

限界耐力計算における PC 構造の損傷限界に関する解析的検討

内山 執樹*1・中塚 信*2

1. はじめに

架構・部材の荷重-変形関係および部材の材料損傷度に基礎をおく性能設計法への移行が時代の趨勢になっている。同設計法の一つと位置づけられる限界耐力計算の告示（改正建築基準法告示第 1457 号の第 3）では、損傷限界の一つのクライテリアに材料弾性限界としてコンクリートの短期許容圧縮応力度 f_c （ $= 2/3 \cdot F_c$ ； F_c は設計基準強度）が規定されている。しかし、プレストレストコンクリート（以下 PC と略記）部材では、鉄筋コンクリート柱の軸力に対応すると考えられるプレストレス力が大きいため、ほとんどの部材の損傷限界がコンクリートの短期許容圧縮応力度で決定されることになり、その結果、損傷限界耐力は降伏耐力に比べ格段に低い値となる。また、その時の変形も小さいので、応答加速度スペクトルの低減率を過大に評価することにつながる。さらに、部材の構成材料が弾性範囲にとどまる小変形時を損傷限界と規定することは、PC 部材の最大の特徴である高復元性、すなわち荷重-変形関係の非線形弾性をまったく生かせないことになる。

本研究は、PC 部材の損傷限界に関する以上の問題点を考察するため、圧縮コンクリートの種々な損傷度（ひずみ）点が PC 梁断面の曲げモーメント-曲率関係上の、どの位置に出現するか、また、それらコンクリート損傷度点と引張鉄筋の短期許容応力度（降伏）時点との相対的な位置関係におよぼす鋼材係数の影響などを調べ、PC 部材としての望ましい損傷限界クライテリアについて考察する。さらに、想定した標準的な PC 架構の限界耐力計算における構造特性曲線上で、コンクリートの各種損傷度クライテリアに対応する仮想損傷限界がどのような位置に出現して損傷限界時安全率、安全限界時安全率および塑性率 (D_f) など、どのように対応するかを解析的に検討したものである。

2. 損傷限界クライテリアが断面の構造性能に及ぼす影響

2.1 解析断面と仮定

図 - 1 に解析断面の概要を示す。

仮定した材料は圧縮強度が 30 N/mm^2 のコンクリート、降伏強度が 345 N/mm^2 の異形鉄筋および降伏強度が 1580 N/mm^2 の PC 鋼材である。なお、PC 鋼材の有効導入応力は降伏強度の 0.68 と仮定した。図 - 2 にそれら材料の応力-ひずみ関係を示す。コンクリートのそれは応力上昇域が 2

次曲線、応力下降域が直線であると仮定し、そのストレスブロック係数 k_1, k_3, k_2 は圧縮縁ひずみ比 X （圧縮縁ひずみ ϵ_c / 圧縮強度時ひずみ ϵ_0 ）の各範囲によって、表 - 1 のように与えられるとした。普通鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性型とし、PC 鋼材のそれは 2 次直線の勾配が初期弾性係数の $1/100$ であるバイリニア型とした。なお、本論では鋼材係数 (q_{pr}) および終局プレストレス率 (λ) はそれぞれ式 (1) および (2) で定義されるものとした。

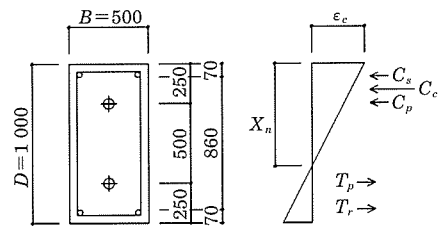


図 - 1 解析断面

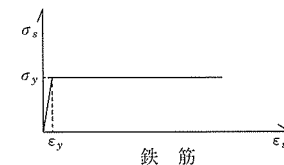
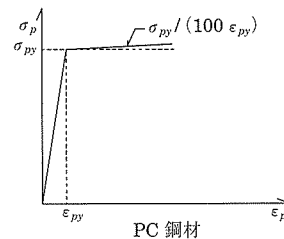
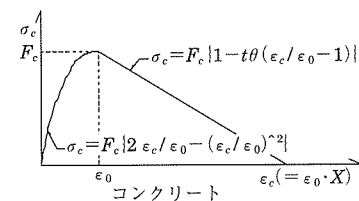


図 - 2 材料の仮定応力度-ひずみ度関係

*1 Shuki UCHIYAMA : オリエンタル建設(株) 福岡支店 技術部 建築設計チーム

*2 Tadashi NAKATSUKA : 大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻・助教授 工学博士

表 - 1 曲げ圧縮ストレスブロック係数算定式

X	$k_1 k_3(X) \quad k_2(X)$
$0 \leq X < 1$	$k_1 k_3(X) = 1 + \frac{\{(1-X)^3 - 1\}}{3X}$ $k_2(X) = 1 - \frac{\frac{1}{2} + \frac{(1-X)^3}{3X} + \frac{\{(1-X)^4 - 1\}}{12X^2}}{k_1 k_3(X)}$
$1 \leq X < \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$k_2 k_3(X) = -\frac{t\theta}{2} X + (1+t\theta) - \left(\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2}\right) \frac{1}{X}$ $k_2(X) = 1 - \frac{-\frac{t\theta}{3} X + \frac{1+t\theta}{2} - \frac{1+2t\theta}{12X^2}}{k_1 k_3(X)}$
$X \geq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$k_1 k_3(X) = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{2t\theta}\right) \frac{1}{X}$ $k_2(X) = 1 - \frac{\frac{(1+t\theta)^3}{6X^2} - t\theta - \frac{1}{2}}{k_1 k_3(X)}$

$$q_{pr} = (T_{ly} + T_{ry} + T_{co} - C_{ry}) / B \cdot D \cdot F_c \dots\dots\dots(1)$$

$$\lambda = M_p / (M_p + M_r) \dots\dots\dots(2)$$

T_{ly}, T_{ry} : 引張側および圧縮側の PC 鋼材規格降伏荷重
 T_{co} : 圧縮領域内 PC 鋼材長期有効張力 (圧縮領域に入らない場合は T_{ly} の一部として評価)

C_{ry} : 引張側および圧縮側鉄筋の規格降伏荷重

M_p, M_r : PC 鋼材および鉄筋による曲げ耐力

2.2 曲げモーメント-曲率 (ϕ) 関係と各種限界クライテリア点との関係

図 - 3 は, 鋼材係数 q_{pr} が標準的な 0.20 (図 - 4 参照) で, 終局プレストレス率 λ が 0.5, 0.75 および 0.95 である PC 梁断面の $M - \phi$ 関係において, 損傷度が各種クライテリアに達する点が, 同関係上のどのような位置に出現するかを示したものである。図中に示す各項目は, 上部から順に当該クライテリア点が出現することを意味する。これらの図によれば以下のようなことが分かる。

- 1) λ がいずれの場合でも, コンクリートの短期許容応力度 ($2/3 \cdot F_c$) 点は, $M - \phi$ 関係が著者に屈曲し始める引張鉄筋の降伏 (短期許容応力度) 時以前に生じている。
- 2) 引張鉄筋の短期許容応力度 (以下 *sft* と略記) 時耐力に対するそのときの耐力比は, λ の増大によって大きくなるが 70 ~ 90 % 程度で, また, 曲げ耐力計算値の前提になる PC 鋼材降伏時の約 60 % と低い。

2.3 各種クライテリア点の曲げ耐力と鋼材係数の関係

図 - 4 は, 鋼材係数 q_{pr} の大きさによって, 引張鉄筋の *sft* 点とコンクリート系のクライテリア点のいずれが先行するかを, 図 - 3 で考察した各種クライテリア点における曲げ耐力 (M_s) の終局曲げモーメント (M_u) 計算値に対する比率 (以下, 曲げ耐力比と略記) を縦軸にとって, $\lambda = 0.5, 0.75, 0.95$ をパラメータとして示したものである。なお M_u 算定にあたっては (3) および (4) 式を用いた。また同図において, *sft* 時を表す曲線とコンクリートの損傷クライテ

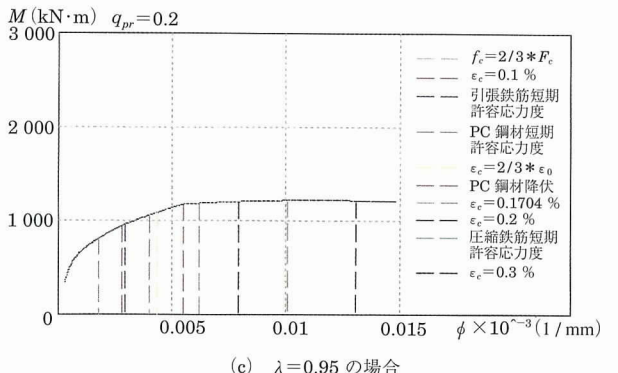
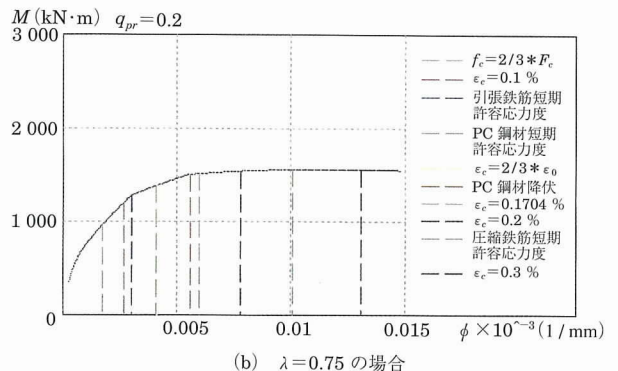
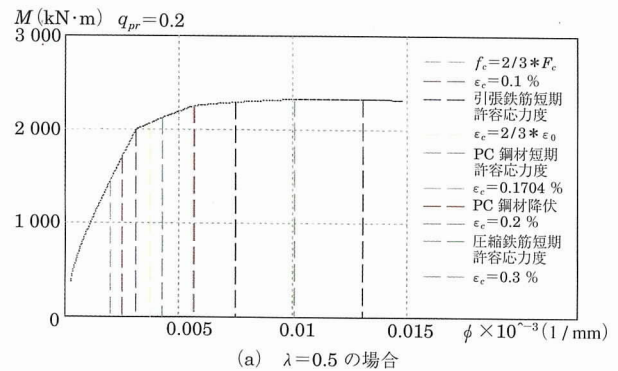


図 - 3 曲げモーメント-曲率 (ϕ) 関係図

リア点との交点 (A ~ D 点) は, 一種のつり合い鋼材係数である。

$$X_n = (T_{ly} + T_{ry} + T_{cy}) / (0.83 \cdot B \cdot F_c) \dots\dots\dots(3)$$

$$M_u = (T_{ly} + T_{ry}) \times (d_p - 0.42 \cdot X_n) + T_{ry} \times (d_r - 0.42 \cdot X_n) \dots\dots\dots(4)$$

ここで, d_p : PC 鋼材重心位置の圧縮縁からの距離
 d_r : 引張鉄筋重心位置の圧縮縁からの距離

同図によれば, λ が小さくなるに従って引張鉄筋の短期許容応力度がコンクリート系のクライテリアに先行して出現する q_{pr} の限界値は小さくなるが, おおよそ q_{pr} が 0.15 程度以下の小さい範囲では *sft* が先行的に現れる。しかし, $q_{pr} < 0.15$ の範囲は図 - 4 中に書き加えた 50 例の PC 梁断面¹⁾ による q_{pr} の頻度分布から分かるように, 通常の PC 梁ではあまり用いられない。言い換えれば, q_{pr} が 0.15 ~ 0.3 程度である通常の PC 梁ではコンクリート系のクライテリア点が出張鉄筋短期許容応力度点に一般的に先行する。また同図では, 上述の限界値を超える q_{pr} の増大に対して, コンクリート系クライテリア点の曲げ耐力比が相対的に小

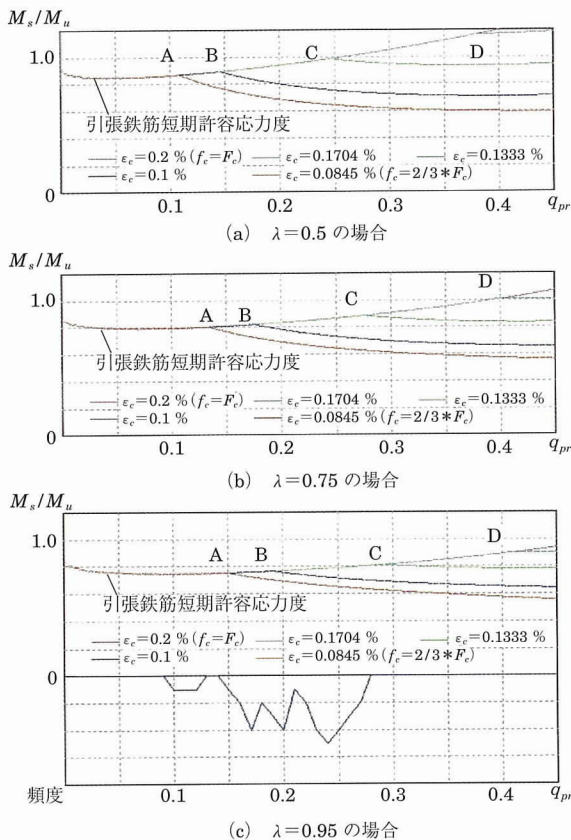


図 - 4 曲げ耐力比—鋼材係数関係図

さくなる傾向が見られる。このことは告示に従う損傷限界、すなわち $2/3 \cdot F_c$ 点時の曲げ耐力が M_u に対し低下すること、さらにいえば損傷限界時の曲げ耐力を確保のためには q_{pr} の増大に対してコンクリート系の損傷クライテリア（圧縮ひずみ）をより大きく想定する必要があることを示している。

なお、引張鉄筋許容応力度時に比べコンクリート許容応力度時が先行する現象は、高層やスパンが大きい建物などにおける高軸力 RC 柱などにおいても生じると予想される。

図 - 5 は、図 - 3 (a) の断面と終局曲げモーメント計算値 ($M_u = 2284 \text{ kN}\cdot\text{m}$) が同じで λ が異なる断面について、曲げ耐力比がコンクリートの損傷度（圧縮ひずみ）の進展によってどのように変化するかを調べたものである。また図中には引張鉄筋短期許容応力度時、PC 鋼材短期許容応力度到達時、PC 鋼材降伏時を記している。

同図によれば

- 1) 同じコンクリート系損傷度でも λ によって曲げ耐力比が異なる。 λ が小さい (RC に近い) 方が、同じ損傷度での曲げ耐力比は大きい。
- 2) $f_c = 2/3 \cdot F_c$ ($\epsilon_c = 0.0845$) 時の耐力比は $\lambda = 0.5$ で 0.7, $\lambda = 0.95$ で 0.6 程度と sft 時の耐力比と比べると小さい。 $\lambda = 0.5$ の場合と同程度の耐力比とするためには、コンクリートの損傷度を $\lambda = 0.75, 0.95$ に対して、それぞれ $\epsilon_c = 0.5 \epsilon_0, 0.1333 (2/3 \cdot \epsilon_0)$ 程度と大きくする必要がある。また、 $\lambda = 0.5$ の sft 時の耐力比とするためには、それぞれ $\epsilon_c = 0.17 (1/2 \cdot k_1 k_3$

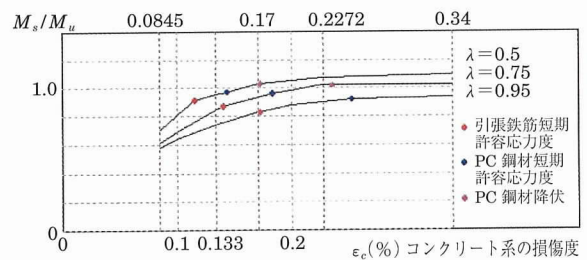


図 - 5 曲げ耐力比— ϵ_c 関係図

max 時 ϵ_c), 0.2272 ($2/3 \cdot k_1 k_3$ max 時 ϵ_c) とする必要がある。

- 3) 鋼材系の損傷度が同じときのコンクリート系の圧縮縁ひずみは λ が大きい方が大きくなる。これは 1) も同様の理由であるが、 λ が大なる場合の方が PC 鋼材量が多くなってプレストレスが大となり、中立率軸位置が深くなるためである。

2.4 各種損傷クライテリア時の材料応力状態と残留曲率

損傷限界の設定には、2.2, 2.3 で検討したように曲げ耐力の確保と同時に、変形が元に復する弾性の維持も必要である。弾性を維持するためには、部材構成材料の応力状態を弾性域にとどめる方法が一般的であるが、日本建築学会の PC 関係委員会では PC 部材特有の性質である荷重—変形関係の非線形弾性を損傷限界および修復限界に考慮することが検討²⁾ されている。図 - 6 は、図 - 5 の断面についての荷重—変形関係を示したものである ($\lambda = 0.5$ の場合は図 - 3 (a) を参照)。図中に示す各項目は図 - 3 同様、上部から順に当該クライテリア点が出現することを意味する。ま

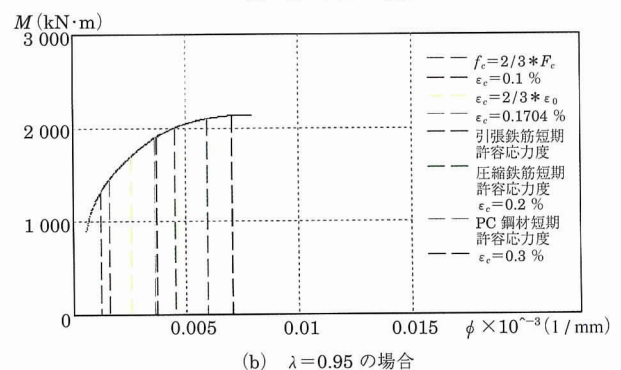
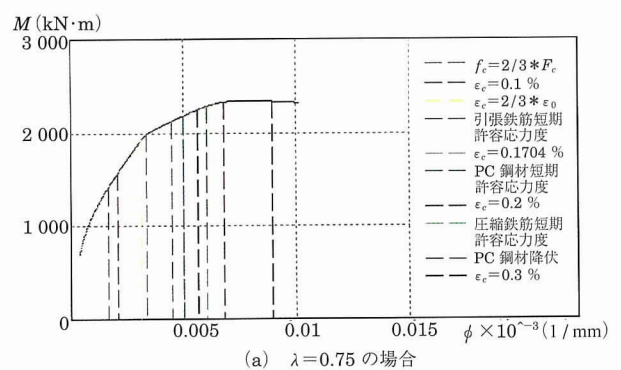


図 - 6 曲げモーメント—曲率 (ϕ) 関係図

表 - 2 各クライテリアにおける鉄筋, PC 鋼材の状態, 残留曲率

損傷限界クライテリア	λ	鉄筋	PC 鋼材	曲率 ϕ_R	残留変形率 ϕ_c / ϕ_R	残留曲率 ϕ_c
$\epsilon_c = 0.0845\%$ ($f_c = 2/3 \cdot F_c$)	0.50	弾性範囲	弾性範囲	0.209×10^{-5}	—	—
	0.75	〃	〃	0.162×10^{-5}	—	—
	0.95	〃	〃	0.121×10^{-5}	—	—
$\epsilon_c = 0.1\%$	0.50	弾性範囲	弾性範囲	0.257×10^{-5}	—	—
	0.75	〃	〃	0.207×10^{-5}	—	—
	0.95	〃	〃	0.160×10^{-5}	—	—
$\epsilon_c = 0.1333\%$ ($\epsilon_c = 2/3 \cdot \epsilon_o$)	0.50	降状	弾性範囲	0.393×10^{-5}	0.10	0.04×10^{-5}
	0.75	弾性範囲	〃	0.311×10^{-5}	—	—
	0.95	〃	〃	0.253×10^{-5}	—	—
$\epsilon_c = 0.17\%$ ($1/2 \cdot k_1, k_3$ max 時 ϵ_c)	0.50	降状	短期許容応力度	0.583×10^{-5}	0.18	0.10×10^{-5}
	0.75	〃	弾性範囲	0.447×10^{-5}	0.05	0.02×10^{-5}
	0.95	弾性範囲	〃	0.362×10^{-5}	0.04	0.01×10^{-5}
$\epsilon_c = 0.2\%$ ($\epsilon_c = \epsilon_o$)	0.50	降状	降伏	0.768×10^{-5}	0.25	0.19×10^{-5}
	0.75	〃	短期許容応力度	0.561×10^{-5}	0.05	0.03×10^{-5}
	0.95	〃	弾性範囲	0.451×10^{-5}	0.04	0.02×10^{-5}
$\epsilon_c = 0.2272\%$ ($2/3 \cdot k_1, k_3$ max 時 ϵ_c)	0.50	降状	降伏	0.939×10^{-5}	0.40	0.38×10^{-5}
	0.75	〃	短期許容応力度	0.660×10^{-5}	0.06	0.04×10^{-5}
	0.95	〃	弾性範囲	0.528×10^{-5}	0.04	0.02×10^{-5}
$\epsilon_c = 0.34\%$ (k_1, k_3 max 時)	0.50	降状	降伏	1.441×10^{-5}	0.50	0.72×10^{-5}
	0.75	〃	〃	1.009×10^{-5}	0.08	0.08×10^{-5}
	0.95	〃	短期許容応力度	0.791×10^{-5}	0.04	0.03×10^{-5}

※記号—：弾性域で残留変形がほとんど零であると推測されることを示す。

表 - 2 は、それら曲げモーメント-曲率関係における各種損傷限界クライテリア点における鉄筋および PC 鋼材の応力状態、ならびに断面の繰り返し解析結果における残留曲率変形率³⁾を参考にして求めた、同点からの残留曲率を示している。なお、同解析結果は部材の変形残留率ともよい対応を示すと述べられている。また、変形から曲率への換算時には等価塑性ヒンジ長さを 0.75 D とした。

同表によれば、 λ が大きいフル PC 部材に近い部材では、引張鉄筋の降伏が生じるようなコンクリート圧縮縁ひずみが多い場合でも残留曲率はきわめて小さい事が推測される。ちなみに文献⁴⁾にならって、引張鉄筋および PC 鋼材の応力状態ならびに残留変形に対し、損傷限界 (使用限界) 時ではそれぞれ弾性範囲, 降伏許容, 残留変形 ≈ 0 , 修復限界 I 時ではそれぞれ降伏許容, 弾性範囲, 残留変形 $< 1/600$, ならびに修復限界 II 時ではそれぞれ降伏許容, 未降伏, 残留変形 $< 1/300$, などと想定するならば、表 - 2 中の各圧縮縁ひずみについて以下のような限界状態が対応することになる。

- 1) $\lambda = 0.5$ の場合
 - $\epsilon_c = 0.0845\%$ ($f_c = 2/3 \cdot F_c$) 時, 0.1% 時は使用限界以下の状態
 - $\epsilon_c = 0.133\%$ ($\epsilon_c = 2/3 \cdot \epsilon_o$) 時は修復限界 I 状態
 - $\epsilon_c = 0.17\%$ ($1/2 \cdot k_1, k_3$ max 時 ϵ_c) 時は修復限界 II 状態
- 2) $\lambda = 0.75$ の場合
 - $\epsilon_c = 0.0845\%$, 0.1%, 0.1333% 時は使用限界以下の状態
 - $\epsilon_c = 0.17\%$ 時は修復限界 I 状態
 - $\epsilon_c = 0.2\%$ (ϵ_o), 0.227% ($2/3 \cdot k_1, k_3$ max 時 ϵ_c) 時は修復限界 II 状態
- 3) $\lambda = 0.95$ の場合
 - $\epsilon_c = 0.0845\%$, 0.1%, 0.1333% 時は使用限界以下の状態

$\epsilon_c = 0.17\%$, 0.2%, 0.227% 時は修復限界 I 状態
 $\epsilon_c = 0.34\%$ (k_1, k_3 max 時 ϵ_c) 時は修復限界 II 状態

3. 試設計 PC 建物の損傷限界および応答スペクトル減衰率におよぼす損傷限界クライテリアの影響

3.1 建物概要および解析条件

3.1.1 建物概要

試設計建物²⁾は図 - 7 のように、X 方向 24 m, Y 方向 30 m, 地上 5 階, 軒の高さ 21.3 m の事務所ビルである。X 方向は 6 m \times 4 スパンの鉄筋コンクリート造, Y 方向は 15 m \times 2 スパンのプレストレストコンクリート造 (柱: RC 造, 梁: PC 造, $\lambda \approx 0.75$) で、両方向とも純ラーメン構造である。図 - 8 に PC 大梁リストを示す。

なお、本建物はルート 3 および終局強度設計によって、各部材および保有水平耐力の安全性 ($D_s = 0.3$ 相当) が確認されているものである。

3.1.2 応力解析条件

本解析では PC 造である Y 方向のみについて検討する。応力解析は、ユニオンシステム社製 SuperBuild / SS 2 を用いて、以下の仮定にて静的弾塑性解析を行う。なお、本ソフトによる静的弾塑性解析では、PC 梁の短期許容曲げモーメントの直接入力ができないため、荷重増加に伴う各ステップごとの部材応力と、あらかじめ算定しておいた各限界クライテリア時の PC 梁短期曲げ耐力を比較しながら損傷限界を決定しなければならないという、きわめて煩雑な作業が生じるという問題点を有する。したがって、鉄筋コンクリート柱で決まる損傷限界までの PC 梁の損傷度を追跡するため、PC 梁の断面形状は変えずクライテリアに応じて短期曲げ耐力のみを適宜変更して解析を進めている。

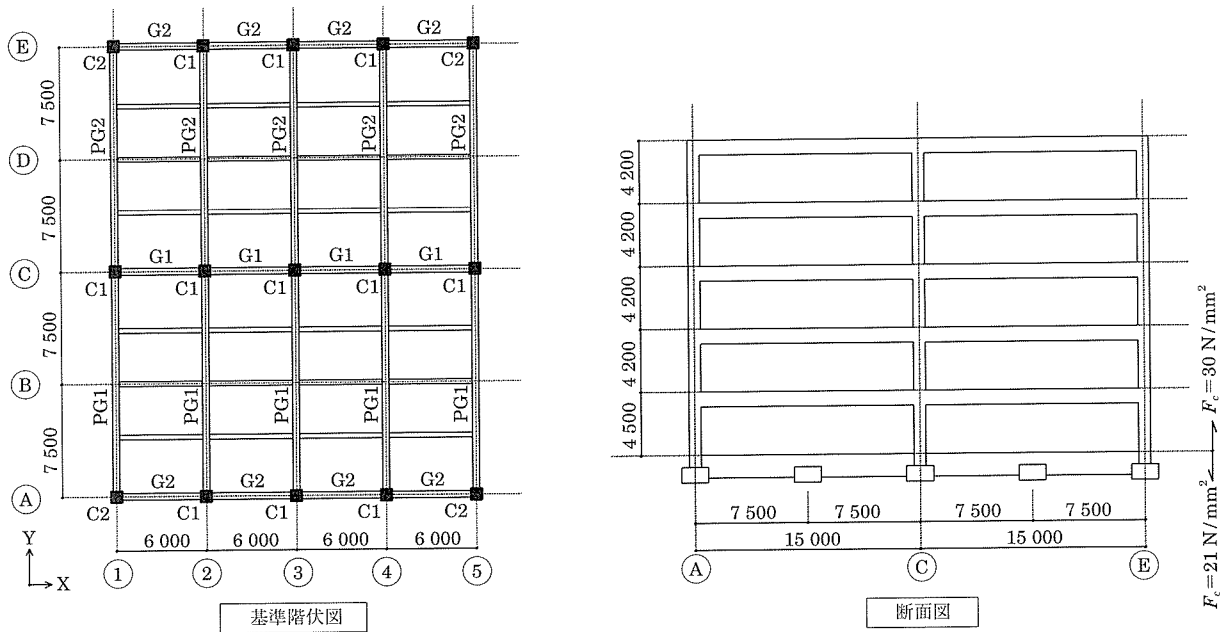


図 - 7 建物概要図

・ PC 鋼材は各階共通で 4c-7-12.7φ を使用する。

階 位置	符号	R			5			4			3			2		
		外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端	外端	中央	内端
P G 1 P G 2	断面															
		500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000	500×1000
	上端筋	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25
	下端筋	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25	
	スラブマフ	■-D13@100	■-D13@150	■-D13@100	■-D13@100	■-D13@150	■-D13@100	■-D13@150	■-D13@100	■-D13@100	■-D13@150	■-D13@100	■-D13@100	■-D13@150	■-D13@100	

図 - 8 PC 大梁リスト

解析仮定を以下に示す。

- 1) 各階剛床仮定が成り立つものとする。
- 2) コンクリートのひび割れを考慮する。
- 3) 柱は曲げ，せん断，軸方向変形を考慮する。
- 4) 梁は曲げ，せん断変形を考慮する。
- 5) 梁の剛性はスラブの合成効果を考慮する。
- 6) 部材の復元力特性は Tri-linear 型とする。
- 7) プレストレス 2 次応力を考慮する。
- 8) PC 梁は剛性低下率 α_y ，ひび割れモーメント M_{cr} ，終局曲げモーメント M_u ，終局せん断耐力 Q_u を別途計算し，直接入力を行う。
- 9) PC 梁の剛性低下率 α_y の算定式は下式⁵⁾を用いる

$$\alpha_y = \left[0.043 \left(1 + \frac{a}{D} \right) + 1.64 \left\{ n_r \cdot rP_t + n_s \frac{s\sigma_y}{r\sigma_y} \cdot sP_g \cdot \left(\frac{d_g}{D} \right) \right\} + 0.33 \frac{N}{bDF_c} \right] \cdot \left(\frac{d_r}{D} \right)^2$$

a/D : せん断スパン比

n_r : 鉄筋のコンクリートに関するヤング係数比

n_s : PC 鋼材のコンクリートに関するヤング係数比

$r\sigma_y, s\sigma_y$: 鉄筋, PC 鋼材の降伏強度

d_g : 圧縮縁からプレストレス力の合力作用位置までの距離

d_r : 圧縮縁から引張鉄筋の重心位置までの距離

rP_t : 引張鉄筋比

sP_g : PC 鋼材総断面積のコンクリート断面積に対する比

- 10) PC 造方向 (Y 方向) の建物の減衰性を表す数値 h の算定には，下式を用いる。

$$h = (0.06 + 0.14\sqrt{\alpha}) (1 - 1/\sqrt{D_f}) + 0.05$$

α : 部材の曲げ強度に及ぼす鉄筋の寄与率

$$\alpha = M_r / (M_r + M_p)$$

M_r : 鉄筋による曲げ強度

M_p : PC 鋼材による曲げ強度

- 11) コンクリートの設計基準強度は 1 階柱脚より上部が $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$ ，下部が $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ とする。

- 12) 鉄筋は主筋 SD 345，その他は SD 295 A とする。

- 13) 地盤による加速度の増幅率 G_s は損傷限界時 $G_s = 1.752$ ，安全限界時 $G_s = 1.301$ とする。

3.2 建物の損傷限界および応答スペクトル減衰率におよぼす部材の損傷限界クライテリアの影響

3.1.2 で述べたように，本解析では RC 部材 (1 階柱脚部) が短期許容曲げ耐力に達するまでに PC 部材がどのようなコンクリート系の損傷クライテリアをたどっていくかを調べ，PC 梁のそれら各クライテリア時点を仮想損傷限界としたとき，塑性率 (D_f) および加速度応答スペクトルがどの

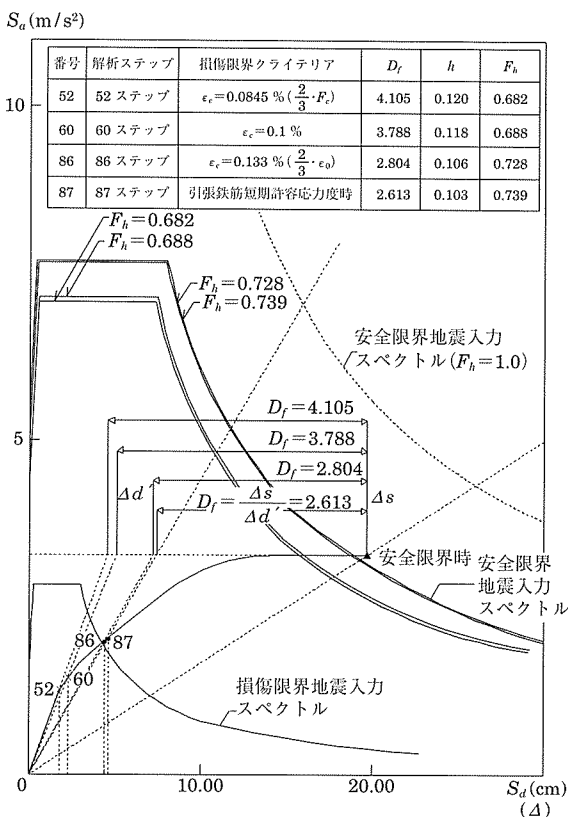


図-9 加速度応答スペクトルと構造特性曲線

ように変化するかを考察した。なお、本解析では安全限界は層間変形角 1/55 時で定義した。

図-9 に示した結果より、以下のようなことが分かる。

- 1) 本建物は終局強度設計で安全性は確認されているが、2.2, 2.3 で述べたように、告示で決められるコンクリートの短期許容応力度 ($2/3 \cdot F_c$) 時点では、PC 梁部材の耐力がきわめて低いため、損傷限界地震入力スペクトルを満足できない。
- 2) ϵ_c が 0.1% 時点においても満足できず、 ϵ_c が 0.1333% (ステップ 86) に達した時点で初めて限界スペクトルを越える。
- 3) RC 構造と同様に引張鉄筋の短期許容応力度時相当を損傷限界とするためには、コンクリートの損傷度クライテリアとしては $\epsilon_c = 2/3 \cdot \epsilon_0$ 程度以上が必要となる。

一方、同図中には、各種限界クライテリア時を損傷限界と想定したときの塑性率 D_f も併記しているが、

- 4) 損傷限界スペクトルを満足しないクライテリア点、すなわち $2/3 \cdot F_c$ および $\epsilon_c = 2/3 \cdot \epsilon_0$ 時点では変形が小さいため、塑性率 D_f は 4 前後の不適切に大きな値となり、計算上安全限界に対し大きい余裕率を示す。
- 5) 損傷限界スペクトルを乗り越えて越える限界クライテリア点においても D_f は 2.6 ~ 2.8 程度と大きく、本例では定義した安全限界を満足するものの、PC 部材の損傷限界クライテリアの決め方には配慮が必要と思われる。

なお、損傷限界クライテリアを告示通りにコンクリート

の短期許容応力度 ($2/3 \cdot F_c$) として損傷限界スペクトルを満足させるためには、2.2, 2.3 で示されたように、終局プレストレッシング係数 λ を小さくして (ほとんど RC にして) 曲げ耐力を増大させる方法 (この建物では PC 梁を $\lambda = 0.3$ で設計すると、損傷限界耐力を満足した)、または断面を大きくしたりコンクリート強度を上げて PC 鋼材量を増やし、短期曲げ耐力を増大させる方法などが考えられるが、いずれも本論で課題とする PC 構造における損傷限界の取り扱いを直接的に解決するものではない。

4. まとめ

PC 梁断面および PC 架構における損傷限界についての考察から以下の結果を得た。

- 1) 通常用いられる PC 梁では、プレストレス力が高いため、引張鉄筋短期許容応力度時に比べ、コンクリートの短期許容応力度時が先行する。その結果、告示で定義される部材の損傷限界時の曲げ耐力ならびに変形は小さいものとなる。
- 2) 引張鉄筋降伏時程度の曲げ耐力を確保するためには、鋼材係数の増加、終局プレストレッシング係数の増加に対し、コンクリートの損傷クライテリア (圧縮縁ひずみ) を増加させる必要がある。
- 3) 荷重-変形関係の非線形弾性 (高復元性) を考慮すれば、材料損傷が進んだ時点が PC 梁の損傷限界とする可能性が示された。
- 4) コンクリートの短期許容応力度による損傷限界に従えば、通常の PC 架構の損傷限界時は損傷限界スペクトルを満足できない。また、塑性率を著しく過大評価するため安全限界の余裕率を大きく判定する。
- 5) コンクリート系部材ではコンクリートの許容応力度で決まる曲げ耐力は終局耐力の指標にはならないという周知の事実を勘案すれば、終局域に対する特性値である塑性率を、許容応力度に基づくクライテリア点を基準として求めることには違和感がある。それゆえ、限界耐力計算の安全限界評価には、許容応力度による限界とはまったく別に、構造特性曲線の立ち上がり部をエネルギー吸収という観点などから近似して求める等価降伏限界 (仮称) などを用いる方が適切と考えられる。

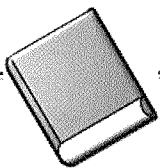
参考文献

- 1) 日本建築学会 PC 部材終局性能・設計法小委員会：プレストレスト (鉄筋) コンクリート部材の終局性能評価手法-考え方の基礎から最新線まで-、日本建築学会シンポジウム、pp.18 ~ 20, 2005.1
- 2) 日本建築学会プレストレストコンクリート構造運営委員会：性能評価型 PC 規準に向けて-設計手法とその課題-、2004 年度日本建築学会大会 (北海道) 構造部門 (PC 構造) PD 資料、2004.8
- 3) 隅田 寛ほか：プレストレストコンクリート梁の残留変形率に関する指標値、日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿)、pp.731 ~ 732, 2005.9
- 4) 日本建築学会構造委員会他：プレストレスト (鉄筋) コンクリート部材の終局性能評価手法-考え方の基礎から最新線まで-、日本建築学会シンポジウム、pp.95 ~ 103, 2005.1
- 5) 岡田満ほか：プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性

○ 研究報告 ○

- に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 』 410, pp.63 ~ 69, 1990.4
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課他: 2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説, 工学図書(株), 2001.3
 - 7) ユニオンシステム(株): Super Build/SS2 限界耐力計算解説書, 2001.1
 - 8) 日本建築センター: プレストレストコンクリート造設計施工指針 1984年版
 - 9) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説
 - 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の性能評価指針(案)・同解説 2004
 - 11) 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, 2001.9
 - 12) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990.10

【2005年11月17日受付】



● 関連書籍のご案内

PC箱桁定着部の破壊解析委員会報告書 PC定着部の破壊解析に基づく性能設計

附属資料: 特別講演 日本道路公団技術部構造技術課長 猪熊 康夫氏
外ケーブル定着部の性能照査型設計ガイドライン(試案)
標準解析事例

A4判・219頁(会員価格5,000円・非会員価格6,000円)

平成16年9月3日発行

(社)プレストレストコンクリート技術協会 PC箱桁定着部の破壊解析委員

残りわずかとなりましたので、現金書留にてお早めにお申し込み下さい。