

ラーメン高架橋における半円形フック同士の応力伝達を用いた接合構造の成立性に関する実験的検討

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○本田健二郎 大野又稔 中田裕喜 渡辺健 田所敏弘
鉄建建設(株) 西村知晃 安保知紀

1. はじめに

従来のプレキャスト (PCa) 構造の鉄筋コンクリートラーメン高架橋では、柱梁接合部はハンチを含めた高さであり、主に機械式継手を用いて軸方向鉄筋を接合する都合上、PCa 梁の断面高さも大きいものであった。そこで、上層縦梁において、接合部を場所打ちコンクリートとし、鉄筋同士を機械的には接合せず、半円形フック間のコンクリートを介して力を伝達する接合構造を提案した。これは、充填等の施工や検査が、場所打ちコンクリートと同等の方法であり、PCa 梁高さを小さくすることで、従来よりも運搬や揚重等の施工性が向上するとともに、PCa 梁で先行して損傷させやすくなり、接合部での損傷を低減するものである。本研究では、提案した接合構造を用いた PCa 梁の成立性を実験的に検討した。

2. 実験概要

図-1 および表-1 に、供試体諸元を示す。上層縦梁と柱の接合箇所をモデル化した片持ち支持形式であり、70%程度の縮尺とした。軸方向鉄筋は二段配筋とし、せん断破壊しないように、十分なせん断補強鉄筋を配置した。PCa 梁における引張鉄筋比 p_t は 1.21%、せん断補強鉄筋比 p_w は 0.68% である。提案する接合構造では、PCa 梁側の軸方向鉄筋とスタブ側の軸方向鉄筋間に圧縮ストラットが形成されることを想定して、接合部での半円形フックを PCa 梁の軸方向鉄筋では外側、スタブの軸方向鉄筋では内側に配置した。なお、図-1 (b) に示すスタブおよび PCa 梁の内側の軸方向鉄筋の直線部のラップ長は $10\phi(250\text{mm})$ とし、外側の軸方向鉄筋は基本定着長 l_d 以上とした。

また、PCa 梁で降伏を先行させるため、PCa 梁の基部が曲げ耐力 M_u の計算値に達したときに、接合部の基部 (スタブ前面) が曲げ降伏耐力 M_y に達しないようにした。また、PCa 梁の基部において、PCa 梁の軸方向鉄筋が接合部のコンクリートを押し出すことが想定されるが、接合部の断面高さは PCa 梁よりも 500mm (片側あたり 250mm) 大きくしている。

実際の施工を想定し、スタブと PCa 梁を製作、養生後、接合部のコンクリートを供試体上面から打ち込んだ。接合部のコンクリートは高流動コンクリートを用い、スランプフローが $545\text{mm} \times 532\text{mm}$ であった。なお、接合部に接するコンクリートの端面は凹凸を設け、接合面でのずれの抑制に努めた。

荷重は PCa 梁のせん断スパン $a=2300\text{mm}$ の位置で、鉛直ジャッキにて正負交番荷重を行った。鉛直下向き (正側)、上向き (負側) にそれぞれ 1 回ずつ荷重を行い、最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達する変位を求め、その平均値 (20.3mm) を基準変位 δ_y とした。そして、 δ_y の整数倍で各サイクル 3 回の繰返し荷重を行い、鉛直荷重が低下するまで荷重した。

3. 実験結果

図-2 に、損傷状況の例を示す。目視により、PCa

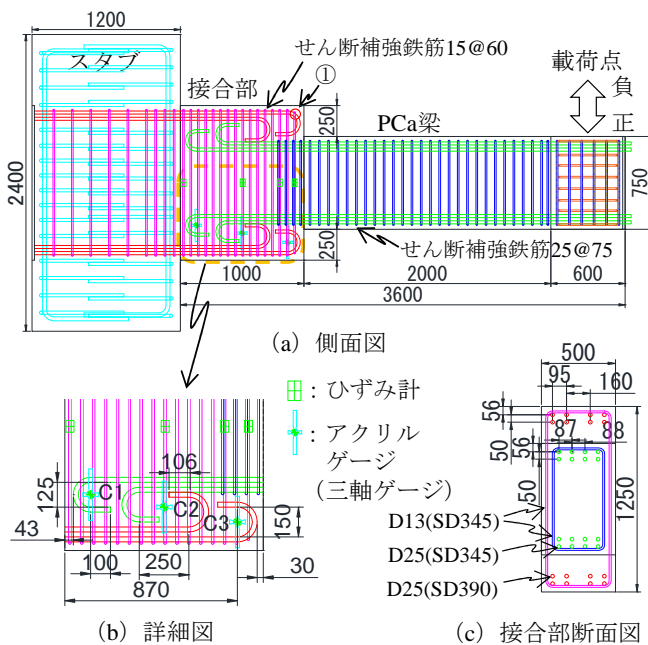


図-1 供試体概要 (単位: mm)

表-1 材料諸元

	コンクリート		軸方向鉄筋		せん断補強鉄筋			
	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	径種類	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	径種類	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
PCa梁	37.0	31.1	D25 SD345	399	191	D13	385	185
接合部	60.2	31.8	D25	440	191	SD345		
スタブ	37.0	31.1	SD390					

キーワード プレキャスト, ラーメン高架橋, 縦梁, 接合構造, 損傷制御

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財) 鉄道総合技術研究所 TEL 042-573-7281

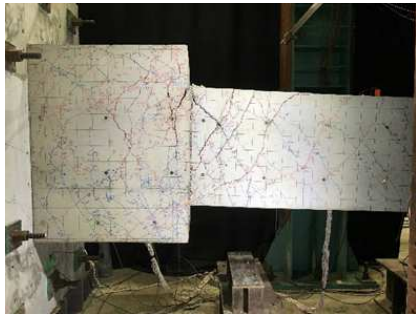


図-2 +5δ_y-1時の損傷状況
(赤線：正側載荷時，青線：負側載荷時)

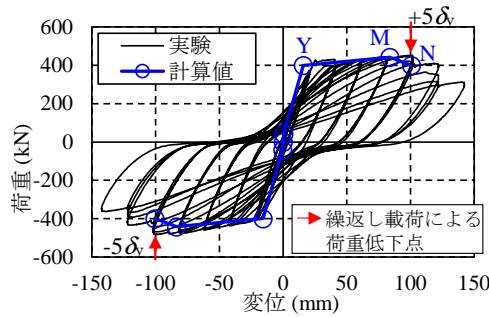


図-3 荷重-変位関係

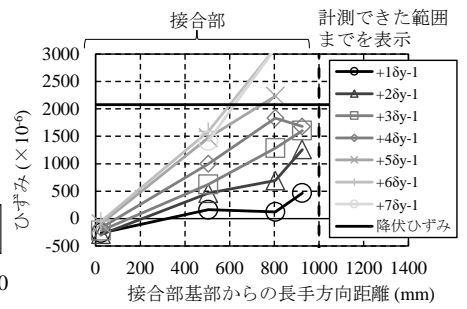


図-4 接合部のせん断補強鉄筋のひずみ

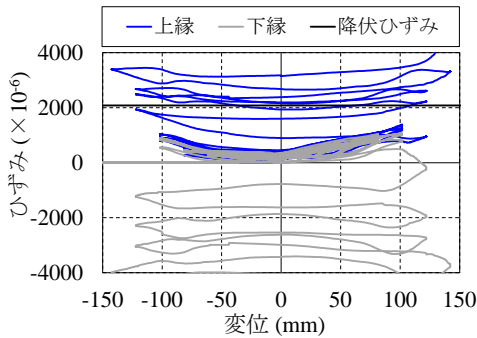


図-5 接合部上面のせん断補強鉄筋のひずみ

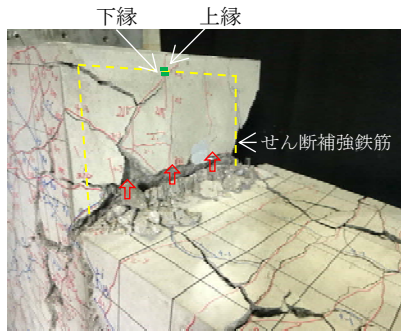


図-6 +6δ_y-1時の損傷状況

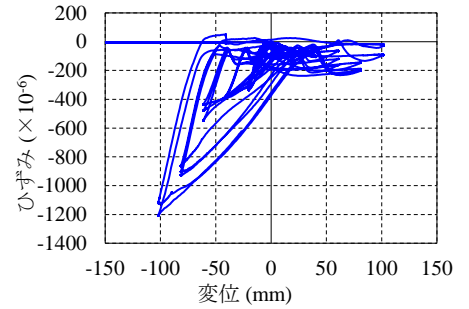


図-7 接合部コンクリート内部の最小主ひずみ (C2)

梁では 85kN 程度で，接合部では 140kN 程度で曲げひび割れが生じ，1δ_y で PCa 梁基部下段の引張鉄筋が降伏した．荷重を続けると曲げひび割れがせん断ひび割れに進展し，5δ_y で PCa 梁基部においてコンクリートの圧縮破壊，軸方向鉄筋の座屈および接合部でのひび割れの進展に伴い荷重が低下した．7δ_y では PCa 梁基部の損傷が顕著となり，接合部との境界面から 350mm 程度の範囲でコンクリートが剥落した．なお，スタブ側の軸方向鉄筋は荷重終了まで降伏に至らなかった．

図-3 に，荷重と変位の関係を示す．+5δ_y-1 で正側の荷重が最大 (451kN) となる，紡錘型の履歴を示した．繰返し載荷により荷重低下が顕著とならない最大変位である M 点は 4δ_y であった．図に併記した計算値は，PCa 梁の塑性変形，接合部の弾性変形，PCa 梁基部および接合部基部での軸方向鉄筋の伸出しを考慮した算定結果である．降伏点である Y 点の変位は，正側において計算値がやや過少に算定するが，曲げ降伏時の荷重や M 点，曲げ降伏時の荷重を維持できる変位である N 点は概ね妥当に算定する結果となった．

図-4 に，接合部内に配置したせん断補強鉄筋の側面で計測したひずみ分布を示す．PCa 梁基部に近いほどせん断補強鉄筋ひずみは大きくなる傾向にあり，ひび割れや PCa 梁基部の軸方向鉄筋による接合部コンクリートの押抜きに対して抵抗していると考えられる．また，図-5 に，接合部のせん断補強鉄筋上面 (図-1 の①) において鉄筋の上縁と下縁で計測した，ひずみ

と変位の関係を示す．荷重初期では上縁と下縁ともに引張ひずみが生じているが，6δ_y で降伏に至り，下縁のひずみが圧縮ひずみに転じている．これは図-6 に示す+6δ_y-1 時の損傷状況より，6δ_y において接合部上面でコンクリートのひび割れが進展し，押抜きに対するコンクリートの受け持つ荷重がせん断補強鉄筋に分担され，上面のせん断補強鉄筋に曲げ変形が生じたものと考えられる．

図-7 に，C2 で計測したコンクリート内部の最小主ひずみと変位の関係を示す．負側に載荷した場合に圧縮ひずみが卓越していることから，当初想定したように，スタブからの軸方向鉄筋と，PCa 梁からの軸方向鉄筋の半円形フック間で圧縮ストラットが形成されて，最小主ひずみが大きくなったと考えられる．すなわち，接合部にひび割れが発生したとしても，軸方向鉄筋の半円形フック同士で応力を伝達することにより，接合部で破壊に至らなかったものと考えられる．

4. まとめ

提案する接合構造を有する RC 縦梁の正負交番載荷実験を実施した．接合部における軸方向鉄筋の半円形フック間のコンクリートで圧縮ストラットが形成されることにより接合部での破壊に至らず，PCa 梁の基部において先行して損傷することを確認した．

参考文献 1) (財) 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，2004．