

(13) 孔あき鋼板ジベルを用いたプレキャスト PC 床版の接合構造に関する実験的研究

広瀬 剛¹・長尾 千瑛²・中島 章典³・NGUYEN MINH HAI⁴

¹正会員 (株) 高速道路総合技術研究所道路研究部橋梁研究室・室長 (〒 194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1)
E-mail: t.hirose.ac@ri-nexco.co.jp

²正会員 (株) 高速道路総合技術研究所道路研究部橋梁研究室・研究員 (〒 194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1) E-mail: c.nagao.aa@ri-nexco.co.jp

³フェロー会員 宇都宮大学教授 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2) E-mail: akinorin@cc.utsunomiya-u.ac.jp

⁴正会員 宇都宮大学助教 地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)
E-mail: nguyenminhhai@cc.utsunomiya-u.ac.jp

鋼桁橋の鉄筋コンクリート床版の取替えに際して、プレキャスト PC 床版を用いる場合、現場でプレキャスト PC 床版を接合する必要があるが、その接合部にはループ鉄筋を配した接合構造、あるいはプレキャスト床版内の鉄筋を延長して接合する接合構造が用いられている。しかし、床版厚が低減できなかつたり、現場打ち部の幅が広くなるという問題がある。これらを解決する方法として、接合部に鋼繊維補強モルタルを用いた孔あき鋼板ジベルを適用する方法が提案されている。ここでは、ジベル孔径やモルタルの圧縮強度などが、孔あき鋼板ジベルを配置し鋼繊維補強モルタルを後打ちした接合部の曲げ挙動あるいは曲げ耐力に及ぼす影響を実験的に検討した。また、実験結果に基づいて接合構造の抵抗メカニズムを考察した。

Key Words : joint structure of precast slab, perfobond strip, steel fiber-reinforced mortar

1. はじめに

既設鋼桁橋などの鉄筋コンクリート床版（以下、RC 床版）の劣化に伴い、RC 床版の取替えが必要となる事例が増えている¹⁾。桁橋の RC 床版を取替える場合には、耐久性の向上や施工期間の短縮の観点から、プレキャストのプレストレストコンクリート床版（以下、PC 床版）を用いる場合が多い。プレキャスト PC 床版を用いる場合には、現場でプレキャスト PC 床版を接合する必要があり、その接合部にはループ鉄筋を配置した接合構造²⁾が用いられるのが一般的である。しかし、ループ継手構造を用いる際には、鉄筋の曲げ半径から床版厚を薄くできない。そのため、プレキャスト床版内の鉄筋を延長して接合する接合構造³⁾も開発されているが、接合部の現場打ち部分の幅が大きくなるなどの問題がある。そこで、現場打ち部分の幅をさらに低減する接合構造の開発が必要とされている。その 1 つの方法として、接合部に鋼繊維補強モルタルを用いた孔あき鋼板ジベルを適用する方法が提案され、基礎的実験がなされた⁴⁾。ここでは、ジベル孔径や鋼繊維補強モルタルの圧縮強度などが、プレキャスト床版部材の間に孔あき鋼板ジベルを配置し、鋼繊維補強モ

ルタルを後打ちした接合部の曲げ挙動あるいは曲げ耐力に及ぼす影響を確認する。また、同構造の曲げ抵抗メカニズムを実験時の計測項目に基づいて考察する。

2. 試験体と試験方法

(1) 試験体

本研究では、実際的な諸元を有する左右のプレキャスト床版部材の間に孔あき鋼板ジベルを配置し、鋼繊維補強モルタルを後打ちした接合部を有するはり試験体を用いた。そして、その接合部の構造詳細がはり試験体の曲げ性状および曲げ耐力に及ぼす影響を確認するために曲げ載荷試験を行った。試験体は、図-1-a のように橋軸直角方向の幅が 525mm の左右のプレキャスト床版部材からそれぞれ 3 枚のジベル鋼板が突き出した上縁が 150mm、下縁が 130mm の接合部に鋼繊維補強モルタルを打設して一体化したものである。なお、橋軸直角方向に導入するプレストレスは省略している。

図-1 に示すように、プレキャスト床版部材の厚さは 220mm であり、床版部材上縁側の片側の長さは 1025mm で、左右のプレキャスト床版部材接合後の全

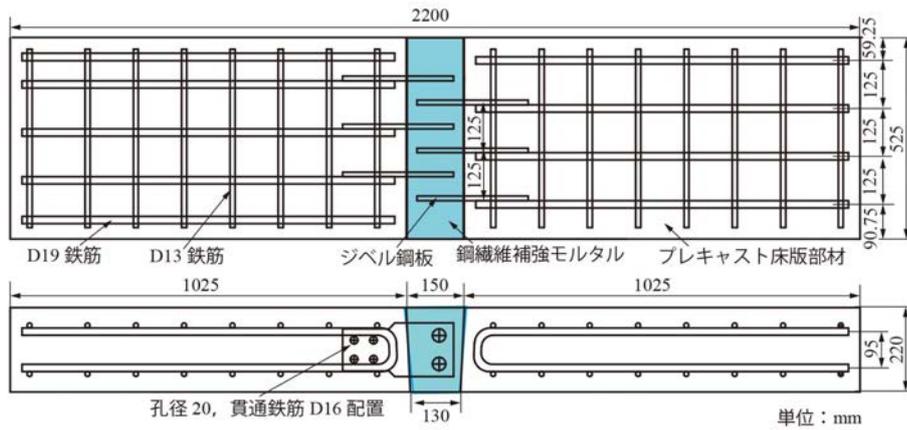


図-1-a 接合部曲げ試験体の諸元

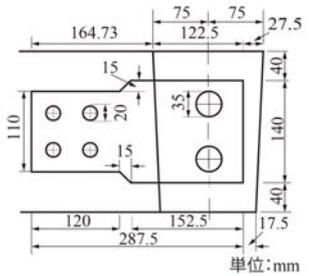


図-1-b ジベル鋼板の諸元 (Type1)

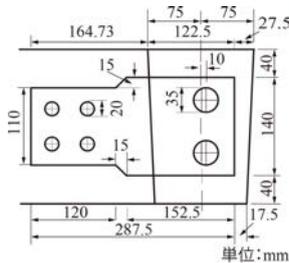


図-1-c ジベル鋼板の諸元 (Type2, Type6)

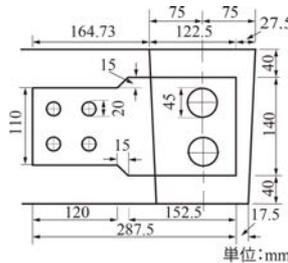


図-1-d ジベル鋼板の諸元 (Type3)

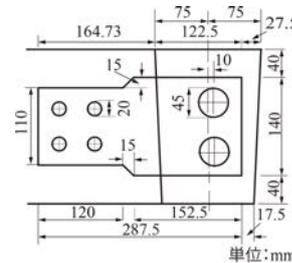


図-1-e ジベル鋼板の諸元 (Type4)

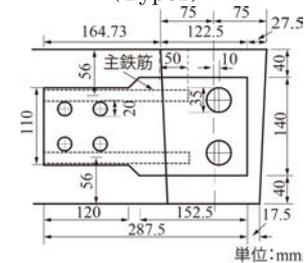


図-1-f ジベル鋼板の諸元 (Type5)

図-1 接合部曲げ試験体の概要

長は2200mmである。これをスパン2000mmの単純支持で、スパン中央に輪荷重を模擬した集中荷重を載荷して曲げ挙動を確認した。なお、曲げ載荷試験には6種類の試験体 (Type1~Type6) を用いた。各試験体のパラメータは後述するが、Type1~Type4試験体では、図-1-aに示すようにプレキャスト床版部材の片側に5本の主鉄筋を配置しているのに対して、もう一方のプレキャスト床版部材には4本の主鉄筋を配置している。しかし、図には示さないが、Type5、Type6試験体では、両側のプレキャスト床版部材に4本の主鉄筋を配置している。また、Type5試験体では、プレキャスト床版部材のD19主鉄筋をそのまま接合部に50mm程度飛び出させて配置している。これは、プレキャスト床版部材と鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ面の下縁の開き変位を抑制するためである。

試験体の接合部に用いた孔あき鋼板ジベルの状況を図-1-b~図-1-fに示す。Type1~Type4試験体の接合部における孔あき鋼板ジベルのジベル孔径およびジベル孔位置はそれぞれ異なっているが、Type5、Type6試験体のジベル鋼板はType2試験体のものと同じである。また、いずれの試験体においてもジベル鋼板の一方はプレキャスト床版部材内に埋め込まれ、4箇所空けた径20mmの孔内にD16の鉄筋を貫通させてプレキャスト床版部材と一体化している。これに対して、接合部側のジベル鋼板には孔径35mmあるいは45mmの孔が上

下に2段配置されており、ここに鋼繊維補強モルタルを打設することによって孔あき鋼板ジベルとして曲げに抵抗させるものである。ジベル鋼板の板厚は12mmであり、その高さは140mmである。また、ジベル鋼板はプレキャスト床版部材の片側から3枚ずつ125mm間隔で配置している。なお、ジベル鋼板の材質はSS400であり、降伏強度、引張強度はそれぞれ300N/mm²、451N/mm²である。

試験体のパラメータを表-1に示す。Type1、Type2、Type5、Type6試験体のジベル鋼板の孔径は35mmであり、Type1試験体では、左右のジベル孔の中心がスパン中央で一致しているが、Type2では左右のジベル孔の中心がジベル鋼板の先端側にそれぞれ10mmずれている。結果的にType1試験体よりもType2試験体の最大荷重が大きくなったことから、Type5、Type6試験体はType2試験体と同様にジベル孔の位置をずらしている。また、Type3、Type4試験体のジベル鋼板の孔径は45mmであるが、Type3試験体では、左右のジベル孔の中心がスパン中央で一致しているのに対して、Type4試験体では、やはりジベル孔の中心がジベル鋼板の先端側に10mmずれている。なお、Type1~Type4試験体では、鋼繊維補強モルタルの材齢3日で載荷試験を実施したのに対して、Type5試験体では鋼繊維補強モルタルの材齢29日、Type6試験体では鋼繊維補強モルタルの材齢28日で載荷試験を実施している。

表-1 試験体のパラメータおよび材料特性

試験体名	ジベル孔径 D	ジベル孔の 偏心距離	主鉄筋の 飛び出し	試験時のモルタル 材齢 (日)	モルタル 圧縮強度	コンクリート 圧縮強度
Type1	35mm	0mm	無	3	61.7N/mm ²	62.1N/mm ²
Type2	35mm	10mm	無	3	65.3N/mm ²	69.0N/mm ²
Type3	45mm	0mm	無	3	71.9N/mm ²	67.1N/mm ²
Type4	45mm	0mm	無	3	63.0N/mm ²	71.1N/mm ²
Type5	35mm	10mm	有	29	77.5N/mm ²	65.0N/mm ²
Type6	35mm	10mm </tr				

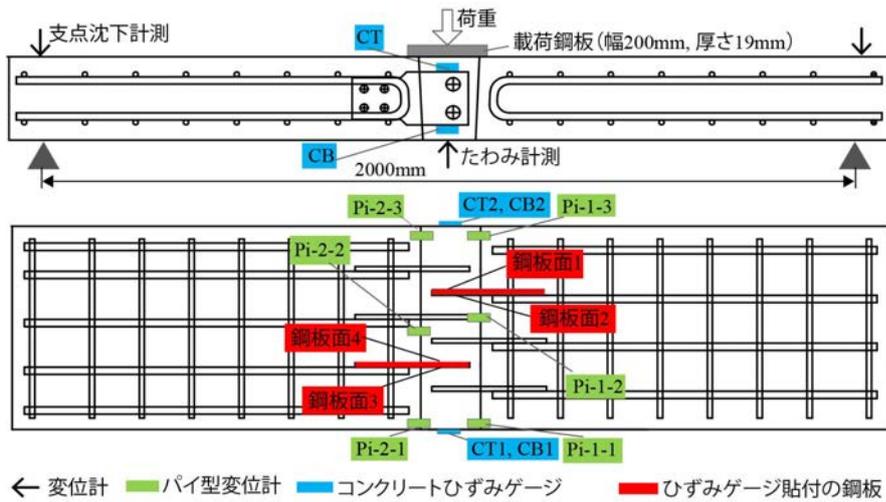


図-2 接合部曲げ試験体の計測項目

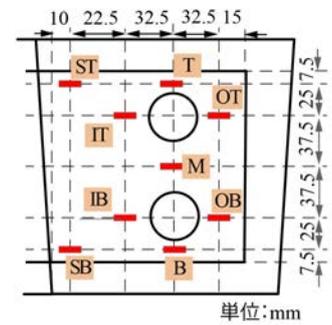


図-3 ジベル鋼板のひずみゲージ位置

(2) 鋼繊維補強モルタルおよびプレキャスト部材コンクリートの材料特性

鋼繊維補強モルタルには早期強度発現性を有するリペアメントと径0.2mm、長さ15mmの鋼繊維を用い、リペアメントと練り混ぜ水の質量比は14%、鋼繊維の混入率（鋼繊維の質量/リペアメントの質量）は9%である。また、鋼繊維補強モルタルの練り混ぜには50ℓのミキサーを用い、1回の打設に20ℓの鋼繊維補強モルタルの練り混ぜを行った。

プレキャスト床版部材接合部の鋼繊維補強モルタルの打設は2016年12月～2017年1月の時期に行った。打設後、電気毛布を用いて保温養生を1日間行った後に型枠を脱型し、その後曲げ荷重試験時までは保温養生を行っていない。

なお、プレキャスト床版部材接合部の打設時に、直径50mm、高さ100mmの圧縮強度試験用供試体を作製し、各試験体の曲げ荷重試験と同じ日に3体の圧縮強度試験を行った。表-1には圧縮強度試験で得られた圧縮強度の平均値を示すが、3日材齢の鋼繊維補強モルタルの圧縮強度は60N/mm²以上、28日材齢の圧縮強度は75N/mm²以上となっていることがわかる。

また、Type6試験体の打設に際して、鋼繊維補強モルタルの応力-ひずみ関係および静弾性係数を算定する

ために、直径50mm、高さ100mmの圧縮強度試験用供試体に加えて、直径100mm、高さ200mmの圧縮強度試験用供試体を4体作製し、圧縮強度試験を行った。3日材齢と28日材齢の鋼繊維補強モルタルの静弾性係数はそれぞれ24.9kN/mm²と31.8kN/mm²である。

さらに、Type6試験体の材齢3日と28日の鋼繊維補強モルタルに対して3体の供試体を用いて割裂引張試験も行った。3つの供試体の割裂引張強度の平均値は3日材齢で8.9N/mm²、28日材齢で12.7N/mm²である。また、荷重試験時におけるプレキャスト床版部材コンクリートの圧縮強度も表-1に示している。

(3) 試験方法

図-2に示すようにスパン2000mm、スパン中央に集中荷重を単調荷重して接合部の曲げ挙動を確認した。試験時には、幅200mm、厚さ19mmの鋼板を打ち継ぎ部分に置き、その上に径50mmの丸鋼を介しプレキャスト床版部材の幅方向には線荷重として集中荷重を載荷した。荷重に際しては、荷重点のたわみと支点沈下量を図-2のように変位計により計測した。また、各試験体において、プレキャスト床版部材と鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ部分下縁の開き変位を幅方向で3箇所、図-2の下図に示す緑マークの位置でパイ型変位計

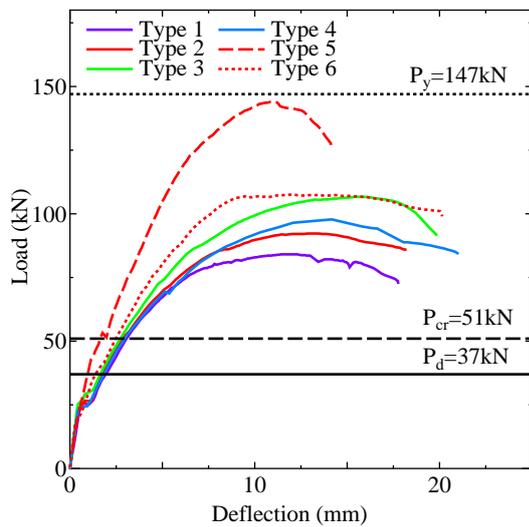


図-4 荷重-載荷点のたわみ関係

により計測した。

一方、各試験体のそれぞれ左右のプレキャスト床版部材において、図-2に赤色で示したジベル鋼板の両面にひずみゲージを貼付してジベル鋼板のひずみを計測した。例として Type1 試験体に貼付したジベル鋼板のひずみゲージの位置を図-3に示している。なお、ジベル孔の位置あるいはジベル孔径が異なるため、ジベル鋼板の孔周りに貼付したひずみゲージの位置は試験体によって異なっている。さらに、鋼繊維補強モルタルの両側面においてそれぞれ上下縁から 30mm 程度の位置のひずみを計測した。ただし、鋼繊維補強モルタルの表面処理の都合により、鋼繊維補強モルタルのひずみゲージが上下縁から 30mm 程度の位置になっていないものもある。

さらに、Type5 試験体では、プレキャスト床版部材から飛び出させた引張主鉄筋にひずみゲージを貼付し、主鉄筋のひずみを計測した。ひずみゲージは下側の主鉄筋の飛び出し部分の中心、つまりプレキャスト床版部材と鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ面から 20mm 程度離れた位置に貼付した。

(4) 試験結果

a) 荷重-たわみ関係と最大荷重

全試験体の荷重と載荷点のたわみの関係を図-4に示す。縦軸が荷重を、横軸が載荷点のたわみを表している。また、図中の黒実線、黒破線、黒点線は、それぞれ輪荷重による設計荷重 (P_d) および鋼繊維補強モルタルの接合部がない場合で、同じ諸元を有するプレキャスト床版部材のみの曲げひび割れ発生荷重 (P_{cr}) と鉄筋降伏荷重 (P_y) を表している。

図により、プレキャスト床版部材から主鉄筋を約 50mm 飛び出させた Type5 試験体を除いて、荷重が 25kN 程度でたわみが急激に増加しているが、これは、プレキャスト床版部材と鋼繊維補強モルタル部分の打ち継ぎ面の下の方が開いたためである。これに対して、

打ち継ぎ面に飛び出し鉄筋を配置した Type5 試験体では、開きが生じる荷重は 50kN 程度に増加している。この理由は、開きが生じる際の引張応力の一部を飛び出し鉄筋が負担したために、開きが生じるのが遅れたためと考えられる。

また、図-4より鋼繊維補強モルタルの材齢 3 日で載荷試験を行った Type1~Type4 試験体では、孔径 45mm の Type3, Type4 試験体の最大荷重 106.6kN, 97.8kN が、孔径 35mm の Type1, Type2 試験体の最大荷重 84.1kN, 92.3kN よりも大きい。また、孔径 35mm の試験体では、両側のジベル鋼板の孔位置を一致させた Type1 試験体よりもジベル鋼板の孔位置を先端側に 10mm ずらした Type2 試験体の方が最大荷重は大きい。これに対して、孔径 45mm の試験体では、両側のジベル鋼板の孔位置を一致させた Type3 試験体の最大荷重の方が孔位置をずらした Type4 試験体の最大荷重よりも大きい。孔径の大きいジベル鋼板を有する試験体の最大荷重が大きい理由は、孔径 35mm の場合よりも孔径 45mm の場合のほうが、孔あき鋼板ジベルとしてのせん断耐力が大きいことによると考えられる。一方、ジベル鋼板の位置を両側で一致させた場合と長手方向にずらした場合は、孔径 35mm と孔径 45mm で反対の結果となった。この理由は明確にはわからないが、孔径 35mm のジベル鋼板を有する試験体のほうがジベル孔周辺の拘束力を高める効果があったのに対して、孔径 45mm のジベル鋼板を有する場合は、大きな押し広げ力がジベル孔周辺の鋼繊維補強モルタルにひび割れを生じさせ、逆に拘束力が低下したためと考えられる。

後続の鋼繊維補強モルタルの材齢 28 日程度で載荷試験を行った Type5, Type6 試験体では、プレキャスト床版部材の接合部に主鉄筋を飛び出させた Type5 試験体の最大荷重は 144kN、主鉄筋を飛び出させていない Type6 試験体の最大荷重は 107.4kN になった。これらの試験体の載荷試験は鋼繊維補強モルタル打設後材齢 29 日あるいは 28 日で載荷試験を行っているが、Type6 試験体の鋼繊維補強モルタルの圧縮強度は 84.8N/mm^2 であるのに対して、Type2 試験体の載荷試験時の鋼繊維補強モルタルの圧縮強度 65.3N/mm^2 よりも 30% 程度大きい。そのため Type6 試験体の最大荷重 107.4kN は、Type2 試験体の最大荷重 92.3kN よりも大きくなったものと言える。

b) 荷重-開き変位関係

図-5には、Type1 および Type5 試験体の荷重と開き変位の関係を示す。縦軸が荷重を、横軸が開き変位を表している。なお、各試験体において、黒線、赤線、緑線の実線と破線およびその記号が前述の図-2に示した開き変位の計測位置に対応している。ジベル鋼板の橋軸直角方向位置がプレキャスト床版部材の外面位置から遠い位置にパイ型変位計を配置している Pi1-3, Pi2-1 の開き変位は、ジベル鋼板の橋軸直角方向位置がプレキャスト床版部材の外面から近い位置にパイ型変

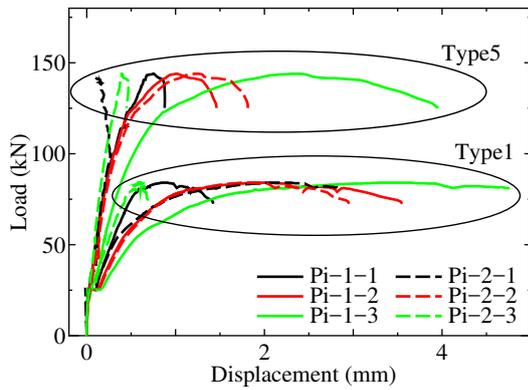


図-5 荷重-開き変位関係

位計を配置している Pi1-1, Pi2-3 の開き変位よりも大きい。そして、橋軸直角方向の中央に配置したパイ型変位計 Pi1-2, Pi2-2 の開き変位は両者の平均的な値となっている。

Type1 試験体では、荷重が約 25kN あたりで、開き変位が急激に生じている。つまり、この荷重時にプレキャスト床版部材と後打ち鋼繊維補強モルタルの接合面に開きが生じたことがわかる。そして、それ以降荷重の増加とともに開き変位は徐々に大きくなり、最大荷重時の開き変位は平均的に（橋軸直角方向の中央位置の開き変位は）約 2mm に達していることがわかる。これに対して、Type5 試験体では、荷重の載荷初期から微小な開き変位の値が認められるが、荷重が 50kN に達しても平均の開き変位は 0.2mm 以下であり、また、最大荷重時の開き変位も平均で約 1mm であり、接合面に飛び出し鉄筋を配置して開き変位を抑制する効果が認められる。

c) 荷重-ジベル鋼板のひずみ関係

曲げ載荷試験に際しては、両側のプレキャスト床版部材から突き出して配置された 3 枚のジベル鋼板のうち、前述の図-2 のようにそれぞれ 1 枚のジベル鋼板の両面のひずみを計測した。図-3 に示すようにプレキャスト床版部材と後打ち鋼繊維補強モルタル打ち継ぎ面から先端側の 10~20mm 程度離れた位置の上下縁付近、ジベル孔の上中下位置およびジベル孔の左右にひずみゲージを貼付した。なお、各試験体のジベル孔径およびジベル孔位置は前述のように試験体ごとに異なるので、ジベル孔の上下左右に貼付したひずみゲージの位置はずれている。

一例として、Type1 試験体の 1 つの面の各位置のひずみと荷重の関係を図-6-a に示す。縦軸が荷重を、横軸がひずみを表している。プレキャスト床版部材と後打ち鋼繊維補強モルタル打ち継ぎ面から先端側に 10~20mm 程度離れた位置で鋼板の上下縁から 7.5mm 位置のひずみ挙動に着目すると、プレキャスト床版部材と後打ち鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ面に開き変位が生じる荷重 25kN までは、上側 (ST-1) および下側 (SB-1) のひずみはほとんど生じていない。しかし、開き変位が生じた後においても、上側のひずみはほぼゼロのま

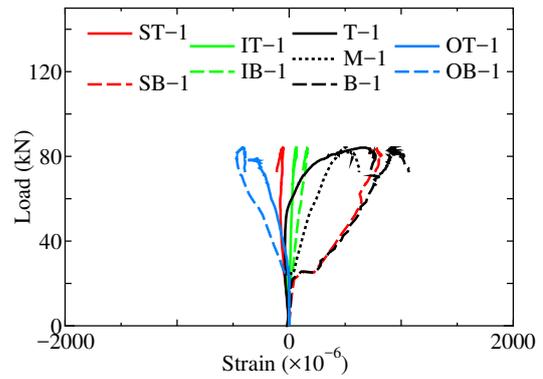


図-6-a Type1

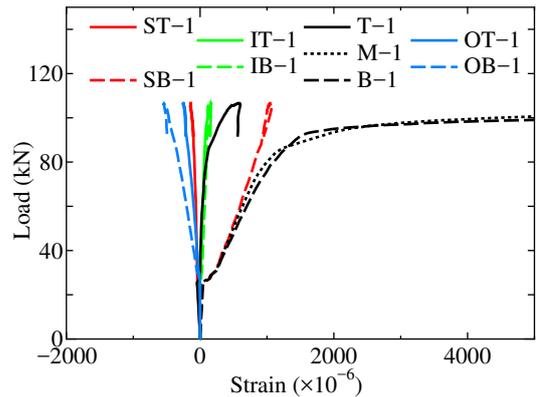


図-6-b Type3

図-6 荷重-ジベル鋼板のひずみ関係

まとなっているのに対して、下側のひずみは荷重とともに引張側に増加し、最大荷重時には 700×10^{-6} 程度となっている。この位置は、プレキャスト床版部材と後打ち鋼繊維補強モルタル打ち継ぎ面から先端側に 10~20mm 程度離れた位置であるので、曲げに対する床版部材としての引張側の抵抗はジベル鋼板のみの抵抗によると考えられる。

一方、ジベル孔周辺に貼付したひずみ挙動に着目すると、プレキャスト床版部材と後打ち鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ面に開き変位が生じる荷重 25kN までは、いずれの位置のひずみも小さい。しかし、開き変位が生じると、ジベル孔の上下位置のひずみでは、下側 (B-1) の引張ひずみが最も大きく、中央高さ位置 (M-1) でも荷重とともに引張側にひずみが生じている。また、上側 (T-1) のひずみは荷重の載荷初期にはほとんどゼロであるが、さらに荷重が増加すると引張側にひずみが大きくなっていることがわかる。ジベル孔の左右のひずみ挙動に着目すると、ジベル孔の先端側位置の青線で示したひずみ (OT-1, OB-1) は荷重とともに圧縮側に、緑線で示したプレキャスト床版部材側のひずみ (IT-1, IB-1) は荷重とともに引張側に増加している。そして、どちらの位置のひずみとも上側 (実線) よりも下側 (破線) のジベル孔左右位置のひずみの方が絶対値は大きい。これは、この試験体が曲げを受けるのに伴って、ジベル孔は引抜き状態となるためにジベル孔

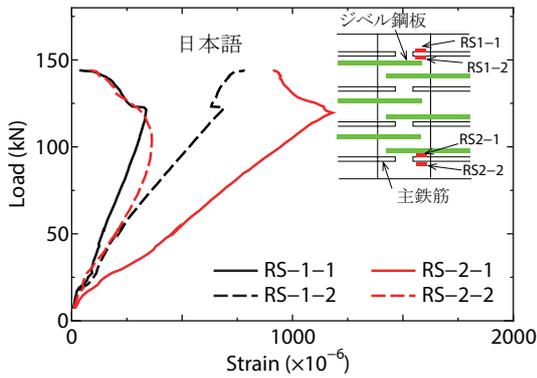


図-7 荷重-飛び出し鉄筋のひずみ関係

の上下の位置およびプレキャスト床版部材側では引張力を、ジベル鋼板先端側では圧縮力を受けるためであると考えられる。

これに対して、ジベル孔径が45mmである Type3 試験体のジベル鋼板のひずみと荷重の関係を図-6-b に示している。ジベル孔の上下位置のひずみでは、荷重が約90kNを越えると下側の引張ひずみ(B-1)は 2000×10^{-6} 以上となり、この部分が塑性化していることがわかる。さらに荷重が増加するとともに中央高さのひずみ(M-1)も 2000×10^{-6} 以上となり、この部分も塑性化していることがわかる。これは、Type3 試験体のジベル孔径が45mmであり、ジベル鋼板の純断面積が小さいからであり、また、最大荷重が大きいためからであると考えられる。なお、ジベル孔の左右のひずみ挙動はおよそ Type1 試験体の場合と同様である。

d) 荷重-飛び出し鉄筋のひずみ関係

接合部に主鉄筋を飛び出させて配置した Type5 試験体について、飛び出し鉄筋のひずみと荷重の関係を図-7 に示している。縦軸は荷重を、横軸はひずみを表し、図中の鉄筋の配置状況に示すように同じ色の線が同じ鉄筋に対面で貼付したひずみ挙動である。また、黒線で示す RS-1-1, RS-1-2 はジベル鋼板の橋軸直角方向位置がプレキャスト床版部材の外側位置から遠い側(図の上側)のところに鉄筋に貼付したひずみゲージの挙動であり、赤線で示す RS-2-1, RS-2-2 はジベル鋼板の橋軸直角方向位置がプレキャスト床版部材の外側位置から近い側(図の下側)のところに鉄筋に貼付したひずみゲージの挙動である。この図から、荷重の増加とともに鉄筋のひずみは引張側に増加している。この場合、開き変位が目視確認できたのは荷重が50kN程度であるが、それより低い荷重段階において鉄筋の引張ひずみが生じていることがわかる。ただし、ジベル鋼板の位置が床版部材外側から遠い位置の黒線で示すひずみよりも、ジベル鋼板の位置が床版部材外側から近い位置の赤線で示すひずみの方が平均的に大きい。また、荷重が120kNを越えたあたりでひずみの増加方向が反転している。これは、この荷重段階で鉄筋と周りの鋼繊維補強モルタルの付着が低下したためと考えられる。ひずみが反転する前の最大ひずみは平均で 600×10^{-6}

程度であり、この値はプレキャスト床版部材と後打ち鋼繊維補強モルタル打ち継ぎ面から先端側に10~20mm程度離れた位置の下側のジベル鋼板のひずみの大きさと同程度であった。

3. プレキャスト床版部材接合部の曲げ抵抗メカニズム

プレキャスト床版部材接合部の曲げ載荷試験の結果、プレキャスト床版部材と接合部鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ面において開き変位が認められるように、接合部に埋め込まれている鋼板と周りの鋼繊維補強モルタルの完全な一体性は必ずしも確保されていない。また、載荷点付近に貼付したひずみゲージの計測結果から、計測結果に不確定性はあるものの、以下に説明するように接合部付近の鋼繊維補強モルタル圧縮上縁の応力は鋼繊維補強モルタルの圧縮強度に達しない範囲となっていることが伺える。したがって、同構造の曲げ耐力はいわゆる鉄筋コンクリートはりの曲げ耐力算定方法とは異なり、孔あき鋼板ジベルの引抜き方向のせん断耐力で決まっていると予想される。

なお、図-5で示す打ち継ぎ面の下面で計測した開き変位の大きさから、ジベル鋼板に設けた上下のジベル孔位置の長手方向ずれ変位はある程度推定可能であると考えられる。

ここでは、プレキャスト床版部材と接合部鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ面の近くのジベル鋼板の上下に貼付したひずみゲージ(図-3に示すST,BT)によるジベル鋼板のひずみから、ジベル鋼板および鋼繊維補強モルタルのひずみ分布を推定する。

前述の図-3に示すようにこの位置はジベル孔の縁端から30mm以上は離れているので、ジベル孔の応力伝達による局所的なひずみ挙動の乱れは少なく、また、載荷点からも50mm程度しか離れていないので、ほぼスパン中央の曲げ作用に対する曲げ抵抗を示していると考えられるためである。

図-6-aには Type1 試験体のジベル鋼板のひずみと荷重の関係を示したが、同図に赤線で示すのがプレキャスト床版部材と接合部鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ面の近くのジベル鋼板の上下位置のひずみである。赤実線がジベル鋼板上縁から7.5mm位置のひずみ ε_{su} であり、赤破線がジベル鋼板下縁から7.5mm位置のひずみ ε_{sl} である。これらの図から、上側のひずみは荷重によらずゼロ付近であり、下側のひずみは荷重とともに引張側に生じている。Type1 試験体について、ひずみゲージを貼付した4面の最大荷重時の上側、下側のひずみの平均値を求めると、 $\varepsilon_{su} = 0.5 \times 10^{-6}$ 、 $\varepsilon_{sl} = 632 \times 10^{-6}$ となる。このひずみ分布に基づいて、図-8に示すようなひずみ分布のイメージを参考にしてジベル鋼板の中立軸位置を求めると、ジベル鋼板の上縁から $x = 7.4\text{mm}$ となる。したがって、ジベル鋼板3枚が負担する引張軸力 T_s は、

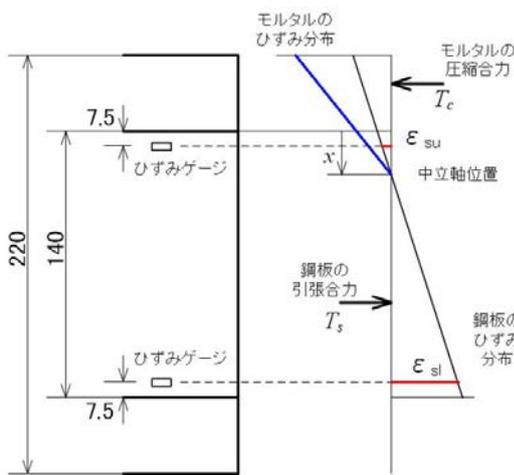


図-8 ジベル鋼板のひずみ分布と仮定したモルタルのひずみ分布

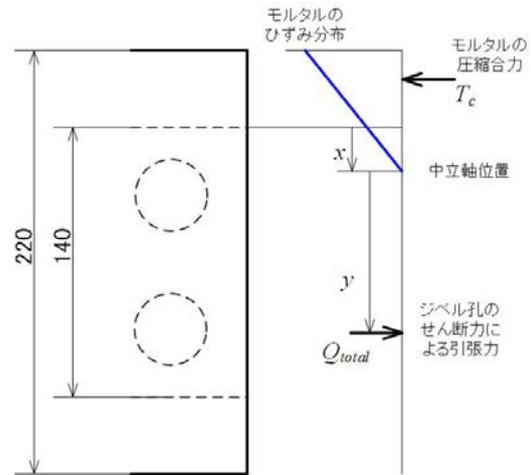


図-9 モルタルの圧縮力とジベル孔のせん断力による曲げ抵抗の概念

表-2 各試験体の抵抗曲げモーメントの算定

試験体	Type1	Type2	Type3	Type4	Type5	Type6
鋼板上方のひずみ $\epsilon_{su}(\times 10^{-6})$	0.5	-34	-81	-316	-53	-57
鋼板下方のひずみ $\epsilon_{sl}(\times 10^{-6})$	632	746	957	831	892	875
中立軸位置 $x(\text{mm})$	7.4	12.9	17.3	41.9	14.5	15.1
モルタル部圧縮軸力 $T_c(\text{kN})$	310	334	397	186	388	377
孔あき鋼板ジベルのせん断力 $Q_{total}(\text{kN})$	310	334	397	186	388	377
飛び出し鉄筋軸力 $T_r(\text{kN})$	-	-	-	-	147	-
孔あき鋼板のせん断力によるモーメント $M_Q(\text{kNm})$	30995	31604	33800	11282	36103	34844
モルタル部圧縮軸力によるモーメント $M_c(\text{kNm})$	9785	11773	15136	10180	14110	13846
飛び出し鉄筋軸力によるモーメント $M_r(\text{kNm})$	-	-	-	-	15170	-
全抵抗モーメント $M(\text{kNm})$	40780	43377	489360	21462	65383	48690
最大荷重 $P_{max}(\text{kN})$	84.1	92.3	106.6	97.8	144.0	107.5
最大荷重によるモーメント $M_{max}(\text{kNm})$	42050	46150	53300	48900	72000	53750
モーメント比 M/M_{max}	0.97	0.94	0.94	0.44	0.91	0.91

引張側の3角形の応力分布に基づいて、 $T_s = 310\text{kN}$ となる。ここで、ジベル鋼板の弾性係数は 205kN/mm^2 としている。

一方、このひずみ分布が鋼繊維補強モルタル部分にも適用できると仮定して、プレキャストPC床版部材上縁の圧縮ひずみを求めると、 $\epsilon_{cu} = 240 \times 10^{-6}$ となり、これに基づいて全幅525mmの圧縮軸力 T_c を求めると、 $T_c = 75\text{kN}$ であり、鋼板の引張軸力とつり合わない。この理由は、ジベル鋼板と鋼繊維補強モルタルとの間に平面保持の仮定が成り立たないためであると考えられる。ただし、ここでは、鋼繊維補強モルタルの応力-ひずみ関係は線形とし、その弾性係数は材料試験を参考にして 25kN/mm^2 としている。そこで、圧縮側の軸力 T_c はジベル鋼板の引張軸力 T_s と等しくなり、中立軸位置は上記の位置と仮定する。なお、中立軸がジベル鋼板の上縁から10mm程度下にあるので、ジベル鋼板は圧縮軸力も負担するが、その大きさは小さいとして無視する。このように仮定した図-8に青線で示した鋼繊維補強モルタルのひずみ分布による上縁のひ

ずみは 1000×10^{-6} 程度であり、やはり圧縮強度に対応するひずみの大きさにはなっていない。

孔あき鋼板ジベルによるせん断力がジベル鋼板から鋼繊維補強モルタル部分に伝達された後は、鋼繊維補強モルタル部分のみで曲げに抵抗すると考えて、抵抗曲げモーメントを推定してみる。圧縮側の抵抗は上述の鋼繊維補強モルタルの圧縮軸力で考慮し、引張側はジベル鋼板の下側のジベル孔によるせん断力を引張力による抵抗曲げモーメントと見なす。なお、この引張軸力は圧縮軸力と同じとする。ただし、図-5に示したプレキャストPC床版部材と鋼繊維補強モルタルの打ち継ぎ部分下縁の開き変位から上下のジベル孔位置における開き変位（孔あき鋼板ジベルのずれ変位に対応する）を推定できる。例えば、Type1試験体において中立軸位置での開き変位はゼロとして、最大荷重時の開き変位は平均的に約2mmであるので、鋼繊維補強モルタル下縁から72.5mm位置にある下のジベル孔位置の開き変位（ずれ変位）は約1mm、同下縁から147.5mm位置の上のジベル孔位置の開き変位（ずれ変位）は約

0.25mm である。この大きさを押抜き試験の結果などに対応させることによってこのずれ変位に対応するせん断力を求めることができると考えられる。ただしここでは、下のジベル孔のせん断力に比較して上のジベル孔のせん断力は小さいのでこれを無視する。例えば、ここには結果を示さないが、上記で算定される下側の1つの孔あき鋼板ジベルのせん断力 103kN は、対応する押抜き試験体のせん断耐力 127kN の 80%程度であることを確認している⁵⁾。

この曲げモーメントの抵抗のイメージを図-9 に示し、その場合の計算結果を表-2 に示す。この表において、下側のジベル孔が軸力分に対応するせん断力を伝達するとして、そのせん断力による曲げモーメントを M_Q として計算している。また、Type5 試験体の場合には、飛び出し鉄筋の軸力分 M_r を考慮している。

表-2 に示すように、以上の手順によって求めた抵抗曲げモーメント M は、外力曲げモーメント M_{max} に近い値となり、Type4 試験体を除いて、その比は 95%程度の値となった。なお、Type4 試験体で求めた抵抗曲げモーメントが外力モーメントより大幅に小さい理由は、Type4 試験体の載荷試験時に接合部鋼繊維補強モルタルの下面に生じたひび割れのひび割れ幅が大きくなり、下側のジベル孔の伝達せん断力が低下して、上側のジベル孔も早期に比較的大きなせん断力を伝達したためと考えられる。

4. まとめ

左右のプレキャスト PC 床版部材の間に孔あき鋼板ジベルを配置し、鋼繊維補強モルタルを後打ちした接合部を有するはり試験体を用いて、その接合部が軸荷重を受ける状況を模擬した3点曲げ載荷試験を行った。そして、ジベル鋼板の孔径、鋼繊維補強モルタルの圧縮強度などがはり試験体の曲げ耐力に及ぼす影響を確認し、また、同構造の曲げ抵抗メカニズムを実験時の計測項目に基づいて考察した。その結果得られたおも

な結論をまとめると以下のようなになる。

1. 左右のプレキャスト PC 床版部材の間に孔あき鋼板ジベルを配置し、鋼繊維補強モルタルを後打ちした接合部を有するはり試験体の曲げ耐力は接合部に配置した孔あき鋼板ジベルの引抜き方向のせん断耐力で決まる状況が認められ、載荷点付近の鋼繊維補強モルタルの圧縮上縁の応力は圧縮強度に達していない。結果的に、孔あき鋼板ジベルのせん断耐力で決まる引張抵抗と鋼繊維補強モルタルの圧縮抵抗によって抵抗曲げモーメントが発揮されると考えられた。
2. 孔径 45mm のジベル孔を有するはり試験体の最大荷重は、孔径 35mm のジベル孔を有するはり試験体の最大荷重より大きいが、孔径 45mm の孔あき鋼板ジベルを有するはり試験体では、最大荷重に至る前にジベル孔周辺の鋼板は塑性化していることが確認された。
3. プレキャスト PC 床版部材の主鉄筋を打ち継ぎ面に飛び出させて配置したはり試験体では、飛び出し鉄筋による開き変位の抑制効果が認められ、結果的に最大荷重も 50%程度増加した。

参考文献

- 1) 土木学会：構造物の更新・改築技術-プロセスの紐解き-, pp.145-228, 2017.7.
- 2) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 床版設計・施工マニュアル (案), pp.26-30, 1999.5.
- 3) 阿部浩幸, 原健吾, 澤田浩昭, 中村雅之：プレキャスト PC 床版の新しい RC 接合構造に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.493-498, 2007.
- 4) 蝦名貴之, 上平謙二, NGUYEN MINH HAI, 中島章典：プレキャスト PC 床版同士の新たな接合方法の開発, 土木学会第回年次学術講演会, CS3-041, 2016.9.
- 5) 森末紗稀, NGUYEN MINH HAI, 中島章典, 藤倉修一, 大野将季：鋼繊維補強モルタルと孔あき鋼板ジベルを組み合わせた接合構造の基本性状, 土木学会関東支部第 44 回技術研究発表会講演概要集, I-23, 2017.3.

EXPERIMENTAL STUDY ON JOINT STRUCTURE OF PRECAST PC SLAB USING PERFOBOND STRIP

Takeshi Hirose, Chiaki Nagao, Akinori Nakajima and Minh Hai Nguyen

In replacing the slab of the girder bridge, the precast concrete slab is often used. In this case, the precast slabs are required to connect each other on the site. As the joint structure of the precast slabs, the loop splice joint or the lap joint of reinforcing bar with the mechanical anchorage are often used. However, it is expected to develop the joint structure with further reduced length and thickness. Then, the joint structure with the combination of the perFOBOND strip and the steel fiber-reinforced mortar is proposed. In this paper, the effect of the diameter of the perFOBOND strip and the compressive strength of the steel fiber-reinforced mortar on the flexural capacity of the joint structure is investigated experimentally.