

(27) 孔あき鋼板リブの直交方向ずれ止め特性に関する実験的研究

谷中 聡久¹・平嶋 健太郎²・春日井 俊博¹・森下 泰光³

¹正会員 株式会社横河ブリッジ 技術研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 2 7 番地)
E-mail:t.yanaka@yokogawa-bridge.co.jp

²正会員 株式会社横河システム建築 生産情報部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 4 7 番地 1)

³正会員 高田機工株式会社 技術研究所 (〒649-0111 和歌山県海南市下津町方 1 3 7 5 番地の 1)

本研究で対象とする合成床版は、孔あき鋼板リブを橋軸方向に配置しこれを底鋼板と床版コンクリートとのずれ止めとする構造である。これまで合成床版の合成作用を実験的に確認したが、孔あき鋼板リブと直交する方向のせん断耐力等のずれ止め特性は明確になっていない。また、合成床版の底鋼板厚は薄いため、水平せん断力作用時に孔あき鋼板リブの取り付け底鋼板が面外変形し、ずれ止めのせん断耐力の低下が懸念された。

以上より、孔あき鋼板リブと直交する方向のずれ止め特性を把握するために底鋼板厚等をパラメータとした載荷実験を行い、ずれ止めのせん断耐力およびせん断耐力に及ぼす底鋼板厚の影響を調べた。

Key Words : composite slab, perfbond strip, push-out test, pull-out test

1. はじめに

都市内の河川に架かる小規模橋梁では、施工性、耐久性および経済性といった性能に加え、より低い桁高の構造形式を求められることが多い。このような小規模橋梁に対して、筆者らは低桁高で経済的な合成床版橋「パワーブリッジ」の開発^{1)~3)}を行っている。図-1に示すように、パワーブリッジの床版構造は底鋼板を引張鋼材とする合成床版である。底鋼板には主桁方向に孔あき鋼板リブを溶接しており、この孔あき鋼板リブが、主桁作用に対してはリブ方向に、床版作用に対してはリブと直交する方向のずれ止めとしてそれぞれ機能する。

文献²⁾では、主桁作用に対して合成桁の載荷実験、床版作用に対して合成床版の梁形式載荷実験を実施し、設計の仮定どおりの合成作用を示すことを確認した。しかし、床版作用については孔あき鋼板リブの直交方向ずれ止め特性に関する研究事例が少なく、せん断耐力等の特性は明確になっていない。また、パワーブリッジの底鋼板厚は9mmと薄いため、孔あき鋼板リブに作用した水平せん断力により底鋼板が面外変形しせん断耐力が低下する可能性も考えられた。

以上より、孔あき鋼板リブを対象に、リブの直交方向ずれ止め特性、また底鋼板厚が薄いことによるせん断耐

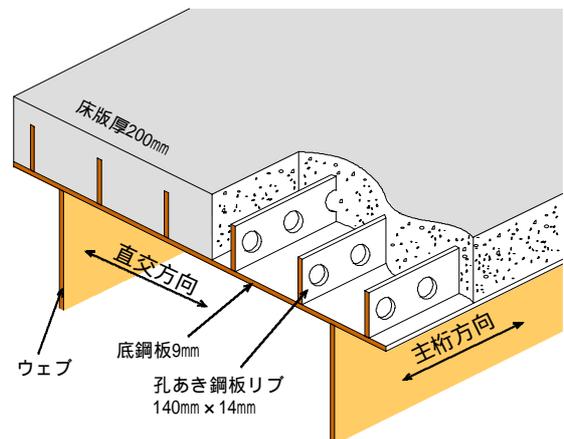


図-1 合成床版概念図

力への影響を調べるために、ずれ止め単体に対する載荷実験を実施した。また、供試体の破壊性状を明らかにするために、供試体に関するFEM解析を実施した。本稿ではそれぞれの検討結果から得られた孔あき鋼板のずれ止め特性について報告する。

2. 実験方法

(1) 載荷方法と実験ケース

図-2に載荷方法を示す。載荷実験は、底鋼板厚が薄い場合を対象とした引抜き実験と底鋼板厚が厚い場合を対象とした押抜き実験の2種類とした。引抜き実験では、底鋼板を延長した上方に両側の底鋼板を連結する載荷ブロックを設置した自碇式の実験装置を組立て、供試体と載荷ブロック間に油圧ジャッキを設置し、鉛直荷重を載荷する構造とした。また、押抜き実験は載荷フレームに油圧ジャッキ、供試体を設置し、底鋼板に下向き鉛直荷重を載荷した。荷重の載荷方法は文献4)に示される漸増繰り返し載荷法を参考に、変位制御にて載荷した。

表-1に実験ケースを示す。実験ケースは、底鋼板厚2種類と実験方法の組み合わせで3ケースとした。パワーブリッジの底鋼板厚と同厚とした基本ケースのCase-Aは、底鋼板厚が9mmと薄く押抜き実験が困難であるため、図-2(a)に示した引抜き実験とした。Case-Bは引抜き実験で底鋼板の変形を防止するために板厚を28mmに増厚したケースとした。また、Case-Cは一般的な実験形式であり、底鋼板の変形をさらに防止できる押抜き実験とした。

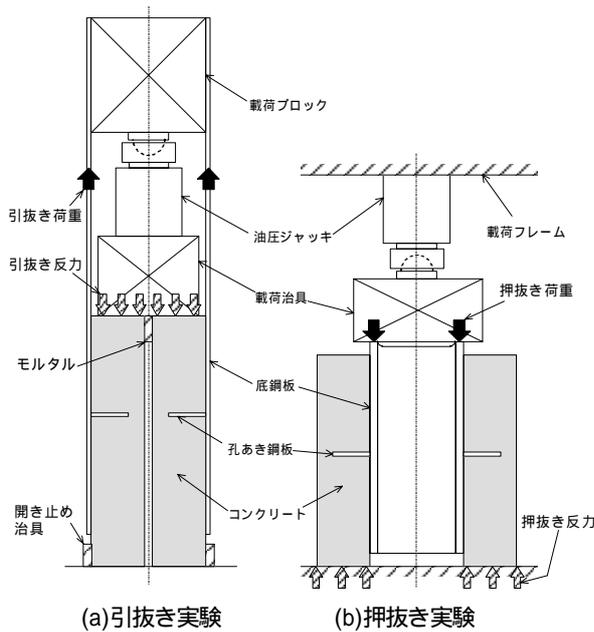


図-2 載荷方法模式図

表-1 実験ケース

| 実験ケース名 | 底鋼板厚 | 実験方法 | 供試体数 |
|--------------|------|-------|------|
| Case-A0 ~ A3 | 9mm | 引抜き実験 | 4 |
| Case-B1 ~ B3 | 28mm | 引抜き実験 | 3 |
| Case-C1 ~ C3 | 28mm | 押抜き実験 | 3 |

(2) 供試体構造と計測方法

図-3~図-4に供試体の構造図を、表-2に供試体の材質および寸法諸元、表-3にコンクリート強度試験結果をそれぞれ示す。床版厚や孔あき鋼板をはじめとする供試体の寸法は、パワーブリッジのモデル橋¹⁾(支間長40m, 総幅員10.5m, 主げた間隔1.5m)と同様の実物大とした。孔あき鋼板リブの長さは孔2ヶ分の300mmとした。鉄筋の配置もモデル橋の合成床版に合わせ、孔あき鋼板と直交する鉄筋は孔あき鋼板上側のみに配置し、孔あき鋼板の孔内を通る鉄筋は配置していない。

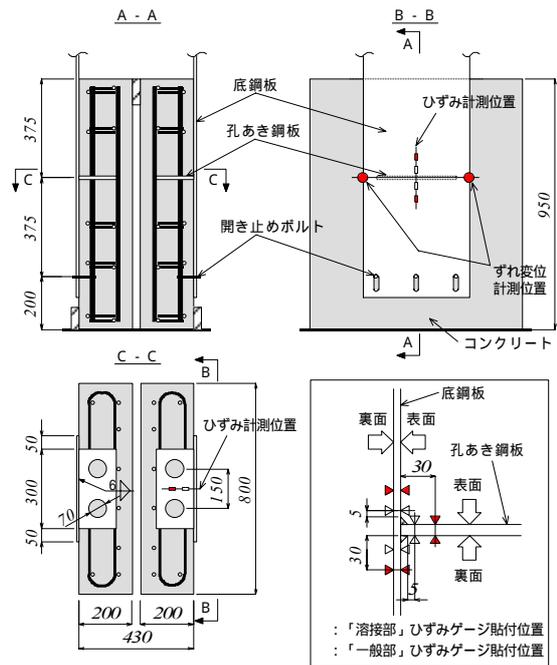


図-3 引抜き供試体(Case-A, B)

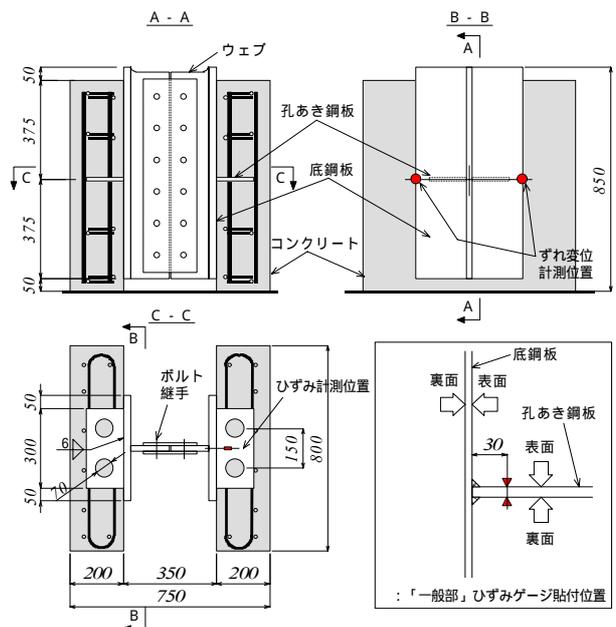


図-4 押抜き供試体(Case-C)

表-2 供試体の材質および寸法諸元

| 名称 | 寸法, 材質 |
|-----------------|---|
| 孔あき鋼板リブ | 140mm × 14mm (SS400) |
| 底鋼板 (Case-A) | t = 9mm (SS400) |
| 底鋼板 (Case-B, C) | t = 28mm (SS400) |
| 床版厚 | t=200mm |
| 床版コンクリート | 設計基準強度 : 30N/mm ² スランプ : 10cm 粗骨材の最大寸法 : 20mm 使用セメント : 普通セメント |

表-3 コンクリート強度試験結果

| 材令 | 養生方法 | 圧縮強度 (N/mm ²) |
|-----|------|---------------------------|
| 28日 | 標準養生 | 37.2 |
| 28日 | 現場養生 | 31.0 |
| 39日 | 現場養生 | 37.6 |
| 47日 | 現場養生 | 38.5 |
| 54日 | 現場養生 | 39.9 |

Case-A 載荷実験は材令29日～39日の間に実施
Case-B 載荷実験は材令41日～47日の間に実施
Case-C 載荷実験は材令49日～54日の間に実施

供試体の高さは、孔あき鋼板を中央部に配置し、その両側に孔あき鋼板の配置間隔と同様の375mmを設けた構造とした。引抜き実験では、孔あき鋼板の下側部分の底鋼板が剥離して曲げ変形するのを防止するため、375mm下側の位置に開き止めのためのボルトを配置している。なおこのボルト孔は長孔として引抜き力には抵抗しない構造としている。また、全ての供試体において、コンクリートと底鋼板の接触面には付着防止のためにグリスを塗布し、かつフィルムを貼り付けている。

供試体製作時のコンクリート打設方向は、実橋の床版打設方向と同様とし、ブリージングによるずれ性状の影響も実橋を再現できるように配慮した。そのため引抜き実験も押抜き実験と同様に、床版は2つのブロックに分割した構造とした。床版コンクリートの強度試験結果は表-3に示したとおりであり、現場養生における材令28日～54日の圧縮強度の平均値は36.8N/mm²であった。

計測項目は載荷荷重、底鋼板とコンクリートのずれ変位、底鋼板と孔あき鋼板のひずみとした。変位とひずみの代表的な計測位置は図-3～図-4に示したとおりである。ずれ変位は、底鋼板とコンクリートの相対変位をクリップ型変位計を用いて計測した。計測位置は孔あき鋼板溶接位置とした。ひずみは1軸ひずみゲージを用いて、底鋼板は鉛直方向、孔あき鋼板は水平方向のひずみを計測した。計測位置は孔あき鋼板の中央断面とし、断面内では溶接止端から5mmの位置と交差する鋼板の表面から30mmの位置とした。なお、図-3に示したひずみゲージ貼付位置において、Case-Aは全ての位置に貼付し、Case-Bは「一般部」のみに貼付した。

3. 実験結果

(1) コンクリートのひび割れと鋼材の変形性状

図-5にCase-A2供試体のコンクリート表面ひび割れ状況を示す。コンクリートのひび割れは、はじめに孔あき鋼板の設置位置よりも上下方向に50mm～100mmの位置から水平方向の割裂ひび割れが発生し、荷重の増加に伴い供試体の全幅に進展した。この割裂ひび割れは、その後最大荷重を超えるまでひび割れ幅の増減が見られなかった。また、Case-A, Bの各ケースにおいても上記と同様に割裂ひび割れは発生したが、Case-Cでは目視で確認できなかった。

最大荷重到達時においては、図-5の斜線範囲の外周部に引抜きひび割れを生じ、斜線範囲全体が底鋼板と一体となりコンクリート表面から盛り上がった状態となった。このような引抜きひび割れは、Case-Aは全て最大荷重時に同時に発生したが、Case-B, Cでは最大荷重直後から数mm程度のずれ変形後まで発生時期がばらついていった。

実験終了後に図-5に示した3本の切断線で供試体を切断した。切断面のひび割れ状況を図-6に示す。切断面のひび割れ性状としては、載荷荷重により孔あき鋼板とコンクリートが接する面を前面側とすると、前面側の底鋼板側にコンクリートの圧壊した部分が見られた。また、孔あき鋼板の孔上部から孔中心部を頂点とする引抜きひび割れが見られた。引抜きひび割れは、Case-Aでは前面側と背面側の両側に見られたが、Case-BおよびCase-Cでは背面側に顕著に見られた。以上のひび割れ性状は、各ケースの供試体間でバラツキが少なく共通に見られた。

(2) せん断耐力とずれ変形性状

表-4に実験結果一覧を示す。表中の耐力の単位は、1ブロック当たりの値で載荷荷重の1/2である。表-4よりCase-A, Bを比較すると底鋼板厚を9mmから28mmに増厚

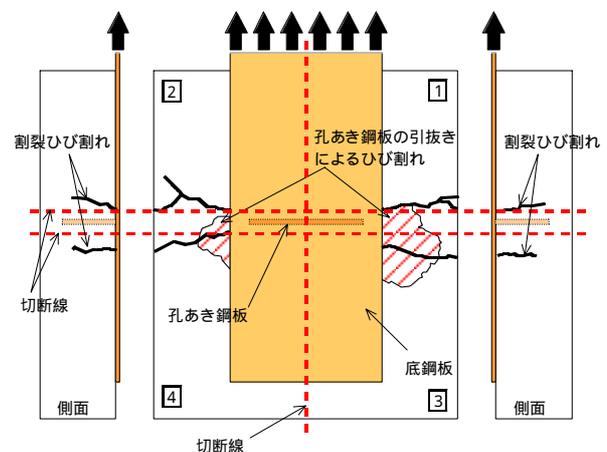


図-5 Case-A2の表面ひび割れ状況

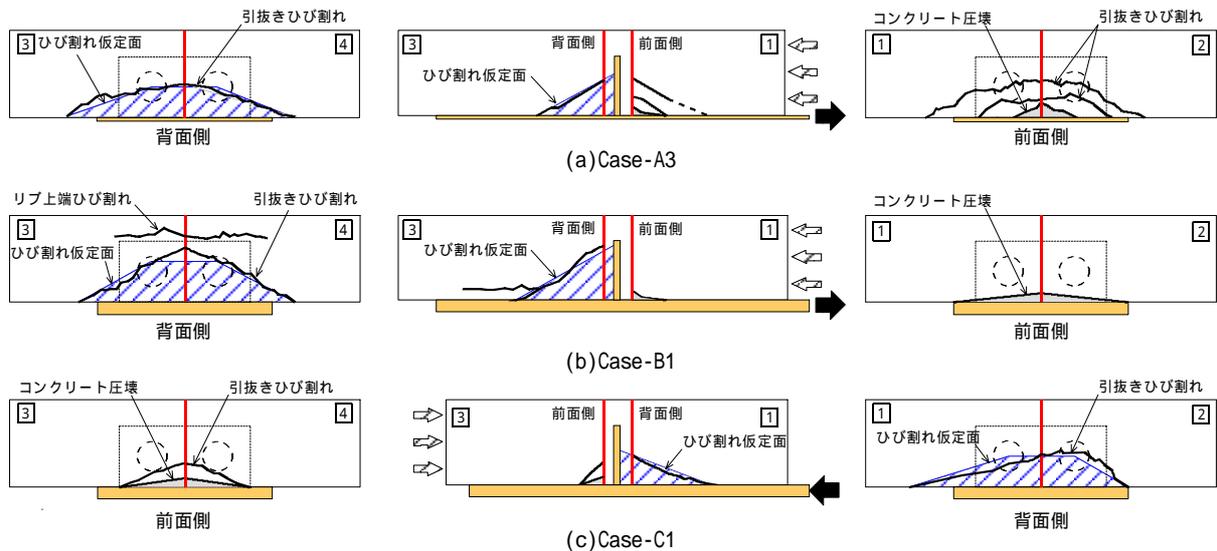


図-6 切断面のひび割れ状況

したことにより，最大せん断耐力は1.33倍，ずれ剛性は1.54倍に増加している．また，Case-B,Cを比較すると押抜き実験と引抜き実験の差異により，最大せん断耐力は1.37倍，ずれ剛性は1.45倍に増加した．さらに，0.2mmオフセット法⁴⁾から算出した降伏せん断耐力は，最大せん断耐力の48～71%であった．

図-7に各供試体の荷重とずれ変位の関係を示す．図-7に示した点は，それぞれコンクリートの割裂ひび割れ発生点（図-5参照），最大荷重到達点，コンクリートの引抜きひび割れ発生点（図-5参照）を表す．Case-A2の最大荷重点と引抜きひび割れ発生点は両者が重なった点である．図-7からCase-A2，B1においては割裂ひび割れの発生に伴い，ずれ変位の傾きが変化した．また，Case-A2では最大荷重到達時に同時に引抜きひび割れが発生した．Case-B1，C1では最大荷重点と引き抜きひび割れ発生点は離れており，最大荷重に到達してから2.5mm～3.5mm程度ずれ変形した後に引抜きひび割れが発生した．

(3) 鋼材のひずみ性状

図-8に底鋼板と孔あき鋼板のひずみ計測結果を示す．各計測位置ともひずみゲージを鋼板の表裏両面に貼付しており，軸ひずみとして表裏ひずみの平均値，曲げひずみとして表裏ひずみ差の1/2の計測値を示している．

図-8(a)に示す底鋼板上側の計測値は，軸ひずみの値が他の部位の計測値と比較して大きく軸ひずみと曲げひずみの値が同程度の値である．また，図-8(b)に示す底鋼板下側の計測値は，軸ひずみの値が小さいものの曲げひずみの値が大きいことがわかる．図-8(a)，(b)より曲げひずみは，孔あき鋼板を跨ぐ底鋼板の上側と下側とでその符号が反転している．

一方，図-8(c)に示す孔あき鋼板の計測値は，軸ひずみと曲げひずみを比較すると軸ひずみの値が小さい．また

表-4 実験結果一覧

| 供試体名 | 最大せん断耐力 Q_{max} (kN/ブロック) | 最大ずれ変位 d_{max} (mm) | ずれ剛性 K_{st} (kN/mm) | 降伏せん断耐力 $Q_f(0.2)$ (kN/ブロック) | 降伏ずれ変位 $d_f(0.2)$ (mm) | $\frac{Q_f(0.2)}{Q_{max}}$ |
|---------|-----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------------|------------------------------|----------------------------|
| Case-A0 | 469 | 2.60 | 751 | 267 | 0.59 | 0.53 |
| Case-A1 | 511 | 1.90 | 873 | 313 | 0.55 | 0.61 |
| Case-A2 | 488 | 2.13 | 817 | 291 | 0.57 | 0.60 |
| Case-A3 | 491 | 1.94 | 846 | 305 | 0.52 | 0.62 |
| 平均値 | 490 | 2.14 | 822 | 294 | 0.56 | 0.59 |
| Case-B1 | 666 | 2.42 | 1145 | 317 | 0.47 | 0.48 |
| Case-B2 | 652 | 1.97 | 1408 | 384 | 0.48 | 0.59 |
| Case-B3 | 641 | 2.02 | 1249 | 381 | 0.48 | 0.59 |
| 平均値 | 653 | 2.14 | 1267 | 361 | 0.48 | 0.55 |
| Case-C1 | 888 | 3.11 | 1874 | 620 | 0.54 | 0.70 |
| Case-C2 | 909 | 3.00 | 1494 | 632 | 0.64 | 0.70 |
| Case-C3 | 886 | 2.81 | 2155 | 632 | 0.48 | 0.71 |
| 平均値 | 894 | 2.97 | 1841 | 628 | 0.55 | 0.70 |

ずれ剛性 K_{st} ：最大せん断耐力 Q_{max} の1/3荷重点の初期割線剛性
降伏せん断耐力 $Q_f(0.2)$ ：0.2mmオフセット法⁴⁾により算出

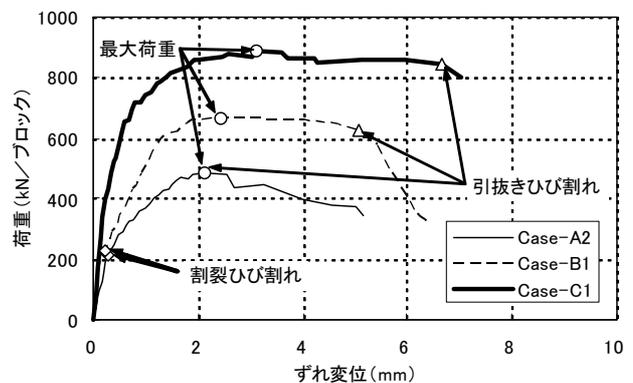
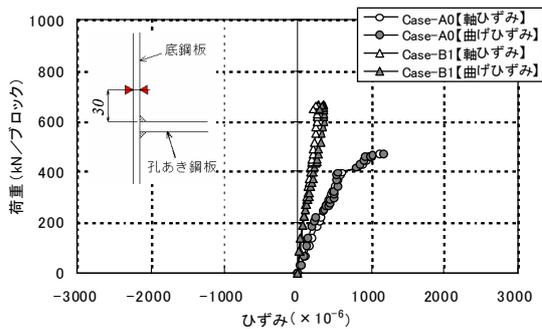
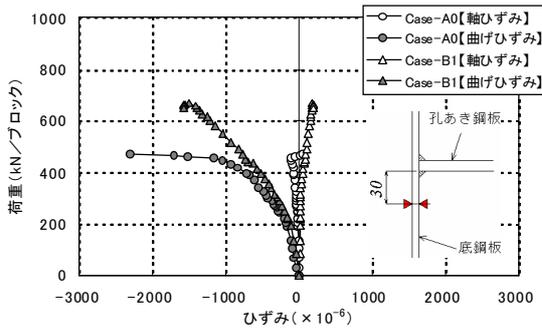


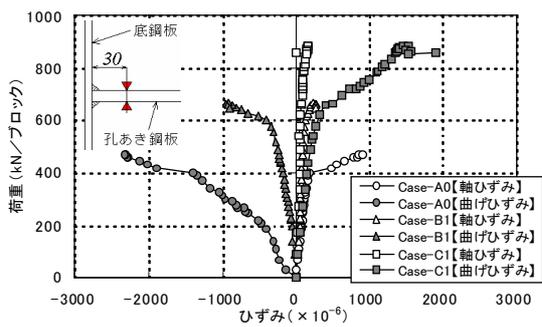
図-7 荷重とずれ変位の関係



(a)底鋼板上側 (Case-A0, Case-B1)



(b)底鋼板下側 (Case-A0, Case-B1)



(c)孔あき鋼板 (Case-A0, Case-B1, Case-C1)

図-8 鋼部材各部のひずみ計測結果

曲げひずみの値はCase-A, B, Cの順で小さくなっていることがわかる。Case-C1の曲げひずみの符号が他のケースと異なるのは、荷重方向が異なるためである。

(4) 実験結果のまとめ

以上の実験結果の要点を以下にまとめる。

Case-Aでは最大荷重と同時に、Case-B, Cでは最大荷重到達後に引抜きひび割れを生じた。すなわち、Case-Aでは引抜きひび割れの発生に伴い最大荷重に達したとも推定できるが、Case-B, Cは他の部位の破壊により最大荷重に達し、その後変形が進行し引抜きひび割れが発生したと推定された。

供試体の切断結果では、Case-Aの引抜きひび割れが顕著に発生しており、他のケースと比較して荷重荷重に伴う引抜き力の発生割合が高かったと推定された。

底鋼板厚の増厚により最大せん断耐力は1.33倍に増加し、引抜き実験と比べて押抜き実験ではせん断耐力は1.37倍に増加した。押抜き実験のせん断耐力の増加は、底鋼板裏面にウェブが溶接されていることによる面外補剛効果の影響が大きいと考えられた。

孔あき鋼板より下側の底鋼板では曲げモーメントのみが生じていた。このことから底鋼板に荷重した引抜き力は、孔あき鋼板より下側の底鋼板には伝わらずに、孔あき鋼板を介してコンクリートに伝達すると考えられた。

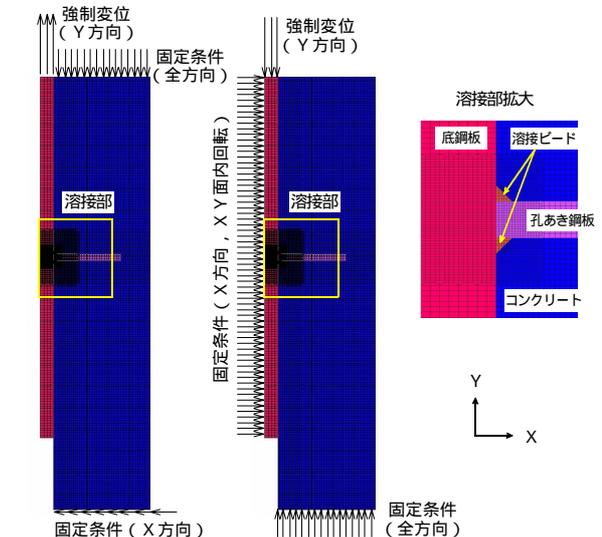
4. 供試体のFEM解析

(1) 解析方法

孔あき鋼板や底鋼板の応力性状、孔あき鋼板の引抜き性状を調べるために、供試体の2次元FEM解析を実施した。図-9に解析モデルおよび境界条件を示し以下に解析方法を記す。

供試体および実験の荷重条件とも左右対称であることから解析のモデル化は片側1ブロックのみとし、鋼材(底鋼板, 孔あき鋼板, 溶接ビード)およびコンクリートは、シェル要素でモデル化した。

荷重は底鋼板上端部に鉛直方向の強制変位を荷重し、最大で6.0mmの変位を与えた。



| 部材 | 弾性係数 (N/mm ² , ポアソン比) | 降伏応力 (N/mm ²) | ひずみ硬化係数 (N/mm ²) |
|---------------------|----------------------------------|---------------------------|------------------------------|
| 孔あき鋼板 | 2.0×10 ⁵ , 0.3 | 300 | 2.0×10 ³ |
| 底鋼板9mm (Case-A) | | 287 | |
| 底鋼板28mm (Case-B, C) | | 283 | |
| 床版コンクリート | 3.0×10 ⁴ , 0.17 | — | — |

鋼とコンクリートの接合条件

材料条件

図-9 解析モデル図

鋼材の材料構成則はバイリニア型でモデル化し、コンクリートは完全弾性体とした。

孔あき鋼板の要素厚は孔あき鋼板幅（300mm）であるが、直径70mmの孔が2ヶあるので、孔部分についてはその孔幅を差し引いた要素厚とした。

孔あき鋼板の孔によるX方向の定着は、コンクリートジベルのずれ剛性を与えたばね要素でモデル化した。ばね要素（ $k=3.0 \times 10^6 \text{N/mm}$ 、ばね値は既往の実験結果を参考とした。）は孔あき鋼板の上下面に取り付け、孔中心位置とコンクリート要素を結合した。鋼材とコンクリートの接合は、ギャップ要素を用いてモデル化した。なお、溶接ビードの接触状況は複雑であると考えられたため、ギャップ要素は配置しなかった。

(2) 解析結果

a) 弾性変形時の鋼部材の変形およびひずみ性状

図-10に強制変位反力100kN時の解析結果の変形図（変形倍率100倍）を示す。変形図より底鋼板が大きく面外変形しており、特にCase-AがCase-Bの4倍と大きいことがわかる。Case-Aでは、底鋼板がずれ変形しながら面外方向にも大きく変形し、孔あき鋼板が抜け出していく状態がわかる。逆に、Case-Cでは底鋼板の面外変形を拘束しているため、孔あき鋼板だけが変形している。

図-11に強制変位反力100kN時の底鋼板と孔あき鋼板の

曲げひずみ分布を示す。図中には載荷実験のひずみ計測値も示した。底鋼板の曲げひずみは、先の変形図と同様にCase-Aが大きいことがわかる。各ケースとも溶接止端部から10mm程度の範囲で曲げひずみが大きい。Case-Aでは実験値と一致しているものも見られるが、Case-Bの実験値は解析値に比べて小さな値であった。一方、孔あき鋼板の曲げひずみ分布は、Case-Aでは孔あき鋼板の先端から溶接部まで正の曲げひずみが生じているが、Case-Bでは正の曲げひずみが小さく、溶接止端から0mm～10mmの範囲では負の曲げひずみが生じている。Case-Cは載荷方向が異なるためCase-Bと反転しているが、Case-B、Cは同様の分布形状である。

b) 塑性変形時の孔あき鋼板の応力性状

図-12に孔あき鋼板の溶接止端位置における板厚内の応力分布を示す。応力分布は各ケースとも図中に示した強制変位反力時のものである。図-12(a)より板厚内の曲げ応力は板厚外縁部では降伏応力に達しているが、板厚内部まで進展していない。図-12(b)よりせん断応力は降伏応力に達している部分が多く、各ケースともそれぞれの段階においてせん断降伏していると考えられる。

c) 孔あき鋼板の引抜き力

図-13に孔あき鋼板の引抜き力と強制変位反力の関係を示す。引抜き力は孔あき鋼板の定着をモデル化したばね要素の作用力で、Case-A、Bでは孔あき鋼板の下側、Case-Cでは孔あき鋼板の上側に設置したばね要素の作用

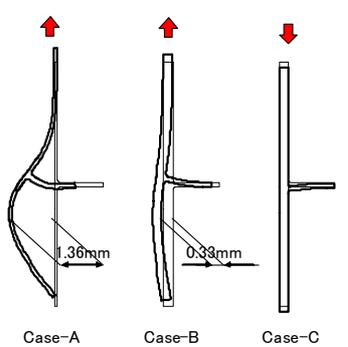
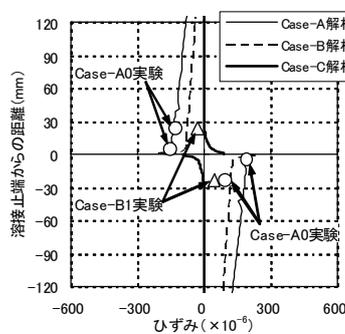
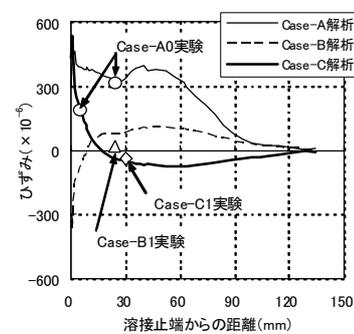


図-10 鋼部材の変形図

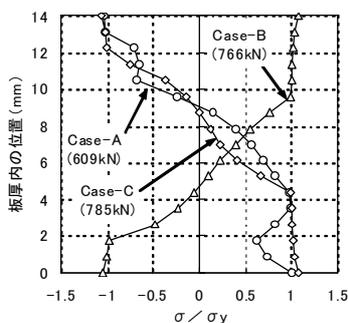


(a) 底鋼板

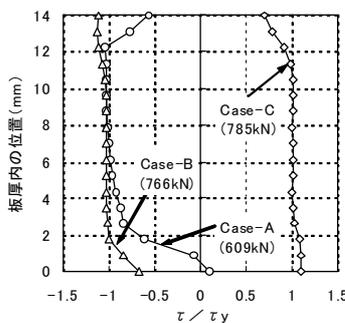


(b) 孔あき鋼板

図-11 底鋼板と孔あき鋼板の曲げひずみ分布

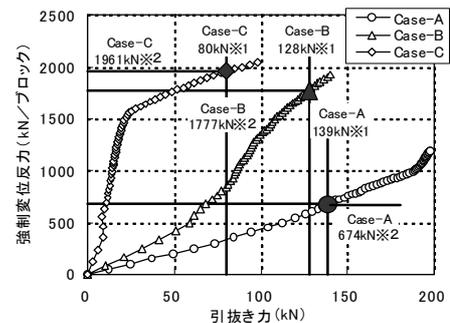


(a) 曲げ応力



(b) せん断応力

図-12 孔あき鋼板板厚内の曲げおよびせん断応力分布



1: 引抜き耐力, 2: 引抜き耐力時の反力

図-13 孔あき鋼板の引抜き力

力を示した。これは、Case-Aは上下のばね要素に引張力が生じたが、Case-B, Cは引抜きひび割れの発生した側のばね要素に引張力が、他方に圧縮力が生じていたためである。

図-13より同じ強制変位反力に対して発生する孔あき鋼板の引抜き力は、Case-A, Case-Bの順で大きく、強制変位反力が1500kNを超えるまでは、Case-Cの引抜き力が特に小さいことがわかる。ここで、図-6のひび割れ仮定面からコンクリートのみの引抜き耐力⁵⁾を計算すると、それぞれ139kN, 128kN, 80kNとなるため、図-13の関係から引抜き耐力に到達時の強制変位反力を読み取り、これをFEM解析における引抜きひび割れの発生反力と仮定した。その結果、Case-A～Cの引抜きひび割れの発生反力はそれぞれ674kN, 1777kN, 1961kNとなった。Case-Aは載荷した強制変位反力に対する引抜き力の発生程度が大きいため、Case-B, Cの1/3程度の強制変位反力で引抜きひび割れの発生反力に達する結果となった。

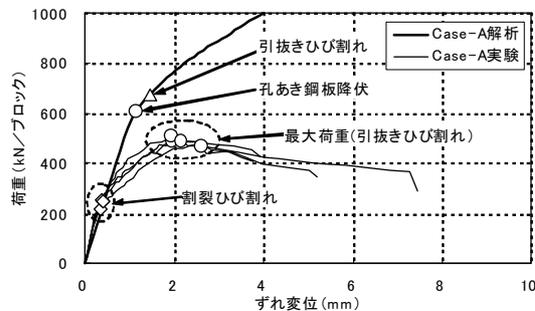
きひび割れの発生反力に達する結果となった。

(3) 解析結果のまとめ

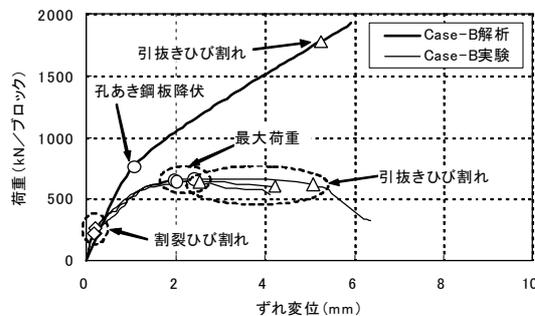
図-14に実験結果および解析結果の荷重とずれ変位の関係を示す。解析結果については強制変位反力を荷重として実験結果とともに示した。図-14中に「孔あき鋼板降伏」と示した点は図-12に応力分布を示した強制変位反力となる点、図-14中の解析結果に「引き抜きひび割れ」と示した点は、前項(2)の解析結果における引抜きひび割れ発生と仮定した点である。

以上より、Case-Aの解析結果では、孔あき鋼板降伏（609kN）、引抜きひび割れ（674kN）の順で発生し、両者は近接した結果である。これは、実験で最大荷重と引抜きひび割れが同時に発生したことと同様の結果であると考えられる。したがって、Case-Aは孔あき鋼板の降伏とコンクリートの引抜きがほぼ同時に発生し最大せん断耐力に達したと考えられる。

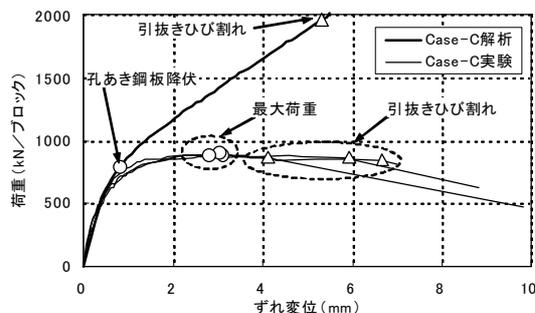
また、Case-B, Cの解析結果では、孔あき鋼板降伏（766, 785 kN）、引抜きひび割れ（1777, 1961 kN）の順で発生し、両者はずれ変位が4 mm程度離れている。したがって、Case-B, Cは孔あき鋼板の降伏により最大せん断耐力に達し、以降のずれ変形により引抜きひび割れが発生したと考えられる。



(a)Case-A



(b)Case-B



(c)Case-C

図-14 各ケースの荷重とずれ変位の関係

5. せん断耐力の考察

表-5に本実験結果（リブ直交方向）の最大せん断耐力と、孔あき鋼板リブ（リブ方向）および頭付きスタッドの最大せん断耐力の計算値を示す。本実験結果の最大せん断耐力は、平均値の1/2（表-4参照）で孔1ヶ当たりの値を表す。孔あき鋼板リブのリブ方向の計算値は、文献6)に示される設計式の基礎となった強度計算式⁷⁾を用いて、本供試体の孔あき鋼板厚（14mm）、孔径（70mm）およびコンクリート強度（36.8N/mm²）を用いて計算した値である。また、頭付きスタッドの計算値は、同様に文献6)の設計式の基礎となった強度計算式⁸⁾を用いて、本実験のコンクリート強度を用いて計算した。

表-5 各種ずれ止めのせん断耐力

| ずれ止め構造 | | 最大せん断耐力 | 比率 | |
|-----------|-------------------|----------|---------|------|
| 孔あき鋼板直交方向 | 実験値 | Case-A | 245kN/個 | 1.00 |
| | | Case-B | 327kN/個 | 1.33 |
| | | Case-C | 447kN/個 | 1.82 |
| 孔あき鋼板リブ方向 | 計算値 ⁷⁾ | t=14mm | 234kN/個 | 0.96 |
| 頭付きスタッド | 計算値 ⁸⁾ | 19 × 100 | 132kN/本 | 0.54 |
| | | 22 × 100 | 162kN/本 | 0.66 |

孔あき鋼板リブの孔1ヶ当たりのリブ方向計算値は、Case-A実験値との比率が0.96で両者は同等である。したがって底鋼板の剛性が高いCase-B, Cの場合にはリブ方向と比較して1.3倍から1.8倍以上の最大せん断耐力を有している。また、頭付きスタッド1本当当たりの計算値は、Case-A実験値よりも小さくCase-Aに対する比率は19が0.54, 22が0.66である。22スタッドを径の5倍の最小間隔110mmで配置しても、最大せん断耐力の計算値はCase-Aの0.81の比率であった。

最後に、前述したモデル橋合成床版のずれ止めに作用する水平せん断力と、本実験のCase-Aの降伏せん断耐力を比較した。合成床版の設計水平せん断力は62kN/m、床版幅1mの孔あき鋼板直交方向の降伏せん断耐力は980kN/枚(294kN/ブロック×{1m/0.3m})である。また孔あき鋼板の配置間隔は0.375mである。以上より孔あき鋼板1枚当たりの設計水平せん断力は23.3kN(62kN/m/{1m/0.375m})であり、降伏せん断耐力の2.4%と非常に小さな値であるため、ずれ止めのせん断耐力は十分な余裕を有している。

6. まとめ

以上、孔あき鋼板リブの直交方向ずれ止め特性および底鋼板の剛性がせん断耐力に及ぼす影響を調べるために、ずれ止めの載荷実験、FEM解析を実施した。得られた知見および今後の課題を以下に示す。

合成床版のように、孔あき鋼板リブ(14mm)よりも薄い底鋼板(9mm)にずれ止めとして適用すると、板厚の厚い(28mm)場合に比較してせん断耐力は低下するが、孔あき鋼板リブのリブ方向と同等の最大せん断耐力を有していることが明らかとなった。

底鋼板の厚い場合(28mm)の破壊性状は、孔あき鋼板溶接近傍のせん断降伏による塑性化により、最大せん断耐力に達する。底鋼板の薄い場合(9mm)の破壊性状は、孔あき鋼板溶接近傍のせん断降伏による塑性化が

進展し、それと同時に底鋼板の面外変形により孔あき鋼板の引抜き力も増大し、コンクリートの引抜き破壊も混在した形態となる。従って、底鋼板の薄い場合(9mm)は、厚い場合(28mm)に比べて最大せん断耐力が低下することが明らかとなった。

孔あき鋼板の直交方向ずれ止め特性について、今後はコンクリートの引抜きひび割れ、孔あき鋼板の降伏、孔あき鋼板溶接部の降伏等が生じるせん断耐力を明らかにし、設計方法を検討することが課題である。なお、孔あき鋼板溶接部については、疲労耐久性を検討するために、本実験と同様の供試体を用いた疲労実験を実施予定である。

参考文献

- 1) 三好 喬, 廣瀬克身, 尾下里治: パワースラブ型合成床版橋(パワーブリッジ)の試設計, 横河ブリッジグループ技報, No.33, pp.18-27, 2004.1
- 2) 谷中聡久, 平嶋健太郎, 春日井俊博: パワーブリッジの主桁および床版の合成作用に関する検討, 横河ブリッジグループ技報, No.34, pp.23-33, 2005.1
- 3) 平嶋健太郎, 谷中聡久, 春日井俊博: パワーブリッジ合成床版の移動輪荷重載荷実験, 横河ブリッジグループ技報, No.35, 2006.1(投稿中)
- 4) 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSCテクニカルレポート, No.35, 1996.11
- 5) 大谷恭弘, 木下 淳, 辻 文三: 組合せ荷重を受けるスタッドアンカーの設計強度評価法, 鋼構造年次論文報告集, 第2巻, pp.699-706, 1994.11
- 6) (社)土木学会: 複合構造物の性能照査指針(案), 2002.10
- 7) 保坂鐵矢, 光木 香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橋 吉宏, 渡辺 滉: 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000.3
- 8) 平城弘一, 松井繁之, 福本秀士: 頭付きスタッドの強度評価式の誘導 - 静的強度評価式 -, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.1221-1232, 1989.3

AN EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR CONNECTORS OF TRANSVERSE FOR PERFOBOND STRIP

Toshihisa YANAKA, Kentaro HIRASHIMA, Toshihiro KASUGAI
and Hiromitsu MORISHITA

The Power Bridge, developed as a Composite Slab Bridge, is provided with large bending rigidity and is easy to design a lower height plate girder. Perfibond strip arranged longitudinal directions on a floor slab can be expected to work as Shear Connector for L-Loading at the design stage of Main Girders. However effectiveness of shear connecting perpendicular to a direction of the perfibond strip for T-Loading, haven't been made clear. An experimental study to evaluate it is introduced in this paper.