

ビーム・アーチ機構によるPC梁のせん断耐荷機構に関する一考察

東京工業大学 環境・社会理工学院 学生会員 ○Devin GUNAWAN
 東京工業大学 環境・社会理工学院 正会員 修(工) 大窪 一正
 (国研)土木研究所 寒地土木研究所 正会員 博(工) 中村 拓郎
 東京工業大学 環境・社会理工学院 正会員 工博 二羽 淳一郎

Abstract : This study aims to clarify the effect of prestress on the shear resisting mechanisms of PC beams. Static bending tests were conducted on six beams with the level of prestress and the shear reinforcement ratio as the parameters. The shear resisting contribution of the beam and arch actions was evaluated based on the strain distribution of tensile steel bars and PC rod. It was shown that, as the effect of prestress, PC beams may exhibit higher shear capacity than RC beams, due to the increase in contribution of arch and beam actions. In the specimens with stirrups, even though it exhibits enhanced shear capacity, it was shown that when the prestress level is high, before the resistance of arch action reaches its peak, the resistance of beam action may drop and result in failure.

Key words : Prestressed concrete, Shear resisting mechanism, Beam action, Arch action

1. はじめに

プレストレストコンクリート(以下、PC)部材は、断面縮小化やスパンの長大化が可能となるため、橋梁などの土木構造物に幅広く使用されている。プレストレスによるせん断耐力の向上として、土木学会のコンクリート標準示方書¹⁾では、修正圧縮場理論を基礎とした簡易的な手法²⁾が示されているが、既往研究では実際のせん断耐力はその算定値を大きく上回る場合があることも報告されている³⁾。

RC梁では、ビーム機構とアーチ機構によるせん断耐荷機構に関する研究が多く行われており、せん断スパン比やせん断補強鉄筋比がこれらに影響を与えることが明らかにされている^{4), 5)}。PC梁の場合、プレストレスにより、RC梁とは異なるせん断破壊挙動や破壊性状を示すことから、プレストレスがビーム機構とアーチ機構にも影響を及ぼすと考えられる。

本研究では、PC梁のせん断耐荷機構を実験的に検討するために、プレストレス量とせん断補強鉄筋比をパラメータとした梁の静的載荷実験を行い、引張鋼材のひずみ分布からビーム機構およびアーチ機構がそれぞれ受けもつせん断抵抗の評価を試みた。その結果に基づき、プレストレスがせん断耐荷機構に及ぼす影響について考察した。

2. 実験概要

2. 1 試験体と使用材料

試験体の概要を図-1に、試験体一覧を表-1に示す。実験パラメータは梁高さの1/2の位置におけるプレストレス量($\sigma_{cgd}=0, 1, 2\text{N/mm}^2$)およびせん断補強鉄筋比($r_w=0.00\%, 0.21\%$)である。すべての試験体は矩形断面であり、ウェブ幅を200mm、梁高さを350mm、せん断スパンを1050mmとした。軸方向鉄筋は上面からそれぞれ40mm, 233mm, 300mmの位置に配置した。引張鋼材の重心位置は上面から279mmである。 $r_w=0.21\%$ の試験体ではせん断補強鉄筋を150mm間隔で配置した。

引張鋼材には異形PC鋼棒SBPD1080/1230と丸鋼PC鋼棒SBPR930/1080を用いており、本論文では前者を引張鉄筋、後者をPC鋼材と称する。これらは試験体端部にアンカープレートとナットにより定着した。

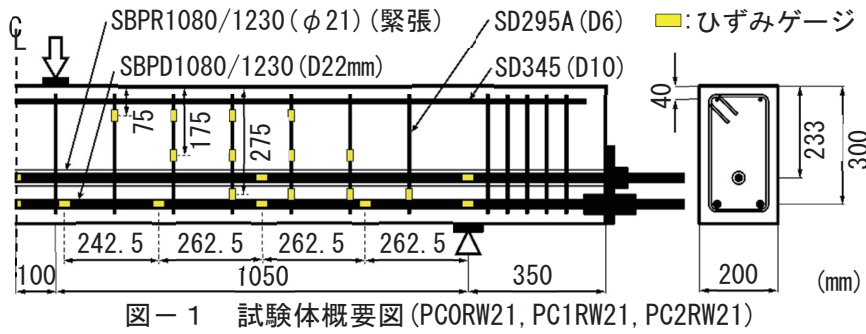


図-1 試験体概要図 (PC0RW21, PC1RW21, PC2RW21)

表-1 試験体諸元

試験体名	σ_{cgd} (N/mm ²)	r_w (%)	s (mm)
PC0RW0	0	0.00	-
PC1RW0	1		
PC2RW0	2		
PC0RW21	0	0.21	150
PC1RW21	1		
PC2RW21	2		

σ_{cgd} : 目標プレストレス量,

r_w : せん断補強鉄筋比,

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

圧縮鉄筋には異形鋼棒SD345を, せん断補強鉄筋には異形鋼棒SD295Aを使用した。表-2に使用した鋼材の力学特性値をまとめる。

試験体へのプレストレスの導入は丸鋼PC鋼材を緊張することによるポストテンション方式によって行った。なお, プレストレス量が0N/mm²のPC0RW0およびPC0RW21はPC鋼材を非緊張の状態で配置しグラウト材を注入した。プレストレス量は, プレストレス導入時のPC鋼材のひずみによって制御した。シーすは内径32mmの溶融亜鉛メッキ鋼板製であり, グラウト材は超低粘性PCグラウト材とした。

コンクリートの目標圧縮強度は50N/mm²とし, 水セメント比は38%, 粗骨材の最大寸法は20mmの配合を用いた。

表-2 鋼材の力学特性値

鉄筋	f_y (N/mm ²)*	E (kN/mm ²)
引張鉄筋	1162	201
圧縮鉄筋	371	200
せん断補強鉄筋	370	198
PC鋼材	1200	200

f_y : 0.2%耐力による降伏強度,

E : 弾性係数

2. 2 荷重方法と測定項目

荷重は油圧式1000kN万能試験機を用いて静的4点曲げとした。荷重点には幅65mmの鋼板を, 支点には回転支承の上に幅75mmの鋼板を設置した。2枚のテフロンシートでシリコングリスを挟んだ減摩パッドを用いて, 支点の鋼板と試験体の水平方向の摩擦を低減した。測定項目は, 荷重, スパン中央の鉛直変位, 鉄筋のひずみ (図-1) とした。

3. 実験結果

図-2に荷重-変位の関係を示す。なお, 曲げひび割れ発生荷重 $P_{flex-cr}$, 破壊したスパンおよび破壊しなかったスパン (以下, 破壊スパンと非破壊スパン) の斜めひび割れ発生荷重 $P_{dia-cr-f}$, $P_{dia-cr-nf}$ を併せて図示している。せん断補強鉄筋を有する試験体に関しては, 曲げひび割れが斜めに進展し始めた荷重を斜めひび割れ発生荷重としている。表-3にせん断耐力の計算値 V_{y_cal} , コンクリートとせん断補強鉄筋の分担分の計算値 V_{c_cal} と V_{s_cal} , およびせん断耐力の実験値 V_{u_exp} を示す。計算値は2017年制定土木学会コンクリート標準示方書¹⁾に基づいた耐力とし, 式(1)~式(4)により求めた。

$$V_{y_cal} = V_{c_cal} + V_{s_cal} \quad (1)$$

$$V_{c_cal} = 0.203 \sqrt{f'_c} \cdot \sqrt[4]{1000/d} \cdot \sqrt[3]{100(A_s + A_p)/bd} \cdot b \cdot d \cdot \beta_n \quad (2)$$

$$V_{s_cal} = A_w \cdot f_{wy} \cdot \cot \theta \cdot (d/1.15)/s \quad (3)$$

$$\beta_n = \sqrt{1 + \sigma_{cg}/f_t} \quad (4)$$

ここに, f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), d : 有効高さ (引張鋼材の重心位置とする) (mm), A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm²), A_p : PC鋼材の断面積 (mm²), b : ウェブ幅 (mm), A_w : せん断補強鉄筋の1組の総断面積 (mm²), f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²), θ : コンクリートの圧縮ストラットの角度 ($\cot \theta = \beta_n$ として計算する), s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm), σ_{cg} : 断面高さの1/2の位置におけるプレストレス量 (N/mm²), f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図-2 から分かるように、プレストレス量が大きいほど、曲げひび割れ発生荷重および斜めひび割れ発生荷重が大きくなった。すべての試験体はせん断破壊し、せん断耐力の実験値は計算値の1.21～1.47倍であった。せん断補強鉄筋の無い試験体では、プレストレス量が大きいほどせん断耐力が増加した。せん断補強鉄筋を有する試験体では、プレストレス量を 2N/mm^2 にしたPC2RW21の耐力はプレストレス量を 1N/mm^2 にしたPC1RW21の耐力をやや下回った。

写真-1 に载荷終了時のひび割れ性状を示す。せん断補強鉄筋の無い試験体では、プレストレスの無いPCORW0は斜めひび割れの発生と同時に破壊に至った。プレストレスを導入したPC1RW0, PC2RW0では、斜めひび割れの発生により一時的に荷重が低下したが、荷重が再び増加し、最終的に载荷点付近の圧縮部のコンクリートが破壊したことで荷重が著しく低下した。

せん断補強鉄筋を有する試験体では、斜めひび割れの発生に伴いわずかな荷重の低下は認められたが、荷重が安定して増加した。破壊時には、図-3 に示すように、支点付近のものを除きほとんどのせん断補強鉄筋が降伏した。プレストレスの無いPCORW21では、ピーク時に斜めひび割れがコンクリート上面まで達することで破壊に至った。PC1RW21とPC2RW21では、ピーク時に载荷点付近の上面からひび割れが発生し、最終的にコンクリートの圧縮部が圧壊したことで荷重が急低下した。

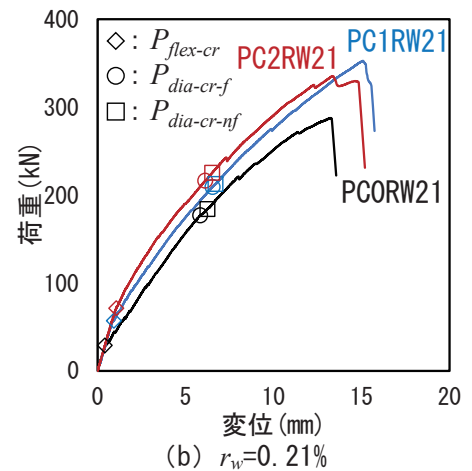
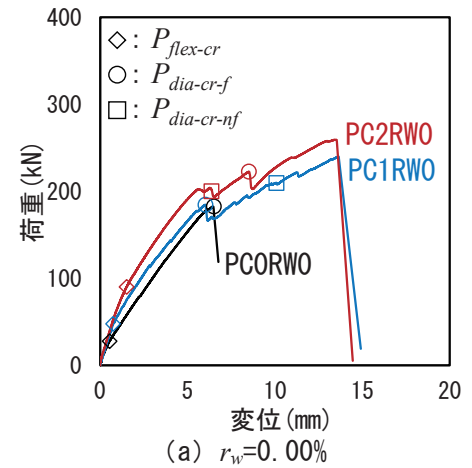


図-2 荷重—変位関係図

表-3 せん断耐力の計算値と実験値の比較

試験体名	f'_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	σ_{cg} (N/mm ²)	$V_{c\text{ cal}}$ (kN)	$V_{s\text{ cal}}$ (kN)	$V_{y\text{ cal}}$ (kN)	$V_{u\text{ exp}}$ (kN)	$V_{u\text{ exp}}/V_{y\text{ cal}}$
PCORW0	52.9	3.15	0	72.4	—	72.4	91.3	1.26
PC1RW0	50.6	3.63	1.12	81.7	—	81.7	120.0	1.47
PC2RW0	53.0	3.58	2.21	92.2	—	92.2	129.7	1.41
PCORW21	49.8	3.55	0	71.0	37.9	108.9	143.7	1.32
PC1RW21	49.8	3.52	1.16	81.9	43.7	125.6	176.3	1.40
PC2RW21	49.8	3.52	2.16	90.2	48.2	138.4	167.7	1.21

f'_c : コンクリートの圧縮強度, f_t : コンクリートの引張強度, σ_{cg} : 载荷直前の PC 鋼材のひずみから求めた梁高さの1/2 の位置におけるプレストレス量, $V_{y\text{ cal}}$: せん断耐力の計算値, $V_{c\text{ cal}}$: せん断耐力の内のコンクリート分担分, $V_{s\text{ cal}}$: せん断耐力の内のせん断補強鉄筋分担分, $V_{u\text{ exp}}$: せん断耐力の実験値

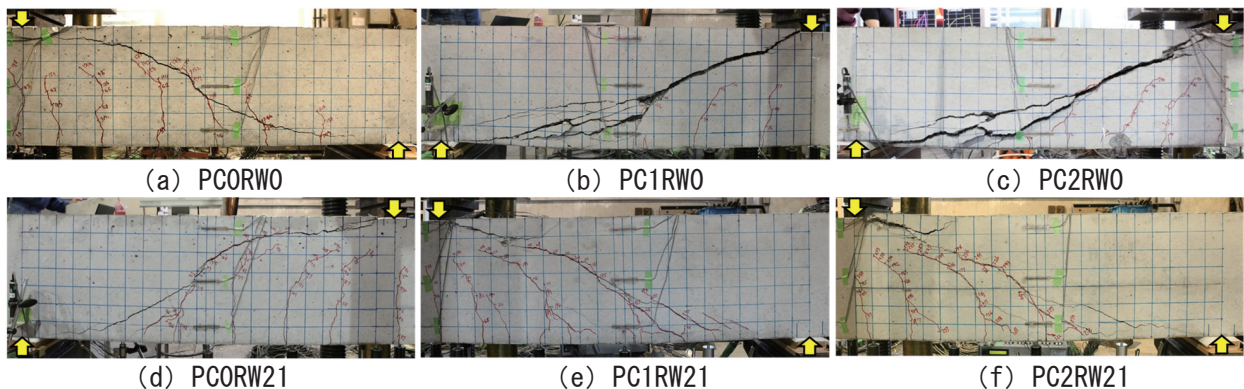
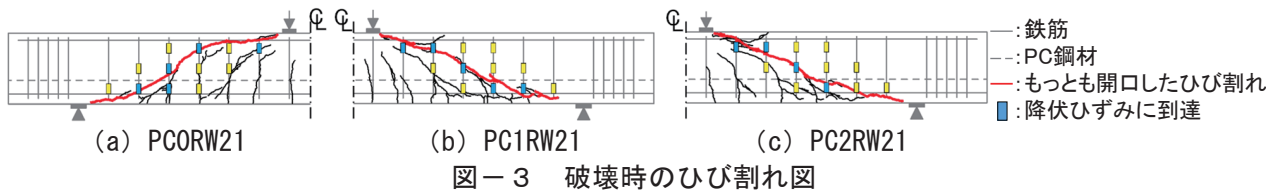


写真-1 破壊スパンのひび割れ性状



図－3 破壊時のひび割れ図

4. PC梁のせん断耐荷機構に関する検討

4. 1 ビーム機構とアーチ機構が受けもつせん断抵抗の評価方法

载荷中に測定した引張鋼材のひずみ分布を用いて、式(5)に基づき、ビーム機構とアーチ機構がそれぞれ受けもつせん断抵抗 V_{beam} と V_{arch} を評価した、その概要を図－4に示す。式(5)の右辺の第1項は V_{beam} 、第2項は V_{arch} を表している⁶⁾。まず、载荷による引張鉄筋およびPC鋼材のひずみの増加分に弾性係数と断面積を乗じ、a～e点における合計引張力 T を求めた。なお、a～e点の位置は引張鉄筋のひずみ測定位置と同じである。PC鋼材に関しては、ひずみの測定位置が少ないため、線形補間を行った。

各点でのモーメントアーム長 jd は式(6)により求めた。この式は、曲げモーメントによる断面の引張力は引張鋼材のみに負担されると仮定しているが、曲げひび割れが生じていない断面では、コンクリートも引張力を負担する。その場合、引張鋼材の合計引張力 T は式(6)に仮定されたものより小さく、その結果、とくに支点付近では jd が極端に大きくなることがある。実際には、せん断スパン内の jd は、支点付近では小さく、载荷点付近では最大となるはずである。そこで、本検討においては、ある測定点における jd は、より载荷点に近い測定点の jd 以下となるように上限を設け、算出した。

評価はせん断スパンをab, bc, cd, deの4区間に分割して行った。各区間の代表的な T と jd は2点の平均とし、軸方向 x に関する微分は2点の差分によって求め、これらを用いてそれぞれの区間の V_{beam} と V_{arch} を算出した。最終的に全区間の平均値を算出し、せん断スパン全体の V_{beam} と V_{arch} とした。

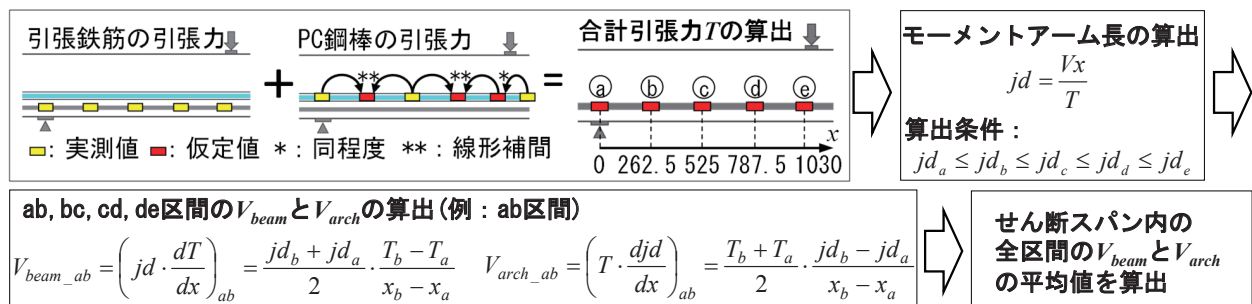
$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(jd \cdot T)}{dx} = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx} \quad (5)$$

$$jd = \frac{M}{T} = \frac{Vx}{T} \quad (6)$$

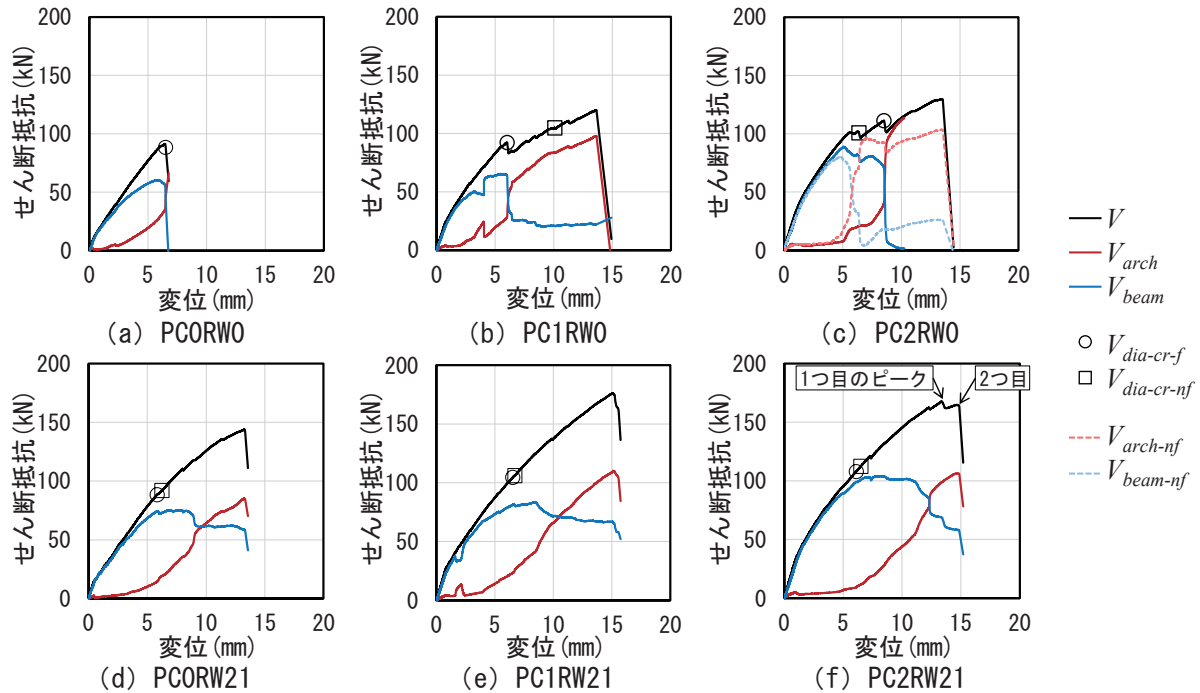
ここに、 V : せん断力、 M : 曲げモーメント、 jd : モーメントアーム長、 T : 引張鋼材の引張力、 x : 支点からの軸方向距離

4. 2 ビーム・アーチ機構が受けもつせん断抵抗

各試験体の破壊スパンにおけるビーム機構およびアーチ機構のせん断抵抗 V_{beam} と V_{arch} の推移を図－5に示す。破壊スパンおよび非破壊スパンの斜めひび割れ発生時のせん断力 $V_{dia-cr-f}$ と $V_{dia-cr-nf}$ を併せて図示している。PC2RW0は斜めひび割れ発生後に剥がれたひずみゲージがあるため、剥がれた時点までの V_{beam} と V_{arch} をプロットし、参考に非破壊スパンのせん断抵抗 $V_{beam-nf}$ と $V_{arch-nf}$ の推移をプロットした。



図－4 V_{beam} , V_{arch} 算定方法の概要



図－5 各機構が受けもつせん断抵抗の推移

(1) せん断補強鉄筋の無い試験体

図－5 (a)～(c)から分かるように、せん断補強鉄筋の無い3体の試験体では、斜めひび割れが発生すると同時に V_{beam} が急激に低下した。プレストレスの無いPCORW0は、この時点で破壊に至った。一方で、プレストレスを導入したPC1RW0では斜めひび割れ発生後も V_{beam} はせん断力に抵抗していた。PC2RW0では、斜めひび割れ発生以降のひずみゲージによる計測ができなかったため、非破壊スパンの推移を基に考察すると、 $V_{beam-nf}$ は一度ゼロ近くまでに低下したものの、徐々に回復するような挙動を示した。そのため、破壊スパンの V_{beam} も同様にせん断抵抗を保持していたものと考えられる。

PCORW0では斜めひび割れ発生後に V_{arch} が急激に増加し始めたものの、 V_{beam} がせん断力に抵抗できず試験体自体は破壊に至った。一方、PC1RW0およびPC2RW0では V_{beam} がせん断抵抗を保ったまま、 V_{arch} が増加し、結果的にこれらの試験体は高いせん断耐力を発揮した。以上のことから、プレストレスの効果により、斜めひび割れ発生後もビーム機構のせん断抵抗が保持されることによってアーチ機構がせん断抵抗を発揮できると考えられる。表－4に示すピーク時におけるせん断抵抗分担分から分かるように、PC1RW0およびPC2RW0はPCORW0よりビーム機構のせん断抵抗 V_{beam} が小さいが、アーチ機構のせん断抵抗 V_{arch} は大幅に増加している。

せん断補強鉄筋の無い試験体は、ビーム機構からアーチ機構への急な移行や剛性の低下など、斜めひび割れ発生後のせん断抵抗の挙動が不安定であり、かつぜい性的な破壊となっている。

(2) せん断補強鉄筋を有する試験体

図－5 (d)～(f)から分かるように、せん断補強鉄筋を有する試験体では、斜めひび割れ発生後に V_{beam} が一旦横ばいになってから低下し始めた。 V_{arch} は斜めひび割れ発生後に単調に増加し始めた。剛性の低下もゆるやかで、安定したせん断抵抗の挙動となっている。また、 V_{beam} が保持され、 V_{arch} がせん断抵抗を発揮でき、高いせん断耐力を示した。これらは、せん断補強鉄筋によるひび割れ開口の抑制によるものと考えられる。

表－4 ピーク時の分担分

供試体名	V_{u_exp} (kN)	V_{beam} (kN)	V_{arch} (kN)
PCORW0	91.4	55.7	35.6
PC1RW0	120.0	22.2	97.8
PC2RW0*	129.7	(26.3)	(103.4)
PCORW21	143.7	58.6	85.1
PC1RW21	176.3	66.1	110.2
PC2RW21	167.7	69.1	98.6

V_{u_exp} ：せん断耐力の実験値， V_{beam} ：ビーム機構の分担分， V_{arch} ：アーチ機構の分担分，*()は非破壊スパンの値を示す。

プレストレス量を $2\text{N}/\text{mm}^2$ にしたPC2RW21では、変位が12mm程度のとくと1つ目のピーク時(最大荷重時)に、増加している V_{arch} に対して V_{beam} が大きく低下した。そのとき、写真-2に示されるような新たなひび割れの発生が観察され、 V_{beam} の大きな低下はこれらのひび割れに起因していると考えられる。 V_{arch} は2つ目のピーク時に最大となったが、 V_{beam} がすでに大きく低下していたことにより、荷重としては1つ目のピークを下回った。よって、 V_{beam} の大きな低下により、PC2RW21の最大耐力が決まったと言える。一方で、PC0RW21およびPC1RW21では、 V_{beam} が低下し始めた以降、破壊までに V_{beam} の大きな低下が無く、最大荷重時に V_{arch} が最大となった。以上のことから、プレストレスを大きくしたとき、アーチ機構のせん断抵抗が最大に発揮される前に、ビーム機構のせん断抵抗が大きく低下し、破壊に至る場合があると言える。

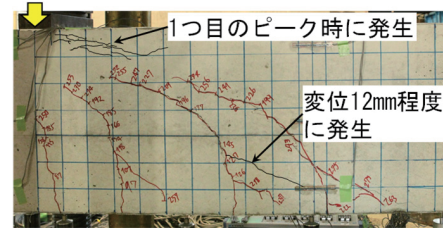


写真-2 破壊前の様(PC2RW21)

表-4から分かるように、プレストレスを導入したPC1RW21およびPC2RW21は、プレストレス量の違いによる多少の差があったが、プレストレスの無いPC0RW21に比較してピーク時の V_{arch} と V_{beam} がともに増加している。そのため、せん断補強鉄筋を有する試験体では、プレストレスの効果により、ビーム機構およびアーチ機構のせん断抵抗が向上すると言える。

5. まとめ

プレストレスがPC梁のせん断耐荷機構に及ぼす影響を検討するために、プレストレス量とせん断補強鉄筋比をパラメータとしたPC梁の静的荷重試験を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) せん断補強鉄筋の無いPC梁は、プレストレスにより斜めひび割れ発生後でもビーム機構のせん断抵抗が保持されるため、アーチ機構によるせん断抵抗を発揮できる。ただし、せん断耐荷機構の急な変化や剛性の低下が生じ、不安定なせん断抵抗挙動となった。
- (2) せん断補強鉄筋を有するPC梁は、斜めひび割れ発生後でも安定なせん断抵抗の挙動を示し、より高いせん断耐力を有するが、プレストレス量を大きくしたとき、アーチ機構のせん断抵抗が最大に発揮される前にビーム機構のせん断抵抗が大きく低下し、破壊に至る場合もあった。
- (3) プレストレスの効果により、せん断補強鉄筋の無いPC梁ではアーチ機構のせん断抵抗が、せん断補強鉄筋を有するPC梁ではビーム機構とアーチ機構のせん断抵抗が、向上している可能性が示された。

参考文献

- 1) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書 設計編，2018
- 2) 三方康弘，井上晋，小林和夫，仁枝保：PC梁部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果，土木学会論文集，No. 669/V-50，pp. 149-159，2001. 2
- 3) 川原崇洋，中村拓郎，二羽淳一郎：変断面PC梁のせん断耐荷挙動に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 40，No. 2，pp. 409-414，2018. 7
- 4) Nakamura, H., Iwamoto, T., Fu, L., Yamamoto, Y., Miura, T. and Gedik, Y.H.: SHEAR RESISTANCE MECHANISM EVALUATION OF RC BEAMS BASED ON ARCH AND BEAM ACTIONS, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 16, pp. 563-576, 2018. 11
- 5) Gunawan, D., Nakamura, T. and Niwa, J.: REINFORCING EFFECTS OF STIRRUPS ON CONCRETE CONTRIBUTION IN SHEAR, コンクリート工学年次論文集，Vol. 40，pp. 655-660，No. 2，2018. 7
- 6) Park, R. and Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, 1975