

論文 PC 骨組構造における全体降伏機構形成の信頼性に関する一考案

出口 兼^{*1}・中塚 信^{*2}

要旨：梁を PC(PRC)造,柱を RC 造とした骨組構造において,地震荷重時に靱性に富む全体降伏機構を実現するための設計手法について検討した。骨組の崩壊メカニズムはさまざまな不確定要因によって変動するが,本論ではもともと影響の大きい部材耐力のばらつきが及ぼす影響を考慮する。すなわち,部材を曲げ降伏先行型の破壊モードとするためのせん断余裕度,および骨組を全体崩壊型の降伏機構とするための柱梁耐力比について,信頼性理論に基づく荷重耐力係数設計方式を準用して考察した。

キーワード：耐力のばらつき,破壊モード,全体降伏機構,せん断余裕度,柱梁耐力比

1. はじめに

プレストレスト(鉄筋)コンクリート(以下「PC(PRC)」と略記)骨組を地震時に靱性に富む挙動をする構造とするためには,部材レベルでの曲げ降伏先行型の破壊モード,ならびに骨組レベルでの全体崩壊型の降伏機構を保証することが必要と考えられる。そのため,前者については部材のせん断耐力を曲げ降伏機構時のせん断耐力以上にすること,後者については柱の曲げ耐力が梁のそれを上回る必要である。

一方,部材耐力は,材料強度の不確定性,耐力式の精度,部材寸法のばらつき等の理由により確定値ではなく変動する。部材耐力がばらつくと部材の破壊モードと骨組の降伏機構も変動する。しかし,PC(PRC)部材耐力のばらつきが部材の破壊モードおよび骨組の降伏機構に及ぼす影響を定量的に評価した研究例はほとんどない。RC 造については文献 1)で評価手法が示され,文献 2)ほかに評価例がある。

本論は,PC(PRC)部材耐力のばらつきについて筆者らがこれまでに得た成果^{3)~8)}を用い,梁部材において曲げ降伏先行型の破壊モードを

生起させるための安全係数,ならびに骨組において全体降伏機構を保証するための安全係数を,それぞれ信頼性理論に基づき考察したものである。

2. 梁部材耐力のばらつき

PC(PRC)骨組構造の梁部材として,プレストレスト量を変えた上で曲げ耐力がほぼ同じ大きさになるように設定した表 1 に示す4種の解析断面について考察する。これらの断面についての曲げ耐力・せん断耐力のばらつきの統計値は文献 8)によれば表 2 のようになる。表 2 における梁の曲げ耐力 $M_B, M_{B,B}, M_u$ およびせん断耐力 Q_{u1}, Q_{u2} の評価式には,日本建築学会 PC 規準⁹⁾および同 PRC

表 1 解析断面

断面名称	PC	PRC-1	PRC-2	RC
断面				
$b \times D$ (mm)	550 × 1000	550 × 1000	550 × 1000	550 × 1000
せん断スパン比	1.5	1.5	1.5	1.5
PC鋼材(SWPR7A)	2c-24-φ 12.4	2c-19-φ 12.4	2c-10-φ 12.4	—
有効プレストレス(kN)	3,896	3,084	1,623	—
上端筋(SD345)	—	4-D25	8-D25	7-D38
下端筋(SD345)	—	4-D25	8-D25	7-D38
d (mm)	930	930	930	930
d_p (mm)	500	500	500	—
コンクリート強度 F_c (N/mm ²)	35	35	35	35
プレストレス率 λ_p	1.00	0.78	0.48	0

*1 和歌山県土木部営繕課 工修(正会員)

*2 大阪大学大学院工学研究科建築工学専攻 助教授 工博(正会員)

表2 梁の曲げ耐力およびせん断耐力のばらつき

耐力式	解析断面	平均値	変動係数
$B M_B$	PC	1.17	0.117
	PRC-1	1.24	0.120
	PRC-2	1.22	0.112
	RC	1.29	0.143
$B M_u$	PC	1.02	0.151
	PRC-1	1.23	0.145
	PRC-2	1.23	0.144
	RC	1.37	0.168
Q_{u1}	PC	1.34	0.165
	PRC-1	1.61	0.147
	PRC-2	1.63	0.202
	RC	1.86	0.261
Q_{u2}	PC	1.39	0.103
	PRC-1	1.34	0.159
	PRC-2	1.48	0.198
	RC	1.55	0.162

指針¹⁰⁾から下記の式(1)~(4)を使用している。

$$B M_B = \left\{ 1 - 0.5(q + q_s) \right\} p b d^2 \sigma_{py} + \left\{ \frac{d_s}{d} - 0.5(q + q_s) \right\} p_s b d^2 \sigma_{sy} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$B M_u = \frac{7}{8} T_y d + T_p \left(d_p - \frac{1}{8} d \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$Q_{u1} = \left\{ \alpha (f_s + 0.1 \sigma_g') + 0.5 f_w f_y (p_w - 0.002) \right\} b_o j \quad (3)$$

$$Q_{u2} = b_o j_o p_w f_y + \frac{b_o D}{2} (v F_c - 2 p_w f_y) \tan \theta \quad \dots (4)$$

なお、表2の平均値・変動係数は、公称耐力(材料強度等の公称値を使った計算値)に対する実構造物の耐力(実験値をもとにした予測値)についてのものであり、実験値のデータ数は、曲げ耐力については計140体、せん断耐力については計62体である。

3. 梁部材の破壊モードの信頼性

3.1 破壊モードの信頼性に関する規範式

梁部材において曲げ降伏先行型の破壊モードを実現させるためには、せん断耐力 Q_u が曲げ降伏時せん断力 Q_M を上回るように設計する必要がある(式(5))。

$$Q_u \geq Q_M \quad \dots\dots\dots (5)$$

2. に示したように、梁部材の曲げ耐力およびせん断耐力はある一定のばらつきを持っているので、それぞれの耐力の公称値に対して、せん断耐力低減係数 ϕ_1 、曲げ降伏時せん断力割増係数 γ_1 を使い、

$$\phi_1 Q_{un} \geq \gamma_1 Q_{Mn} \quad \dots\dots\dots (6)$$

という規範式を与えれば、 ϕ_1 が耐力係数、 γ_1 が荷重係数に相当する荷重耐力係数設計(以下「LRFD」と略記)規範式(文献5)参照)と同じ形となり、信頼性に関する手法が適用できる。すなわち、安全係数 ϕ_1, γ_1 を信頼性指標 β と関連付けて式(7),(8)により設定することができる。ここで耐力の確率密度関数は対数正規分布を仮定した。

$$\phi_1 = \frac{1}{\sqrt{1+V_{Qu}^2}} \exp(-\alpha_{Qu} \beta \sigma_{\ln Qu}) \frac{\bar{Q}_u}{Q_{un}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{\sqrt{1+V_{QM}^2}} \exp(-\alpha_{QM} \beta \sigma_{\ln QM}) \frac{\bar{Q}_M}{Q_{Mn}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\alpha_{Qu} = \frac{\sigma_{\ln Qu}}{\sqrt{\sigma_{\ln Qu}^2 + \sigma_{\ln QM}^2}} \quad \alpha_{QM} = \frac{\sigma_{\ln QM}}{\sqrt{\sigma_{\ln Qu}^2 + \sigma_{\ln QM}^2}}$$

$$\sigma_{\ln Qu} = \sqrt{\ln(1+V_{Qu}^2)} \quad \sigma_{\ln QM} = \sqrt{\ln(1+V_{QM}^2)}$$

記号 ϕ_1 :せん断耐力低減係数(耐力係数)
 γ_1 :曲げ降伏時せん断力割増係数(荷重係数)
 Q_{un}, \bar{Q}_u :せん断耐力の公称値,平均値
 Q_{Mn}, \bar{Q}_M :曲げ降伏時せん断力の公称値,平均値
 σ :標準偏差, V :変動係数
 β :信頼性指標, α :分離係数

また、式(6)を

$$\frac{Q_{un}}{Q_{Mn}} \geq \frac{\gamma_1}{\phi_1} \quad \dots\dots\dots (9)$$

の形に書き換えれば、 γ_1 / ϕ_1 はいわゆるせん断余裕度と呼ばれる破壊モードを決定する指標であり、せん断耐力の公称値と曲げ降伏時せん断力の公称値との比で表される。

3.2 破壊モードの安全係数の算定

PC(PRC)梁部材において曲げ降伏先行型の破壊モードを保証する安全係数を、式(7),(8)により算定した。梁断面は表1の4種の解析断面とし、ばらつきの大きさは使用する耐力式(1)~(4)に対応する表2の値を用いた。すなわち、式(7),(8)における $\bar{Q}_u / Q_{un}, V_{Qu}$ は表2のせん断耐力のばらつきを使用し、 $\bar{Q}_M / Q_{Mn}, V_{QM}$ は曲げ耐力のばらつきに等しいものとして表2の曲げ耐力のばらつきを使用した。計算した結果の一部を図1と図2に示す。また、信頼性指標 $\beta=2.0$ の場合の安全係数を表3に示す。

図1は耐力式に $B M_B$ と Q_{u1} を使ったときの信頼性指標 β と安全係数との関係を解析断面間で比較した図である。曲げ耐力・せん断耐力ともには

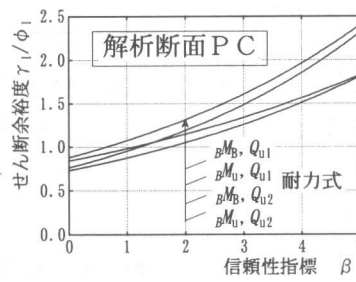
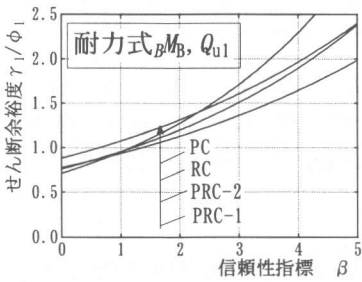
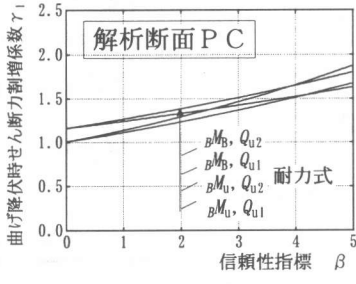
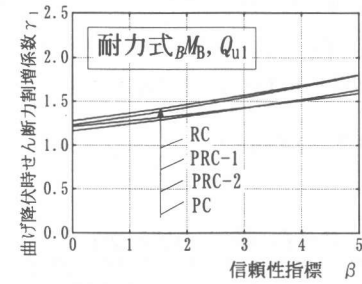
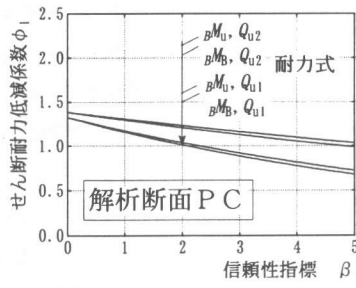
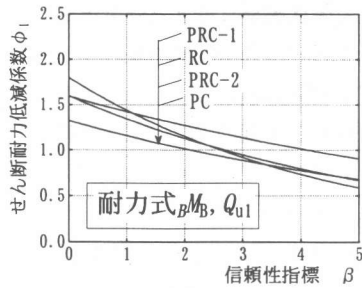


図1 信頼性指標と安全係数の関係 (解析断面間の比較)

図2 信頼性指標と安全係数の関係 (耐力式間の比較)

表3 曲げ降伏先行型の破壊モードとするための安全係数 (beta=2.0の場合)

耐力式	解析断面	ϕ_1	γ_1	γ_1/ϕ_1
$B M_B, Q_{u1}$	PC	1.01	1.33	1.31
	PRC-1	1.27	1.43	1.13
	PRC-2	1.13	1.35	1.20
	RC	1.15	1.47	1.28
$B M_B, Q_{u2}$	PC	1.21	1.38	1.15
	PRC-1	1.03	1.42	1.38
	PRC-2	1.03	1.35	1.31
	RC	1.20	1.54	1.28
$B M_u, Q_{u1}$	PC	1.04	1.24	1.19
	PRC-1	1.29	1.49	1.15
	PRC-2	1.15	1.44	1.25
	RC	1.17	1.62	1.38
$B M_u, Q_{u2}$	PC	1.23	1.29	1.05
	PRC-1	1.05	1.48	1.41
	PRC-2	1.06	1.44	1.36
	RC	1.22	1.72	1.40

らつきの大きい RC 断面では、 β を変えたときの安全係数の変化の幅が大きく、耐力式を $B M_u$ あるいは Q_{u2} として算定したときも同様の傾向を示した。解析断面による γ_1/ϕ_1 の差は $\beta=2.0$ のとき $0.18\sim 0.36$ である。

図2では、解析断面 PC について、信頼性指標 β と安全係数との関係を耐力式の組み合わせにより比較した。 ϕ_1 は主としてせん断耐力のばらつきに、 γ_1 は曲げ耐力のばらつきに支配されるので、 ϕ_1 は Q_{u1} 式と Q_{u2} 式に、 γ_1 は $B M_B$ 式と $B M_u$ 式にそれぞれ傾向が別れる。解析断面を PRC-1, PRC-2, RC として算定したときも同様の傾向を示した。耐力式による γ_1/ϕ_1 の差は、 $\beta=2.0$ のとき $0.12\sim 0.28$ である。

表3より、望ましくない破壊モード(せん断破壊)の生起確率 0.023 に相当する $\beta=2.0$ の信頼性を確保するためには、せん断余裕度 γ_1/ϕ_1 は、 $1.05\sim 1.41$ 以上の値をとる必要がある。

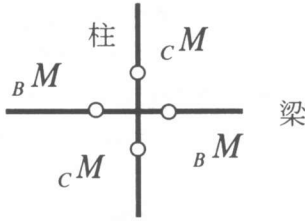
4. 骨組の降伏機構の信頼性

4.1 一節点の降伏機構の信頼性に関する規範式

本節では、梁に PC (PRC) 部材を、柱に RC 部材を使用した一般的な PC 骨組の降伏機構について考察する。梁については3.により、RC 柱についても文献2)等の同様の手法によりせん断破壊が防止されているものとし、柱・梁の曲げ耐力のみを考慮する。

骨組内の一節点における降伏機構は、柱の節点モーメントの和と梁のそれとを比較することにより、柱降伏型と梁降伏型に分類できる。柱と梁の曲げ耐力を $c M$ および $B M$ とすると、柱・梁それぞれの節点におけるモーメント和の比は柱梁耐力比(以下「COF」と略記)と呼ばれ、降伏機構を判

定する指標となる(図3参照)。



$\Sigma_c M$: 柱の曲げ耐力の和
 $\Sigma_B M$: 梁の曲げ耐力の和
 柱梁耐力比(COF): $\Sigma_c M / \Sigma_B M$

図3 一節点の柱梁耐力比

梁降伏先行型の降伏機構を形成するための条件は式(10)で表される。

$$\Sigma_c M \geq \Sigma_B M \quad \dots\dots\dots(10)$$

いま,この節点に集まる2本の柱と2本の梁の耐力は柱一柱間,梁一梁間で完全相関であると仮定すると,

$$cM \geq_B M \quad \dots\dots\dots(11)$$

$cM, B M$ はばらつきを持った確率変数であるから,

3.1と同様 LRFD方式のフォーマットで記すと式(12)となり,安全係数は式(13),(14)により信頼性指標 β と関連付けて計算することができる。

$$\phi_2 c M_n \geq \gamma_2 B M_n \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$\phi_2 = \frac{1}{\sqrt{1+V_{cM}^2}} \exp(-\alpha_{cM} \beta \sigma_{\ln cM}) \frac{cM}{cM_n} \quad \dots\dots(13)$$

$$\gamma_2 = \frac{1}{\sqrt{1+V_{BM}^2}} \exp(-\alpha_{BM} \beta \sigma_{\ln BM}) \frac{B M}{B M_n} \quad \dots\dots(14)$$

$$\alpha_{cM} = \frac{\sigma_{\ln cM}}{\sqrt{\sigma_{\ln cM}^2 + \sigma_{\ln BM}^2}} \quad \alpha_{BM} = \frac{\sigma_{\ln BM}}{\sqrt{\sigma_{\ln cM}^2 + \sigma_{\ln BM}^2}}$$

$$\sigma_{\ln cM} = \sqrt{\ln(1+V_{cM}^2)} \quad \sigma_{\ln BM} = \sqrt{\ln(1+V_{BM}^2)}$$

- 記号 ϕ_2 : 柱の曲げ耐力低減係数(耐力係数)
 γ_2 : 梁の曲げ耐力割増係数(荷重係数)
 cM_n, cM : 柱の曲げ耐力の公称値, 平均値
 $B M_n, B M$: 梁の曲げ耐力の公称値, 平均値
 σ : 標準偏差, V : 変動係数
 β : 信頼性指標, α : 分離係数

また,式(12)を

$$\frac{cM_n}{B M_n} \geq \frac{\gamma_2}{\phi_2} \quad \dots\dots\dots(15)$$

の形に書き換えれば, γ_2 / ϕ_2 は耐力のばらつきを考慮した COF(公称値に対する必要 COF)に相当する。

4.2 一節点の降伏機構に関する安全係数

骨組の一節点における降伏機構を梁降伏先行型とするための安全係数を,式(13),(14)により算定した。梁断面は表1の4種のPC~RC断面とし,ばらつきの大きさは使用する耐力式(1),(2)に対応する表2の $B M_B, B M_u$ の値を用いた。RC柱については,耐力式に日本建築学会RC規準(1991年版)¹¹⁾付20に示された略算式(16)を使ったときの統計値として,文献12)から表4の値を使用した(平均値・変動係数の算定方法は表2と同様)。

$$cM = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \dots\dots(16)$$

表4 RC柱の曲げ耐力のばらつき

	平均値	変動係数
cM	1.09	0.13

式(13),(14)により β を変化させて安全係数 $\phi_2, \gamma_2, \gamma_2 / \phi_2$ を計算した結果の一部を図4と図5に示す。また, $\beta = 2.0$ の場合の安全係数を表5に示す。

表5 PC骨組において梁降伏先行型の降伏機構とするための安全係数($\beta = 2.0$ の場合)

耐力式	解析断面	ϕ_2	γ_2	γ_2 / ϕ_2
$B M_B$	PC	0.89	1.36	1.52
	PRC-1	0.89	1.45	1.62
	PRC-2	0.89	1.40	1.58
	RC	0.91	1.58	1.74
$B M_u$	PC	0.91	1.27	1.39
	PRC-1	0.91	1.51	1.66
	PRC-2	0.91	1.51	1.66
	RC	0.92	1.76	1.91

図4と図5によれば, ϕ_2 は主として柱の耐力のばらつきにより決定され,梁の解析断面種別・耐力式にはほとんど影響されない。すなわち,梁のプレストレス量にかかわらず安全係数 ϕ_2 を一律に与えることができる。 γ_2 は梁の耐力のばらつきに支配され,その値は解析断面別あるいは耐力式別の平均値の大きさに比例し, γ_2 の β による変化の度合いは変動係数の大きいものほど大きい。したがって γ_2 と ϕ_2 との比で決まる γ_2 / ϕ_2 は γ_2 の傾向と一致し, β を大きくとるほど高い $\gamma_2 /$

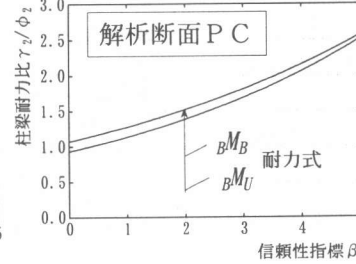
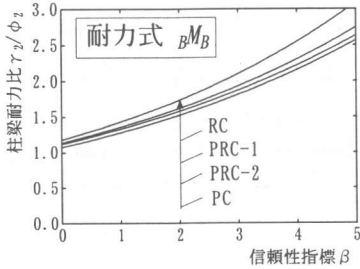
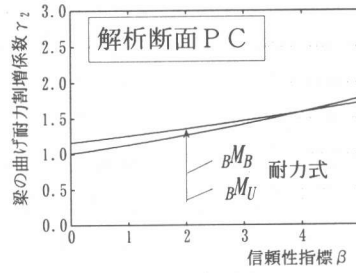
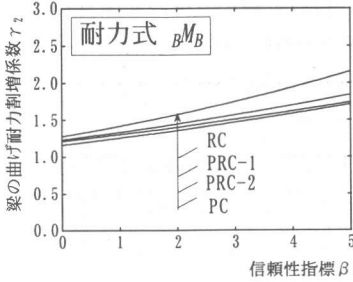
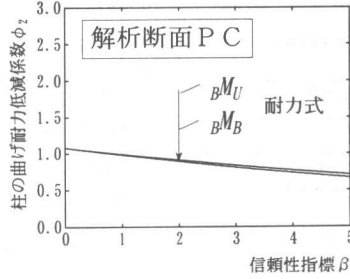
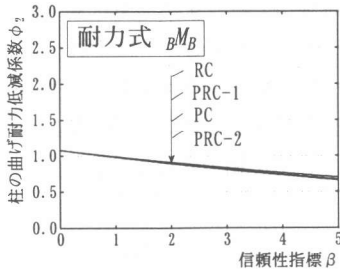


図4.信頼性指標と安全係数の関係 (解析断面間の比較)

図5.信頼性指標と安全係数の関係 (耐力式間の比較)

ϕ_2 が必要となる。

表5より $\beta=2.0$ のときの γ_2/ϕ_2 は ${}_B M_B$ 式では1.52~1.74、 ${}_B M_u$ 式では1.39~1.91の範囲にある。

以上より、現行規準・指針類で提案されている ${}_C M$ 、 ${}_B M_B$ 、 ${}_B M_u$ の耐力式を使うとき、 $\gamma_2/\phi_2=1.9$ で設計すれば一節点において梁降伏先行型が $\beta=2.0$ の信頼性のもとに保証される。PC、PRC-1、

PRC-2断面ならば、その値はさらに小さく与えることができる。また、 γ_2/ϕ_2 の解析断面による差は0.22~0.52であり、耐力式による差は0.04~0.17と解析断面による差に比べて小さい。

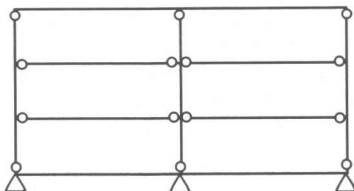
4.3 層の降伏機構に関する安全係数

前節までは骨組内の一節点の降伏機構について考察した。本節では層レベル(床レベル)の降伏機構について検討する。

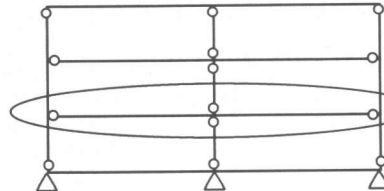
図6左に示すように、最上層の柱頭と最下層柱脚以外の全ての節点が梁降伏先行型となるとき、骨組は全体崩壊型の降伏機構を形成する。RC造骨組の降伏機構に関する研究例では一節点におけるCOFを提案しているものが多い。しかし、骨組が全体崩壊型の降伏機構を形成するためには必ずしもこのような厳しい条件が必要となるわけではない。とくにPC骨組構造では、全ての

節点で梁曲げ降伏先行型の降伏機構を実現しようとすると、非現実的な柱断面になる場合が少なくない。

そこで、設計時の実用的なCOFとして、層レベルでのCOFを骨組の全体崩壊型の降伏機構形成の指標として提案する。図6右に示すように、部分的に中間層の柱にヒンジ形成を許しても層崩壊を起こさなければ、骨組はエネルギー吸収能



梁降伏型の全体崩壊機構



層レベルでCOFを定義
 $COF: \Sigma_C M / \Sigma_B M$
 ○ ヒンジ位置

中間層の柱の一部に降伏ヒンジも許す全体崩壊機構

図6 骨組の全体崩壊型の例

に富む全体崩壊型の降伏機構を形成する。層崩壊を防止するためには、最上層と最下層を除くすべての層レベルで式(10)が成立すればよい。このことは文献 13)において、一定の条件下で成立することが証明されている。層レベルの COF を床位置の全ての節点に接続する柱の節点モーメントの和と梁のそれとの比と定義すれば、4.2 の考え方がそのまま適用できる。

図6の3層 2 スパン骨組中間層について考察する。一つの層において梁・柱がそれぞれ同一断面の場合(柱の軸力も同一と仮定する)、式(12)の ${}_cM_n, {}_B M_n$ をそれぞれ $6{}_cM_n, 4{}_B M_n$ に置き換えて表5の安全係数を適用する。梁が PC 断面で ${}_B M_B$ 式を使って耐力を算定する場合、

$$0.89 \times (6{}_cM_n) \geq 1.36 \times (4{}_B M_n) \quad \dots\dots(17)$$

となるように ${}_cM_n$ と ${}_B M_n$ の大きさを決定する。あるいは、 $6{}_cM_n$ と $4{}_B M_n$ の比を 1.52 以上となるように決めればよい。

層レベルの COF を使えば、各層の柱の降伏モーメント和の余裕分を各柱に分配する比率は任意であるので、設計の自由度が増し、メカニズムの制御が可能となる。

5. まとめ

既報で定量化した部材耐力のばらつきに関する統計値を用い、設計で想定した PC (PRC) 部材の破壊モードと骨組の降伏機構を生起させるための安全係数を、LRFD 規範式を準用して信頼性指標と関連付けて算定し、以下の知見を得た。

(1)部材の破壊モード

梁の破壊モードを両端曲げ降伏先行型とするための安全係数を、プレストレス量を変化させた 4 種の PC (PRC) 断面について算定した(表 3)。その結果、信頼性指標 $\beta = 2.0$ のときのせん断余裕度 γ_1 / ϕ_1 は 1.05~1.41 となり、使用する耐力式による差は 0.12~0.28、プレストレス量による差は 0.18~0.36 である。

(2)骨組の降伏機構

梁に PC (PRC) 部材、柱に RC 部材を使用した骨組について、一節点において梁曲げ降伏先行型

の降伏機構を保証するための安全係数を算定した(表5)。その結果、 $\beta = 2.0$ のときの柱梁耐力比 γ_2 / ϕ_2 は 1.39~1.91 となり、耐力式による差は 0.04~0.17 であるが、梁断面のプレストレス量による差は 0.22~0.52 であり、耐力式による差に比較して大きい。

一部の柱にはヒンジを許容するが層降伏を避ける設計方針の場合には、層レベルの安全係数を採用するのが合理的であり、そのとき上記一節点についての安全係数を層について準用できることを示した。

今後、モデル骨組について静的弾塑性解析あるいは動的応答解析を行い、本論で提案した安全係数の妥当性について検討することが必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会:建築物の限界状態設計指針(案)第1版,1999.4
- 2) 江原礼子ほか: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報告集,Vol.21, No.1, pp.433-438,1999
- 3) 出口 兼,中塚 侖:PC (PRC) 構造部材の曲げ耐力およびせん断耐力の耐力係数に関する一考察,日本建築学会近畿支部研究報告集,pp.465-468,1999.6
- 4) 出口 兼,中塚 侖:PC (PRC) 構造部材の曲げ耐力およびせん断耐力の耐力係数に関する一考察,日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1051-1052,1999.9
- 5) 日本建築学会:プレレスト(鉄筋)コンクリート構造部材の設計法-現状と将来-(第10章の部分),2000.4
- 6) 出口 兼,中塚 侖:PC (PRC) 構造部材の耐力係数に関する一考察,日本建築学会技術報告集第10号,pp.95-98,2000.6
- 7) 出口 兼,中塚 侖:PC (PRC) 構造部材の破壊モードの信頼性に関する解析的考察,日本建築学会大会学術講演梗概集(東北),pp.989-990,2000.9
- 8) 日本建築学会:プレレストコンクリート構造の設計,2000年度日本建築学会大会(東北)構造部門(PC)研究資料(3.2の部分),2000.9
- 9) 日本建築学会:プレレストコンクリート設計施工規準・同解説,1998.11(第4版)
- 10) 日本建築学会:プレレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・施工指針・同解説,1986.1
- 11) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1991.4
- 12) 日本建築学会:建築物の限界状態設計指針(案)第2版同試設計例,2000.10
- 13) 桑村 仁ほか: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みの設計,日本建築学会構造系論文報告集,第401号,pp.151-162,1989.7