論文 鋼合成桁と PC 桁接合部における鋼桁ウェブのずれ止めの設計法に 関する実験的研究

篠崎 裕生*1·有川 直貴*2·浅井 洋*1·牧 剛史*3

要旨:著者等は,主桁数が同じ鋼合成桁とPC桁の主桁同士を,ずれ止め方式により接合する方法を考案し, そのずれ止めの設計法について検討を行ってきた。本研究では,接合部に配置するずれ止めのうち,鋼桁ウ ェブのずれ止めに着目し,その設計方法を検討するため接合部模型の載荷実験を実施した。実験の結果,設 計上の仮定が概ね妥当であること,また,ウェブコンクリートの面外方向の変形が,ずれ止めの耐力すなわ ち接合部の耐力に大きく影響することなどを明らかにした。検討は,頭付きスタッドの場合に加え,新たに 開発した鋼管ジベルについても行った。

キーワード:混合構造接合部,ずれ止め,頭付きスタッド,鋼管ジベル

1. はじめに

混合桁橋の接合方法として,複合橋設計施工規準 ¹⁾で は支圧板方式とずれ止め接合方式が紹介されている。こ のうち,比較的一般的である支圧板方式は,接合部に配 置した鋼殻セルと中詰めコンクリートおよび PC 鋼材に よって合成桁とコンクリート桁を剛に一体化するため, PC 鋼材を含めた使用鋼材量が極めて多く,また,コンク リートの充填性に配慮が必要など,経済性や施工性に課 題が残る。

ずれ止め接合方式(以下,ずれ止め方式)は,鋼合成 桁とコンクリート桁間の応力伝達を主にずれ止めで行う ため,使用する PC 鋼材量や鋼部材を少なくできるとと もに,施工性の向上が期待できる。しかしながら接合部 の耐荷挙動や設計法に関する研究例が少なく,施工事例 も少ない。既往の事例は,いずれも鋼合成 4~5 主鈑桁と PC (RC) 中空床板橋との接合である。

少数主桁形式の橋梁, 例えば鋼合成 2 主鈑桁と PC2 主 版桁を接合する場合, それぞれの主桁同士をずれ止めで 接合する構造が考えられる。図-1 に接合部の構造を示 す。鋼合成桁の鋼桁部分を PC 桁断面内に埋め込み, ず れ止めにより接合している。著者等はこのような構造の 1/2 模型供試体の載荷実験と, ずれ止めをばねでモデル 化した非線形 FEM 解析による検証をもとに, ずれ止め の設計法を提案している²⁾。提案手法は, ずれ止めが配 置される部位別に, 力の作用を限定し, それに見合う量 のずれ止めを配置するという, 従来のずれ止めの設計で 用いられている方法を踏襲している。検討の中で実施し た非線形 FEM 解析の結果によれば, 鋼桁を PC 桁に埋め 込む長さ, すなわち, 接合区間長が短い場合, コンクリ ート桁の中で鋼桁が回転することにより, 接合部に作用

*1 三井住友建設(株) 技術開発センター 工博 (正会員)
*2 三井住友建設(株) 技術開発センター (正会員)
*3 埼玉大学 大学院理工学研究科 工博 (正会員)

する曲げに対して十分なずれ止めを配置しても、局所的 に損傷を生じることが分かった。そのため、鋼桁ウェブ に、その回転力に抵抗するよう追加でずれ止めを配置す ることを提案している²⁾。

本論文では、ここで提案する接合部の概要と鋼桁ウェ ブに配置されるずれ止めの設計法、さらにその設計の妥 当性を確認するために実施した接合部模型実験の結果を 述べるとともに、接合部の耐力について考察を加えた。 鋼桁ウェブに配置するずれ止めは、頭付きスタッドに加 え、鋼板孔に設置するだけで比較的大きなせん断力を得 ることができる鋼管ジベル³についても検討を行った。

2. 接合部の概要とずれ止めの設計

2.1 接合部の概要

本接合構造は, PC 桁に鋼合成桁の鋼桁部分を埋込んで ずれ止めにより接合する。ずれ止めは, 接合区間鋼桁の 上下フランジの上面およびウェブに配置する。PC 桁の





PC 鋼材は, 接合部まで延長し, 鋼合成桁側のコンクリー ト端面あるいは定着突起等を設けて複数の断面で定着す る。図-2 は, 1 本の主桁同士の接合部を切り出したイ メージで, 定着突起を2断面で設けている。定着位置を 複数断面に分散させることで, ずれ止めに発生するせん 断力を分散させることができる²⁾。

接合部の鋼桁上フランジは,FEM 解析の結果から,接 合部全長ではなく半分まで設置して局部的に発生する応 力を低減している。接合部の長さは,ずれ止めの配置や PC 鋼材の定着突起の配置により,ある程度の長さが必要 になるが,接合部内で鋼桁が回転することによる生じる 局所的な損傷を抑えるため,接合部の長さを約2×D(D は桁全高)としている。

2.2 ずれ止めの設計

図-3 に接合部に作用する断面力および外力(プレス トレス)と、ずれ止めに作用するせん断力の関係を示す。 鋼桁上下フランジに設置したスタッドは、曲げおよび軸 力により生じるせん断力に、ウェブに配置したずれ止め は、せん断力とプレストレスに抵抗すると仮定した。軸 力は、上下のフランジに配置したスタッドで半分ずつ負 担するものとした。ウェブのずれ止めに作用するせん断 力は鉛直と水平の2方向でそれぞれ必要な本数を計算し、 足し合わせることとした。

鋼桁の埋め込み長を短くした場合の挙動を確認する目 的で、接合部の長さを1×Dにした場合の3次元非線形 有限要素解析を実施した²⁾。解析結果を図-4に示す。 図は、桁鉛直方向のひずみコンターで、青色が濃くなる ほど大きな引張ひずみが生じていることを示している。 この結果から、接合部 PC 桁側の上部および下部で大き なひずみが生じることが明らかとなった。桁上部のひず みは、当該位置の鋼桁上フランジがコンクリートを押し 下げる方向の支圧力が作用して生じており、PC 桁側に斜 め下方向に進展している。桁下部では、下フランジがコ ンクリートから剥がれる方向に変位しており、当該位置 でずれ止めに比較的大きな鉛直方向せん断力が作用して 大きなひずみが生じたと考えられる。これらの現象は、 接合区間の鋼桁が回転することで生じているものと考え られる。

そこで、鋼桁上フランジからの下方向への支圧力を低 減するために、上フランジを接合部端まで埋め込むので はなく、接合部中央付近で切り落とすこととした。また、 鋼桁がコンクリート内で回転する力に対して、それに抵 抗できる量のずれ止めを鋼桁ウェブに配置することとし た。鋼桁ウェブに作用する力とずれ止めに発生するせん 断力の関係は図-3 に示す模式図のように仮定した。橙 色でハッチングした部分は、鋼桁の回転により生じるモ ーメントと吊り合うように発生するフランジ鋼板とコン





図-4 FEM 解析結果

クリートとの力の作用を模式的に示したものである。接 合部右上では、フランジがコンクリートを押し下げる力 が、接合部右下ではフランジがコンクリートから剥がれ る力が作用することとなり、FEM 結果と一致する。 ずれ止めの設計では、簡単にするためずれ止めのせん 断抵抗は鉛直方向のみ考慮した。接合部中央位置に仮定 した回転中心に作用する曲げモーメントに対して,ウェ ブずれ止めの各列には鉛直方向に *P*₁, *P*₂・・のようにせ ん断力が作用する。回転中心からこのせん断力作用位置 までの距離を *x*₁, *x*₂・・とすると,以下の式(1)が成り立 つ。各列のずれ止め本数(段数) N は,式(2)が成り立つ ように設定する。

$$M = \sum_{n=1}^{n} P_n \cdot x_n \tag{1}$$

$$P_n \le V_u \times N \tag{2}$$

ここに、*V*_uはずれ止め1本あたりのせん断耐力である。 本式によれば、仮定した回転中心から離れた位置にあ るずれ止めほど大きなせん断力を負担することとなる。

この鋼桁の回転力を生じさせるモーメントに対して は、上下フランジに配置したずれ止めが抵抗するように 設計しているため、ウェブにもこのモーメントに抵抗す るずれ止めを配置することは重複となるが、局部的な損 傷を防止するため安全側の配慮とした。

以上の方法でずれ止めを設計し,鋼桁の埋め込み長さ を2×Dとした実物の1/2模型試験体の載荷試験を実施し て,接合部の安全性を確認している²⁾。一方,提案した ウェブのずれ止めの設計法については不明な点が多いこ とからウェブ部のみをモデル化した模型梁の載荷試験に より,その妥当性を検証することとした。

3. 鋼桁ウェブのずれ止めに着目した模型梁の実験 3.1 試験体の概要

試験体は、図-5に示すように既製のH形鋼 (H-700 × 300 × 24 × 13)のウェブのみにずれ止めを配置して RC 桁と接合したものである。RC 桁は高さ 550mm,幅 350mm で、梁軸方向の接続長さは 700mm とした。載荷方法は、文献²⁾で実施した実物の1/2 模型試験体の載荷試験²⁾との整合を図るため、接合部が等曲げモーメントになるように、接合区間を跨ぐ4 点曲げ載荷とした。

接合部で回転ずれを起こしても, RC 桁が H 形鋼フラ ンジに接触しないように, RC 桁の高さよりも上下フラ ンジ間隔を大きくするとともに,上フランジは実構造と 同じように接合区間の半分位置で切り落としている。

試験体はずれ止め種類を変えた2体で,S試験体は軸径13mm長さ80mmのスタッドを,K試験体は外径34mm厚さ2.3mm(実測値2.0mm)の既製の鋼管に高強度モルタルを充填したものをそれぞれ配置したものである。両者は,式(1)で計算した耐力がほぼ同じになるように,サ



図-5 試験体の形状寸法

イズや配置本数を決めた。スタッドおよび鋼管ジベルの 緒元と材料特性値を**表-1**に示す。

本試験体は接合部に配置したずれ止めで破壊するよう に設計した。鋼桁の下フランジ初降伏曲げモーメントは 1327kNm,ファイバーモデルで計算した RC 桁の終局曲 げモーメントは 474kNm である。以上は,材料強度の規 格値を用いて計算した耐力である。これに対して,式(1) で計算した接合部のずれ止めによる抵抗曲げモーメント は,鋼管ジベルが 290kNm,スタッドが 339kNm となり, 接合部での抵抗曲げモーメントが最も小さくなる。

鋼管ジベルのせん断耐力 *V*_{spu} は以下の式(3)³⁾で計算した。

$$V_{spu} = 0.470 A_m f'_{mu} + 2.0 A_{sp} f_{spt} / \sqrt{3} + 45.0 \times 10^3$$
 (N) (3)

ここに, A_m :モルタル円柱の断面積(mm^2), f'_{mu} :モル タルの圧縮強度(N/mm^2), A_{sp} :鋼管の断面積(mm^2), f_{spt} : 鋼管の引張強度(N/mm^2), である。

スタッドのせん断耐力は,複合構造標準示方書 ⁴に示 される式を用いて計算した。

本試験体は提案する接合構造のウェブ部のみをモデ ル化したものである。上床版や上下フランジのスタッド はモデル化しておらず、これらによるウェブコンクリー トの面外方向の拘束は考慮されていない。スタッドのせ ん断カーずれ変位関係は、スタッド軸方向の拘束条件に 大きく依存することが知られており^{5)など}、鋼管ジベルも 同じと考えられる。ずれ止めのせん断耐力は、比較的拘 束が大きい条件での押抜き試験の結果に基づいているた め、拘束を与えない場合は、接合部の耐力を過少に評価 する懸念がある。そこで、ここでは鋼桁上下フランジの スタッドによる拘束のみを考慮することとし、これを溝 形鋼と PC 鋼棒により模擬した。

面外方向へのウェブコンクリートの動きは、上下フラ ンジスタッドのずれに支配される。そこで、生じるずれ と拘束力(スタッドに生じるせん断力)の関係を、複合 標準示方書で規定しているせん断力ーずれ変位関係にお ける、原点と最大せん断力の2/3点を繋いだ割線剛性と 仮定した。割線剛性を用いた理由は、初期剛性を用いる と極めて大きな拘束が必要となるためである。この割線 剛性をフランジに配置されるスタッド本数分乗じて、こ れに相当するバネ定数を確保するのに必要なPC 鋼棒の 径を算出した。PC 鋼棒の径は32mm、本数は上下フラン ジに2本ずつ計4本で、これを溝形鋼150×75mmを介 して図-6のように配置した。写真中のPC 鋼棒の番号 は、後に示すPC 鋼棒張力を示した図-12の凡例である。 試験体 H 形鋼の材質は SS400、コンクリートの圧縮強



図-6 面外方向の拘束治具



写真-1 載荷試験状況

表-1 ずれ止めの材料特性値

	項目	鋼管ミ φ34m	鋼管ジベル φ34mm-t2.3	
		鋼管	モルタル	φ13mm
	降伏強度(N/mm ²)	427		373
	引張強度(N/mm ²)	460		454
ĺ	圧縮強度(N/mm ²)	_	89.5	_



図-7 接合部に作用するモーメントと回転角の関係

度は 41.5N/mm², 引張強度は 3.04N/mm², 弾性係数は 28300N/mm² であった。載荷は, 両載荷点の荷重が等し くなるよう制御した一方向単調載荷とし, 200kN, 400kN・・と 200kN 毎に除荷と載荷を繰り返した。



(1)S 試験体

(2)K 試験体 図-8 最終ひび割れ状況

3.2 試験結果と考察

(1)モーメントと回転角の関係と破壊状況

図-7 に接合部に作用するモーメントと回転角の関係 を示す。回転角は、鋼桁側の載荷点で生じた変位を支点 〜載荷点距離で除したたわみ角と, RC 桁側載荷点で同 様に計算したたわみ角との和としている。両試験体とも 200~300kNm で RC 桁載荷点付近において曲げひび割れ が生じ始め、その後、接合部のコンクリートにもずれ止 めのせん断抵抗に起因すると思われるひび割れが、多数 発生して剛性が低下し始めた。K 試験体の最大モーメン トは 329kNm, S 試験体が 374kNm であった。図には式(1) で計算した接合部の抵抗モーメントを併記した。両試験 体とも計算値の 1.1 倍程度の最大モーメントであった。

式(1)では、ずれ止めの鉛直方向のせん断抵抗のみ考慮 しているが、参考までに水平方向も考慮した耐力は、K 試験体が 378kNm, S 試験体が 446kNm となり、実験耐 力はその計算値のそれぞれ 0.87 倍と 0.84 倍となる。

図-8に最終のひび割れ状況を示す。両試験体ともに, 接合部縁端下隅と載荷点を結ぶ斜めのひび割れと, コン クリート上端部において水平方向のひび割れが生じてい た。前者は, ずれ止めがコンクリート部の回転に抵抗す る力によってせん断力が発生して生じたもの,後者は, コンクリートの拘束が小さい縁端における割裂ひび割れ と考えられる。斜め方向のひび割れの間隔は, 粗にずれ 止めが配置されている鋼管ジベル試験体の方が大きくな る傾向が見られた。

(2)ウェブ鋼板のひずみから推定したずれ止めの負担 ずれ止めに生じるせん断力の大小を,ウェブ鋼板のひ



図-9 ずれ止め位置で鋼板に生じるひずみ差(K)



図-10 ずれ止め位置で鋼板に生じるひずみ差(S)

ずみから推定することを試みた。ウェブ鋼板には、図-5 に示す位置にひずみゲージを貼付している。ずれ止め に生じるせん断力の相対的な大きさは、ずれ止めの上下 あるいは左右に生じたひずみの差分同士を比較すること で概ね評価できると仮定した。ここでは、式(1)で用いて いる鉛直方向に生じるせん断力に着目して、ずれ止め横 一列の分布を図-9,10に表示した。ひずみ値の正負は それぞれ鉛直上向き・下向きを示している。

図-9, 10より,中央から左側(鋼桁側)では,概ね 上向きのせん断力が,右側(RC 桁側)下向きのせん断 力が生じており,接合部左右中央付近で反転することが 分かる。せん断力の大きさはモーメントの大きさにほぼ 比例している。以上のことから,ずれ止めの鉛直方向に 着目した限りにおいては,式(1)で仮定している回転の中 心位置や,ずれ止めに生じるせん断力の分布などが,概 ね妥当であることが分かった。

(3)ウェブコンクリートの面外方向の開き変位

ウェブコンクリートの面外方向の開き変位を図-11 にそれぞれ示す。表示位置は、RC桁の先端部分上下の1, 4 および鋼桁の先端下6で、それぞれ表裏の平均値であ る。S試験体は、250kNm程度から1,4の位置において 急激に開き変位が生じる。6の位置はRC桁側に最も近 いため、比較的開き変位の増加が緩やかである。300kNm 程度で0.5mm前後の開きが、それ以降では数ミリの開き 変位が生じている。

一方, K 試験体は,用いた鋼管ジベルに,いわゆる頭 付きスタッドの頭に相当する部分がないので,比較的早 い段階から開き変位が生じている。そして 200kNm 以上 で数ミリの開きとなっていた。図-12 には,開き変位と PC 鋼棒張力の関係を示した。図中,黒破線は換算した PC 鋼棒の剛性で,これに比べて実験での拘束度がかなり 小さい。目視観察から,溝形鋼の曲げ変形が主たる要因 であるが,3.2(1)に示したように,ずれ止めの水平方向を も考慮した耐力よりも小さくなっている要因の一つと考 えられる。拘束の程度と,接合部におけるずれ止めの耐 力については,今後 FEM 解析により明らかにする予定 である。

4. まとめ

ずれ止め方式による少数主桁形式の鋼合成桁と PC 桁 の接合構造におけるずれ止めの設計法を検証するため, 接合部ウェブのみを取り出した検証実験を実施し,以下 を明らかにした。

- (1) ウェブずれ止めの設計について,接合部で鋼桁が回転しようとする力に対し,それに抵抗できる分のずれ止めを追加配置することを提案し,そのずれ止め量の計算方法を示した。
- (2) 実験の結果、ずれ止め量の計算で仮定した接合部に おける回転中心位置およびずれ止めに生じるせん 断力の分布が概ね妥当であることを確認した。



図-12 PC 鋼棒張力と開き変位の関係

参考文献

- (社) プレストレストコンクリート技術協会編: 複 合橋設計施工規準, 技報堂出版, p.229, 2005.11
- 2) 篠崎裕生,浅井洋,紙永祐紀,牧剛史,睦好宏史: 少数主桁形式の鋼合成桁と PC 桁のずれ止め方式に よる接合構造の研究,構造工学論文集 Vol.60A, pp.861-871, 2014.3
- 3) 篠崎裕生,浅井洋,牧剛史,睦好宏史:鋼板孔を利 用した円柱部材によるずれ止めの実験的研究,土木 学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.3, 543-556, 2013.
- 複合構造標準示方書 2009 年制定, 土木学会, pp.65-67, 2009.
- 5) 高橋良輔,斉藤成彦:頭付きスタッドの押抜き試験 における境界条件に関する検討,第10回複合・合 成構造の活用に関するシンポジウム,pp.25-1~25-8, 2013.11