

高圧縮軸力を受けるPCaPC圧着柱の力学性状と性能評価

京都大学 正会員 博(工) ○谷 昌典
 京都大学 山田 諒
 京都大学 正会員 博(工) 西山 峰広

Abstract : Two unbonded precast prestressed concrete (PCaPC) column specimens with large amount of hoop were constructed and tested under large axial compression load. The effect of hoop amount on deformation capacity of unbonded PCaPC column is verified. Prediction accuracy of ultimate flexural capacity calculated by design equations was also discussed. Relationships between lateral load or tensile force of PT tendons and drift angle were evaluated by numerical model with multi-spring element.

Key words : Column, Unbonded, Post-tensioned, Precast

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)部材は、プレキャスト部材が有する工期短縮や品質向上などの利点と、アンボンドPC部材が有する部材の再利用による環境負荷低減、グラウト施工の省略、PC鋼材の弾性範囲内での利用による高い復元性などの利点を有する。アンボンドPC部材は、2007年の告示改正により、主要耐震部材としての使用が認められた。保有水平耐力計算(ルート3b)におけるPC部材の部材種別については、「2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例」¹⁾で鉄筋コンクリート(以下、RC)部材の判定基準²⁾を準用することが提案され、文献3)でその妥当性が検証されている。また、2016年に発刊された「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説」(以下、RC保有水平耐力規準)⁴⁾では、現行基準²⁾ではFA部材と判定されない圧縮軸力比0.35を超える高い圧縮軸力を受けるRC柱に対して、帯筋量や帯筋配筋等の条件を満たせばFA部材と判定する基準が提案されている。しかし、PC柱に関しては実験例が限られており、さらに軸力比を0.35以上とした高圧縮軸力下での試験体はとくに少ないことから、RC柱同様の緩和の可否は不明である。本研究では、帯筋の配筋を実験変数としたアンボンドPCaPC柱を対象に、高圧縮軸力下での静的繰り返し載荷実験を行い、その耐力と変形性能に関する知見を得るとともに、数値解析による実験結果の挙動追跡を行う。

2. 実験概要

2. 1 試験体概要

本実験の試験体一覧を表-1に、試験体立面を図-1に、柱断面を図-2にそれぞれ示す。試験体は高層建物の1階柱を想定しており、縮尺は1/3である。実験変数は帯筋の配筋とし、UPC-4-63では3-S6@50、UPC-4-84では4-S4@50とした。かぶり厚さは20mmとし、中子筋は180度フック定着とした。柱部分と上下スタブを別々に打設した後、20mm厚の高強度無収縮モルタルを介して、両者を圧着接合した。PC鋼材の定着端間の距離は、耐圧板と柱頭に設置したロードセルを含めて2557mmである。目標導入プレストレス力はPC鋼材規格降伏耐力の0.8倍とした。シースには#1026ワインディングシースを用い、断面欠損は柱全断面に対して2.8%である。

本試験体に用いたコンクリートおよび鉄筋、PC鋼材の材料試験結果を表-2および表-3にそれぞれ

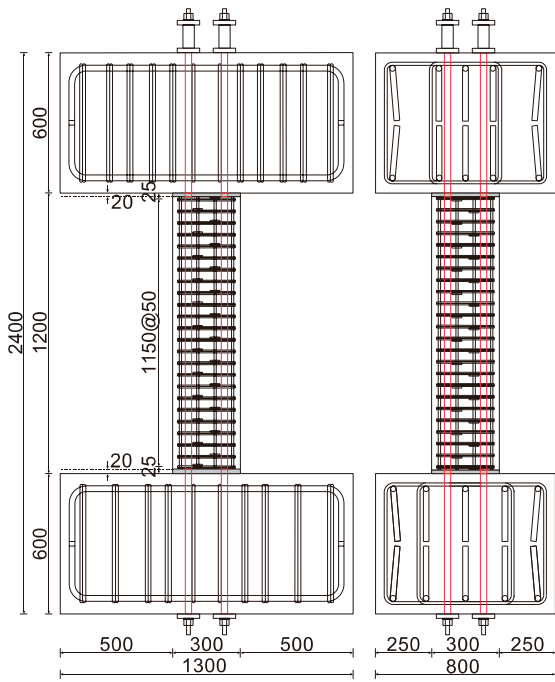


図-1 試験体 (UPC-4-63) (単位 : mm)

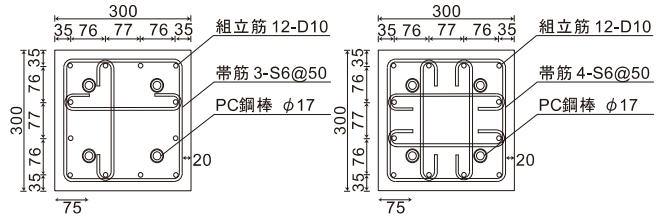


図-2 試験体断面
(左 : UPC-4-63, 右 : UPC-4-84) (単位 : mm)

表-1 試験体一覧

試験体名	UPC-4-63	UPC-4-84
柱幅 b (mm)×せい D (mm)	300×300	
組立筋 (SD295A)	12-D10	
帯筋 (KSS785)	3-S6@50	4-S6@50
帯筋比 (%)	0.63	0.84
PC 鋼材 (C 種 1 号)	4-φ17	
有効プレストレス力 P_e (kN)*1	697.8	721.8
軸力 N (kN)	1847.4	1823.4
有効プレストレス力+軸力 (kN)	2545.2 ($(P_e+N)/(bDf_c)=0.4$)	
せん断スパン (mm)	600	

*1 軸力載荷前の値

表-2 コンクリートの力学特性

試験体名	材料名	f'_c (N/mm ²)	ϵ_c (%)	E_c (kN/mm ²)	f_t (N/mm ²)
UPC-4-63	コンクリート	70.7	0.262	37.0	3.89
	目地モルタル	61.4	0.262	33.9	—
UPC-4-84	コンクリート	70.7	0.252	35.5	3.85
	目地モルタル	74.1	0.314	32.7	—

表-3 鉄筋および PC 鋼材の力学特性

部位	呼び名	規格	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
組立筋	D10	SD295A	330.7	479.5	189.5
帯筋	S6	KSS785	829.8*	978.8	184.8
PC 鋼材	φ17	C 種 1 号	1185*	1277	201.0

f_y : 降伏強度, f_u : 引張強度, E_s : ヤング係数, *0.2%オフセット

f'_c : 圧縮強度, ϵ_c : 圧縮強度時ひずみ, E_c : $f'_c/3$ 割線弾性剛性, f_t : 耐力
割裂引張強度

れ示す。コンクリート目標圧縮強度 F_c は 60N/mm^2 とした。材料試験から得られた値を用いて算出したせん断余裕度 (せん断終局耐力計算値 Q_{su} に対する曲げ終局耐力計算値 Q_{mu} の比) は 1.12 (UPC-4-63) および 1.10 (UPC-4-84) である。なお、曲げ終局耐力はコンクリート断面に平面保持を仮定し、コンクリート応力分布を ACI 応力ブロック⁵⁾ で置換して算出した。このとき、PC 鋼材張力は軸力載荷直後から変動しないと仮定した。一方、せん断終局耐力の算定には「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」⁶⁾ の式(1)を用い、PC 鋼材に付着が無いことからトラス機構は無効 ($p_w\sigma_{wy}=0$) とした。

$$Q_{su} = b_0 j_0 p_w w f_y + \frac{b_0 D}{2} (v_1 \sigma_B - 2 p_w w f_y) \tan \theta \quad (\text{記号は文献参照}) \quad (1)$$

また、RC 保有水平耐力規準に示されるせん断補強指標に関する条件 $p_w \sigma_{wel} / (w F_c) \geq 0.30 (\sigma / F_c)^2 + 0.10$ (記号は文献参照) の (左辺) / (右辺) の値は、 σ にプレストレスを含めて UPC-4-63 で 1.05、UPC-4-84 で 1.44 となり、いずれの試験体も条件を満足する。

2.2 載荷概要

載荷装置を図-3に示す。圧縮軸力を 800t ジャッキ 2 本により作用させた状態で、300t ジャッキにより水平力を加えた。また、上下スタブの平行を保つように鉛直ジャッキを制御した。圧縮軸力は、 $0.4bDf'_c$ から軸力載荷前の有効プレストレス力を減じた値で一定とした。水平加力は図-3に示した南向きを正方向とし、変位制御による正負交番漸増振幅載荷とした。制御に用いた変形角 R (rad) は上スタブの相対水平変位を、試験区間内法高さで除した値とし、 $R = \pm 1/1600$ を 1 回、 $R = \pm 1/800$, $\pm 1/400$,

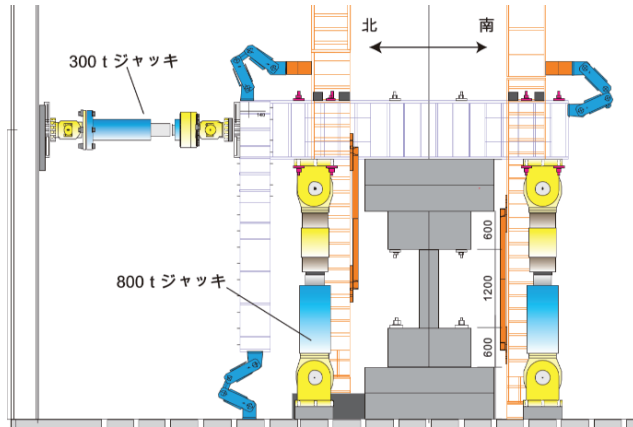


図-3 荷重装置 (単位: mm)

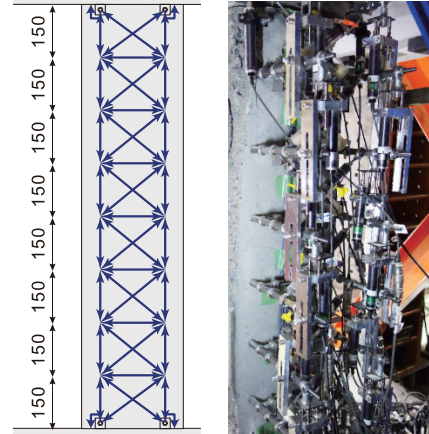


図-4 変位計設置状況 (単位: mm)

$\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/50$, $\pm 1/33$, $\pm 1/25$, $\pm 1/20$ を各2回繰り返した。

2. 3 計測概要

試験区間の変位計の設置位置を図-4に示す。試験体に作用する荷重およびプレストレス力はロードセルにより計測した。また、組立筋、帯筋、PC鋼材にはひずみゲージを貼付した。

3. 実験結果

3. 1 水平荷重-変形角関係および実験経過

各試験体の水平荷重 Q -変形角 R 関係を図-5に示す。図中の破線は $P-\Delta$ 効果による水平荷重の低下を考慮した曲げ終局耐力計算値を、一点鎖線は後述の限界変形角の算出に用いた最大耐力の80%の値を表す。最大耐力点までの実験結果は両試験体間に大きな差は見られなかった。 $R=1/800$ サイクル1回目で柱頭および柱脚に目地部に離間が発生した。 $R=1/200$ サイクル1回目で柱組立筋が圧縮降伏し、柱脚に目地部離間以外に曲げひび割れが発生した。 $R=1/100$ サイクル1回目で、カバーコンクリートが圧壊し、正負共に最大耐力が確認された。最大耐力経験後の耐力低下はUPC-4-63の方が著しく、UPC-4-63では $R=1/25$ サイクルにて荷重を終了した。

最大耐力および限界変形角を表-4に示す。表中の最大耐力の実験値は圧縮軸力による $P-\Delta$ 効果分を加算したものであり、計算値は2.1で示したACI応力ブロックによる曲げ終局耐力である。また、限界変形角は水平荷重-変形角関係における最大耐力以降における荷重が、最大耐力の80%まで低下した点の変形角と定義した。最大耐力は柱脚および柱頭におけるコンクリート圧壊によって決定しており、帯筋比による差はほとんどなかった。なお、4.2に示す通り、実験における最大耐力時にはPC鋼材の張力減退が発生していたが、計算では張力変動を無視することで若干大きめの評価になる。一方で、Angら⁷⁾は高軸力下では計算値が実験値を過小評価する傾向があることを指摘しており、結果的に実験値を1割程度小さく評価したものと考えられる。一方、限界変形角は、帯筋比が大きいUPC-4-84の方が大きな値を示し、変形性能に差がみられ、UPC-4-63はRC保有水平耐力規準に記載されている部材種別FAと同等の変形性能を有する柱部材の目安となる限界変形角2%を満足しなかった。

3. 2 破壊性状

各試験体の正面および側面の $R=1/25$ サイクル終了時における損傷状況を図-6に示す。図中の薄い灰色部分はカバーコンクリートの剥離部分を、濃い灰色部分は剥落部分を示している。いずれの試験体でも最大耐力以前では圧縮応力による縦ひび割れの発生が確認された。圧壊によるコンクリートの損傷は柱頭および柱脚に集中し、とくに、柱頭では広範囲でカバーコンクリートの剥離および剥落が確認され、柱頭と柱脚の損傷状況に差が見られた。また、両試験体の破壊性状を比較すると、最大耐

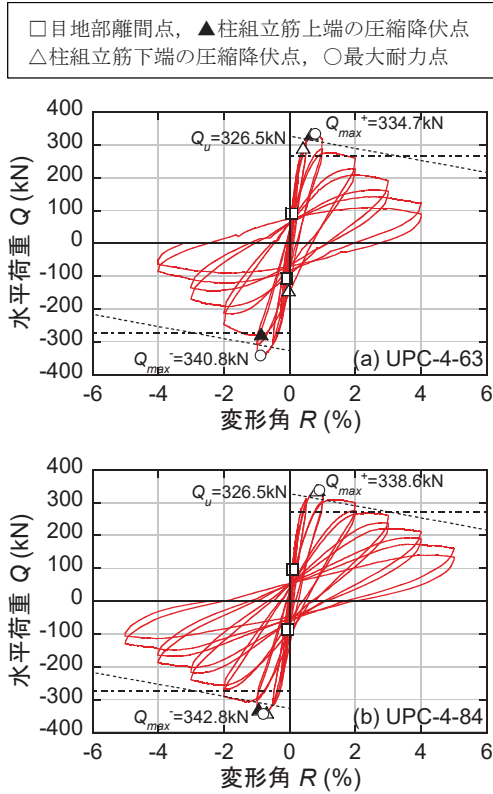


図-5 水平荷重 Q —変形角 R 関係

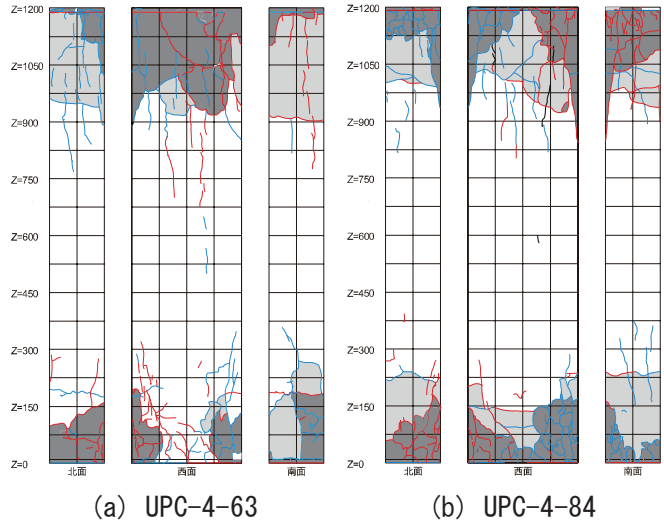


図-6 ひび割れ図 ($R=1/25$ サイクル終了時)

表-4 実験結果

試験体名	最大耐力			最大耐力時 変形角(%)	限界 変形角 (%)
	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値/ 計算値		
UPC-4-63	正	349.2	324.3	1.08	0.786
	負	-357.3		1.10	-0.894
UPC-4-84	正	354.9	324.3	1.09	0.898
	負	-357.6		1.10	-0.813

力を示したサイクルおよび $R=1/25$ サイクル終了時の破壊性状に顕著な差は見られなかった。

3. 3 残留変形

各試験体の残留変形角 R_r —経験最大変形角 R_p 関係を図-7に示す。なお、残留変形角は水平荷重—変形角関係の2回目サイクルの履歴より算出した。前述の限界変形角を経験した $R=1/50$ サイクルでの残留変形角と、文献8)に示されている修復限界状態Iの判定基準 ($R_r=1/400$) と修復限界状態IIの判定基準 ($R_r=1/200$) を比較すると、UPC-4-84では修復限界状態Iと修復限界状態IIの間の状態であったのに対し、UPC-4-63では修復限界状態IIを上回った。また、柱頭組立筋の座屈を確認したサイクル (UPC-4-63 : $R=1/33$, UPC-4-84 : $R=1/25$) では、いずれの試験体でも修復限界状態IIの判定基準を超えた。

4. 線材解析による実験結果の追跡

4. 1 解析概要

弾塑性解析プログラムSNAP ver.7⁹⁾を用いて実験結果の追跡を行う。図-8に解析モデルの概要を示す。柱の両端に、塑性ヒンジ長さ150mm (柱せいの半分) のマルチスプリング (MS) ばねおよび弾性のせん断ばねを配した。柱断面のコンクリートは幅およびせい方向にそれぞれ均等に30分割し、外周の2要素 (10mm×2) をカバーコンクリートとした。組立筋は無視した。PC鋼材は弾塑性トラス材 (長さ2557mm) でモデル化し、柱頭に設置したロードセルは圧縮力のみ負担するトラス材でモデル化した。上下スタブは剛とし、上スタブが回転しないように、上スタブに関する節点の回転を拘束した。コンクリートの応力—ひずみ関係は、図-9 (a)に示す骨格曲線を用いてトリリニア剛性低減型モデル⁹⁾でモデル化した。コアコンクリートの圧縮強度 f_{cc} は各試験体の帯筋の配筋に基づいてNewRCモデル^{10), 11)}により算出し、圧縮強度後の軟化勾配はNewRCモデル上のひずみが0.03の点と圧縮強度点を結ぶ勾配とした。PC鋼材の応力—ひずみ関係は、図-9 (b)に示す鉄鋼剛性低減型モデル⁹⁾でモデル化した。載荷は、表-1に示した各試験体の軸力載荷前の有効プレストレス力をPC鋼材に初期応力と

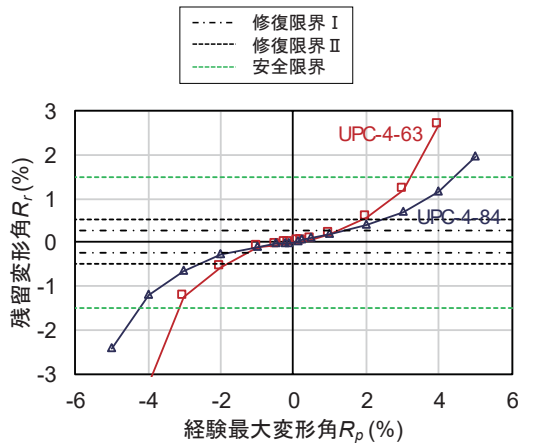


図-7 残留変形角 R_r —経験最大変形角 R_p 関係

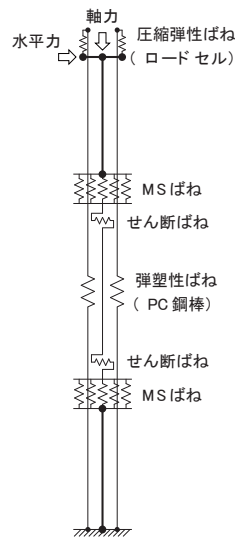


図-8 解析モデル

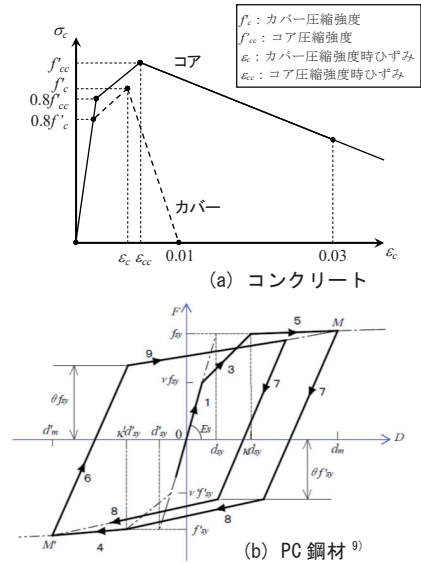


図-9 応力-ひずみ関係

して与えた後、所定の圧縮軸力を作用させた状態で、2.2に示した载荷サイクルの正負交番水平荷重を行った。また、幾何学的非線形を考慮し、圧縮軸力によるP- Δ 効果の影響を考慮した。

4.2 解析結果

水平荷重-変形角関係の解析結果と実験結果の比較を図-10に示す。図中、実線および破線で解析値および実験値をそれぞれ示す。UPC-4-63では、 $R=1/25$ サイクル負側1回目において不安定となり解析を終了した。解析における最大耐力の正負平均値は345.7kN (UPC-4-63) および347.9kN (UPC-4-84) で、解析値に対する実験値の比はともに0.98となり、精度良く最大耐力を評価できた。一方、最大耐力時変形角は正負平均で0.478% (UPC-4-63) および0.447% (UPC-4-84) となり、実験値の半分程度となった。また、最大耐力点以降の耐力低下は実験結果を比較的精度良く追跡できたものの、大変

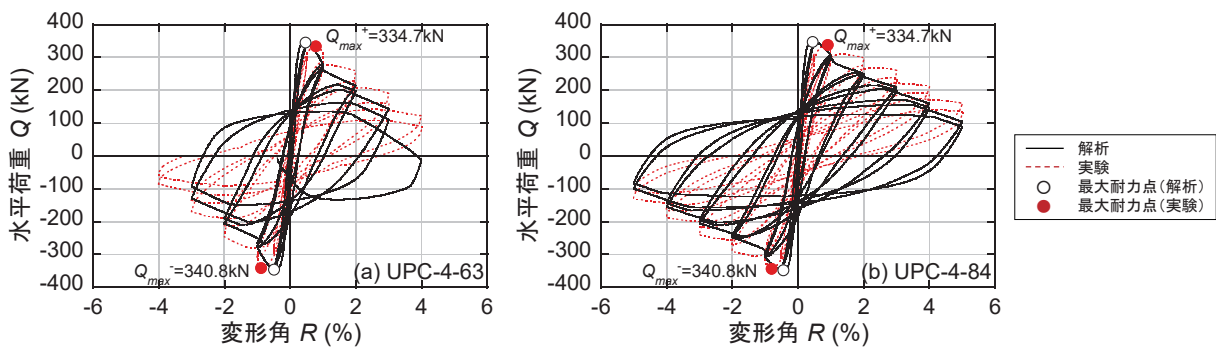


図-10 水平荷重-変形角関係

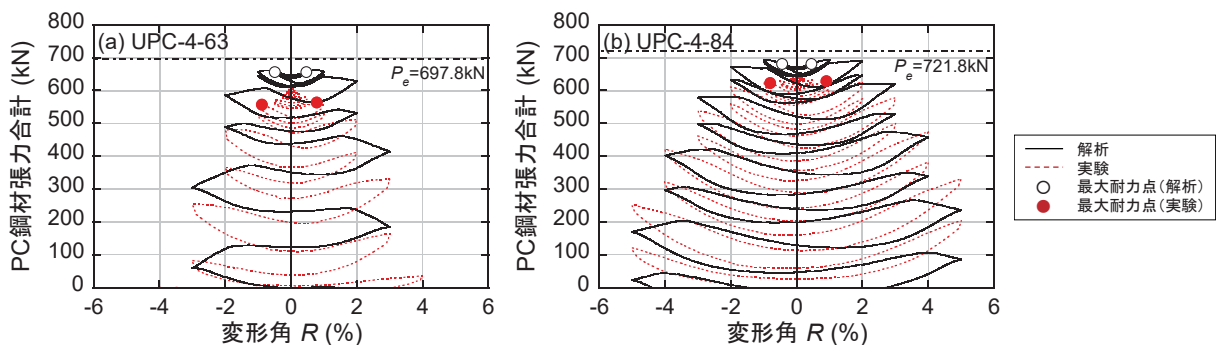


図-11 PC鋼材張力-変形角関係

形時において解析結果の方が大きな履歴ループを描く傾向が見られ、大きな残留変形を示す結果となった。後述の通り、PC鋼材は未降伏であり、コンクリートの履歴モデルによる影響と考えられる。

PC鋼材張力合計値－変形角関係の解析結果と実験結果の比較を図-11に示す。図中、実線および破線で解析値および実験値をそれぞれ示す。PC鋼材張力は、柱頭に設置したロードセルにより計測した各PC鋼材の張力合計値である。図中の有効プレストレス力 P_e は軸力載荷前の値である。実験では、帯筋量の多いUPC-4-84の方がUPC-4-63に比べてPC鋼材張力の低下が小さく、解析においても同様の傾向を追跡できた。また、UPC-4-63では、実験では $R=1/25$ サイクルにおいてPC鋼材張力が0となり、解析でも同じ載荷サイクルで同様の現象が確認された。両試験体ともPC鋼材の引張降伏は確認されなかった。なお、いずれの試験体においても、 $R=1/100$ サイクルまでは、解析では張力の変動はほとんど発生しなかったのに対して、実験では小変形領域でも載荷サイクルごとに張力が徐々に減少し、両者の挙動に大きな差がみられ、最大耐力時のPC鋼材張力は解析値の方が約50～100kN大きくなる結果となった。この理由としては、解析ではヤング係数の低い目地モルタルをモデル化していないことや、目地モルタルとコンクリートの接触面の剛性が低い可能性が考えられ、今後更なる検討が必要である。

5. まとめ

本研究では、RC保有水平耐力規準に示されるせん断補強指標の条件を満たし、帯筋比を実験変数としたアンボンドPCaPC柱試験体2体に対し、有効プレストレス力を加えた軸力比が0.40という高圧縮軸力下で正負繰返し載荷実験を実施し、線材解析による挙動追跡を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・ 両試験体とも、 $R=1/800$ サイクル1回目に柱脚および柱頭の目地部離間を確認し、その後、組立筋が圧縮降伏し、カバーコンクリートの圧壊により最大耐力を示した。その後の破壊性状にも、試験体間で大きな差は見られなかった。
- ・ PC鋼材張力変動が無いと仮定して得られた曲げ終局耐力略算値に対する実験最大耐力の比は1.08～1.10となり、実験値を良好な精度かつ安全側に評価できた。
- ・ 水平荷重－変形角関係から得られた限界変形角は、帯筋比の小さいUPC-4-63ではFA柱部材の限界変形角の目安である2%を下回った。また、限界変形角を示したサイクルでの残留変形は、UPC-4-63では修復限界状態IIの基準を超える結果となった。
- ・ 線材解析による挙動追跡では、最大耐力および最大耐力後の耐力低下は良好な精度で追跡できたが、最大耐力時変形角や大変形時の履歴性状の追跡精度については課題を残す結果となった。また、PC鋼材張力の低下は、実験、解析ともにUPC-4-63でとくに大きく、いずれも $R=1/25$ radサイクルにおいてPC鋼材張力が0となった。

謝辞

本実験の遂行にあたり、高周波熱錬株式会社、灰孝小野田レミコン株式会社、京都大学技術職員・野村昌弘氏および元京都大学大学院生・高橋毅氏には多大なるご協力を頂いた。ここに厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所ほか監修：2009年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例，2009
- 2) 国土技術政策総合研究所ほか監修：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- 3) 谷昌典，坂下雅信：3. PC保有水平耐力計算指針（案）の現状 3.2 PC部材種別の評価，日本建築学会大会構造部門（PC構造）パネルディスカッション資料，pp.30-36，2017.8
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2016
- 5) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-14) and Commentary (ACI318R-14), 2014
- 6) 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，1998
- 7) Ang Beng Ghee, et al.: Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns, ACI Structural Journal, Vol.86, No.1, pp.45-59, 1989.1-2
- 8) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針（案）・同解説，2015
- 9) 構造システム：SNAP ver.7 テクニカルマニュアル，2019
- 10) 崎野健治ほか：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力－ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第461号，pp.95-104，1994.7
- 11) 田福勝ほか：拘束RC柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響，構造工学論文集，Vol.43B，pp.191-198，1997.3