

既設橋架替え用プレファブ鋼床版桁橋の構造特性と実用化に関する研究

Studies on the Structural Characteristic and Utilization of Prefab Steel plate floor girders for Rebuilding of Bridge

呉 紅軍*, 佐藤政勝**, 辻本和敬***

Hong jun Wu, Masakatsu SATOU, Kazunori TSUJIMOTO

*工修, 千葉工業大学大学院, 工学研究科土木工学専攻 (〒275-8588 習志野市津田沼 2-17-1)

** 工博, 千葉工業大学教授, 工学研究科土木工学専攻 (〒275-8588 習志野市津田沼 2-17-1)

***工修, ショーボンド建設株式会社, 神戸支店技術課 (〒658-0023 神戸市東灘区深江町 14-4)

This paper proposed new type prefab girder bridge with steel plate floor, as the bridge for rebuilding. This new type bridge is taking in about the steel plate floor of CT-shaped ribs and using section steel for all steel materials other than a deck plate. And this structure, the longitudinal joint of bridge was joined the adjoined angle steel web with the high-strength bolt in the deck plate lower part. This attained curtailment of manufacture cost and labor saving of local construction. And the static loading test was conducted about proposed prefab girder bridge with steel plate floor, FEM analysis was carried out simultaneously. Those results was solved the structure characteristic of proposed girder bridge with steel plate floor and checked the structure performance as a highway bridge. And structure details were examined on the occasion of utilization.

Key Words: steel plate floor girder bridges, loading tests, FEM analysis, design method

キーワード: 鋼床版桁橋, 曲げ載荷試験, FEM 解析, 設計法

1. 緒 言

平成9年度に実施した「既設橋架替実態調査」¹⁾では昭和61年7月から平成8年6月までに、架替えられた橋長15m以上の橋梁は1923橋であり、その36%を占める総幅員5m以下の既設橋について、架替え後では総幅員が拡幅され、道路橋としての機能向上が図られていること、また新設橋では鋼橋とPC橋にはほぼ二分されていること等が報告されている。平成6年の道路橋示方書の改訂による設計活荷重の増加に伴い、活荷重の占める割合の大きい小支間橋梁の応力照査では、主桁の作用応力が許容応力度を超えるものが多く、既設橋架替えが増加の傾向にある。現地施工の省力化・迅速化に対応出来る架替え橋として鋼床版橋が注目されている。特に、既設橋車道幅員の拡幅が要求される場合、自重の軽さが大きなメリットになり、新設橋に採択される割合が高い。

従来の鋼床版床組ではデッキプレートが格子状にかつ、同一平面に配置された縦リブと横リブによって補強されており、工場製作において手溶接による隅肉溶接が多く、製作工数も多く係り製作コストも増大する他、縦リブと横リブとの平面交差部にスカーラップを必要とし、複雑なディテール構造であって疲労亀裂の発生要因になる等力学的な問題がある。森ら²⁾は、縦リブにはCT形鋼を用い、横リブを省略し、縦リブを直接横桁で支持させることで、

上記問題を解決し、さらに、横桁と交差する直上の縦リブの垂直補剛材も省略し、かつ、縦リブCT形鋼と横桁とは高力ボルト接合したCT形鋼鋼床版を考案し、載荷実験により、その耐荷力には問題のないことを確認した。

そこで、小径間橋の架替え用として、このCT形鋼鋼床版の床組構造を取り込み、さらに鋼材費、工場製作工数の削減と現地施工の省力化を図ったプレファブ鋼床版桁橋を提案する。即ち、主桁にはH形鋼を、縦リブにはCT形鋼や山形鋼を、横桁には溝形鋼を用いることにより、鋼材調達費の低減化を図り、工場製作においては、デッキプレートとH形鋼フランジ縁端およびCT形鋼ウェブの隅肉溶接により製作工数の削減を達成し、工場でプレファブ化した鋼床版桁を架設現場に搬入後は、隣接する縦リブ山形鋼同士を高力ボルトで引張接合することにより、車線間継手のデッキプレートの突合せ溶接や高力ボルト摩擦接合を排除し、施工の省力化を図ると共に工期を短縮したものである。なお、高力ボルト引張接合は平成14年道路橋示方書・同解説³⁾(以下、道示と記す)の改訂により、高力ボルト継手工法として新たに規格化されている。

本論文では、提案したプレファブ鋼床版桁橋の部分模型について曲げ載荷実験を行い、同時にFEM解析を実施し、それらの結果の比較から、本鋼床版桁橋の力学的特性を解明したうえで、道路橋としての構造性能を確認し、実橋への適用に際し構造細目を検討した。構造性能確認として以

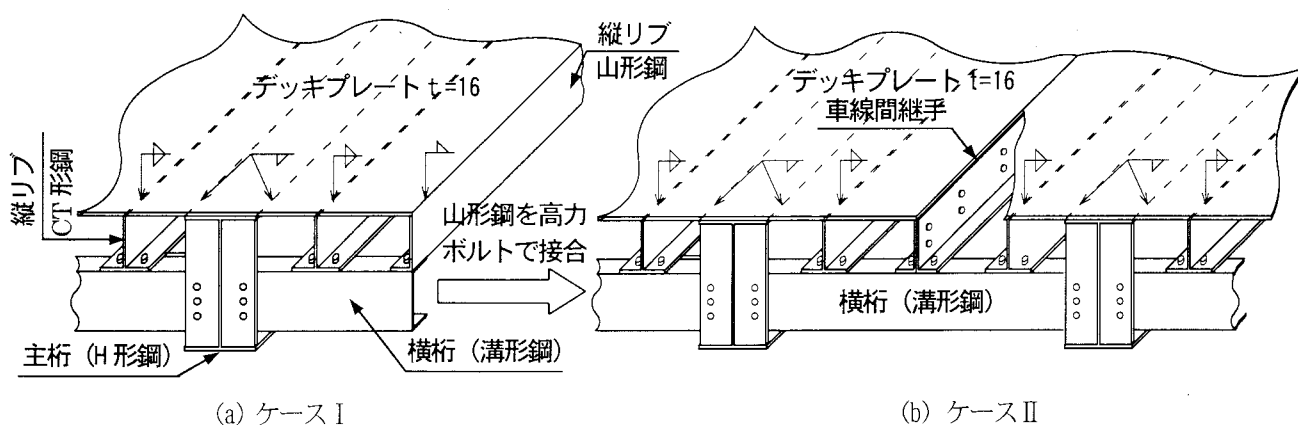


図-1 プレファブ鋼床版桁橋の鳥瞰図

下の2種類の鋼床版桁橋の部分模型について曲げ載荷実験とFEM解析を実施した。

①供試体Ⅰの構造(図-1(a)と図-2参照)

デッキプレートの板厚は、縦リブ間隔を広くする目的で、床版取替え用鋼床版バトルデッキ⁴⁾の板厚16mmを採用し、そのデッキプレート下面にH形鋼と縦リブCT形鋼および両側縁端に縦リブ山形鋼を隅肉溶接で接合し、さらにCT形鋼と山形鋼のフランジを直接横桁に高力ボルトで接合した。CT形鋼鋼床版²⁾では横桁にH形鋼を用いているが、本供試体ではH形鋼補剛材に横桁を取付ける際にブランジ部を欠損加工しないで済むように、溝形鋼を用いた。

②供試体Ⅱの構造(図-1(b)と図-3参照)

デッキプレート下方で隣接する縦リブ山形鋼ウェブを高力ボルト引張接合した車線間継手に着目した供試体である。図-1(b)と図-2では主桁間中央位置に車線間継手を設けているが、車道幅員の拡幅(外主桁から側端縁までの距離)に対応して他の縦リブに継手を設置できる。また、山形鋼ウェブの高力ボルト締め付け作業とアスファルト舗設作業を同時に行うこともできる。

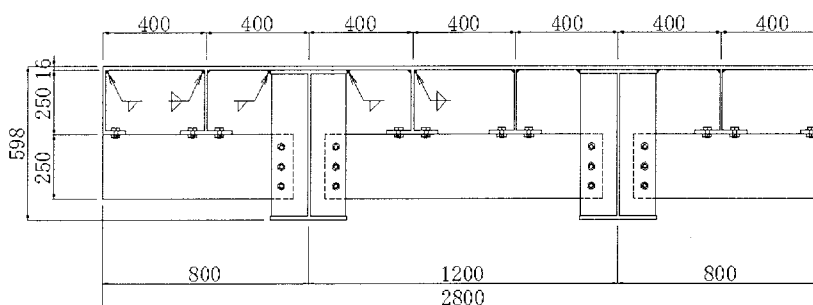


図-2 供試体Ⅰの断面図

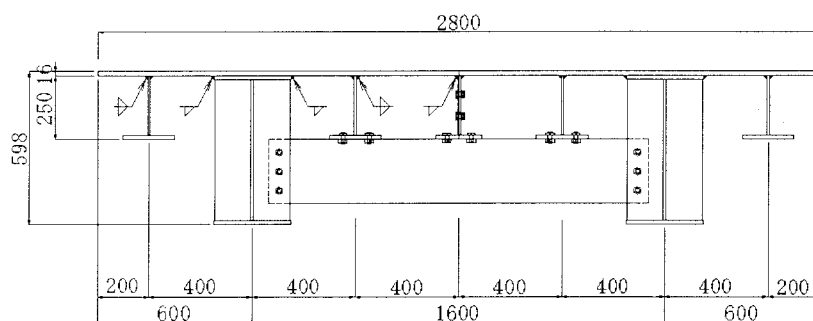


図-3 供試体Ⅱの断面図

表-1 鋼材の形状および引張試験の結果

部材	板厚・寸法 (mm)	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
デッキプレート	16	SM400A	327	456
主桁	H-582×300×12×17	SS400	283	430
縦リブ	CT-250×200×10×16	SS400	289	442
	L-250×90×10×15	SS400	310	463
横桁	C-250×90×9×13	SS400	375	459

2. 実験概要

2.1 供試体

支間15m程までの既設橋架替を想定し、鋼床版桁橋の部分模型(供試体)の形状とその寸法を選定した。道示Ⅱ.8.4.5の規定では板厚16mmのデッキプレートに対し縦リブの最大間隔は、432mm(16mm/0.037)まで拡張できるが、供試体Ⅰではその間隔を400mmとした。主桁間隔は縦リブ間隔3倍の1.2mとし、既設橋の車道幅員

の拡幅を配慮し、主桁ウェブからの張出し距離を縦リブ間隔の2倍0.8mとした(図-2参照)。また、道示Ⅱ.10.6.2の規定では、中間横桁の最大間隔は6mであるが、本橋では横桁が直接縦リブを支持する形式であり、実用的間隔として3~4mと限定し、横桁間隔を4mに設定し、この4mを供試体の支間とした。

供試体Ⅱは、供試体Ⅰの静的載荷実験終了後に、その供試体のデッキプレート中央部を橋軸方向にガス切断し、それぞれのブロック側縁端に位置する山形鋼ウェブを高力

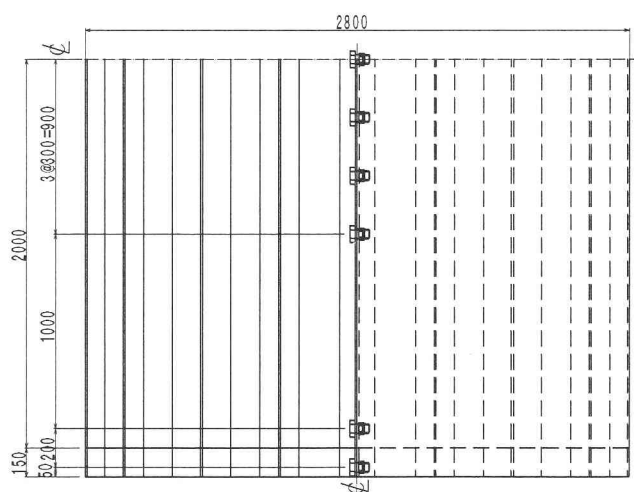


図-4 供試体Ⅱの平面図

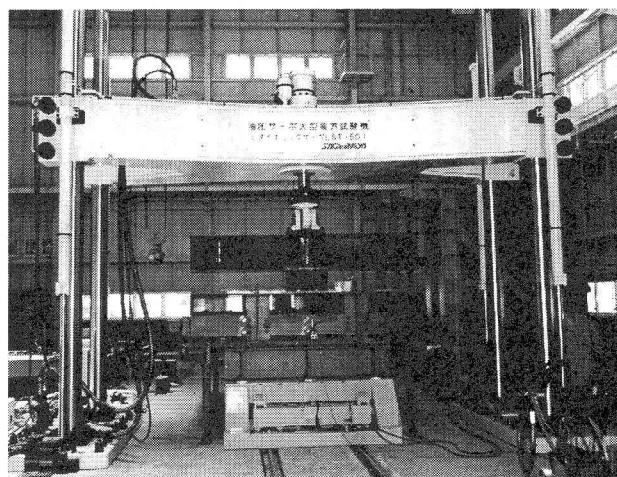


写真-1 載荷 CC における実験状況



図-5 供試体Ⅰにおける載荷位置

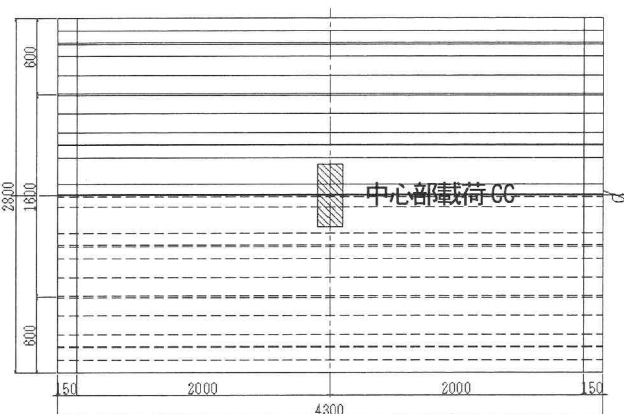


図-6 供試体Ⅱにおける載荷位置

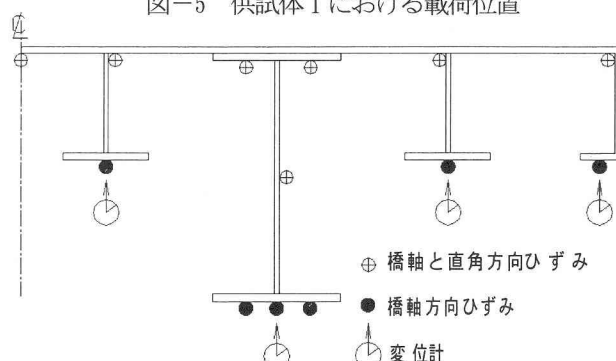


図-7 供試体Ⅰの支間中央断面における鉛直変位とひずみの計測位置

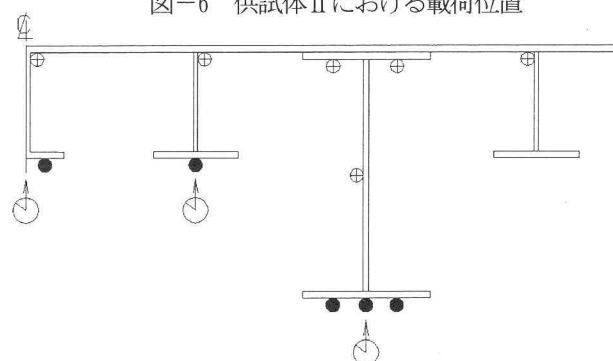


図-8 供試体Ⅱの支間中央断面における鉛直変位とひずみの計測位置

ボルト (M22, F10T) で引張接合したものである。支間中央近傍での載荷を考慮し、支間中央を挟んで両側 0.9m 範囲に 0.3m 間隔で、桁端では支承線を挟む前後 0.2m 間隔で引張高力ボルトを配置した (図-4 参照)。供試体Ⅰの張出し縁端部同士を接合したので、主桁間隔が縦リブ間隔の 4 倍の 1.6m になったが (図-3 参照)、支間は供試体Ⅰと同じである。

使用した鋼板と形鋼の寸法、材質および試験片の引張試験結果を表-1 に示す。

2.2 実験方法

写真-1 に示すよう供試体は可動台車に乗せた H 形

鋼の上方に設置し、支点の回転を拘束しないように支承鋼板を丸鋼で支持した。設計荷重レベルでの構造性能確認を狙い、自動車の輪荷重を想定し、底面 500×200mm の載荷受具を用いた。供試体Ⅰでは供試体中心部 (以下、CC 載荷と記す) には 200kN まで、支間中央の主桁上 (以下、CG 載荷と記す) と張出し部縦リブ上 (以下、CO 載荷と記す) には橋軸中央を挟んで対称にそれぞれ 100 kN まで載荷した (図-5 参照)。供試体Ⅱでは供試体中心部のみに 200kN まで載荷した (図-6 参照)。

図-7、8 に示すよう支間中央断面における主要箇所に変位計とひずみゲージを取付け、各荷重段階において鉛直変位とひずみを計測した。ここでは、供試体形状および載荷位置の対称性を利用し、計測は片側のみ実行した。

3. 数値計算とFEM解析

3.1 初等梁理論に基づく応力とたわみの計算

供試体Ⅰの主桁直上载荷においては、道示Ⅱ.10.3.5の規定に従ったデッキプレートの有効幅およびH形鋼フランジを上フランジとする鋼主桁が载荷荷重を負担する、いわゆる初等梁理論に基づく常用計算により、応力とたわみを算出する。鋼主桁の断面諸量を表-2に示し、荷重P=100kNにおけるH形鋼の曲げ応力を表-3に示す。ここで、 Y_u と Y_d は中立軸からデッキプレート上面と下フランジ下縁までの距離、 I_z は断面2次モーメントであり、 σ_{hu} 、 σ_{hc} 、および σ_{hd} はH形鋼上縁、中央および下縁における曲げ応力である。

本橋のように支間/桁高比が大きくない場合、せん断力によるたわみを無視できないので、せん断たわみを考慮した次式により、支間中央におけるたわみ： δ (mm) を算出する⁵⁾。

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI_z} + \frac{\alpha Pl}{4AG} \quad (1)$$

ここで、Eは弾性係数 $=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、 I_z は断面2次モーメント、Gはせん断弾性係数 $=7.7 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、Pは支間中央に作用する集中荷重、Aは断面積、 l は支間、 α は図心のせん断応力および平均せん断応力の比を表す係数である。

デッキプレート、主桁と縦リブで構成した断面に対する α を厳密に求めるのは難しいので、供試体Ⅰをその断面2次モーメントと等価な鋼I桁に置換し、近似的に α を求める。図-9に示すI桁に対する α は次式で求まる。

$$\alpha = \frac{A}{bI_z} \left[\frac{bh^2}{8} - \frac{h_1}{8}(b-b_1) \right] \quad (2)$$

鋼I桁における h は全桁高598mm、 b はH形鋼フランジ幅300mm、主桁ウェブ厚さは12mmとし、 $I_z=1.83 \times 10^9 \text{ mm}^4$ に等価になる h_1 、 A を求めると527mm、 $2.76 \times 10^4 \text{ mm}^2$ を得る。これらの値を式(2)に代入して $\alpha=4.28$ が得られる。次に、 $P=100\text{kN}$ 、 $l=4000\text{mm}$ を式(1)に代入して $\delta=0.56\text{mm}$ が得られる。

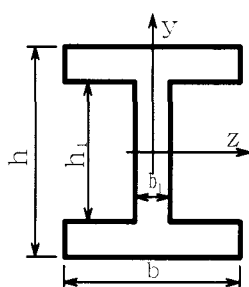


図-9 鋼I桁断面

3.2 FEM解析

実験結果を評価する手段として、MSC/Nastran for windows⁶⁾を用いてFEM解析を実行した。供試体ⅠとⅡに適用した解析用モデルをそれぞれ図-10と図-11に示す。

表-2 供試体Ⅰにおける鋼主桁の断面諸量

Y_u (mm)	Y_d (mm)	I_z (mm^4)
172.1	425.9	1.83×10^9

表-3 P=100kNにおけるH形鋼の曲げ応力

σ_{hu} (N/mm^2)	σ_{hc} (N/mm^2)	σ_{hd} (N/mm^2)
-8.5	7.4	23.1

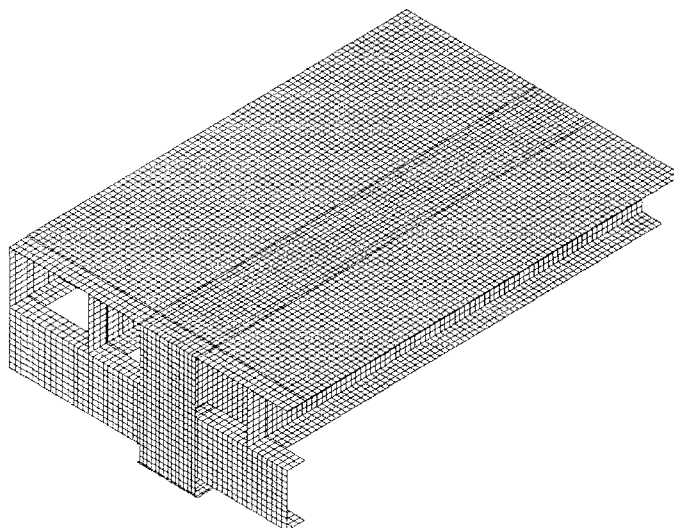


図-10 供試体Ⅰの解析モデル図

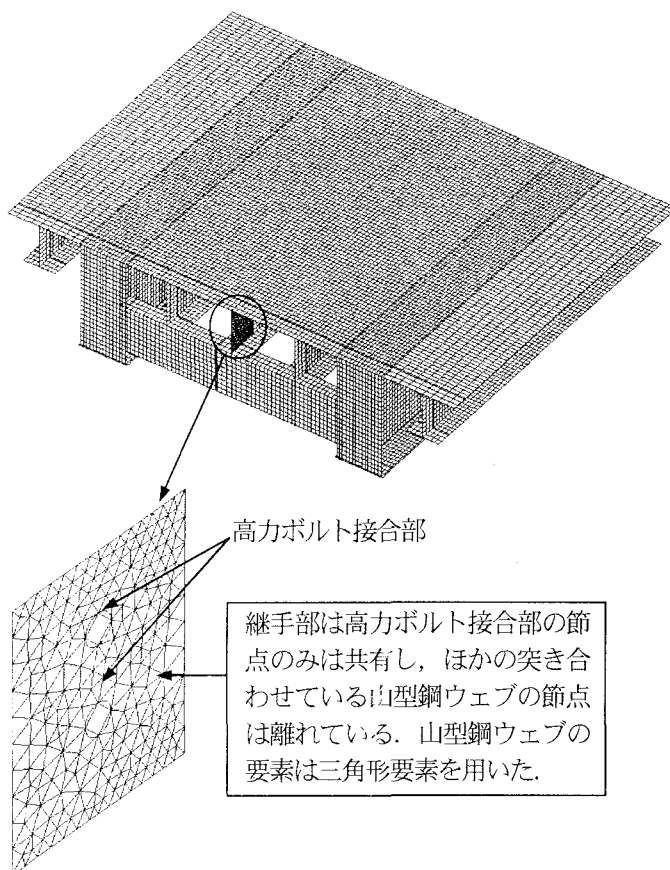


図-11 供試体Ⅱの解析モデル図

供試体Ⅰでは全ての鋼部材を四角形の板要素を用いてメッシュ分割し、高力ボルトで接合している部材同士は一体と見なし、さらに供試体形状と载荷位置の対称性を利用して全体の1/4をモデル化した。供試体Ⅱでは車線間継手部において、高力ボルトの接合位置でのみ山形鋼ウェブが繋がるようモデル化し、山形鋼ウェブには三角形板要素を用いた。その他部材での高力ボルト接合箇所は供試体Ⅰと同様に一体と見なした。

4. 実験および解析の結果と考察

4.1 主桁上载荷における応力とたわみ

実験では载荷位置直下の計測値には局部変形や応力集中等により大きなばらつきが予想されるので、該当するデータは比較検討の対象から除外した。

図-12に、CG 载荷 $P=100\text{kN}$ 時支間中央断面の主桁、縦リブとデッキプレート下面における橋軸方向の曲げ応力： σ_x （以下、 σ_x と記す）を示す。ここで、数値と括弧内数値はFEMモデルから得られた値（以下、解析値と記す）と実験でひずみ計測から求めた曲げ応力（以下、実験値と記す）であり、ウェブ位置の実線はウェブ中心面での σ_x 分布の解析値である。

主桁の σ_x について常用計算による値（以下、計算値と記す）も併せて表示したものが図-13である。ここで、実線と破線は解析値と計算値であり、三角印は実験値である。これらの図から、解析値では主桁からデッキプレートへ応力が伝達されるに伴うせん断遅れの影響を受けウェブ上方の応力が大きくなる傾向がみられるが、解析値は計算値と同じ傾向であること、主桁ウェブ中央での σ_x (N/mm^2) は、計算値で7.4、解析値で7.2、実験値で7.1であり、他の計測位置でも解析値と実験値はほぼ等しいことが確認できた。

図-12に示すよう張出し端部縦リブの σ_x は小さく荷重分担を無視できるが、主桁両側の縦リブには同程度の σ_x が生じており、それぞれが荷重を分担している。これらの発生曲げ応力から求まる作用曲げモーメントの全断面作用モーメントに対する比が縦リブの荷重分担である。常用計算により、主桁両側の縦リブの荷重分担として、両縦リブに作用する曲げモーメントの合計が $1.96 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm}$ で、全断面作用モーメントが $1.0 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{mm}$ であるから両縦リブの荷重分担率は20%である。同载荷時における主桁下フランジのたわみを図-14に示す。ここで、実線は解析値であり、支間中央の黒丸印と三角印は計算値と実験値である。解析値は実験値にほぼ等しいが、計算値はこれらの値より1割ほど大きい値である。

これらの応力とたわみの計算値、解析値と実験値の比較検討から、今回のFEMモデルが妥当だと考えられる。

4.2 張り出し縦リブ上载荷における応力とたわみ

図-15に、CO 载荷 $P=100\text{kN}$ 時支間中央断面の主桁と縦リブにおけるひずみ計測位置での σ_x の解析値と実験

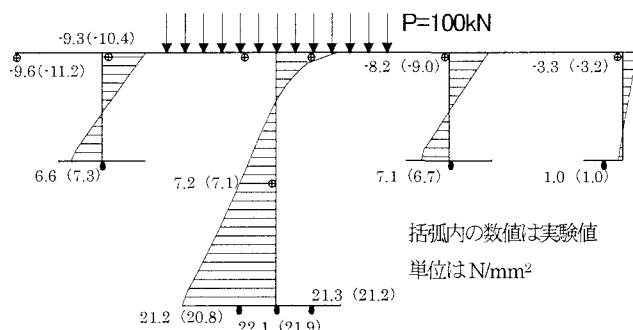


図-12 CG 载荷時中央断面における σ_x

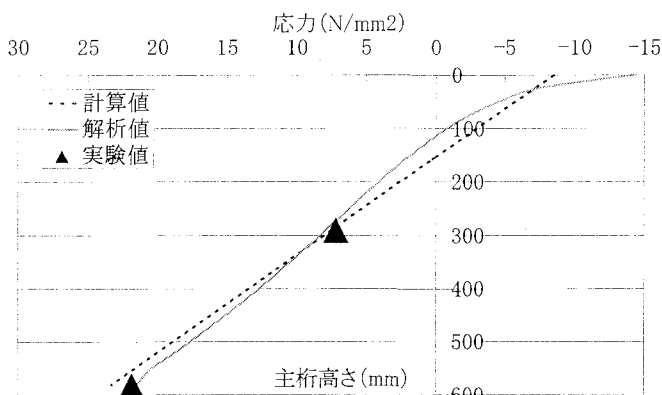


図-13 CG 载荷時中央断面の主桁の σ_x

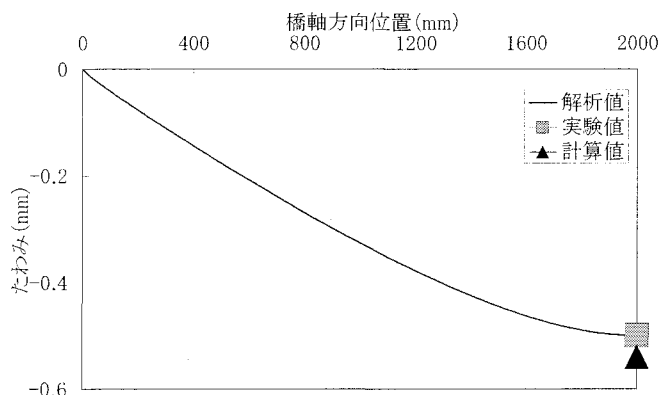


図-14 CG 载荷時橋軸方向の主桁たわみ

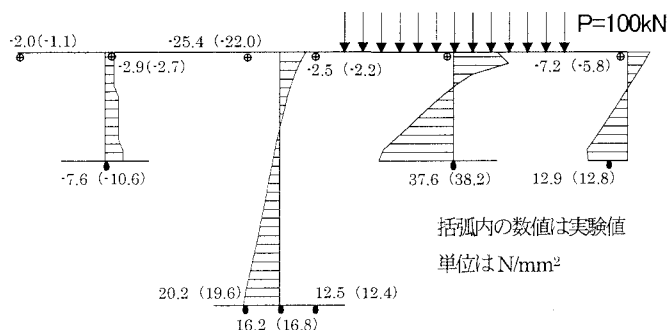


図-15 CO 载荷時中央断面における σ_x

値およびウェブ中心面での σ_x 分布の解析値を示す。解析値は実験値にほぼ等しく、载荷下縦リブのフランジに最大の $\sigma_x=37.6 \text{ N/mm}^2$ が生じ、また主桁下フランジに 16.2 N/mm^2 が生じている。主桁ウェブの応力分布はCG 载荷のそれと多少異なるが、主桁下フランジの σ_x の比較から主桁の荷重分担は $16.2/22.1 \times 0.8=59\%$ と推定できる。

同载荷における供試体Ⅰの1/4FEMモデルの変形図と支間中央断面の変形を図-16と17に示す。図-17中における数値と括弧内数値はたわみの解析値と実験値である。载荷下縦リブが大きく変形し、主桁を挟んで反対側の主桁内側の縦リブは主桁より浮き上がっている。この現象は図-15に示すよう該当縦リブに負曲げが作用していることと符合する。また、偏心载荷に伴う曲げ振れによる変形が観察され、特に主桁ウェブの面外変形が顕著である。縦リブでは解析値と実験値は若干異なるが、主桁下フランジの解析値と実験値は一致しており、FEM解析モデルの妥当性が検証された。

4.3 主桁間中央载荷における応力

供試体ⅠとⅡにおけるCC载荷 $P=140\text{kN}$ 時支間中央断面の主桁と縦リブに生じる σ_x を図-18と図-19に示す。実橋ではT-荷重:100kNに衝撃荷重として40kN割り増した140kNに対し、縦リブの安全性を検討した。供試体Ⅰ、Ⅱとも、解析値と実験値はほぼ等しいことが確認される。CC载荷でも σ_x の最大は载荷下縦リブのフランジに生じるが、供試体Ⅰ、Ⅱとも曲げ許容応力度 140N/mm^2 の5割以下であり、縦リブの安全性が確認された。

主桁間に縦リブを2本有する供試体Ⅰの主桁フランジに 8.7N/mm^2 が生じており、CG载荷時の下フランジの 15.5N/mm^2 ($P=70\text{kN}$ に換算)の比較から主桁の荷重負担は $8.7/15.5 \times 0.8 = 45\%$ と推定できる。一方、主桁間に縦リブを3本有する供試体Ⅱでは張出し部縦リブの σ_x は小さいのでこの縦リブの荷重負担を無視すると、主桁の荷重負担は $2.9/15.5 \times 0.8 = 15\%$ と推定でき、残差の85%を主桁間3本の縦リブが分担している。载荷下縦リブフランジの 66.8N/mm^2 は隣接のCT形鋼縦リブの 33N/mm^2 に対し2倍の値であり、主桁間縦リブの荷重負担の50%を载荷下縦リブが、残差の50%を隣接するCT形鋼縦リブ2本が負担するとした場合、全荷重に対する载荷下縦リブと隣接縦リブの負担はそれぞれ43%と21%になる。次に、これらの荷重負担を考慮し、デッキプレート幅を400mmとした载荷下縦リブおよび隣接縦リブについて、下フランジの曲げ応力を求めるとそれぞれ 67.1N/mm^2 および 33.2N/mm^2 となる。

4.4 主桁間中央载荷におけるたわみ

CC载荷 $P=140\text{kN}$ 時における供試体Ⅰ全体の1/4FEMモデルの変形図と支間中央断面の変形を図-20と22に示し、供試体Ⅱ全体の1/2FEMモデルの変形図と支間中央断面の変形を図-21と23に示す。図-22、23ではデッキプレート下面、主桁と縦リブの下フランジにおけるたわみの解析値と実験値を数値と括弧内数値で表示している。これらの解析値と実験値に加えてデッキブ

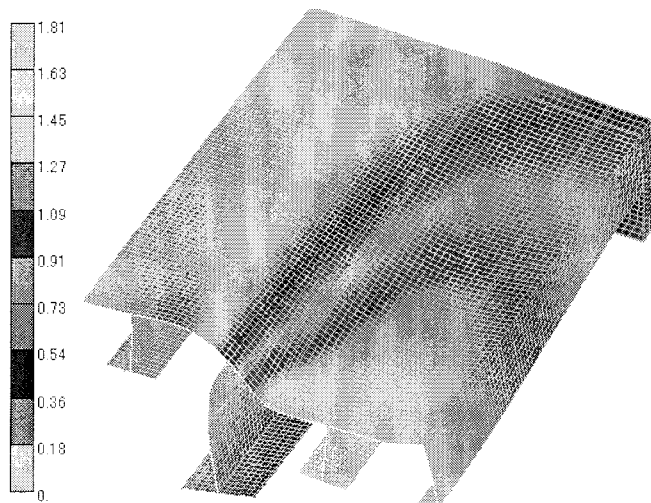


図-16 CC 载荷時供試体1/4の変形図

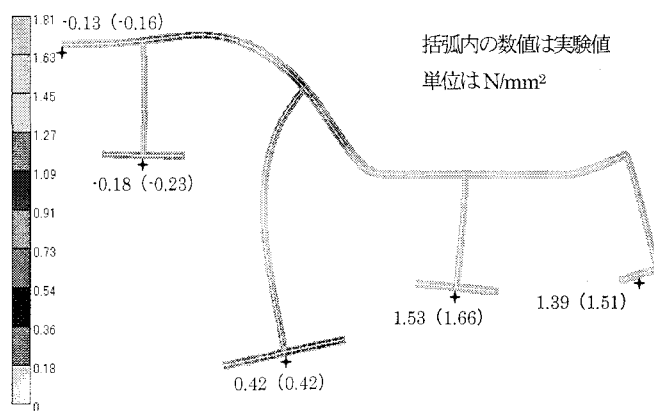


図-17 CC 载荷時支間中央断面の変位

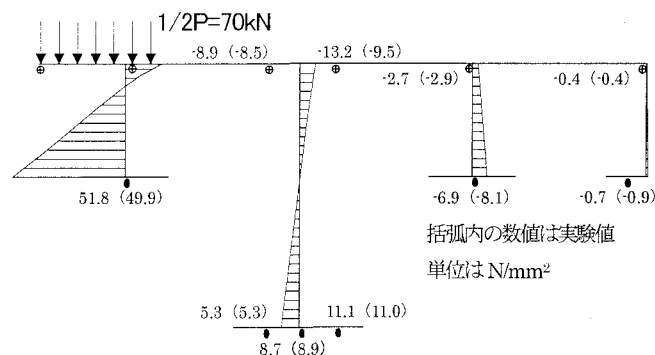


図-18 CC 载荷時中央断面における σ_x

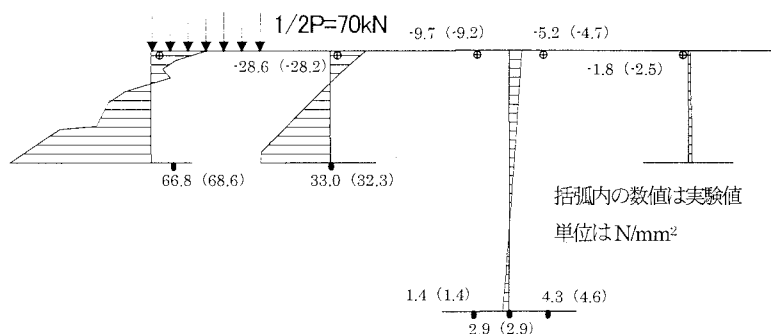


図-19 供試体ⅡCC 载荷時中央断面における σ_x

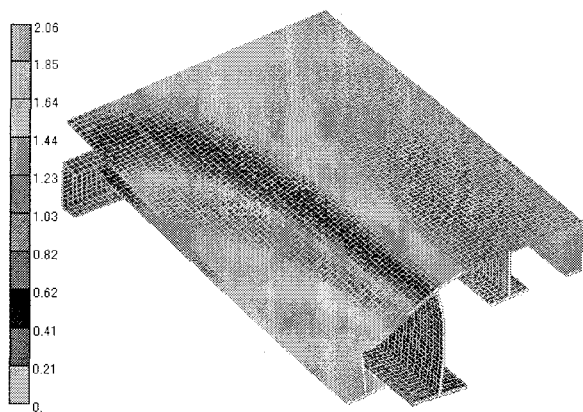


図-20 CC 荷重時供試体 1/4 の変形図

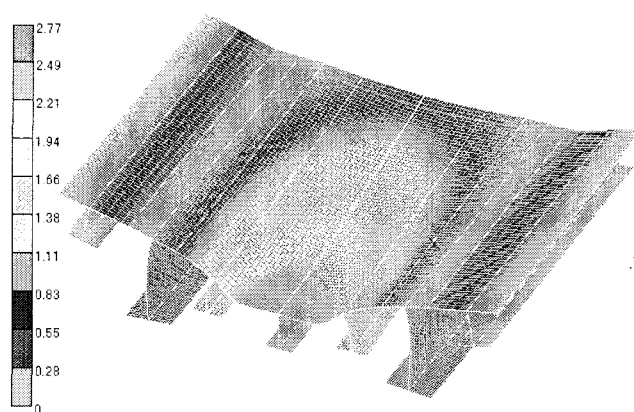


図-21 供試体Ⅱの CC 荷重時全体 1/2 の変形図

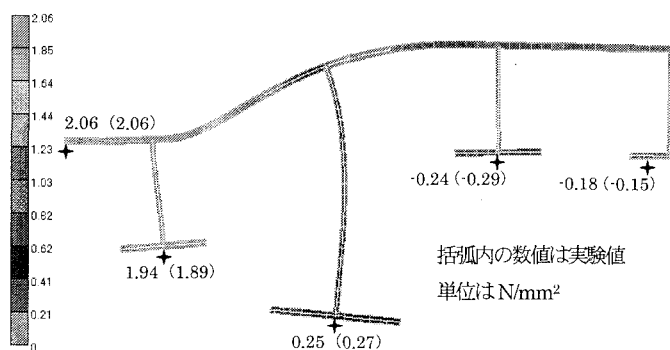


図-22 CC 荷重時支間中央断面の変位

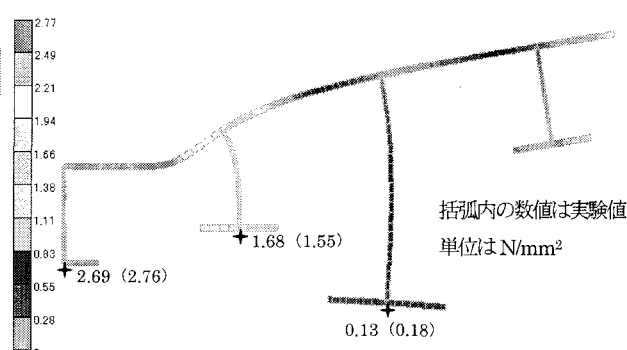


図-23 供試体Ⅱ CC 荷重時中央断面の変位

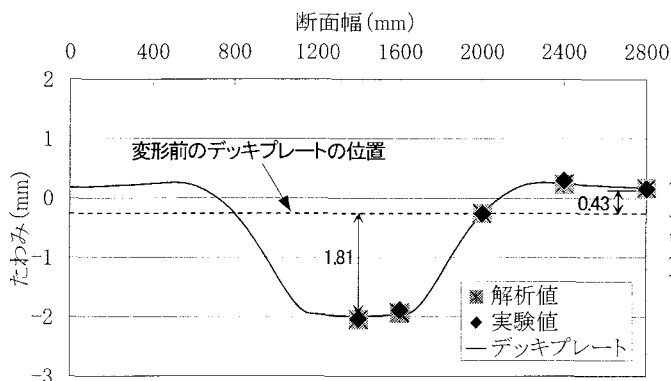


図-24 供試体Ⅰ CC 荷重時支間中央のたわみ

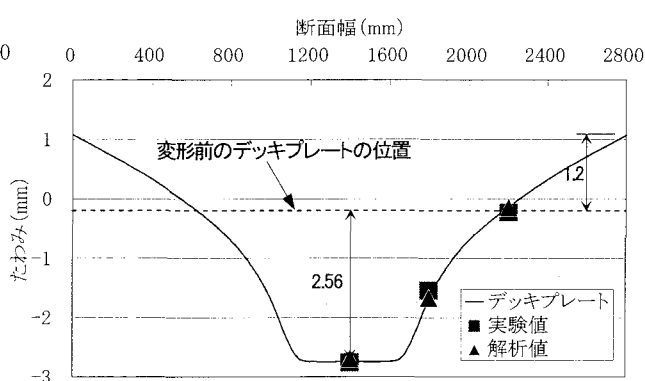


図-25 供試体Ⅱ CC 荷重時支間中央のたわみ

レータの解析値を実線で表示したものが図-24（供試体Ⅰ）、図-25（供試体Ⅱ）である。供試体Ⅰ、Ⅱとも縦リブと主桁フランジにおけるたわみの解析値は実験値とはほぼ等しく、解析モデルの妥当性が確認された。

供試体Ⅰ、Ⅱとも中央集中荷重に伴う曲げ振れによる変形が見られ、主桁外側のデッキプレートと縦リブは主桁より浮き上がっている。外側に横桁のない供試体Ⅱではデッキプレートが直線的に変形し、主桁から 0.6m 離れた縁端の浮き上がり量は 1.2mm であるに対し、横桁のある供試体Ⅰでは縦リブ鋼まで直線的に浮き上がるがその外側位置においては若干減少し、主桁から 0.8m 離れた縁端縦リブの浮き上がり量は 0.43mm で、供試体Ⅱの 35% 程であり、縦リブの変形に及ぼす横桁の効果が確認された。

最大たわみは主桁間中央で生じ、図-24、25 に示すよう供試体ⅠとⅡにおける主桁位置からのデッキプレーと

のたわみはそれぞれ 1.81 と 2.56mm である。供試体Ⅱに比べて、供試体Ⅰのたわみが少ない理由として、前節での応力から推察したよう主桁による荷重分担の相違が考えられる。また、供試体Ⅱの実験値はデッキプレート幅を 400mm とした縦リブについて、常用計算により求めた計算値 6.26mm の 41% であって、曲げ応力について考察した荷重下縦リブの荷重分担 42% に近似した値である。

道示Ⅱ 8.4.5 の規定では舗装に悪影響を及ぼさないようデッキプレートの輪荷重（衝撃を含む）によるたわみを縦リブ間隔の 1/300 以下に制限し、縦リブ最大間隔を規定している。そこで、主桁間中央におけるデッキプレートの制限たわみを主桁間隔の 1/300 に設定し、実験値を照査する。実験値の 1.81mm と 2.56mm はそれぞれの制限たわみ量 45% と 60% であり、縦リブの曲げ剛性についても安全性が検証された。

5. 実橋への適用に向けての設計法と構造細目の検討

本実験と解析の結果から得られた新しい知見を踏まえ、その橋長が15m程までの既設橋架替え用プレファブ鋼床版桁橋の設計および構造細目を提案する。

(1) 設計法

鋼主桁および縦リブの作用応力は道示Ⅱ.8.4.2、Ⅱ.10.3.5に準拠し、常用計算で求めた設計応力を照査する。但し、床版作用としての縦リブの応力照査では、道示Ⅱ.8.4.4におけるデッキプレートの有効幅は縦リブ間隔の1/2としてよい。

(2) デッキプレート板厚と縦リブ間隔

縦桁リブの最大間隔は道示Ⅱ.8.4.5に準拠し、デッキプレートの板厚の27倍とする。板厚18, 19mmを厚くすることによりトラフリブ間隔を広くし、溶接施工の省力化を図った合理化鋼床版橋⁷⁾が提案されているが、鋼重量の増加に伴う経済性の損失や架設機材の大型化を勘案し、本橋では床版取替えに実績多いバトルデッキの板厚16mmを最小板厚に設定し、縦リブ間隔は0.4mを標準とする。

6. 結 言

プレファブ鋼床版桁橋供試体に対する曲げ載荷実験とFEM解析を通じて、構造特性が解明され、以下の道路橋としての構造性能が確認された。

(1) 供試体Ⅰ、ⅡについてFEM解析から得られた曲げ応力とたわみは実験値とほぼ一致しており、FEM解析モデルの妥当性が確認された。

(2) 主桁中心から400mm離れた縦リブ上載荷(供試体Ⅰ)では主桁が45～60%の荷重を分担するが、主桁から800mm離れた縦リブ上載荷(供試体Ⅱ)では主桁の荷重分担は約15%と少なく、残差の85%を主桁支間内縦リブが分担し、載荷下縦リブは85%の5割に相当する43%を分担していることが実験と解析より推察された。

(3) 輪荷重設計レベルでの縦リブに発生する曲げ応力の最大は50～70N/mm²で曲げ許容応力度の1/2程度であり、縦リブの安全性が検証された。

(4) 舗装に悪影響を及ぼさないように主桁間中央におけるデッキプレートの制限たわみを主桁間隔の1/300に設定し、たわみを照査した。供試体Ⅰ実験値の1.81mmおよび供試体Ⅱの2.56mmはそれぞれの制限たわみ量45%および60%であり、縦リブの曲げ剛性についても安全性が検証できた。

以上より、提案した既設橋架替え用プレファブ鋼床版桁橋について実用化の目処を付けることができたが、デッキプレート下方における縦リブの高力ボルト引張接合は新しい継手形式であり、設計荷重レベル下での疲労耐久性や縦リブフランジ降伏後の継手部開き等の解明が不可欠であり、今後の課題として実験・解析研究を予定している。

参考文献

- 1) 建設省道路局国道課他：既設橋の架替実態に関する調査、土木技術資料、40-4、1998
- 2) 森、中村、能勢、長井：横桁上垂直補剛材を省略したCT形鋼鋼床版に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.43A、pp.1131-1140、1997.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅱ鋼橋編、2002.3.
- 4) 中村、上村、吉田：バトルデッキ型プレファブ鋼床版を用いた床版架け替え工法に関する実験的研究、鋼構造論文集、第1巻4号、日本鋼構造協会、1994.12.
- 5) S.ティモシェンコ(片山、北畠共訳)：材料力学(上巻)、コロナ社、pp.97-100、1955
- 6) 岸、岩崎：MSC/Nastran for Windows すぐれものマニュアル、日本エムエシー株式会社、1998.6.
- 7) 日本橋梁建設協会：新しい鋼橋の誕生Ⅱ、pp.23-24、2003.5.

(2003年9月12日受付)