

アンボンド PC 圧着梁のせん断耐力に関する実験的研究

正会員 ○柳沼 尚輝*
同 島崎 和司**PC アンボンド 圧着梁
せん断耐力 曲げ耐力

1. はじめに

PC 構造は、ひび割れがほとんど生じず、地震後においても修復することなく継続使用できる可能性が高いと言われている¹⁾。PC 構造の一つであるアンボンド PC 構造の曲げ性能に関しては研究が進められているが、せん断挙動の評価に関する研究は少ない。PC 構造は長スパンで、曲げモーメントが大きい梁部材に使用されることが多いが、連続する梁にはスパンが小さく、せん断力が大きくなるものもある。昨年度も同様な実験で補強筋量をパラメータとして行い、既往の評価式で安全側に評価できることが示された²⁾。本年度は補強筋間隔をパラメータとし検討を行う。

2. 実験概要

試験体一覧を表 1 に、形状配筋を図 1 に示す。パラメータは、せん断補強筋間隔で鉄筋径と中子筋の有無を変化させ、せん断補強筋比を同等にした。PC14 と PC15 は鉄筋径と中子筋の有無で変化させ、PC15 と PC16 は補強筋間隔で変化させた。PC16 は中央部を 90[mm]間隔とし、端部はアーチ機構に対するコンクリートの拘束効果を高めるため 45[mm]間隔とした。これを図 1 に示す。初期プレストレス力は 3 体とも 1320 [kN]($\sigma/F_c=0.26$)とした。試験体に用いたコンクリートの試験結果を表 2 に示す。加力装置を図 2 に示す。加力サイクルは、部材角 $R=\pm 1/800$ 、 $1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/133$ 、 $1/100$ 、 $1/67$ 、 $1/50$ の各部材角を各 2 回、 $R=\pm 1/33$ 、 $1/25$ 各部材角を 1 回とした。変位は、層間変形と曲げ変形の算出のため区間の鉛直、水平変形を計測した。主筋、せん断補強筋のひずみ、PC 鋼棒に取り付けたロードセルによる PC 圧着力の変動を計測した。

3. 実験結果

PC14 は $R=1/200$ (1 回目) で端部に圧壊の兆しが生じ、 $R=-1/200$ (2 回目) でせん断クラックが生じ、 $R=1/33$ で破壊した。PC15 は $R=1/133$ (2 回目) で端部に圧壊が生じ、 $R=-1/133$ (2 回目) でせん断クラックが生じ、 $R=1/50$ (1 回目) で曲げクラックが生じ、 $R=1/33$ で破壊した。PC16 は $R=1/133$ (1 回目) で端部に圧壊が生じ、 $R=1/100$ (2 回目) でせん断クラックが生じ、 $R=1/50$ で破壊した。最終破壊状況を写真 1 に、荷重-水平変形関係を図 3 に示す。全ての試験体は曲げ降伏後のせん断破壊とみられる。

表 1. 試験体一覧

試験体No.	PC14	PC15	PC16
断面形状	矩形		
試験区間長さ (mm)	900		
断面 (b×D) (mm ²)	250×450		
コンクリート強度 (N/mm ²)	45		
せん断スパン比	1.0		
PC鋼棒鋼種、径	C種1号 2-φ32		
せん断補強筋	D6-W@70	D10-S@70	D10-S@90(45)
せん断補強筋比 (%)	約0.82	約0.82	約0.82
軸方向筋	D13(SD295)		

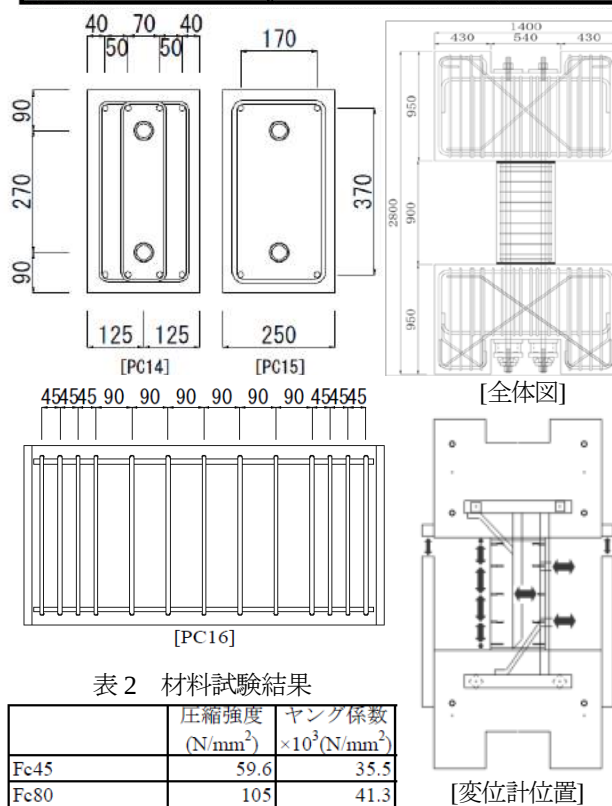


図 1 試験体詳細

表 2 材料試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)
Fc45	59.6	35.5
Fc80	105	41.3
グラウト材	73.4	-

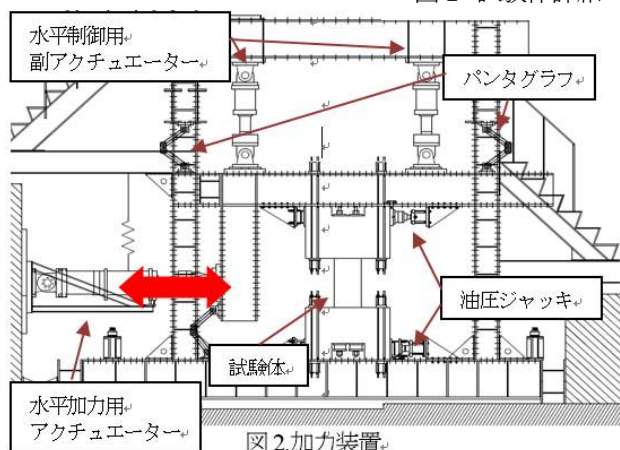
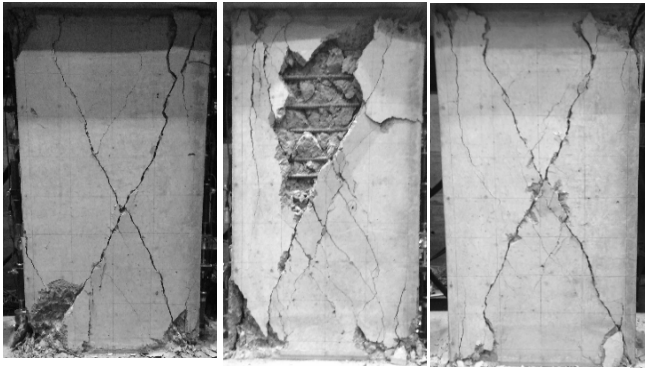


図 2. 加力装置



[PC14]

[PC15]

[PC16]

写真1 最終破壊状況

4. 耐力評価

4.1 セン断ひび割れ耐力

靱性指針式³⁾である(1)式より求めたせん断ひび割れ耐力の実験値と計算値の比較を図4に示す。全試験体で安全側に評価できた。

$$V_c = \frac{\phi \cdot (\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_g'} \cdot b \cdot D}{k} \quad (1)$$

(記号は靱性指針⁴⁾を参照)

4.2 セン断耐力と曲げ耐力

せん断耐力と曲げ耐力の実験値と計算値の比較を図5に示す。せん断耐力は、PC規準式²⁾(式2)よりせん断補強筋比 p_w を $1/2p_w$ として求めた。せん断耐力は、全試験体で安全側に評価できている。

$$Q_{su2} = b_o \cdot j_o \cdot \left(\frac{p_w}{2}\right) \cdot w f_y + \frac{b_o D}{2} (v F_c - 2 \left(\frac{p_w}{2}\right) \cdot w f_y) \tan \theta \quad (2)$$

曲げ耐力は、(3)式の竹本式⁴⁾を用いて算定した。曲げ耐力の実験値と計算値の比較を図5に示す。実験値は計算値を上回っており、全試験体が曲げ耐力に達し、その後せん断破壊した事を示している。

$$M_u = (d_p - k_2 \cdot x_n) \cdot A_{pt} \cdot \sigma_y \quad (3)$$

(記号は参考文献⁴⁾を参照)

4.2 変形性能(靱性保証式との比較)

靱性保証式(4)を用い、コンクリートの有効係数 $v_0 = 1.0$ として、変形に伴う低減を考慮して算定した値と実験値の比較を図7に示す。おおむね変形性能を評価できている。PC16の補強筋間隔は中央部の90[mm]を代表値として使用した。

$$v_0 = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + (v \sigma_B - 5 p_{we} \sigma_{wy} / \lambda) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (4)$$

(記号は参考文献³⁾を参照)

[参考文献]

- 1) 竹中ほか: 多数回繰り返し荷重を受けるPC梁に関する実験的研究, AIJ学術講演梗概集、構造IV, pp.919-902, 2012.9
- 2) 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
- 3) 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, pp.140-141, 1999
- 4) 竹本靖: アンボンドPRC部材の曲げ終局時テンドン応力について, 大林組技術研究所報告, No. 28, PP.49-54, 1984

*神奈川大学大学院 工学研究科 建築学専攻
**神奈川大学 工学部 建築学科 教授 博士(工学)

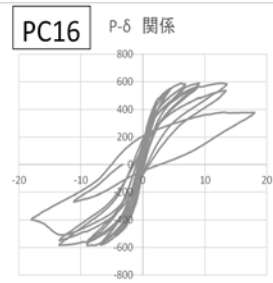
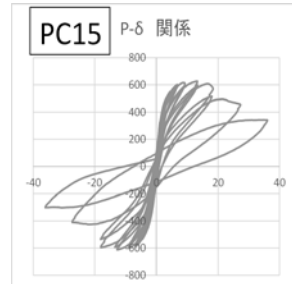
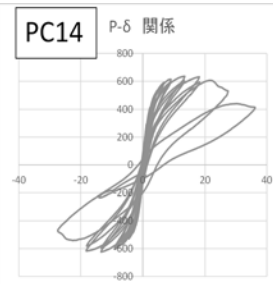


図3 荷重—水平変形関係

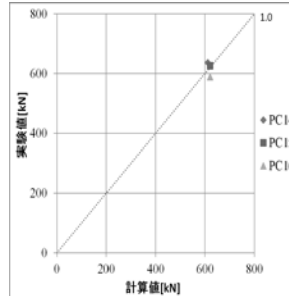


図5 セン断耐力比較図

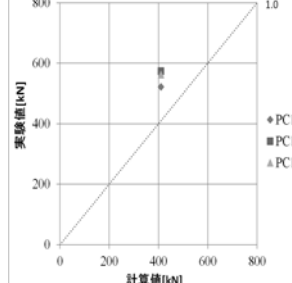


図4 セン断ひび割れ耐力

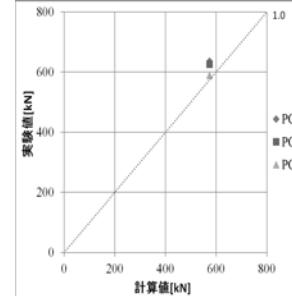


図6 曲げ耐力比較図

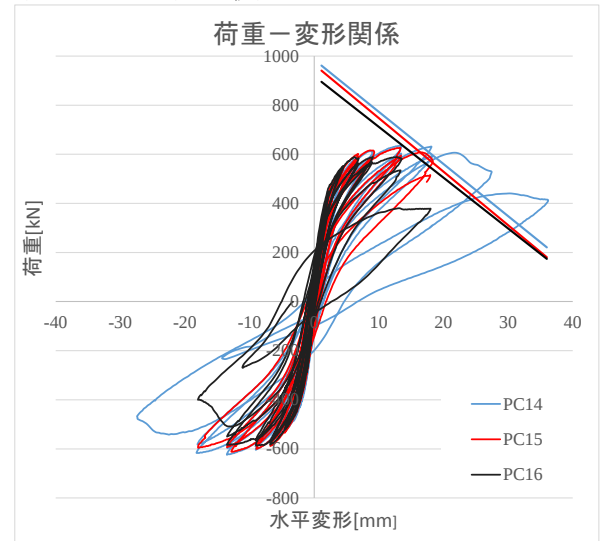


図7 靱性保証型指針式との比較

6. まとめ

- セン断ひび割れ耐力、せん断耐力、曲げ耐力は既往の評価式で評価できる。
- 材端部の補強筋を増しても、せん断耐力向上は見られない。
- 曲げ降伏後のせん断破壊の変形能力は、コンクリートの有効係数を低減することで評価できる。

* Graduate Student, Kanagawa University
** Professor, Kanagawa University, Dr. Eng.