

プレストレストコンクリート梁の平均プレストレスが その靱性に及ぼす影響

本 岡 順 二 郎*
末 次 宏 光**
浜 原 正 行***

1. 序

筆者らは総計 53 体に及ぶプレストレストコンクリート梁（以後、PC 梁と略称する）の系統的な実験を実施し、一応の成果を得ることができた¹⁾。

ここで得られた限界部材角と靱性に関する研究成果を要約すると以下ようになる。

- 1) 限界部材角は普通鉄筋を含めた鋼材係数（以後、全鋼材係数と略称する）、PC 鋼棒の鋼材係数の上昇に伴って減少する。
- 2) 上記の傾向は普通鉄筋の多少にかかわらず、全鋼材係数に対してより PC 鋼棒の鋼材係数に対する方が顕著である。
- 3) PC 梁に高い靱性（限界塑性率 6 以上）を確保させるためには全鋼材係数を 0.05~0.15 程度に押さえる必要がある。

以上 1)~3) より以下のことが推察できる。

- a) 限界部材角が全鋼材係数より PC 鋼棒のみの鋼材係数に依存する実験的事実は、注) で示すように PC 梁の靱性を直接支配する要因が平均プレストレスであり、全鋼材係数はこれに従属する要因であることを示唆していると思われる。
- b) a) の仮説が成立するなら、PC 梁の限界部材角は PC 鋼材の配置方法、終局時における PC 鋼材の応

力状態とは無関係に規定することができる。

これより、PC 梁の靱性が全鋼材係数に支配されるとする従来の説²⁾より簡便で汎用性の高い靱性設計法を確立させることが可能となる。

- c) 通常設計されている PC 梁の全鋼材係数は 0.3 程度のもが多く、3) の指摘はこの実情を考えると設計条件としては極めて厳しいと言わざるを得ない。
- d) 通常設計されている PC 梁の PC 鋼材は長期荷重による曲げモーメントを打ち消す側のみ配置されているものが多い。これに対して、文献 1) における試験体は断面の上下両側に同一諸元を有する PC 鋼棒が配置されている。

以上のことから、PC 鋼材の緊張時における引張応力度が等しいなら、通常設計されている PC 梁の平均プレストレスは文献 1) における試験体の 1/2 になることが分かる。

したがって、a) で述べた推察の妥当性が実験的に検証できれば、3) の指摘はかなり緩和でき、ある程度、設計の現状に沿った靱性の評価方法が確立できる。

本研究は PC 梁の限界部材角が平均プレストレスに支配されることを実験的に検証し、更に文献 1) で提案した限界部材角に対する推定式の再検討を図ろうとするものである。

2. 使用符号一覧

a : せん断スパン

b : 梁幅, b' : コアコンクリート幅

D : 梁全せい, d' : コアコンクリートせい

r_d : コンクリート圧縮縁-引張側普通鉄筋重心間距離

s_d : コンクリート圧縮縁-引張側 PC 鋼棒重心間距離

$r_{d1} = r_d/D, s_{d1} = s_d/D$

F_c : コンクリートの圧縮強度

* 日本大学理工学部建築学科教授, 工博

** 日本大学理工学部海洋建築工学科助教授, 工博

*** 日本大学理工学部海洋建築工学科助手, 工博

注) 文献 1) の試験体は断面の上下に同一諸元を有する PC 鋼棒が 1 本ずつ配置されている。また、緊張時における PC 鋼棒の引張応力度は、その降伏応力度の 85% に統一されている。

以上のことから、これらの試験体の平均プレストレスは下式のように表わされる。

$$\sigma_0 = 1.7 s_{d1} \cdot s_{\sigma y} / (b \cdot D) \dots\dots\dots (a)$$

式 (a) をコンクリート圧縮強度で無次元化すると、

$$r_{\sigma_0} = \sigma_0 / F_c = 1.7 s_{d1} \cdot q \dots\dots\dots (b)$$

式 (b) より r_{σ_0} と PC 鋼棒の鋼材係数の間には比例関係が成立していることが分かる。

このような場合、試験体の靱性は見掛け上、PC 鋼棒の鋼材係数に依存することになる。

ΣP : 導入プレストレス力の総和
 ΣP_e : 有効プレストレス力の総和= $\eta \cdot P$
 ここに, η : プレストレス有効率=0.85

p'' : 容積鉄筋比= $a_v/(b \cdot D \cdot s)$

p_w : 曲げ拘束筋比= $a_w/(b \cdot s)$

ここに, a_v : 1組の曲げ拘束筋体積

a_w : 1組の曲げ拘束筋断面積

s : 曲げ拘束筋間隔

cP_u, eP_u : 曲げ終局強度計算値, 同実験値

q : 全鋼材係数= $r_q + s_q$

r_q : 普通鉄筋の鋼材係数= $r_{a_t} \cdot r_{\sigma_y}/(b \cdot D \cdot F_c)$

ここに, r_{a_t}, r_{σ_y} : 引張側普通鉄筋の断面積, 同降伏応力度

s_q : PC 鋼棒の鋼材係数= $s_{a_t} \cdot s_{\sigma_y}/(b \cdot D \cdot F_c)$

ここに, s_{a_t}, s_{σ_y} : 引張側 PC 鋼棒の断面積, 同降伏応力度

cR_{ou}, eR_{ou} : 限界部材角計算値, 同実験値

cR_y, eR_y : 降伏部材角計算値, 同実験値

σ_0 : 平均プレストレス= $\Sigma P/(b \cdot D)$

r_{σ_0} : コンクリートの圧縮強度で無次元化した平均プレストレス (無次元化平均プレストレスと略称する)= $\sigma_0/F_c = \Sigma P/(b \cdot D \cdot F_c)$

s_{σ_p} : 緊張時における PC 鋼棒の引張応力度

μ_{ou} : 限界塑性率= R_{ou}/R_y

2. 実験概要

3.1 実験要因および試験体概要

本実験で採用した実験要因は, 以下に示すとおりである。

- 1) 鋼材係数
- 2) PC 鋼棒の本数および配置方法
- 3) 緊張時における PC 鋼棒の引張応力度

本実験は以上 1)~3) の要因を 表—1 のように割り付けた。

3.2 材料試験結果

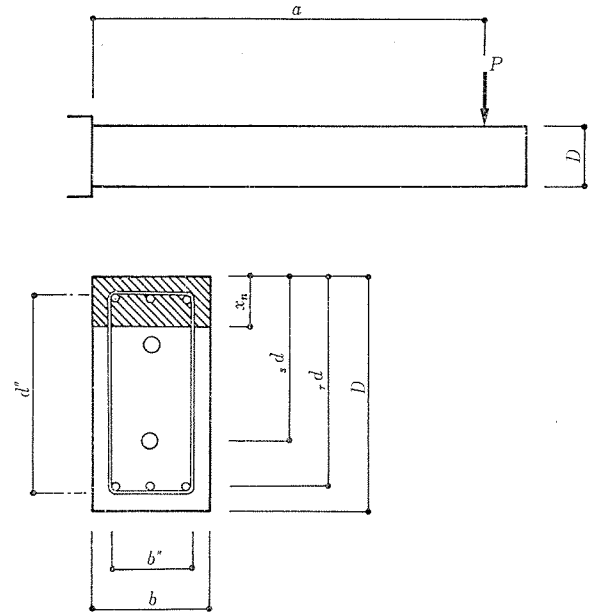
表—2 にコンクリートの調合表を, 表—3~5 にそれぞれコンクリート, 鉄筋, PC 鋼棒の材料試験結果を示す。

3.3 実験方法

3.3.1 加力装置および加力方法

加力は 図—3 に示すような片持梁形式の載荷方法を採用した。試験体は反力床に固定した鉄骨治具の上にセットし, 4本の PC 鋼棒で緊結した。

載荷は両動ジャッキ (容量: ± 50 t, ス



図—1 符号の定義

トローク: ± 300 mm) によって行った。

本実験での加力スケジュールは, 曲げひびわれ発生荷重で正負1回載荷を行った後, 規準部材角 ($R=1/150$) の 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10 倍の変形レベルで正負各3回の繰返し載荷を行い破壊に至らせようとするものである。

3.3.2 鉛直変形, 軸方向変形の測定

鉛直変形はスタブ部分に固定したゲージホルダーの先端に取り付けた2台の電気式変位計 (検長: 200 mm, 精度: 1/100 mm) によって測定した。

鉛直変形の測定箇所は 図—4 に示すように載荷点位置

表—1 試験体概要

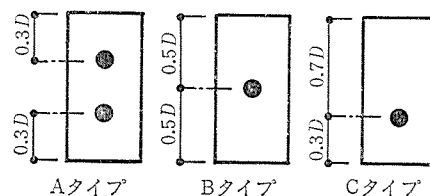
シリーズ名	q PC 鋼棒直径 $s_q p / s_{\sigma_y}$	0.1	0.2	0.3	PC 鋼棒の配置方法
		$\phi 11$	$\phi 17$	$\phi 26$	
SP0 シリーズ	0	q 01-SP 0	q 02-SP 0	q 03-SP 0	A
SP 42.5 シリーズ	0.425	q 01-SP 42.5	q 02-SP 42.5	q 03-SP 42.5	A
SP 85-c シリーズ	0.85	q 01-SP 85-c	q 02-SP 85-c	q 03-SP 85-c	B
SP 85-e シリーズ	0.85	q 01-SP 85-e	q 02-SP 85-e	q 03-SP 85-e	C
SP-Pe 0 シリーズ	—*	q 01-SP-Pe 01	q 02-SP-Pe 01	q 03-SP-Pe 01	A

共通因子 $b=15$ cm, $D=30$ cm, $rd=0.9 D$, $a/D=6$

普通鉄筋: 3-D 10, 曲げ拘束筋比: 0.4% ($\phi 4$ -@ 40)

* $\phi 11$ の PC 鋼棒断面積 \times 降伏応力図の 85% のプレストレスを導入

** 図—2 参照



図—2 PC 鋼棒の配置方法

表-2 コンクリート調合表

試験体名	F (kg/cm ²)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材比 (%)	水量 (kg/m ³)	セメント量 (kg/m ³)	細骨材量 (kg/m ³)	粗骨材量 (kg/m ³)	混和剤量 (kg/m ³)
SP 0, SP 42.5, SP 85-c	400	4±1	42.2	45.0	165	391	784	965	4.34
SP-Pe 01, SP 85-e	400	4±1	48.2	50.0	165	342	905	912	3.79

スランプ：8±2 cm, 粗骨材最大寸法：20 mm, セメント：早強ポルトランドセメント, 混和剤：ポゾリス 5 L

表-3 コンクリート材料試験結果

試験体名	圧縮強度 (kg/cm ²)	割裂強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ kg/cm ²)
SP 0	409	40.1	2.80
SP 42.5	375	33.1	2.60
SP 85-c	520	47.3	3.08
q 01-SP-Pe 01	439.9	38.0	3.07
q 02-SP-Pe 01	360.1	32.9	2.65
q 03-SP-Pe 01	386.8	41.4	2.90
q 01-SP 85 e	437.8	39.3	3.04
q 02-SP 85 e	432.5	40.2	2.96
q 03-SP 85 e	365.2	32.9	2.92

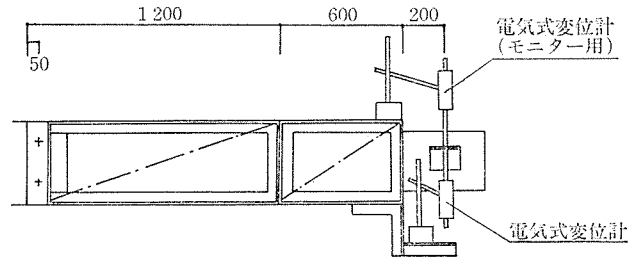


図-4 鉛直変形の測定装置

とした。

軸方向変形は試験体上下端の各区間における伸縮量の測定値を用いて下式で評価した。

$$\delta_N = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^7 (\delta_{ui} + \delta_{li}) \dots (1)$$

ここに、 δ_{ui} , δ_{li} : 各測定区間における試験体上下端の伸縮量

これらの伸縮量の測定に使用した電気式変位計の検長と精度は以下に示すとおりである。

試験体基部の2区間：精度＝1/500 mm, 検長＝25 mm

その他の区間：精度＝1/1000 mm, 検長＝10 mm

図-5 に軸方向変形の測定装置を示す。

3.3.3 測定方法

荷重の検出はダブル出口のロードセル (容量±50 t) によって行った。

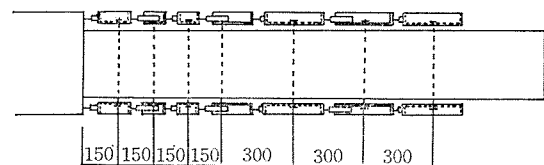


図-5 軸方向変形の測定装置

荷重, 鉛直変形の一方向の測定値は増幅器を介し, マルチメータと XY レコーダでモニターした。

これらのもう一方の測定値と軸方向変形, 主筋および PC 鋼棒のひずみの測定値は, 多点式スイッチボックス, 自動ひずみ計, インターフェースを介してミニコンピュータに内蔵されたフロッピーディスクに収納した。

図-6 に上記測定方法の概略を示す。

表-4 鉄筋材料試験結果

公称径 (mm)	試験体名	断面積 (%)	降伏応力度 (kg/cm ²)	最大応力度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁶ kg/cm ²)	伸び (%)
D10	SP 0, SP 42.5, SP 35-c	0.713	3 835	5 470	1.84	18.0
	SP 85-e, SP-Pe 01	0.713	4 038	6 014	2.05	21.8
4φ	SP 0, SP 42.5, SP 85-c	0.125	—	7 263	—	—
	SP 85-e, SP-Pe 01	0.125	4 359	5 103	1.71	11.3

表-5 PC 鋼棒材料試験結果

公称径		試験体名	断面積 (cm ²)	降伏応力度 (kg/cm ²)	最大応力度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁶ kg/cm ²)	伸び (%)
φ 11	D-1	SP 0, SP 42.5, SP 85-c	0.95	14 300	15 000	2.27	9
		SP 85-e, SP-Pe 01	0.95	14 000	14 900	2.22	9
φ 17	C-1	SP 0, SP 42.5, SP 85-c	2.27	11 900	13 100	2.01	10
		SP 85-e, SP-Pe 01	2.27	12 000	13 000	2.02	12
φ 26	B-1	SP 0, SP 42.5, SP 85-c	5.31	10 400	11 500	2.02	11
		SP 85-e, SP-Pe 01	5.31	10 800	11 600	2.05	12

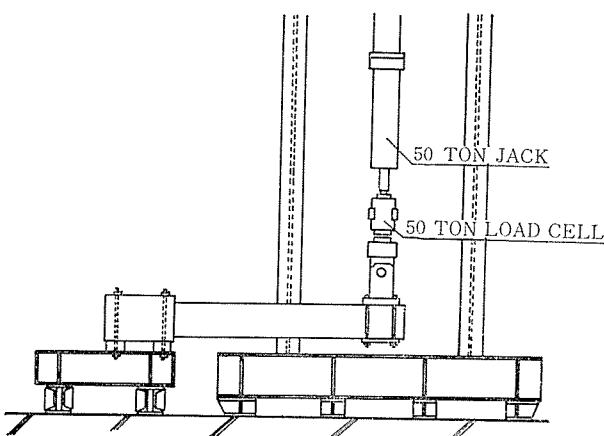


図-3 加力装置

表—6 解析に用いた諸元

試験体名	PC 鋼 棒							普通鉄筋		コンクリート		PC 鋼棒の配置位置
	直径 (mm)	断面積 (cm ²)	降伏 応力度 (kg/cm ²)	ヤング 係 数 (×10 ⁶ kg/cm ²)	$s\sigma_p/s\sigma_y^*$	有効プレ ストレス力 (t)**	本数	降 伏 応力度 (kg/cm ²)	ヤング 係 数 (×10 ⁶ kg/cm ²)	圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング 係 数 (×10 ⁶ kg/cm ²)	
q 01-SP 0	11	0.95	14 300	2.27	0	0	2	3 835	1.84	409	2.80	
q 02-SP 0	17	2.27	11 900	2.01	0	0	2	3 835	1.84	409	2.80	
q 03-SP 0	26	5.31	10 400	2.02	0	0	2	3 835	1.84	409	2.80	
q 01-SP 42.5	11	0.95	14 300	2.27	0.425	9.82	2	3 835	1.84	375	2.60	
q 02-SP 42.5	17	2.27	11 900	2.01	0.425	19.52	2	3 835	1.84	375	2.60	
q 03-SP 42.5	26	5.31	10 400	2.02	0.425	39.90	2	3 835	1.84	375	2.60	
q 01-SP 85-c	11	0.95	14 300	2.27	0.85	9.82	1	3 835	1.84	520	3.08	
q 02-SP 85-c	17	2.27	11 900	2.01	0.85	19.52	1	3 835	1.84	520	3.08	
q 03-SP 85-c	26	5.31	10 400	2.02	0.85	39.90	1	3 835	1.84	520	3.08	
q 01-SP-Pe 01	11	0.95	14 000	2.22	0.85	19.22	2	4 038	2.05	439.9	3.08	
q 02-SP-Pe 01	17	2.27	12 000	2.02	0.415	19.22	2	4 038	2.05	360.1	2.65	
q 03-SP-Pe 01	26	5.31	10 800	2.05	0.198	19.22	2	4 038	2.05	386.8	2.90	
q 01-SP 85-e	11	0.95	14 000	2.22	0.85	9.61	1	4 038	2.05	437.8	3.04	
q 02-SP 85-e	17	2.27	12 000	2.02	0.85	19.68	1	4 038	2.05	432.5	2.96	
q 02-SP 85-e	26	5.31	10 800	2.05	0.85	41.43	1	4 038	2.05	365.2	2.92	

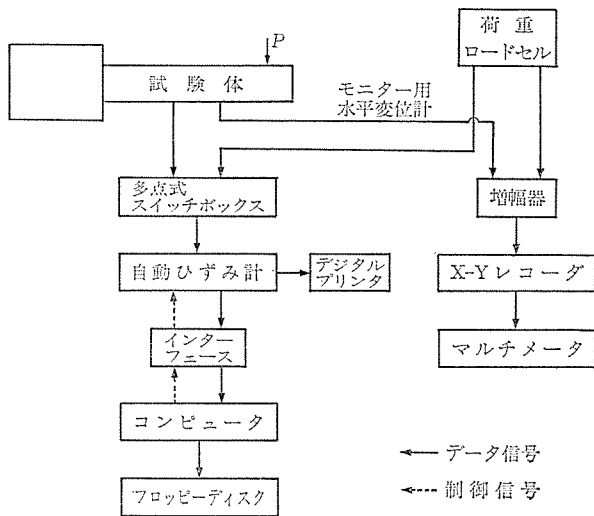
共通データ $b=15\text{ cm}$, $D=30\text{ cm}^2$

普通鉄筋 3-D 13 (断面積: 2.14 cm^2)

あばら筋 $\phi 4\text{-@}40$ (あばら筋比: 0.4%)

* プレストレス導入時 PC 鋼棒応力/PC 鋼棒降伏応力

** $\eta=0.85$ として計算



図—6 測定方法の概略

4. 解析に用いた諸元

本節以後の各試験体の解析は、表—6に記載した諸元を用いた。

5. 実験結果とその考察

5.1 荷重-鉛直方向変形の関係

図—7 に各試験体の荷重-鉛直方向変形の関係を示す。

5.2 終局強度

図—8 は縦軸に終局強度の実験値に対する計算値の比 (eP_u/cP_u) を、横軸に PC 鋼棒の鋼材係数 (s_q) を取り、両者の相関を調べたものである。

この検討に用いたデータは 3 節で述べた試験体のほかに、文献 1) の実験データのうち、これらの試験体と同一の曲げ拘束筋、普通鉄筋を有するものも含まれている (図中 q-pw シリーズ)。

なお、曲げ終局強度の計算値は PC 規準³⁾の曲げ終局強度の略算式を用いた。これは下式で表わされるものである。

$$cP_u = \{s_q \cdot s d_1 + r q \cdot r d_1 - (k_2/k_1) q^2\} b D^2 F_c / a \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 k_1, k_2 : ストレスブロックの形状係数

$$k_1 = 0.83, k_2 = 0.42$$

$$\therefore k_2/k_1 = 0.5$$

この図より以下のことが指摘し得よう。

1) $s\sigma_p/s\sigma_y$ が 0.85 の試験体のうち、PC 鋼棒が断面の上下に 1 本ずつ計 2 本配置されている q-pw シリーズ (図中 ●) は PC 鋼棒の鋼材係数の上昇に伴って eP_u/cP_u の値が減少する傾向が見られる。

これに対して、PC 鋼棒が 1 本しか配置されていない SP 85-c (図中 △), SP 85-e (図中 ▽) シリーズの eP_u/cP_u の値は PC 鋼棒の鋼材係数には依存

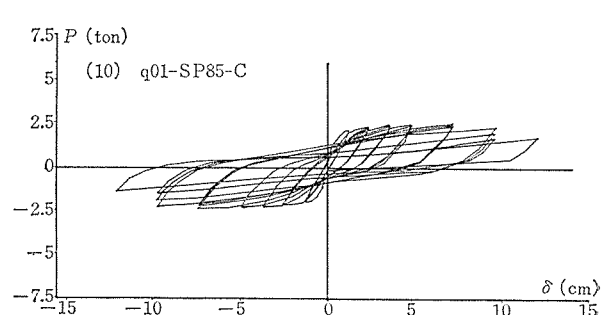
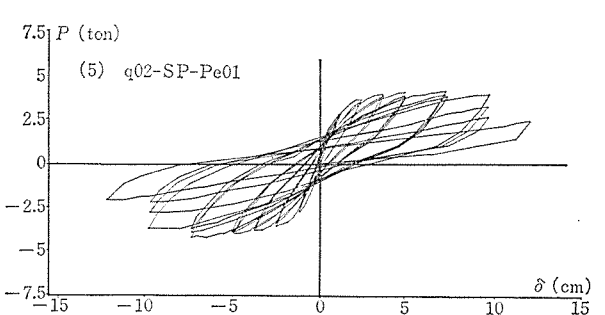
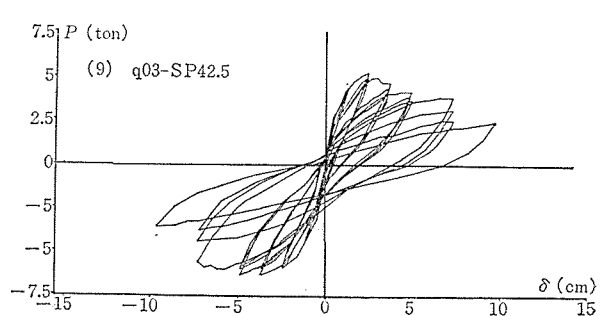
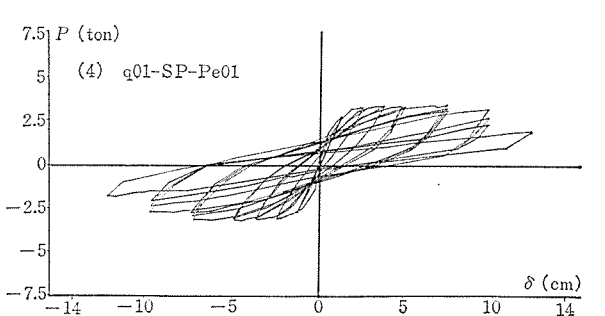
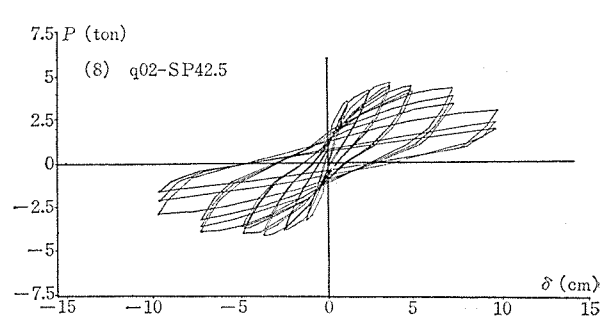
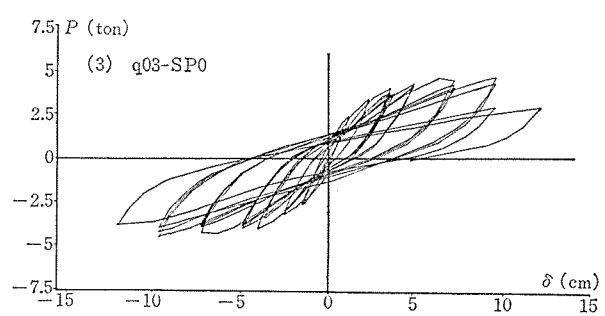
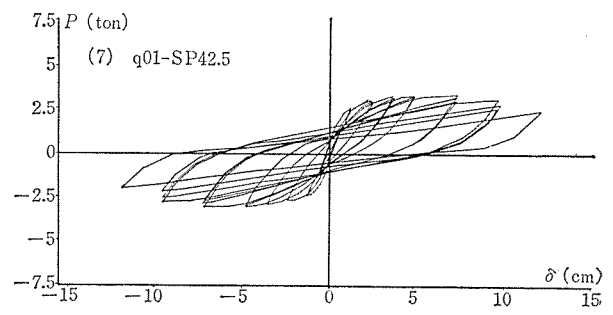
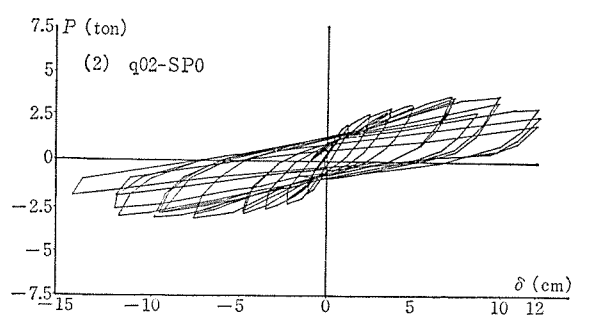
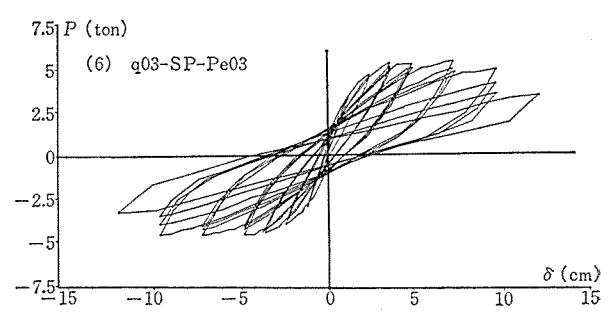
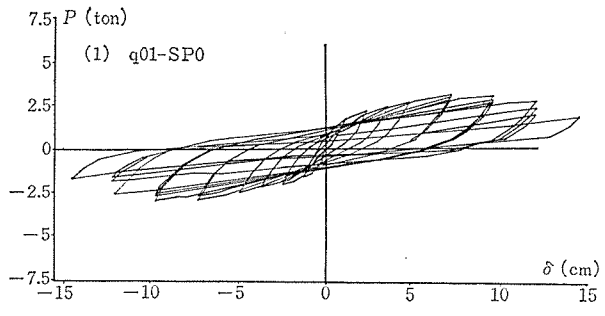


図-7 (1)~(10) 荷重と鉛直変形の関係

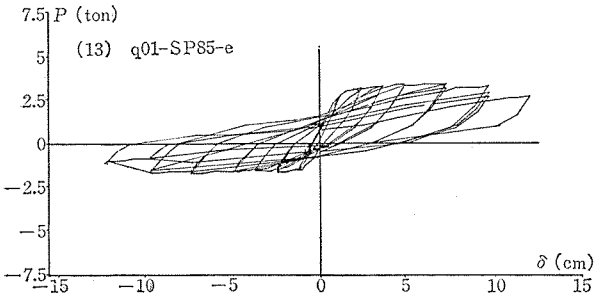
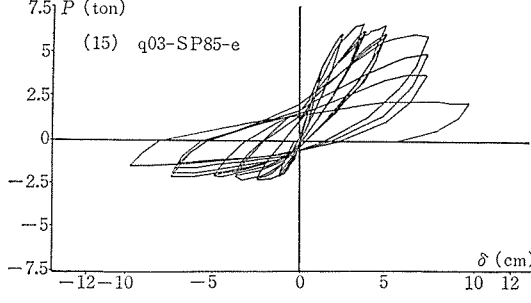
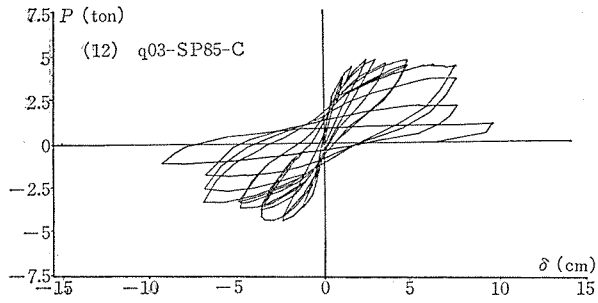
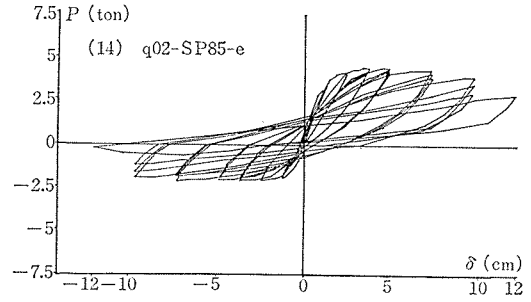
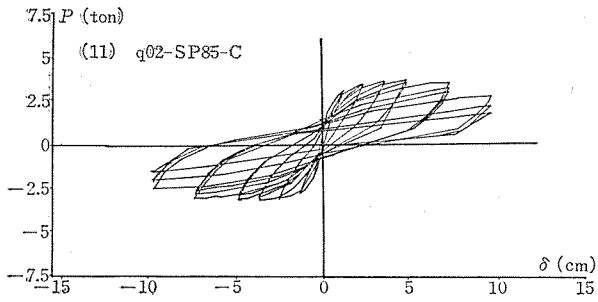


図-7 (11)~(15) 荷重と鉛直変形の関係

cP_u の値が減少する。

3) 2) で述べた試験体のうち、曲げ終局強度に達していないものは SP0 シリーズが 2 体、SP-Pe 01 シリーズが 1 体の合計 3 体である。

5.3 降伏部材角, 限界部材角に対する検討

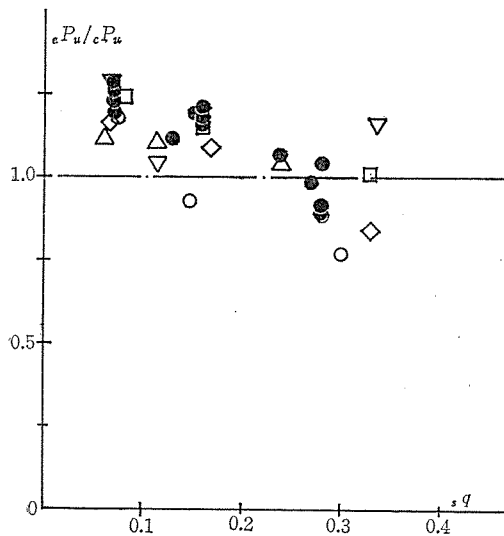
5.3.1 降伏部材角, 限界部材角の定義

PC 梁のスケルトンカーブは、鉄筋コンクリート梁とは異なり明瞭な降伏点が存在しない。また、降伏部材角, 限界部材角に対する明解な評価方法も確立されていないのが現状である。

本報告は文献 1), 4) に倣い、降伏部材角, 限界部材角を以下のように定義する。

しない。

2) 緊張時における PC 鋼棒の引張応力度が小さい SP0 (図中○), SP42.5 (図中□), SP-Pe01 (図中◇) は PC 鋼棒の鋼材係数の上昇に伴って cP_u/cP_u



	NAME	$s\sigma_p/s\sigma_y$	PC-BAR	
○	SP0	0	A	A
□	SP42.5	$0.425P_y$	A	
△	SP85-c	$0.85P_y$	B	B
▽	SP85-e	$0.85P_y$	C	
◇	SP-Pe01	*	A	C
●	q-pw	$0.85P_y$	A	

* $q=0.1$ で設計された PC 鋼棒 ($\phi 11$) の降伏強度の 85% のプレストレスを導入
 $P_y = s\alpha_t \cdot s\sigma_y$

図-8 cP_u/cP_u と PC 鋼棒の鋼材係数の相関

- 降伏部材角：荷重が実験より得られた終局強度の9割に達した時点での部材角で評価する。
- 限界部材角：荷重が終局強度に達した後、再びその9割の値まで低下した時点での部材角で評価する。

ここで定義した限界部材角の範囲までは履歴ループが比較的安定しているため、部材の塑性変形性状に対する荷重履歴の影響は比較的少ないと言える。したがって、上記の定義に基づく限界部材角の推定式は、ある程度荷重履歴の異なる部材にも適用できると考えられる。

上記の降伏部材角、限界部材角は上位包絡線上で直線補間法によって求め、これを正負平均したものである。ただし、PC 鋼棒が偏心配置されている SP 85-e シリーズの限界部材角のみについては正側（PC 鋼材が引張側にあり、PC 梁として挙動する側）の値で評価する。

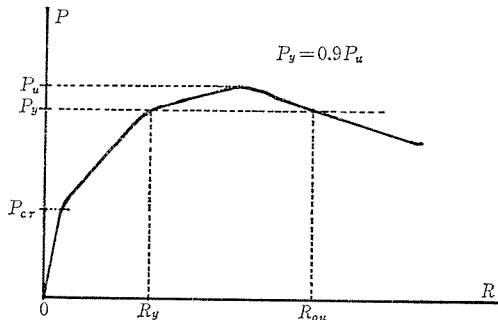


図-9 PC 梁のスケルトンカーブ

5.3.2 降伏部材角に対する検討

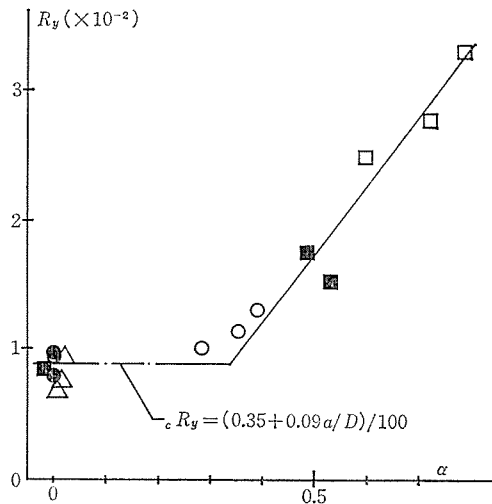
降伏部材角は緊張時における PC 鋼棒の引張応力度、PC 鋼棒の鋼材係数が小さいものほど高い値を示す。そこで、降伏部材角との相関を調べるパラメータとして式(3)を設定した。

$$\alpha = (1 - sq) \{0.85 - (s\sigma_p / s\sigma_y)\} \dots\dots\dots (3)$$

図-10 は縦軸に降伏部材角 (R_y) を、横軸に式(3)で定義した α を取り、両者の相関を調べたものである。この検討に用いたデータは 3 節で述べた試験体 15 体である。図中、一点鎖線は文献 1) で提案した降伏部材角の推定式で、これは式(4)のように表わされるものである。

$$cR_y = (0.35 + 0.09 a/D) / 100 \dots\dots\dots (4)$$

この図より以下のことが指摘し得よう。



	NAME	$s\sigma_p / s\sigma_y$	PC-BAR	A
□	SP0	0	A	
○	SP42.5	0.425 P_y	A	
●	SP85-c	0.85 P_y	B	
△	SP85-e	0.85 P_y	C	
■	SP-Pe01	*	A	

* $q=0.1$ で設計された PC 鋼棒 ($\phi 11$) の降伏強度の 85% のプレストレスを導入 $P_y = s\sigma_t \cdot s\sigma_y$

図-10 降伏部材角と α の相関

- 1) α が 0.3 を超える範囲での降伏部材角は、 α の間にかなり明瞭な正比例関係が存在する。
- 2) α が 0.3 以下の範囲での降伏部材角は一定値をとる。この範囲にある PC 梁の降伏部材角は、PC 鋼棒の配置方法、緊張時における引張応力とは無関係に式(4)で評価できると考えられる。
- 3) 通常設計されている PC 梁は、 α が 0.3 以下の範囲にあると考えられ、式(4)の設計式としての汎用性はかなり高いことが分かる。

5.3.3 限界部材角に対する検討

図-11 (a), (b) はそれぞれ限界部材角 (R_{ou}) と全鋼材係数 (q)、PC 鋼棒の鋼材係数 (sq) との相関を調べたものである。これらの図にプロットした試験体は、5.2 における終局強度の検討に用いたものと同じである。

これらの図より、以下のことが指摘し得よう。

- 1) 平均プレストレスが PC 鋼棒の鋼材係数に関係なく一定の SP0 (図中 ○)、SP-Pe01 シリーズ (図中 ◇) に属する試験体の限界部材角は、全鋼材係数、PC 鋼棒の鋼材係数には依存せず一定値を取る。この 2 シリーズを比較すると、平均プレストレスが小さい SP0 シリーズの試験体の方が SP-Pe01 シリーズの試験体より高い限界部材角の値を示す。
- 2) 他の 4 シリーズの試験体は全鋼材係数、PC 鋼棒の鋼材係数が上昇するにしたがって限界部材角が減少する傾向が見られる。この傾向は平均プレストレスが大きい q-pw シリーズの試験体 (図中 ●) の方が他の 3 シリーズ: SP 85-c (図中 △)、SP-85-e (図中 ▽)、SP-42.5 シリーズ (図中 □) の試験体より顕著である。
- 3) 以上 1), 2) より、限界部材角と全鋼材係数、PC

鋼棒の鋼材係数との相関性はかなり低くなっている。

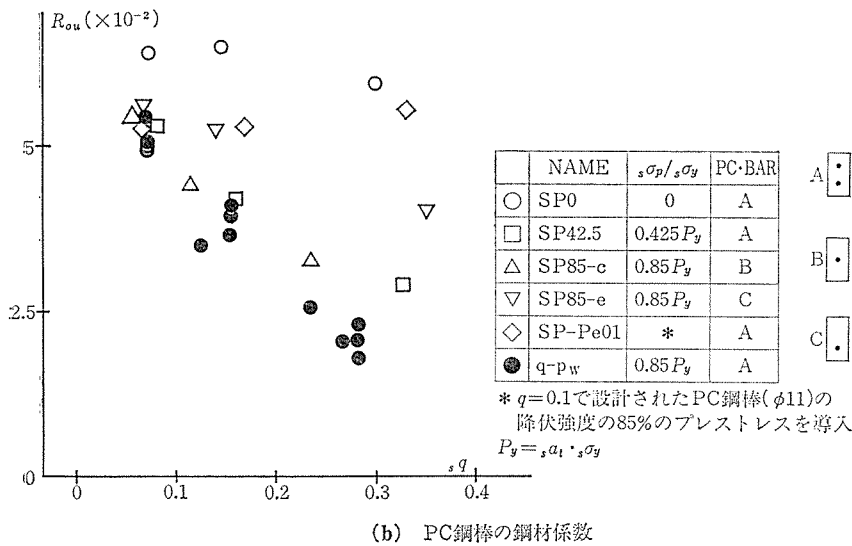
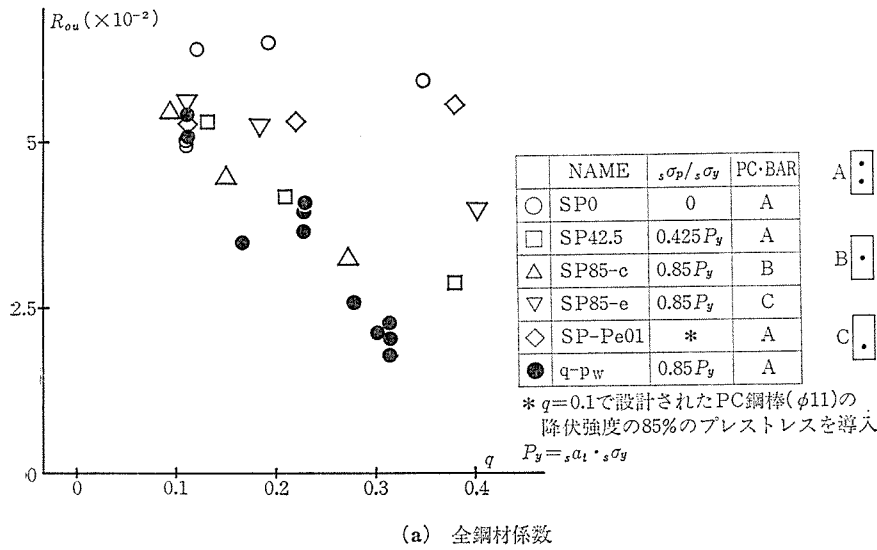


図-11 限界部材角と鋼材係数の相関

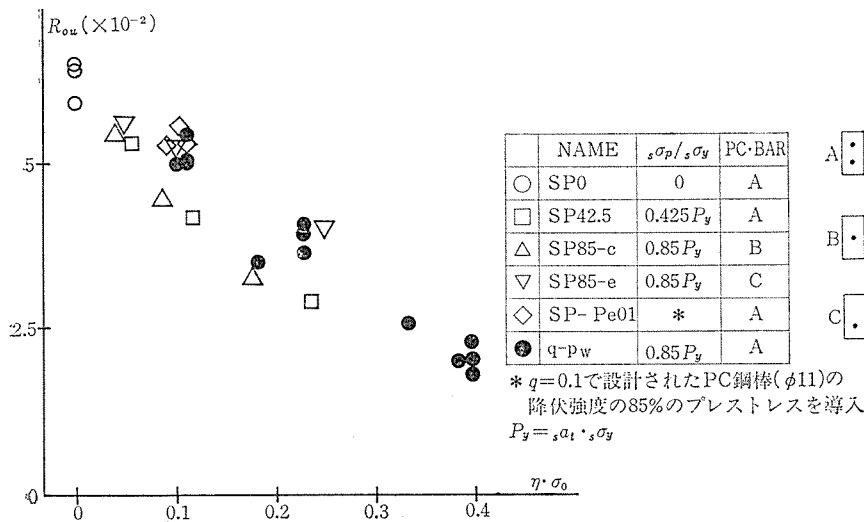


図-12 限界部材角と無次元化平均プレストレスの相関

図-12 は縦軸に限界部材角 (R_{ou}) を、横軸に無次元化平均プレストレスとプレストレス有効率の積 ($\eta \cdot \sigma_0$)

を取り、両者の相関を検討したものである。この図にプロットした試験体データは 図-12 の検討に用いたものと同じである。

この図によると、限界部材角と無次元化平均プレストレスの相関性は PC 鋼棒の配置方法、緊張時における引張応力度にかかわらず、かなり高いことが分かる。ここで得られた結果は 1・a) で述べた仮説の妥当性を裏付けるものであると考えられる。

5.3.3 軸方向変形に対する考察

PC 梁の変形能力は周知のようにコンクリートの圧縮劣化によって支配されるものである。コンクリートの圧縮劣化が顕著で靱性の低い部材は軸方向に縮みが生じる。これに対して、コンクリートの圧縮劣化が比較的軽微な部材は軸方向に伸びが生じる。このような部材の靱性は比較的高いと考えられる。

文献 5), 6) においては、材の軸方向変形に注目して、荷重履歴の異なる鉄筋コンクリート造柱の靱性を統一的に評価しようとする試みがなされており、かなり注目すべき研究成果が得られている。

そこで、ここでは文献 4), 5) に倣い、試験体の軸方向変形性状と靱性についての考察を行う。

図-13 (a)~(f) は全鋼材係数が 0.3 で設計された試験体の荷重と軸方向変形の関係を示したものである。これらの図によると、軸方向の伸びは無次元化平均プレストレスが大きい試験体ほど小さいことが分かる。無

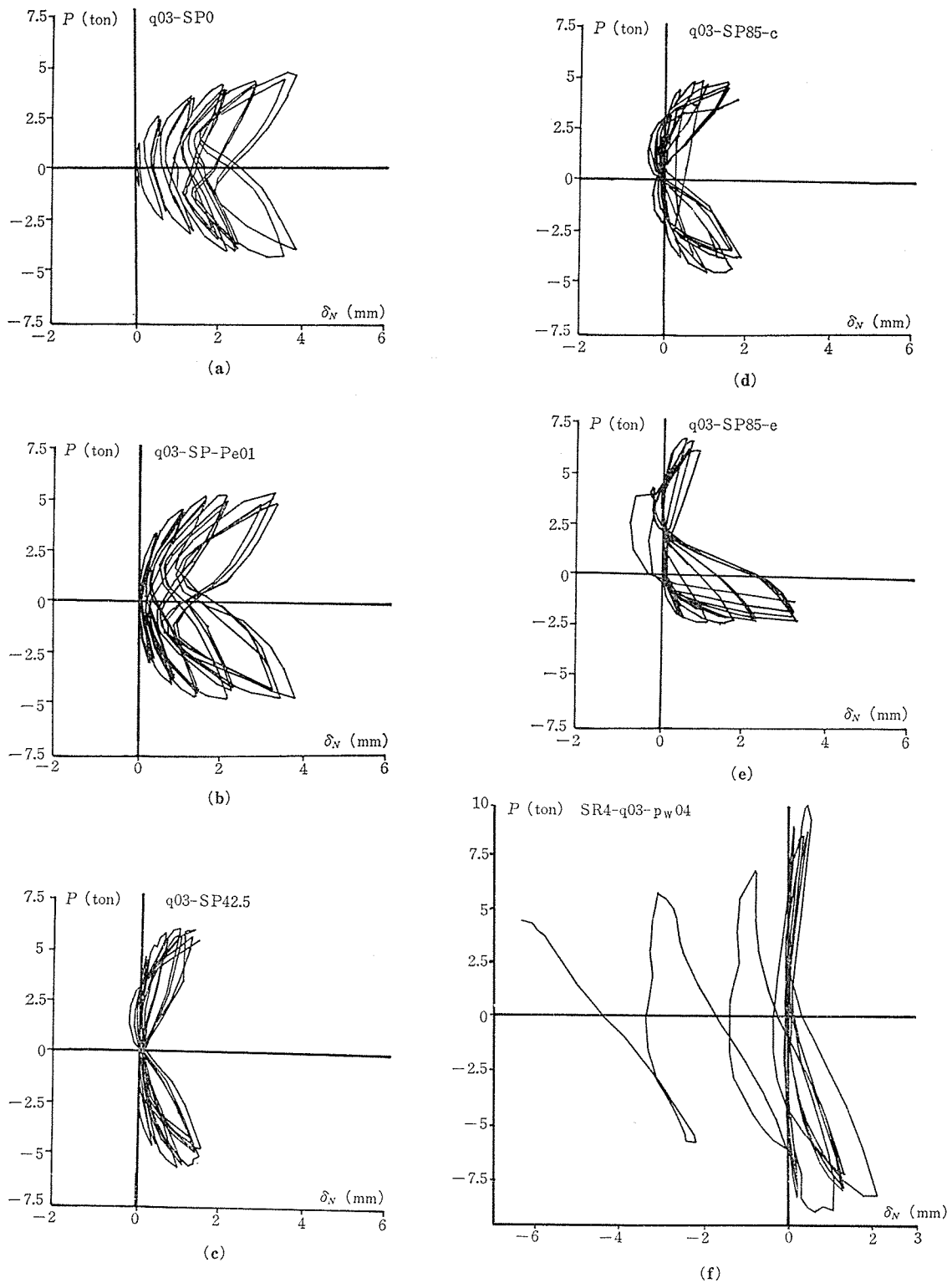


図-13 荷重と軸方向変形の関係

次元化平均プレストレスが最も大きい SR4-q03-p_w04 にはかなり大きな軸方向の縮みが生じている。

これらの図は PC 梁の限界部材角に対する支配要因が無次元化平均プレストレスであるとする 5.3.3 の結論を裏付けるものであると考えられる。

6. PC 梁の靱性設計法の提案

6.1 限界部材角に対する推定式の提案

筆者らは文献 1) において PC 梁の限界部材角に対する推定式を提案した。これは式 (5) のように表わされる

ものである。

$$cR_{ou} = (5.45 - 12.8 s_q + 33.1 p_v) / 100 \dots\dots (5)$$

ここに、 $p_v = p'' \sqrt{b''/s}$

p'' ：曲げ拘束筋の容積鉄筋比

しかし、5.3.3 での検討によって、PC 梁の限界部材角を直接支配する要因は無次元化平均プレストレスであり、全鋼材係数および PC 鋼棒の鋼材係数は、これに従属する要因であることが分かった。

そこで、式 (5) における PC 鋼棒の鋼材係数 (s_q) の代わりに無次元化平均プレストレス ($r\sigma_0$) を限界部材角に対する支配要因として考慮すると、式 (6) のような重回帰モデルを設定できる。

$$cR_{ou} = c_0 - c_1 \cdot r\sigma_0 + c_2 \cdot p_v \dots\dots (6)$$

ここに、 $r\sigma_0 = \Sigma P / (b \cdot D \cdot F_c)$

ΣP ：導入プレストレス力の総和

文献 1) および今回実験を行った試験体データに基づいて、式 (6) の係数 $c_0 \sim c_2$ を最小二乗法によって求めると式 (7) を得る。

$$cR_{ou} = (5.59 - 7.95 r\sigma_0 + 33.2 p_v) / 100 \dots\dots (7)$$

文献 1) の試験体は前述のように PC 鋼棒が断面上下に 2 段配置されており、緊張時における PC 鋼棒の引張応力度は降伏応力度の 85% に設定されている。したがって、この時の無次元化平均プレストレスと PC 鋼棒の鋼材係数との間には式 (8) のような関係がある。

$$r\sigma_0 = 1.7 s_q \dots\dots (8)$$

式 (8) を式 (7) に代入すると式 (5') を得る。

$$cR_{ou} = (5.59 - 13.5 s_q + 33.2 p_v) / 100 \dots\dots (5')$$

図-14 は縦軸に限界部材角 (R_{ou}) を、横軸に PC 鋼棒の鋼材係数 (s_q) を取り、式 (5) と式 (5') の比較を行ったものである。この図によると両式の間にはほとんど差異がなく、文献 1) のデータに今回の実験データを加えても式 (5) はほとんど変わらないことが分かる。

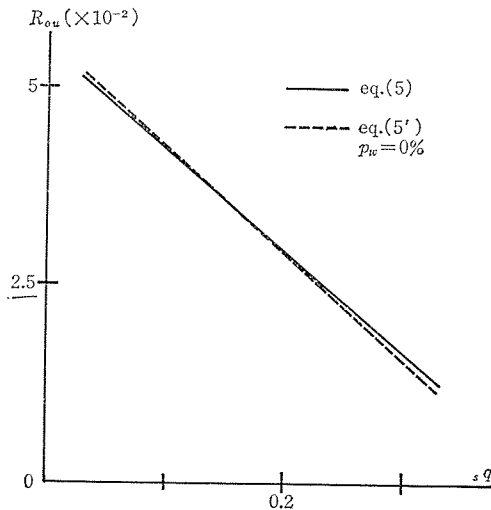


図-14 式 (5) と式 (5') の比較

表-7 式 (7) の計算精度

	資料数	平均値	標準偏差
今回の実験データ	15	0.975	0.136
今回の実験データ+文献 1) のデータ	64	0.990	0.194

式 (7) の計算精度の一覧を表-7 に示す。この表からも分かるように、式 (7) の計算精度は比較的良好であることが分かる。

6.2 限界塑性率に対する検討

材の限界塑性率は式 (9) で定義される。

$$\mu_{ou} = R_{ou} / R_y \dots\dots (9)$$

式 (9) に式 (4)、式 (7) を代入すると、

$$\mu_{ou} = (5.59 - 7.95 r\sigma_0 + 33.2 p_v) / (0.35 + 0.09 a/D) \dots\dots (10)$$

図-15 は式 (10) による限界塑性率 (μ_{ou}) と PC 鋼棒の鋼材係数 (s_q) の関係を示したものである。図中、実線は通常設計されている PC 梁のように PC 鋼材を断面片側に配置した場合、破線は断面上下端に 2 段配置した場合を示している。

なお、同図における共通データは以下に示すとおりである。

$$b = 15 \text{ cm}, D = 30 \text{ cm}, b'' = 10 \text{ cm}, d'' = 25 \text{ cm}$$

$$a/D = 6, s_{\sigma p} / s_{\sigma y} = 0.85$$

曲げ拘束筋：□型 4φ-@40 ($p_w = 0.4\%$)

この図より以下のことが指摘し得よう。

- 1) PC 鋼材を断面の片側に配置した部材は断面の上下に 2 段配置したものと比較すると、PC 鋼材の鋼材係数の増加に伴う限界塑性率の低下が少なく、比較的高い靱性を示す。
- 2) PC 鋼材を断面上下に 2 段配置した部材に高い靱性を与えることはほとんど不可能である。
- 3) PC 鋼材を断面の片側に配置した部材でも、限界

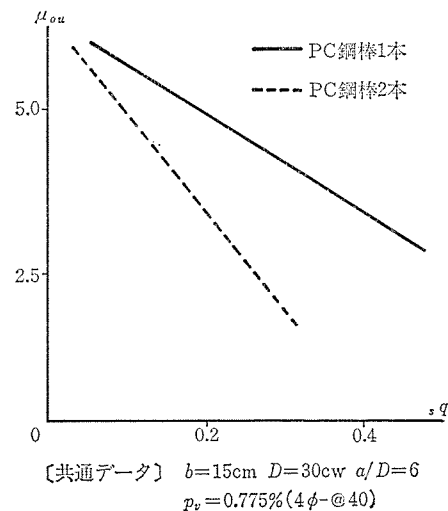


図-15 限界塑性率と PC 鋼棒の鋼材係数の関係

塑性率 6 を確保するためには PC 鋼材の鋼材係数を 0.1 以下に押さえなければならず、設計条件としては極めて厳しい。しかし、設計目標とする限界塑性率を 5 に設定すれば、PC 鋼材の鋼材係数は 0.2 程度に押さえられれば良い。

- 4) PC 規準での靱性規定⁷⁾は式 (11) のようになっている。

$$s q_{AIJ} \leq 0.3 \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 $s q_{AIJ} = s a_f \cdot s \sigma_y / (b \cdot s d \cdot F_c)$

PC 規準で定義した PC 鋼材の鋼材係数 ($s q_{AIJ}$) と本報告で定義したもの ($s q$) との間には式 (12) のような関係がある。

$$s q_{AIJ} = s q / s d_1 \dots\dots\dots (12)$$

一般に材端部における $s d_1$ は 0.7 程度の値を取る場合が多いため、この値を式 (12) に代入すると、

$$s q_{AIJ} = 1.43 s q \dots\dots\dots (13)$$

限界塑性率 5 に対応する PC 鋼材の鋼材係数 (0.2) を PC 規準の定義にしたがって書き改めると、

$$s q_{AIJ} = 0.29 \approx 0.3 \dots\dots\dots (14)$$

となり、通常設計されている PC 鋼材が断面の片側に配置されている材については、PC 規準の靱性規定にしたがっても、限界塑性率 5 程度の靱性は確保できることが分かる。

7. ま と め

緊張時における PC 鋼棒の引張応力度、PC 鋼棒の配置方法、全鋼材係数を要因とする正負繰返し載荷実験を実施し、これらの実験結果と文献 1) の実験データを解析することにより、以下に示す知見を得た。

- 1) PC 梁の靱性を直接支配する要因は無次元化平均プレストレスであり、全鋼材係数および PC 鋼材の鋼材係数はこれに従属する要因である。
- 2) 降伏部材角は PC 鋼材の配置方法にかかわらず文献 1) で提案した推定式で評価できる。これは下式で表わされるものである。

$${}_c R_p = (0.35 + 0.09 a/D) / 100$$

- 3) 文献 1) で提案した限界部材角の推定式を以下のように修正した。

$${}_c R_{ou} = (5.59 - 7.95 r \sigma_0 + 33.2 p_v) / 100$$

- 4) 通常設計されている PC 鋼材が断面の片側に配置されている材については、PC 規準の靱性規定にし

たがっても、限界塑性率 5 程度の靱性は確保できる。

今後の研究課題としては、以下に示す項目を挙げることができる。

- 1) PC 梁の個材としての力学的挙動が架構全体に及ぼす影響を解析、実験の両面から検討する。この時、架構の靱性に影響を与える要因は、それを構成する部材の限界部材角であるのか限界塑性率であるのかは明確にしておく必要がある。
- 2) 実験データに基づいた PC 梁の復元力特性を考案し、PC 架構の応答性状を調べる。
- 3) 緊張材としてストランドを用いた部材の力学的性状を実験的に解明する。

謝 辞

本研究に際し、以下の方々からの協力を得ることができた。ここに謹んで深い感謝の意を表する。

- 実験データの処理はすべて本学短期大学部助手 岡田満氏が行った。
- 実験に際しては、本学建築学科助手 中山優氏、大学院生 根岸徹氏および本岡・末次両研究室の卒研生諸君の助力を得た。
- 高周波熱錬株式会社には PC 鋼棒の提供を願った。またオリエンタルコンクリート株式会社には試験体の製作を担当していただいた。

参 考 文 献

- 1) 本岡ほか：“プレストレストコンクリート梁の弾塑性変形性状に関する実験的研究”，プレストレストコンクリート，1983 年 7 月
- 2) 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”，pp. 318~320, 1981 年
- 3) 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”，pp. 191~197, 1975 年
- 4) 建設省建築研究所：“建築構造部材の耐震強度（プレストレストコンクリート建築構造物の耐震性）”，新耐震設計法の開発報告書，昭和 52 年
- 5) 村上雅英ほか：“エネルギー吸収性状から見た鉄筋コンクリート造柱の破壊性状の定量化に関する研究”，コンクリート工学，1982 年 2 月
- 6) 西垣太郎ほか：“鉄筋コンクリート構造物の動的耐震性評価に関する研究”，日本建築学会論文報告集，昭和 58 年 10 月
- 7) 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”，pp. 180, 1975 年

【昭和 59 年 12 月 11 日受付】