固有周期を一致させた。曲げ耐力に材料の規格強度に基づく曲げ信頼強度を用いた確定論では、図-1 に示すような梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構、すなわち 1 階柱脚、3 階柱頭、2 階および 3 階梁の両端が降伏ヒンジ領域となる降伏機構を形成する。各層の重量は 1 スパンあたり 432kN ( $12\text{kN/m}^2 \times 6\text{m} \times 6\text{m}$ ,  $12\text{kN/m}^2$ : 単位床重量) で均等とし、部材断面は表-1 に示す値とした。設計用外力分布は震度逆三角形分布とし、降伏機構形成時のベースシア係数は 0.3 とした。柱部材の非ヒンジ領域の曲げ信頼強度は、ヒンジ領域に曲げ上限強度を用いた静的漸増載荷解析による応力とした。本研究では、曲げ上限強度算定用の耐力割り増し係数を、梁曲げ耐力に対する柱曲げ耐力の比であると考え柱梁耐力比  $\alpha$  と定義し、 $\alpha=1.2 \sim 2.3$  を 0.1 刻みとした 13CASE を検討した。また、部材は十分なせん断耐力および付着耐力を有すると仮定し、せん断破壊および付着破壊は考慮しないこととした。

表-1 検討対象梁・柱断面

	梁部材	柱部材
断面 $b \times D$ (cm)	45×75	70×70
$\sigma_y$ (MPa)	390	390
$\sigma_b$ (MPa)	40	40

## 2.2 解析モデル

解析では剛床を仮定し、梁部材および柱部材は両端に剛塑性曲げバネを有する線材に置換した。

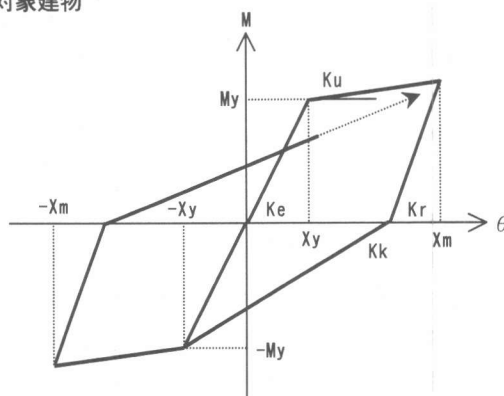


図-2 曲げバネの復元力特性

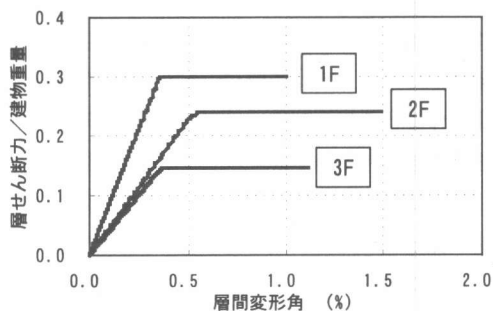


図-3 層せん断力-層間変形角関係

各部材のせん断変形および軸方向変形は無視した。部材両端の曲げバネの復元力特性は、鉄筋コンクリート部材を想定した、図-2 に示す修正 Clough モデル (部材の初期剛性は弾性剛性の 0.33, 降伏後の剛性低下率は 0.001) とした。震度逆三角形分布を用い、静的漸増載荷解析による層せん断力-層間変形角関係を図-3 に示す。

## 2.3 入力地震動

入力地震動は El Centro (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）の NS 記録の 2 波を用いた。地震波倍率は、梁および柱部材の曲げ耐力に耐力の不確定性を考慮しない確定値を用いたとき、解析対象建築物の全体変形角が終局限界状態に対応する 1/80 程度<sup>1)</sup>となるように、原波形の倍率を調整した。

## 2.4 解析方法

数値計算には Newmark の  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ ) を用い、減衰定数は 5% とし瞬間剛性比例型<sup>4)</sup>とした。継続時間は El Centro および Kobe とも 10 秒間とし、時間刻みは 0.02 秒とした。本研究では、部材の実耐力（材端剛塑性曲げバネの降伏強度  $M_u$ ）のばらつきを考慮した骨組モデルに対して弾塑性地震応答解析を行い、設計で想定した梁曲げ降伏先行型全体降伏機構の実現確率  $P_f$  と柱梁耐力比  $\alpha$  との関係をモンテカルロシミュレーション（試行回数 1000 回）により求めた。

## 3. 梁および柱部材曲げ耐力のばらつき

実建物では、使用した鉄筋およびコンクリートの材料強度のばらつきや耐力評価式の精度等により、部材の耐力はある程度の統計的不確定性を有する。上記の 2 要因のばらつきを考慮し、それらが互いに独立な確率変数かつ正規分布であると仮定すると、部材の実耐力  $Y$  は以下の式 (1) で与えられる。

$$Y = N_f \cdot f \cdot Y_n \quad \dots \dots \dots (1)$$

- $N_f$  : 耐力評価式の精度に伴う係数
- $f$  : 材料強度のばらつきに伴う係数
- $Y_n$  : 規格材料強度による耐力計算値

上式から、部材耐力のばらつき（規格材料強度による耐力計算値  $Y_n$  で基準化した部材の実耐力  $Y$  の平均値  $\mu$  および変動係数  $V$ ）は、耐力評価式の精度に伴う係数の平均値  $\mu_{N_f}$  および変動係数  $V_{N_f}$  と、材料強度のばらつきに伴う係数の平均値  $\mu_f$  および変動係数  $V_f$  を用いて、以下の式 (2)、式 (3) により算定できる<sup>5)</sup>。

$$\mu = \mu_{N_f} \cdot \mu_f \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$V = \sqrt{V_{N_f}^2 + V_f^2} \quad \dots \dots \dots (3)$$

表-2 耐力評価式の精度に伴う係数

	平均値 $\mu_{N_f}$	変動係数 $V_{N_f}$ (%)
梁	1.08	7.4
柱	1.08	10.2

表-3 材料強度のばらつきに伴う係数

	平均値 $\mu_f$	変動係数 $V_f$ (%)
梁	1.15	3.0
柱	1.09	2.0

表-4 部材の曲げ耐力のばらつき

	平均値 $\mu$	変動係数 $V$ (%)
梁	1.24	8.0
柱	1.18	10.3

### 3.1 耐力評価式の精度に伴う係数

本研究で用いる曲げ耐力評価式は、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」<sup>6)</sup>に示される、式 (4) 梁の曲げ終局耐力略算式および式 (5) 柱の曲げ終局耐力略算式である。

$$M_u = 0.9a_1\sigma_y d \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$M_u = 0.8a_1\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bD\sigma_B} \right) \quad (5)$$

各耐力評価式の精度に伴う係数の平均値  $\mu_{N_f}$  および変動係数  $V_{N_f}$  は、韌性保証指針<sup>1)</sup>の調査結果を参考に、表-2 のように設定した。

### 3.2 材料強度のばらつきに伴う係数

材料強度のばらつきに伴う係数の平均値  $\mu_f$  および変動係数  $V_f$  は、仮定断面に対して鉄筋およびコンクリート強度のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを行い定量化した（詳細は文献 2 参照）。材料強度のばらつきに伴う係数の平均値  $\mu_f$  および変動係数  $V_f$  を表-3 のように設定した。

### 3.3 部材の曲げ耐力のばらつき

表-2 および表-3 に示す値を用い、式 (2)、式 (3) より算定した、規格材料強度による耐力計算値  $Y_n$  で基準化した部材の実曲げ耐力  $Y$  の平均値  $\mu$  および変動係数  $V$  を表-4 に示す。

### 3.4 耐力のばらつきの相関関係

実建物を想定した場合、各部材の耐力が互いに完全相関あるいは独立であると仮定することはあまり現実的ではない。そこで、各部材耐力の相関を以下のように考慮した<sup>2)</sup>。耐力評価式の精度に関する相関は各部材間で独立と仮定した。材料強度のばらつきに関する相関は、柱-柱間および梁-梁間は完全相関、柱-梁間は独立と仮定した。

## 4. 解析結果

### 4.1 梁降伏先行型全体降伏機構の実現確率 $P_f$

部材耐力のばらつきを考慮した骨組モデルに対して弾塑性地震応答解析を行い、設計で想定した梁曲げ降伏先行型全体降伏機構の信頼性（実現確率  $P_f$ ）とヒンジ部材の上限強度算定用耐力割り増し係数（柱梁耐力比  $\alpha$ ）の関係を、モンテカルロシミュレーション（試行回数 1000 回）によ

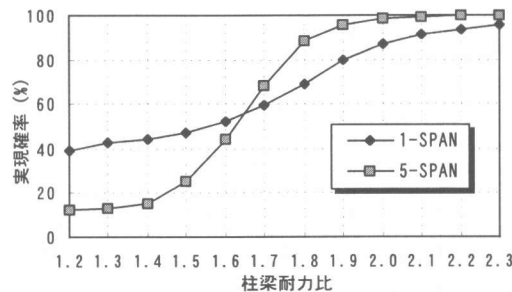


図-4 全体降伏機構の実現確率(El Centro)

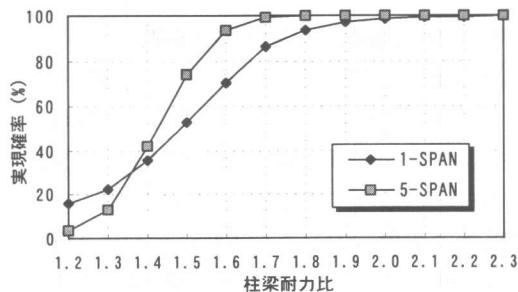


図-5 全体降伏機構の実現確率(Kobe)

り求めた。地震波に El Centro を用いた場合の梁曲げ降伏先行型全体降伏機構の実現確率  $P_f$  と柱梁耐力比  $\alpha$  の関係を図-4 に、地震波に Kobe を用いた場合の実現確率  $P_f$  と柱梁耐力比  $\alpha$  の関係を図-5 に示す。図-4 および図-5 に示すように、設計時に想定した梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構が実現される確率  $P_f$  は、部材耐力のばらつきおよび動的効果の影響を考慮すると、骨組 A の場合、柱梁耐力比  $\alpha=2.3$  以上 (El Centro) および  $\alpha=1.8$  以上 (Kobe) で、骨組 B の場合、 $\alpha=1.9$  以上 (El Centro) および  $\alpha=1.6$  以上 (Kobe) で  $P_f=95\%$  となり、ほぼ確実に設計で想定した降伏機構が実現される。動的効果の影響を考慮せず、部材耐力のばらつきのみを考慮した場合（すなわち部材耐力のばらつきを考慮した静的外力下における降伏機構の信頼性解析による結果<sup>3)</sup>）、 $P_f=95\%$  となる柱梁耐力比は骨組 A が  $\alpha=1.3$  程度、骨組 B が  $\alpha=1.25$  程度であるとしているが、設計において以上のような部材耐力のばらつきを考慮した柱梁耐力比  $\alpha$  を設定した場合でも、設計用層せん断力分布に対する地震応答層せん断力のばらつき（動的効果）によりかなり高い確率で全体降伏機構を実現することはできないといつてよい。したがって、地震動の性質、骨組の周期や層数およびスパン数等にもよるが、部材耐力のばらつきおよび動的効果の影響を考慮すると柱梁耐力比  $\alpha$  をかなり大きな値とする必要があることがわかる。また、特に骨組 B では、柱梁耐力比  $\alpha$  の低下に伴う実現確率  $P_f$  の低下が骨組 A よりも著しいが、ある程度高い確率で梁曲げ降伏先行型全体降伏機構を実現させようとする場合においては、部材数が多く不静定次数の高い骨組 B の方が骨組 A よりも柱梁耐力比  $\alpha$  は小さくてよく、その傾向は El Centro および Kobe で同様に見られる。

### 4.2 最大応答層間変形角のばらつき

部材耐力のばらつきを考慮した骨組モデルの各層の最大応答層間変形角が、耐力のばらつきを考慮しない場合の最大応答層間変形角（以下、設計値とする）を超過する確率  $P$  について検討を

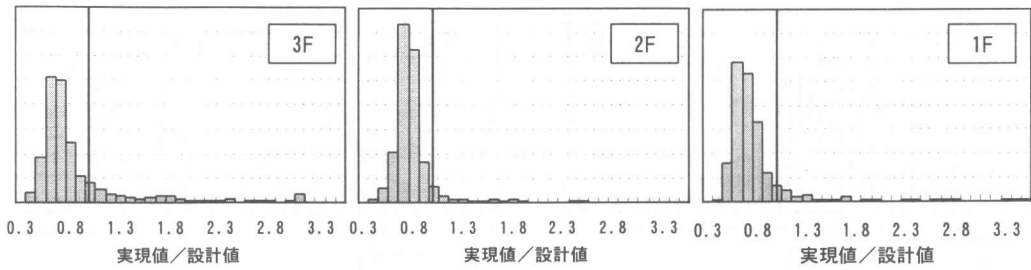


図-6 最大応答層間変形角の分布 ( $\alpha=1.3$ )

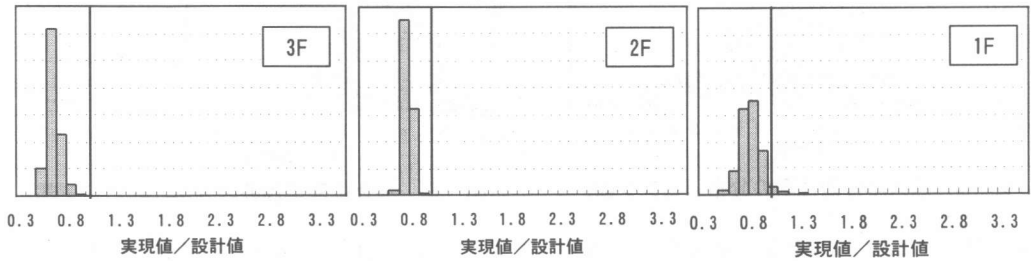


図-7 最大応答層間変形角の分布 ( $\alpha=2.3$ )

行った。

骨組 A を例として、地震波に El Centro を用いた場合の、柱梁耐力比  $\alpha$  が  $\alpha=1.3$  (文献 3 で梁曲げ降伏先行型全体降伏機構の実現確率が  $P_r=95\%$  となる柱梁耐力比  $\alpha$ ) および  $\alpha=2.3$  (本研究で実現確率  $P_r=95\%$  となる柱梁耐力比  $\alpha$ ) における最大応答層間変形角の実現値の分布を図-6 および図-7 に示す。ここで、最大応答層間変形角の実現値は設計値で基準化した。その結果、最大応答層間変形角の分布は、その平均値が設計値を概ね下回るが、柱梁耐力比  $\alpha$  が小さく層降伏機構が生じる確率が高くなると、特定層に変形が集中し、ある層の最大応答層間変形角が極端に大きくなる場合がある。そのため、柱梁耐力比  $\alpha$  が小さい  $\alpha=1.3$  の場合、設計値を超過する(実現値/設計値が 1.0 より大きい)範囲まで分布形に広がりが見られる。柱梁耐力比  $\alpha$  が大きい  $\alpha=2.3$  の場合、1 層でわずかに設計値を超える場合があるが、ほぼ設計値以下に分布は集中している。

地震波に El Centro を用いた場合を例として、部材耐力のばらつきを考慮した骨組モデルの各層の最大応答層間変形角が設計値を超過する確率  $P$  と柱梁耐力比  $\alpha$  の関係を図-8 に示す。その結果、各層の最大応答層間変形角が設計値を超過する確率  $P$  は、柱梁耐力比  $\alpha$  が小さい場合では、い

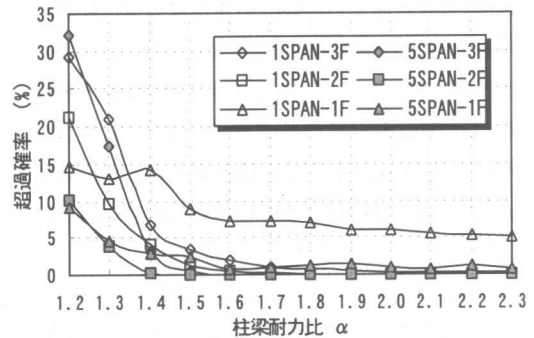


図-8 最大応答層間変形角の超過確率(El Centro)

れの層においても高い値を示している。柱梁耐力比  $\alpha$  が 1.6 程度以上であれば 1 層でわずかに設計値を超える場合が見られるが、その確率  $P$  は小さく、骨組 A で  $P=5\%$  程度、骨組 B で  $P=0.1\%$  程度である。地震波に Kobe を用いた場合も El Centro を用いた場合の結果と同様の傾向を示すが、全体的に超過確率  $P$  は低くなるという結果を得た。

#### 4.3 最大応答塑性率のばらつき

骨組 A を例として、地震波に El Centro を用いた場合の、柱梁耐力比  $\alpha$  が  $\alpha=1.3$  および  $\alpha=2.3$  の場合における、梁および柱(図-1 に示す 2 階のヒンジ部および非ヒンジ部)の最大応答塑性率の実現値の分布を図-9 および図-10 に示す。その結果、部材耐力のばらつきおよび動的効果を

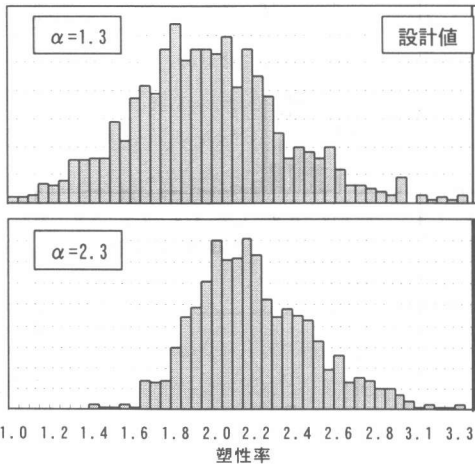


図-9 最大応答塑性率の分布（ヒンジ部）

考慮しなかった場合は非ヒンジ領域であった柱部材の塑性率が、部材耐力のばらつきおよび動的効果の影響を考慮すると設計値をほぼ確実に超過し、また塑性率 1 を超過することから  $\alpha=1.3$  の場合で約 80%程度が、 $\alpha=2.3$  の場合でも約 50%程度がヒンジ柱になっていることがわかる。しかしながら、ヒンジ部においては概ね設計値より低い値を示し、設計値を超える応答が生じることはほとんどない。

また、本研究では終局限界状態を設定して検討を行っており、靱性保証指針<sup>1)</sup>によると終局時のヒンジ部部材変形角で 1/50 (1/200 で降伏すると考えると塑性率で 4 程度) を終局限界検討用部材変形角としている。ヒンジ部材においては、いずれの場合も靱性保証指針<sup>1)</sup> に示されている値を超えないことを確認した。非ヒンジ部材においては、実際は降伏ヒンジが発生する確率が 50%~80%程度あり、また部材変形角で 1/100 (塑性率として 2 程度) の変形が生じる可能性が、柱梁耐力比  $\alpha$  が比較的小さい、 $\alpha=1.3$  の場合、35% (骨組 A) および 25% (骨組 B) 程度あるため、少なくとも部材変形角で 1/100 程度の塑性変形能力を非ヒンジ部にも確保する必要がある。

## 5. まとめ

本研究では、確定論により梁曲げ降伏先行型全体降伏機構を形成するよう設計された 3 層 1 ス

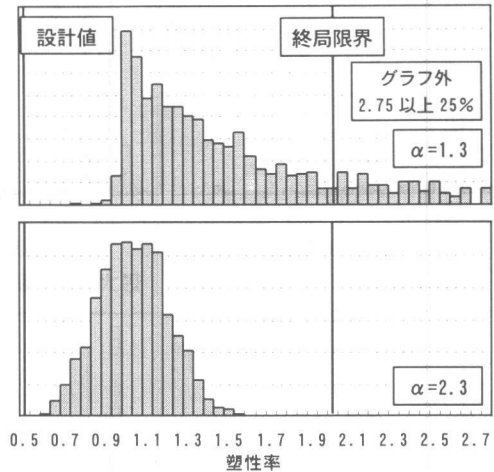


図-10 最大応答塑性率の分布（非ヒンジ部）

パンおよび 3 層 5 スパン RC 造平面骨組について、部材耐力のばらつきを考慮した弾塑性地震応答解析を行い、設計で想定した降伏機構の実現確率と柱梁耐力比の関係を把握し、ある目標確率で全体降伏機構を実現させるために必要な柱梁耐力比を求めた。また、各層の最大応答層間変形角および各部材の最大応答塑性率が、部材耐力のばらつきによる影響および動的効果から、耐力のばらつきを考慮しない場合の層間変形角および塑性率を超過する確率と柱梁耐力比の関係を把握し、ある目標確率以下に超過確率を抑えるために必要な柱梁耐力比を求めた。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説」、1997、2) 江原 礼子、前田 匡樹、永井 寛：「材料強度および耐力評価式のばらつきが RC 部材耐力および破壊形式に及ぼす影響」、コンクリート工学年次論文集、1999.7、3) 前田 匡樹、江原 礼子：「梁降伏型 RC 骨組の崩壊機構の信頼性解析」、コンクリート工学年次論文集、1999.7、4) 柴田 明德：「最新建築学シリーズ 9・最新耐震構造解析」、森北出版株式会社、1981、5) 星谷 勝、石井 清：「構造物の信頼性設計法」、鹿島出版会、1986、6) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、1994