

デンカ小滝川橋の設計

— 場所打ちによる UFC 製道路橋 —

別府 教*1・伊藤 康輔*2・森田 遼*3・一宮 利通*4

小滝川発電所では、発電設備のリニューアル工事に伴うアプローチ橋の架替えが計画され、エトリングイト生成系の超高強度繊維補強コンクリート（AFt系UFC）を用いて施工されることとなった。AFt系UFCは、通常プレキャスト方式により製作・架設されるが、本工事の架橋地点が山間部のため大型のプレキャスト部材の運搬および架設が困難であることから、場所打ちにより架設することとなった。

設計においては、AFt系UFCを現場養生した場合の設計用値を決定する必要があるが、冬季施工となることから、最低限の冬季養生を仮定して5℃で28日間養生した試験体の試験結果から決定した。ケーブル配置としては内・外ケーブルを併用する構造を採用したが、断面のスリム化を目的として両者とも高強度PC鋼材を使用した。また、AFt系UFCを用いた外ケーブル構造では桁のたわみ量が大きく桁の応力度や耐力に与える影響が無視できない。よって、本橋では、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した照査を行い、それらの影響を精査した。

本報告では、これら本橋特有の設計課題とその解決方法として実施した特殊解析について報告する。

キーワード：超高強度繊維補強コンクリート、場所打ち、PC橋、高強度PC鋼材

1. はじめに

新潟県糸魚川市の小滝川（姫川水系）に位置する小滝川発電所では、発電設備のリニューアル工事が進められており、これに伴い建造後約100年経過したアプローチ橋の架替えが行われた。この新設橋梁は、エトリングイト生成系の超高強度繊維補強コンクリート（以下、AFt系UFC）を用いて施工された（写真-1）。AFt系UFCは超高強度繊維補強コンクリートの一つであり、土木学会でUFCとしての技術評価を受けている（超高強度繊維補強コンクリート「サクセム」の技術評価報告書¹⁾）。AFt系UFCを橋梁本体に使用した施工実績は数例あるが、いずれもプレキャスト方式により製作・架設されたものであった。しかし、



写真 - 1 完成写真

本工事の架橋地点が山間部のため、大型のプレキャスト部材の運搬および架設が困難であることから、場所打ちにより架設することとなった。

本報告では、本橋特有の設計課題とその解決方法について報告する。

2. 工事概要

本橋上部工の構造概要を図-1に、構造一般図を図-2に示す。本橋の工事概要は以下のとおりである。

工事名：小滝川発電所高効率化リニューアル橋梁架替
え工事

発注者：電気化学工業株式会社青海工場

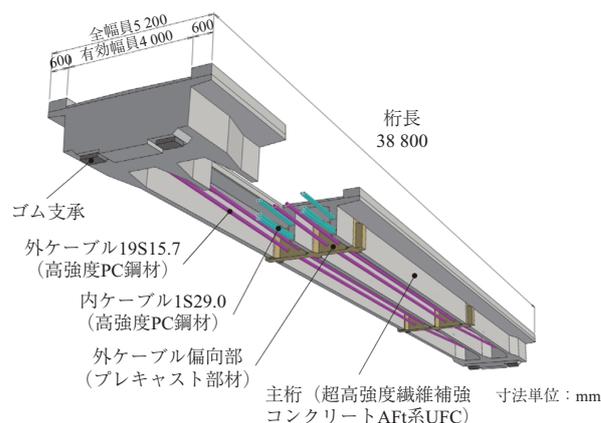


図 - 1 上部工の構造概要

*1 Satoshi BEPPU：電気化学工業(株) 青海工場

*2 Kosuke ITO：鹿島建設(株) 土木設計本部

*3 Ryo MORITA：鹿島建設(株) 土木設計本部

*4 Toshimichi ICHINOMIYA：鹿島建設(株) 技術研究所

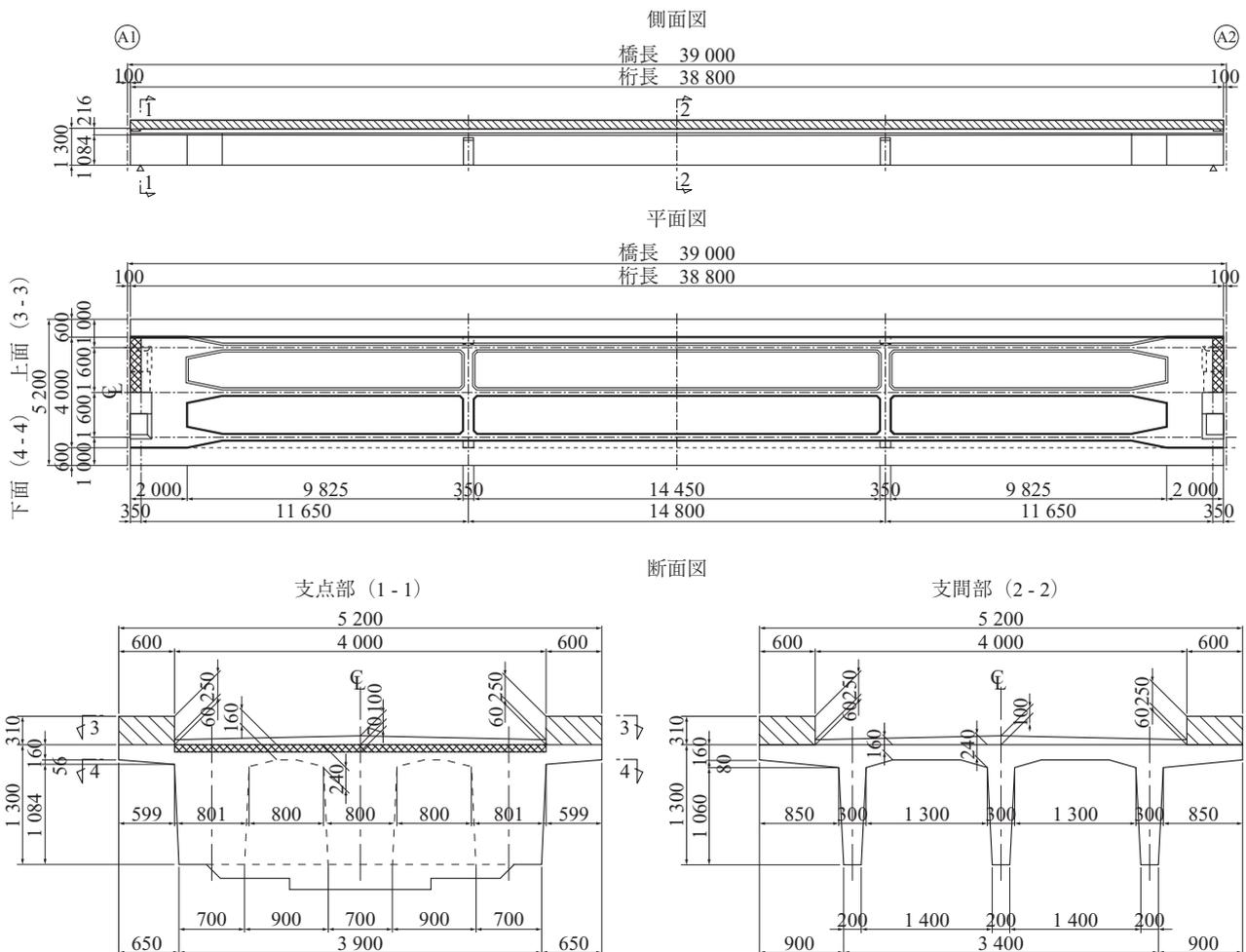


図 - 2 上部工構造一般図

設計・施工：鹿島建設株式会社

工事場所：新潟県糸魚川市

工 期：2013 年 10 月～2014 年 4 月（橋梁工事分）

工事内容：【上部工】単純 PC ポストテンション方式 T 桁橋，橋長 39.0 m，幅員 4.0 m（有効幅員）

【下部工】逆 T 式橋台 2 基

3. 使用材料

3.1 U F C

AfT系 UFC では，一般に，最高温度 85℃ の蒸気養生を 20～24 時間行うことが標準とされている。これらは十分な養生設備を有する工場製作のプレキャスト部材を想定しているものであるが，本橋では前述のとおりプレキャスト部材の運搬が不可能であったため，場所打ちで施工することとした。

AfT系 UFC の設計値を表 - 1 に示す。「場所打ち」に示す数値については，湧水期に施工する必要性から冬季施工となるため，最低限の冬季養生を仮定して 5℃ で 28 日間養生した試験体の試験結果から決定した。クリープ係数については，AfT系 UFC のクリープ係数¹⁾ および一般的な高強度コンクリートのクリープ係数²⁾ を参考として，0.7 および 1.2 の 2 種類を用いて厳しいほうで設計照査を行っ

表 - 1 AfT系 UFC の設計値

項 目	単 位	場所打ち	工場製作
圧縮強度 (設計基準強度)	N/mm ²	150	180
曲げ圧縮応力度の制限値 (許容曲げ圧縮応力度)	N/mm ²	90	108
ひび割れ発生強度 (許容曲げ引張応力度， 許容斜引張応力度)	N/mm ²	4.0	8.0
引張強度	N/mm ²	6.5	8.8
ヤング係数	N/mm ²	4.35 × 10 ⁴	4.60 × 10 ⁴
乾燥収縮度	-	400 × 10 ⁻⁶	50 × 10 ⁻⁶
クリープ係数	-	0.7, 1.2	0.7

た。

3.2 高強度 PC 鋼材

PC 鋼材は，内・外ケーブルともに，配置本数の低減と断面のスリム化が可能となる高強度 PC 鋼材を選定した。PC 鋼材の諸元および設計値は，「高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物の設計施工指針³⁾」に従った。

内ケーブルには 19 本より線 1S29.0 を，外ケーブルには 7 本より線 19S15.7 をそれぞれ使用した。内ケーブルの防錆仕様は，高強度 PC 鋼材であること，冬季の施工となる

ことから、グラウト作業を省略できるプレグラウトタイプとした(写真-2)。外ケーブルは、高強度PC鋼材であること、桁外であるがウェブ間に配置されることから、エポキシ樹脂被覆ストランドをポリエチレン管内に配置し、セメントグラウトにて充填する3重防食仕様とした。PC鋼材の仕様を表-2に示す。

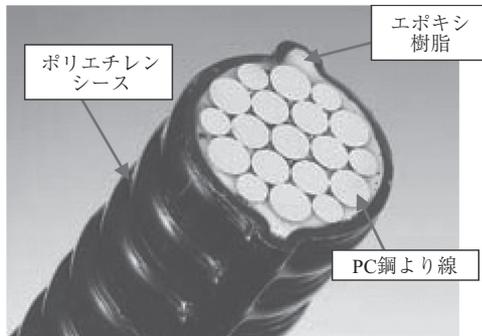


写真-2 プレグラウト鋼材

表-2 PC鋼材の仕様

項目	単位	内ケーブル 19本より線 1S29.0	外ケーブル 7本より線 19S15.7
断面積	mm ²	547.5	2 850.0
0.2%永久伸びに対する荷重 (降伏点)	kN (N/mm ²)	996 (1 810)	5 415 (1 900)
引張荷重 (引張強さ)	kN (N/mm ²)	1 139 (2 080)	6 365 (2 230)
見かけのリラクゼーション率	%	1.5	5.0
セット量	mm	7	11

4. 構造計画

4.1 主桁形式

コンクリートの圧縮性能をより有効活用するには下路桁が望ましいが、冬季の除雪および景観性に配慮して上路形式を採用した。

4.2 ケーブル配置

PC橋のケーブル配置には、内ケーブルと外ケーブルの比率により、全内ケーブル配置、全外ケーブル配置および内外ケーブルを併用した配置方法がある。

内ケーブルは桁断面内に鋼材を配置するため、40m級の多主版桁橋において内ケーブルのみで構造を成立させるためには、鋼材配置の点から大きな桁断面(ウェブ厚等)が必要となる。

一方、外ケーブルは桁断面外に鋼材を配置するため、鋼材配置による桁断面への影響は無いというメリットがあるが、終局限界状態でのコンクリート部材と外ケーブルのひずみ関係では平面保持の仮定が成立しないこと、および桁の変形に伴い外ケーブルの偏心量が変化することから、「道路橋示方書 Ⅲコンクリート橋編」⁴⁾では、外ケーブルの応力度増加が制限されている。これにより終局荷重作用時にはPC鋼材量が多くなり、設計荷重作用時においてオー

バープレストレスとなって桁の支間中央の断面上縁に引張力が発生するため、断面を大きくするなどの対応が必要となる。

これらの理由から、合理的に桁断面を小さくできる内外ケーブル併用配置を採用した。内ケーブルと外ケーブルの比率は、施工性も考慮し、主桁自重を負担できる内ケーブル本数をまず決定し、後荷重(橋面工、活荷重等)を外ケーブルで負担することとした。

図-3に支間中央部のPC鋼材配置断面図を示す。

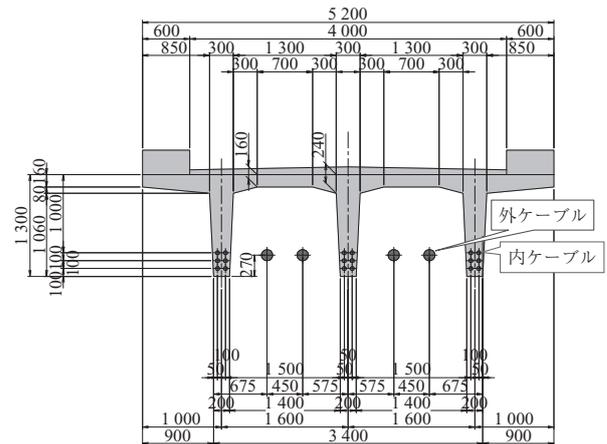


図-3 支間中央部の断面

5. 設計結果

上部工の設計のうち、主方向のたわみの照査および曲げの照査結果について述べる。

5.1 たわみの照査

主桁断面をスリム化することで桁剛性が小さくなりたわみが大きくなることから、活荷重によるたわみの照査は安全側に「道路橋示方書 Ⅱ鋼橋編」⁵⁾に従って行うこととした。

たわみの許容値は $L/600$ (L は支間長で単位はm)であることから、63.5mmとなる。これに対し、活荷重によるたわみの最大値は58.8mmであった(図-4)。

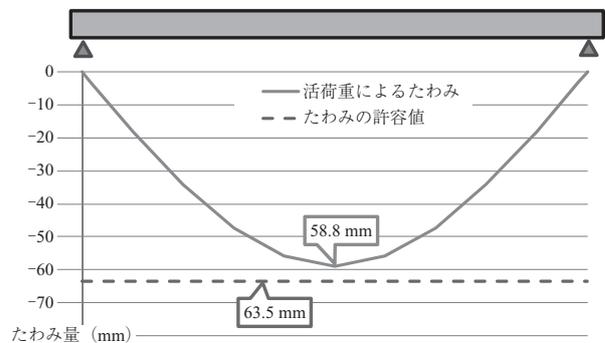


図-4 活荷重によるたわみ分布

5.2 施工時および設計荷重作用時の照査

図-5に曲げ応力度分布を示す。施工時の曲げ圧縮応

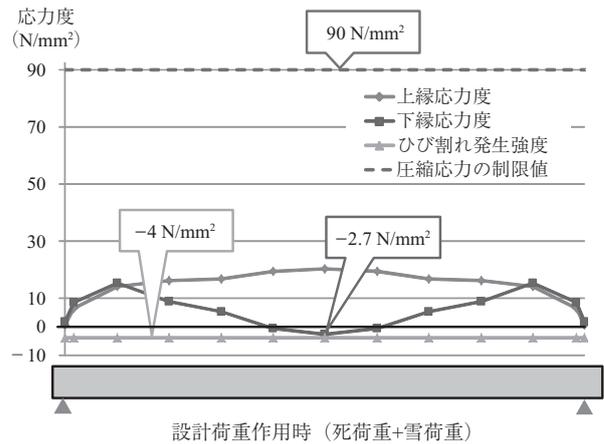
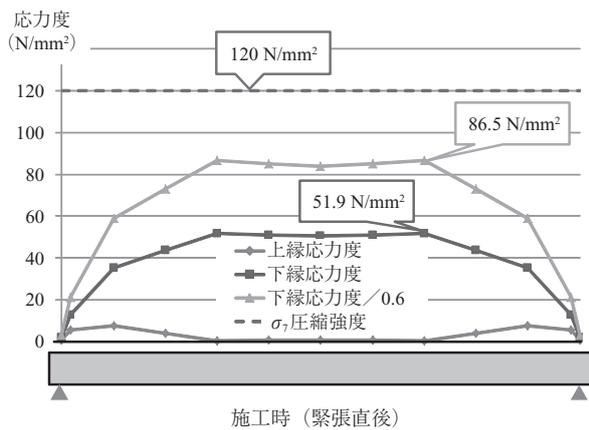


図 - 5 曲げ応力度分布

応力の最大値は緊張直後に桁下縁で 51.9 N/mm² となり、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）に従うと緊張直後に必要な圧縮強度の特性値は 86.5 N/mm² (= 51.9/0.6) となる。5℃で 28 日間養生した試験体の試験結果から、緊張時（7 日養生後）の圧縮強度は 120 N/mm² 以上発現していることが確認されており、曲げ圧縮応力の制限値以内を確保できると判断した。

設計荷重作用時の曲げ引張応力はクリープ終了時の死荷重時+雪荷重作用時に -2.7 N/mm² となり、応力の制限値以内 (-4.0 ≤ σ ≤ 90.0 N/mm²) に収まることを確認できた。

5.3 終局荷重作用時の照査

図 - 6 に終局荷重作用時の設計曲げモーメントおよび破壊抵抗曲げモーメントの分布を示す。破壊抵抗曲げモーメントを求める際に用いた Aft 系 UFC の応力-ひずみ曲線は、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）⁶⁾ に準じ、圧縮強度と引張強度は表 - 1 に示す値を用いた。

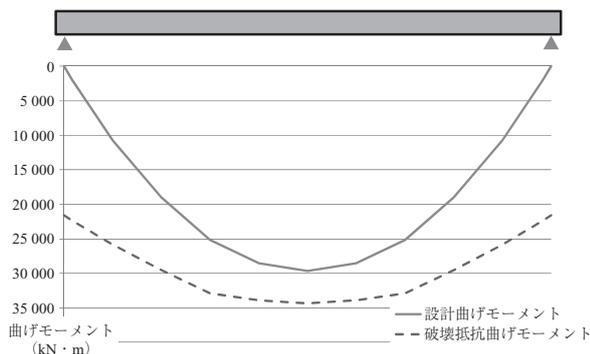


図 - 6 終局荷重作用時曲げモーメント分布図

6. 3次元 FEM 解析

外ケーブルが定着される端部横桁と外ケーブル偏向部を有する中間横桁に生じる局部応力を 3次元 FEM 解析により確認した。

6.1 解析モデル

構造中心および支間中央部を対称条件とした 1/4 モデルとした。図 - 7 に解析モデルを示す。

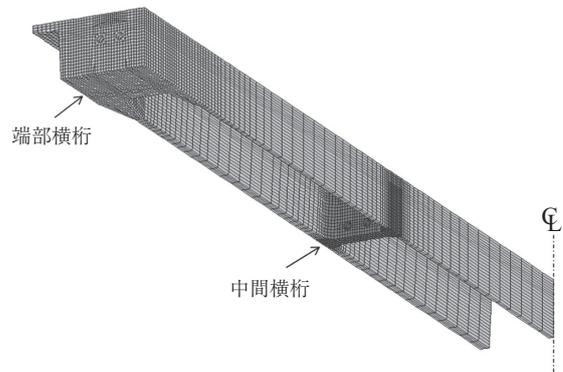


図 - 7 解析モデル

6.2 荷重条件

外ケーブル緊張力が最大となる外ケーブル緊張直後の荷重状態を想定した。当初、主桁自重、内ケーブルプレストレスおよび外ケーブルプレストレスを考慮したが、本解析による検討を行った結果、端部横桁および中間横桁ともに横締め PC 鋼材が必要となったことから、最終的にはこれらも考慮した。

6.3 解析結果

端部横桁および中間横桁ともに通常の梁理論では把握できない橋軸直角方向に顕著な引張応力が発生することが分かった。外ケーブル定着位置等の調整や部材寸法増による検討を行ったが、現実的な寸法増による対策のみでは許容値を満足しなかったため、いずれの横桁にも横締め PC 鋼材を配置することとした。横締め PC 鋼材は内ケーブルと同じプレグラウトタイプの 1S29.0 高強度 PC 鋼材とした。

解析結果を図 - 8, 9 に示す。端部横桁前面部と中間横桁下縁にいずれも橋軸直角方向の引張応力が発生するが、許容応力度を満足している。中間横桁については、後述のプレキャスト化も併せて行うことで、許容値に収めることができた。

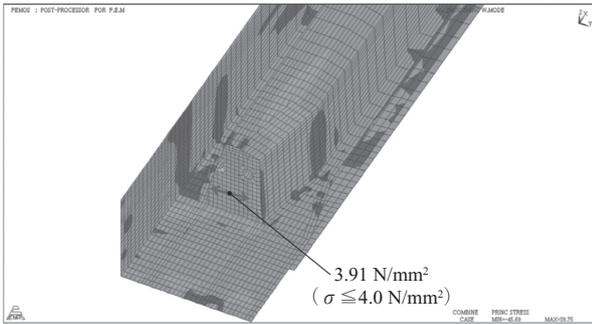


図 - 8 解析結果 (端部横桁部)

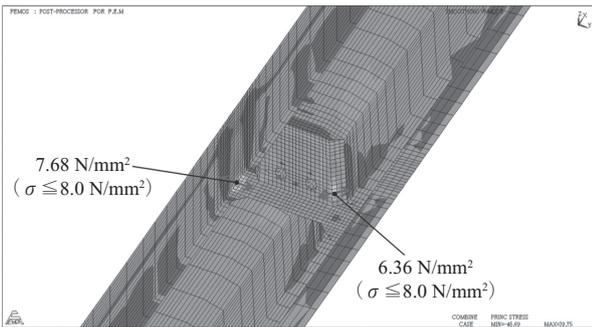


図 - 9 解析結果 (中間横桁部)

6.4 中間横桁のプレキャスト化

中間横桁部は施工中に作用する主桁下縁の大きな橋軸方向の圧縮応力により、下縁直角方向に大きな引張応力が生じる。これに対し、ハンチや横締めPC鋼材の追加を検討したが、現場打ちの許容値では満足しないことから、中間

横桁を工場で製作し、表 - 1 に示す「工場製作」の設計値を用いて設計することとした。なお、実施工ではプラントのコンクリート供給能力や現場の打設能力により主桁を分割施工する必要があるが、プレキャスト中間横桁を施工境界とすることで、施工性を向上させることが可能になった。図 - 10 にプレキャスト部の位置図と断面図を示す。

7. 複合非線形解析

本橋は、桁高 1.3 m、支間 38.1 m で桁高支間比 1/29.3 とスレンダーな構造であることから、桁の変形により外ケーブルの偏心量が増加し、桁の応力度や耐力に影響を与える可能性がある。そこで、材料非線形性および幾何学的非線形性の両方を考慮できるファイバー要素を用いた複合非線形解析プログラム⁷⁾を使用して終局荷重作用時の安全性の検証を行った。

7.1 解析モデル

図 - 11 に解析モデル図を示す。外ケーブルを主桁と独立した部材として設定し、主桁は内ケーブルを含めたファイバー要素として設定した。偏向部は剛体とし、偏向部と外ケーブルはバネ要素で接続した。

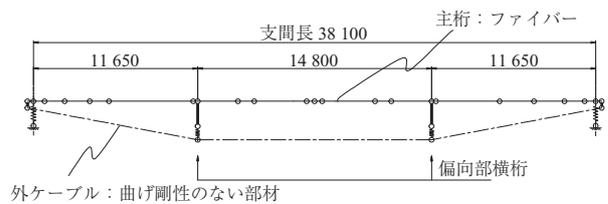


図 - 11 解析モデル

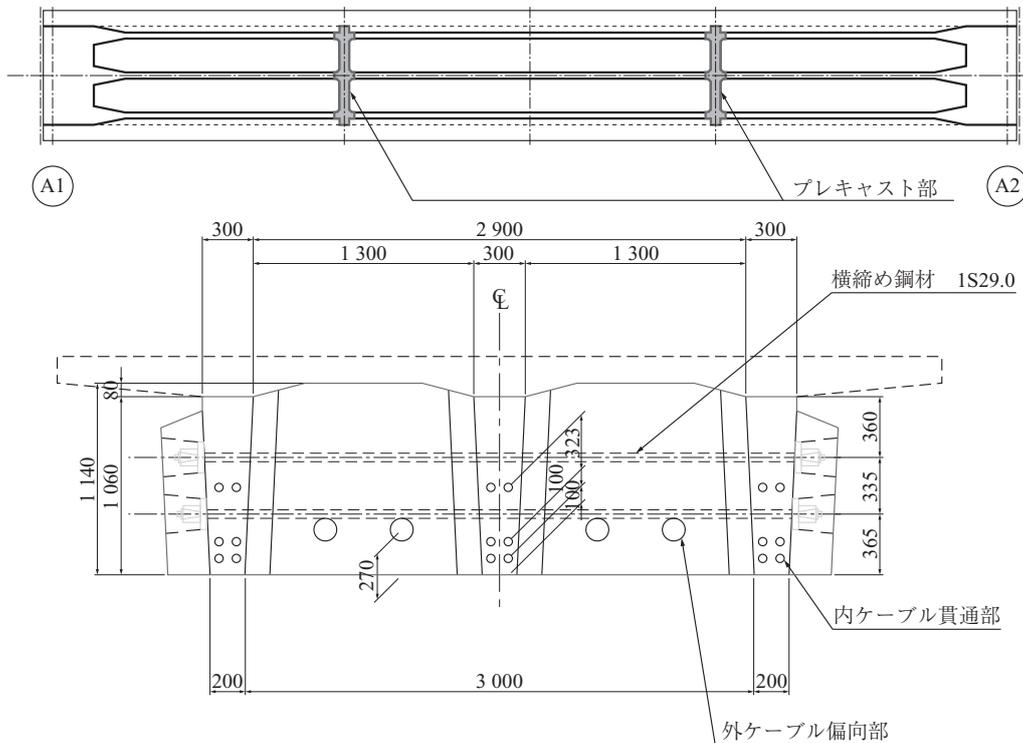


図 - 10 プレキャスト部の位置図 (上) および断面図 (下)

7.2 荷重条件

自重 (D1)、橋面荷重 (地覆, 舗装, 高欄) (D2)、内ケーブルプレストレス力 (Ps1)、外ケーブルプレストレス力 (Ps2)、雪荷重 (SW1) および活荷重 (L) を考慮した。

主方向の設計では、終局荷重作用時においてもっとも厳しい荷重の組合せは以下であった。

$$(D1 + D2 + L) \times a + Ps1 + Ps2 + SW1$$

ここで、 a は荷重係数であり、道路橋示方書の終局時の荷重組合せでは $a = 1.7$ である。

7.3 検証方法

検証は、支間中央部の桁上縁が終局ひずみ ($\epsilon = 3500 \mu$) に達する時点を確認系の破壊 (終局耐力) と位置づけ、その時の荷重係数 a が道路橋示方書における $a = 1.7$ (終局時) の値以上を確保していることを確認することとした。また、終局時に至る際の支間中央における外ケーブルの偏心量、設計で考慮していない外ケーブルの張力増加についても確認することとした。

7.4 解析結果

解析の結果を以下にまとめる。

表 - 3 に示すとおり、破壊時 (支間中央部の桁上縁が終局ひずみ $\epsilon_{cu} = 3500 \mu$ に達する時点) の荷重係数は、死荷重と活荷重の合計値の 2.029 倍であり、道示に規定されている終局時の荷重組合せの 1.7 倍および主方向設計における曲げ耐力 (1.97 倍) を上回った。

表 - 3 荷重係数

荷重係数 a	備考
1.000	$(D1 + D2 + L_{max}) \times 1.0 + Ps1 + Ps2 + SW1$
1.700	道示による終局荷重作用時の荷重係数 $[(D1 + D2 + L_{max}) \times 1.7 + Ps1 + Ps2 + SW1]$
1.902	内ケーブル第 1 降伏点 ($\sigma_s = 1747 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_s = 0.008$) をこえる
1.940	主桁下縁引張応力 0 に達する ($\sigma = 0.0 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_2 = -0.00479$)
1.970	曲げ耐力 (破壊抵抗曲げモーメントを荷重係数換算したもの)
2.002	内ケーブル第 2 降伏点 ($\sigma_s = 1930 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_s = 0.015$) をこえる
2.029	主桁上縁 $\epsilon_{cu} = 0.0035$ に達する

図 - 12 のとおり、終局時の外ケーブルの張力増加は約 434 N/mm^2 となった。このときの応力状態は第 1 降伏点以下であり降伏には至っていない。

図 - 13 のとおり、桁下縁が引張応力を負担できなくなるひずみ ($\epsilon_2 = -0.00479$, $a = 1.940$) を超えると桁変形が大きくなり、外ケーブル偏心量が大きく減少し始める。これと張力増加分が相殺され、断面耐力における外ケーブル寄与分は減少する。しかし、主桁の変形による外ケーブルの張力増加に伴い主桁に作用する軸力が増加することで、桁要素の曲げ耐力が増加し、構造物全体の耐力は増加する。

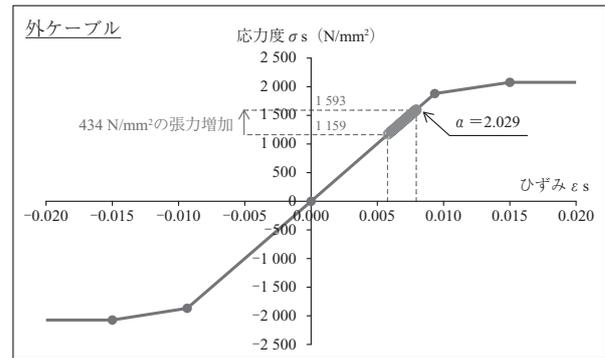


図 - 12 外ケーブルの応力履歴

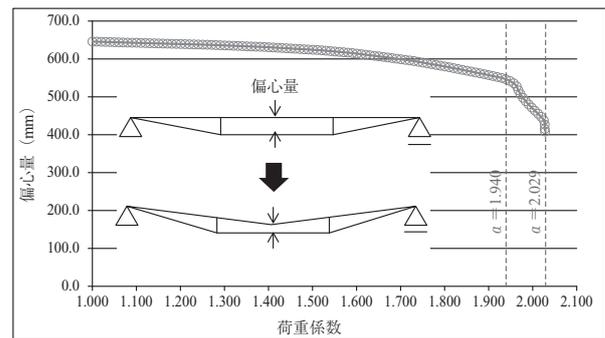


図 - 13 外ケーブル偏心量の変化

8. おわりに

本報では、AFt系 UFC を場所打ち施工した事例として、橋長 39 m の道路橋の設計概要について報告した。とくに、UFC を用いた外ケーブル構造では桁のたわみ量が桁の応力度や耐力に与える影響が無視できないと考えられるが、本橋においては、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した照査を行い、それらの影響を精査した。その結果、構造物全体の耐力は増加することが分かり、終局時の安全性を確認することができた。本報告が今後の同種工事の参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリート「サクセム」の技術評価報告書，技術推進ライブラリー No.3, 2006
- 2) プレストレストコンクリート工学会：高強度コンクリートを用いた PC 構造物の設計施工規準，2008
- 3) プレストレストコンクリート工学会：高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物の設計施工指針，2011
- 4) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，2012
- 5) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，2012
- 6) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案)，2004
- 7) 沖見他：複合非線形フレーム解析システムの開発，土木学会誌，Vol.80, 1995

【2014年11月21日受付】