

# 論文 平行配筋されたアンボント PCaPS 梁の変形に伴う軸方向力増大を考慮したせん断力一部材角関係

島崎 和司\*1・白井 佑樹\*2

**要旨:** 平行配筋されたアンボント PC 鋼材を用いた PCaPS コンクリート梁が逆対称曲げモーメント下で変形すると、幾何学的に軸方向に伸びる傾向がある。その結果、PC 鋼材は伸張し、初期のプレストレス力に加えて軸方向の力が追加される。軸力が増加すると、曲げ耐力が増大し、部材に作用するせん断力が増加する。変形に伴う軸力増分を簡易なマクロモデルを用いて検討し、変形による軸力増分を算定するための簡易な式を提案した。この式を用いた軸力増分は、既往の実験結果と対応していた。この軸力による曲げ終局耐力を各変形量で算定すると、変形に伴う曲げ耐力の増大を説明できることがわかった。

**キーワード:** プレストレストコンクリート, アンボンド, せん断設計, 曲げ終局耐力

## 1. はじめに

アンボント PC 鋼材を用いた PCaPS コンクリート梁は、地震時に接合部部分のみが損傷し、残留クラックがほとんど生じない。地震後に継ぎ目部分を修復することにより、早期に再利用でき、長期間の使用が期待できる構造形式である。平行配筋された PCaPS コンクリート梁が逆対称曲げモーメント下で変形すると、幾何学的に軸方向に伸びる傾向がある<sup>1)2)3)</sup>。その結果、PC 鋼材は伸張し、初期のプレストレス力に加えて軸方向の力が追加される。軸力が増加すると、曲げ耐力が増大し、部材に作用するせん断力が増加する。せん断設計としては、このせん断力に抵抗する必要があるため、変形に伴う軸力を評価する必要がある。本研究では、平行配筋されたアンボント PCaPS コンクリート梁に対して、単純なマクロモデルによる幾何学的伸びを考慮した軸力の増加と、それに伴う曲げ耐力の上昇を評価することを目的とする。なお、基本的な考え方については、文献4)に示したので、ここでは要約のみ記載し、文献4)より変更した、コンクリート圧縮ストラットの軸剛性評価より詳細に示すものとする。

## 2. 評価方法の概要

アンボント PC 鋼材を用いた PCaPS コンクリート梁は、基本的に鉄筋で柱とつながっていない、プレストレス力による圧着構法である。変形に伴う軸力増分の評価方法は、以下の手順で行う。

- 1) スパン  $L$ 、部材せい  $D$ 、梁幅  $b$  の梁の両端が曲げ終局耐力  $M_u$  に達していると仮定する (図-1 (a))。
- 2) 導入 PS 力を軸力  $N$  として、終局時のコンクリートの応力分布を矩形と仮定した ACI ストレスブロック法<sup>5)</sup>に

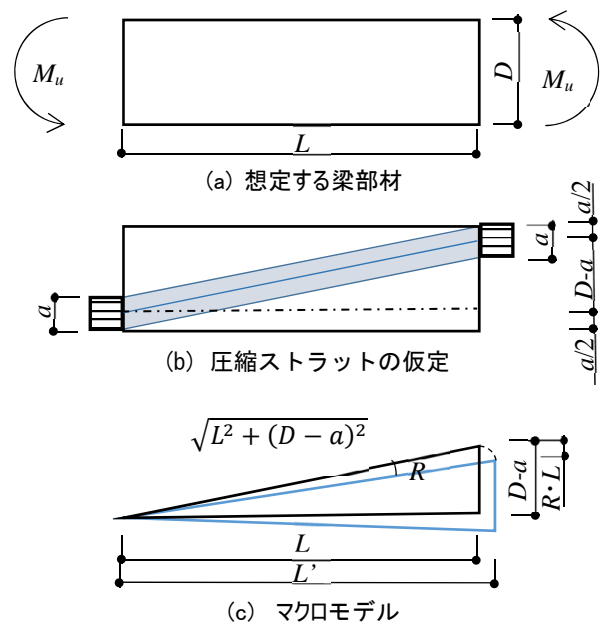


図-1 軸伸びを表すマクロモデル

よるストレスブロックの高さを  $a$  とする。この時、部材の軸補強筋は定着されていないので無視して、無筋コンクリートとして算定する。この両端の圧縮領域を結ぶように、圧縮ストラットが形成されると仮定する (図-1 (b))

- 3) マクロモデルをコンクリートの圧縮ストラットの中心として作成する。(図-1 (b)(c)) このときの、斜辺の長さは、 $\sqrt{L^2 + (D - a)^2}$  となる。
- 4) 最初にこの圧縮ストラットが縮まないと仮定して、部材角(Drift Angle)  $R$  だけ変形したとすると、変形量はスパンを  $L$  とすると、 $R \cdot L$  となる。このときの部材の全長  $L'$  を算定し、部材の伸び率  $L'/L$  を求めると次式となる。

\*1 神奈川大学工学部建築学科 教授 博士(工学) (正会員)

\*2 神奈川大学工学部建築学科 助教 博士(工学) (正会員)

(図-1 (c))

$$L'/L = \sqrt{1 + 2(D-a)R/L - R^2} \approx \sqrt{1 + 2(D-a)R/L} \quad (1)$$

5)  $R$  が小さいときの回転に伴う水平材の伸びは小さいのでこれを無視して、部材の伸び率から PC 鋼棒のひずみ増大を算定する。アンボント PC では、PC 鋼棒は、定着部間では自由に伸びることができる。部材の PC 鋼棒の定着部間の長さを  $L_0$  とすると、PC 鋼材のひずみ増分  $\Delta\varepsilon'$  は次式で得られる。

$$\Delta\varepsilon' = (\sqrt{1 + 2(D-a)R/L} - 1)L/L_0 \quad (2)$$

6) このひずみ増分により PC 鋼棒の張力の増大が求まるが、最初の仮定と反して、増大した張力により圧縮ストラットは縮む。PC 鋼棒の張力の増大と圧縮ストラットの圧縮力の増大の水平方向成分は、絶対値が同じである。また、変形は軸剛性に比例し、水平方向変形の増大も両者で同じである。このため、PC 鋼棒の張力の増大は、圧縮ストラットの縮みにより軸剛性に比例して減少することになる。PC 鋼棒の断面積を  $A_s$ 、PC 鋼棒のヤング係数を  $E_s$ 、梁幅を  $b$ 、圧縮ストラットの材軸に対する角度を  $\theta$ 、コンクリートのヤング係数を  $E_c$  とすると、PC 鋼棒の軸剛性  $K_s$  と、圧縮ストラットの水平方向の力に対する軸剛性  $K_c$  は次式となる。

$$K_s = A_s \cdot \frac{E_s}{L_0}$$

$$K_c = b \cdot a \cdot \cos^2 \theta \cdot E_c / L$$

$$= b \cdot a \cdot E_c \cdot L / \{L^2 + (D-a)^2\} \quad (3)$$

7) この比によって PC 鋼棒のひずみ増分が減少するので、鋼棒の伸びは  $(1 - \frac{K_s}{K_c})$  倍となる。このとき、鋼材の伸びが減少することにより軸力の増大が減少するため、繰返し計算が必要となる。また、圧縮ストラットは端部では塑性化が進んでいるが、中央部では弾性である。さらに、中央部の圧縮ストラットは全断面に拡がっていると考えられる<sup>6)</sup>。ここでは、剛性低下への損傷の影響、繰返し計算の手間、大変形時に損傷が進んだ場合の軸力低下も表現できる式として、圧縮ストラットの剛性低下率  $\varphi$  を導入することとし、鋼材とコンクリートのヤング係数比を  $n(=E_s/E_c)$  として、式(2)を次のよう修正する。

$$\Delta\varepsilon' = (\sqrt{1 + 2(D-a)R/L} - 1)(L/L_0)(1 - K_s/\varphi K_c)$$

$$= \left( \sqrt{1 + \frac{2(D-a)R}{L}} - 1 \right) \cdot \frac{L}{L_0} \times \left( 1 - \frac{A_s \cdot n \cdot (L^2 + (D-a)^2)}{L_0 \cdot L \cdot b \cdot a \cdot \varphi} \right) \quad (4)$$

このひずみ増分に PC 鋼棒の断面積とヤング係数を乗じて、PC 鋼棒の増大張力を求める。

圧縮ストラットの剛性低下率  $\varphi$  は、繰返し計算の収束状況や、コンクリート強度に対する圧縮応力度の程度(軸力比)、コンクリートの拘束状況(横補強筋比、中子筋の有無)、軸方向筋、損傷度(部材角)などの影響を受けられるが、実験データが少ないので本論では算定法を提示できず、著者等の実験結果<sup>3)4)5)</sup>に適合するように定めた。これらのパラメータの影響を考慮した剛性低下率  $\varphi$  の算定法を提示することは今後の課題である。

### 3. 実験結果との対応

#### 3.1 軸方向力

これまで、筆者等が行ってきた平行配筋 PC 鋼棒を有するアンボンド PCaPS 梁の実験結果<sup>7)8)9)</sup>と、式(4)を用いて変形に伴う軸力を計算した結果を比較する。これまでの実験の試験体パラメータ一覧を表-1に示す。表-1の設計耐力の算定に用いた算定式は文献8)を参照されたい。図-2に表-1に示した試験体に対する式(4)を用いて、変形に伴う軸力を計算した結果と実験結果を合わせて示す。ここで、 $R=1/200$ から式(4)を用いて算定し、それ以前は初期軸力と直線で結んでいる。また、コンクリート圧縮ストラットの剛性低下率  $\varphi$  として軸力比の関数とし、軸力比0で0.85、軸力比0.4で0.6となるように線形補間して与えた。さらに、変形に伴う剛性低下率  $\varphi$  の低下を実験で圧壊が顕著になった  $R=1/50$ から導入し、中子筋が無い場合に  $R=1/50$ で0.85、 $R=1/20$ で0.6、中子筋がある場合に  $R=1/50$ で0.95、 $R=1/20$ で0.7として算定した。

PC11-13においては、増大の最大値が過小評価となっている。これは、PCa材の養生時間が1年以上あってコンクリート強度が高くなったため比較的軸力比が小さく、せん断スパン比が1.5で、PC12-13は中子筋を有する試験体である。また、PC18においては、増大の最大値が過大評価となって、変形に伴う軸力減退がうまく再現できていない。これは、コンクリート強度が比較的強く、軸力比が比較的大きく、せん断スパン比が1.5で、中子筋の有る試験体である。今後、こうしたパラメータによる影響が検討できる実験を実施し、剛性低下率の算定法を確立していく必要がある。設計で想定する部材角を2%と考え、この部材角時の軸力は、どの試験体も式(4)を用いて実験値を評価できていると言える。

表-1 試験データ一覧

試験体No.	PC01	PC03	PC04	PC08	PC09	PC10	PC11	PC12	PC13	PC14	PC15	PC16	PC17	PC18	PC19	
部材長(mm)	900	1350	900	900			1350			900			1350			
断面(b×D)	300×450			250×450												
コンクリート	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	30	60	45												
	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	32.1	63.5	52.6			69.6			59.6			48.8			
せん断スパン比	1.0	1.5	1.0	1.0			1.5			1.0			1.5			
PCバーφ (mm)	#C 2-φ40		#C 4-φ40			#C 2-φ32										
プレストレスト力(kN)	2165		4329			1320										
	(at Test)	1960	3732	3745												
PS応力 $\sigma_g$ (N/mm <sup>2</sup> )	15	28			12											
$\sigma_g/\sigma_B$	0.45	0.44			0.22			0.17			0.20			0.24		
せん断補強筋	2-D6 @100		4-D6 @70	2-D6 @90	4-D6 @90	4-D10 @90	2-D6 @90	4-D6 @90	4-D6 @70	4-D6 @70	2-D10 @70	2-D10 @90 (45)	2-D6 @90	4-D6 @90	2-D10 @90	
せん断補強筋比 [%]	0.21		0.6	0.28	0.56	1.27	0.28	0.56	0.73	0.73	0.82	0.64	0.28	0.56	0.63	
軸筋	4-D10		8-D10	4-D16	8-D13		4-D16	8-D13		8-D13	4-D16		4-D16	8-D13	4-D16	
設計耐力	$Q_c$ (kN)	501	826		436			474			452			427		
	$Q_u$ (kN)	403	729	805	494	548	686	328	390	427	584	601	601	328	390	427
	$M_u$ (kNm)	242	478	478	219	219	219	238	238	238	228	228	228	213	213	213
	$Q_{Mu}$ (kN)	537	1007	671	487			353			507			316		
破壊モード	SF	SF	SaB	SaB	SaB	NF	NF	NF	NF	SaB	SaB	SaB	SaB	NF	NF	

設計強度  $Q_c$ : せん断クラック耐力,  $Q_u$ : せん断終局耐力,  $M_u$ : 曲げ終局耐力,  $Q_{Mu}$ : 曲げ終局耐力時せん断力  
 破壊モード SF: せん断破壊, SaB: 曲げ降伏後のせん断破壊, NF: R=1/20までせん断破壊せず

### 3.2 せん断力-部材角関係

#### (1) 梁の曲げひび割れ耐力点

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<sup>10)</sup>の「V.部材構造性能評価編」により曲げひび割れ耐力 $M_{cr}$ 及び曲げひび割れ耐力時変形角 $R_{cr}$ を下式で算定する。

$$M_{cr} = \sigma_{tb} \cdot Z + \left(\frac{Z}{A} + e\right) \sum P_e \quad (5)$$

$$R_{cr} = \frac{M_{cr}}{K_e} \quad (6)$$

ここで,  $\sigma_{tb}$ : コンクリートの曲げ引張り強度で, 圧着接合部の場合,  $\sigma_{tb} = 0.24\sqrt{\sigma_B}$  ( $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度 N/mm<sup>2</sup>),  $Z$ : PC 部材の断面係数(mm<sup>3</sup>),  $A$ : PC 部材の断面積(mm<sup>2</sup>),  $e$ : PC 鋼材の偏心距離(引張側を正, 本実験では0),  $\sum P_e$ : PC 鋼材によるプレストレスト力(N),  $K_e$ : PC 部材の初期剛性

#### (2) 損傷限界耐力点

ここでは, 圧縮端のコンクリートが損傷限界応力度 $0.9\sigma_B$ に達した時のモーメント $M_{dm}$ 及びその時の塑性変形分の変形角 $R_{dm}$ を下式で算定する。変形角の算定に当たっては, コンクリートの圧縮応力度は弾性で直線分布, ヒンジ領域を  $D/4$ と仮定して, この部分の曲率が一定として算定した。

$$M_{dm} = \left(\frac{D}{2} + e - \frac{2\sum P_e}{2.7 \cdot b \cdot \sigma_B}\right) \sum P_e \quad (7)$$

$$R_{dm} = \frac{b(0.9\sigma_B)^2}{2E_c \sum P_e} \left(\frac{L}{6} + \frac{D^2}{64L}\right) \quad (8)$$

曲げひび割れ耐力点と損傷限界耐力点の低い方の耐力までを弾性とする。

#### (3) 各変形時耐力点

R=1/200, 1/100, 1/50, 1/20の各点において, 式(4)を用いて算出した軸力により, ACI ストレスブロック法<sup>5)</sup>による曲げ終局耐力を次式で求める。

$$M_u = \left(\frac{D}{2} + e - \frac{\sum P_e'}{2 \cdot b \cdot \beta \cdot \sigma_B}\right) \sum P_e' \quad (9)$$

ここで,  $\beta$ : コンクリートのストレスブロック係数,  $\sum P_e'$ : 式(4)を用いて算定した軸力

これらから算定したせん断力-部材角関係を実験結果と比較して図-3に青線で示す。図中には, 初期軸力による曲げ終局耐力から算定したせん断力を赤の破線で示しているが, せん断破壊しなかった試験体では耐力を過小評価している。R=1/200でその軸力時の終局曲げ耐力に達していると仮定して図-1のマクロモデルを適用し, 式(4)を用いてR=1/200, 1/100, 1/50, 1/20の各点において算定した軸力によって計算された曲げ終局耐力時のせん断力

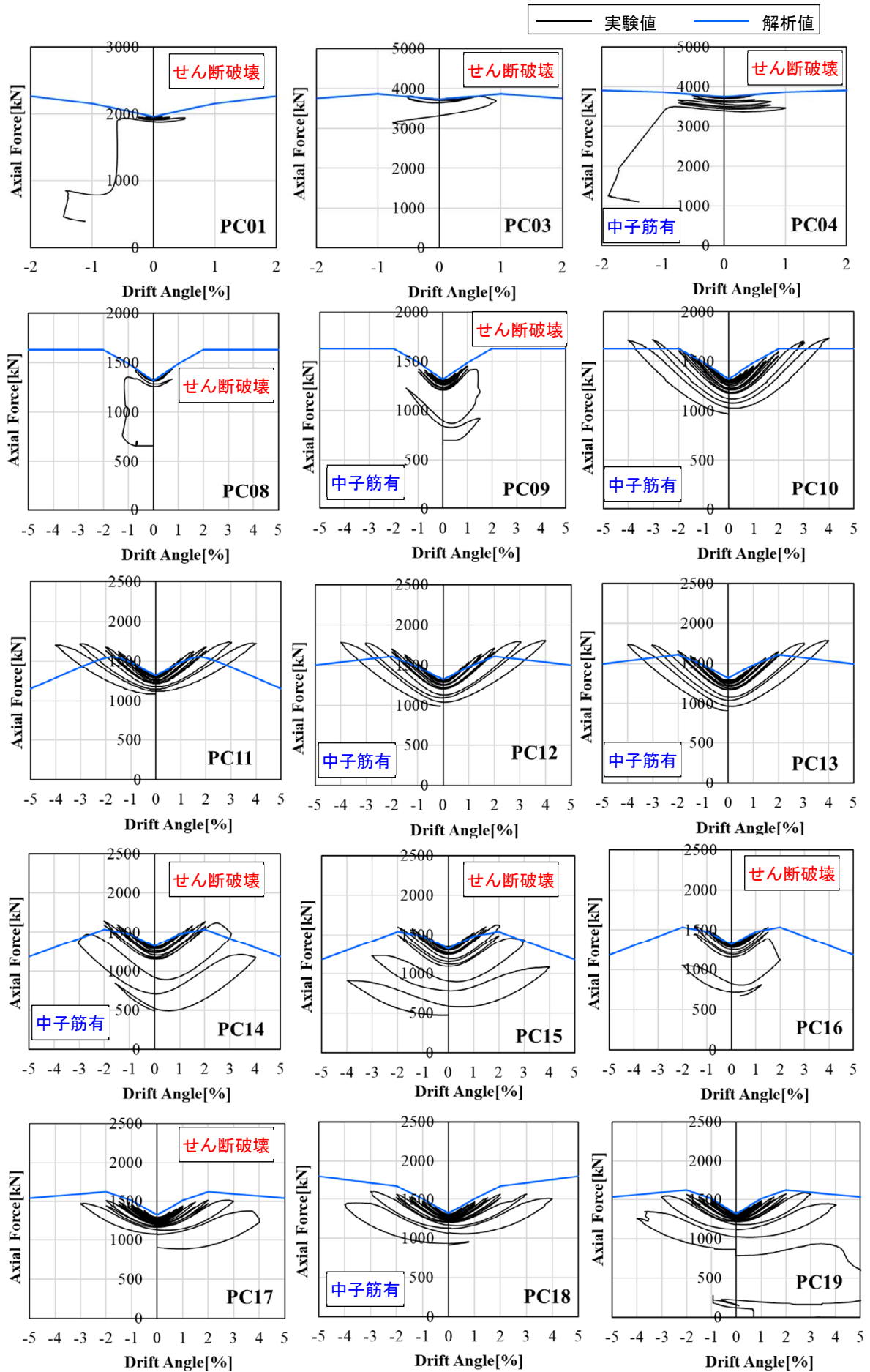


図-2 軸力変動の実験結果との比較

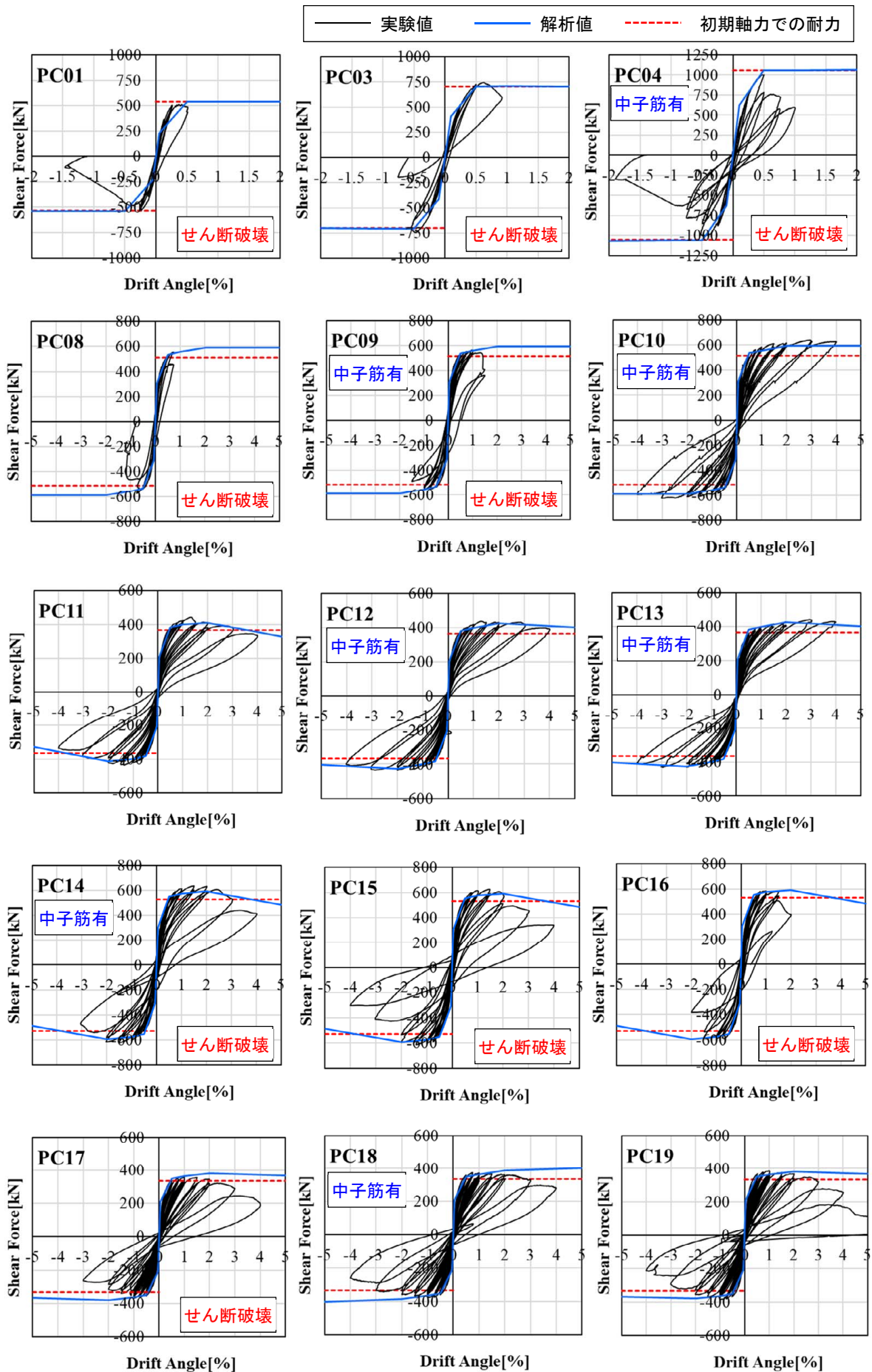


図-3 せん断力-部材角関係の実験結果との比較



は、実験結果とよく対応している。

これより、せん断設計をするための曲げ終局耐力の算定には、変形に伴う軸力増分を考慮することが必要であると言える。平行配筋されたアンボント PCaPS コンクリート梁のせん断設計用の曲げ終局耐力算定用の軸力評価として式(4)を用いた推定が有用であるといえる。

#### 4. まとめ

平行配筋のアンボント PC 鋼材を用いた PCaPS コンクリート梁の逆対称曲げモーメント下での変形による軸力増分を簡易なマクロモデルを用いて検討し、著者らの既往の実験結果と比較した。本論で得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 簡単なマクロモデルによる変形時の PC 鋼棒軸方向伸びを求める式を求め、コンクリートの損傷等に伴うコンクリート圧縮ストラットの剛性低下率を適切に評価することで、実験の軸方向力の変動を模擬できる。
- 2) 変形に伴う軸力の増大を考慮して曲げ終局耐力を算定すると、実験時の耐力増大を追従できる。

今回提案した PC 鋼棒軸方向伸びを求める算定式には、圧縮ストラットの剛性低下率 $\phi$ が含まれている。この値の変形に伴う損傷による低減を評価するために、剛性低下率 $\phi$ を、軸力比、せん断スパン、横補強筋量と中子筋の有無、などのパラメータや繰り返しによる損傷増大の影響を含んだ関数とするためには、さらなる実験・研究が必要である。

#### 参考文献

- 1) 滝口克己, 市之瀬敏勝 : 鉄筋コンクリート梁の材長変化について, 日本建築学会東海支部研究報告集, pp.251-254, 1977.02
- 2) 坂田 弘安, 和田 章 : 多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験 : 曲げ降伏するはりの軸方

向伸びを考慮した鉄筋コンクリート平面骨組の弾塑性性状に関する研究(第1報), 日本建築学会構造系論文報告集, 403号, pp45-55, 1989.09

- 3) KABEYASAWA T., Y. SANADA and M. MAEDA : Effect of beam axial deformation on column shear in reinforced concrete frames, Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Paper ID 1017, New Zealand, 2000
- 4) Shimazaki, K. and Shirai, Y. : Ultimate Bending Strength for Shear Design of Precast Pre-stressed Concrete Beams Using Unbonded Tendons, The 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, Paper ID ACEE0007, Thailand, 2018.11
- 5) ACI Committee 318 : Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary(ACI318-14), American Concrete Institute, 2014
- 6) 浜原正行, 山本剛史, 中山優, 本岡順二郎 : コンクリート系部材のアーチ作用によるせん断伝達機構に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.655-660, 2000.6
- 7) 江頭寛, 藤井睦, 樋渡健, 岡安隆史, 五十嵐泉, 島崎和司 : アンボンド PC 圧着梁のせん断耐力確認実験 その1, 2 , 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, 23422-23423, 2013.8
- 8) Shimazaki, K., Shirai, Y. and Yaginuma, N. : Shear performance of precast pre-stressed concrete beams using unbonded tendons, 42nd Conference on Our World in Concrete & Structures, 2017.8
- 9) 江頭寛, 藤井睦, 樋渡健, 岡安隆史, 五十嵐泉, 島崎和司 : アンボンド PC 圧着梁のせん断耐力確認実験 その1 実験計画概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, 23422, 2013.8
- 10) 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, 2015.2