

## チャンネルビーム合成床版を用いた合成桁の静的負曲げ実験

Static negative bending tests of composite girder using composite slab reinforced by channel beam

山口隆一\*, 鈴木統\*\*, 高井祐輔\*\*, 徳重雅史\*\*

Ryuichi Yamaguchi, Osamu Suzuki, Yusuke Takai, Masafumi Tokushige

\*工修, 株式会社 IHI 基盤技術研究所 (〒235-8501 神奈川県横浜市磯子区新中原町 1 番地)

\*\* 株式会社 IHI インフラシステム (〒108-0023 東京都港区芝浦 3 丁目 17 番 12 号 (吾妻ビル))

In recent years, composite girder using composite slab has been adopted to actual bridges. However, a loading behavior and a crack pattern of them are not clarified. Therefore, static negative bending tests were carried out to evaluate the bending stiffness, the crack spacing and the crack width of composite girder using composite slab in negative bending area. From the experimental results a steel plate of composite slab contributed to the bending stiffness effectively. And a distance of the channel beam had an effect on the crack spacing and the crack width.

*Key Words: composite slab, composite girder, negative bending test*

キーワード: 合成床版, 合成桁, 負曲げ試験

### 1. はじめに

人口の減少に伴う公共投資削減を背景に, 土木構造物をより合理的に設計し, 供用していくことが社会から求められている。

従来は, 鋼桁上の床版の剛性を設計上の有効断面に含めない非合成桁による設計が主流であったが, 床版の剛性を有効断面に含むことでより合理的に設計できることから, 近年では合成桁の採用が増えてきているのが現状である。

また, 床版形式に鋼コンクリート合成床版を適用する

ことで床版支間を大きくし, 主桁本数を減ずることも構造的合理化が図れることから, 合成床版の採用も増加している。

これまでに, 合成桁と合成床版のそれぞれ単体の研究は数多く行われてきている。しかし, これらを組み合わせた場合の性能評価はなされている<sup>(例えば1), 2)</sup>ものの, 十分に解明されているとは言い難い状況である。

そこで, 本研究では図-1 に示すような底鋼板に溝形鋼を溶接したチャンネルビーム合成床版と鋼主桁を合成した合成桁を対象として, その耐荷挙動やひび割れ性状を確認, 評価することを目的とした。

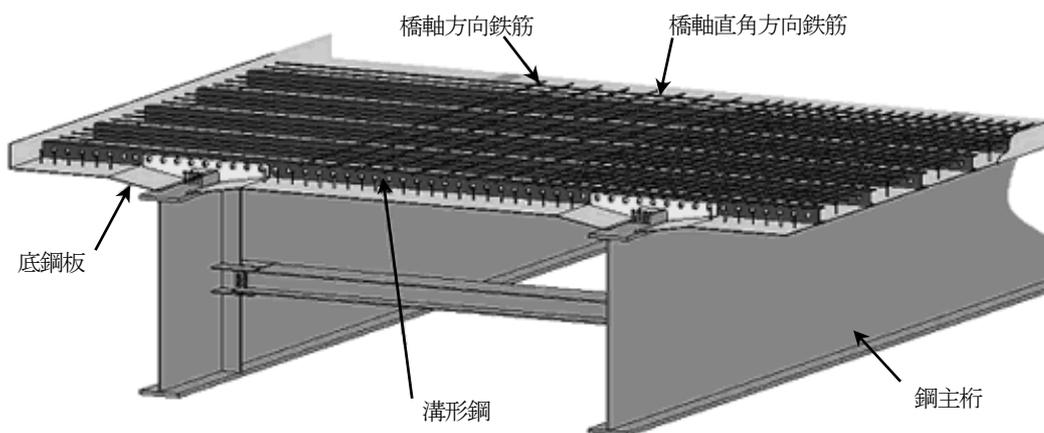


図-1 構造概念図

## 2. 実験概要

### 2.1 実験供試体の構造諸元

実験供試体は図-2 および図-3 に示すように、高さ1062mmの鋼桁と、版幅1200mm、版厚260mm（ハンチ部310mm）の合成床版を頭つきスタッドによって合成した合成桁とし、その載荷スパンは10mとした。底鋼板の接合方法は実橋の構造と同様に高力ボルト摩擦接合継手とし、橋軸方向に2箇所設けた。

鋼材は上フランジ、ウェブにはSM490A、下フランジにはSM490B、底鋼板にはSM400A、鋼桁の補剛材や床版の溝形鋼にはSS400を使用した。鉄筋は橋軸方向、橋軸直角方向ともにSD345(D22)を用いた。また、コンクリートには呼び強度30N/mm<sup>2</sup>のものを用いた。

試験体は、溝形鋼の橋軸方向の配置ピッチを600mmとしたC600、800mmとしたC800の2種類とした。ここで、本研究では挙動に影響を及ぼすと考えられる橋軸方向鉄筋量は両試験体で同一とした。

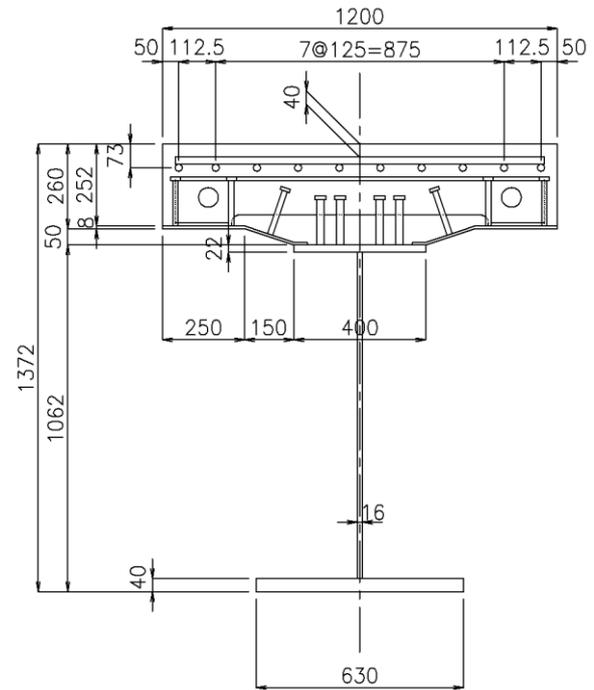


図-2 試験体断面図

### 2.2 載荷要領

試験体の載荷方法は図-2 および図-3 に示す試験体の上下を反転し、単純支持した状態で鉛直下向きの中集中荷重を与えた。つまり、合成床版に曲げ引張を与えるような載荷方法とした。載荷位置は載荷スパン中央とした。

となる。このため、橋軸方向鉄筋の応力度が100N/mm<sup>2</sup>となる状態に対応する載荷荷重を設計荷重として評価の基準の1つとした。

また、載荷荷重は先ずコンクリートにひび割れが発生する荷重と設計荷重までの載荷を1回ずつ行い、次に橋軸方向鉄筋の応力度が許容応力度である140N/mm<sup>2</sup>となる荷重（以下、鉄筋許容値荷重）までの載荷を3回繰り返した。その後、橋軸方向鉄筋の降伏荷重を超える3000kNまで荷重を増加させた。

### 2.3 設計荷重および載荷荷重

一般に、道路橋示方書<sup>3)</sup>に示される荷重条件に従って連続合成桁の設計を行った場合、設計条件に大きな隔たりがない限り、橋軸方向鉄筋の応力度は100N/mm<sup>2</sup>程度

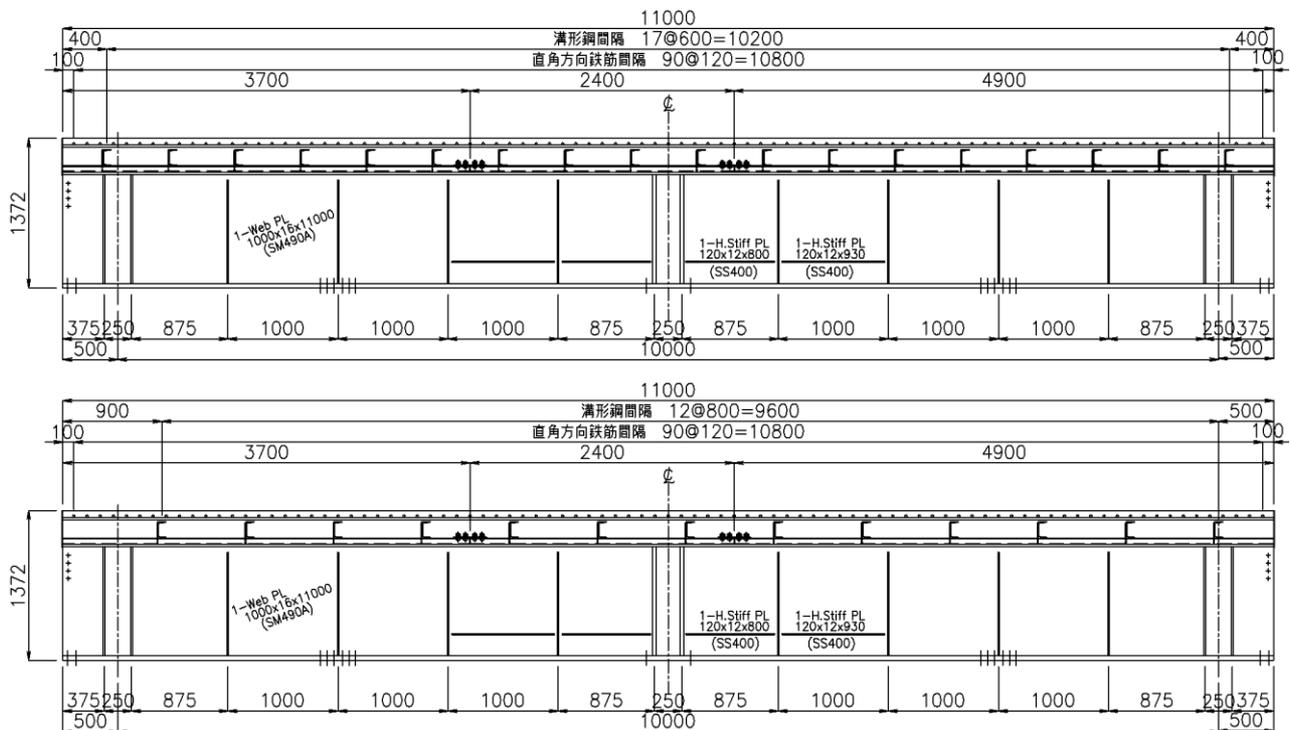


図-3 試験体側面図（上段；C600，下段；C800）

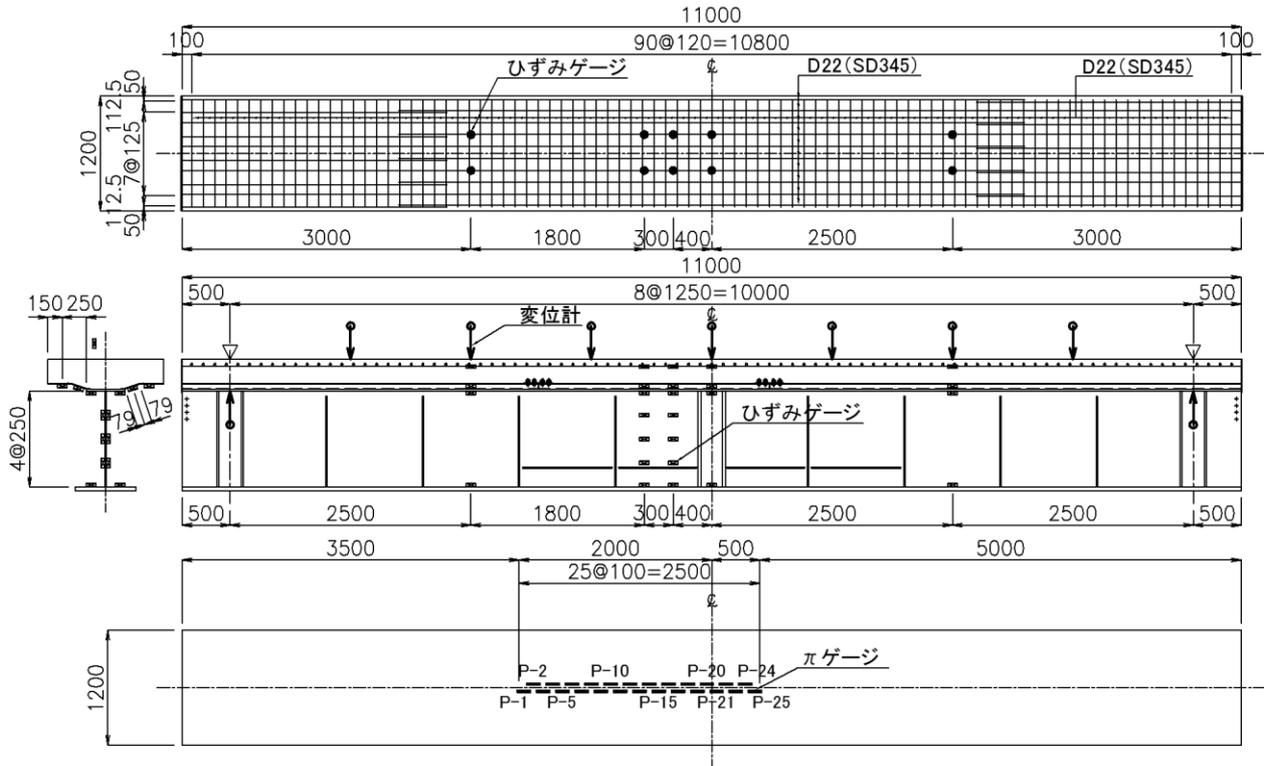


図-4 計測項目および箇所

## 2.4 計測項目

本実験における計測項目および箇所を図-4に示す。

同図に示すように、計測項目は合成床版の鉄筋、底鋼板および鋼桁の橋軸方向のひずみとした。また、試験体の載荷スパンの8等分点で鉛直方向の変位を計測した。さらに、合成床版の上にはスゲージを配置し、コンクリート上面のひび割れ幅を測定した。

鋼の橋軸方向の間隔のみであり、曲げモーメントに寄与し得る鋼桁、底鋼板、コンクリート、鉄筋に関しては同一であるためである。

また、ひび割れ発生前まではコンクリートの剛性を考慮した断面剛度 A の計算値に沿った挙動を示した。その後は、徐々に剛性が低下し、鉄筋降伏時には断面剛度 B の傾きをやや下回るような挙動を示した。

## 3. 実験結果

### 3.1 荷重-変位関係

載荷荷重と載荷スパン中央部における変位の関係を図-5に示す。

実験結果は既往の研究<sup>1)</sup>のデータ整理方法にならない、ひび割れが発生するまでは載荷時の傾きを記入し、ひび割れが発生した後は各載荷荷重から除荷するときの傾きを求め、それらを連続的に表したものとした。

ここで、図中には以下に示す材料からなる断面が平面保持しつつ曲げモーメントに抵抗すると仮定した場合の計算値を示した。底鋼板に関してはハンチ部も含むものとして計算した。

断面剛度 A；鋼桁+鉄筋+底鋼板+コンクリート

断面剛度 B；鋼桁+鉄筋+底鋼板

断面剛度 C；鋼桁+鉄筋

断面剛度 D；鋼桁

図-5より、C600とC800ともにほぼ同様な荷重-変位曲線を示す結果となった。これは、両者の違いが溝形

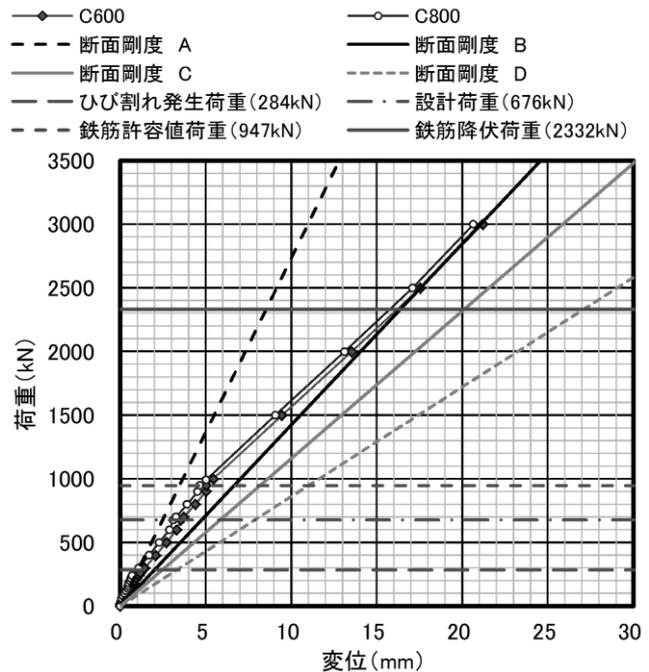


図-5 荷重-変位関係



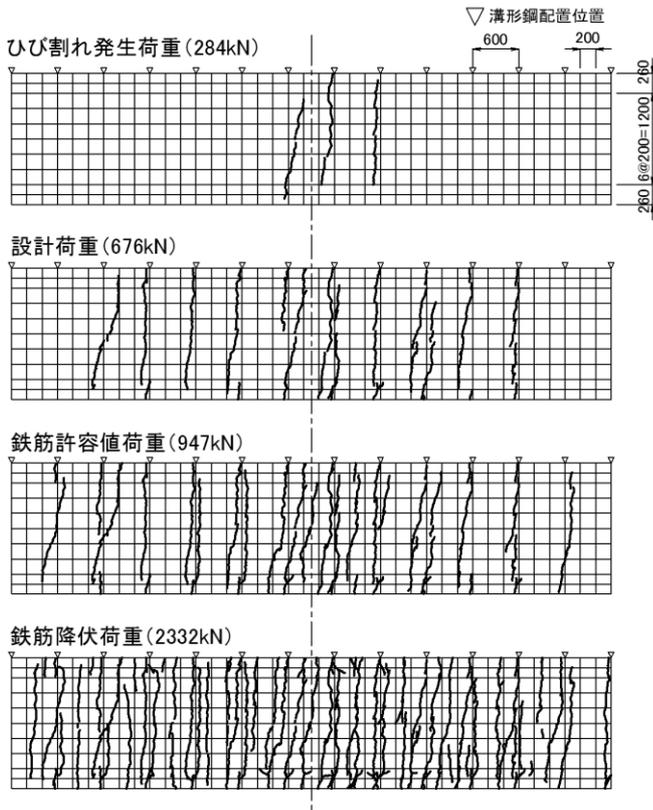


図-9 C600 のひび割れ進展状況

その後、鉄筋降伏まで荷重の増加とともにひび割れが分散していく様子が見てとれるが、今回の実験ではC600の方がC800に比べてひび割れの分散性が良い結果となった。

### 3.5 ひび割れ間隔

$\pi$ ゲージを配置した載荷スパン中央付近の2500mmの

- C600 最大ひび割れ間隔      ○ C600 平均ひび割れ間隔
- ▲ C800 最大ひび割れ間隔      △ C800 平均ひび割れ間隔
- ひび割れ発生荷重(284kN)      - - - 設計荷重(676kN)
- - - 鉄筋許容値荷重(947kN)      — 鉄筋降伏荷重(2332kN)

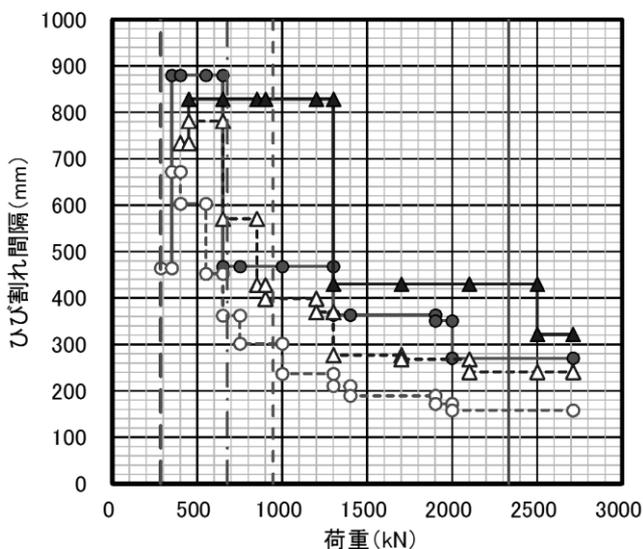


図-11 最大, 平均ひび割れ間隔

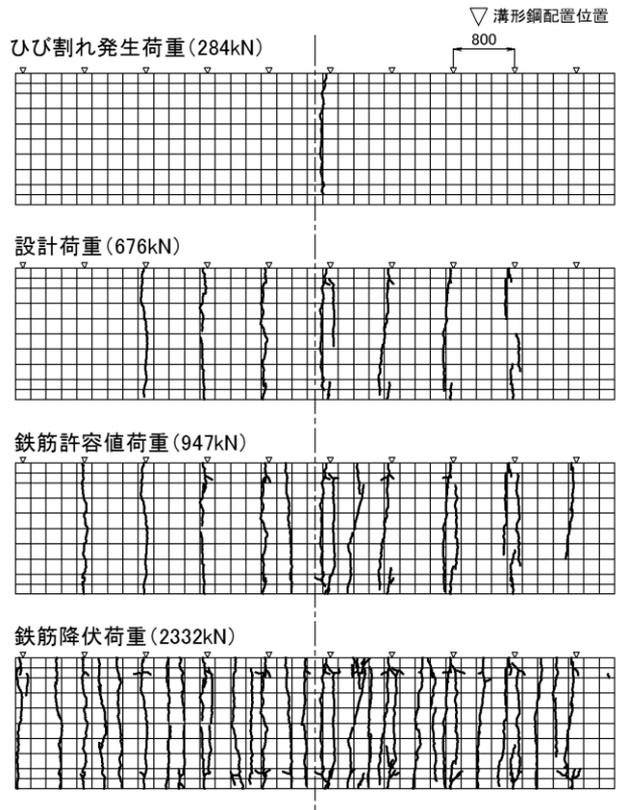


図-10 C800 のひび割れ進展状況

区間におけるひび割れ間隔と荷重の関係を図-11に示す。

同図からも前述したとおり、C600の方がC800に比べてひび割れ間隔が小さく、ひび割れが分散していることが判る。

図-12に平均ひび割れ間隔の実験結果とその近似曲線を示す。ここで、近似曲線には式(1)を用いた。

- C600 平均ひび割れ間隔      △ C800 平均ひび割れ間隔
- C600 近似曲線      — C800 近似曲線

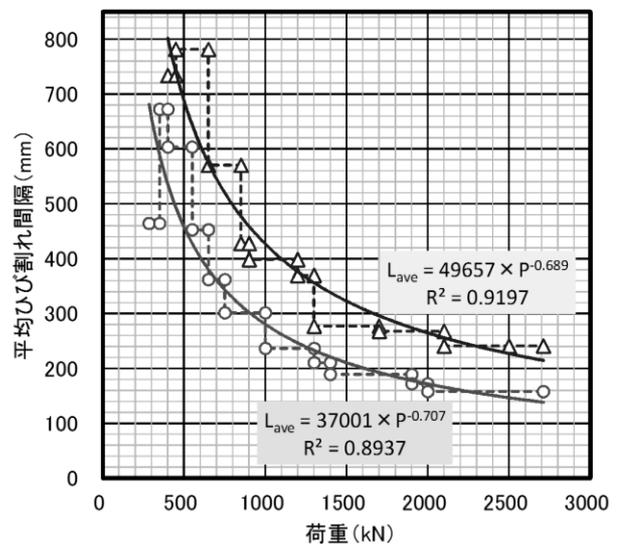


図-12 平均ひび割れ間隔の近似曲線

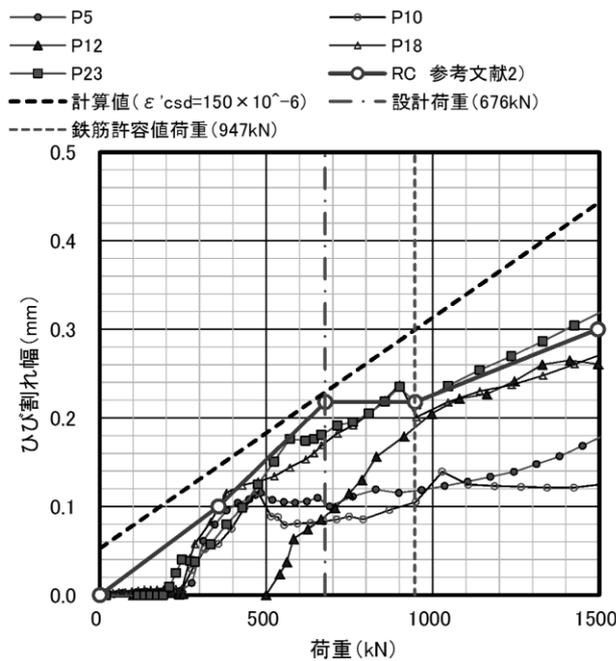


図-13 ひび割れ幅 (C600)

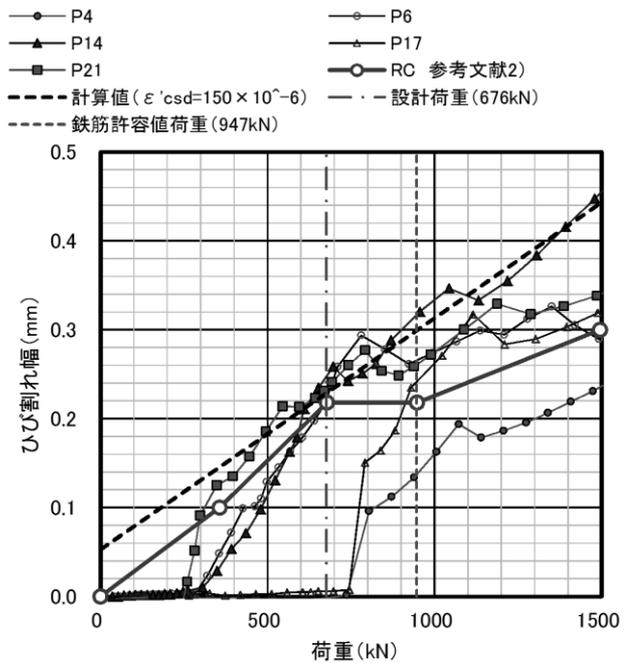


図-14 ひび割れ幅 (C800)

$$L_{ave} = a \times P^n \quad (1)$$

ここに、 $L_{ave}$  : 平均ひび割れ間隔 (mm)  
 $P$  : 載荷荷重 (kN)

同図より、指数部 $n$ の値は C600, C800 とも概ね $-0.7$ となった。そのため、C600 と C800 の平均ひび割れ間隔の概算比率として、両者の近似曲線の係数部の値 $a$ の比を取ると 1.34 (=49657/37001) となり、これは溝形鋼のピッチの比 1.33 (=800/600) にほぼ一致した。

つまり、これはひび割れの分散性が溝形鋼のピッチによって影響を受けることを示している。

### 3.6 ひび割れ幅

$\pi$ ゲージを配置した載荷スパン中央付近の 2500mm の区間における代表的なひび割れ幅と荷重の関係を図-13 および図-14 に示す。

ここで、同図には参考のため RC の実験結果<sup>2)</sup> も合わせてプロットした。これは、複数あるひび割れの幅の最大値を結んだ包絡線であり、鉄筋に発生する応力度が今回の実験と対応するようにプロットした。また、土木学会式<sup>4)</sup> による計算値も同図に示している。

これらより、ひび割れ幅は C600 より C800 の方が大きい結果となった。これは前述の溝形鋼のピッチの違いによるひび割れ分散性の違いに起因する。

また、C600 の各荷重ステップにおける最大のひび割れ幅は RC の実験結果とほぼ同程度であった (例えば設計荷重の時に $-17\%$ 、鉄筋許容値荷重相当の時に $+13\%$ 程度)。また、今回の実験の範囲では、合成床版上面におけるひび割れ幅は土木学会式で $\epsilon'_{csd}=150 \times 10^{-6}$ とした場合の計算値を用いれば、概ねその最大値を包括できる結果となった。

これに対して C800 の各荷重ステップにおける最大のひび割れ幅は RC の実験結果を上回った (例えば設計荷重の時に $+18\%$ 、鉄筋許容値荷重の時に $+47\%$ 程度)。また、今回の実験の範囲では、土木学会式で $\epsilon'_{csd}=150 \times 10^{-6}$ とした場合の計算値を上回り、溝形鋼のピッチの違いによるひび割れ性状の違いを考慮した推定式の構築が必要となる。

### 3.7 ひび割れ幅推定に関する一考察

前述までに、チャンネルビーム合成床版はその溝形鋼の配置ピッチの影響を受けてひび割れ間隔が異なり、その結果としてひび割れ幅が異なるという知見を得た。また、溝形鋼のピッチが 600mm 程度であれば土木学会式でひび割れ幅の最大値を包括できるが、溝形鋼のピッチが 800mm になると別途推定式の構築が必要であるとの知見も得た。

そこで、本研究では実験で得た式 (1) から定常平均ひび割れ間隔を仮定し、既往の研究<sup>5), 6)</sup> を参考にして設定した以下の式 (2) によって計算した最大ひび割れ幅の推定値と実験結果を比較することとした。

$$w_{max} = 1.5 \times L_{ave,u} \times \left\{ \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right\} \quad (2)$$

ここに、 $L_{ave,u}$  : 定常平均ひび割れ間隔 (mm)  
 $\sigma_{se}$  : 橋軸方向鉄筋の応力増加量 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_s$  : 橋軸方向鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon'_{csd}$  : コンクリートの収縮およびクリープなどによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 ( $150 \times 10^{-6}$ )

具体的には式 (1) の指数部の値 $n$ を $-0.7$ 、係数部の値 $a$ を C600 で 37001, C800 で 49657 とし、図-12 からほ

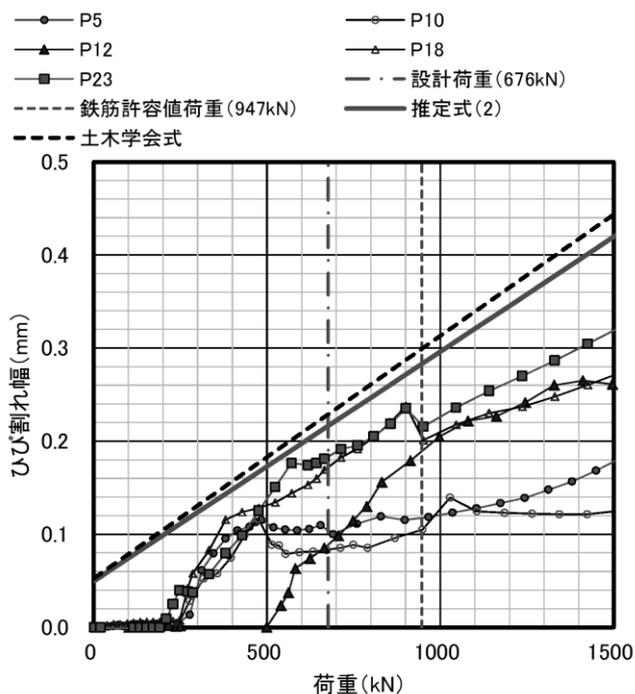


図-15 ひび割れ幅推定値との比較 (C600)

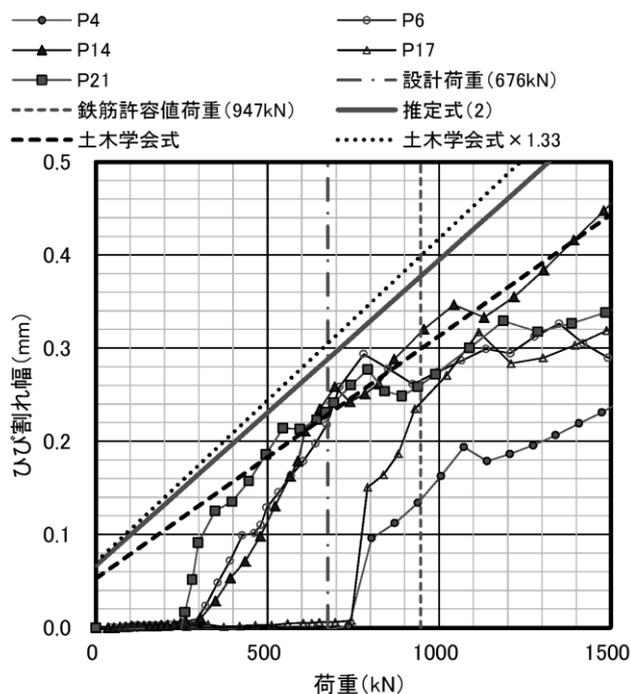


図-16 ひび割れ幅推定値との比較 (C800)

ば定常状態に至ったとみなせる荷重を 1500kN (鉄筋応力度で  $220\text{N}/\text{mm}^2$  程度) と仮定し、定常平均ひび割れ間隔  $L_{ave,u}$  を計算し、式 (2) を用いて最大ひび割れ幅の推定値を計算した。

上記によって計算した最大ひび割れ幅の推定値とひび割れ幅の実験結果の比較を図-15 および図-16 に示す。また、比較のため同図には土木学会式による計算値も示した。

C600 を対象とした図-15 より、最大ひび割れ幅の推定値は実際の最大ひび割れ幅を包括し、かつ土木学会式による計算値とほぼ同等の結果を与えることが判った。

また、C800 を対象とした図-16 より、最大ひび割れ幅の推定値は C600 の場合と同様に、実際の最大ひび割れ幅を包括した。ちなみにこの推定値は土木学会式による計算値に溝形鋼のピッチの比 1.33 (=800/600) を乗じたものとはほぼ同等の結果を与えた。

以上のことから今回の実験の範囲では、鉄筋の応力度が  $220\text{N}/\text{mm}^2$  程度の平均ひび割れ間隔から推定した最大ひび割れ幅は、実際のひび割れ幅の最大値を概ね推定することが可能であると言える。

なお、本考察は根拠とする試験体も少なく、また、影響すると考えられる橋軸方向鉄筋の鉄筋比などの条件も本実験の場合に限定されるため、実用化するためには今後多くの試験結果を反映していく必要があるものと考えられる。

#### 4. まとめ

本研究で得られた結論を以下に示す。

- (1) 荷重-変位関係、荷重-中立軸の高さ関係、断面内のひずみ分布の結果から、ハンチ部を含む底鋼板は設計荷重や鉄筋許容値荷重までは曲げモーメントに対して有効に作用することが判った。その後コンクリートのひび割れの進展や開口の影響を受けて底鋼板の曲げ剛度への寄与率は減少するものの、その全体挙動への影響は少ない。
- (2) コンクリートに発生するひび割れは、先ず溝形鋼の背面側で発生し、その後分散する。このひび割れの分散性は溝形鋼のピッチによって影響を受け、平均ひび割れ間隔の概算比率は溝形鋼のピッチの比にほぼ一致した。
- (3) ひび割れ幅は溝形鋼のピッチの違いによるひび割れ分散性の違いの影響を受け、間隔が 800mm のものが 600mm のものより大きい結果となった。

また、C600 の各荷重レベルにおける最大のひび割れ幅は RC の実験結果とほぼ同程度であった。また、土木学会式による計算値を用いれば、概ね最大ひび割れ幅を包括できる結果となった。

これに対して C800 の各荷重レベルにおける最大のひび割れ幅は RC の実験結果や土木学会式を上回り、溝形鋼のピッチの違いによるひび割れ性状の違いを考慮した推定式の構築が必要となる。

- (4) 最大ひび割れ幅の推定に関して、一考察を加えた。その結果、今回の実験の範囲では、鉄筋の応力度が  $220\text{N}/\text{mm}^2$  程度の平均ひび割れ間隔から推定した最大ひび割れ幅は、実際のひび割れ幅の最大値を概ね推定することが可能であるとの結果を得た。

#### 参考文献

- 1) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 岩田幸三, 伊藤 剛 : 長支間床版用の鋼・コンクリート合成床版を適用した連続合成げたの中間支点部の静的載荷試験, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.241-246, 2002
- 2) 村田 茂, 亀山誠司, 西澤正博, 中島義信, 稲熊唯史 : PCF 合成床版の実物大実験における構造特性の検証, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.247-252, 2002
- 3) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 2002
- 4) 土木学会 : コンクリート標準示方書, [設計編], 2007
- 5) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 松井繁之, 栗田章光 : 鋼・コンクリート合成床版を適用したプレストレスしない連続合成げたの中間支点部の静的載荷試験, 構造工学論文集 Vol.49A, pp.1115-1126, 2003
- 6) 趙 唯堅, 丸山久一 : 鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ幅算出式の再評価, 土木学会論文集 No.490/V-23, pp.147-156, 1994