

# 論文 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

江原 礼子\*<sup>1</sup>・前田 匡樹\*<sup>2</sup>・永井 覚\*<sup>3</sup>

**要旨:** RC 造建物の破壊形式として、韌性に富む梁降伏型の全体降伏機構を確実に実現するために必要な設計条件を把握するために、部材耐力の不確定性について検討を行った。部材耐力がばらつく原因として、耐力評価式の精度及び材料強度のばらつきを考慮した。また、せん断・付着余裕度及び柱梁曲げ耐力比と、設計で想定していない破壊形式の生起確率との関係を検討し、生起確率が許容確率以下となるための条件を検討した。

**キーワード:** 部材耐力の不確定性, 材料強度・耐力評価式のばらつき, 破壊形式, 生起確率

## 1. はじめに

建物の耐震設計を行うに当たり地震時の振動エネルギーを十分に吸収するためには、せん断破壊や付着破壊に比べて比較的韌性に富む梁の曲げ降伏先行型の降伏機構が望ましいとされている。このような破壊形式を確実に実現させるために、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の韌性保証型耐震設計指針(案)・同解説」<sup>1)</sup>では、曲げ降伏ヒンジの発生を計画する部位の曲げ耐力を割り増した曲げ上限強度を設定し、各部材のせん断・付着耐力及びヒンジを計画しない部位の曲げ耐力がヒンジ部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。しかしながら、その結果として、計画した降伏機構がどの程度の安全性(確率)で実現されるか必ずしも明らかではなく、これまでにあまり検討されていない。

そこで本研究では、梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構を確実に実現するために必要な設計条件を把握するために、梁・柱部材耐力の不確定性に着目し、曲げ・せん断・付着耐力のばらつきを定量化した。不確定性の原因として①材料強度のばらつき、②耐力評価式の精度を考慮することとした。

また、部材耐力の不確定性を考慮して、個々の部材及び骨組(柱・梁の節点)の破壊形式の信頼性(望ましくない破壊形式の生起確率)についてモン

テカルロ法を適用し、せん断・付着余裕度及び柱梁曲げ耐力比との関係を検討した。

## 2. 材料強度のばらつき

部材耐力がばらつく原因の一つである材料強度のばらつきについて、既往の文献<sup>1), 2)</sup>の調査結果を参考に、鉄筋降伏強度及びコンクリート圧縮強度の実強度のばらつき(実強度/規格強度の平均値及び変動係数)を決定した。

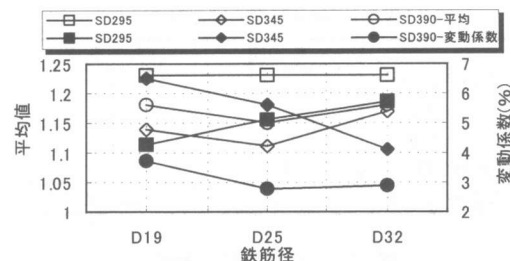


図-1 鉄筋実強度/規格強度

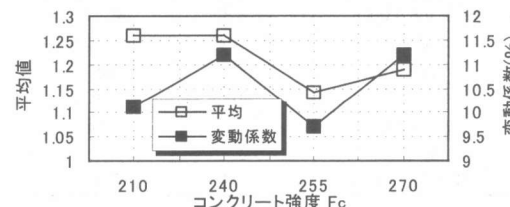


図-2 コンクリート実強度/設計規準強度

### 2.1 鉄筋強度

\*1 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 (正会員)  
 \*2 横浜国立大学 助教授 工学部 建設学科 博士(工学) (正会員)  
 \*3 鹿島建設(株) 小堀研究室 修士(工学) (正会員)

鉄筋強度のばらつきは鉄筋径により若干の差異はあるが、概ね以下ようになる。図-1 に示すように鉄筋の実強度/規格降伏強度の平均値(図中白抜き)は 1.1~1.3 である。また、変動係数(図中黒塗り)は、SD295 及び SD345 で 5%程度、SD390 はやや低く 3%程度である。

### 2.2 コンクリート強度

コンクリート強度のばらつき(現場水中養生した場合)は設計基準強度  $F_c$  により若干の差異はあるが、概ね以下ようになる。図-2 に示すように実強度/設計基準強度の平均値(図中白抜き)は、概ね 1.15~1.25 であり、変動係数(図中黒塗り)は 10%程度である。

### 2.3 検討に用いたばらつき

以上から、本研究 4.以降での検討に用いる材料強度は、表-1 のばらつき(実強度/規格強度の平均値、変動係数)を有する正規分布に従う確率変数と仮定する。また、本研究ではコンクリート強度の変動係数  $V_{\sigma_B}$  を  $V_{\sigma_B}=10\%$ (CASE1)と、比較のため、品質管理があまりされていない場合を想定した  $V_{\sigma_B}=20\%$ (CASE2)の 2 種類を考慮する。

表-1 材料強度のばらつき

	平均値	変動係数(%)
鉄筋(SD295)	1.25	5
(SD345)	1.15	5
(SD390)	1.15	3
(SD490 以上)	1.1	3
コンクリート	1.25	10, 20

表-2 検討対象梁・柱断面

	梁部材	柱部材
断面 $b \times D$ (cm)	60 × 90	80 × 80
主筋	4+2-D35	16-D35
$\sigma_y$ (MPa)	390	390
$\sigma_B$ (MPa)	40	40
$\sigma_{wy}$ (MPa)	785	785
M/QD	3	1.5
引張鉄筋比 $p_t$ (%)	1.14	0.75

### 3. 検討対象部材断面

本研究で検討に用いる梁・柱部材断面は、韌性指針<sup>1)</sup>に示される設計例建物を参考に、12階建てRC造建築物の中層階を想定した代表的な断面とした(図-3、表-2)。

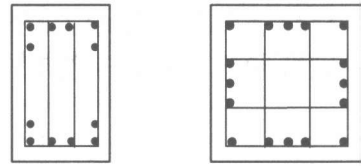


図-3 検討対象部材断面

### 4. 部材耐力のばらつき

部材耐力のばらつき(部材実耐力/規格材料強度を用いた計算値の平均値  $\mu_y$ 、変動係数  $V_y$ )は、耐力評価式の精度に伴うばらつき(部材実耐力/材料実強度を用いた耐力の計算値の平均値  $\mu_{Nf}$ 、変動係数  $V_{Nf}$ )と材料強度のばらつきによる耐力のばらつき(材料実強度を用いた耐力の計算値/規格材料強度を用いた計算値の平均値  $\mu_f$ 、変動係数  $V_f$ )が独立及び正規分布であると仮定すると、(1)式及び(2)式で評価できる<sup>3)</sup>。

$$\text{平均値} \quad \mu_y = \mu_{Nf} \cdot \mu_f \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{変動係数} \quad V_y^2 = V_{Nf}^2 + V_f^2 \dots\dots\dots (2)$$

検討に用いた耐力評価式は、(3)梁の曲げ終局耐力略算式、(4)柱の曲げ終局耐力略算式、(5)韌性指針<sup>1)</sup>のせん断耐力評価式、(6)韌性指針<sup>1)</sup>の付着破壊を考慮したせん断耐力評価式である。ただし、(5)式、(6)式中のコンクリート圧縮強度有効係数  $\nu$  は CEB 式( $\nu = 3.68 \sigma_B^{-0.333}$ )より算定する。

$$M_u = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \dots\dots\dots (3)$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_u &= 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \quad (\eta < 0) \dots\dots\dots (4-1) \\ M_u &= 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \{1 - N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)\} \\ &\quad (0 \leq \eta \leq 0.4) \dots\dots\dots (4-2) \\ M_u &= 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot \sigma_B \quad (0.4 < \eta) \quad (4-3) \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_u &= \mu \cdot P_{wc} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_c \cdot j_c \\ &\quad + \{\nu \cdot \sigma_B - 5P_{wc} \cdot \sigma_{wy} / \lambda\} (b \cdot D / 2) \tan \theta \\ &\quad \dots\dots\dots (5-1) \\ V_u &= (\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B + P_{wc} \cdot \sigma_{wy}) b_c \cdot j_c / 3 \dots\dots\dots (5-2) \\ V_u &= \lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b_c \cdot j_c / 2 \dots\dots\dots (5-3) \end{aligned} \right.$$

ただし、 $V_u$  は(5-1)、(5-2)、(5-3)式の最小値

$$\left\{ \begin{aligned} V_{bu} &= \sum (\tau_{bu} \cdot \psi) j_c \\ &\quad + \{\nu \cdot \sigma_B - 2.5 \sum (\tau_{bu} \cdot \psi) / \lambda \cdot b_c\} (b \cdot D / 2) \tan \theta \\ &\quad \dots\dots\dots (6-1) \\ V_{bu} &= \lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B \cdot b_c \cdot j_c / 2 \dots\dots\dots (6-2) \end{aligned} \right.$$

ただし、 $V_{bu}$ は(6-1)、(6-2)式の最小値

#### 4.1 耐力評価式の精度に伴うばらつき

各耐力評価式の精度( $\mu_{NF}$ ,  $V_{NF}$ )は韌性指針<sup>1)</sup>に示されている検証結果(表-3)を用いる。その結果、曲げ耐力評価式は概ね平均値を評価する式であり、せん断・付着耐力評価式は下限値を評価する式であることがわかる。

表-3 耐力評価式の精度

	平均値 $\mu_{NF}$	変動係数 $V_{NF}$ (%)
(3)式	1.08	7.4
(4)式	1.08	10.2
梁,柱(5)式	1.22	14.5
梁,柱(6)式	1.17	12.0

#### 4.2 材料強度のばらつきによる耐力の変動

各部材の材料強度のばらつきによる耐力のばらつき( $\mu_p$ ,  $V_p$ )は、3.の検討対象断面について、モンテカルロ法(試行回数 10000 回<sup>4)</sup>)により算定した。検討では軸力比  $\eta$  ( $\eta = N/b \cdot D \cdot F_c$ )、横補強強度  $p_{we} \cdot \sigma_{wy}$  及び横補強筋比  $p_w$  が部材耐力のばらつきに与える影響を調べるために、 $\eta$ 、基準化横補強強度  $p_{we} \cdot \sigma_{wy} / (\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B)$ 、 $p_w$  を変化させた。ただし  $\eta < 0$  では軸力  $N$  が  $N = 0.5N_{\min}$  ( $N_{\min} = -a_g \cdot \sigma_y$ ,  $a_g$ : 鉄筋の全断面積)となるように  $\eta$  を設定した。得られた結果を表-4 及び図-4~6 に示す。

その結果、表-4 から、梁の曲げ耐力のばらつきは、(3)式が鉄筋強度の1次式であるため、コンクリート強度の変動係数  $V_{\sigma_B}$  の影響を受けず、鉄筋強度のばらつきと一致することがわかる。

また図-4 から、柱の曲げ耐力のばらつきは、軸力比  $\eta$  が高くなるほど大きくなること、軸力比  $\eta = 0$  及び 0.4 で値が大きく変化することがわかる。 $\eta = 0$  及び 0.4 は(4)式が、 $\eta \leq 0$  のときは(4-1)式、 $0 \leq \eta \leq 0.4$  のときは(4-2)式、 $0.4 \leq \eta$  のときは(4-3)式と変化する境界の値であるためと考えられる。コンクリート強度の変動係数が  $V_{\sigma_B} = 10\%$  の場合と  $V_{\sigma_B} = 20\%$  の場合を比較すると  $V_{\sigma_B} = 20\%$  の場合では、 $0 \leq \eta$  で変動係数が徐々に増加していくことがわかる。これは、軸力が高くなると耐力評価式中のコンクリート強度の割合が大きくなり、 $V_{\sigma_B}$  の影響を多く受けるためと考えられる。

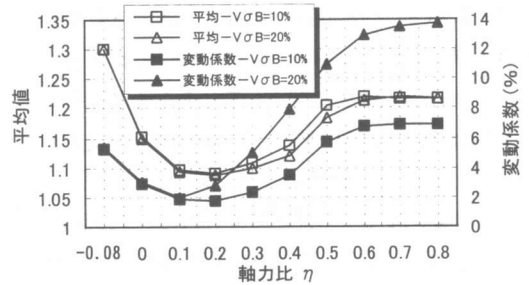


図-4 柱曲げ耐力のばらつき

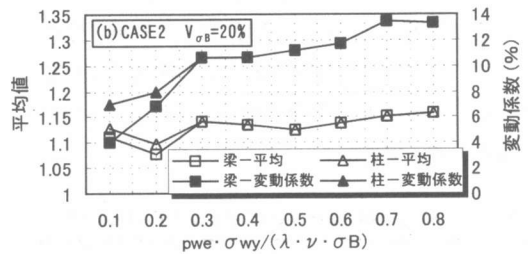
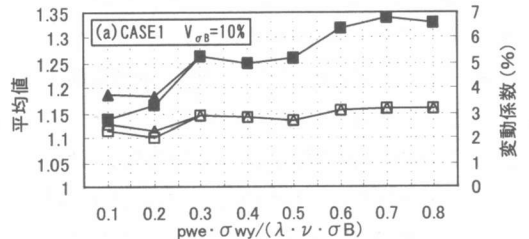


図-5 せん断耐力のばらつき

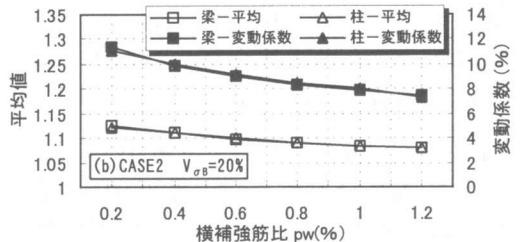
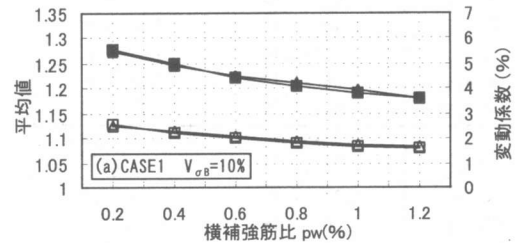


図-6 付着耐力のばらつき

また  $\eta \leq 0.2$  では主筋強度の影響を多く受けるため、 $V_{\sigma_B} = 10\%$  の場合と  $V_{\sigma_B} = 20\%$  の場合ではほぼ同程度のばらつきとなっている。

図-5 から、せん断耐力のばらつきは柱梁で平均値はほぼ一定となるのに対し、変動係数は  $p_{wc} \cdot \sigma_{wy}/(\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B)=0.2$  及び  $0.5$  で大きく変化することがわかる。これは(4)式と同様に(5)式が  $p_{wc} \cdot \sigma_{wy}/(\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B)=0.2$  及び  $0.5$  で、(5-1)式、(5-2)式、(5-3)式と変化するためだと考えられる。 $V_{\sigma B}=10\%$  の場合と  $V_{\sigma B}=20\%$  の場合を比較すると、ばらつきの傾向及び各場合の平均値は同程度であるが、 $V_{\sigma B}=20\%$  とした場合、変動係数は  $V_{\sigma B}$  の影響から  $V_{\sigma B}=10\%$  の場合の約 2 倍となる。

図-6 から、付着耐力のばらつきは横補強筋比  $p_w$  が大きくなるほど小さくなること、また、梁部材のばらつきと柱部材のばらつきがほぼ一致した値を示すということがわかる。 $V_{\sigma B}=10\%$  の場合と  $V_{\sigma B}=20\%$  の場合を比較すると、ばらつきの傾向及び各場合の平均値は同程度であるが、付着耐力はコンクリート強度に大きく影響を受けるため、 $V_{\sigma B}=20\%$  とした場合、変動係数は  $V_{\sigma B}=10\%$  の場合の約 2 倍となる。

表-4 材料強度のばらつきによる耐力のばらつき

	(CASE1) $\mu_f$	(CASE1) $V_f$ (%)
(3)式	1.15	3.0
(4)式	1.09~1.30	1.7~6.9
梁(5)式	1.10~1.16	2.8~6.8
柱(5)式	1.11~1.16	3.7~6.8
梁(6)式	1.08~1.12	3.6~5.6
柱(6)式	1.08~1.13	3.6~5.5
	(CASE2) $\mu_f$	(CASE2) $V_f$ (%)
(3)式	1.15	3.0
(4)式	1.09~1.22	2.0~13.8
梁(5)式	1.10~1.16	4.1~13.5
柱(5)式	1.10~1.16	7.1~13.5
梁(6)式	1.08~1.12	7.5~11.3
柱(6)式	1.08~1.12	7.3~11.1

### 4.3 部材耐力のばらつき

(1)式及び(2)式より算定した部材耐力のばらつき( $\mu_y, V_y$ )を表-5 に示す。部材耐力のばらつきに対する、各耐力評価式の精度( $\mu_{Nf}, V_{Nf}$ )及び材料強度のばらつきによる耐力のばらつき( $\mu_p, V_p$ )の影響は、 $V_{\sigma B}=10\%$  の場合、 $V_f$  が概ね 5% 以下となり低いため耐力評価式の精度  $V_{Nf}$  の影響が支配的である。また  $V_{\sigma B}=20\%$  の場合では、 $V_{\sigma B}$  の影響から  $V_f$  が高くなり、 $V_y$  は  $V_{Nf}$  及び  $V_f$  両方の影

響を受けて高い値を示している。

表-5 部材耐力のばらつき

	(CASE1) $\mu_y$	(CASE2) $V_y$ (%)
(3)式	1.24	8.0
(4)式	1.18~1.40	10.3~12.3
梁(5)式	1.34~1.41	14.8~16.0
柱(5)式	1.36~1.42	15.0~16.0
梁(6)式	1.26~1.32	12.5~13.2
柱(6)式	1.27~1.32	12.5~13.2
	(CASE2) $\mu_y$	(CASE2) $V_y$ (%)
(3)式	1.24	8.0
(4)式	1.18~1.40	10.4~17.2
梁(5)式	1.32~1.41	15.1~19.8
柱(5)式	1.34~1.41	16.1~19.8
梁(6)式	1.26~1.32	14.2~16.5
柱(6)式	1.26~1.31	14.0~16.3

## 5. 部材の破壊モードの信頼性

個々の部材に着目したとき、実際の部材が曲げ降伏先行型の破壊形式となるためには、せん断・付着耐力が曲げ耐力を上回るように設計する必要がある。そこで、設計時に考慮するせん断・付着余裕度  $\alpha$  ( $\alpha = \text{せん断・付着耐力}/\text{曲げ耐力}$ ) とせん断・付着破壊生起確率  $P_f$  との関係、モンテカルロ法(試行回数 10000 回<sup>4)</sup>)により求めた。本検討では 3 の検討対象断面を用い、柱部材については軸力比  $\eta$  を  $\eta=0.2$  とした。また横補強量が  $P_f$  に与える影響を調べるため、せん断耐力評価式の(5-1)、(5-2)、(5-3)式に対応する基準化横補強量  $p_{wc} \cdot \sigma_{wy}/(\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B)$  を表-6 のように設定した。梁、柱部材の  $\alpha - Pf$  関係を図-7、図-8 に示す。

表-6 パラメータ設定

	対応する式	梁・柱 $p_{wc} \cdot \sigma_{wy}/(\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B)$
CASE①	5-1	0.1
CASE②	5-2	0.35
CASE③	5-3	1.0

本検討では、望ましくない破壊形式(せん断・付着破壊)の許容生起確率  $P_{fa}$  を 5% 程度と仮定する。 $P_f \leq P_{fa}$  とするためには、コンクリート強度の変動係数  $V_{\sigma B}=10\%$  の場合、梁部材の CASE①~③及び柱部材の CASE①、②でせん断・付着余裕度  $\alpha$  を 1.3~1.4、柱部材の CASE③で  $\alpha=1.2~1.3$  程度にする必要があることがわかる。 $V_{\sigma B}=20\%$  の場合、梁部材の CASE①、柱部材の CASE①~③で

せん断・付着余裕度  $\alpha$  を 1.3~1.4, 梁部材の CASE ②, ③ で  $\alpha=1.4\sim 1.5$  程度にする必要があることがわかる。また,  $V_{\sigma B}=10\%$  の場合と  $V_{\sigma B}=20\%$  の場合を比較すると,  $V_{\sigma B}=20\%$  での  $P_f$  の方が若干高いこと, 梁部材と柱部材の  $P_f$  を比較すると, 同じ  $\alpha$  を設定した場合の  $P_f$  は柱部材の方が低いことがわかる。

## 6. 骨組の降伏機構の信頼性

骨組の降伏機構が, 梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構となるためには, 梁のせん断・付着耐力及び柱の全耐力が梁の曲げ耐力を上回るように設計する必要がある。本研究では, 建物骨組内の 1 節点の破壊形式に限定し検討を行った。本検討では **図-9** のような節点を考え, 剛域は考慮しないこととする。まず, 柱, 梁部材のそれぞれについて破壊形式を以下のように分類する。

- (1) 曲げ降伏
- (2) せん断・付着破壊

次に, 梁耐力(最小耐力による節点モーメント和)と柱耐力(最小耐力による節点モーメント和)を比較して節点の破壊形式を決定する。

- ①-(1) 梁崩壊型(曲げ降伏型)
- ①-(2) 梁崩壊型(せん断・付着破壊型)
- ② 柱崩壊型(曲げ, せん断, 付着破壊型)

上記の分類のうち, ①-(1)を梁曲げ降伏先行型の全体降伏機構とみなし, それ以外の望ましくない降伏機構の生起確率  $P_f$  をモンテカルロ法(試行回数 10000 回<sup>4)</sup>)により求めた。本検討では 3. の検討対象断面を用い, 梁・柱部材とも基準化横補強量  $p_{wc} \cdot \sigma_{wy} / (\lambda \cdot \nu \cdot \sigma_B) = 0.35$  (すなわち(5)の CASE②に対応), 柱部材については軸力比  $\eta$  を  $\eta = 0.2$  とした。実建物を想定し柱-梁間, 柱-柱間及び梁-梁間の相関について, 耐力評価式の精度に関する相関, 材料強度のばらつきに関する相関を考慮する<sup>5)</sup>。柱-梁間の相関は, 柱と梁で使用する鉄筋が一般に異なること, コンクリートの分離打設等から独立であるとする。柱-柱間及び梁-梁間の耐力の相関については, 耐力評価式の精度は独立とする。また, 材料強度のばらつきは,

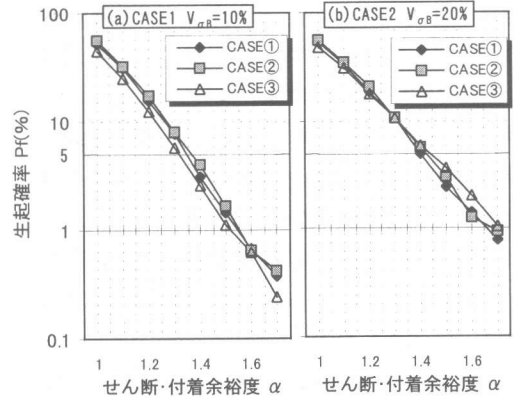


図-7 梁部材の  $\alpha$ - $P_f$  関係

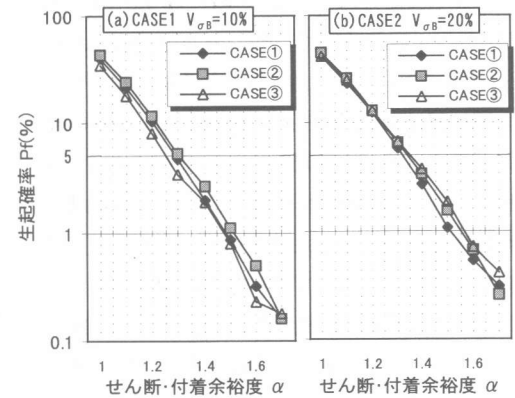


図-8 柱部材の  $\alpha$ - $P_f$  関係

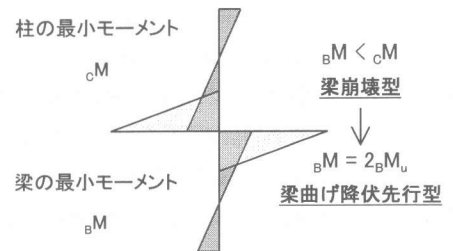


図-9 柱梁接合部の破壊形

柱-柱間及び梁-梁間で同一の材料を使用すると考えられることから完全相関とする。本検討では, 梁のせん断・付着余裕度  $\alpha_1$  ( $\alpha_1$ =梁のせん断・付着耐力/梁の曲げ耐力)及び柱梁曲げ耐力比  $\alpha_2$  ( $\alpha_2$ =柱の曲げ耐力/梁の曲げ耐力), 柱のせん断・付着余裕度  $\alpha_3$  ( $\alpha_3$ =柱のせん断・付着耐力/柱の曲げ耐力)を考慮する。梁の曲げ降伏以外の破壊形式が生じる場合, 梁のせん断・付着破壊及び柱崩壊(曲

げ・せん断・付着破壊)が、それぞれどの程度の割合で生じるのかを検討するため、5.の結果を用いて、個々の部材で $P_f=5\%$ 程度となる $\alpha_1=1.4$ 、 $\alpha_3=1.3$ とした場合の柱梁曲げ耐力比 $\alpha_2$ と、梁のせん断・付着破壊及び柱崩壊の生起確率 $P_f$ との関係を図-10に示す。図-10から、柱崩壊型の破壊形式の生起確率は、柱梁曲げ耐力比が $\alpha_2=1.2$ 程度から少なくなること、 $\alpha_2=1.3$ 以上ではほとんど起こらないことがわかる。

次に、 $\alpha_1$ 、 $\alpha_3$ ( $\alpha_1=\alpha_3$ )をパラメータとした場合の柱梁曲げ耐力比 $\alpha_2$ と梁曲げ降伏以外の破壊形式の生起確率 $P_f$ との関係を図-11に示す。図-11から、梁曲げ降伏以外の破壊形式の生起確率 $P_f$ は $\alpha_2 \geq 1.3$ でほぼ一定値となることがわかる。また図-10との関係から、 $\alpha_2 \geq 1.3$ での生起確率 $P_f$ は梁のせん断・付着破壊の生起確率であり、5.で示した個々の部材での梁のせん断・付着破壊の生起確率とほぼ一致した値を示すことから、各部材の破壊モードについての結果を反映している。コンクリート強度の変動係数 $V_{\sigma_B}$ が $V_{\sigma_B}=10\%$ の場合と $V_{\sigma_B}=20\%$ の場合を比較すると、 $V_{\sigma_B}=20\%$ での $P_f$ の方が高いことがわかる。

従って、1節点において柱崩壊を起こさない様にするためには、柱梁曲げ耐力比 $\alpha_2$ を1.3以上に、さらに、梁曲げ降伏以外の破壊形式の生起確率 $P_f$ を許容生起確率 $P_{fa}$ 以下( $P_f \leq P_{fa}$ )とするには、梁のせん断・付着余裕度 $\alpha_1$ 及び柱のせん断・付着余裕度 $\alpha_3$ を、 $V_{\sigma_B}=10\%$ の場合で1.4、 $V_{\sigma_B}=20\%$ の場合で1.5程度にする必要があることがわかる。

## 7. まとめ

既往の文献<sup>1) 2)</sup>による統計データから、鉄筋強度及びコンクリート強度のばらつき、耐力評価式の精度を把握することができた。それらのばらつきにより、RC造建物の柱・梁部材耐力がどの程度ばらつくかを把握し、そのばらつき(平均値、変動係数)を定量化した。個々の部材及び骨組において、設計で想定していない破壊形式の生起確率が、許容確率以下となるための条件を、せん断・付着余裕度及び柱梁曲げ耐力比との関係から把握

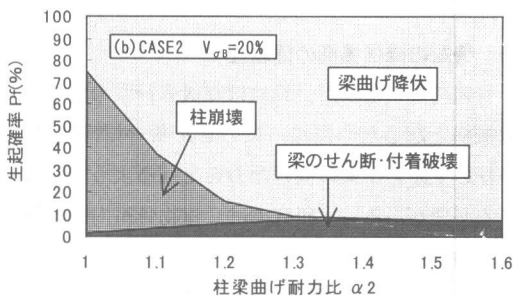
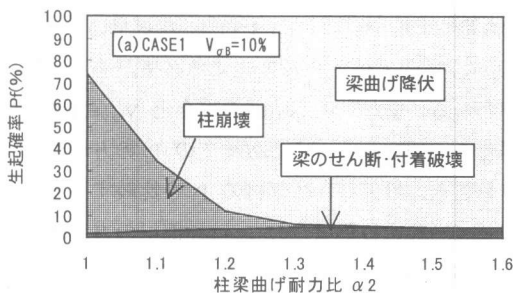


図-10  $\alpha_1=1.4$ 、 $\alpha_3=1.3$ の場合の $\alpha_2 - P_f$ 関係

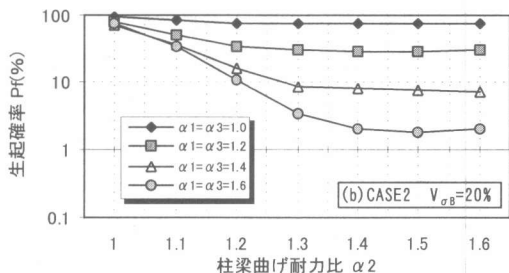
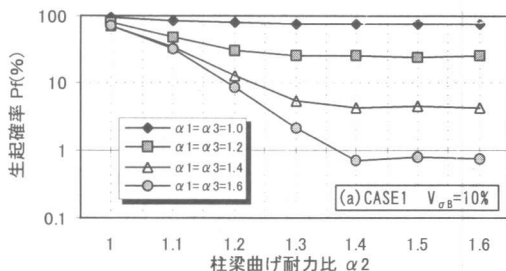


図-11  $\alpha_2 - P_f$ 関係

することができた。

## 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) 日本建築学会:「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」,3)
- 中埜良昭:「信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究」,東京大学博士論文,1988
- 4) 日本建築学会:「応用力学シリーズ6・構造物系の非線形・不確定モデリング」,5)
- 森口 英樹,中埜 良昭,藤原 薫:「部材強度のばらつきを考慮した柱梁耐力比と耐震信頼性に関する研究(その1)」,日本建築学会大会学術講演梗概集,1996.9