

波形鋼板ウェブと超高強度繊維補強コンクリートを用いた手延べ桁の開発 —北海道縦貫自動車道鳥崎川橋—

吉田 敦*1・中村 和己*2・白谷 宏司*3・大島 邦裕*4

1. はじめに

北海道縦貫自動車道は、北海道を南北に貫き、道北・道央地域との連絡の充実と、道央・道南地域の連絡の強化を図り、沿道地域・産業・経済・文化の発展に大きく貢献するものとして期待されている。

現在、函館市近郊の七飯ICから長万部町の国縫ICの区間が未供用区間として残されており、とくに、大沼国定公園から長万部にかけての内浦湾沿いの地域に関しては、基幹道路が国道5号のみという状況であり、利便性の向上、災害発生時のバイパス路線としての役割を担う路線として、早期供用が望まれている。鳥崎川橋は、この路線のうち森I.C（仮称）と落部I.C（仮称）間に位置する鳥崎川上に架設される橋長554 m、最大支間56 mの11径間連続波形鋼板ウェブPC箱桁橋であり（図-2）、架設は押出し工法により行われる。本橋では、コスト縮減を目的として、従来のPC橋の押出し架設に用いられる仮設の鋼製手延べ桁ではなく、主桁先頭区間を、波形鋼板ウェブ、鋼上弦材および超高強度繊維補強コンクリートの下弦材で構成される新しい構造の手延べ桁を用いた押出し架設を行い、押し出

了後、この手延べ桁に上下床版を製作して完成形の主桁とする施工方法を採用した。本報告では、波形鋼板ウェブと

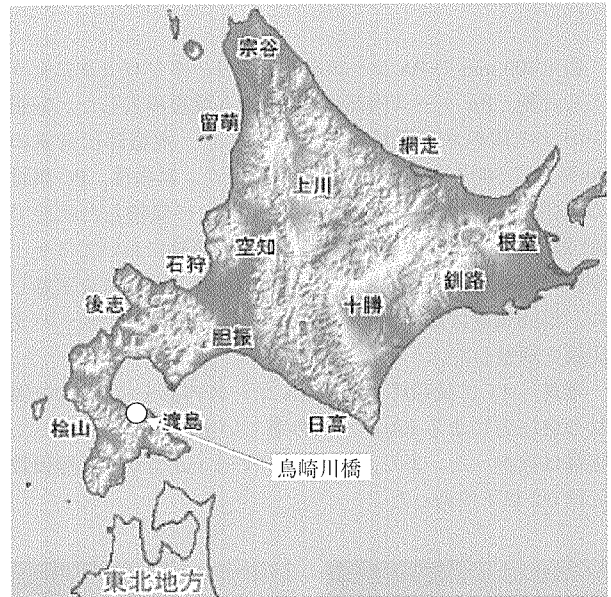


図-1 鳥崎川橋の位置

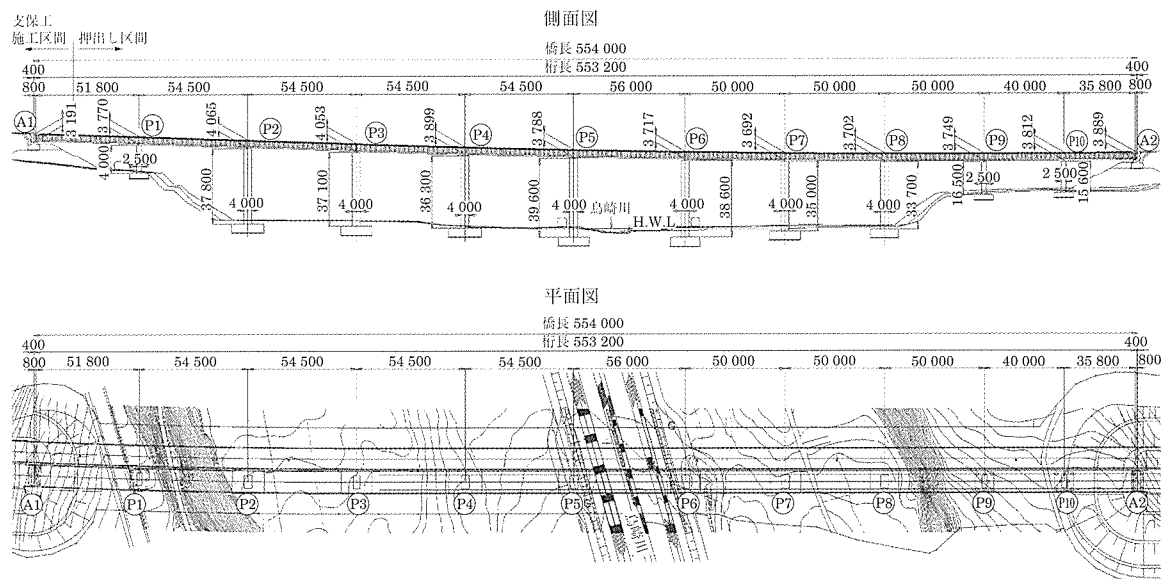


図-2 橋梁全体図

*1 Atsushi YOSHIDA：東日本高速道路(株) 北海道支社 建設事業部
 *2 Kazumi NAKAMURA：東日本高速道路(株) 北海道支社 建設事業部
 *3 Hiroshi SHIRATANI：大成建設(株) 土木設計部
 *4 Kunihiko OSHIMA：大成建設(株) 技術センター 土木技術開発部

超高強度繊維補強コンクリートを用いた手延べ桁の開発経緯ならびに本構造の採用に向けて実施した主要な実験結果および検討結果について報告する。

2. 橋梁概要

本橋の橋梁諸元を表-1に、標準断面を図-3に示す。

本橋の平面線形は直線区間と $R = 4\,000\text{ m}$ の曲線区間で構成され、縦断線形はA1からP5まで3.5%で下った後は3.454%の登り勾配となっている。主桁下面の平面、縦断が直線もしくは単一円であれば押出しが困難になるため、箱桁下面の平面および縦断線形を単一円に近似している。そのため、桁高は一定ではなく、図-3のように、上床版と波形鋼板の間のエッジ部で桁高変化量を調整している。また、橋面と箱桁の平面線形のズレは、左右の張出し床版長を変化させて調整している。押出しはA2橋台からA1橋台の方向に行われるが、A1とP1間の平面線形が単一円ではないことから、押出しはP1橋脚からA1橋台に向かって29.6mまでとしている(図-2)。これは、この位置における左右の張出し床版長が、すでにそれぞれ3.5mと1.5mであり、単一円でこれ以上の押出しを行った場合、さらにアンバランスとなり、構造的、景観的に好ましくないと考えたためである。なお、手延べ桁の上下床版および手延べ桁先端からA1橋台までの主桁は、押出し完了後、支保工によって製作することとした。

表-1 橋梁諸元

工事名	北海道縦貫自動車道 鳥崎川橋(PC上部工)工事
路線名	北海道縦貫自動車道 函館名寄線
構造形式	PC11径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋
道路規格	第1種2級B
橋長	554m
支間	51.8 + 4@54.5 + 56.0 + 3@50.0 + 40.0 + 35.8m
幅員	有効幅員: 10 270 m 全幅員: 11 300 m
桁高	3 119~4 087 m
横断勾配	2.5 % / ~ / 2.5 %
縦断勾配	3.500 % ~ / 3.545 %
平面曲線	$R = 4\,000\text{ m} \sim R = \infty$
斜角	90°

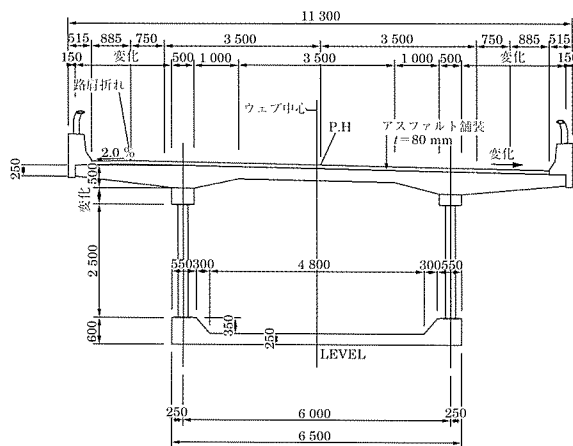


図-3 標準断面図

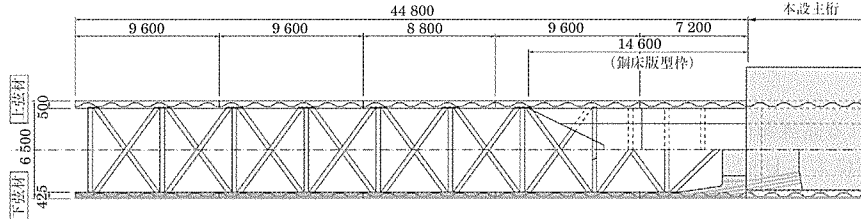
3. 波形鋼板手延べ桁について

3.1 波形鋼板手延べ桁の特徴

図-4に本橋で採用された波形鋼板手延べ桁の構造概要を示す。上弦材は鋼部材で、完成形でコンクリート上床版と接合される波形鋼板ウェブ上のフランジ鋼板とPBL鋼板で構成される。また、手延べ桁取付け部付近には鋼床版型枠を設け、押出し中は上弦材の一部として機能し、上床版コンクリートの底型枠をして使用後は完成形として残置される。下弦材は完成形で下床版の一部として利用することを考え、コンクリートの矩形部材とした。

手延べ桁は押出し架設時の断面力を軽減するため、下弦材断面をできるだけ小さくする必要がある。しかし、断面を小さくすることにより押出し中の下弦材の圧縮応力が非常に大きくなる。本橋では、押出し時の最大圧縮応力が60 N/mm²を超えるオーダーとなったため、その対処策として、超高強度繊維補強コンクリート(Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete: 以下、UFC)を採用した。なお、使用したUFCの設計基準強度 σ_{ck} は180 N/mm²であり、設計時の圧縮応力の制限値は「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」¹⁾に従い0.6 σ_{ck} (108 N/mm²)である。このように、波形鋼板手延べ桁の軽量化、上下弦材およ

平面図



側面図

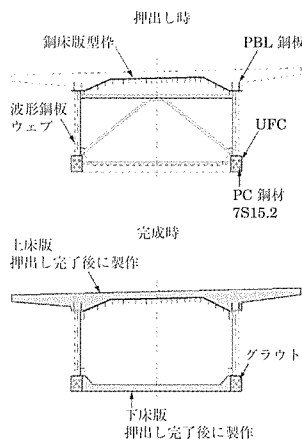
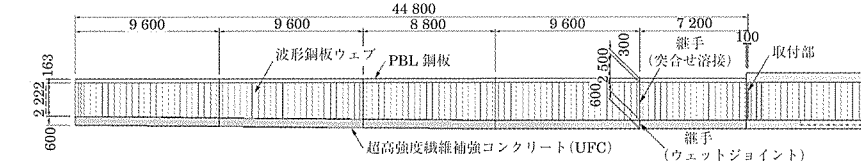


図-4 波形鋼板手延べ桁構造図

び波形鋼板ウェブを押し出し完了後も本設部材として利用するほか、仮設の横構や対傾構を手延べ桁部の上下コンクリート床版製作時における波形鋼板の形状保持材として利用する等、架設部材の無駄をなくすことにより、従来の仮設の鋼製手延べ桁を用いる場合に比べ40%程度の架設費が削減可能となった。

3.2 波形鋼板手延べ桁の製作

下弦材に使用する UFC は、その所要性能を発現するために、打設後から初期強度（40 N/mm²程度）発現までの一次養生を行い、その後、90℃で48時間の蒸気養生を行う二次養生が必要である。そのため、UFC 下弦材は工場製作が原則となるが、養生設備の大きさや工場から架設現場への運搬を考慮すると、上弦材、波形鋼板ウェブおよび下弦材の一体製作が難しい。そこで、製作時の制約条件を考慮して、図-5の模式図に示すようにフランジプレートと UFC を約7.2～9.6 mのブロックごとに一体製作してまず下弦材を完成させる。

UFC は二次養生完了までに発生する自己収縮が大きい特性を有する。そのため、波形鋼板と下弦材の接合部材が UFC の自己収縮を拘束することで、接合部材付近の UFC に引張応力が残留する。接合構造の選定においては、この残留引張応力の下弦材に及ぼす悪影響が極力小さくなるように配慮する必要がある。そこで、本橋では UFC とフランジプレートの接合構造としてアングルジベルと PBL を候補とし、UFC に一様な収縮を与えた3次元 FEM 解析による残留応力の比較検討を行ったが、残留引張応力はアングルジベルの方が40%程度小さいという結果を得たため、アングルジベルを採用している。

また、拘束効果をより低減させるために予めアングルジベルを溶接しているフランジプレートには約1.6 mごとに分割目地を入れている。

UFC 下弦材の完成後、上弦材（上フランジプレートと PBL 鋼板）が溶接された波形鋼板を下弦材のフランジプレートに溶接し、手延べ桁をブロック単位で完成させる（写真-1）。ブロック単位の手延べ桁が完成後、架設現場に各部材を搬入し、鋼床版型枠の接合や横構および対傾構の接合と併せて、波形鋼板ウェブ同士を突合せ溶接する。その後、UFC 下弦材の継手部に UFC を現場打設して所要強度発現後、7S15.2 mm の PC 鋼材を左右下弦材にそれぞれ5本配置し、プレストレスを導入することでブロック部材を一体化させて波形鋼板手延べ桁が完成する（写真-2）。

3.3 UFC 下弦材製作時の課題

UFC 下弦材の製作において考えられる諸課題は以下のとおりであるが、これらは実物大供試体による UFC 下弦材の製作実験により検証した。その結果は4. UFC 下弦材の製作実験で述べる。

- ・ UFC の自己収縮に対する接合部材の拘束による下弦材の残留引張応力および接合部材の残留せん断力が品質に及ぼす影響。
- ・ 手延べ桁ブロックごとの溶接時における波形鋼板ウェブの残留応力。

3.4 波形鋼板手延べ桁の安全性に関する課題

UFC 下弦材を用いた波形鋼板手延べ桁は前例のない複合構造である。とくに押し出し時には正負交番の大きな断面力が部材に作用することから、本橋への採用に際しては、下記の課題に対する実験検討を行った。

- ・ 使用状態（押し出し時）における安全性の確認
- ・ 耐荷力の確認
- ・ 継手部の性能の確認

これらの課題は波形鋼板手延べ桁の縮小梁供試体を用いた曲げ載荷実験により検証を行った。その結果は5. 波形鋼板手延べ桁の曲げ載荷実験で述べる。

その他、波形鋼板ウェブと下弦材接合部（アングルジ

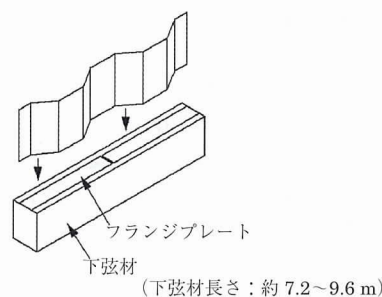


図-5 製作概略図



写真-1 ブロック部材で完成した波形鋼板手延べ桁



写真-2 波形鋼板手延べ桁

ベル)の面外曲げ耐力の耐力実験²⁾も行い、波形鋼板手延べ桁の性能確認ならびに本橋へ採用にあたり安全性の確認を行った。

4. UFC 下弦材の製作実験

4.1 実験計画

実験供試体を図-6に示す。供試体は実物大断面とし、桁長も実構造と同オーダーの8.0mである。拘束力の大きさに影響を及ぼすと考えられるフランジプレートの長さは、波形鋼板の1波長分の長さ(1波長=1.6m)を考慮して1.59m(Aプレート)と3.19m(Bプレート)の2種類とした。アングルジベルの諸元および配置間隔は実橋と同一とし、手延べ桁部の主方向の設計水平せん断力に対して所要の安全性能を満足するように設定している。

製作時における拘束力の検討は、図-6に示すBプレート端部側よりに設置した埋込みゲージ、アングルジベル間のフランジプレートに設置したひずみゲージ、ならびに熱電対により打設直後～養生完了までの計測したデータを基に行った。以降、この供試体を拘束供試体と呼称する。また、UFCの線膨張係数ならびに自己収縮を算出することを目的としてフランジプレートを取付けない供試体(拘束供試体と同断面寸法で $L=1.0$ m。以下、無拘束供試体)を製作し、この無拘束供試体の中央位置($1/2L$)には、拘束供試体と同断面位置に埋込みゲージと熱電対を設置した。本実験は、実橋の下弦材製作と同条件とすることを想定して取組み、「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」¹⁾に準じた。

下弦材と波形鋼板との溶接に関しては、UFC下弦材の製作実験で製作した拘束供試体を用いた溶接試験を行った。溶接時の管理温度は小型供試体を用いた試験より250℃と設定した。溶接は本製作と同じ半自動CO₂溶接の2層盛りで脚長8mmとした。

4.2 実験結果

図-7にひずみ履歴(コンクリート埋込みゲージ)を示す。ひずみの履歴から、拘束供試体では収縮ひずみが拘束されていることが分かる。また、養生温度が90℃一定にも関わらず、自己収縮により引張ひずみの減少が認められる。拘束供試体の拘束ひずみは、重ね合わせの原理により式(1)の関係式を用いて算出した。式(1)のうち、温度ひずみと自己収縮は、無拘束供試体から算出される線膨張係数と自

己収縮を適用した。線膨張係数は、水和反応がほぼ完了していると考えられる降温過程後半の温度変化とひずみ変化の関係から算出した。この関係を図-8に示す。両関係は線形関係にあり、傾きから線膨張係数は $13.5 \mu/\text{℃}$ と算出された。また、自己収縮は重ね合わせの原理より式(2)を用いて算出した。式(1)ならびに式(2)から算出した

$$\text{拘束供試体ひずみ } \epsilon R = \epsilon t + \epsilon a + \epsilon r \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

$$\text{無拘束供試体ひずみ } \epsilon F = \epsilon t + \epsilon a \dots\dots\dots \text{式(2)}$$

- ϵF : 無拘束供試体の全ひずみ
- ϵR : 拘束供試体の全ひずみ
- ϵt : 温度ひずみ ϵa : 自己収縮
- ϵr : 拘束ひずみ(クリープを含む)

拘束供試体の各ひずみ成分の経時変化を図-9に示す。

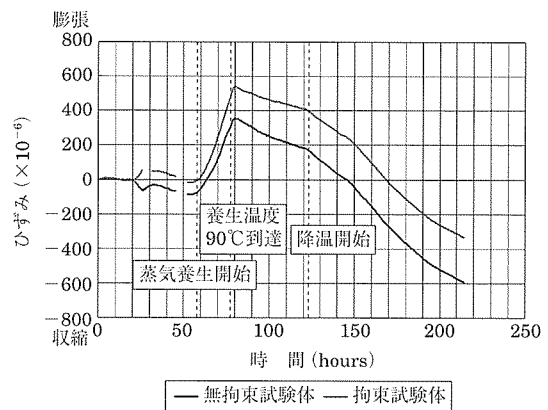


図-7 拘束および無拘束供試体のひずみ履歴

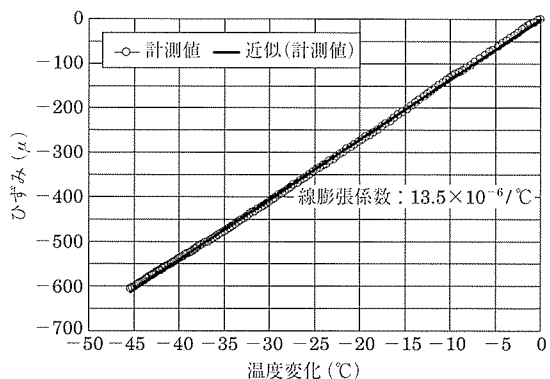


図-8 UFCの線膨張係数

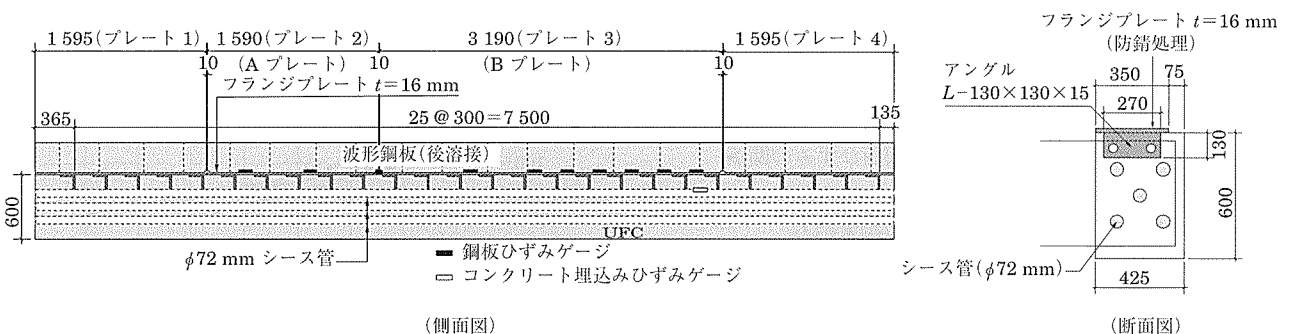


図-6 実験供試体(拘束供試体)

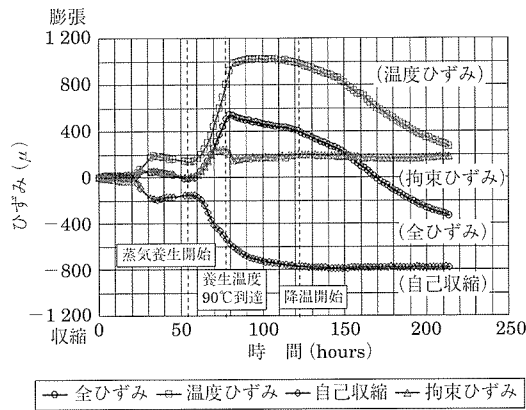


図 - 9 拘束供試体の各成分のひずみ履歴

この結果、拘束供試体の拘束ひずみは約 200 μであった。UFC のヤング係数は「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」¹⁾に示される $5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ が一般値であり、単純に拘束ひずみにヤング係数を乗じた残留引張応力は約 10 N/mm^2 となり、UFC のひび割れ発生強度 (8 N/mm^2) を超える。しかしながら、二次養生完了時で拘束供試体にひび割れが認められなかった。これは拘束ひずみが 200 μに達する時点で、ヤング係数が $5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ に達していなかったため、発生応力も小さかったことが主因と考える。

図 - 10 に UFC の拘束ひずみと同断面位置において計測したフランジプレートのひずみ（フランジプレートの圧縮の拘束ひずみ）との関係を示す。両者はほぼ線形関係であることが分かる。また、表 - 2 に二次養生完了後におけるフランジプレートのひずみから算出した拘束応力を示す。B プレートに対する A プレートの拘束応力は約 70 ~ 80 % であり、フランジプレートを短くすることにより、UFC の拘束応力も 70 ~ 80 % は小さくなると判断できる。この結果より、フランジプレートを短くした方が、UFC に対する拘束力が小さくなることを考慮し、鳥崎川橋では、フラン

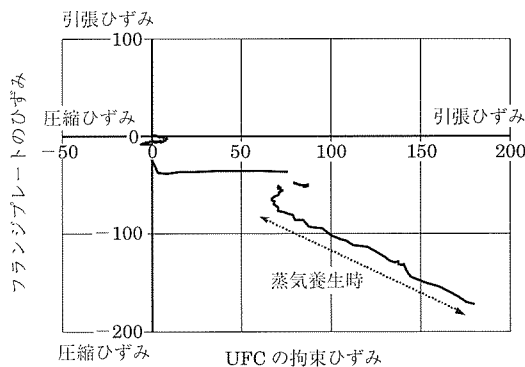


図 - 10 UFC ひずみとフランジ鋼板ひずみの関係

表 - 2 フランジプレートの拘束応力

応力度 (N/mm ²)	プレート端部	プレート中央
A プレート (1.59 m)	28.3	32.2
B プレート (3.19m)	35.8	45.9
A プレート/B プレート	0.79	0.70

ジプレートを A プレートの仕様とした。また、フランジプレートに発生する拘束応力（軸圧縮力）をジベルに作用する付加的な水平せん断力（発生応力 $32.2 \text{ N/mm} \times$ フランジ断面積 = 200 kN）として考え、アングルジベルの設計に反映させた。アングルジベルを接合部材として用いた拘束供試体は製作時にひび割れ等の有害な損傷が生じておらず、実橋の下弦材への適用が可能と判断した。ただし、下弦材には有意な軸方向引張応力が残留すると考えられるため、押し出し中や完成後に下弦材に働く軸方向応力によってひび割れが生じないように、下弦材は押し出し中、完成後設計荷重時ともフルプレストレスで設計した。また、フランジ鋼板には 1.6 m（波形鋼板の波長）ごとに目地を設けた。さらに、接合部材に残留する付加せん断力を、架設以降に発生する荷重による接合部の水平せん断力に加えて照査した。

溶接実験は半自動 CO₂ 溶接で波形鋼板を UFC 下弦材に溶接後、図 - 11 に示す位置にあらかじめひずみゲージを貼付け、計測部位を切出す際のひずみ戻り量の計測（応力開放法）により波形鋼板の溶接部残留応力を算出した。その結果、図 - 12 のように最大 1350 μの残留ひずみを計測した。これは応力換算すると 270 N/mm^2 で、波形鋼板の降伏応力の 75 % 程度である。既往の研究³⁾では、溶接部に降伏程度程度の残留応力があっても、波形鋼板ウェブがせん断座屈よりせん断降伏が先行する場合は、桁のせん断耐力に及ぼす溶接部の残留応力の影響は小さいことが分かっていることから、本橋でも溶接部の残留応力による桁のせん断耐力の有意な低下はないと考えた。また、波形鋼板の溶接後、UFC 下弦材表面にはひび割れは認められず、実験完了後、UFC 下弦材を切断して内部状況を確認したが、アング

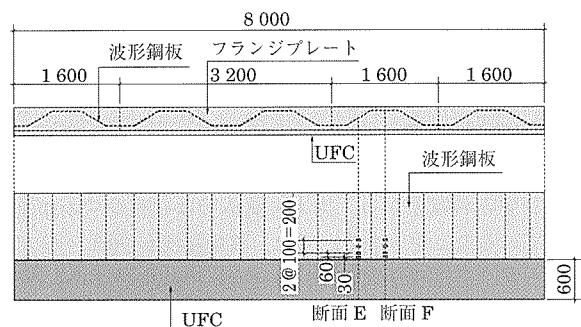


図 - 11 波形鋼板の残留応力計測位置

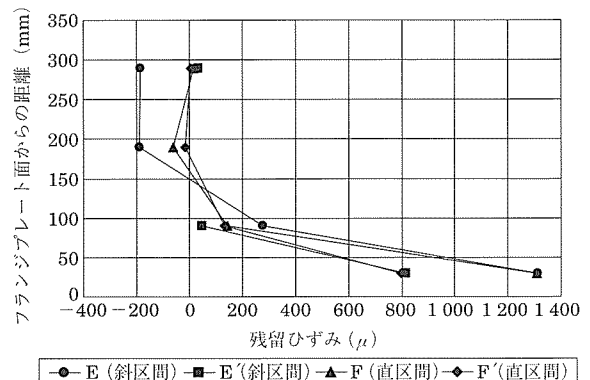


図 - 12 波形鋼板の残留ひずみ（水平方向）

ルジベル付近にもひび割れ等の損傷は見られなかった。

5. 波形鋼板手延べ桁の曲げ載荷実験

5.1 実験計画

実験供試体を図 - 13 に示す。また表 - 3 に供試体材料の仕様を示す。スケールは実物の約 1/2.5 であるが、本実験では、まず波形鋼板手延べ桁の挙動特性に関する基本的なデータ収集を目的とし、上弦材はフランジプレートだけのシンプルな断面とした。ケース 1 は継手のないタイプ、ケース 2 は継手を有するタイプで、継手の有無による挙動特性や耐荷力の比較を行うこととした。

載荷パターンを図 - 14 に示す。手延べ桁が押出し中に正負交番の曲げモーメントを受けることから、本実験では上向き、下向きの交番載荷を行った。上向き載荷については、手延べ桁が仮巻上を通過する状態を想定し、載荷板の幅を実物に合わせてスケールダウンした。鳥崎川橋では 10 橋脚を通過する押出しとなるので、使用限界状態として 10 回の繰返し交番載荷を行った。上向き荷重は、鳥崎川橋の手延べ桁が押出し中に受ける最大の曲げモーメントとせん断力を再現できるように設定した。下向き載荷については、手延べ桁の設計では下弦材をフルプレストレスとしていることから、下弦材の応力が計算上 0 になるような荷重を設定した。使用状態の 10 回繰返し載荷の終了後、上向き荷重を上フランジが降伏するまで載荷を行い、最後に下向き荷重を桁が破壊するまで載荷した。

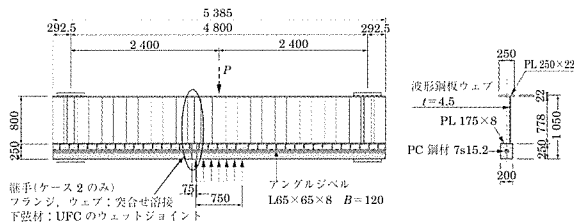


図 - 13 曲げ載荷試験体 (図はケース 2 : 継手有)

表 - 3 供試体材料の仕様

UFC 一般部	$f'_{ck} = 180 \text{ N/mm}^2$
UFC 継手部	$f'_{ck} = 100 \text{ N/mm}^2$
上下フランジ	SM490YB
波形鋼板	SS400

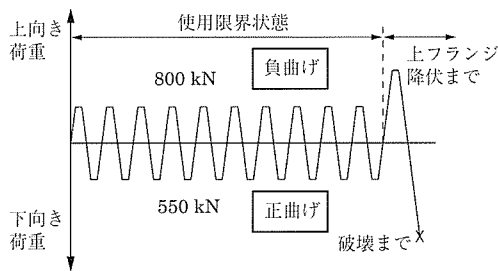


図 - 14 載荷ステップ

5.2 3次元有限変形弾塑性 FEM 解析

曲げ載荷実験による供試体の耐荷力および力学的挙動を事前に把握するとともに、載荷実験結果の比較を行い、波形鋼板手延べ桁の桁挙動・耐荷力予測法に関する検討による設計へのフィードバックを目的として、3次元有限変形弾塑性 FEM 解析により検討を行った。試験体の解析モデルは波形鋼板手延べ桁および実験供試体ともに、曲げ破壊先行型で軸方向応力が卓越することから、下弦材は簡易な梁要素でモデル化した。図 - 15 に解析モデル図、表 - 4 に各部材の解析モデル、図 - 16 に材料特性を示す。図 - 16 について、「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案)」よりも、UFC のひび割れ発生強度は 8 N/mm^2 であるが、下弦材製作時の UFC の収縮拘束による引張残留応力を想定し、本解析は図 - 16 に示すようにひび割れ発生強度を 1 N/mm^2 で実施した。

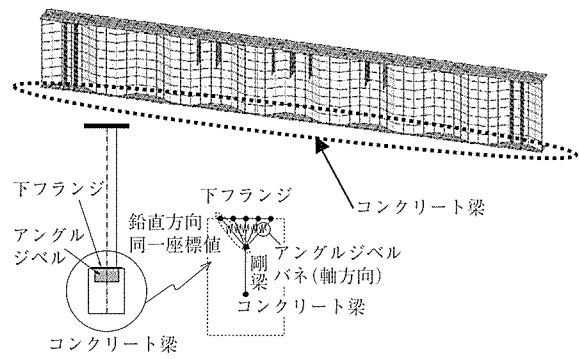


図 - 15 3次元有限変形弾塑性 FEM 解析モデル図

表 - 4 各部材の解析モデル

部位	要素
フランジ・ウェブ・リブ	シェル要素
コンクリート梁	梁要素
PC 鋼線	埋込み鉄筋要素
アンゲルジベル・梁接合部	バネ要素

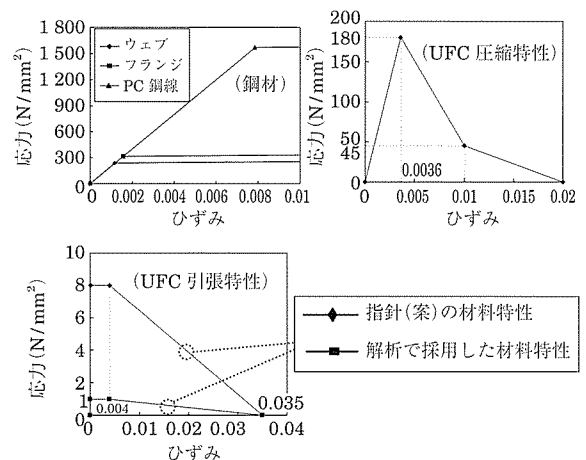


図 - 16 材料特性

5.3 実験結果

実験で得られた荷重-変位曲線を図 - 17 に示す。継手なし（ケース 1）、継手あり（ケース 2）のいずれも、使用限界状態（下向き 550 ～ 上向き - 800 kN）では 10 回の正負交番荷重に対して弾性挙動を示し、剛性低下は見られなかった。終局限界を想定した上向き荷重では、両ケースとも使用限界の約 2 倍となる 1 600 kN 付近で上フランジ部の降伏が認められた。最後の荷重ステップである下向き荷重において、継手のないケース 1 では約 1 000 kN で支間中央付近の下弦材にひび割れが生じ、継手を有するケース 2 では約 850 kN で UFC 継手部に目開きが生じた。破壊形態は、ケース 1 では支間中央部の曲げ破壊、ケース 2 では継手部の曲げ破壊であった。両ケースとも変位制御状態での荷重で荷重低下が生じた時点で荷重を終了した。耐力力（最大荷重）はケース 1 が約 1 730 kN、ケース 2 が約 1 580 kN であった。ケース 2 の耐力力は、使用限界状態の約 2.9 倍に相当しており、実橋における波形鋼板手延べ桁の安全性を確認した。両ケースでは約 8 % の耐力差が認められた。これはケース 2 の継手部では UFC 下弦材と接合している下フランジプレートが不連続であるのに対し、ケース 1 ではフランジプレートが連続していたため引張材として寄与したことが主因と推測される。なお、実験値と 3 次元 FEM 解析の荷重-変位曲線を比較すると、両ケースとも上下方向の荷重に対してほぼ近似しており、実験と解析の整合性はあることを確認した。

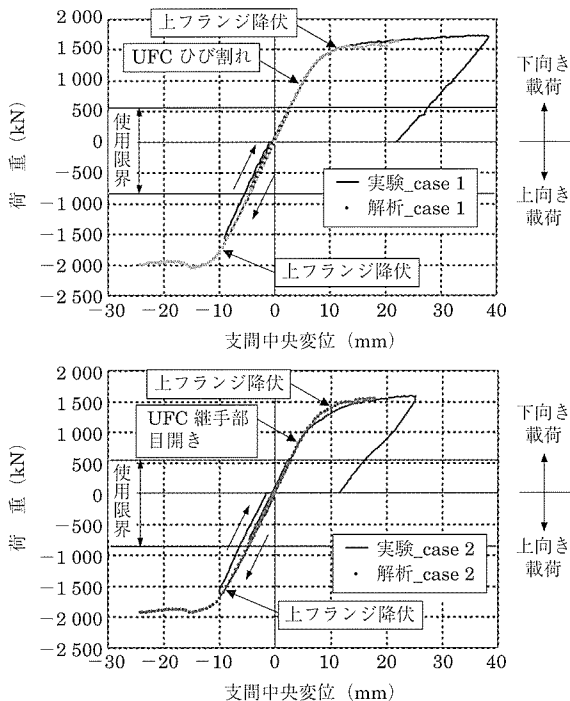


図 - 17 荷重-変位曲線

図 - 19 に下弦材のひずみ計測位置および下弦材の荷重版付近における軸方向ひずみを示す。ケース 1 が供試体の支間中央、ケース 2 が継手部付近のひずみを示す。下向き荷重時ではケース 1 およびケース 2 とも線形範囲で 3 次元

FEM 解析結果と近似している。ケース 1 では約 1 000 kN 付近で UFC にひび割れ発生挙動を示した。この時の曲げひび割れ発生強度は 15 N/mm² 程度である。ケース 2 ではプレストレス力と荷重荷重による合成応力が引張に転じる荷重値 ($P=850$ kN) で目開きが発生した。

上向き荷重時では、使用状態から 3 次元 FEM 解析結果と傾向が異なる。荷重版付近の桁断面には負の曲げモーメントが作用し、下弦材に発生する応力は圧縮となるはずであるが、荷重増加に対して圧縮ひずみ増加は鈍く、逆に引張応力が発生した箇所もある。これは、波形鋼板ウェブのせん断剛性が低いため、せん断力が不連続になる荷重点でのウェブのせん断変形を上下弦材が拘束することにより局部的に付加曲げ引張応力が発生したためと考えられる。下向きと上向き荷重で荷重とひずみの関係勾配が異なるのは、荷重位置と UFC 下弦材の高さ方向の距離が関係しており、1 点荷重の荷重が下向き荷重では UFC 下弦材に達するまでに分散することで付加曲げ応力が小さくなり、上向き荷重では UFC 下弦材への応力集中度が高くなることで付加曲げ応力が大きくなるためと考えられる。また、上向き荷重の場合、両ケースとも荷重と変位の関係が線形範囲にも関わらず、UFC 下弦材のひずみ履歴は荷重増加に従って非線形的な挙動を示している。これは、UFC 下弦材よりも荷重版の剛性が大きいため、図 - 18 に示すように荷重が増加するに伴う支圧応力分布の変化が影響したと考えられる。つまり、荷重版の縁端上付近の UFC 下弦材に局部曲げが生じているためと考えられる。

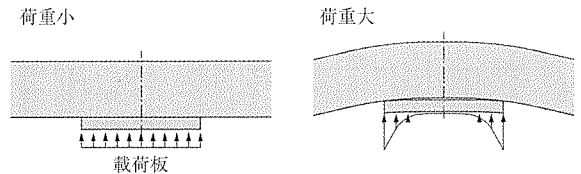


図 - 18 荷重増加に伴う支圧分布変化の概念図

このような現象が荷重実験より分かったことから、図 - 15 の解析モデルにおいて、実橋の仮支点における支圧応力分布の変化について、等分布荷重等の荷重方法を数パターン想定した 3 次元 FEM 解析を行ったが、荷重版の受圧範囲に一樣な強制変位を与える方法により、図 - 20 に示すように荷重版縁端の C 2 断面で局部応力を適度に安全側（上縁側の引張応力、下縁側の圧縮応力のいずれも大きめ）に評価できることが分かった。これは、荷重実験における荷重板上の UFC 下弦材が荷重版の中央付近では浮上するような現象が生じるところを、解析では荷重版の範囲内で一樣な変位になるようにすることで、荷重版の端部付近の応力集中を評価したためと考えられる（図 - 21）。この検討結果を踏まえ、実際の手延べ桁の設計における 3 次元 FEM 解析では、仮桁上の下弦材下面を鉛直方向に一樣な固定支持条件とし、負反力をカットしないようなモデル化をすることで安全側とするよう考えた。

本実験においては、波形鋼板のひずみも計測し、全せん断力に対するウェブのせん断力分担率の把握も試みた。そ

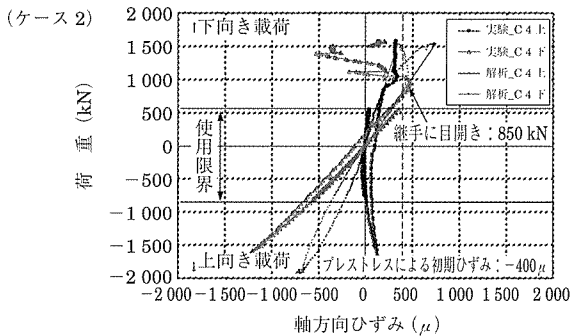
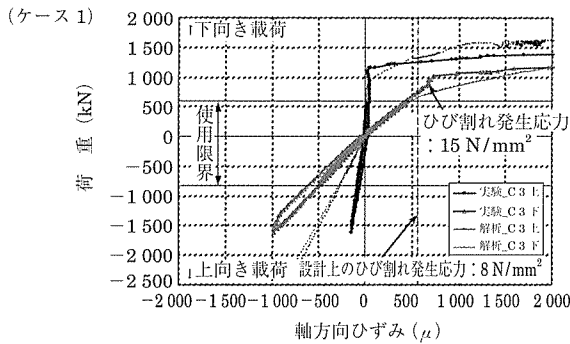
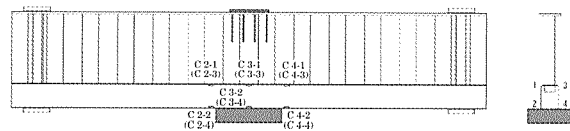


図 - 19 UFC 下弦材の軸方向ひずみ履歴

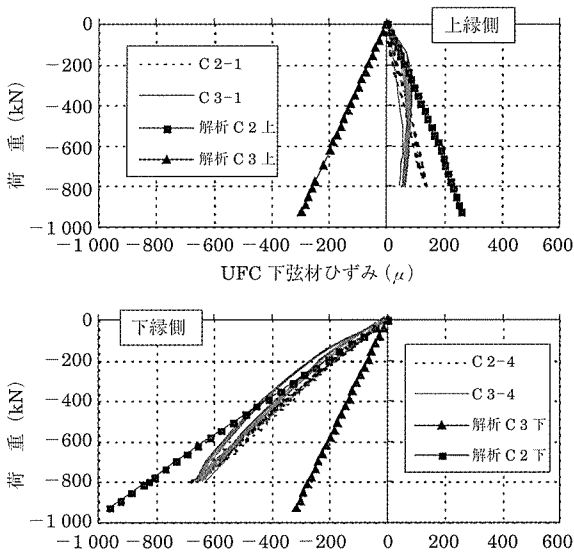


図 - 20 上向き積荷時における UFC 下弦材ひずみの評価

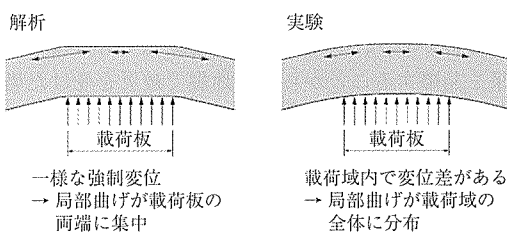


図 - 21 下弦材への上向き積荷モデルと局部応力

の結果、使用限界状態の上向き積荷時におけるウェブのせん断力分担率は、積荷点付近の断面では約 50 %、積荷点から離れた断面では約 75 %であった。下向き積荷時はすべての計測断面において、ウェブのせん断力分担率は 75 ~ 80 %程度であった。本実験では上下弦材のせん断ひずみは未計測のため、上下弦材のせん断力分担率は不明であるが、上下弦材の剛性比から考えると、下弦材の方がせん断力分担率は高いと考えられる (FEM 解析では、上向き積荷時の積荷点付近の断面でのせん断力分担率は、ウェブ：30 %、上弦材：5 %、下弦材：65 %)。実験では 1 600 kN の上向き積荷において、継手のないケース 1 では下弦材のせん断による損傷は見られず、また、積荷板の端部に継手を有するケース 2 では、下弦材の継手部のせん断は摩擦抵抗で十分に伝達されており、継手部にずれ等の異常がなかった。この結果より、実橋においても下弦材は仮巻通過時に受けるせん断力に対して十分安全であると判断した。

6. まとめ

6.1 UFC 下弦材の製作実験

- (1) フランジプレートの拘束力 (軸圧縮力) を付加的なせん断力としてアングルジベルの設計に反映させた。
- (2) 溶接による波形鋼板の残留応力は降伏応力の 75 % であり、既往の研究より桁のせん断耐力に影響がない。
- (3) ひび等の不具合なく波形鋼板手延べ桁を製作できる。

6.2 波形鋼板手延べ桁の曲げ積荷実験

- (1) 波形鋼板手延べ桁の、使用限界状態での剛性低下や部材の損傷は、継手の有無にかかわらず認められない。
- (2) 波形鋼板手延べ桁は、正曲げに対しては使用限界に相当する荷重の 3 倍程度の曲げ破壊耐力を有し、負曲げに対しては、押し出し時の約 2 倍の断面力を受けて鋼上弦材が降伏するまでは、剛性低下や異常な挙動は見られない。
- (3) 仮巻通過時に下弦材に発生する局部応力に対する、合理的で安全側の評価法を確立した。
- (4) 波形鋼板手延べ桁のせん断力分担率を実験により把握し、下弦材が十分なせん断抵抗を有することを確認した。

謝 辞

鳥崎川橋の波形鋼板手延べ桁に関しましては、「波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の押し出し架設に関する技術検討委員会」(委員長：山崎 淳 日本大学教授) にてご指導頂きました。ここに深甚の感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー 113 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案) 2004
- 2) 第 60 回土木学会年次学術講演会 波形鋼板ウェブ手延べ桁における接合部の面外耐力に関する検討 趙, 東田, 安里, 白谷
- 3) 阿田, 町, 正司, 藤井：波形鋼板ウェブのせん断座屈耐力に関するパラメトリック解析 第 11 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 プレストレストコンクリート技術協会 pp 153 ~ 158

【2006 年 3 月 8 日受付】