

# 論文 鉄筋コンクリート造建物の耐震信頼性評価

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

**要旨:** 鉄筋コンクリート造建物における信頼性理論による限界状態設計法構築のために、主に地震荷重を想定し、柱、梁、柱梁接合部、耐震壁における部材強度のばらつきの定量化を行い、荷重・耐力係数法により使用限界状態及び終局限界状態における部分安全係数を導いた。また、評価方法として、耐力の公称値に平均強度を用いることにより、材料強度の影響が少ない部分安全係数が得られ、より合理的な方法が示された。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート造建物, 限界状態設計法, 耐震信頼性, 荷重耐力係数設計法

## 1. はじめに

ここ数年、構造物に要求される性能を明確にして設計を行う性能規定型構造設計法が注目されている。日本建築学会では、構造物の性能を合理的に扱う設計手法の一つとして限界状態設計法に着目し、昨年「建築物の限界状態設計法(案)」<sup>1)</sup>(以降「限界指針」)が刊行された。

建築構造物では、これまでに鋼構造で荷重耐力係数法を採用した限界状態設計法<sup>2)</sup>が示されていたが、鉄筋コンクリート造では、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針」<sup>3)</sup>(以降「靱性指針」)等のように、終局強度設計法を用いており、その耐震信頼性は必ずしも明確ではない。そこで、筆者らは、靱性指針を基本にして鉄筋コンクリート造建物の耐震信頼性評価を行い、主に地震荷重を想定した終局限界における限界状態設計法を検討してきた<sup>4)</sup>。

本研究の目的は、既検討で不足していた使用限界の評価と耐震壁についての評価を追加検討するとともに、より合理的な設計法を得るための検討を行うものである。

## 2. 耐震信頼性の評価方法及び評価項目

構造物の信頼性を二次モーメント法に基づいた部分安全係数を導き、その信頼性を評価する。一般に、荷重耐力係数法では、耐力  $R$  及び荷重

効果  $S$  は、変動性や不確定性を有しているので、確率変数として取り扱い、設計式は式(1)として、全ての確率変数が対数正規分布を用いて近似すれば、耐力係数  $\phi$  及び荷重係数  $\gamma$  は式(2)及び式(3)として得られる<sup>1)</sup>。本研究では、外力による荷重効果は限界指針に従うものとして耐力の評価を行う。

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_{si} S_{ni} \quad (1)$$

$$\phi = \frac{1}{\sqrt{1+V_R^2}} \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_{\ln R}) \frac{\bar{R}}{R_n} \quad (2)$$

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{1+V_S^2}} \exp(\alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_{\ln S}) \frac{\bar{S}}{S_n} \quad (3)$$

$\phi, \gamma$  : 耐力係数, 荷重係数  
 $\bar{R}_n, \bar{S}_n$  : 耐力及び荷重の公称値  
 $R, S$  : 耐力及び荷重の平均値  
 $V_R, V_S$  : 耐力及び荷重の変動係数  
 $\sigma_{\ln R}, \sigma_{\ln S}$  : 耐力及び荷重の対数標準偏差  
 $\alpha_R, \alpha_S$  : 耐力の分離係数  
 $\beta$  : 信頼性指標

また、評価項目は、限界指針と同様に終局限界と使用限界に対して表 1 の項目を考慮した。

## 3. 部材性能のばらつき

本研究では、部材耐力がばらつく要因として、①実構造物耐力と実験耐力の差異等に対する変動、②予測耐力に対する実験耐力の変動、③材料強度のばらつきによる変動を考慮し、これらを考慮した真の部材耐力のばらつきは、線形二

\*1 鹿島建設(株) 技術研究所建築技術研究部 主任研究員 工修(正会員)

\*2 東北大学大学院助教授 工学研究科都市・建築学専攻 博士(工学) (正会員)

表 1 評価項目一覧

限界状態	対象部材	評価項目	性能評価式	参考文献
終局	梁柱	曲げ終局強度	ACI 曲げ終局強度算定方法	靱性指針 <sup>3)</sup>
		せん断終局強度	$V_{su} = \min[V_{su1}, V_{su2}, V_{su3}]$ $\begin{cases} V_{su1} = \mu p_{we} \sigma_{wy} b e_j e + (\nu_{OB} - 5 p_{we} \sigma_{wy} / \lambda) b D \tan \theta / 2 \\ V_{su2} = (\lambda \nu_{OB} + p_{we} \sigma_{wy}) b e_j e / 3 \\ V_{su3} = \lambda \nu_{OB} b e_j e / 2 \end{cases}$	
		付着割裂によるせん断強度	$V_{bu} = \min[V_{bu1}, V_{bu2}]$ $\begin{cases} V_{bu1} = T x_j e + (\nu_{OB} - 2.5 T x / \lambda b e) b D \tan \theta / 2 \\ V_{bu2} = \lambda \nu_{OB} b e_j e / 2 \end{cases}$	
	接合部	せん断終局強度	$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j$	
	耐震壁	曲げ終局強度	$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot L_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot L_w + 0.5 N \cdot L_w$	
		せん断終局強度	$V_{su} = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot \nu_{OB} / 2$	
使用	柱梁	曲げ降伏強度	$M_y = \{g I \cdot q + 0.5 \eta (1 - \eta)\} \cdot \sigma B B D$	RC 規準 <sup>5)</sup>
		せん断ひび割れ強度	$V_c = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \cdot b D / \kappa$	靱性指針 <sup>3)</sup>
	耐震壁	せん断ひび割れ強度	$V_c = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \cdot t_w l_w / \kappa_w$	

\*性能評価式の記号は参考文献参照のこと

次モーメント法を用いて、平均値  $\bar{R}$  を式(4)で、変動係数  $V_R$  を式(5)で表せる。

$$\bar{R} = \bar{\psi}_s \cdot \bar{\psi}_p \cdot \bar{\psi}_m \cdot R_n \quad (4)$$

$$V_R = \sqrt{V_{\psi_s}^2 + V_{\psi_p}^2 + V_{\psi_m}^2} \quad (5)$$

$\bar{\psi}_s, \bar{\psi}_p, \bar{\psi}_m$  : 上記①②③の平均値  
 $V_{\psi_s}, V_{\psi_p}, V_{\psi_m}$  : 上記①②③の変動係数

ここで、既検討<sup>4)</sup>では、耐力の公称値  $R_n$  は、鉄筋強度に規格降伏強度を、コンクリート強度に設計基準強度を用いて算定した。しかし、評価された耐力係数は材料強度により変動する傾向があり、評価項目ごとに耐力係数を一つに定めることは不経済である。そこで、本研究では鉄筋・コンクリートの実強度/規格強度のばらつきとして文献 6)を参考に、表 6 に示す様に仮定し、その平均値を用いて表 1 に示す性能評価式の公称値を算定し、これを平均強度  $R_{av}$  と定義する。

### 3.1 実構造物の耐力と実験耐力の差異

実構造物の耐力と実験耐力との差異におけるばらつきには、寸法効果などの様々な因子が影響すると考えられるが、現状では適切な資料が得られていない。そこで、文献 7)に準拠し、実構造物の耐力と実験耐力のばらつきを平均値

$\bar{\psi}_s = 1.00$ 、変動係数  $V_{\psi_s} = 0.05$  と仮定した。

### 3.2 予測耐力に対する実験耐力の変動

予測耐力に対する実験耐力の変動は(平均値  $\bar{\psi}_p$ 、変動係数  $V_{\psi_p}$ )、性能評価式の精度として得られるもので、評価項目ごとに表 2 に示す。

柱梁の曲げ降伏強度及び曲げ終局強度以外の評価式の精度は靱性指針に示される値を用いた。一方、柱梁の曲げ降伏及び曲げ終局強度は、建設省総プロ「NewRC」で調査された試験体<sup>8)</sup>と、それ以降実施された短スパン梁等の実験<sup>9)~31)</sup>のうち、逆対称曲げせん断載荷され、曲げ降伏後に破壊した試験体(梁 156 体、柱 169 体の計 325 体)の実験結果を用いて性能評価式の精度を評価した。検討対象試験体の主因子の分布範囲は、コンクリート強度:20~135(N/mm<sup>2</sup>)、主筋降伏強度:261~977(N/mm<sup>2</sup>)、軸力比:-0.26~0.91、せん断スパン比:0.89~3.55 である。曲げ降伏強度実験値は文献 8)に示される等価降伏点の耐力値とし、曲げ終局強度実験値は実験時最大耐力とした。また、柱では、軸力比 0.5 を超えると曲げ終局強度の実験値/予測値が増大する傾向があること、また、引張軸力試験体が少ないことから、軸力比 0~0.5 までの試験体を用いた。

表 2 部材性能のばらつき

限界状態	対象部材	評価項目	$\bar{\psi}_s$	$V_{\psi_s}$	$\bar{\psi}_p$	$V_{\psi_p}$	$\bar{\psi}_m$	$V_{\psi_m}$	$\bar{R}/R_{av}$	$V_{R_{av}}$	
終局	柱・梁	曲げ終局強度	梁	1.00	0.05	1.09	0.08	1.00	0.03~0.05	1.09	0.10~0.11
						柱	1.17	0.10	0.98~1.00	0.02~0.09	1.15~1.17
		せん断終局強度		1.28 <sup>*1</sup>	0.15 <sup>*1</sup>	1.00	0.03~0.07	1.28	0.16~0.17		
		付着割裂せん断強度		1.17 <sup>*1</sup>	0.12 <sup>*1</sup>	1.00	0.03~0.07	1.17	0.13~0.15		
	接合部	接合部	十字形	1.24 <sup>*1</sup>	0.10 <sup>*1</sup>	1.00	0.07	1.24	0.13		
			せん断強度	ト形	1.35 <sup>*1</sup>			0.18 <sup>*1</sup>	1.35	0.20	
耐震壁	曲げ終局強度		1.14 <sup>*1</sup>	0.11 <sup>*1</sup>	1.00~1.01	0.02~0.10	1.14~1.15	0.12~0.16			
	せん断終局強度		1.27 <sup>*1</sup>	0.15 <sup>*1</sup>	1.00~1.02	0.03~0.09	1.26~1.30	0.16~0.18			
使用	柱・梁	曲げ降伏強度	梁	1.00	0.05	1.13	0.10	1.00	0.03~0.05	1.13	0.12
						柱	0.99	0.12	0.99~1.00	0.01~0.06	0.98~0.99
		せん断ひび割れ強度		1.09 <sup>*1</sup>	0.35 <sup>*1</sup>	1.00	0.03~0.05	1.09	0.36		
	耐震壁	せん断ひび割れ強度		0.99 <sup>*1</sup>	0.25 <sup>*1</sup>	1.00	0.03~0.05	0.99	0.26		

\*1 靱性指針<sup>3)</sup>による

表 3 材料強度のばらつきによる変動に関する検討内容一覧

限界状態	対象部材	評価項目	検討方法
終局	梁柱	曲げ終局強度	表 4 の CASE1~4 の検討断面を考慮し、軸力比を0.1~0.8 の 0.1 ピッチで考慮。
		せん断終局強度	表 4 の CASE0~1 の検討断面を考慮。せん断検討時には基準化横補強筋量 $p_w \sigma_{wy} / \lambda \nu_{OB}$ を 0.1~0.8 の 0.1 ピッチで、付着検討時には横補強筋比を 0.2~1.2% の 0.2% ピッチで考慮。コンクリート圧縮強度有効係数に CEB 式を使用。塑性ヒンジ回転角 $R_p=0$ と設定。
		付着割裂せん断強度	
	接合部	せん断終局強度	コンクリート圧縮強度のみについて考慮。
耐震壁	曲げ終局強度		表 5 に示す 5 種類の断面形状を有する検討断面を考慮し、軸力比を 0~0.2 の 0.1 ピッチで考慮。曲げ検討時には壁筋断面積を $0.2 a_i \sim 2.0 a_i (a_i: 柱主筋量 15312 \text{mm}^2)$ に、せん断検討時には $p_s \cdot \sigma_{sy} / \nu_{OB}$ を 0.1~0.8 の 0.1 ピッチで考慮。コンクリート圧縮強度有効係数に CEB 式を使用。塑性ヒンジ回転角 $R_p=0$ と設定。
	せん断終局強度		
使用	柱梁	曲げ降伏強度	表 4 の CASE1~4 の検討断面を考慮し、軸力比を0.1~0.8 の 0.1 ピッチで考慮。
		せん断ひび割れ強度	軸力比を 0~0.8 の 0.1 ピッチで考慮。
	耐震壁	せん断ひび割れ強度	

\*材料強度の検討範囲  $\sigma_B$  (コンクリート圧縮強度): 20N/mm<sup>2</sup>~90N/mm<sup>2</sup>で 10N/mm<sup>2</sup>ピッチ  
 $\sigma_y$  (主筋降伏強度): SD295,SD345,SD390,SD490  
 $\sigma_{wy}$  (横補強筋降伏強度): SD290,SD390,SD785,SD1275  
 $\sigma_{sy}$  (壁筋降伏強度): SD295,SD345,SD390

表 4 柱梁の検討断面






	CASE0	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
断面 B×D	600 mm×800mm	800mm×800mm			
断面配筋					
主筋	U:4+2-D35 D:4+2-D35	16-D35	8-D35	20-D35	12-D35
引張鉄筋比(%)	1.20	1.05	0.45	1.35	0.90
せん断スパン比	3		1.5		

表 5 耐震壁の検討断面

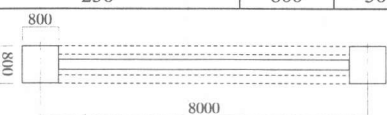
	CASE0	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
壁長さ Lw(mm)	8000		4000	8000	
壁高さ Hw(mm)	3000	6000		3000	
壁厚 tw(mm)	250		800	500	
断面形状					
柱配筋	16-D35				

表 6 材料強度のばらつき

材料	材種	実強度/規格強度	
		平均値	変動係数
鉄筋	SD295	1.25	0.05
	SD345	1.15	0.05
	SD390	1.15	0.03
	SD490 以上	1.10	0.03
コンクリート	Fc20~Fc90	1.25	0.1

### 3.3 材料強度のばらつきによる変動

材料強度のばらつきによる変動(平均値  $\bar{\psi}_m$ , 変動係数  $V_{\psi_m}$ )は、材料強度を表 6 に仮定した実強度/規格強度の平均値と変動係数を有する正規分布変数を仮定し、表 3 に示す検討内容に従って各評価項目ごとに試行回数 10000 回のモンテカルロシミュレーションを実施することにより算定した。

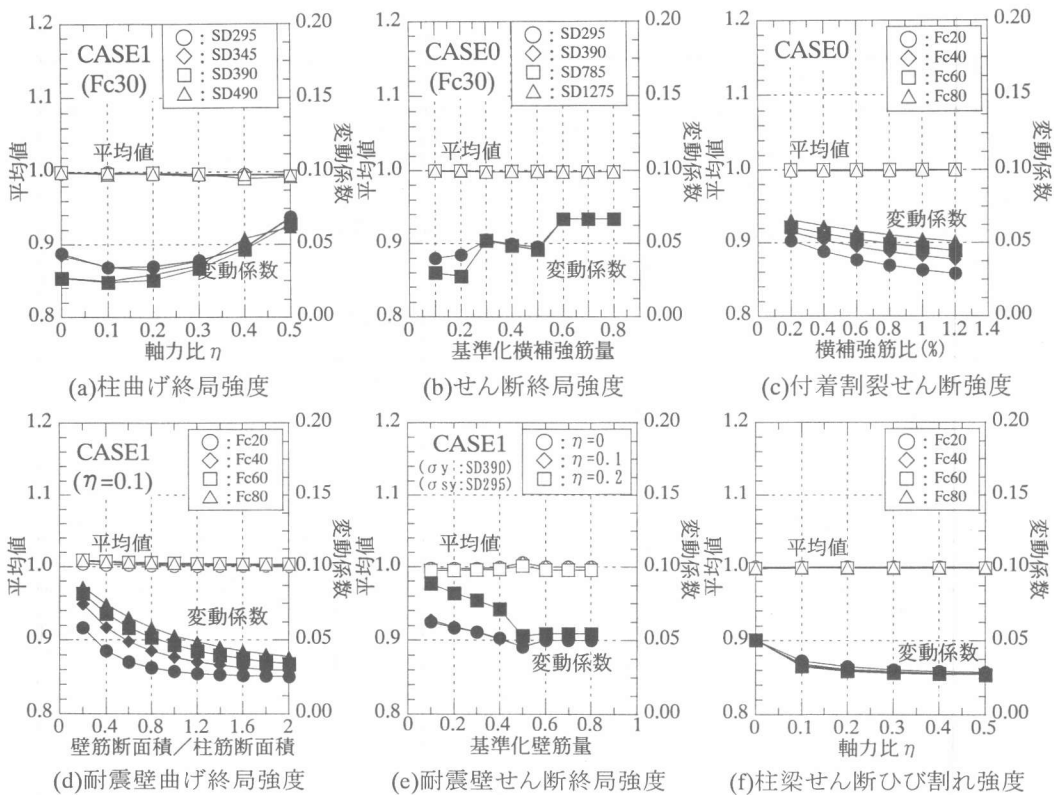


図1 材料強度のばらつきによる変動の傾向

なお、柱部材の検討において、軸力比はコンクリート設計基準強度に対する比として考慮し、軸力一定でシミュレーションを実施した。

表2に示す平均値 $\bar{\psi}_m$ 、変動係数 $V_{\psi_m}$ より、平均値は公称値に平均強度 $R_{av}$ を用いたため概ね1.0となる。一方、変動係数は解析パラメータにより変動する。変動幅が比較的大きくなる評価項目についてその傾向の例を図1に示す。これより、変動係数は、①柱曲げ終局強度では、高強度主筋ほど小さく、軸力比0.2程度まで小さくなり、それ以上で大きくなる。②柱梁せん断強度では、基準化横補強筋量 $p_w \sigma_{wy} / \lambda v_{OB}$ の増大に伴い増大し、基準化横補強筋量が少ない場合に横補強筋強度が高いほうが小さい。③柱梁の付着割裂によるせん断強度では、横補強筋比 $p_w$ が多いほど、コンクリート強度が低いほど減少する。④耐震壁曲げ終局強度では、片側の柱主筋総断面積に対する壁筋総断面積の割合が大きいほど、また、コンクリート強度が低いほど減少する。⑤耐震壁せん断終局強度は、基準化壁筋量

$p_s \cdot \sigma_{sy} / v_{OB}$ の増大に伴い減少し、軸力比が0.2になると増大する。⑥柱梁のせん断ひび割れ強度は、軸力比の増大に伴い減少し、コンクリート強度による差異は小さい、等の傾向が見られる。なお、図1に示した評価項目以外の変動係数は、柱曲げ降伏強度では、曲げ終局強度と同様な傾向を示し、接合部せん断強度ではコンクリート強度によらず一定値であった。

### 3.4 真の耐力のばらつき

本研究で定義した式(4)及び式(5)で得られる真の耐力の平均値 $\bar{R} / R_{av}$ と変動係数 $V_{R_{av}}$ を表2に示す。平均値は公称値 $R_n$ に平均強度 $R_{av}$ を用いたので性能評価式の平均値がほぼ真の耐力の平均値となる。変動係数は、柱の曲げ降伏・終局強度及び耐震壁の曲げ・せん断強度で性能評価式と材料強度の変動係数の影響を受け、それ以外は性能評価式の変動係数とほぼ同様な値である。従って、真の耐力のばらつきは、性能評価式の精度に受ける影響が大きい。

表 7 設計式一覧

設計方針	限界状態	設計項目	設計式
強度型 靱性型	限界	全部材	① $MD \leq \phi \cdot Mn$ 及び $QD \leq \phi \cdot Qn$
		柱梁の曲げ設計	② $MD \leq \phi \cdot BMn$ : ヒンジを計画する梁
			③ $MD \leq \phi \cdot cMn$ : ヒンジを計画する柱
			④ $J \cdot \gamma \cdot BMn \leq \phi \cdot cMn$ : ヒンジを計画しない柱
		柱梁のせん断・付着設計	⑤ $\gamma \cdot fQn \leq \phi \cdot Qn$ : ヒンジを計画する梁
			⑥ $J \cdot \sum \gamma \cdot BMn / h \leq \phi \cdot cQn$ : ヒンジを計画しない柱
		柱梁接合部のせん断設計	⑦ $(\gamma \cdot cMn + J \cdot \gamma \cdot BMn) / h \leq \phi \cdot cQn$ : 片端ヒンジ柱
耐震壁の曲げ設計	⑧ $\gamma \cdot fVn \leq \phi \cdot Vn$ : 柱梁接合部		
耐震壁のせん断設計	⑨ $MD \leq \phi \cdot WMn$ : ヒンジを計画する耐震壁		
⑩ $\gamma \cdot wQn \leq \phi \cdot wQn$ : ヒンジを計画する耐震壁			
強度型 靱性型	使用	全部材	⑪ $MD \leq \phi \cdot Mn$ 及び $QD \leq \phi \cdot Qn$

$MD, QD$  : 設計用応力,  $Mn, Qn$  : 平均強度,  $\phi, \gamma$  : 耐力係数, 曲げに対する荷重係数  
 $fQn, fVn$  : 梁曲げ強度時公称せん断力,  $J$  : 接合部寸法と力の釣り合いによる梁モーメントから柱モーメントへの変換係数  
 $\sum BMn$  : 柱上下のモーメントの総計,  $h$  : 柱のクリアスパン

表 8 部分安全係数係数一覧

設計方針	限界状態	対象部材	評価項目	$\beta$	$\beta=2$ の時の変動									
					1.0	1.5	2.0	平均	変動係数	2.5	3.0	3.5		
共通 強度型	終局	柱・梁	曲げ終局強度	$\phi$	1.02	0.99	0.95	0.959	0.004	0.92	0.89	0.87		
			梁柱		1.06	1.01	0.97	1.003	0.013	0.93	0.89	0.85		
			せん断終局	1.14	1.08	1.03	1.034	0.006	0.97	0.93	0.88			
			付着割裂せん断	1.06	1.01	0.97	0.978	0.004	0.93	0.89	0.85			
		接合部	接合部	十字	1.13	1.09	1.05	1.049	0.001	1.01	0.97	0.93		
			せん断	ト形	1.17	1.11	1.04	1.043	0.001	0.98	0.93	0.87		
		耐震壁	曲げ終局	$\phi$	1.03	0.99	0.94	0.968	0.008	0.90	0.86	0.82		
	せん断終局		$\phi$	1.12	1.06	1.01	1.031	0.009	0.95	0.91	0.86			
	使用	柱・梁	曲げ	$\phi$	1.10	1.10	1.09	1.093	0.001	1.08	1.08	1.07		
			降伏		柱	0.96	0.95	0.94	0.951	0.003	0.94	0.93	0.92	
		耐震壁	せん断ひび割れ	$\phi$	0.99	0.97	0.95	0.956	0.001	0.93	0.92	0.90		
			せん断ひび割れ	$\phi$	0.93	0.92	0.90	0.908	0.001	0.89	0.88	0.87		
	靱性型	終局	柱・梁	曲げ終局強度	$\gamma$	ヒンジ梁	1.16	1.20	1.24	1.231	0.004	1.28	1.32	1.36
						ヒンジ柱	1.26	1.31	1.37	1.338	0.008	1.42	1.49	1.55
非ヒンジ柱						1.03	0.97	0.92	0.955	0.016	0.87	0.82	0.77	
せん断終局				$\phi$	1.10	1.03	0.96	0.967	0.007	0.90	0.84	0.78		
付着割裂せん断				$\phi$	1.03	0.97	0.92	0.925	0.005	0.87	0.82	0.77		
接合部			接合部	十字	1.10	1.05	0.99	0.995	0.001	0.94	0.89	0.85		
			せん断	ト形	1.13	1.04	0.96	0.964	0.001	0.89	0.82	0.77		
耐震壁			曲げ終局	$\gamma$	1.25	1.30	1.37	1.323	0.012	1.43	1.50	1.57		
			せん断終局	$\phi$	1.08	1.01	0.94	0.966	0.011	0.87	0.81	0.76		

#### 4. 部分安全係数

##### 4.1 設計式

構造計画は限界指針に従い、①強度抵抗型、②靱性抵抗型の設計方針を考慮する。表 7 に設計式一覧を示す。強度抵抗型では全強度が荷重効果による応力を上回るように設計する。一方、靱性抵抗型では、靱性指針と同様に梁降伏型降伏機構を計画し、まず荷重効果に対してヒンジ

部の曲げ強度を確保し、降伏機構を保証するために、ヒンジ部の曲げ強度に基づく各部の応力を荷重効果とみなし、非ヒンジ部の曲げ設計およびせん断・付着設計を行う必要がある。

##### 4.2 部分安全係数の算定

主に地震荷重を想定した場合の部分安全係数算定において、分離係数は、荷重効果に対す

る場合(強度型設計時及び靱性型のヒンジ部材曲げ設計時)に、限界指針に準じて終局限界時に $\alpha R = 0.60$ 、使用限界時に $\alpha R = 0.10$ とした。一方、靱性型設計時のヒンジ部材で曲げに対するせん断・付着設計等を行う際には、部材性能同士の比較なので、それぞれのばらつきを考慮して $\alpha S = 0.60$ 、 $\alpha R = 0.80$ とした。表8に信頼性指標 $\beta$ ごとに部分安全係数一覧を示す。なお、荷重係数及び耐力係数は得られた部分安全係数のうち最大値及び最小値を採用した。同表には部分安全係数のばらつきの例として $\beta = 2.0$ 時の部分安全係数の平均値と変動係数を併記する。

部分安全係数は既検討<sup>4)</sup>において材料強度の影響が見られたが、公称値 $R_n$ に平均強度 $R_{av}$ を用いれば部分安全係数はほぼ一定となる。これは、真の部材強度の平均値が平均強度 $R_{av}$ を用いたためほぼ一定値を示したこと、また、真の部材強度の変動係数の変動幅も小さいためである。従って、各評価項目に対して表8の部分安全係数を用いれば材料強度による影響が少なく、より合理的な設計が可能であると考えられる。

なお、実設計の際に材料強度のばらつきを設定する必要があるが、本研究で算定した部分安全係数は、表6で仮定した材料強度の変動係数以下であれば真の耐力のばらつきが小さくなるため、安全側の評価となるものと考えられるが、それを超える場合には危険側の評価となる可能性があるため注意が必要となる。

## 5. まとめ

鉄筋コンクリート造建物における限界状態設計法の構築のために、信頼性理論による荷重耐力係数法を用いて、主に地震荷重を想定した耐震信頼性評価を行い、使用限界状態及び安全限界状態における部分安全係数を導いた。本研究では、耐力の公称値に平均強度を用いることにより、材料強度の影響が少なく、より合理的な部分安全係数が得られた。ただし、本研究で設定した材料強度の変動係数と異なる場合には注意が必要である。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会限界状態設計法小委員会:建築物の限界状態設計指針(案)第1版, 1999.4
- 2) 日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説, 1998
- 3) 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・同解説, 1999
- 4) 前田匡樹, 江原礼子, 永井寛, 倉本洋, 久保哲夫:鉄筋コンクリート造建物の耐震信頼性評価(その1~2), 日本建築学会大会梗概集, 1999.9
- 5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法一, 1999
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度に関する資料, 1987
- 7) 日本建築学会:鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説, 1990
- 8) 国土開発技術研究センター:平成4年度構造性能分科会報告書, pp.III-30~31及びVII-71~72, 平成5年3月
- 9) 中岡章郎ほか:曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋の加工形式の影響, コンクリート工学年次論文集 14-2, pp.937-942, 1992
- 10) 大屋戸理明ほか:高強度電炉鉄筋の開発に関する研究(その6), 日本建築学会大会梗概集, pp.505-506, 1992.8
- 11) 布施尚ほか:主筋に異種強度鉄筋を混用したRC梁の曲げせん断実験, 日本建築学会大会梗概集, pp.425-426, 1993.9
- 12) 石川裕次ほか:短スパン梁の強度と靱性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 16-2, pp.341-346, 1994
- 13) 笹谷輝勝ほか:プレキャスト型枠を用いた梁の力学的性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集 17-2, pp.219-224, 1995
- 14) 永井寛ほか:高強度材料を使用した高層RC短スパン梁の実験的研究, コンクリート工学年次論文集 17-2, pp.583-588, 1995
- 15) 幸村信行ほか:鉄筋コンクリート梁部材の降伏変形評価法に関する実験的研究(その1~2), 日本建築学会大会梗概集, pp.303-306, 1997.9
- 16) 辰濃達ほか:高強度せん断補強筋を用いたRC梁部材のせん断性状に関する実験研究, 日本建築学会大会梗概集, pp.723-728, 1992.8
- 17) 小森淳ほか:c $\sigma_B=1200(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 級の超高強度コンクリートを用いたRC梁部材のせん断性状に関する実験研究, 日本建築学会大会梗概集, pp.407-408, 1993.9
- 18) 田中礼治ほか:HHRC構造に関する研究(その1~4), 日本建築学会大会梗概集, pp.303-310, 1991.9
- 19) 黒生清治ほか:高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能の評価に関する研究(その1~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2109-2116, 1983.9
- 20) 黒生清治ほか:高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能の評価に関する研究(その5~7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1729-1734, 1984.10
- 21) 板倉康久ほか:高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いたRC柱のせん断耐力と変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.14-2, pp.291-296, 1992
- 22) 木村秀樹ほか:高軸力下における超高強度コンクリートを用いたRC柱の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.16-2, pp.871-876, 1994
- 23) 中澤淳ほか:高強度マルチフープを用いた鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.14-2, pp.301-306, 1992
- 24) 丸田誠ほか:高強度材料を用いた高層RC柱の弾塑性挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.14-2, pp.523-528, 1992
- 25) 加藤大介ほか:高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.14-2, pp.541-546, 1992
- 26) 越路正人ほか:高強度電炉鉄筋の開発に関する研究(その7~8), 日本建築学会大会梗概集, pp.507-510, 1992.8
- 27) 張愛暉ほか:高強度鉄筋USD685を用いた高層RC柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.16-2, pp.617-622, 1994
- 28) 濱田真ほか:超高強度材料を使用したRC柱に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集報告集, Vol.18, No.2, pp.893-898, 1996
- 29) 張愛暉ほか:高強度材料を用いたRC柱の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.18-2, pp.899-904, 1996
- 30) 内田健一朗ほか:高強度プレキャスト鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究(その1~2), 日本建築学会大会梗概集, pp.9-12, 1996.9
- 31) 村田耕司ほか:FC800高強度コンクリートと高強度主筋(SD490,685)を用いたRC柱の曲げせん断実験(その1~2), 日本建築学会大会梗概集, pp.167-170, 1996.9