

論文 高強度 PC 鋼棒をせん断補強筋とする RC 梁のせん断耐荷機構

佐々木 智大*1・田中 浩一*2

要旨: せん断実験により得られた引張側主鉄筋ひずみの分布からせん断抵抗メカニズムを分析し、断面幅方向におけるせん断補強筋の配置がせん断破壊メカニズムに及ぼす影響について検討した。その結果、PC 鋼棒を断面中央に集中して配置した場合は、PC 鋼棒が配置されていない側面において、主鉄筋を拘束する力が不十分だったために付着滑り破壊が生じ、トラス機構が正常に形成されなかった結果、ビーム機構の寄与率が低下した。これに対し、PC 鋼棒を千鳥状に分散配置した場合は、断面が一樣にトラス機構も含めたビーム機構とアーチ機構の両方の耐荷機構でせん断力に抵抗しており、従来 RC 構造と同様のメカニズムとなった。

キーワード: せん断, ビーム・アーチ機構, 付着すべり破壊, PC 鋼棒, RC 梁

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震では、多数の RC 構造物に被害が発生した。被害の主な原因はせん断補強筋の不足によるせん断破壊が多く、耐震性能を向上させるため、改定された設計基準では主鉄筋を増やすことはもちろんのこと、せん断補強筋も多数配置することとなった。この過密配筋によって、鉄筋組立の難易度が高くなるとともに、コンクリート打設が困難となっている。

鉄筋組立の生産性を向上させるため、従来の半円形フックに替わり、機械式定着を用いることが増加している。しかしながら、せん断補強筋には普通強度の異形鉄筋 (SD345 など) を用いることが主流であり、鉄筋本数を減らすことはできず、過密配筋は解消されない。

そこで、著者らは降伏強度 σ_y が 1275N/mm^2 以上の D 種の PC 鋼棒の両端を機械式定着としたせん断補強筋を開発した^{1)~4)}。通常の異形鉄筋 SD345 の降伏強度の 3.7 倍であり、鋼材量を大幅に減らすことができ、耐震性能を落とすことなく過密配筋が解消できる。

これまでに、PC 鋼棒をせん断補強筋とする幅 1~2m、せん断スパン 1.8m、断面高さ 0.75m の梁によるせん断実験によりせん断耐力評価式を検討してきた。その結果、部材軸直交方向の配置間隔が 1m までは、土木学会のコンクリート標準示方書⁴⁾に準じたせん断耐力評価式で精度よくせん断耐力が推定可能であることを確認した¹⁾。しかし、部材軸直交方向の配置間隔を 2m にまで拡大すると、千鳥状に分散して配置した場合はコンクリート標準示方書の方法でせん断耐力を適切に評価できるが、幅 2m の梁の中央に集中して配置した場合は、せん断補強筋が降伏する前にせん断補強筋を配置した中央部でコンクリートの圧壊が先行し、せん断耐力が小さくなるということが明らかとなった。

RC 部材のせん断抵抗メカニズムには、ビーム機構、ア

ーチ機構、トラス機構があることが知られている。詳細は後述するが、ビーム機構は引張側主鉄筋の引張力の变化 (分布) と、コンクリートの圧縮力の変化 (分布) によってせん断力に抵抗するメカニズムであり、アーチ機構はコンクリートの圧縮力の作用中心と引張側軸方向鉄筋の距離の変化によってせん断力に抵抗するメカニズムである。また、トラス機構は斜めひび割れが発生した梁部材を静定トラスでモデル化するトラス理論に基づく抵抗メカニズムであり、トラス機構はビーム機構の一部と見なされている⁵⁾⁶⁾。RC 部材は、せん断スパン比やせん断補強鉄筋比によって様々なせん断破壊メカニズムが発現するが、これらの耐荷機構の組合せで形成されると考えることができる⁶⁾。例えばディープビームでは、斜めひび割れ発生後にアーチ機構が形成されることが実験等によって確認されており、コンクリート標準示方書ではアーチ機構に基づく耐力算定式が規定されている。

本研究では、せん断実験により得られた引張側主鉄筋ひずみの分布から、せん断抵抗メカニズムを分析し、断面幅方向におけるせん断補強筋の配置がせん断破壊メカニズムに及ぼす影響について検討した。

2. せん断実験試験体と載荷方法

2.1 試験体の形状寸法と配筋詳細

文献²⁾に示されている全部で 9 体の試験体のうち、PW138CH 試験体と PW142SH 試験体の 2 体を本研究の検討対象とする。試験体の形状寸法、配筋の一覧を表 1 に、構造配筋図を図 1 に示す。

いずれの試験体も断面幅×断面高さは 2000mm×750mm である。圧縮鉄筋には D29 の異形鉄筋を 16 本使用した。これに対し、引張鉄筋には D32 の異形 PC 鋼棒 (C 種)24 本を 2 段に配置した。異形 PC 鋼棒を使用したのは、曲げ破壊がせん断破壊よりも先行しないよう、十

*1 (株)大林組 技術研究所 博(工) (正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所 博(工) (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名	断面 $B \times D$ (mm)	有効 高さ d (mm)	せん断補強鉄筋				
			本数×径	配置	間隔 s (mm)	鉄筋比 p_w (%)	拘束応力 $p_w \sigma_y$ (N/mm ²)
PW138CH	2000 ×750	675	1-φ23 PC 鋼棒	中央	150	0.138	2.04
PW142SH			1,2-φ19 PC 鋼棒	千鳥	150	0.142	2.03

表-2 使用材料

試験体名	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鋼材降伏強度(N/mm ²)			
		引張側主鉄筋 (SBPD1080/1230)	圧縮側主鉄筋 (SD345)	配力筋 (SD345)	せん断補強鉄筋 (SBPR1275/1420)
PW138CH	51.8	1181	394	392	1470*
PW142SH	52.1				1429*

*0.2%永久伸びに対する応力

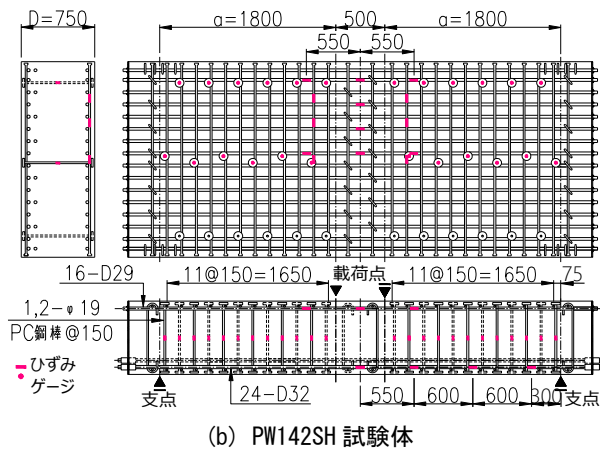
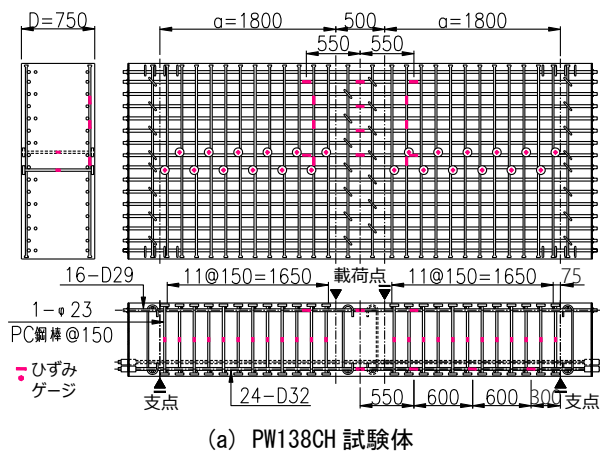


図-1 試験体配筋図

分な曲げ耐力を与えるためである。引張鉄筋比は1.4%である。

配力筋にはD19の異形鉄筋を用いた。過去に実施した梁幅1mのせん断実験⁷⁾では、D16の鉄筋を用いたが、φ23mmのPC鋼棒を用いると配力筋が曲げ降伏し、大きく変形したため、より太径のD19を用いた。なお、配力筋は主鉄筋の外側へ配置し、その両端は機械式定着として平面ひずみ状態に近づけた。

PC鋼棒は最も外側の鉄筋となる配力筋に引っかかるように配筋した。部材軸直交方向の配置間隔が2mの状

態を再現するため、PW138CH試験体では梁の中央にPC鋼棒を集中して配置(中央配置)し、PW142SH試験体では梁中央に1本と断面両側面部に2本を交互に千鳥状に配置(千鳥配置)した。表-1には、各試験体のせん断補強筋の配筋量を示す指標として、せん断補強筋比 p_w の他に、 p_w とせん断補強筋の降伏強度 σ_y の積 $p_w \sigma_y$ を拘束応力として示している。なお、 p_w はせん断補強筋の鋼材量と、 $p_w \sigma_y$ はせん断耐力のせん断補強筋負担分と関係する指標である。表-1に示したとおり、PW138CH試験体とPW142SH試験体は、 p_w 、 $p_w \sigma_y$ がほぼ同じである。

2.2 使用材料

表-2に使用した材料の材料試験結果を示す。目標コンクリート圧縮強度は50N/mm²とした。黒岩らは、せん断補強筋の降伏強度をコンクリート強度の25倍までと設定することで実験結果と適合性がよいことを確認⁷⁾し、この考えが鉄道構造物等設計標準の解説にも示されている⁸⁾ことから、PC鋼棒D種の規格降伏強度1275N/mm²の1/25に相当する50N/mm²としたものである。材料試験の結果、実験日の圧縮強度は、PW138CHで51.8N/mm²、PW142SHで52.1N/mm²であった。

圧縮鉄筋、配力筋にはSD345を、引張鉄筋にはSBPD1080/1230を使用した。PC鋼棒には、前述の通りPC鋼棒D種(SBPR1275/1420)を使用した。

2.3 荷重方法

2点集中荷重の片振り繰返し荷重を実施した。境界条件は図-1に示した通りである。せん断スパンは1800mm、せん断スパン比は2.67とした。地震後の残留ひび割れ幅について検討する目的で、一定のせん断力に達したときにせん断力がほぼ0になるまで除荷することを繰り返す片振り荷重を実施した。また、除荷開始時のせん断力は、常時許容せん断力に達するとき、ならびにせん断補強筋の応力が100N/mm²、345N/mm²および700N/mm²に達するときとした。

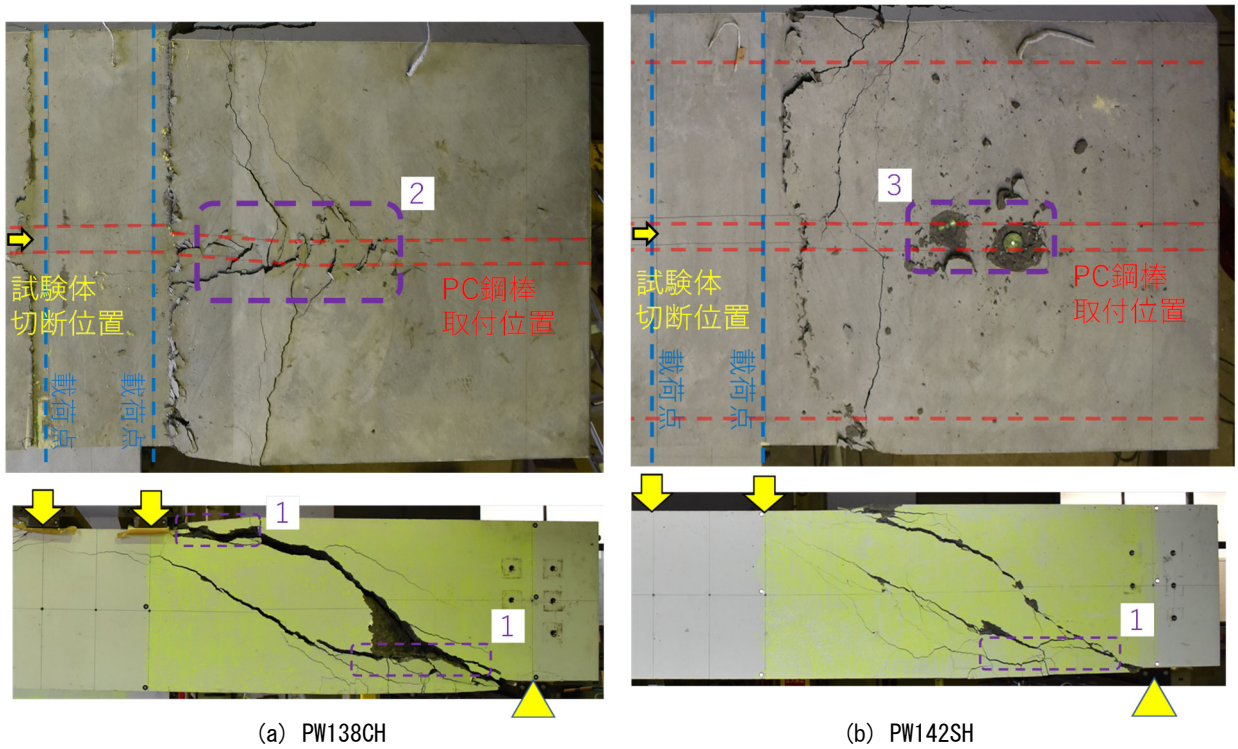


写真-1 損傷状況

2.4 計測計画

試験体の載荷点、支点、梁中央の鉛直変位を変位計で、2 点の載荷点に作用させた荷重の合計をロードセルで、圧縮鉄筋、引張鉄筋、せん断補強筋のひずみをひずみゲージで計測した。ひずみゲージの貼付位置は図-1 に示したとおりである。

3. 損傷状況とせん断耐力

3.1 損傷状況

写真-1 に実験後の損傷状況を示す。なお、写真-1(a)には後述する試験体の切断位置も示している。試験体の側面の損傷状況では、いずれの試験体も 1~2 本の斜めひび割れが大きく卓越しており、ひび割れはあまり分散しなかったことがわかる。また、載荷点付近に圧縮鉄筋に沿ったひび割れや支点付近に引張鉄筋に沿ったひび割れが発生している(写真-1 中の 1)。

これに対し、上面の損傷状況を見ると、PC 鋼棒の配置によって異なる破壊形態が確認できる。PC 鋼棒を中央に集中して配置した PW138CH 試験体では、断面中央の PC 鋼棒が並んでいるラインに沿って、圧縮縁コンクリートの圧壊が広い範囲にわたって確認できる(写真-1 中の 2)。PC 鋼棒は中央にしか存在しないため、側面に近い位置に配置した圧縮鉄筋や引張鉄筋のせん断補強筋による拘束が弱く、圧縮鉄筋や引張鉄筋に十分な付着力が発揮されなかったことから、このような損傷に至ったものと考えられる。

PW138CH 試験体の内部のひび割れ発生状況を確認す

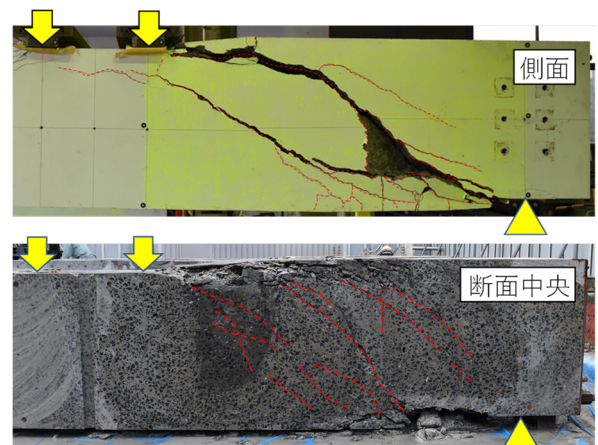


写真-2 切断面 (PW138CH 試験体)

るため、断面中央の側面に平行な面で試験体を切断した。写真-2 に PW138CH 試験体の切断面を示す。側面は約 30 度の斜めひび割れと約 45 度の斜めひび割れが確認できる。PC 鋼棒を中央に集中して配置すると、側面は梁の上下方向の変形に対する PC 鋼棒による拘束がないため、斜めひび割れ発生後は載荷点変位の増加に伴い、ひび割れも大きく開いていったと考えられる。側面から梁幅 B の 1/4 に相当する 500mm 離れた位置でも同様のひび割れが確認できるが、そのひび割れ幅は側面のひび割れ幅に比較すれば小さい。一方、断面中央の損傷を見ると、45 度の斜めひび割れが複数確認できるのに対して、低角のひび割れは確認できない。断面中央に配置した PC 鋼棒により強く拘束された結果、十分な付着力が主鉄筋にあるため、45 度ストラットの圧縮力に対して、主鉄筋が

反力として機能できたためと考えられる。側面からの距離によってひび割れ発生状況が異なることから、断面の側面と中央で異なるメカニズムで損傷が進展したと考えられる。

これに対し、PW142SH 試験体では、PC 鋼棒が破断した(写真-1 中の 3)。PW142SH 試験体も PW138CH 試験体と同様に断面中央の側面に平行な面で切断した、写真-3 に PW142SH 試験体の切断面を示す。側面、断面中央ともに斜めひび割れは複数に分散して発生しており、断面中央と側面の損傷に差が生じないことがわかった。

3.2 せん断耐力

図-2 にせん断力～荷重点変位の関係を、表-3 に実験から得られたせん断力の最大値をせん断耐力の実験値

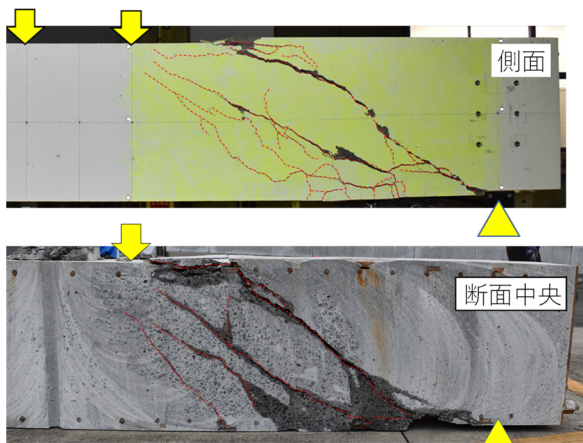


写真-3 切断面 (PW142SH 試験体)

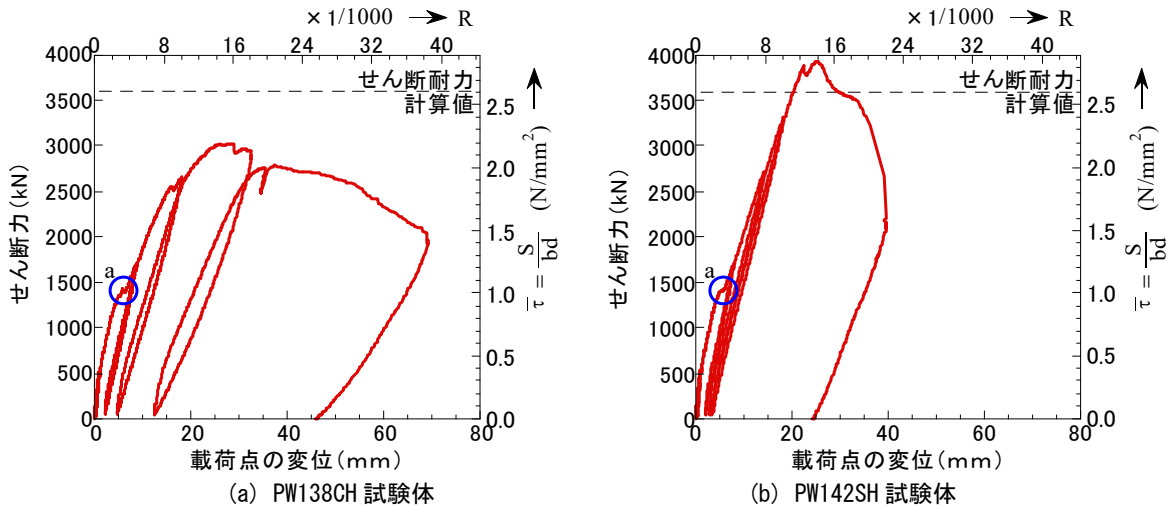


図-2 せん断力～荷重点変位関係

表-3 せん断耐力

試験体名	拘束応力 $p_w \sigma_y^*$ (N/mm ²)	せん断耐力の実験値 $V_{y,exp}$ (kN)	せん断耐力の計算値			$V_{y,exp}/V_{y,cal}$
			コンクリート V_c (kN)	鋼材 V_s^* (kN)	$V_{y,cal} = V_c + V_s$ (kN)	
PW138CH	2.04	3025	1203	2390	3593	0.842
PW142SH	2.03	3924	1203	2378	3581	1.096

*表-2 に示す引張試験で求めた降伏強度を用いて算出

として示す。図-2 および表-3 中にはコンクリート標準示方書に基づいて評価したせん断耐力の計算値も示している。いずれの試験体も、コンクリートが負担するせん断耐力の計算値を超えてすぐの1300～1500kN付近で、斜めひび割れが発生した。

斜めひび割れ発生後(図-2 中の a 点)は、PC 鋼棒の配置によって異なる挙動を示した。PW138CH 試験体では、せん断耐力の実験値は 3025kN であり計算値の 84%であったが、せん断破壊の特徴である急激な耐力低下がなかった。なお、せん断補強筋は降伏していない。写真-2 に示したとおり、PW138CH 試験体では、断面中央の圧縮縁コンクリートが圧壊しており、曲げ破壊に近い挙動になったことが要因と考えられる。

これに対して、PW142SH 試験体では、中央に配置した場合に比べてせん断耐力が高いだけでなく、PC 鋼棒が降伏強度を発揮し、最終的には破断に至った。せん断耐力の実験値は 3924kN であり、計算値の 1.1 倍であった。

4. 耐力機構

4.1 引張側主鉄筋ひずみ

図-3 に支点から 1500mm および 300mm の位置における、断面中央および側面に配置した引張側主鉄筋のひずみを示す。PW138CH 試験体では、断面中央と側面で、引張側主鉄筋ひずみが大きく異なっていることがわかる。断面中央に配置した引張側主鉄筋のひずみは、作用モーメントの大きい荷重点の近くでは大きく、作用モーメント

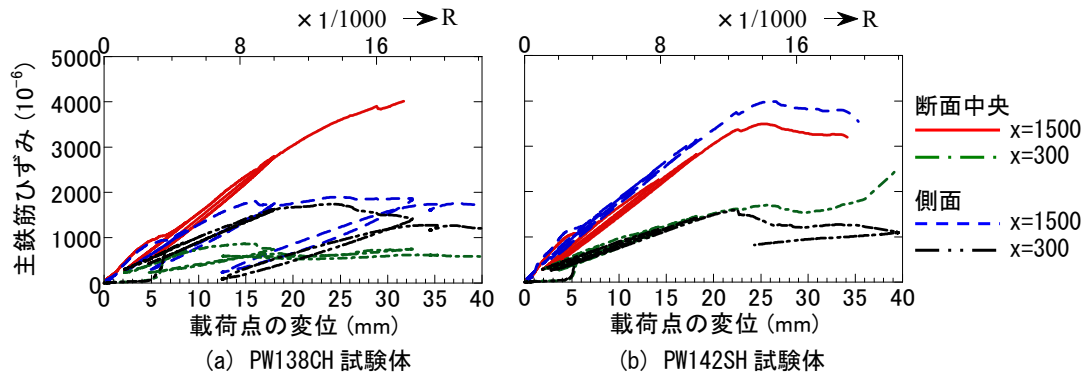


図-3 引張側主鉄筋ひずみ

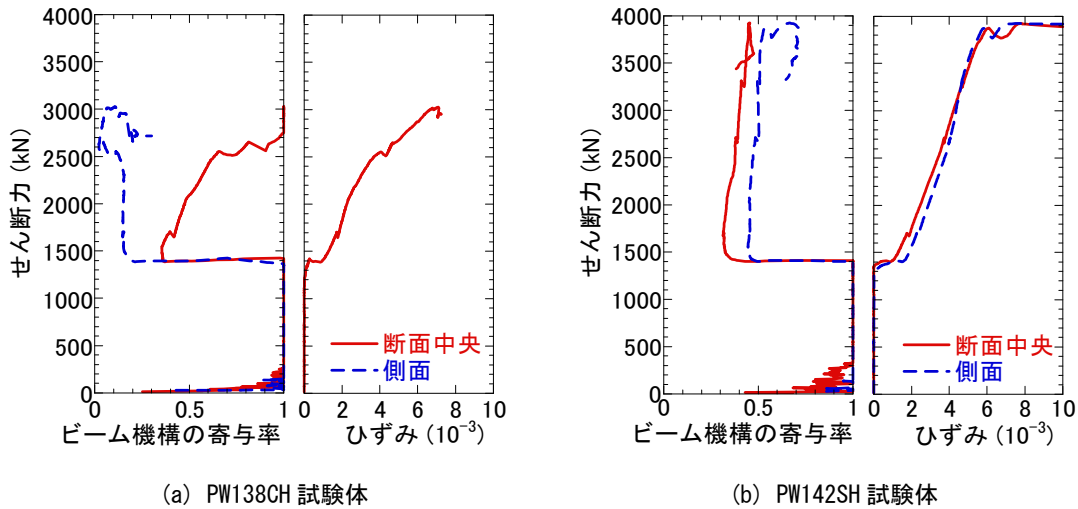


図-4 ビーム機構の寄与率と PC 鋼棒のひずみ (左: 寄与率, 右: PC 鋼棒のひずみ)

トの小さい支点の近くでは小さくなっている。これに対して、側面の引張側主鉄筋のひずみは、斜めひび割れが発生した後は、場所によらず概ね同じ大きさとなっており、そのひずみの大きさは断面中央の引張側主鉄筋の2点のひずみの平均値に一致している。これは、PC 鋼棒が配置されていない側面で主鉄筋の付着低下に伴う付着すべり破壊が生じ、アンボンド化したことを裏付けている。すなわち、主鉄筋が斜め圧縮ストラットの反力体とならないせん断抵抗機構の劣化があったと考えられる。

一方、PW142SH 試験体では、図-3(b)に示すとおり、引張側主鉄筋ひずみは、断面中央と側面で大きな違いは無く、作用モーメントの大きい载荷点近くでは大きく、作用モーメントの小さい支点近くでは小さい。

4.2 耐力機構の分解

支点からの距離 x における断面での作用モーメント $M(x)$ は、断面に作用する引張力 $T(x)$ と、断面に作用する圧縮力 $C(x)$ の作用中心から $T(x)$ の作用中心までの距離 $j(x)$ を用いて、次式で表せる。

$$M(x) = T(x)j(x) \quad (1)$$

よって、断面に作用するせん断力 $V(x)$ はモーメントの x に対する 1 階微分で求められる。

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = T(x) \frac{dj(x)}{dx} + j(x) \frac{dT(x)}{dx} \quad (2)$$

この式(2)右辺の第 1 項がアーチ機構寄与分 V_a であり、第 2 項がビーム機構寄与分 V_b である。作用せん断力に対するビーム機構の寄与分の割合 (ビーム機構の寄与率) を P_b とすると

$$V_a(x) = T(x) \frac{dj(x)}{dx} = (1 - P_b)V(x) \quad (3)$$

$$V_b(x) = j(x) \frac{dT(x)}{dx} = P_b V(x) \quad (4)$$

ここで、山田は実験により計測された引張側主鉄筋ひずみから、耐力機構を分解する手法を提案している⁹⁾。この山田の手法に基づくと、梁に集中荷重が作用する場合には、支点からの距離が異なる 2 点 x_1 、 x_2 の引張側主鉄筋ひずみ $\varepsilon(x_1)$ 、 $\varepsilon(x_2)$ を用いてビーム機構の寄与率を求めることができる。

$$P_b = \log \left(\frac{\varepsilon(x_1)}{\varepsilon(x_2)} \right) \quad (5)$$

図-4 に、式(5)に基づいて評価したビーム機構の寄与率とせん断力との関係を示す。なお、ビーム機構の寄与率は、支点から 300mm および 1500mm 位置のひずみを

用いて計算した。また、図-4にはせん断スパン中央のPC鋼棒のひずみも示している。

PW138CH試験体、PW142SH試験体ともに、斜めひび割れが発生するまではビーム機構で抵抗する。斜めひび割れが発生すると同時にビーム機構の寄与率が大きく低下するとともに、せん断補強筋であるPC鋼棒のひずみが増加する。

その後、PW138CH試験体の側面では、ビーム機構の寄与率は0.2よりも小さい値を示しており、主にアーチ機構で抵抗している。3.1および4.1で述べたとおり、側面では主鉄筋の拘束が不十分で付着すべり破壊していることから、主鉄筋が圧縮ストラットに対する反力体になれず、トラス機構の形成が不完全となったため、ビーム機構の寄与率が低下したと考えられる。これに対して、PW138CH試験体の断面中央では、ビーム機構が徐々に増加しており、せん断力が最大となったときにはビーム機構での抵抗メカニズムが支配的となった。3.1にて述べたとおり、主鉄筋がPC鋼棒により強く拘束され、主鉄筋の付着力が十分に発揮された結果、トラス機構によりせん断力に抵抗するメカニズムが支配的となった。よって、側面はせん断力に対する抵抗メカニズムが劣化したため、断面中央のみで梁全体のせん断力に抵抗することとなり、最終的に断面中央の圧縮縁コンクリートが圧壊して破壊に至ったと考えられる。

一方、PW142SH試験体では、斜めひび割れ発生後のビーム機構の寄与率は、断面中央でおおむね0.3程度、側面で0.5程度となり、破壊に至るまではほぼ一定の値を示している。PC鋼棒を分散して千鳥状に配置したことにより、斜めひび割れ発生後も適切に内部応力の再分配が行われ、ビーム機構とアーチ機構の両者を保持できている。これは、従来のRC構造と同様の抵抗メカニズム^{9),10)}である。従来のRC構造のせん断耐力を適切に評価できるコンクリート標準示方書のせん断耐力評価式でPC鋼棒をせん断補強筋とする梁のせん断耐力をうまく予測できたのは、断面幅方向にせん断抵抗メカニズムが従来のRC構造と同じ部位が一部存在していたためと考えられる。

5. 結論

PC鋼棒をせん断補強筋とする幅2m、断面高さ750mm、せん断スパン比2.67のRC梁において、PC鋼棒の配置によって異なる破壊メカニズムが発現した要因について検討するため、実験で計測された引張側主鉄筋のひずみから耐荷機構の分解を行い、その結果について考察した。以下に本研究の結論を示す。

(1) PC鋼棒を2m幅の梁の中央にのみ配置した場合は、

PC鋼棒が配置されていない側面において、主鉄筋の拘束が不十分だったために付着すべり破壊が生じ、トラス機構が正常に形成されなかった結果、せん断力に占めるビーム機構の負担分(寄与率)が低下した。これに対してPC鋼棒が配置された中央では、PC鋼棒により主鉄筋が強く拘束され、圧縮ストラットに対して主鉄筋が反力として機能できたため、せん断抵抗メカニズムはビーム機構が支配的となった。

(2) PC鋼棒を2m幅の梁に千鳥状に分散して配置した場合は、断面中央・側面ともにトラス機構も含めたビーム機構とアーチ機構の両方の耐荷機構でせん断力に抵抗している。この抵抗メカニズムは、従来RC構造と同様のせん断抵抗メカニズムである。

参考文献

- 1) 田中浩一、江尻讓嗣：高強度中間帯鉄筋「ナットバーTM」の付着特性とせん断負担の評価、大林組技術研究所報、No. 78, 2014
- 2) 佐々木智大、田中浩一：機械式定着を有する高強度せん断補強筋「ナットバー®」の適用範囲拡大に関する研究、大林組技術研究所報、No. 86, 2022
- 3) 田中浩一、江尻讓嗣：高強度中間帯鉄筋「ナットバー®」の定着具強度とじん性補強効果、大林組技術研究所報、No. 79, 2015
- 4) 土木学会：2022年制定コンクリート標準示方書[設計編]、2023.
- 5) Park, R. and Pulay, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, 1975
- 6) 岩本拓也、中村光、Li FU、山本佳士、三浦泰人：ビーム・アーチ機構に基づくRCはりのせん断抵抗メカニズムに関する一考察、土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造)、Vol. 73, No. 1, pp. 70-81, 2017
- 7) 黒岩俊之、谷村幸裕、岡本大、佐藤勉：高強度せん断補強鉄筋を用いたRCはりのせん断耐力に及ぼすコンクリート強度の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 26, No. 2, 2004
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、丸善、2009
- 9) 山田雄太：穿孔の導入による応力場の意図的な変化がRCはりのせん断耐荷機構に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 40, No. 2, pp. 595-600, 2018
- 10) 中村英佑、渡辺博志：せん断補強鉄筋を有するRCはりのせん断耐荷機構に関する一考察、構造工学論文集、Vol. 54A, pp. 731-741, 2008