

少補剛設計した合成 2 主桁橋の施工時安定性に関する解析的研究

ANALYTICAL STUDY ON STABILITY OF ERECTION STAGE OF COMPOSITE TWO-I-GIRDER BRIDGES WITH REDUCED STIFFENING MEMBERS

太田 哲司*, 川尻 克利**, 長井 正嗣***, 大垣 賀津雄****, 磯江 暁*****, 作川 孝一*****
 Tetsuji OHTA, Katsutoshi KAWASHIIRI, Masatsugu NAGAI, Kazuo OHGAKI,
 Akira ISOE and Koichi SAKUGAWA

- * 工修 日本道路公団 北海道支社 構造技術課 (〒060-8512 札幌市厚別区大谷地西 5-12-30)
 ** 日本道路公団 北海道支社 構造技術課 (〒060-8512 札幌市厚別区大谷地西 5-12-30)
 *** 工博 長岡技術科学大学教授 工学部 環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)
 **** 工修 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 橋梁技術一部 (〒136-8588 東京都江東区南砂 2-6-5)
 ***** 工博 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 開発部 (〒136-8588 東京都江東区南砂 2-6-5)

In the design of Chidorinosawagawa Bridge, a continuous composite two-I-girder bridge with prestressed concrete slabs, an innovative stiffening method for the web was employed. In the positive moment region, a large web depth-to-thickness ratio with an aspect ratio of 3.0 was used, outside the range recommended in the Japan Highway Bridge Specifications. For the erection of the bridge a launching erection method was used, so stability under construction of girders with reduced stiffening members had to be examined carefully. This paper details the stiffening design method for the web and the erection method and includes related instability issues. Through finite displacement analysis, safety against buckling instability of the web as well as the bridge system under construction was investigated, and the reinforcement for the web is given.

Key words : composite two plate girder bridge, stiffening design, buckling instability, launching erection method

1. はじめに

近年, PC 床版 2 主桁橋で代表されるような少数主桁橋梁は, 構造の簡略化, 施工の機械化, 維持補修の容易さなどの点で有力な橋梁構造形式の一つとして注目され, 関係各所で本格的に採用され始めている. これらの橋梁形式において, さらに製作工数を減少させ経済性を高めるという観点から, 鋼主桁断面の腹板補剛材をできる限り省略し, 簡素化した構造で統一することが望ましいと考えられる¹⁾.

このような観点から, 筆者らは, 連続合成 2 主桁橋の正曲げモーメントを受ける支間中央部の鋼桁腹板の少補剛設計の可能性について検討を行った^{2,3)}. そこでは, 垂直補剛材間隔をアスペクト比 $\alpha=3.0$ まで広くし, 水平補剛材を省略した上で, 圧縮を受ける上フランジが床版により拘束され座屈変形が生じないという観点から, 腹板厚さを低減できるものと判断し, 耐荷力実験ならびに解析的な検討を通して, 腹板の少補剛設計法をまとめている. そして, 日本道路公団千鳥の沢川橋 (鋼上部工) 工事において, その鋼主桁腹板に少補剛薄板化設計を適用した.

さて千鳥の沢川橋では, 橋脚が 30m 前後で比較的高いこと, 本線土工区間が鋼桁の地組ヤードとして使用できること等から, 本格的な広幅員 2 主桁橋では我が国初の送出し架設を行った⁴⁾. しかしながら, 少補剛設計は完成系における健全な PC 床版の存在を前提としているため, 施工時においては, 鋼主桁腹板の局部座屈, 鋼桁の全体座屈やねじれ座屈などに対する安定性照査を行い, 安全性に十分配慮する必要がある. そこで, 各種検討計算ならびに有限変位理論による FEM 解析等により架設時の安全性の照査を実施し, 架設補強を最小限にとどめ, 完成系で決定した少補剛設計を生かした状態で施工を遂行した.

本文では, PC 床版連続合成 2 主桁形式である千鳥の沢川橋の設計で採用した, 鋼主桁の腹板補剛設計の考え方および鋼桁送出し架設時や移動型枠による PC 床版施工時における安定性に関する留意点を説明する. そして, 完成時を対象に少補剛設計を行った構造の送出し架設時および床版施工時の安定性を解析的に検討した結果を報告する. 特に, 少補剛設計を行った腹板の架設時の補強を極力少なくする立場からの検討を行っており, その検討内容と結果を説明し, 今後の設計の一助とするもので

ある。

2. 少補剛設計

2.1 少補剛設計方針

筆者らが研究を行っている少数主桁橋腹板の少補剛設計法は、以下の考え方に基づくものである。

(1) 水平補剛材の省略

少数主桁橋で水平補剛材2段を採用すると、鋼材重量を低減できる反面、腹板厚が薄くせん断応力度が過大となる問題があることや、製作の面からも合理化・省力化構造とはいえない。また水平補剛材1段とゼロ段（なし）のどちらに優位性があるかは決め難いものであるが、一層の製作の省力化を図るため、水平補剛材なしを設計の基本条件とした。

(2) 垂直補剛材の省略

垂直補剛材を増やせばせん断耐力は向上するものの、正曲げモーメントを受ける支間中央部は、せん断力が比較的小さいことに加え、水平補剛材を省略したため厚い腹板となることからせん断応力度は激減する。また本橋では、横桁間隔が8.5mで計画され、その間に垂直補剛材を設けないとすれば、アスペクト比 α は3.0（ α =垂直補剛材間隔/腹板高）になる。奈良らの研究⁹⁾では、垂直補剛材省略の可能性が示されていたことから、腹板パネルのアスペクト比 α を3.0まで許容することとした。

(3) 支間部の腹板厚の低減

合成桁設計を行った場合、後死荷重および活荷重載荷時においては、中立軸が上フランジのすぐ下側になることから、正曲げモーメント範囲では腹板の曲げ圧縮領域が少なくなり、この応力分布性状を考えると腹板厚を薄くできる可能性がある。

近年、西村らの研究^{9,7)}によれば、降伏限界幅厚比にはフランジと腹板の相互拘束効果が顕著に現れ、圧縮フランジの幅厚比パラメータ R_f が小さくなると、幅厚比パラメータ R_w を大きく（腹板を薄く）することできると示されている（図-1参照）。ここで、フランジと腹板の幅厚比パラメータは、周知の通り下式で与えられる。

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{k\pi^2 E}} \quad \dots\dots (1)$$

ここに、 σ_y : 降伏点
 σ_{cr} : 弾性座屈応力
 b : フランジの突出幅 (R_f の場合)
 腹板高 (R_w の場合)
 t : 板厚
 k : 座屈係数
 E : ヤング係数
 ν : ポアソン比

少数主桁橋では、従来の多主桁に比べて厚板フランジの採用が余儀なくされ、 R_f が大きくなる傾向にあることに加え、合成桁の支間中央部の圧縮フランジはコンクリ

ート床版による拘束効果を期待でき⁹⁾、より大きな座屈係数 k が採用できる。これらのことから R_f を小さく見直しすることができ、その結果として R_w は大きな値を採用できると考えた。

また床版の存在を考えると、腹板の座屈係数の算定においても上端固定と見なすことができ⁹⁾、その考え方を否定するものではない。しかしながら、フランジの拘束効果により腹板の厚さを適切に設定できる降伏限界幅厚比の考え方は、厚いフランジが必要となる少数主桁構造に適した論理であり、採用に値するものと判断した。

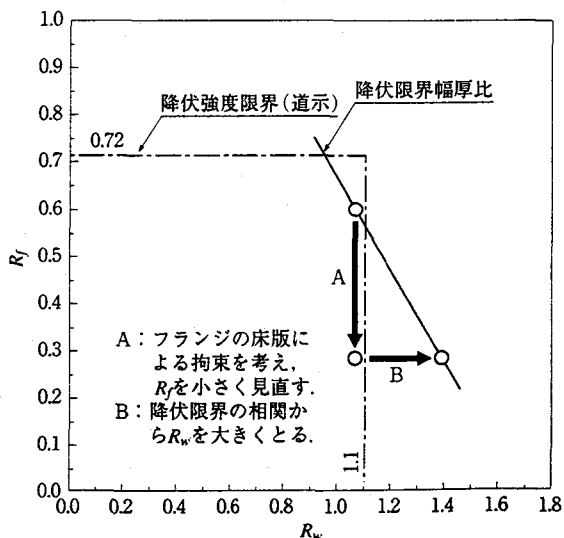


図-1 降伏限界幅厚比

2.2 適用範囲

上述の少補剛設計は、あくまで主桁の正曲げモーメントが卓越する支間中央部に適用すべきものである。連続桁の中間支点付近では、腹板の下フランジ側に比較的大きな曲げ圧縮応力が発生するとともに、せん断力も大きくなる点を考慮した設計を行う必要がある。そこで、中間支点付近の負曲げモーメントの大きい範囲は、従来通り道路橋示方書¹⁰⁾（以下、道示と呼ぶ）の補剛設計方針に従い、アスペクト比 α が1.5以下となるような垂直補剛材配置とし、腹板厚も道示の規定通りとした。なお、端支点付近においてもせん断力が大きいので、十分留意した設計を行う必要がある。

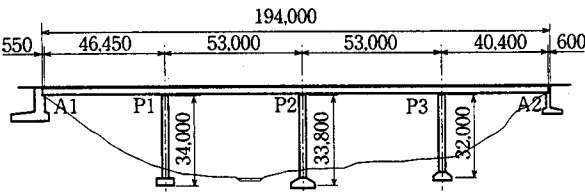
ただし、少数主桁橋を連続合成桁として設計する場合、床版が厚いことや配力鉄筋量が多いことから、中間支点付近ではそれらの断面を含めた合成桁としての中立軸位置を検討し、水平補剛材の取付位置やサイズを決定する方が合理的であるといえる。

3. 実橋への適用

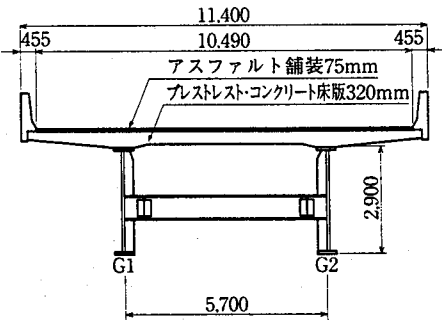
3.1 対象橋梁

上記の少補剛設計法を適用した千島の沢川橋は、日本道路公団・北海道横断自動車道・追分IC～夕張IC間に位置しており、平均支間長 48.5m の4径間連続合成2主

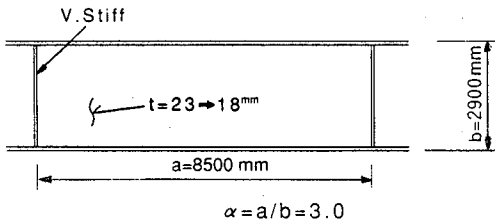
桁橋である。図-2に一般図を示す。本橋の鋼桁は桁高2.9m（外法一定）で、連続合成桁設計を行っており、床版は総幅員11.4m、床版支間5.7m、版厚320mmの場所打ちPC床版としている¹⁾。



a) 側面図



b) 断面図

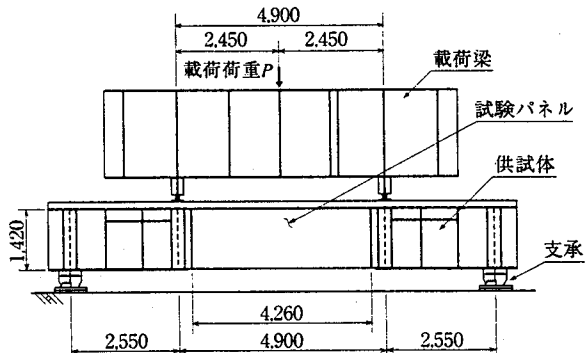


c) 支間中央部の腹板補剛設計
図-2 千鳥の沢川橋一般図

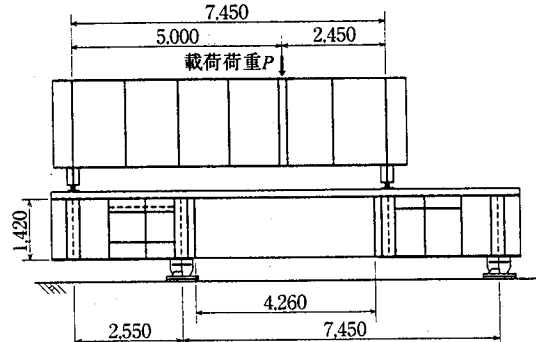
あたらないのが実状であり、そのため、床版の有無をパラメータとした2体の供試体のせん断耐力実験を実施した。

この耐力実験の結果から、アスペクト比 $\alpha=3.0$ の場合においても、以下の知見が得られた²⁾。

- ① 上述の降伏限界幅厚比の関係は成立する。
- ② 合成桁としての終局曲げ耐力 M_u は初期降伏モーメント M_y より大きい。
- ③ 腹板の終局せん断力 Q_u は、Baslerの提案式で評価可能である。



a) 曲げ試験



b) せん断試験
図-3 耐力実験

3. 2 耐力実験²⁾

上述の補剛設計方針を確認するため、図-3に示すような本橋1/2スケール供試体の耐力実験を行った。西村らの研究⁷⁾では、鋼桁の上下フランジが対称な断面にて実験および解析が行われており、今回のような非対称断面で床版による拘束効果も取り入れた検討ではない。

したがって、本検討対象橋梁の諸元に則して、非対称断面や床版の拘束効果の影響を受ける場合の降伏限界や終局強度の確認を行うため、床版の有無と腹板厚をパラメータとした4体の供試体を用いて、曲げ耐力実験を実施した。

また垂直補剛材を省略し、アスペクト比 $\alpha=3.0$ を採用するためには、せん断に対する終局強度を明確にする必要がある。ところが、比較的大きな供試体で、これらの諸元に見合ったせん断実験は、既往の研究でほとんど見

3. 3 安定性の照査方法

上述の実験結果を踏まえ、本橋の設計における腹板の安全性照査は、各腹板パネル内の設計最大応力を対象に、以下の(2)、(3)式を用いた。すなわち、道示Ⅱ(解8.4.5)式に示されている理想相当座屈応力度の考え方に従い(2)式を適用した。また曲げとせん断の組合せ終局状態に対する安全性の照査として(3)式を適用している。

$$\left(\frac{t}{b}\right)^2 = \frac{\nu_B \sigma_c}{(1.378 R_f)^2} \left\{ \frac{1+\phi}{4\kappa_\sigma} + \sqrt{\left(\frac{3-\phi}{4\kappa_\sigma}\right)^2 + \left(\frac{\eta}{\kappa_\tau}\right)^2} \right\} \quad \dots (2)$$

ここに、 ν_B : 曲げとせん断の組合せ作用時の座屈安全率
 σ_c : 腹板の大きい方の縁圧縮応力度
 ϕ : 腹板の上下縁の応力比
 η : 腹板に作用するせん断応力度と σ_c の比

$$R_b = 0.90 - 0.10 \phi$$

k_σ : 垂直応力度に対する座屈係数

k_τ : せん断応力度に対する座屈係数

$$(1.7M/M_u)^2 + (1.7Q/Q_u)^2 \leq 1.0 \quad \dots (3)$$

ここに、

M, Q : 腹板の作用曲げモーメントと作用せん断力

M_u : 腹板の終局曲げモーメント、本検討においては初期降伏モーメント M_y を用いている。

Q_u : 腹板の終局せん断力、本検討においては Basler の提案式 (4) を採用している。

$$\frac{Q_u}{Q_p} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad \dots (4)$$

ここに、 τ_y : 降伏せん断応力

τ_{cr} : せん断座屈応力

Q_p : 全塑性せん断力

(2) 式は、道示 II¹⁰⁾ (解 8.4.5) 式に示される幅厚比照査規定に基づいたものである。また (3) 式は、曲げとせん断の組合せ状態に対する相関終局強度の照査である。

これら (2), (3) 式による応力照査結果に基づき、比較的せん断応力の大きな端支点付近および中間支点近傍の応力交番部の腹板では、垂直補剛材を追加して安定性を確保した。ただし、これらの照査はあくまで連続合成桁としての完成系に対して行ったものであり、非合成状態の施工時については別途詳細に検討する必要がある。

このような考え方に基づき設計した、本橋の鋼桁断面寸法諸元および補剛材位置は、図-4 に示す通りである。

4. 施工上の留意点と照査方法

4. 1 送出し架設

(1) 施工法

① 全橋一括方式

本橋は平面線形 $R=2,200\text{m}$ の 4 径間連続曲線 2 主桁橋であり、A1 側土工区間に施工ヤードを確保できることから、鋼主桁と横桁を全橋分一括で地組立てを行い、主桁の現場溶接接合と AUT による非破壊検査を実施した。その後、A1 地組立ヤードに設置した軌条桁上を、曲線なりに全橋一括で送出し架設した (図-5 参照)。

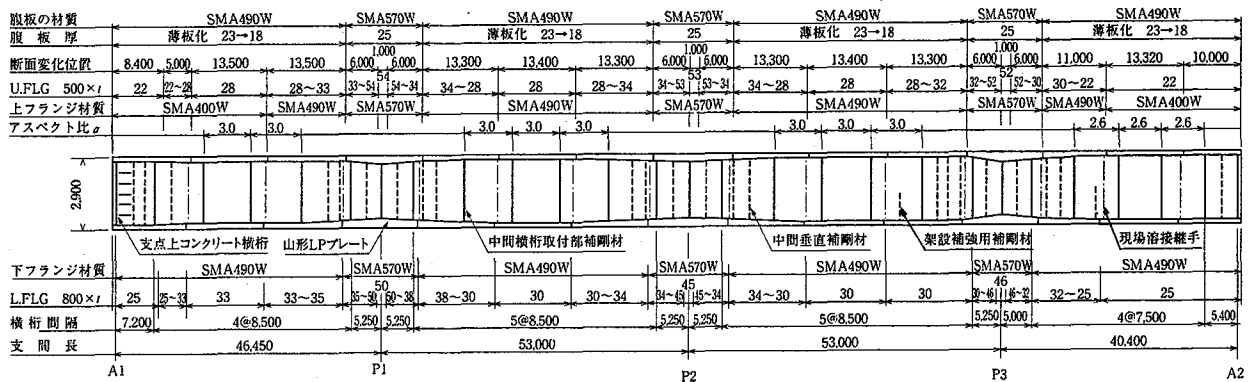


図-4 千鳥の沢川橋の断面構成

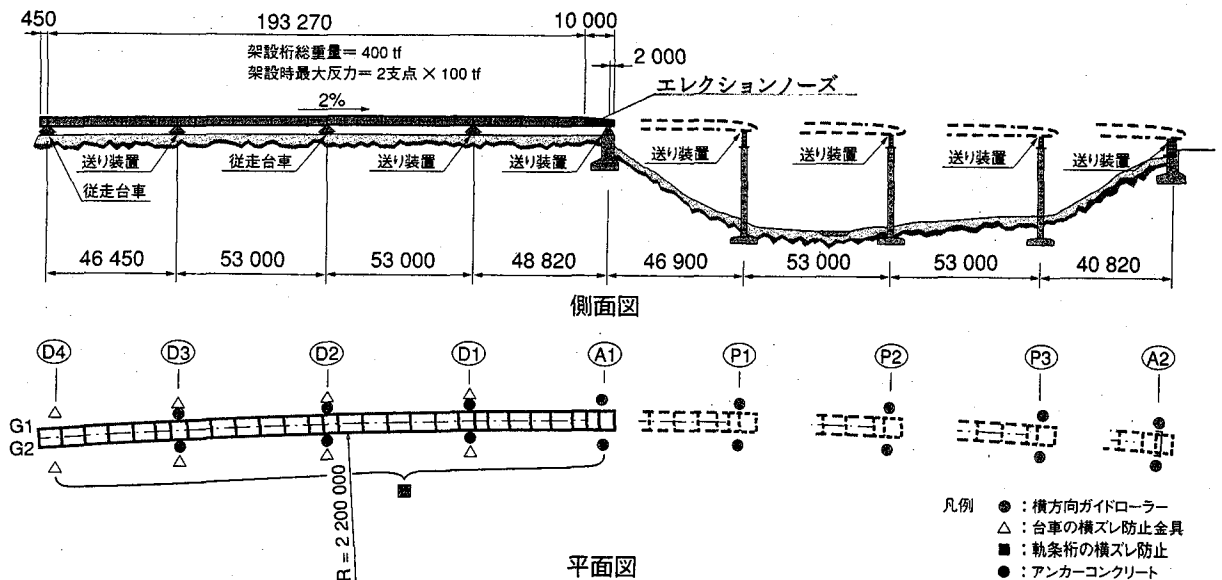


図-5 送出し架設図

② 手延機の省略

鋼主桁の曲げ剛性が従来の多主桁に比べて大きいことから、手延機を用いることなく架設を行うことを基本方針とした。実際には、主桁先端到達時の鋼桁たわみを吸収するためのソリ（以下、エレクションノーズと呼ぶ）を設置し、若干の鋼桁応力の改善を行っている。

(2) 留意点

本橋送出し架設時の鋼桁安定性に係る留意事項をまとめると、以下の通りである。

- ① 本橋は連続合成桁設計のため、上フランジが非合成設計されたものに比べて小さいうえに、腹板の少補剛設計を実施している。このような設計上の考え方は健全な床版の存在を見込んだ完成系を前提にしているため、鋼桁は、床版が施工されていない架設時においては、腹板の座屈のみならず鋼桁全体座屈や圧縮フランジのねじれ座屈に対して、その安定性を照査する必要がある。
- ② 本橋は平面線形が $R=2,200\text{m}$ の曲線桁として設計製作されており、フランジおよび垂直補剛材に囲まれた腹板パネルの平面からの不平整量として換算すると 4mm になる。また組立て時の製作誤差としての不平整量は、道示¹⁰⁾の製作基準の最大値から、 $11.6\text{mm}(h/250)$ となり、これらの値は腹板の座屈問題に対して影響が大きく無視できない。
- ③ 送出し時の桁先端が到達直前の片持ち梁状態の鋼桁は、その第1支点部では大きな負曲げモーメントとせん断力を受けるとともに、支点部のローラー受台からの局部鉛直荷重が作用し、これに留意した設計を行う必要がある。

(3) 照査方法

したがって、本橋の架設計画に際しては、図-6に示すようなフローチャートに従い、架設時の鋼桁腹板の座屈照査を行い、必要に応じて補剛材を追加して腹板の部分補強を行った。また送出し時の全体形状保持のため、図-7に示すような仮横構や仮ストラットの設置を計画し、桁全体座屈や圧縮フランジのねじれ座屈に対する照査を行うために、有限変位理論による立体のFEM解析を実施した。

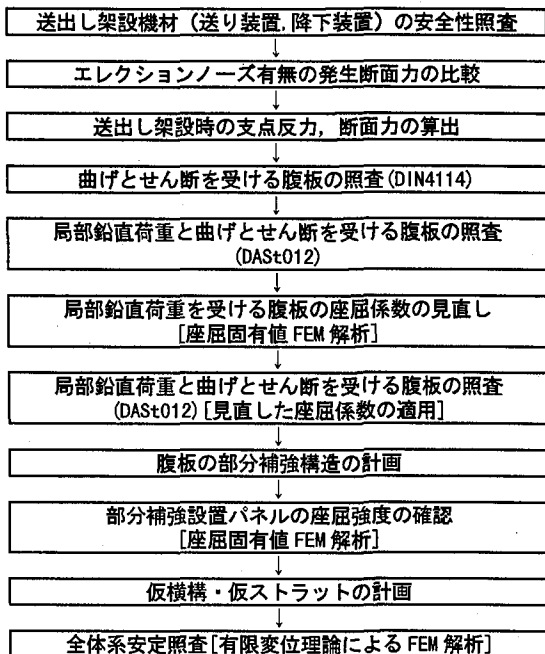


図-6 送出し架設時の照査フロー

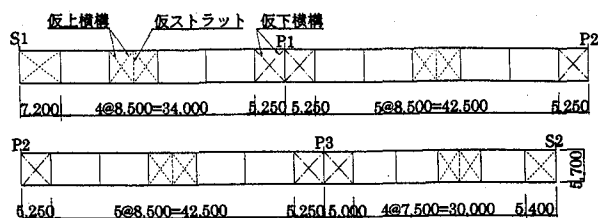


図-7 仮横構・仮ストラット

4.2 PC 床版施工

(1) 施工法

① 移動型枠の構造

本橋の PC 床版は移動型枠を用いた場所打ちコンクリートによる施工を行っている。本橋で使用した移動型枠の構造を図-8に示すが、その特徴を列記すると以下の通りである。

- ・サポート形式の移動型枠を採用したことによって、床版施工面の機材がほとんどなくなり、床版打設作業（打コン、締固め、表面均し）の省力化が図れる。

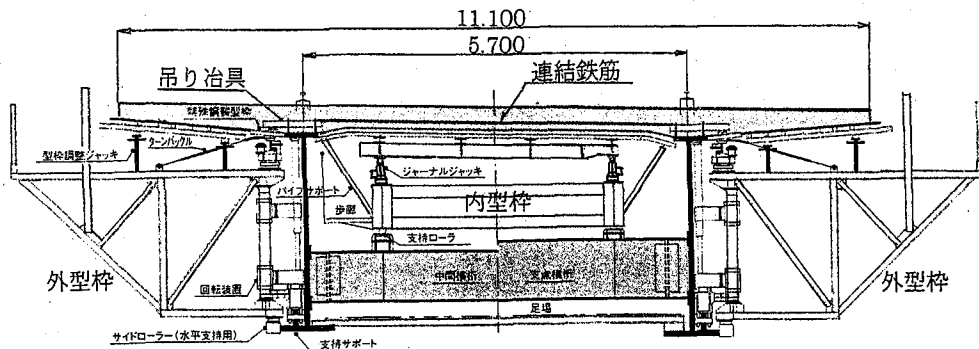


図-8 移動型枠構造図

- ・上フランジ上面から鉛直荷重を載荷するハンガー形式に比べて、下フランジに載荷しているサポート形式は腹板パネルの座屈に対して有利である。しかしながら、下フランジの片側に載荷しているため板曲げやねじれに対しては不利となる。
- ・1回の床版施工は、橋軸方向に15mまで可能としており、さらにフレーム枠を増やせば、橋軸方向施工長さを30m程度まで自由に選択できる。
- ・型枠の重量は、15mの施工長にもかかわらず45tfと軽量であり、床版打設時の鋼桁安定性に有利となる。
- ・移動型枠は鋼桁下フランジより上部に配置しているため、中間橋脚を無理なく通過できる。この際、中間支点の垂直補剛材も、移動型枠の車輪部回転機により干渉を回避することができる。

② 中間支点付近のひび割れ対策

本橋は合成桁設計していることもあり、中間支点部の床版はひび割れ制御を行っているものの、床版施工においては、中間支点付近の負曲げモーメントによる有害なひび割れを極力回避するため、以下の対策を講じている。

- ・図-9に示す通り、橋軸方向に最大15mで15回の分割打設を行うが、支間中央部から先行打設を行い、支点付近を後で施工するものとした。
- ・中間支点を挟んだ各支間部打設前にジャッキアップを行っておき、中間支点部床版を打設して横締めPC鋼線を緊張後にジャッキダウンを行い、床版の橋軸方向にプレストレスを導入する。
- ・また床版コンクリートは、設計基準強度 400kgf/cm^2 の早強コンクリートに膨張剤を添加しており、初期の乾燥収縮度を低減している。

(2) 留意点

- ① 上述の通り、床版施工は各支間中央部付近の打設を先行させていること、また鋼桁上フランジが小さいことから、打設後のまだ固まらないコンクリート状態において鋼桁腹板が座屈したり、圧縮フランジのねじれ座屈や全体座屈が発生する可能性がある。
- ② 上記と同様、曲線桁の影響と製作誤差による腹板の初期不整量が座屈強度に与える影響を無視できない。
- ③ 図-8に示した移動型枠は、内型枠と外型枠2台にそれぞれ分割して移動できる構造である。床版コンクリート打設前には、内型枠は横桁上にセットし、外型枠は主桁上下フランジで鉛直方向と水平方向の反力を取ってセットする。そのため床版打設時には、両主桁上部が外側に開く方向に力が作用する。この作用力に抗するために、上フランジ上部の吊り冶具相互間を鉄筋で連結しているが、全体座屈や鋼桁ねじれ座屈等に対する照査を行う必要がある。

(3) 照査方法

以上のことから、床版打設順序に従って逐次合成されていくという状態を考慮したステップ解析を行い、各断面ごとに前死荷重と後死荷重による断面力に区分して、曲げモーメントとせん断力を受ける腹板の座屈照査を実施する。さらに、床版施工時に設ける仮設資材の計画を行い、桁全体座屈や圧縮フランジのねじれ座屈に対する照査を行うために、有限変位理論による立体FEM解析を実施した。

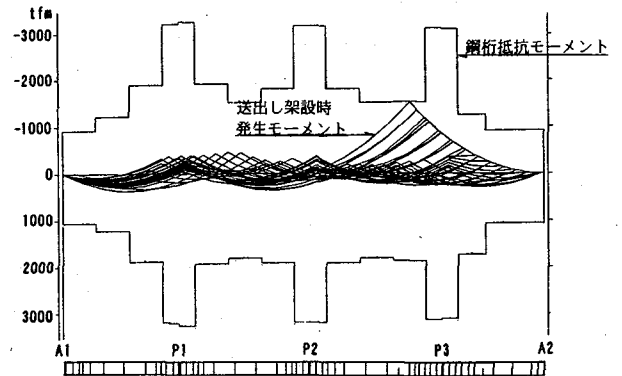
5. 施工時の安定性解析

5.1 送出し架設

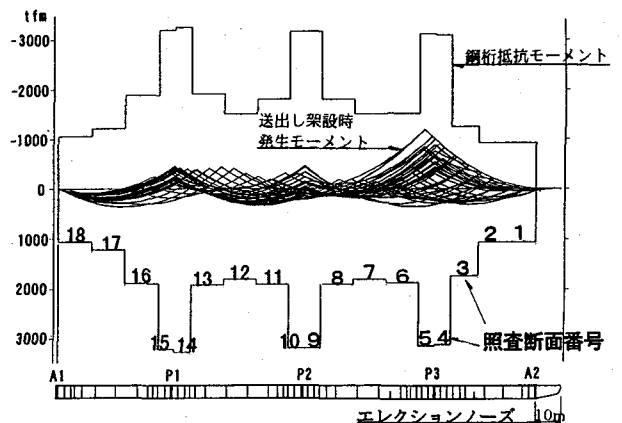
(1) 腹板の座屈照査

① エレクションノーズの効果

桁先端に10mのエレクションノーズを取り付けたことにより、本来の目的であるたわみ吸収機能のみならず、図-10に示す通り到達直前の第一支点の負曲げモーメント



a) エレクションノーズなし



b) エレクションノーズあり

図-10 送り出し架設時の発生曲げモーメント

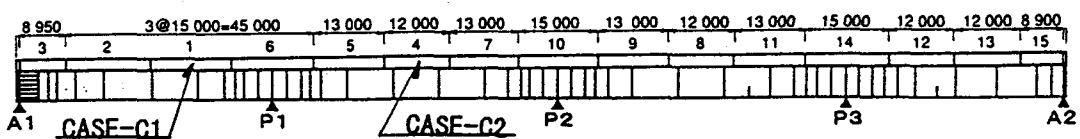


図-9 床版打設順序

ト最大位置が10 mずれることと、曲げモーメント最大値を15%程度減少させることができた。

少主桁橋梁構造は手延機を省略できるケースがあるものの、エレクトリションノーズや手延機を用いることにより著しい応力改善が図ることができ、施工時の十分な安全性が確保できるケースがある。

②曲げとせん断を受ける腹板の照査

送出し各ステップの断面力計算結果により、曲げとせん断を受ける腹板パネルの座屈照査を行った。ここで、フランジと垂直補剛材位置で4辺単純支持された腹板パネルとしての弾性座屈係数を求め、表-1に示す通り(2)式より照査を実施した結果、特に補強の必要はなく、全てのパネルで安全であることがわかった。

表-1 曲げとせん断を受ける腹板の照査(送出し架設時)

照査断面	所要安全率 ν_{req}	安全率 ν_{cal}	照査断面	所要安全率 ν_{req}	安全率 ν_{cal}
1	1.37	5.43	10	1.40	14.29
2	1.42	3.51	11	1.43	3.85
3	1.43	3.71	12	1.42	3.59
4	1.39	11.09	13	1.37	5.14
5	1.41	10.40	14	1.36	15.73
6	1.42	3.69	15	1.39	12.13
7	1.41	4.04	16	1.43	3.39
8	1.42	6.71	17	1.43	3.17
9	1.40	16.76	18	1.38	3.85

③局部鉛直荷重と曲げとせん断を受ける腹板の照査

鋼主桁を送出し架設する場合、腹板には曲げモーメントによる垂直応力度とせん断応力度の他、送出し仮設ローラー支点直上部において大きな鉛直方向応力が発生する。このような応力状態に対して、従来通り4辺単純支持された板としての座屈係数を用いた照査を行うと¹²⁾、本橋のような少補剛設計された腹板には架設補強箇所が著しく多くなる。

ところが、少数主桁橋の鋼桁腹板は従来の多主桁より十分剛なフランジが存在し、鉛直方向荷重を受ける下フランジと腹板の首溶接線部分で橋軸方向まわりの回転変位がある程度弾性拘束され、それに対する弾性座屈係数が大きくなることが考えられる¹³⁾。

そこで、図-11に示すように、フランジによるねじり剛性J、腹板のアスペクト比 $\alpha=a/b$ および鉛直荷重載荷幅比 c/a をパラメータとしたFEMによる弾性座屈解析を実施し、座屈係数の近似算定式を導いた¹⁴⁾。ただし、曲げモーメントとせん断力に関する座屈係数の増加率は、上述のフランジのねじり拘束を考慮した局部鉛直荷重に対する座屈係数の増加率よりも小さいことが確認されている¹³⁾。そのため、曲げモーメントとせん断力に関しては、安全側の配慮から従来の4辺単純支持の座屈係数を用いた。また照査手順はDAS1012の方法¹²⁾を採用している。

このように鉛直荷重に関する座屈係数を実挙動に近い値に見直して腹板の座屈照査を実施した結果、表-2に示す通り4辺単純支持を仮定した検討では補強が必要で

あったものが、ほとんどの箇所では架設時補強が必要ないという判定を下すことができた。

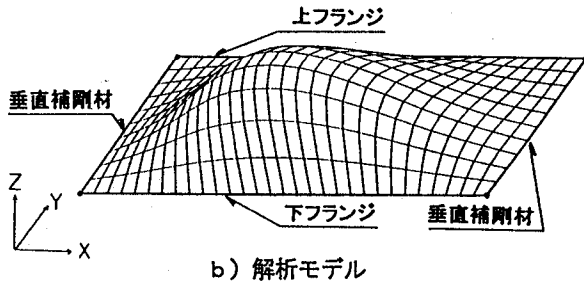
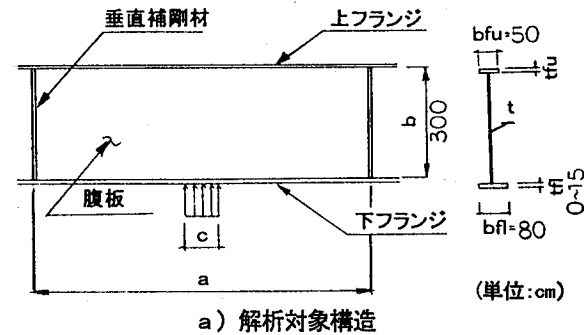


図-11 局部鉛直荷重を受ける腹板の座屈解析

表-2 局部鉛直荷重と曲げとせん断を受ける腹板照査

照査断面	所要安全率 ν_{req}	フランジを無視		フランジを考慮	
		ν_{cal}	判定	ν_{cal}	判定
1	1.49	2.43	OK	3.43	OK
2	1.47	1.32	OUT	1.72	OK
3	1.44	0.99	OUT	1.24	OUT
4	1.40	2.68	OK	2.68	OK
5	1.40	2.35	OK	2.35	OK
6	1.41	0.88	OUT	1.12	OUT
7	1.45	1.29	OUT	1.73	OK
8	1.48	1.73	OK	2.55	OK
9	1.45	4.31	OK	4.31	OK
10	1.45	4.31	OK	4.31	OK
11	1.48	1.69	OK	2.46	OK
12	1.48	1.26	OUT	1.81	OK
13	1.47	1.26	OUT	1.81	OK
14	1.45	4.44	OK	4.44	OK
15	1.45	4.38	OK	4.38	OK
16	1.48	1.80	OK	2.60	OK
17	1.49	3.57	OK	5.69	OK
18	下フランジ曲げ応力度が引張りのため計算省略				

(2) 全体系安定照査

①解析モデル

上述の理由から、ABAQUS¹⁵⁾を用いた有限変位理論による全橋モデルの立体FEM解析を実施した。照査ケースは図-12に示すように支点到達直前の状態で負曲げモーメントが大きくなるCASE-E1,E2の2ケースとした。FEM解析に当たり、腹板を8節点シェル要素(S8R5)で、上下フランジ、横桁、垂直補剛材および仮設機材を3節点梁要素(B32)でモデル化した。また主桁はR=2,200mの曲線桁とし、図-7で示した仮横構と仮ストラットをモデル化した。そして腹板パネルには縦・横半波の初期不

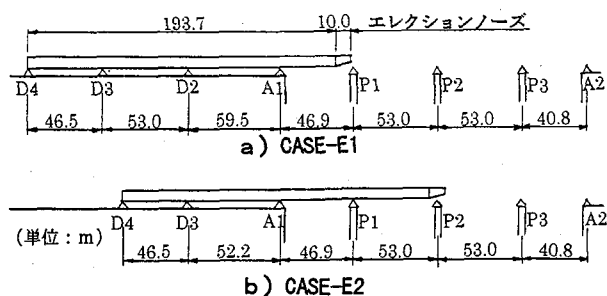


図-12 送出し架設時の全体系解析ケース

整（最大 11.6mm）を与えた。架設時の安全率については、アーチの面外座屈に対しては 2.0 の安全率が採用されていることから¹⁰⁾、割増し係数 1.25 を考慮して 1.6 程度確保できればよいと考えられる。ここでは、変形や応力の非線形性がどの程度の荷重で発生するかを確認するために、載荷荷重 P は荷重増分法により架設時の橋体重量および機材重量（以下、架設時荷重 P_e と呼ぶ）の 2 倍まで負荷させた。

このような FEM 解析により、全体変形のみならず、初期不整を与えた腹板の面外変位についても照査できる。

②全体系安定照査結果

送出し架設時の解析で CASE-E2 の場合について、架設時荷重の 2 倍まで鋼桁応力や変位を照査した結果を図-13 に示す。同図 a) , b) は、それぞれ 2 倍の架設時荷重載荷時の腹板面外変位と垂直応力度を示している。また同図 c) , d) は、それぞれ荷重レベル P/P_e とエレクションノーズ先端鉛直変位および腹板面外変位の関係を示している。

同図 c) から、先端鉛直変位は 2 倍の架設時荷重 P_e まで非線形性が生じないことがわかる。同図 d) から、荷重レベルが $P/P_e=1.15$ あたりにおいて、張出し部の第一支点直上の腹板面外変形が顕著になりはじめ、荷重レベル $P/P_e=2.0$ で 15mm 程度までに増大することがわかる。この場合でも、同図 b) に示した通り、主桁全体を通じて最大垂直応力は $\sigma_x=35\text{kgf/mm}^2$ であり、この部分の鋼材降伏点 $\sigma_y=36\text{kgf/mm}^2$ (SM490Y-H) に対して塑性化までは到っておらず、架設時荷重の 2 倍まで全体座屈やねじれ座屈などは見られないといえる。

これらのことから、図-7 に示した架設計画の仮横構や仮ストラットは、全体座屈などの変形を止め得るものとして適切であったことが確認できたといえる。実際の架設では不均等荷重や計算誤差など、必ずしも解析通りの挙動とはならないことが予想されるが、所定の 2 倍の荷重まで安全性が立証され、送出し架設時の安定性には問題がないと判断した。

5.2 PC 床版施工

(1) 腹板の座屈照査

まず、図-9 に示した打設順序に従い逐次床版と鋼桁

が合成されていく状態を考慮した梁理論によるステップ解析を行い、鋼桁各断面ごとに前死荷重と後死荷重による断面力に区分した。そして腹板に作用する曲げモーメントとせん断力を算出し、非合成状態における前死荷重＋施工時荷重の最大断面力から、(2) 式により腹板の座屈照査を実施した。

その結果、表-3 に示す通り第 2 ステップの床版打設時において、架設時の安全率の割増しを考慮してもほとんど余裕がない状態になることがわかり、荷重の見積誤差や不均等荷重などを考慮して、第 2 ブロックの床版打設を 1/2 に分割打設することとした。その他の腹板においては (2) 式による座屈照査の結果、十分安全であることを確認した。

表-3 曲げとせん断を受ける腹板の照査(床版施工時)

打設 ブロック	所要安全 率 γ_{req}	安全率 γ_{cal}	打設 ブロック	所要安全 率 γ_{req}	安全率 γ_{cal}
1	1.28	2.75	9	1.29	1.53
2	1.39	1.40	10	1.31	2.12
3	1.35	1.62	11	1.39	1.70
4	1.32	3.28	12	1.32	1.70
5	1.33	2.50	13	1.34	1.55
6	1.31	2.29	14	1.31	2.48
7	1.38	2.23	15	1.38	2.27
8	1.34	1.85	—	—	—

(2) 全体系安定照査

①解析モデル

床版打設時に関しても、同様に全橋モデルの有限変位解析を実施した。解析ケースは図-9 に示したように径間中央部を打設する第 1 と第 4 ステップ (CASE-C1,C2) の 2 ケースとした。

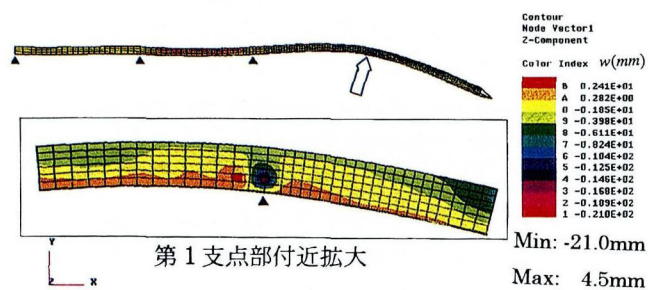
FEM 解析モデルは送出し架設照査に用いたモデルと同様とし、支点条件、仮設機材条件および荷重条件を見直し変更している。また両主桁上フランジに設置した吊り治具相互間の連結鉄筋もモデル化した。

載荷荷重 P は荷重増分法により床版施工時の移動型枠重量および打設コンクリート重量（以下、床版荷重 P_s と呼ぶ）の 2 倍まで負荷させた。

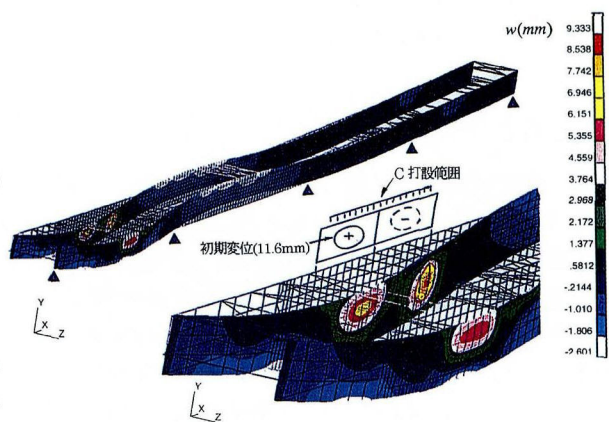
②全体系安定照査結果

床版施工時 CASE-C1 の有限変位 FEM 解析結果の一例を図-14 に示す。同図 a) , b) は、それぞれ 2 倍の床版荷重における腹板面外変位と垂直応力度を示している。このようにして、床版荷重 P_s の 2 倍まで鋼桁応力や変位を照査した結果、CASE-C1,C2 とともに全体座屈やねじれ座屈が発生しないことがわかった。2 倍の床版荷重載荷時においても最大垂直応力は $\sigma_x=14\text{kgf/mm}^2$ であり、この部分の鋼材降伏点 $\sigma_y=36\text{kgf/mm}^2$ (SM490Y-H) に対して十分小さいことがわかる。

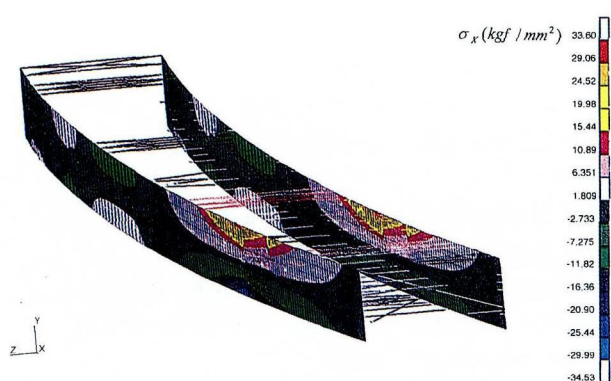
また同図 c) , d) は、それぞれ荷重レベル P/P_s 漸増ステップ荷重と鋼桁鉛直変位および腹板面外変位の関係を表しており、いずれも著しい非線形性は生じていないことがわかる。これらのことから、2 倍の床版荷重までは



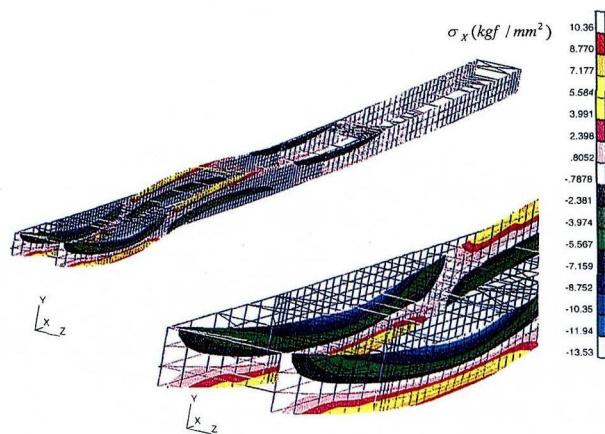
a) 腹板面外変位 ($P/P_e=2.0$)



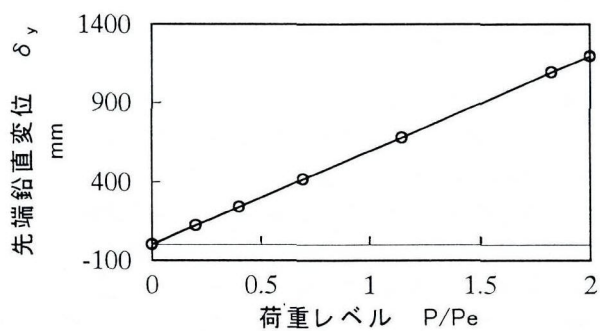
a) 腹板面外変位 ($P/P_s=2.0$)



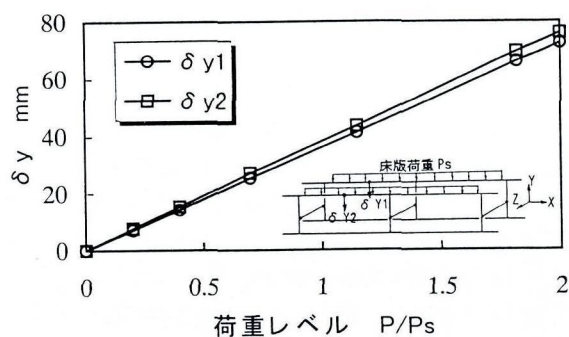
b) 腹板垂直応力度 ($P/P_e=2.0$)



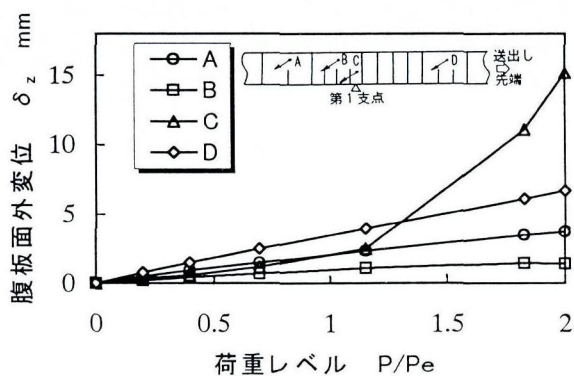
b) 腹板垂直応力度 ($P/P_s=2.0$)



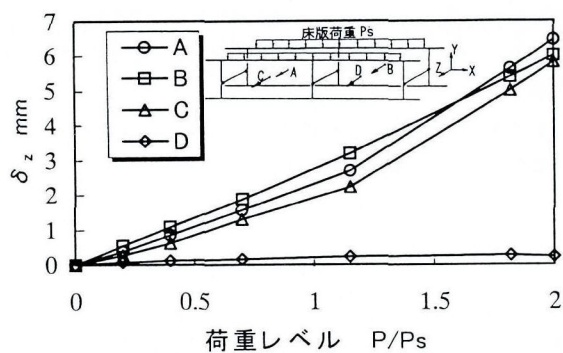
c) スキッドビーム先端鉛直変位と荷重レベル



c) 両主桁の鉛直変位と荷重レベル



d) 腹板面外変位と荷重レベル
図-13 送出し架設時の全体系解析



d) 腹板面外変位と荷重レベル
図-14 PC床版施工時の全体系解析

本橋の移動型枠等設備による床版施工時の鋼桁安定性が確保できていることを照査した。

6. まとめと今後の課題

6.1 本解析研究のまとめ

本文では、まず連続合成桁設計されたPC床版2主桁橋の腹板に採用された少補剛設計方法を示し、あわせ、その妥当性を明らかにするために行われた耐荷力実験の概要と、安定性照査方法を示した。さらに対象とした橋梁の鋼桁送出し架設時や移動型枠による床版施工時の特徴を列記するとともに、施工時において鋼桁が床版と合成されるまでの安定性に関わる留意点ならびに腹板の座屈照査方法を説明した。そして、有限変位理論による立体FEM解析より、全体の安定性を確認するとともに、採用した架設計画設計法の妥当性を確認した。本文で示した解析的検討は千鳥の沢川橋を対象とした一事例ではあるが、今後増加するであろう同形式のPC床版連続合成2主桁橋の設計や施工計画にあたり、有益な情報を与えるものと考ええる。

6.2 今後の課題

本文で述べたPC床版2主桁橋は、完成時を前提にした連続合成桁設計されていること、垂直補剛材間隔を広くしアスペクト比を最大 $\alpha=3.0$ まで大きくしていること、ならびに圧縮フランジの床版による拘束効果を期待して無補剛腹板の厚さを22%低減していることなど、画期的で新しい取組みを積極的に行っている。そのため床版が施工されるまでの架設時においては、鋼桁のみの状態であることを念頭に、上述のような一連の解析検討を実施した。今後、この種の橋梁を設計および施工計画する際には、表面的な形状を参考にするのみではなく、ここに述べた施工時の安定性問題を十分理解し、実施適用を図っていく必要があろう。そのためにも、以下の事項を整理していく必要があると考えている。

- 今後実施される同様の構造形式において、その施工方法と照査事例を蓄積して整理し、架設計画上の留意点をまとめる。
- 仮設備による補強と本体補強について、その費用と効果（機能）を分析し、構造詳細を含めた設計・施工指針等をまとめる。

[参考文献]

- 1) 建設省：鋼道路橋設計ガイドライン（案），1995.10
- 2) 大垣賀津雄，川口喜史，磯江暁，高橋昭一，川尻克

利，長井正嗣：合成2主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.1229～1239，1998.3

- 3) 八部順一，磯江暁，大垣賀津雄，久保拓也，作川孝一，川口喜史：連続合成桁腹板の少補剛設計法に関する研究，川崎重工技報137号，pp.84～89，1998.4
- 4) 馬場敦美，福岡一幸，森隆行，伊藤聡哉：PC床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の施工，橋梁と基礎，Vol.32，No.10，pp.2～8，1998.10
- 5) 奈良敏，小倉勉：垂直補剛材長を考慮した純せん断を受ける腹板パネルの極限強度，鋼構造年次論文報告集，第3巻，pp.321～328，1995.11
- 6) 西村宣男，大崎史淳，長谷川徹雄：曲げを受けるI断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.37A，pp.135～144，1991.3
- 7) 西村宣男，秋山寿行，松村達生：曲げを受けるI断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案，構造工学論文集，土木学会，Vol.39A，pp.165～174，1993.3
- 8) 土木学会鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン，土木学会鋼構造シリーズ2，1987.10
- 9) 小笠原照夫，辻角学，橋吉宏：少数主桁橋の腹板設計法に関する一考察，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，I-A277，1996.9
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，1996.12
- 11) 田村陽司，川尻克利，大垣賀津雄，作川孝一：PC床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計，橋梁と基礎，Vol.32，No.9，pp.18～22，1998.9
- 12) 伊藤鉦一：鉛直局部荷重を受けるプレートガーダー腹板のDAST012による座屈照査例，橋梁と基礎，Vol.18，No.3，pp.32～39，1984.3
- 13) 渡辺秀貴，高橋実，増田陳紀，西脇威夫：局部荷重を受けるプレートガーダーパネルの弾性座屈荷重，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.135～146，1998.3
- 14) 作川孝一，大垣賀津雄，山本晃久，田村陽司，川尻克利：鉛直局部荷重が作用する腹板のフランジを考慮した座屈係数算出式の提案，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，I-A65，1998.9
- 15) ABAQUS / Standard User's Manual，Version 5.5

(1998年9月18日 受付)