プレテンション PCT 桁へのコルティー工法の適用 - 曽宇川橋 -

海外事業部 工務部 角田隆洋 技術本部 土木技術第一部 藤岡篤史

概要:当社では,コルティー工法(波形鋼板ウエブ PCT 桁橋)の開発を進めている.コルテ ィー工法は,中小規模の橋梁に多く採用されている PCT 桁のウエブを波形鋼板に置き換え たものであり,自重軽減効果により,コスト削減,適用支間の拡大を可能にする新技術である. 2005年1月には世界初のコルティー桁橋として,曽宇川橋が石川県加賀市に完成している. 本稿は,コルティー工法の特長を紹介するとともに,曽宇川橋の設計概要および性能確認 試験の結果について報告するものである.

Key Words:新技術,軽量化,波形鋼板ウエブ,PCT桁

1.はじめに

波形鋼板ウエブ PC 橋は,従来の PC 橋のコンクリートウエブを波形状に加工した構造用鋼板に置き換えた,コンク リートと鋼との複合構造橋梁の一種である.フランスで開発された後,主に日本で発展し,現在に至るまで施工中のも のを含め国内で 50 橋以上の実績がある.しかしながら,そのすべての橋梁において,主桁断面は一室もしくは多室 箱桁となっており,T 桁断面の実績は1橋もなかった.

コルティー工法は,従来の波形鋼板ウエブ PC 橋の技術を小~中支間対応の PCT 桁橋に適用し,自重の軽減を 図ることで,コスト削減および適用支間の拡大を可能にするものである.

2005 年 1 月には,世界初のコルティー桁橋として,曽宇川橋(橋長 23.9 m)が石川県加賀市に完成している.曽 宇川橋では,波形鋼板使用による自重軽減効果から,上部工工費で約 6 %のコスト削減に成功している.

また, 曽宇川橋の施工に先立ち, 桁長 23.8 m の実物大主桁供試体を用いたせん断載荷試験および曲げ載荷試 験を行い, コルティー桁の力学的特性, 耐荷性能, 破壊性状などを確認した.さらに橋梁完成後には, 実橋載荷試験 を行い, 橋梁が設計で想定する所要の性能を有し, 橋梁全体として安全であることを確認している. 以下に, コルティ ー工法の特長を紹介するとともに, 曽宇川橋の設計概要および性能確認試験の結果について報告する.

2.コルティー工法の特長

一般的な波形鋼板ウエブ PC 橋は、コンクリートウエブを波形鋼板に置き換えることにより、以下の特長を有する.
 自重を軽減でき、上部構造および基礎、下部構造への負担の低減が可能となる.
 波形鋼板のアコーディオン効果(波形鋼板が橋軸方向の曲げ、軸力に抵抗しない)により、効率的なプレストレスの導入が可能となる.
 鋼板を波形に加工することで高いせん断座屈耐力が得られるため、補剛材を必要としない.

さらに,コルティー工法は上記に加えて,以下の特長を有している.

◆ ウエブの軽量化により,運搬可能なプレキャスト部材寸法の拡大が図れ,主桁本数の低減,支承数の減少などが可能となる.



3. コルティー工法の適用範囲

コルティー工法は,主桁製作方法により,プレテンタイプとポステンタイプの2種類に分類できる.それぞれ,以下のような場合の適用が効果的であると考える.

【コルティー工法プレテンタイプ】

支間長 20 m~25 m 程度で,従来のプレテンT 桁橋に比べて主桁本数を6割程度以下にできる場合.これは, 幅員にもよるが,桁高スパン比を1/17 程度にできる場合に相当することが試設計の結果からわかっている. 地盤条件などにより,従来のプレテンT 桁橋に比べて死荷重反力を軽減したい場合. 多径間連結構造などでタイプB支承数の低減によりコスト削減効果が期待できる場合.

【コルティー工法ポステンタイプ】

従来の PC 桁橋では鋼橋に対して重量過多で不利とされていた支間長 40 m ~ 60 m クラスに適用する場合. 地盤条件などにより,従来の PCT 桁橋に比べ,上部構造の軽量化を図りたい場合. 従来の PCT 桁橋に比べ,タイプ B 支承数の低減によりコスト削減効果が期待できる場合.

4. 曽宇川橋プロジェクト

2005 年 1 月,世界初のコルティー工法プレテンタイプとして,石川県加賀市に曽宇川橋が竣工した(写真-1).曽 宇川橋では,波形鋼板使用による自重軽減効果から,上部工工費で約 6 %のコスト削減に成功している.以下に曽 宇川橋プロジェクトについて紹介する.

(1) 曽宇川橋の概要

曽宇川橋の概要を以下に示す.

工事名:南加賀道路いしかわ広域交流幹線軸 道路整備工事(曽宇川橋上部工工事) 工事場所:石川県加賀市曽宇町 橋長:23.900 m 桁長:23.800 m 幅員:15.124 m(A1)~13.964 m(A2) 斜角:左 78[']16'39" 【使用材料】 主方向 PC ケーブル:SWPR7B 1S15.2 横方向 PC ケーブル:SWPR19 1S21.8 波形鋼板:SM490A t=9 mm



写真-1 曽宇川橋全景

(2) 曽宇川橋の構造

1) 主桁構造

曽宇川橋では,支間長 23.100 m という条件から,コルティー工法プレ テンタイプを採用している.曽宇川橋の主桁断面を写真-2 に示す.また, 図-1(次頁)に従来のプレテンション方式 PCT 桁との断面比較を示す.コ ンクリートウエブを軽量な波形鋼板に置き換えることで,主桁重量を増加 することなく,上フランジ幅を 800 mm から 1200 mm に拡張できている.

発注時幅員での比較では,従来のPCT桁橋では14本必要であった主 桁本数を,コルティー工法の採用により9本にまで低減できることを確認し た(次頁の図-2).これにより全死荷重で20%,活荷重合計でも13%の 軽減が可能となった(次頁の図-3).



写真-2 コルティー桁断面











図-3 PCT 桁とコルティー桁の反力比較(発注時幅員)

2) 波形鋼板とコンクリートの接合部

曽宇川橋の主桁に採用した波形鋼板の形状は,1波長 800 mm,波高100 mm である(図-4).箱桁と比較して,波形鋼板 に作用する断面力が小さいため,箱桁で採用される一般的な 形状よりコンパクトにしている.

コンクリートと波形鋼板の接合部は埋込み方式を用いている. 埋込み高は100 mmとした.埋込み方式は,他の接合方法に 比べ,フランジやスタッドジベルが不要で溶接延長が減ること から,省力化およびコスト削減が可能なものである.また,溶接 部が少ないことなどから,疲労耐久性も他の接合構造に比較し 優れていることが報告されている⁽¹⁾.

3) 横桁構造

曽宇川橋の横桁は PC 部材としている.各支点部に支点横 桁,支間中央部に中間横桁を設けている(写真-3).横桁部に 埋込まれる波形鋼板には孔があけられており,その孔により形 成されるコンクリートジベル,孔を貫通して配置される横締め PC 鋼材,貫通鉄筋によって一体化を図る構造である.



図-4 波形鋼板形状図



写真-3 曽宇川橋下面

(3) 曽宇川橋の設計

1) 主桁の設計

主桁の設計手順は図-5 に示すとおりである.一般的に波形鋼板ウエブ PC 橋の設計に使用される[®]波形鋼板ウエ プ PC 橋計画マニュアル(案)(以下,計画マニュアル)⁽²⁾』は,箱桁橋への適用を原則としている.しかしながら,T 桁 供試体を用いた既往の実験も数多く行われており,波形鋼板のアコーディオン効果や平面保持の仮定が,断面形状 によらず成立することは明らかである.そのため,波形鋼板の設計や,波形鋼板とコンクリートの接合部の設計,その 他付随する事項については計画マニュアルを準用した.ただし,波形鋼板貫通鉄筋量については,『複合構造の性 能照査指針(案)⁽³⁾』での,孔あき鋼板ジベル式(式-1)を満たすように決定した.なお,断面力は,『道路橋示方書 コンクリート橋編⁽⁴⁾9章Tげた橋』に従い,直交異方性版理論解析により算出した.



図-5 波形鋼板ウエブ PC 橋の設計手順

 $V_{ud} = [1.45\{(d^2 - st^2) \times f_c' + st^2 \times f_{st}\} - 106.1] / b \quad \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots (\vec{zt}-1)$

ここに, Vud ∶ 孔内に貫通鉄筋を有する場合のジベルの設計せん断耐力(N)

- d : 孔の直径(mm)
- st :貫通鉄筋径(mm)
- fc':コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
- fst :鉄筋の引張強度(N/mm²)

b ∶部材係数 = 1.0

2) 横桁の設計

曽宇川橋の横桁は前述のように PC 部材としている.横桁は主桁上下フランジおよび場所打ち床版に結合されるとともに,波形鋼板にあけられた孔(コンクリートジベル),横締め PC 鋼材,貫通鉄筋によって一体化されている(図-7).

これにより,一般的な PCT 桁橋と同様な主桁と横桁間 の荷重分配が可能であると考える.そのため,横桁の 設計も,一般的な PCT 桁橋と同様に,曲げ応力度お よび曲げ破壊に対する照査を行っている.

3)床版の設計

計画マニュアルは一室箱桁橋を対象として作成され たものであるため,床版支間方向の設計曲げモーメン トを『道路橋示方書 コンクリート橋編』と『道路橋示方 書 鋼橋編⁽⁵⁾』の規定値の中間である"単純版の 90 %"としている.しかしながら,多主桁の場合は,コン クリート橋,鋼橋ともに,"単純版の 80 %"としているた



図-7 中間横桁部のイメージ図

め,コルティー桁橋においても,床版支間方向の設計曲げモ ーメントを"単純版の80%"として設計している.

(4) 性能確認試験

世界初となるコルティー工法による曽宇川橋の施工に際し ては,各種の性能確認試験を行っている.実施した試験項 目を図-8に示す.コルティー桁の力学的特性,耐荷性能,破 壊性状などを確認する目的で,桁長 23.8 m の実物大主桁 供試体を用いたせん断載荷試験および曲げ載荷試験を行っ ている.また,波形鋼板埋込み部直上の床版コンクリートの 押抜きせん断破壊耐力を確認するため,上床版の押抜きせ ん断試験も行っている.さらに橋梁完成後には,橋梁が設計 で想定する所要の性能を有し,橋梁全体として安全であるこ とを確認するため,実橋載荷試験も行った.以下に各試験内 容について詳述する.



図-8 実施したコルティー桁橋の試験項目

1) せん断載荷試験

桁長 23.8 mの実物大主桁供試体を用いてせん断載荷試験を行った. せん断載荷試験要領図を図-9 に, 載荷試 験状況を写真-4 に示す. 試験は,供試体を支点位置で単純支持し, 1 点集中載荷(支点位置より 2250 mm)により 行った. せん断検討位置(桁高 1/2 点)のせん断力が設計計算書の値に達するまでの荷重(370 kN)を載荷した



図-9 せん断載荷試験要領図

370 kN 載荷時の鋼板応力度の設計値,解析値およ び測定値の比較を図-10(次頁)に,3次元線形 FEM 解 析により得られたせん断応力度分布を図-11(次頁)に示 す.図-10 に示すとおり,試験から得られたせん断応力 度は最大値で 37 N/mm²であり,設計計算によるせん 断応力度 61 N/mm²に比べて,かなり小さい結果となっ た.これは,設計計算では,コンクリートに埋込まれる部 分を除いた波形鋼板のみでせん断力に抵抗すると仮定 しているのに対し,実構造においては,埋込み部の波形 鋼板や上下コンクリートフランジによってもせん断力が分 担されるためと考えられる.これらの結果から,波形鋼板 ウエブのせん断に対しては,安全側の設計となっている ことが確認できた.



写真-4 せん断載荷試験状況







図-10 波形鋼板のせん断応力度分布(桁高 1/2 点)

図-11 3次元線形 FEM 解析による波形鋼板 せん断応力度分布(側面図)

2) 曲げ載荷試験

せん断載荷試験に引続き,同供試体を用いて曲げ載荷試験を行った.曲げ載荷試験要領図を図-12 に,載荷試 験の状況を写真-5 に示す.支間中央での2点集中載荷(載荷点間距離1500 mm)とし,主桁が破壊するまで載荷した.



図-12 曲げ載荷試験要領図

主に最大たわみの予測を目的に,事前非線形 解析を行った.2次元骨組モデルとし,波形鋼板と コンクリートは梁要素として,鉄筋とPC鋼材は埋込 み棒要素でモデル化した.コンクリート,鉄筋およ び PC 鋼材の非線形材料特性は,『道路橋示方書

コンクリート橋編 4.2.4』をもとに決定した.コンク リートの引張モデルには分布ひび割れモデルを用 いた.波形鋼板は弾性部材としたが,軸方向ヤン グ係数およびせん断弾性係数は参考文献(⑥)(7)を もとに波形鋼板の形状を考慮したものとした.

曲げ載荷試験の荷重 - 変位関係を図-13(次 頁)に示す.図内の弾性計算は,コンクリートの 実強度(72 N/mm²)を考慮し弾性係数 37.2 kN/mm²として算出したものである.「弾性計 算(曲げ)」では,コンクリートの曲げ剛性の みを考慮した曲げによる変位を,「弾性計算(曲



写真-5 曲げ載荷実験状況

げ+せん断)」では,これにせん断変形を加えた計算値を示している.弾性域での変位は「弾性計算(曲げ)」 と「弾性計算(曲げ+せん断)」の間にあることがわかる. なお,事前に行った非線形解析値と実測値の間には弾性域でのずれが若干見られるが, 全体的には概ね一致する傾向を示した.

載荷試験により,曽宇川橋の設計荷重(活荷 重作用時)相当の載荷荷重359 kN に対して, 主桁にひび割れなどの変状がないことを確認し た.終局荷重(1.3×死荷重+2.5×活荷重)相 当の載荷荷重775 kN に対しては,主桁が破壊 しないことを確認した.

試験では最初のひび割れは 580 kN 載荷時 に確認された. ひび割れは,支間中央付近の 下床版コンクリート下縁に発生した後,支点方 向に均等に分散していった.破壊に至るまでに 確認されたひび割れは,下床版コンクリートの曲



🧭 株式会社 ピーエス三菱 技報 第3号 (2005年)

図-13 荷重 - 変位関係(支間中央)

げひび割れのみであり、その他の局所的なひび割れは確認されなかった(図-14).



図-14 曲げ載荷実験後のひび割れスケッチ図

試験桁が破壊したのは,破壊抵抗曲げモーメントから算 出した破壊荷重 1010 kNを上回る 1146 kN 載荷時であ った.主桁は,PC 鋼材の降伏後,上縁コンクリートが圧壊 する破壊形態を示した(写真-6).この時PC 鋼材の破断は 確認されなかった.以上により主桁の耐荷的な性能が確認 できた.

支間中央断面での主桁軸方向ひずみの断面分布を図 -15(次頁)に示す.波形鋼板にはほとんど軸方向ひずみ が発生せず,ほぼコンクリート断面のみで曲げに抵抗して いることが分かる.これにより,アコーディオン効果が想定 どおり機能していることを検証できた.



写真-6 破壊状況(支間中央部)

支間中央断面での載荷荷重とコンクリートの ひずみ測定値との関係を図-16 に示す、各断 面高さのひずみは,ひび割れが発生するまで, コンクリート実強度を考慮した弾性計算値とよ く一致しており,想定どおりの挙動を示してい ることが分かる.

支間中央断面での載荷荷重と接合棒鋼の ひずみ測定値との関係を図-17 に示す.弾性 計算値は,平面保持の仮定から接合棒鋼位 置のひずみを算出したものである、両者は線 形範囲でほぼ一致しており,接合棒鋼がコン クリート断面と一体となって挙動していることが 確認できる。









図-15 主桁軸方向ひずみの断面分布(支間中央)

図-17 荷重 - 接合棒鋼ひずみ(支間中央)

載荷荷重と波形鋼板一面摩擦接合部の高力ボルト(HTB M22×60 F8T)の軸方向ひずみの関係を図-18 に示す. 試験を通して,高力ボルトに生じるひずみは微小であり,周辺のコンクリート部にも異常なひずみは生じなかった.ま た,主桁破壊時まで波形鋼板同士の接合部(突合せ溶接部および一面摩擦接合部)では,目視による変状の確認が されなかった(写真-7).これらの結果より,主桁破壊時まで波形鋼板同士が確実に接合されていることを確認した.

以上,実物大の主桁供試体を用いたせん断載荷試験および曲げ載荷試験によって,コルティー桁の基本的力学 特性および破壊性状を検証し、主桁に要求される耐荷性能を満足していることを確認した。



3) 押抜きせん断試験

コルティー桁橋は,従来の波形鋼板ウエブ PC 箱桁橋と比較して主桁 サイズが小さく,波形鋼板上の床版コンクリートの厚さが152 mm(主桁中 心上フランジ厚252 mm,鋼板埋込み長100 mm)と実績より小さい.よっ て,床版に作用する輪荷重などの集中荷重に対して,波形鋼板上端で抵 抗し,波形鋼板直上の床版コンクリートが押抜きせん断破壊することが考 えられた(図-19).そのため,コンクリート上床版および波形鋼板をモ デル化した供試体に対する鉛直載荷試験により,上床版の押抜きせん 断破壊耐力ならびに破壊形態の確認を行った.

図-20 に供試体の概要図を示す.波形鋼板形状,波形鋼板と床版コンクリートの接合部周辺の形状および鉄筋配置は曽宇川橋の主桁と 同様とした.ただし,試験目的,試験方法,供試体製作上の都合から,以下の点を実構造と変更した.



図-19 押抜きせん断破壊のイメージ

- · 主桁軸方向プレテン用 PC 鋼材は配置しなかった.
- · 横締め PC 鋼材シングルストランド 1S21.8 は, PC 鋼棒 SBPR930/1080 φ26 で代用した.
- ・輪荷重を想定した荷重載荷のため,床版幅を実主桁より広い2.0mとした.
- ・ 軸方向の正曲げモーメントによる床版下側の引張応力に対して,載荷面直下付近の床版下面側に軸方向鉄筋
 を追加した.
- ・ 試験目的と直接関係しない主桁下側断面は省略した.



図-20 供試体概要図



写真-8 押抜きせん断試験状況

写真-8 に試験状況を示す.供試体は,載荷装置の限界である1800 kN(1 載荷面あたり900 kN)の荷重載荷時 においても破壊には至らなかった.

供試体の断面中心(載荷中央ライン)での載荷荷重と波形鋼板鉛直ひずみとの関係を図-21(次頁)に示す.図より, 載荷荷重 840 kN 程度までは,床版との接合部直下の波形鋼板鉛直圧縮ひずみは荷重にほぼ比例して増加するが, 埋込み部の鋼板にはほとんどひずみが作用していないことが分かる.840 kN を超えると,載荷荷重の増加につれて, 埋込み部の鋼板に作用する鉛直圧縮ひずみが増加し始める.

ここで,貫通鉄筋を考慮したジベルのせん断耐力は¹複合構造の性能照査指針(案)⁽³⁾ 孔あき鋼板ジベル式(式 - 1)により,今回のケースではコンクリートジベル1箇所あたり174 kNとなる.一方,載荷鉛直荷重に対してジベルの みが抵抗すると仮定し,鋼板鉛直ひずみの測定値から推測した載荷荷重に対するジベルの分担割合を考慮すると, 載荷荷重 840 kN 時に,供試体中央断面のコンクリートジベル1箇所に作用するせん断力は 149 kNとなり,ジベル のせん断耐力に近い値となる.

このことから,ジベルに作用するせん断力がせん断耐力に達する程度までは,載荷鉛直荷重に対して貫通鉄筋を

含むコンクリートジベルによって一体となって抵抗し,それ以降は,ジベルの残存耐力に加えて,波形鋼板上端および軸方向溶接鉄筋などによって抵抗し始めると推測できる(図-22).

よって,コンクリートジベルがせん断耐力を有している限り,当初想定したような,床版に作用する輪荷重(集中荷重)に対して波形鋼板上端で抵抗することに起因する波形鋼板直上の床版コンクリートの押抜きせん断破壊は問題にならないと考えられる.



図-21 荷重 - 波形鋼板鉛直ひずみ(供試体中央)



図-22 荷重に対する上床版コンクリート - 波形鋼板接合部での力の流れ

また,押抜き供試体は1主桁のみをモデル化したものであるが,実際には,場所打ち床版および横桁で結合された 格子桁構造に輪荷重が載荷されることになる.そのため,荷重分配効果によって,実構造物に発生する断面力は,押 抜き供試体に発生するものより小さくなることが予測できる.

このため,「供試体モデル」(図-23)と,実橋レベルに近い「3 主桁モデル」(図-24)を用いた3次元線形 FEM 解析 を行い,床版との接合部直下の波形鋼板鉛直応力度の比較を行った.その結果を図-25(次頁)に示す.





図-23 押抜き供試体モデル



試験結果は、「供試体モデル」の解析結果とほ ぼ等しいことが確認できる.「3 主桁モデル」の 解析結果は、「供試体モデル」の38%程度となっ ている.これにより、「3 主桁モデル」において、 ジベルに作用するせん断力がせん断耐力に達す るには、840/0.38=2210 kN 程度の輪荷重載荷が 必要である.設計で想定している輪荷重は277 kN(200 kN×1.387(衝撃係数))であり、8倍 程度以上の安全率があることになる.

このことから,波形鋼板直上における床版コン クリートの押抜きせん断破壊に対しては十分な安全 性を確保していることを確認できた.





鉛直応力度

4) 実橋載荷試験

コルティー桁の安全性については,前述した各種の性能確認試験により検証できた.実橋載荷試験は,完 成後の橋梁にダンプトラックを載荷し,橋梁が設計で想定している所要の性能を有し,橋梁全体として安全 であるか確認することを目的に行った.試験には荷重を200 kN に調整したダンプトラックを2台使用し, 橋面上に静的に載荷した.載荷はダンプトラックを支間中央位置で幅員方向に移動させ,計8ケース(無載 荷状態含む)行った(図-26,写真-9,写真-10).

STEP	載荷トラック
1	A1
2	A1+B1
3	B1
4	-
5	A2
6	A2+B2
7	B2
8	-



図-26 実橋載荷ステップ



写真-9 実橋載荷実験状況



写真-10 STEP2 載荷状況

計測項目は,主桁下縁軸方向ひずみ,鉛直変位,中間横桁下縁ひずみ,および鋼板と下床版コンクリートとの接合部の相対水平変位とした.

解析は,曽宇川橋の設計で用いた版理論解析の他,格子理論解析,3次元線形 FEM 解析を行った.3次元線形 FEM 解析では,設計で考慮,仮定している材料および構造のみをモデル化した「設計モデル」(図-27)と,地覆や舗 装なども構造体として考慮し,実橋の構造に近似させた「実橋モデル」(図-28)の2種類のモデルを用いた.「設計モ デル」と「実橋モデル」の条件比較を表-2に示す.

表-2「設計モデル」と「実橋モデル」の条件比較

	設計モデル	実橋モデル
	(図-27)	(図-28)
地覆,支点横桁打下しコンクリート,均しコンクリー	無	有
ト,舗装アスファルトの考慮		
コンクリートの実強度に基づくヤング係数の補正	無	有
支承(鉛直支持)条件	固定	バネ
トラック前後輪荷重バランスの補正	無	有







図-31 支間中央主桁下縁軸方向応力度(STEP2)



図-33 中間横桁下縁横桁軸方向応力度

図-32 支間中央主桁鉛直変位(STEP2)



|写真-11 波形鋼板 - コンクリート水平変位測定

設計主桁 G9 の支間中央主桁下縁の軸方向応力度の解析値と実測値の比較を図-29(前頁)に,鉛直変位の比較 を図-30(前頁)に示す.さらに,設計主桁G9桁の断面力が最も大きくなるSTEP2での,各主桁の解析値と試験値の 比較を図-31,図-32に示す.FEM 解析はSTEP2に対してのみ行った.また,中間横桁下縁応力度についての解 析値と実測値の比較を図-33に示す.FEM 解析は横桁断面力が最も大きくなるSTEP6に対してのみ行った.

いずれのケースにおいても,実測値は「FEM 実橋モデル」と最も近い傾向を示した.G9 主桁 STEP2 の結果で主 桁応力度を比較すると,実測値は「FEM 実橋モデル」の 90 %,他の解析値に対しては 60 ~ 70 %程度となる.同じく, 鉛直変位については実測値が「FEM 実橋モデル」の 85 %,他の解析値に対しては 50 ~ 60 %程度となった.また, 横桁応力度についても,実測値は「FEM 実橋モデル」に最も近い結果となった.

以上より, 地覆や舗装, 実強度などの影響により, 実橋において活荷重により生じる応力, 変位は設計で想定して いる値より小さく, 安全側となっていることが分かる.

なお,「FEM 実橋モデル」と実測値の間に依然として残る差異の原因としては,今回の解析では考慮しなかった以下の項目などが影響しているものと考えられる.

- 実測値と「FEM 実橋モデル」解析値の差異の要因 -

- ・ コンクリート強度から推定したヤング係数などの物性値と,実材料の物性値との相違
- ・ 支間,断面寸法などの構造寸法の設計値と出来形の相違
- ・ 支承のせん断弾性の影響
- · 落橋防止装置,変位制限装置の拘束効果
- ・ 歩車道境界コンクリート,高欄の剛性による効果

実測値と解析値は完全には整合しなかったが,一般的にT桁橋の設計で用いられる直交異方性版理論や格子構造理論から算出する断面力に比べて,発生断面力が小さい結果となり,設計計算の妥当性を確認することができた.

下床版コンクリートと波形鋼板間の相対水平変位に関しては,すべてのステップおよび測定点において,試験中の 実測値は 0~4 μmと計測誤差程度の微小な値であり,コンクリートと波形鋼板が一体となって挙動していることが確 認できた(前頁の写真-11).また,実橋載荷試験を通して,橋梁の各部にひび割れや過大なたわみなどの異常がな いことを目視により確認した.

5.今後の展開

前述したとおり,コルティー桁橋の安全性,設計法の妥当性に関しては,各種の性能確認試験により検証すること ができた.また,コルティー工法プレテンタイプによる実橋の完成も2005年1月に終えている.今後は,経済性のさら なる向上とともに,従来,PC橋が鋼橋に対して,重量過多で不利とされていた支間長40~60mクラスの橋梁への経 済的な適用をめざし,コルティー工法ポステンタイプの実現に向けた取組みを継続していく予定である.

謝辞

世界で始めての試みとなったコルティー工法による曽宇川橋の完成に至るまでには,石川県,独立行政法人土木研究所,(株)ハルテックをはじめとする様々な方々から貴重なご意見を頂いた.これら関係各位に,心よりお礼申し上げます.

参考文献

- 1) 鈴木,紫桃,桜田,立神:波形鋼板ウェブ橋におけるコンクリート床版接合部の横方向性状,コンクリ ート工学論文集第15巻第1号,2004.1
- 2) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会:波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案), 1998.1
- 3) 社団法人土木学会: 複合構造の性能照査指針(案), 2002.10
- 4) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編,2002.3
- 5) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説 鋼橋編, 2002.3
- 6) 依田,大浦:波形鋼板ウェブを用いた合成 PC 箱桁のねじり特性について,土木学会,構造工学論文 集,Vol.39A,pp.1251~1258,1993.
- 7) 依田,多田,中島,大内:波形鋼板ウェブを持つ合成桁の力学的挙動に関する実験的研究,鋼構造論文 集,Vol.1.1,No.2,pp.57~66,1994.
- 8) 小門前,渡辺,松本,大浦:プレテンション方式波形鋼板ウェブT桁橋の検討,土木学会,第57回年次学 術講演会,V-595,pp.1189~1190,2002.
- 9) 角田:波形鋼板ウェブ PCT 桁橋の開発,北陸地方建設事業推進協議会,建設技術報告会報文集,pp.67~ 70,2004.