

論文 孔あき I 形鋼を用いた複合構造の曲げ耐荷性能に関する実験的研究

和栗 辰樹*1・藤倉 修一*2・宇野 州彦*3・篠田 佳男*4

要旨: 本研究は、従来の RC 構造に代わる新たな複合構造として、鉄筋の代わりに I 形鋼を用い、ずれ止めとしてウェブに孔をあけた複合構造を提案する。この梁試験体に対して静的 4 点曲げ試験を実施し、ずれ止めに頭付きスタッドを用いた試験体と比較することで、提案構造の曲げ耐荷性能および付着性能について検証した。その結果、本提案構造は頭付きスタッドを配置した構造と同等の曲げ耐荷性能を示し、終局状態に至るまで、孔あき鋼板ジベルによる I 形鋼とコンクリートの一体性を確認した。

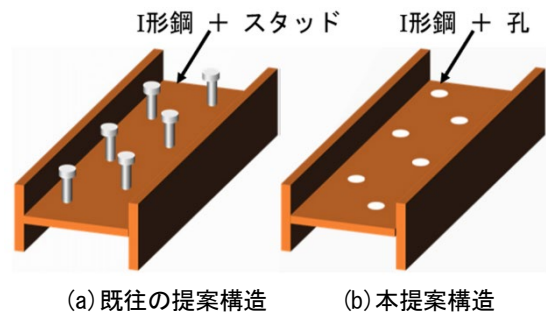
キーワード: 複合構造, 孔あき鋼板ジベル, 静的載荷実験, 付着性能, ポアソン効果, I 形鋼

1. はじめに

兵庫県南部地震をはじめ、我が国では大地震により数多くの橋梁構造物に甚大な被害が生じており、構造物の耐震性能向上が進められている。これによって、特に、鉄筋コンクリート構造（以下、RC 構造）においては、鉄筋量の大幅な増加に伴って、過密配筋が原因で施工が困難になり、コンクリートの充填性等が大きな問題となっている。さらに、近年の労働力不足や働き方改革等の労働環境を背景として、建設現場における生産性向上が求められ、RC 構造の合理化や施工性向上が必要不可欠である。

これらの問題改善を目指して、著者らは RC 構造において主鉄筋の代わりに I 形鋼を用い、ずれ止めとしてウェブにスタッドを配置した複合構造（以下、既往の提案構造）を提案¹⁾⁴⁾している。図-1(a)に既往の提案構造の概略を示す。既往の提案構造は複数の鉄筋を単一の I 形鋼に置き換えるため、配筋作業の省力化による施工性の向上が期待でき、静的載荷試験を行った結果、既往の提案構造は RC 構造と同等の変形性能を有することが確認されている。さらに、I 形鋼は鉄筋に比べてコンクリートとの付着性に劣るが、スタッドの配置や、ポアソン効果でフランジ間に作用する圧縮応力によって、付着性能が向上し、終局状態においてもコンクリートとの一体性が確認されている。

しかし、既往の提案構造を頂版やフーチング等の構造物に用いる場合、I 形鋼ウェブを水平に配置するため、コンクリート打設時に、I 形鋼下側に空気が溜まり、コンクリートの充填不良が懸念される。そこで、本研究ではウェブに孔をあけた I 形鋼を主鋼材とする新たな複合構造（以下、本提案構造）を提案する。図-1(b)に本提案構



(a) 既往の提案構造 (b) 本提案構造

図-1 主鉄筋の代わりに用いる I 形鋼

造の概略を示す。本提案構造では、I 形鋼を水平に配置する場合、打設時に I 形鋼の孔が空気孔として機能し、I 形鋼下側に形成しやすい空隙を防ぐ役割が期待できる。さらに、既往の提案構造で確認されたポアソン効果¹⁾³⁾に加え、孔にコンクリートが充填されることによって孔あき鋼板ジベルとして作用し、コンクリートとの付着性能向上が期待できる。ここでは、本提案構造の梁試験体に対して静的 4 点曲げ試験を実施し、ずれ止めに頭付きスタッドを用いた試験体と比較することで、本提案構造の曲げ耐荷性能および付着性能について検証した。

2. 載荷試験概要

2.1 試験体概要

試験体は Type-A~C の合計 3 タイプで、いずれも I 形鋼を主鋼材に用いている。試験体の断面図を図-2 に、側面図を図-3 に示す。いずれの試験体も全長 3200mm、250×400mm の矩形断面である。Type-A はウェブに頭付きスタッドを配置した既往の提案構造、Type-B はウェブに孔をあけた本提案構造であり、Type-C はウェブに孔をあけ、さらに頭付きスタッドを配置した構造である。

*1 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 (学生会員)

*2 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 Ph.D. (正会員)

*3 五洋建設(株) 技術研究所 博士(工学) (正会員)

*4 日本コンクリート技術(株) 博士(工学) (フェロー会員)

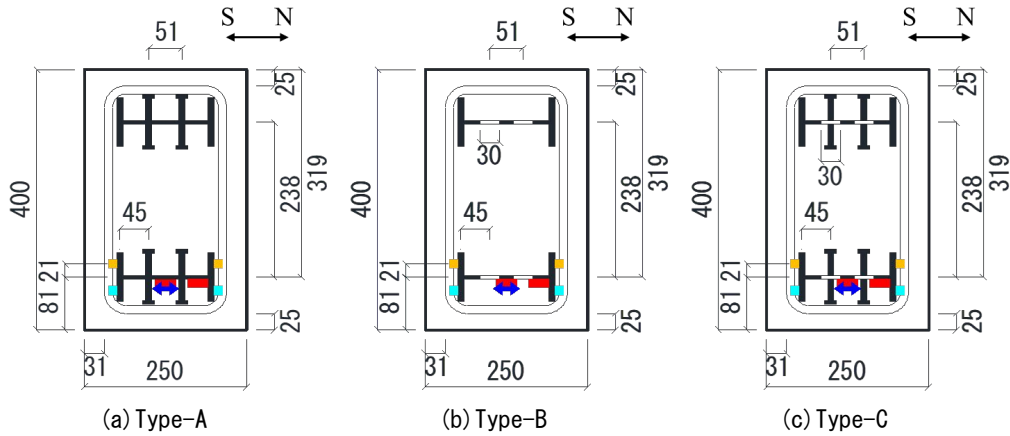


図-2 試験体の断面図 (単位 : mm)

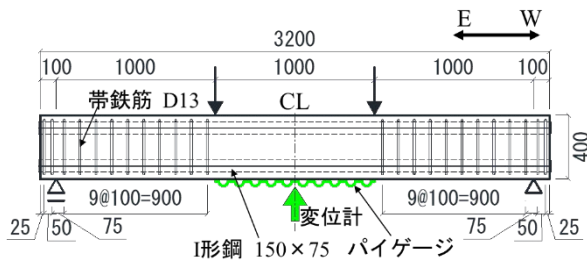


図-3 試験体の側面図 (単位 : mm)

表-1 コンクリートの材料特性

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)
Type-A	40.8	3.3	3.0×10 ⁴
Type-B	39.6	3.5	3.1×10 ⁴
Type-C	42.7	3.5	3.1×10 ⁴

表-2 鉄筋, I形鋼および頭付きスタッドの材料特性

部材	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)
帯鉄筋	389	1.8×10 ⁵	2123
I形鋼	378	2.1×10 ⁵	1839
頭付きスタッド	430		

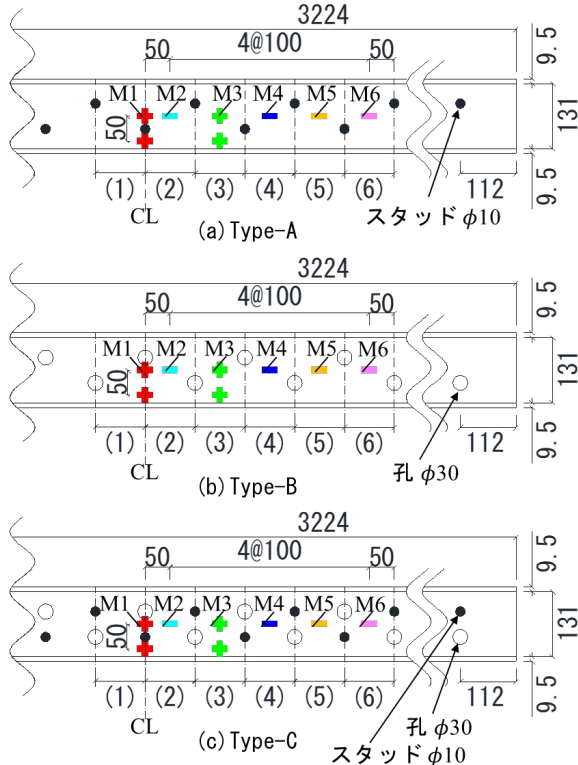


図-4 I形鋼ウェブの詳細図 (単位 : mm)

主鋼材にはSS400-150×75×5.5×9.5のI形鋼を用い、ウェブの中心を梁試験体の上下面からそれぞれ81mmの高さに配置した。スタッドおよび孔の位置をType-A~Cについて、それぞれ図-4に示す。Type-BおよびCではI

形鋼のウェブに直径30mmの孔を200mm間隔で千鳥状に配置した。Type-AおよびCには鋼種SS400、軸径10mm、全高40mmの頭付きスタッド(頭径19mm、頭高7mm)を用い、200mm間隔⁵⁾で千鳥状に配置した。図-3に示したように、帯鉄筋にはSD345-D13を支点~載荷点間に100mm間隔で配置した。なお、図-2~4には後述する計測項目の位置も併せて示している。また、梁の左右位置を図-3に示すようにE側とW側と定義する。

曲げ試験日の材齢におけるコンクリートの材料特性を表-1に、鋼材の機械的性質を表-2に示す。試験体製作時には、実際の状況を想定してウェブが水平の状態試験体の上面からコンクリートを打設した。コンクリートについては、充填性を考慮した配合とし、スランプおよび空気量は、それぞれ20.5cm、3.8%であった。

2.2 試験方法および測定項目

図-3に示したように、梁試験体の両端からそれぞれ100mmの位置に支点を設置して、等曲げ区間を1000mmとし静的に2点載荷した。なお、図-3におけるW側の

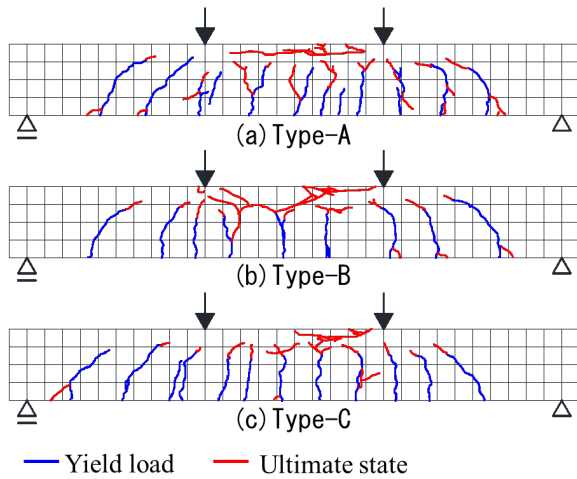


図-5 試験体のひび割れ進展図 (単位 : mm)

支点には鋼製のピン，E 側にはピンローラーを用い，載荷点には鋼製のピンを用いた。載荷は 3 サイクルに分けて行い，第 1 サイクルではひび割れ発生後，第 2 サイクルでは主鋼材降伏後，第 3 サイクルでは終局状態の後に除荷した。ここで，ひび割れ発生は図-3 に示したパイゲージのいずれかでひび割れが明確に確認された時点，主鋼材降伏は主鋼材で計測したウェブまたはフランジの軸方向ひずみのいずれかが降伏ひずみを超えた時点，終局状態は圧縮縁圧壊等で荷重が急激に低下した時点とした。

主な測定項目は，試験体下面中央のたわみ，等曲げ区間コンクリート下縁のひび割れ幅，主鋼材のひずみ，コンクリート中の圧縮ひずみである。これらの計測位置を図-2~4 に示す。図-2 における赤色，橙色，水色の四角は，それぞれウェブ下側，フランジ上外側，フランジ下外側のひずみ計測位置を示している。青色の両矢印はコンクリート用モールドゲージ位置で，フランジ間ウェブ近傍のコンクリート圧縮ひずみを計測している。なお，断面における左右の位置を S 側および N 側と定義する。

図-3 に示すように，試験体下側の等曲げ区間に生じるひび割れ幅を 10 箇所のパイゲージで測定した。図-4 には，引張側 I 形鋼ウェブの下面におけるひずみゲージ計測位置を示す。M1 から M6 は軸方向に生じるウェブ中央のひずみ計測位置である。さらに，CL 上および CL から 150mm W 側の位置では，フランジに近いウェブの軸方向ひずみと，これらに直交するひずみも計測している。また，区間 (1) ~ (6) はパイゲージによるひび割れ幅の計測区間を示している。

3. 載荷試験結果

3.1 ひび割れ発生状況

各試験体のひび割れ進展図を図-5 に示す。青線は主鋼材降伏時，赤線は実験終了時である。いずれの試験体

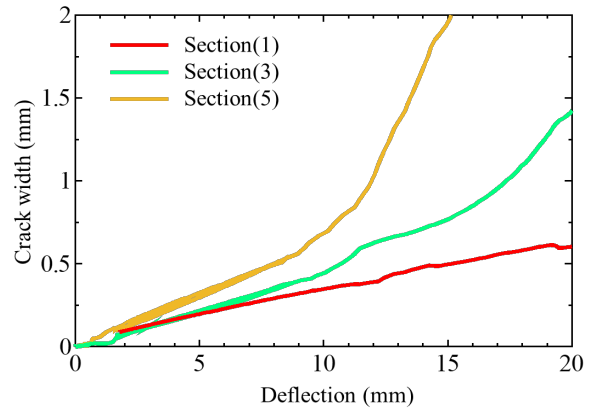


図-6 ひび割れ幅-中央変位関係 (Type-A)

においても，主鋼材降伏時には，等曲げ区間では曲げひび割れが生じており，せん断スパンにおいては，載荷位置に向かって斜めひび割れが生じている。Type-A~C で共通して，主鋼材降伏以降，降伏荷重時のひび割れが若干進展し，載荷点間の上面のコンクリートが圧壊する曲げ破壊形態を示して終局状態に至った。

Type-A では，圧壊時，等曲げ区間におけるひび割れ本数は 6 本であった。これらのうち，図-4 に示す (1) から (6) の区間で計測されたひび割れ幅と中央変位 20mm までの関係を図-6 に示す。なお，除荷時については表示していない (以降のグラフでも同様)。図-6 から，まず中央変位 0.6mm の時に区間 (5) でひび割れが確認された後，区間 (3)，(1) の順で，変位に伴うひび割れ幅が大きかった。Type-B および Type-C では等曲げ区間に，それぞれ 3 本および 5 本のひび割れが確認された。

3.2 荷重-中央変位関係

各試験体の荷重-中央変位関係を図-7 に示す。また，実験から得られたひび割れ発生荷重，主鋼材降伏荷重，最大荷重を表-3 に示す。ここで，主鋼材降伏荷重は，図-7 の荷重-中央変位関係においてひび割れ発生後で剛性が変化する荷重とした。

図-7 から，ウェブにずれ止めとしてスタッドや孔を配置した全ての試験体で，主鋼材降伏後も荷重が低下することなく，じん性のある変形性能を示している。また，実験終了時に計測した試験体端部における I 形鋼とコンクリートの相対変位は，いずれの試験体においても最大で 0.04mm であり，終局時に至るまで，スタッドおよび孔あき鋼板ジベルがずれ止めとして作用したことを示している。

また，図-7 から，Type-A~C で主鋼材降伏までの曲げ剛性はほぼ等しい。表-3 に示したように，Type-B および Type-C については Type-A に比べて，主鋼材降伏荷重は約 10% 小さく，最大荷重は 5% 小さい程度であり，本提案構造はスタッドを有する既往の提案構造と同程

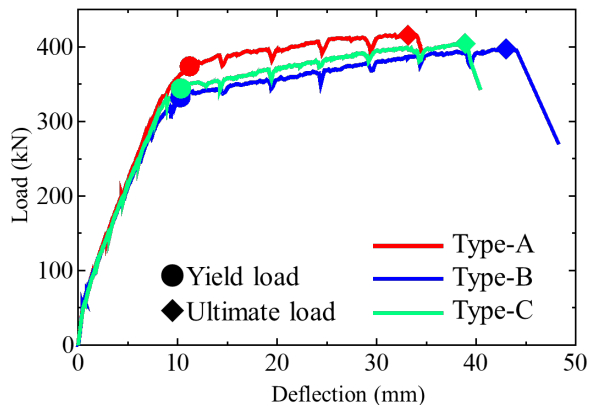


図-7 荷重-中央変位関係

表-3 各状態での載荷荷重(kN)結果

	Type-A	Type-B	Type-C
ひび割れ発生	51	60	56
降伏	373	332	344
最大	416	397	405

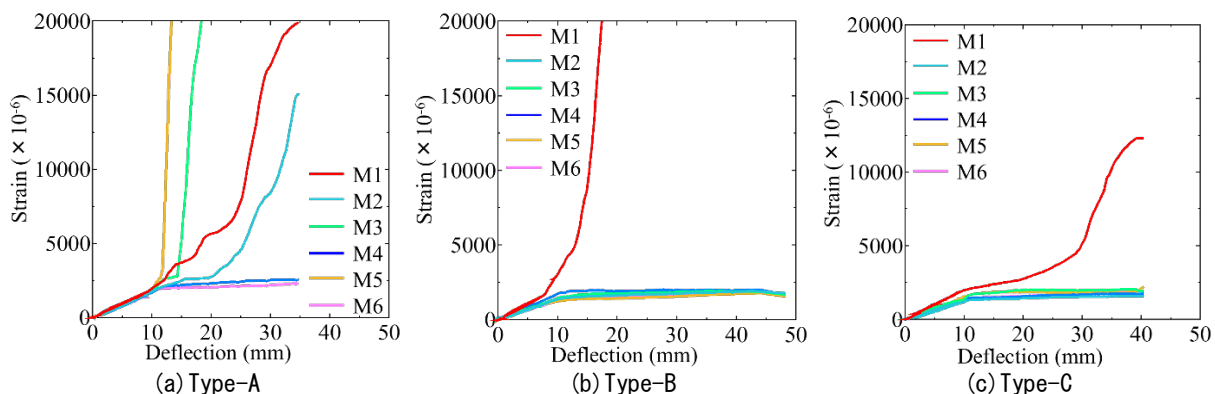


図-8 引張側 I 形鋼ウェブの軸方向ひずみ-中央変位関係

度の耐荷性能を有している。降伏荷重の違いは、孔による断面欠損によるものと考えられる。また、孔のみの Type-B と孔とスタッドを配置した Type-C の荷重-中央変位関係はほぼ等しいことから、孔あき鋼板ジベルのみでコンクリート中における付着性能を十分に確保できることが分かる。

3.3 I 形鋼ウェブのひずみ

各試験体における引張側 I 形鋼ウェブの軸方向ひずみ-中央変位関係を図-8 に示す。I 形鋼ウェブのひずみは図-4 に示した M1~M6 の 6 箇所の中央位置の軸方向ひずみである。中央変位の増加とともに、Type-A のひずみは M5, M3, M1, M2 の順に急増しており、ひび割れ発生状況で示したように、ひび割れ幅が増加した区間 (5), (3), (1) の順とほぼ一致している。これは、鉄筋コンクリートと同様に、ひび割れの発生に伴い、曲げモーメントによる梁下側の引張応力を I 形鋼が負担したためである。

一方、孔を配置した Type-B および孔とスタッドを配置した Type-C では、軸方向中央ひずみ M1 のみが急増している。ひび割れ発生状況では、M1 周辺以外にもひび割れが発生しており、Type-A とは違う傾向である。Type-B および Type-C では、孔と同断面位置のウェブに引張応力が集中したことで、孔と孔の間で計測した M2

~M6 ではひずみが急増しなかった可能性がある。

3.4 同一断面におけるウェブおよびフランジひずみ

CL から 150 mm W 側の断面におけるウェブおよびフランジのひずみと中央変位の関係を Type-A および Type-B について図-9 に示す。赤色はウェブ下側、橙色はフランジ上外側、水色はフランジ下外側のひずみを表し、各色は図-2 に示したひずみ計測位置の色に対応している。図-9(a) より、Type-A では中央変位が 10~15 mm 程度からウェブとフランジのひずみがともに急増している。一方、図-9(b) に示す Type-B では、中央変位が 20~30 mm 程度からフランジのひずみが急増しているが、ウェブ中央のひずみはそれ程増加せず、最大で約 1900×10^{-6} と降伏ひずみ程度であった。フランジに近いウェブ N 側のひずみは中央変位の増加とともに徐々に増加し、降伏ひずみを大きく超えている。Type-C においても同様の結果であった。以上から、Type-C には Type-A 同様にスタッドが配置されているものの、Type-B と Type-C の I 形鋼に生じるひずみの傾向が同様であったことは、孔あき鋼板ジベルの影響を受けたためであると考えられる。前述した通り、ひずみを計測していなかったが、孔と同断面位置のウェブおよびフランジに引張応力が集中していた可能性がある。

孔あき鋼板ジベルにおいて、孔の付着抵抗機構に着目

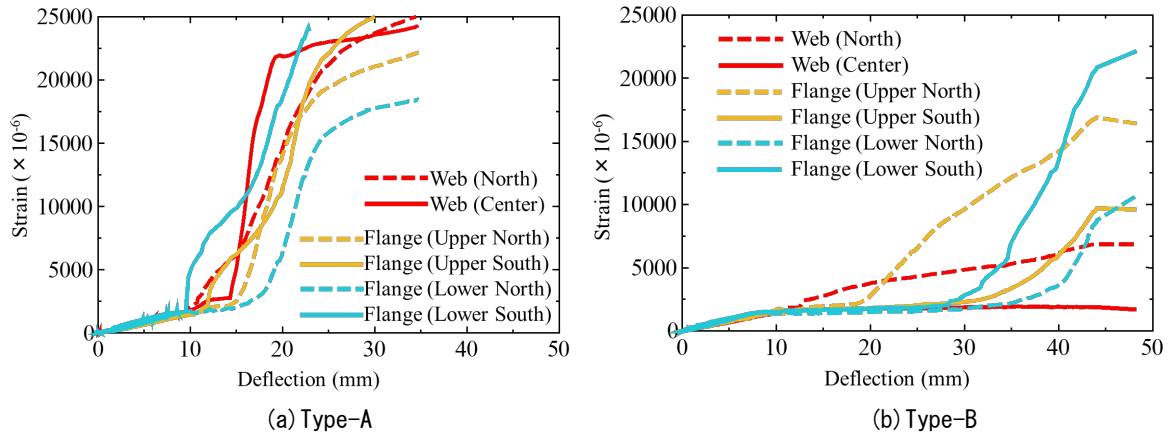


図-9 I形鋼同一断面のウェブおよびフランジひずみ (CLから150mm W側断面)

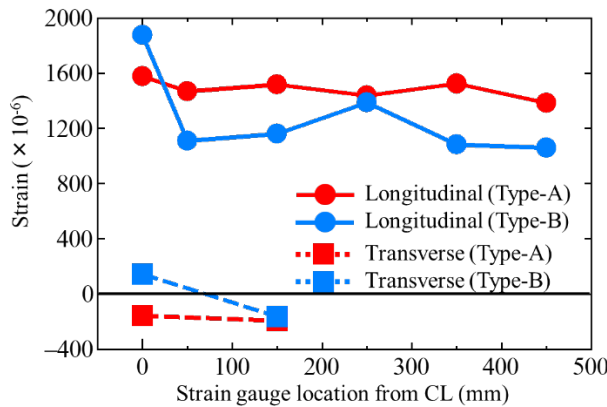


図-10 引張側 I形鋼ウェブのひずみ分布 (降伏時)

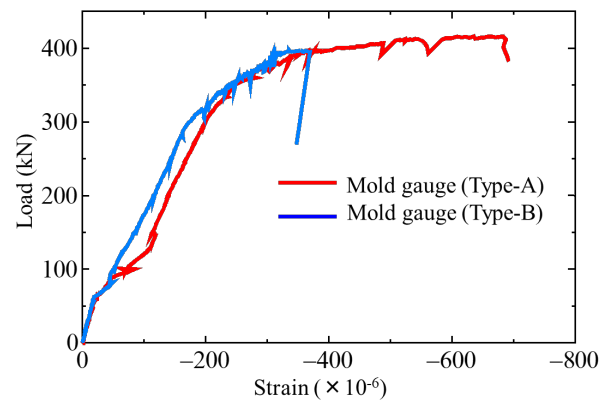


図-11 引張側 I形鋼フランジ間コンクリートひずみ

した押抜き試験から、孔を有する試験体ではスタッドを有する試験体に比べて小さなずれ変形で最大耐力を発揮することが確認されている⁶⁾。これより、スタッドと孔あき鋼板ジベルの両方を有する Type-C では、スタッドよりも先に孔がずれ止めとして作用し、孔のみを有する Type-B と I 形鋼に生じるひずみの傾向が同様であったと考えられる。

3.5 ポアソン効果

図-10 に Type-A および Type-B における引張側 I 形鋼ウェブの降伏時のひずみ分布を示す。縦軸は計測ひずみ、横軸は試験体中央からの計測位置である。赤色は Type-A、青色は Type-B を表し、実線は軸方向の中央ひずみ、破線は軸直角方向の中央ひずみを表している。いずれの試験体においても軸方向には引張応力が作用し、軸直角方向には、Type-B の中央位置を除いて、圧縮応力が作用している。なお、Type-B の中央位置における軸直角方向ひずみは、軸方向のウェブが降伏してから、圧縮に転じている。

また、中央位置におけるモールドゲージから計測した荷重-ひずみ関係を Type-A および Type-B について図-11 に示す。図-11 から、両試験体において載荷荷重の増加とともに、フランジ間のコンクリートにおける圧縮ひずみが増加している。これは、図-10 でも示したが、I 形

鋼ウェブの軸方向に引張力が作用することによって、鋼材のポアソン効果によりフランジが軸直角方向に変形し、内部コンクリートに圧縮力が作用したと考えられる。また、Type-C についても同様の傾向が確認された。これらのことから孔を有する I 形鋼においても、引張力作用下でのポアソン効果の影響が確認された。ポアソン効果による I 形鋼とコンクリートの付着力に着目した引抜き試験では、ポアソン効果によってフランジとコンクリート間の付着力が大きくなることが示されており²⁾、本提案構造においてもポアソン効果による付着性能の向上が期待される。

4. まとめ

本研究では、従来の RC 構造に代わる新たな複合構造として、鉄筋の代わりに I 形鋼を用い、ずれ止めとしてウェブに孔をあけた複合構造を提案した。この梁試験体に静的 4 点曲げ試験を実施し、ずれ止めにスタッドを用いた試験体と比較することで提案構造の曲げ耐荷性能および付着性能について検証した。本研究より得られた結果および知見を以下に示す。

- (1) スタッドを配置した試験体と孔あき鋼板ジベルを配置した試験体のひび割れの進展状況は同様であり、コンクリート圧縮縁が圧壊し、終局に至った。

- (2) ウェブにずれ止めとしてスタッドや孔を配置した全ての試験体で、主鋼材降伏後も荷重が低下することなく、じん性のある変形性能を示した。
- (3) I形鋼ウェブの孔あき鋼板ジベルは、コンクリートが圧壊する終局時まで、ずれ止めとして作用した。
- (4) I形鋼ウェブに孔のみを配置した試験体と孔とスタッドを配置した試験体の荷重-中央変位関係はほぼ等しいことから、孔あき鋼板ジベルのみでコンクリート中における付着性能を十分に確保できた。
- (5) スタッドを配置したI形鋼と同様に、孔あき鋼板ジベルを配置したI形鋼においても、引張力作用下でのポアソン効果による影響が確認され、軸直角方向のフランジ間コンクリートに圧縮応力が作用した。

参考文献

- 1) 藤倉修一, 柳谷一輝, 宇野州彦, 篠田佳男 : I形鋼を用いた新たな複合構造の曲げ耐荷性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.943-948, 2021.7.
- 2) 藤倉修一, 馬場翔太郎, 宇野州彦, 篠田佳男 : I形鋼を用いた新たな複合構造の付着特性に着目した引抜き試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.1075-1080, 2022.7.
- 3) 宇野州彦, 池野勝哉, 藤倉修一, 篠田佳男 : I形鋼のウェブにスタッド配置した複合構造のコンクリート付着特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.937-942, 2021.7.
- 4) 宇野州彦, 池野勝哉, 藤倉修一, 篠田佳男 : スタッド配置したI形鋼を芯材とした複合構造橋脚の交番荷重実験, 構造工学論文集, Vol.68A, pp.850-861, 2022.3.
- 5) 土木学会複合構造委員会 : 複合構造標準示方書 (2014年制定), 2015.5.
- 6) 田中照久, 堺純一 : 孔あき鋼板ジベルを用いたSC部材の付着抵抗機構に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1153-1158, 2009.7.