

アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱の 構造性能に関する実験的研究

大庭 正俊 佐々木 仁
高森 直樹

概 要

アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート(以下アンボンドPCaPC)圧着工法は、シース管内にグラウト注入をしない工法で、プレストレスト力によるひび割れ制御や残留変形がほとんどない高い原点指向性といった構造性能とプレキャスト部材を建設現場で圧着接合してフレームを構築するため工期短縮、生産性が向上するといった特徴を持っている。高強度コンクリートを用いた圧着接合によるアンボンドPCaPC柱の曲げ性能に関する基礎資料を得ることを目的に、逆対称加力による曲げせん断実験を行った。

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による曲げひび割れ耐力の算定式と実験より得られた結果を比較した結果、RC規準による算定式で精度良く評価できたが、軸圧縮力比0.40において過大評価になる傾向が見られた。曲げ終局耐力の略算式として応力ブロックを用いた簡略な式で曲げ終局耐力を、精算解として平面保持仮定に基づいた断面解析により曲げ終局耐力を求めた。略算式と平面保持解析による計算式を用いて実験結果に対する評価を行った。両計算式ともほぼ同じ値を示した。軸力比が大きくなるにつれ実験値を過大評価した。

Experimental study on structural performance of precast prestressed concrete column using unbound tendons

Abstract

Unbonded precast prestressed concrete has the following features: it does not inject grout into the sheath tube; it has structural performance such as high criterion crack control by prestressed force and high origin directivity with little residual deformation; it is assembled in the factory and at the construction site. Construction time will be shortened and productivity will be improved. In order to obtain basic data on the bending performance of unbonded PCaPC columns by crimp joining using high-strength concrete, bending shear experiments with antisymmetric force were carried out.

As a result of comparing the calculation formula of the flexural cracking proof stress by the “Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures” and the results obtained from the experiment, it was possible to make a high-precision evaluation using the calculation formula, but there was a tendency for overestimation at an axial compression force ratio of 0.40. Ultimate bending endurance was obtained by a simple equation with stress block and cross-section analysis by plane retention assumption. The experimental results were evaluated using calculation formulas. Both calculation formulas showed almost the same value. As the axial force ratio increased, the experimental value was overestimated.

キーワード: プレストレス, アンボンド,
高強度コンクリート, 曲げ耐力

§1. 実験概要

1.1 はじめに

アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート(以下アンボンド PCaPC)圧着工法は、シー管内にグラウト注入をしない工法で、プレストレスト力によるひび割れ制御や残留変形がほとんどない高い原点指向性といった構造的な性能とプレキャスト部材を建設現場で圧着接合してフレームを構築するため工期短縮、生産性が向上するといった特徴を持っている。

プレストレスは常時荷重下を考慮して導入されることが多いため梁に関する研究が多く、アンボンド PC 柱部材の研究は少ない。本研究は、高強度コンクリートを用いた圧着接合によるアンボンド PCaPC 柱の曲げ性能に関する基礎資料を得ることを目的に、逆対称加力による曲げせん断実験を行った。

1.2 実験概要

試験体一覧を表1.1に示す。実験パラメータは、コンクリート強度、軸圧縮力比である。コンクリート強度は、30~50Fの超高層を想定し、 $F_c = 80\text{N/mm}^2$ と 120N/mm^2 の2種類、軸圧縮力比は、長期許容応力度 $1/3F_c$ と短期許容応力度 $2/3F_c$ を考慮し、0.15、0.25、0.40の3種類とした。

試験体は、図1.1に示す通り、超高層建物の下層階を想定した $1/3$ 縮尺である。試験体部は断面が $350 \times 350\text{mm}$ で内法長さ 2100mm ($M/QD=3$)の柱とした。スタブ断面は $900 \times 600\text{mm}$ とし、試験体部とスタブ部分を別々に打設した後、 25mm 厚の高強度無収縮モルタルを介して両者をプレストレスにより圧着接合した。試験区間の組立筋はD10(SD295A)の異形普通強度鉄筋、横補強筋はS10(KSS785)の高強度せん断補強筋を使用し 50mm 間隔($p_w=1.63\%$)で配筋した。PC鋼材は $\phi 17\text{PC}$ 鋼棒(C種1号)を4本、定着端間の距離は 7300mm とした。目標導入プレストレス力のPC鋼棒規格降伏耐力に対する比率は 0.68 とした。シーの内径は 30mm としシーによる断面欠損は全断面積に対して 2.31% である。

試験体に用いた各種材料の試験結果を表1.2および表1.3に示す。荷重装置を図1.2に示す。試験体の両端にジャッキで一定軸力を加えながら、逆対称加力を正負交番繰返しで行った。荷重はスタブ間で計測した柱部材角(Rc)で制

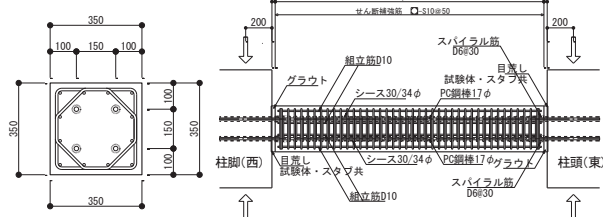


図1.1 試験体配筋図

表1.1 試験体一覧

試験体名	C80-015	C80-025	C80-040	C120-015	C120-025	C120-040
幅b×せいD(mm)	350×350					
コンクリート基準強度	Fc80			Fc120		
せん断スパン比	3.0					
PC鋼棒本数・径	4-φ17					
組立筋	主筋:12-D10 横補強筋:4-S10@50 (Pw=1.63%)					
実験時	有効プレスト力(kN)	669	679	676	680	678
	初期軸圧縮力(kN)	1661	3135	5299	2653	4318
	軸応力 σ_g (N/mm ²)	13.56	25.59	43.26	21.66	35.25
	軸力比 σ_g/σ_B	0.15	0.25	0.40	0.15	0.25

表1.2 コンクリートおよび目地モルタルの材料試験結果

		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時歪(%)	ヤング係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	C80-015	91.1	0.262	40.0	0.29
	C80-025	102.1	0.287	40.7	0.23
	C80-040	108.7	0.308	42.4	0.23
	C120-015	144.2	0.295	48.9	0.24
	C120-025	140.9	0.285	49.1	0.24
	C120-040	139.8	0.287	48.2	0.24
目地モルタル	C80-015	144.5	0.402	42.1	0.21
	C80-025	120.2	0.349	37.3	0.25
	C80-040	131.2	0.368	40.2	0.25
	C120-015	116.2	0.308	39.2	0.24
	C120-025	95.4	0.402	33.7	0.24
	C120-040	110.3	0.376	37.4	0.15

表1.3 鋼材の材料試験結果

	材料	使用部位	降伏点(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)	伸び(%)
D10	普通強度鉄筋(SD295)	軸方向筋	376.7	526.7	176	21.4
S10	高強度せん断補強筋(KSS785)	せん断補強筋	899.8*	1093.7	176	10.1
φ17	PC鋼棒(C種1号)	PC鋼材	1159.6*	1265.6	195	12.3

*は0.2%オフセットひずみ時の値

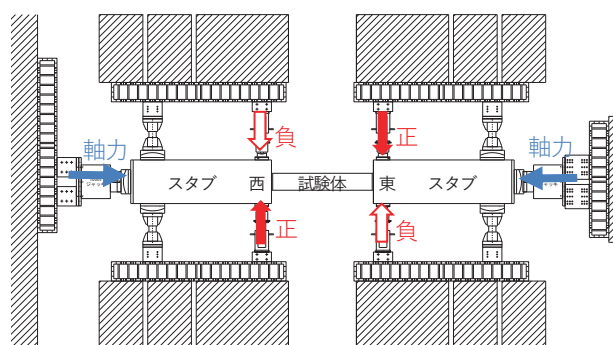


図1.2 荷重装置図

御し、 R_c が1/800で1回、1/400、1/200、1/133、1/100、1/66.7、1/50、1/33、1/25で、それぞれ正負各2回、1/16.7で1回の交番载荷を行った。

§2. 実験結果

2.1 ひび割れ状況

最大耐力時のひび割れ状況を図 2.1 に、最終ひび割れ状況を図 2.2 にそれぞれ示す。

(1) 軸力比0.15の試験体

軸力比 0.15 の試験体 C80-015 および C120-015 は、目地部に離間と思われるひび割れが発生 (R_c 0.116%および0.126%時)し、その後試験体に曲げひび割れが発生 (R_c 0.134%および0.267%時)した。曲げひび割れ発生本数が増えた後、最大耐力 (R_c 0.861%および0.753%時)に達した。最大耐力に達した後、試験体端部にコンクリートの圧壊による縦ひび割れが発生しせん断力は徐々に低下した。

(2) 軸力比0.25の試験体

軸力比 0.25 の試験体 C80-025 および C120-025 は目地部に離間と思われるひび割れが発生 (R_c 0.143%および 0.120%時)し、その後試験体に曲げひび割れが発生 (R_c 0.274%および0.334%時)した。曲げひび割れ発生本数が増えた後、最大耐力 (R_c 0.645%および0.670%時)に達した。最大耐力に達した後、試験体端部にコンクリートの圧壊による縦ひび割れが発生しせん断力は徐々に低下した。最大耐力以降のせん断力の低下は軸力比 0.15よりも大きかった。

(3) 軸力比0.40の試験体

軸力比 0.40 の試験体 C80-040 および C120-040 は目地部に離間と思われるひび割れが発生 (R_c 0.133%およ

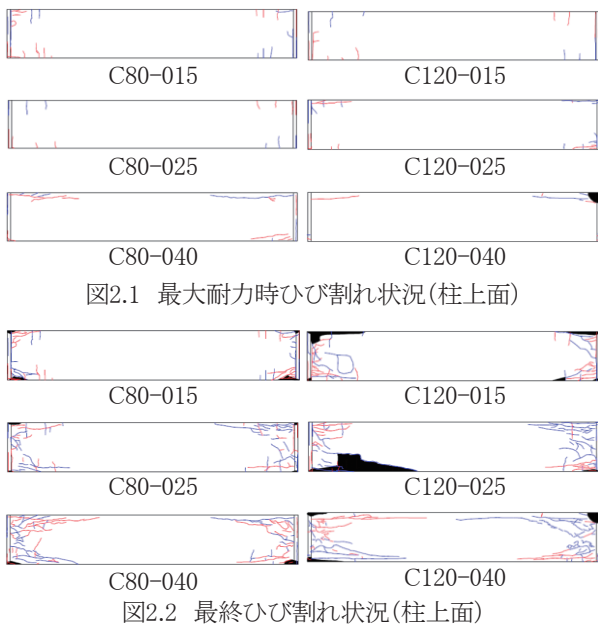


図2.1 最大耐力時ひび割れ状況(柱上面)

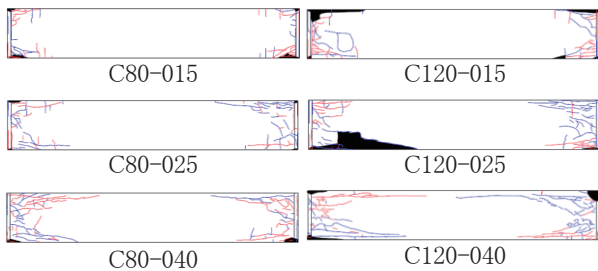


図2.2 最終ひび割れ状況(柱上面)

び 0.229%時)後、曲げひび割れ発生前に最大耐力 (R_c 0.502%および 0.439%時)に達した。最大耐力に達した後、試験体端部のコンクリートが急激に圧壊し軸力保持能力を喪失した。

2.2 柱せん断力-部材角関係

図2.3に各試験体のせん断力と部材角関係を示す。○は初曲げひび割れ発生時、▲は最大耐力を示す。

表2.1に初曲げひび割れ時せん断力および部材角、表2.2大せん断力および最大せん断力時部材角をそれぞれ示す。

2.3 曲げひび割れ耐力

実験より得られた曲げひび割れ耐力と「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による式(1)の計算値との比較結果を図2.4(a)に示す。実験値/計算値を縦軸に、軸圧縮力比を横軸にとったものを図2.4(b)に示す。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z + \frac{(N+P_e) \cdot D}{6} \quad (1)$$

$$Q_c = \frac{2M_c}{L-2L_c} \quad (2)$$

ここで、 σ_B :コンクリート圧縮強度、 Z :断面係数、 N :軸力、 P_e :プレストレスト力、 D :部材せい、 L :クリアスパン (2100mm)、 L_c :スタブからひび割れまでの距離である。

図2.4(a)より、平均値が1.08となり精度良く評価できている。図2.4(b)より軸力比0.15および0.25ではあまり影響は見られないが、軸力比0.40のときに右肩下がり傾向が見られ、実験値に対して過大評価となることがわかる。

2.4 曲げ終局耐力

(1) 略算式

曲げ終局耐力を求める略算式として、ACI規準応力プロックを用いてコンクリート圧縮合力を計算すると、普通強度鉄筋の存在を無視すれば式(3)に示すように x_n が一意に定

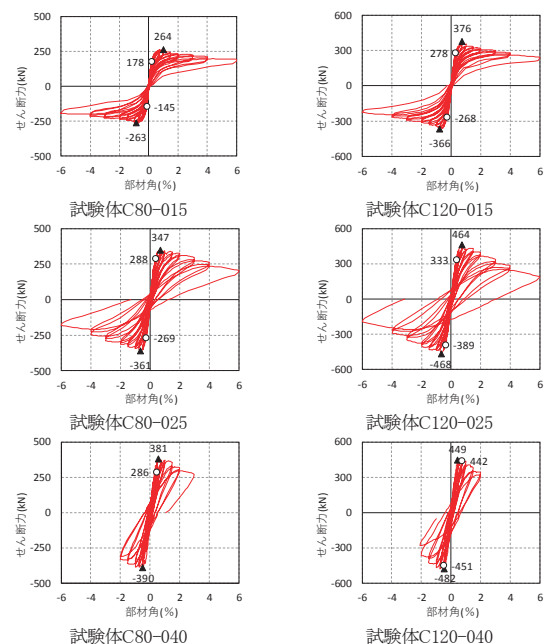


図2.3 せん断力-部材角関係

表2.1 初曲げひび割れ時せん断力および部材角

試験体	せん断力 (kN)			部材角 (%)		
	正側	負側	平均	正側	負側	平均
C80-015	178	-145	161.5	0.202	-0.134	0.168
C80-025	288	-269	278.5	0.364	-0.274	0.319
C80-040	286	-	286	0.436	-	0.436
C120-015	278	-268	273	0.309	-0.267	0.288
C120-025	333	-389	361	0.334	-0.394	0.364
C120-040	442	-451	446.5	0.752	-0.503	0.628

表2.2 最大せん断力および最大せん断力時部材角

試験体	最大せん断力 (kN)			最大せん断力時部材角 (%)		
	正側	負側	平均	正側	負側	平均
C80-015	264	-263	263.5	0.981	-0.861	0.921
C80-025	347	-361	354	0.694	-0.645	0.670
C80-040	381	-390	385.5	0.581	-0.502	0.542
C120-015	376	-366	371	0.753	-0.754	0.754
C120-025	464	-468	466	0.699	-0.670	0.685
C120-040	449	-482	465.5	0.450	-0.439	0.445

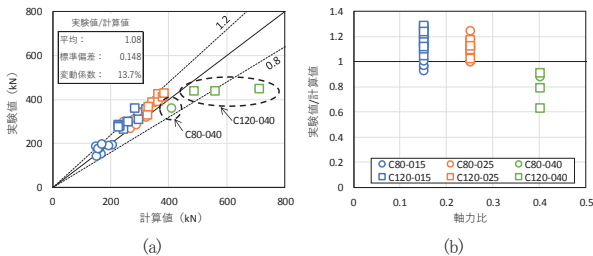


図2.4 ひび割れ耐力実験値と計算値の比較

まる。その結果、式(4)で表されるような非常に簡略な式で曲げ終局耐力を算定することができる。

$$X_n = \frac{N + P_e}{0.85f_c \cdot b \cdot \beta_1} \quad (3)$$

$$M_{u,pe} = (N + P_e) \frac{D - \beta_1 X_n}{2} \quad (4)$$

$$cal1Q_u = \frac{2M_{u,pe}}{L} \quad (5)$$

ここで、 x_n : 中立軸位置、 P_e : プレストレスト力、 f_c : コンクリート圧縮強度、 D : 部材せい、 b : 部材幅、 β_1 : ACI規準コンクリートブロック係数($\beta_1=0.65$)である。

(2) 平面保持仮定に基づいた断面解析

曲げ終局耐力を求める精算解として、平面保持仮定に基づいた断面解析を行った。図2.5に解析モデルを示す。節点A~BでPCaPC柱を模擬した。アンボンドPCaPC柱の曲げ変形は、ほとんどが部材端部と目地部を境界としたロッキング変形によるものと仮定し、部材端部の変形集中領域(等価な塑性ヒンジ長さ $L_p=0.1L$)の断面を分割したばねを設置するMS/Fiber要素としてモデル化した。

MS/Fiber要素は被りコンクリートとコアコンクリートの要素とし、コアコンクリートはせん断補強筋で拘束されるためコンファインド効果を考慮し、材料モデルを修正Kent-Parkモデルを用いた。

PC鋼棒は引張側のみ軸ばねモデルとしてスタブの端部間に設けた。初期応力を与えておき、軸力 N がスタブ端

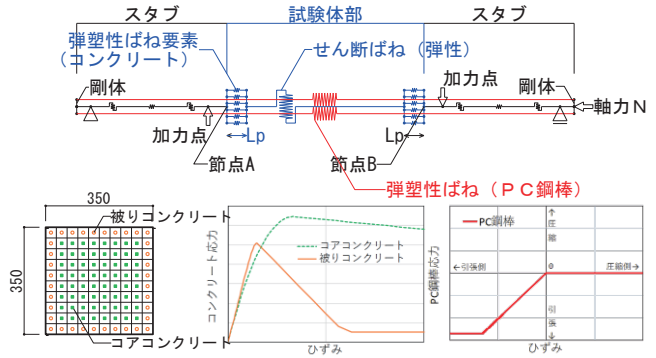


図2.5 平面保持仮定に基づいた断面解析モデル図
部から導入された後、試験体部の軸力が $N+P_e$ となるようにした。

(3) 実験結果と計算結果の比較

実験より得られた最大せん断力の正負平均値を $expQ_u$ 、ACI規準応力ブロックを用いた計算結果を $cal1Q_u$ 、柱端部をMS/Fiberモデルとした平面保持解析による計算結果を $cal2Q_u$ として、各評価法による計算結果との比較を図2.6にそれぞれ示す。ACI規準ブロックの略算式では実験値が計算値の0.77~1.15倍となっており、軸力比が小さければ実験値が大きくなり精度良く評価できている。軸力比が大きくなると計算値が大きくなり実験結果をあまり良好に評価しているとはいえない。平面保持解析については実験値が計算値の0.74~1.12倍となっており、傾向は略算式の計算結果と同様となった。

図2.7に平面保持解析結果についてコンクリート強度とモルタル強度および軸力比について整理した。試験体は圧着工法を用いているため、試験体コンクリート強度と目地モルタルの強度に差が生じている。この強度差と実験値と計算値の差に関しては、相関は見られなかった。軸力比が大きくなるにつれ計算値と実験値の差が大きくなった。

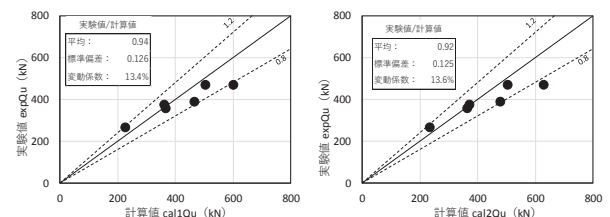


図2.6 計算結果と実験結果の比較
(左: ACIブロック略算式, 右: 平面保持解析)

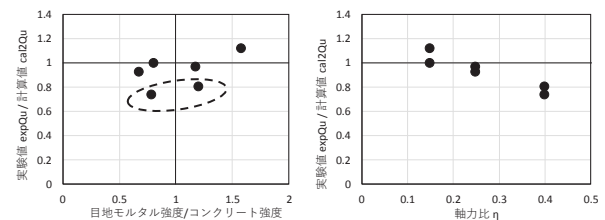


図2.7 平面保持解析計算結果と実験結果の比較

§3. 変形性能

3.1 はじめに

PC部材はRC部材と比べてループ幅の狭いS字型の履歴復元力特性を示し、エネルギー吸収も少ないとされている。しかし、これは主に梁で得られた知見であり、柱部材に対しての検討はあまり行われていない。そこで、文献[1]で提案されている骨格曲線による計算結果と実験結果との比較を行い、柱部材での変形性能を明らかにする。

3.2 骨格曲線

谷ら^[1]による骨格曲線の計算方法について以下に説明する。

(1) 初期剛性 K_e

アンボンド部材が逆対称曲げを受ける場合は、離間が発生するまではPC鋼材にひずみ増分は発生しないので、PC鋼材の剛性は考慮しない。また、シース内にグラウトが充填されていないため、シースによるコンクリートの断面欠損を考慮する。曲げ弾性剛性 $K_{e,f}$ およびせん断弾性剛性 $K_{e,s}$ は、それぞれ次式で与えられている。

$$K_{e,f} = \frac{12E_c I_e}{L^2} \quad (6)$$

$$K_{e,s} = G \cdot b \cdot D \quad (7)$$

ここで、 E_c :コンクリートの弾性係数、 I_c :コンクリートの断面2次モーメント、 I_e :シース断面欠損を考慮した等価有効断面2次モーメント、 G :せん断弾性係数(= $\frac{E_c}{2(1+\nu)}$)、 ν :ポアソン比(=1/6)、 D :柱せいである。

したがって、初期剛性 K_e は次式で計算することができる。

$$K_e = \frac{K_{e,f} K_{e,s}}{K_{e,f} + K_{e,s}} = \frac{1}{\frac{L^2}{12E_c I_e} + \frac{1}{G \cdot b \cdot D}} \quad (8)$$

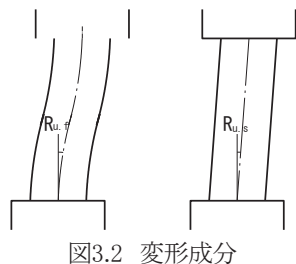
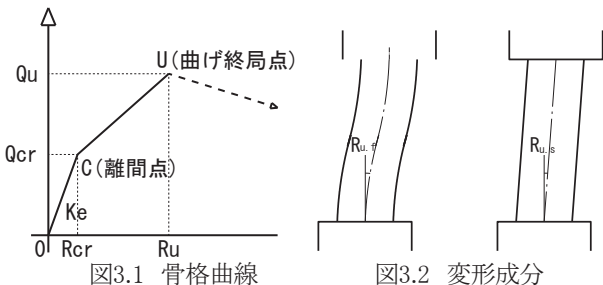
(2) 離間点C

PCaPC部材では、コンクリートは接合面において引張力を負担できない。したがって、一体打ち部材の曲げひび割れ点に代わり、引張縁の合力が0となる時点を離間点として定義している。PC鋼材が対称配置されている場合の離間時せん断力 Q_{cr} は次式で与えられている。

$$Q_{cr} = \left(\frac{P_i}{E_c A_c} + \frac{N}{E_c A_c} \right) \cdot \frac{E_c Z}{L/2} \quad (9)$$

$$Z = \frac{I_e}{D/2} \quad (10)$$

ここで、 P 軸力載荷前の有効プレストレス力、 N :初期導入



軸力、 Z :断面係数である。

また、離間時部材角 R_{cr} は次式となる。

$$R_{cr} = \frac{Q_{cr}}{K_e} \quad (11)$$

(3) 曲げ終局点U

曲げ終局時のせん断耐力は平面保持仮定のもとで求めた計算値を用いる。曲げ終局時の部材角は、図3.2に示す曲げ、せん断の2つの変形成分の和として式(12)で求める。

$$R_u = R_{u,f} + R_{u,s} \quad (12)$$

ここで、 $R_{u,f}$:曲げ変形による部材角、 $R_{u,s}$:せん断変形による部材角である。それぞれの変形成分の計算方法について以下に示す。

(4) 曲げ終局点における曲げ変形($R_{u,f}$)

平面保持仮定のもとで求めた曲げ終局耐力時の中立軸位置 x_n から、式(13)によって曲げ終局時の危険断面位置における曲率 ϕ_u が計算できる。ここで図3.3に示すように部材の両端に塑性ヒンジ領域を設定し、①塑性ヒンジ領域内では曲げ終局時曲率は一定である、②それ以外の領域は弾性範囲内にある、と仮定すると、曲げ変形による部材角 $R_{u,f}$ は式(9)により算出できる。塑性ヒンジ領域長さ L_p は作用する軸圧縮力等の諸条件によって異なると考えられるが全て部材せいに等しいものとした。

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} / x_n \quad (13)$$

$$R_{u,f} = \frac{1}{L} \left[\phi_u \{L_p^2 + L_p(L - 2L_p)\} + \frac{2Q_u(L/2 - L_p)^3}{3E_c I_e} \right] \quad (14)$$

ここで、 ε_{cu} :コンクリート圧縮強度時歪(材料試験値)、 L :クリアスパン、 L_p :塑性ヒンジ領域長さ、 Q_u :曲げ終局時せん断耐力(ACIブロックの計算値)

(5) 曲げ終局点におけるせん断変形($R_{u,s}$)

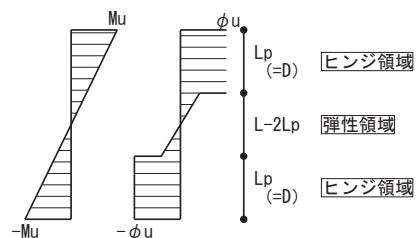
せん断変形は鋼材の存在は無視し均一なコンクリートであり弾性であると仮定すると、曲げ終局時のせん断変形による部材角 $R_{u,s}$ は次式で与えられている。

$$R_{u,s} = \gamma_u = \frac{Q_u}{b \cdot D \cdot G} \quad (15)$$

(6) 最大耐力後の下り勾配 k'

文献[2]で示された下り勾配式との連続性を考慮し軸力比の項を次式のように追加している。

$$\frac{k'}{k_e} = -0.04\eta_p - 0.11\eta_N + 0.004 \quad (16)$$



ここで、 k' :最大耐力後の下り勾配、 k_e :初期剛性、 η_p :有効プレストレス力比、 η_N :軸力比である。

3.3 計算結果と実験値の比較

表3.1に各特性点の計算結果を、図3.4に骨格曲線の計算結果と実験値をそれぞれ示す。

- ① 離間点を第一折れ点とすると、軸力比 0.25 は実験

表3.1 骨格曲線の特性値一覧(計算値)

試験体	初期剛性 $K_e \times 10^3$ (kN/rad)	離間時		曲げ終局時		最大耐力 後剛性 $K' \times 10^3$ (kN/rad)
		せん断力 Q_{cr} (kN)	部材角 R_{cr} (%)	せん断力 Q_u (kN)	部材角 R_u (%)	
C80-015	125	94	0.07	228	0.86	-1.03
C80-025	128	178	0.14	369	0.62	-2.52
C80-040	133	302	0.23	470	0.47	-4.83
C120-015	154	150	0.10	364	0.97	-1.51
C120-025	154	245	0.16	508	0.63	-3.20
C120-040	152	389	0.26	604	0.46	-5.64

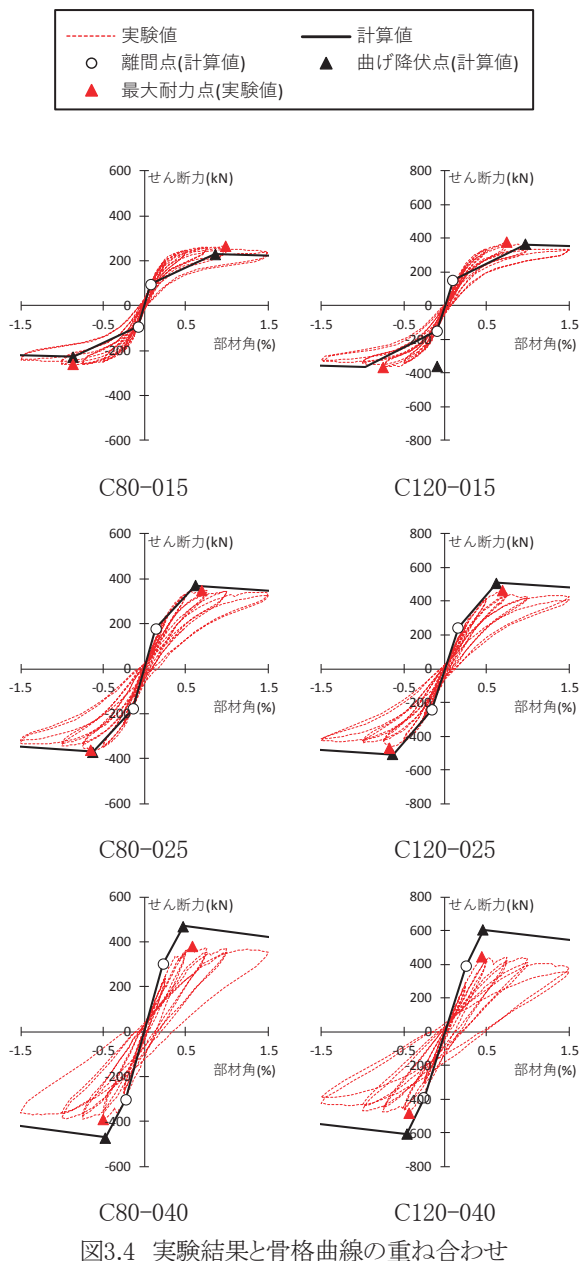


図3.4 実験結果と骨格曲線の重ね合わせ

結果をよく反映できているが、0.15 は折れ点のせん断力は小さい値となった。

- ② 曲げ耐力の値は軸力比が小さい試験体は概ね実験値と同じ値となったが、軸力比が大きい試験体は実験結果より計算結果が大きくなった。曲げ耐力時の部材角はほぼ実験値と同じ値となった。
- ③ 下り勾配は、各試験体の計算値と実験結果は概ね一致した。

§4. まとめ

軸圧縮力比、コンクリート強度を実験パラメータとして計6体のアンボンドPCaPC圧着柱に対して、逆対称曲げを与える実験を行った。実験の結果、以下の知見を得た。

(1) 柱上面には軸力比、コンクリート強度が大きいほどひび割れが多く発生した。

(2) 軸力比0.40では $R_c=6.0\%$ になる前に破壊に至り、軸力が保持できず荷重を終了した。これは、軸力比が大きい試験体ほど曲げひび割れ発生前に圧縮による縦ひび割れが発生したためである。

(3) 曲げひび割れ耐力に関して、RC規準による曲げひび割れ耐力の算定式と実験より得られた結果を比較した結果、RC規準による算定式で精度良く評価できたが、軸圧縮力比0.40において過大評価になる傾向が見られた。

(4) 曲げ終局耐力に関して、略算式と平面保持解析による計算式を用いて実験結果に対する評価を行った。両計算式ともほぼ同じ値を示した。軸力比が大きくなるにつれ実験値を過大評価した。

参考文献

- 谷昌典:プレキャストプレストレストコンクリート圧着柱部材に関する研究、京都大学学位請求論文、2008
- 西山峰広:プレストレストコンクリート建築構造物の地震応答と耐震設計、京都大学学位請求論文、pp.155-183、1993

ひとこと

アンボンドPC柱に対する研究はほとんど行われていない。PC鋼棒をアンボンドにすることにより大変形時においてもPC鋼棒を弾性範囲内に保持することが可能であり、復元力を高めることができるため、実用化に向けて研究開発を進めていきたい。



大庭 正俊