

荒巻本沢地区橋梁 (波形鋼板ウェブPCエクストラード橋) の施工時検討

ドーピー建設工業株式会社	正会員	○山本 直彦
仙台市 建設局道路部北道路建設課		佐々木健雄
ドーピー建設工業株式会社	正会員	土田 充
ドーピー建設工業株式会社	正会員	伊藤 拓

1. はじめに

都市計画道路北四番丁大衡線は、仙台市中心部と北部地域を結ぶ新たな主要幹線道路として多いに期待されている路線であり、市内区間は平成22年開通を目指して現在、工事が進められている。このうち荒巻本沢地区橋梁は、市道荒巻泉線および私道との交差部に架かるPC2径間連続波形鋼板ウェブ・エクストラード橋であり、一面吊りの波形鋼板ウェブ・エクストラード橋としては国内外初の橋梁形式を採用している。本文では本橋上部工の施工時検討について報告する。

2. 工事概要

以下に橋梁形式とその諸数値を示す。また、本橋の一般図および断面図を図-1、2に示す。

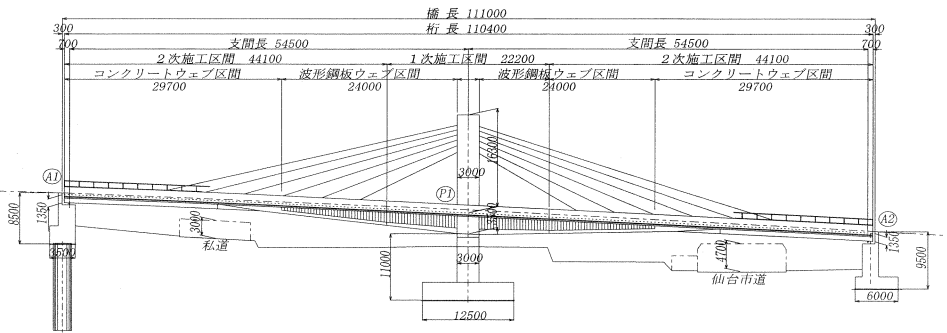


図-1 橋梁一般図

橋 種 : プレストレストコンクリート道路橋

構造形式 : PC2径間連続波形鋼板ウェブ
エクストラード橋

橋 長 : 111.000 m

支間長 : 2@54.500 m

全幅員 : 25.800 m

設計荷重 : B活荷重

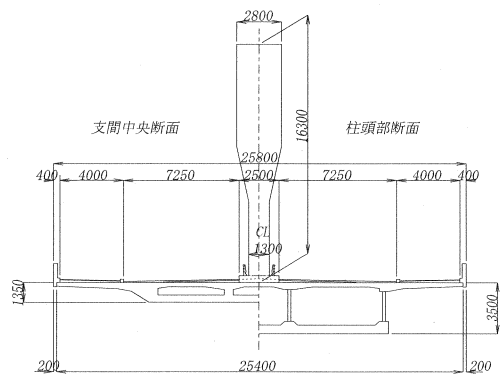


図-2 標準断面図

3. 本工事の特徴

本工事の特徴は以下の通りである。

- (1) 主桁断面に波形鋼板ウェブ構造を採用した1面吊りエクストラード橋である。
- (2) エクストラード橋としては施工例の少ない総支保工による施工となっている。
- (3) 本橋は交差道路部の建築限界により桁高に制約を受けるため、支間中央部の桁高が1.35mとなっており、箱桁断面としては極めて桁高が低い。
- (4) 主桁側の斜材定着部は桁高が低く、緊張作業が困難であるため、斜材定着は主塔側でのクロス定着方式を採用している。

4. 施工時に対する設計検討

本橋を施工するにあたり、変位（上げ越し量）、斜材張力、主桁、および主塔に対して検討を行った結果を以下に述べる。

(1) 検討解析ステップ

施工時の検討をするにあたり使用した解析ステップの概要を図-3に示す。

また、図に示した斜材ケーブルの番号はA1側（左側）から順に第1～12斜材としている。

(2) 上げ越し量の検討

これまでのエクストラロード橋の施工の多くは張出し架設による施工であり、本橋のように完全固定支保工による施工例は少ない。また、支保工型枠設置後の主桁上げ越し量の補正は不可能であり、出来形管理が重要となる。そこで本橋の上げ越し量の算出は、支保工の有無を的確に表現する必要があると判断し、図-4に示す支保工をバネ部材と評価した平面骨組みモデルによって算出することとした。

支保工を表現したバネ要素は、自重、プレストレスおよび斜材張力による支保工と主桁の接触の有無を考慮できるように圧縮に対してはバネ、引張りに対しては拘束をしないギャップバネ要素とした。ギャップバネ要素のバネ値は、支保工と地盤の変位を考慮し設定することにした。また、本橋はウェブに波形鋼板を用いていることからせん断変形の影響も考慮することとした。

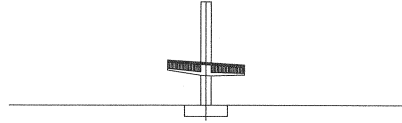
図-5は上記に示す支保工の影響を考慮した解析モデルにより算出した上げ越し量と、支保工の影響を考慮せずに算出した上げ越し量を示す。

支保工の影響を考慮した場合の上げ越し量は、支保工を考慮しない場合と比較し、第3斜材および第10斜材主桁定着部で約50%となり、支保工による影響が大きいことが分かる。これは、支保工をモデルとして考慮しない場合、外ケーブルおよび斜材緊張力による鉛直方向下向きの弾性変形を拘束しないのに対し、支保工をモデルとして考慮した場合、それらを拘束することにより鉛直上向きの弾性変形量が小さくなるため上げ越し量が減少している。

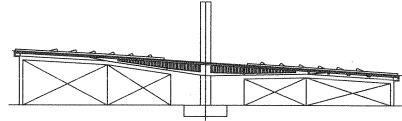
(3) 斜材張力の導入について

本橋は前述した通り、完全固定支保工による施工であり、桁内ケーブルに配置した外ケーブルを緊張した時点で主桁は自立した状態には無く、支保工に荷重が作用した状態となっている。よって、その状態で斜材張力を導

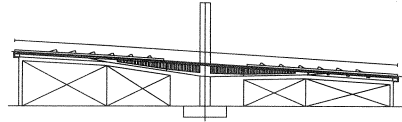
STEP-1 1次施工区施工



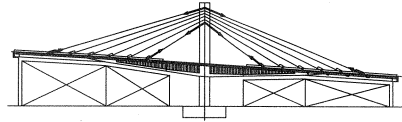
STEP-2 2次施工区間コンクリート打設



STEP-3 外ケーブル緊張



STEP-4 斜材ケーブル90%緊張（構造系完成）



※第1および第12斜材ケーブル緊張後に支保工撤去

STEP-5 斜材ケーブル張力調整（残留張力緊張）

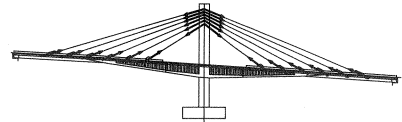


図-3 施工時検討ステップ概要図

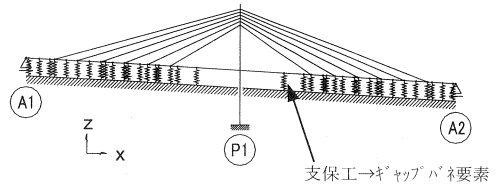


図-4 解析モデル

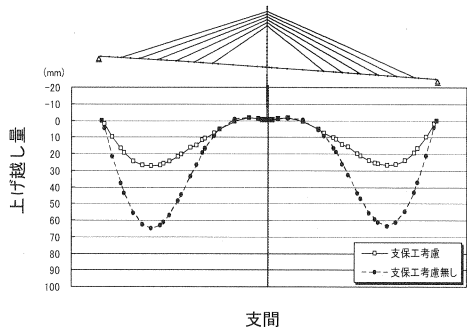


図-5 上げ越し量

入した場合、支保工の影響を受け、各斜材に作用する張力のバランスは設計で斜材緊張時に仮定した支保工が無い状態と異なる。そこで、斜材の張力導入は1次張力導入と2次張力導入に分けて導入することとした。1次張力の設定値は、支保工から主桁が自立するまでの緊張力として斜材設計張力の90%とすることにした。図-6に斜材1次張力導入によりギャップバネ要素に作用する圧縮力を示しており、第1, 12斜材緊張時には圧縮力は作用しておらず、自立している状態であることが分かる。実施工においては、支保工の反力を随時ロードセルにより測定し、斜材緊張の際に支保工拘束の有無を確認することとし、ロードセルは両側もしくは片側の外ウェブの直下に配置している。ロードセル設置位置を図-7に示す。

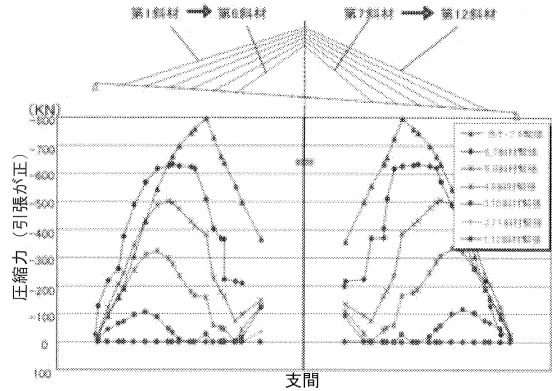


図-6 ギャップバネ要素に作用する圧縮力

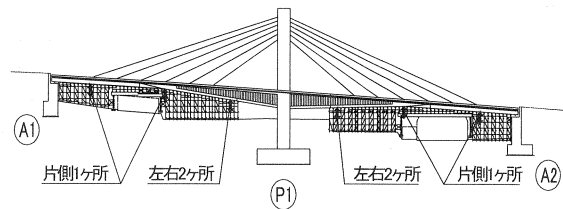


図-7 支保工反力計測ロードセル設置位置

また、斜材張力については、固定側定着体にロードセルを設置し、2列配置されている斜材ケーブルの片側1列ずつ計12点を測定する。斜材張力導入時の測定項目は、プレッシャゲージによる緊張ポンプ圧力、斜材張力、温度（主桁、主塔および斜材）、主塔応力、主塔の傾斜角、支保工反力を測定し、計測システムにより一元的に管理を行う。

斜材2次張力導入は、1次張力導入後に支保工を撤去し、その拘束が無い状態で、設計値となるように導入することとした。なお、その際の緊張力は、斜材温度、主桁温度、床版温度差および主塔温度差の影響も考慮して補正を行うものとした。

(4) 主塔アンバランスモーメントの対処に伴う斜材ケーブル応力度の検討

本橋は、縦断勾配が6%と大きく、斜材ケーブルの設置角度もそれぞれ異なっていることから、同一の張力を各斜材ケーブルに導入した場合、主塔にはアンバランスモーメントが作用することになる。一方、主塔は斜材張力により大きな軸圧縮力を受けるため、座屈に対して十分に安全を確保する必要がある。

よって、死荷重状態において主塔に大きなアンバランスモーメントが作用し、それによる弾性およびクリープ変形が生じた状態となることは、座屈に対する安全性を確保する上では好ましくない。そこで、主塔に対して左右の斜材張力のバランスを調整することでアンバランスモーメントを発生させないこととした。アンバランスモーメントへの対処は斜材ケーブルを引き越すことで行うため、斜材ケーブルの応力度を確認しておく必要がある。そのため、斜材ケーブルを張力増加させる割合は、主塔のアンバランスモーメントと斜材ケーブル応力度の双方を目安として決定した。斜材ケーブルの応力度グラ

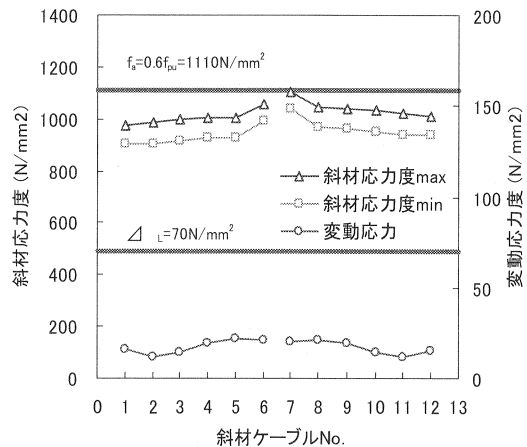


図-8 斜材ケーブル応力度

フを図-8 に示す。検討の結果、斜材ケーブル鋼材応力度の許容応力度 $0.6f_{pu}=1110N/mm^2$ および活荷重による変動応力度の許容値 $\Delta\sigma_s=70N/mm^2$ をそれぞれ満足していることを確認した。なお、その状態での応力照査を主桁や主塔に対しても行い、許容値を満足していることを確認した。

(5) 断面で隣り合う斜材ケーブルの張力調整

本工事の特徴でも述べたように、本橋の斜材ケーブルは一面吊りの2列クロス配置としている。また、斜材の緊張は施工時の主塔に作用するアンバランスモーメントを発生させないように、第5,6斜材から順に第1,12斜材までを2本同時緊張することとした。しかし、主塔部の斜材ケーブル定着位置は、図-9に示す通り、A1側ケーブルの定着間隔が540mmと狭いため、緊張ジャッキ4台の並列配置および隣接斜材ケーブルの同時張力導入をすることができない。そこで、斜材の緊張はジャッキを2台使用し、各斜材の並列する左右片側毎に張力を導入することとした。そうした場合、先に緊張した斜材ケーブルの張力は、後に張力を導入したケーブルの弾性変形の影響により張力が減少する。よって、先に導入するケーブルが所定の張力を確保されるよう、予め後に張力導入するケーブルの弾性変形による損失分を見込んだ張力を付加し、導入することとした。この損失分の張力は、平面骨組み解析により単位張力による影響値解析を行い算出した。なお、平面骨組み解析デルの境界条件は、4-(2)で示した解析モデルと同じ条件で行った。算出に使用したモデルの概要を図-10に示す。A1側斜材の弾性変形損失分を ΔTL 、A2側斜材の弾性変形損失分を ΔTS とし、損失分の張力は次式(1)および(2)より算出した。

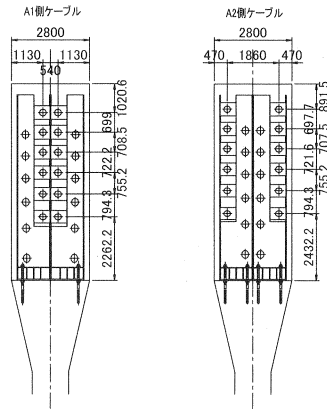


図-9 主塔部斜材ケーブル定着位置図

$$\Delta TL = -\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{TL}{1000} \cdot TL1 + \frac{TS}{1000} \cdot TL2 \right)$$

(1)

$$\Delta TS = -\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{TL}{1000} \cdot TS1 + \frac{TS}{1000} \cdot TS2 \right)$$

(2)

ここに、 TL : A1側斜材導入張力
 TS : A2側斜材導入張力

並列する斜材の先に張力を導入するケーブルに損失分を見込んだ導入量は、次式(3)および(4)より算出した。

$$TL' = TL + \Delta TL \quad (3)$$

$$TS' = TS + \Delta TS \quad (4)$$

ここに、 TL' : A1側斜材の損失分を見込んだ導入張力
 TS' : A2側斜材の損失分を見込んだ導入張力

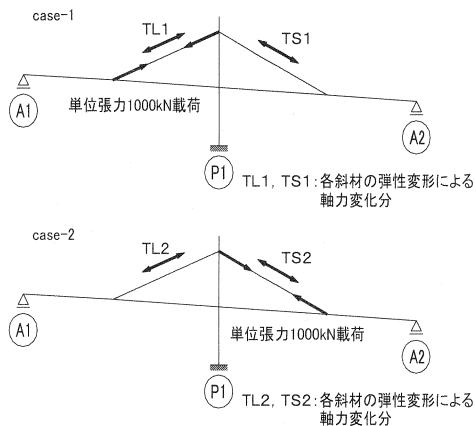


図-10 張力による弾性変形損失量算出概要

表-1 設計張力と実測張力の変動比率

	第6斜材		第7斜材	
	設計値	実測値	設計値	実測値
導入時	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
R側斜材緊張後	0.9567	0.9716	0.9604	0.9842
第5、第8斜材緊張後	0.9355	0.9313	0.9520	0.9586
第4、第9斜材緊張後	0.9207	0.9235	0.9468	0.9572
第3、第10斜材緊張後	0.9098	0.9044	0.9435	0.9406
第2、第11斜材緊張後	0.9013	0.8836	0.9411	0.9232
第1、第12斜材緊張後	0.8940	0.8769	0.9390	0.9119
張力調整後	1.0073	0.9590	1.0415	1.0236

本橋の斜材ケーブル緊張においては、斜材にロードセルを取り付け、斜材張力を測定した。測定の結果、設計張力変動率と実測張力変動率の差は最大でも4.8%であり、管理限界(±5.0%)を満足した。表-1に一例として、第6および第7斜材の設計張力と実測張力の変動比率を示す。