
小規模吊橋の設計と施工－馬越水管橋の事例－

Design and Construction of Magoshi Water Pipeline Bridge

湯治 秀郎(Syuro Yuji) 松尾 弘一(Hiroichi Matsuo) 上村 明弘(Akihiro Uemura)
脇長 正(Tadashi Wakinaga) 板脇 道雄(Michio Itawaki) 石渡 丈士(Takeshi
Ishiwatari)

要旨：

福島県阿賀川の馬越水管橋は、主塔間隔 126.2mの小規模吊橋であるが、補剛トラスを有する本格的吊橋であり、本橋の架設を通して小規模吊橋の施工管理手法の確立を図った。設計にあたっては、総合的には弾性理論による解析で十分な精度が得られたが、施工における管理基準は有限変形理論を用いた解析によることが必要であった。架設工事においては、主ケーブルの一括架設工法を採用するとともに、主ケーブルなどの工場製作時の寸法管理と架設現場での主ケーブル、補剛桁の形状管理を重点的に実施した。その結果、高精度の完成形状を達成することができ、小規模吊橋における施工管理技術を確立することができた。

Synopsis：

Magoshi water pipeline bridge was built over the Aga River in Fukushima prefecture. The bridge is a 126.2-m single-span suspension bridge with 2-hinge stiffening truss. While the site erection was controlled according to the analysis results of the finite deformation theory to obtain high accuracy. The analysis based on the elastic theory was used in the designing of this bridge and it gave proper accuracy in the design. Special features incorporated into the erection include: (1) Adoption of the all-over lifting method for the main cable, (2) quality control of the main cable at shop, and (3) precision shape control of stiffening truss and main cable at site. As the result, site erection has accomplished a high-precision construction control system in construction of a shortspan suspension bridge.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

Design and Construction of Magoshi Water Pipeline Bridge



湯治 秀郎
Syuro Yuji

エンジニアリング事業
部 土木技術部鉄構・海
洋技術室 主査(部長
補)



松尾 弘一
Hiroichi Matsuo

エンジニアリング事業
部 土木技術部鉄構・海
洋技術室 主査(課長)



上村 明弘
Akihiro Uemura

エンジニアリング事業
部 土木技術部鉄構・海
洋技術室 主査(掛長)



脇長 正
Tadashi Wakinaga
エンジニアリング事業
部 土木技術部鉄構・海
洋技術室



板脇 道雄
Michio Itawaki
川鉄鉄構工業(株)橋梁
鉄構事業部 工事部 主
幹



石渡 丈士
Takeshi Ishiwatari
川鉄鉄構工業(株)橋梁
鉄構事業部 工事部

1 緒 言

馬越水管橋は、会津若松地方水道用水供給事業の一環として、総延長約 42 km の送水管敷設工事のうち、その計画路線が福島県大沼郡本郷町の阿賀川を渡る地点に架設された主塔間隔 126.2 m の単径間 2 ヒンジ吊橋である。

本橋は、吊橋としては小規模ながら補剛トラスを有する本格的吊橋であり、また水管橋としては国内でも有数の規模を誇るものとなっている。しかし、その一方で本橋のような吊橋、いわゆる小規模吊橋は全国で約 1300 橋架設されているにもかかわらず、過去においてその設計思想に一貫性を欠いたきらいがあり、また、その施工管理基準も確立されていないのが現状となっている。

このような背景のもとに、本橋の施工にあたっては小規模吊橋の分野における施工管理技術を確立するという方針で取り組み、その結果高精度での完成形状を得られたとともに、初期の目標を十分に

要旨

福島県阿賀川の馬越水管橋は、主塔間隔 126.2 m の小規模吊橋であるが、補剛トラスを有する本格的吊橋であり、本橋の架設を通して小規模吊橋の施工管理手法の確立を図った。

設計にあたっては、総合的には弾性理論による解析で十分な精度が得られたが、施工における管理基準は有限変形理論を用いた解析による必要であった。

架設工事においては、主ケーブルの一括架設工法を採用するとともに、主ケーブルなどの工場製作時の寸法管理と架設現場での主ケーブル、補剛桁の形状管理を重点的に実施した。その結果、高精度の完成形状を達成することができ、小規模吊橋における施工管理技術を確立することができた。

Synopsis:

Magoshi water pipeline bridge was built over the Aga River in Fukushima prefecture. The bridge is a 126.2-m single-span suspension bridge with 2-hinge stiffening truss. While the site erection was controlled according to the analysis results of the finite deformation theory to obtain high accuracy, The analysis based on the elastic theory was used in the designing of this bridge and it gave proper accuracy in the design. Special features incorporated into the erection include: (1) Adoption of the all-over lifting method for the main cable, (2) quality control of the main cable at shop, and (3) precision shape control of stiffening truss and main cable at site. As the result, site erection has accomplished a high-precision construction control system in construction of a shortspan suspension bridge.

達成することができた。

そこで、本論では馬越水管橋の事例をもとに、小規模吊橋における設計と施工について述べるものとする。

2 工事概要

本工事は吊橋の製作、架設および送水管の敷設工事よりなり、その工事概要は次のとおりである。なお、Fig. 1 に一般図を示す。

橋梁形式: 単径間 2 ヒンジ吊橋

橋 格: 水管橋

支 間 割: 34.0 m + 126.2 m (主塔間隔) + 34.0 m

主 構 幅: 4.5 m

主 構 高: 2.3 m

送 水 管: 500 A

鋼 重:

補剛トラス 100.1 t

主 塔 17.8 t

* 平成 3 年 2 月 5 日原稿受付

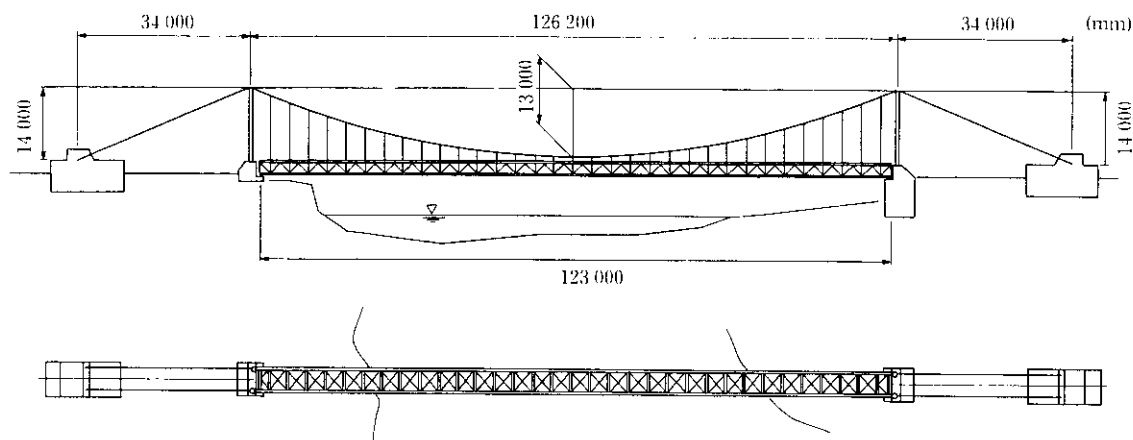


Fig. 1 General view of Magoshi water pipeline bridge

ケーブル	15.6 t
支 承	3.9 t
検 査 路	7.9 t
送 水 管 他	10.4 t
合 計	155.7 t

3 設 計

3.1 設計方針

吊橋の構造解析は、その規模や要求される精度に応じて弾性理論、撓度理論および有限変形理論が用いられる。このうち弾性理論は線形解析であり、比較的小径間で桁高のある補剛桁を有する吊橋に対しては十分正確な結果を与え、その誤差は安全側にある¹⁾。これに対し、補剛桁ならびにケーブルの変形を無視することができなくなる長径間の吊橋の解析においては、これらの変形を考慮した非線形解析である撓度理論や有限変形理論による必要がある。特に、近年の長径間吊橋に着目した場合、吊橋を立体骨組構造物とみなした有限変形理論が主流をなしている。これは、完成系のみならず架設の各段階における厳密な解析が可能であることによる²⁾。

本橋の場合、その径間からすれば弾性理論による解析によっても十分な精度が得られるはずであり、事実、本橋の設計は小規模吊橋指針³⁾にしたがって弾性理論による解析を行い、Steinman-Baker¹⁾による撓度理論との対比による補正率を考慮する方法で決定されている。しかし、弾性理論による解析では、架設途中の複雑な変形挙動を求めるのは困難であり、一方では高精度での完成形状が要求されたため、架設の各段階における厳密解が必要であった。そこで、本橋の施工にあたっては、有限変形理論による解析値を管理基準とすることとし、さらに弾性理論による解析との比較において部材断面の照査もあわせて行う方針とした。

3.2 弾性理論解析と有限変形理論の比較

3.2.1 完成時の断面力

Steinman-Baker による補正率を考慮した弾性理論による実施設計と立体骨組解析による完成系の断面力の比較を Table 1 に示す。この表の実施設計の①は死荷重+水荷重+無載荷時雪荷重、②は風荷重を表し、また立体骨組解析では死荷重+水荷重+温度変化の組み合わせによる解析結果を表している。

Table 1 Comparison of members force (KN)

Member		Analysis method	Finite deformation theory	Elastic theory*1		
				①	②	
Cable		Main cable	1 375	1 335	73	
		Hanger rope	29	31	—	
		Center diagonal stay	111	81	—	
Stiffening truss	Main truss	Upper chord member	826	396	1 467	
		Lower chord member	826	396	1 467	
		Diagonal member	67	70	—	
		Vertical member	53	49	—	
	Sway bracing	Upper chord member	123	132	215	
		Lower chord member	76	360	430	
		Diagonal member	106	180	330	
	Upper lateral bracing	First panel	97	238	286	
		Second panel	59	225	270	
	Lower lateral bracing	First panel	123	238	286	
		Second panel	76	225	270	
	Tower			1 085	1 039	1 044

*1 ① Dead load+water load+snow load

② Wind load

両者の荷重の組み合わせに差があるため単純に比較はできないが、実施設計における荷重の組み合わせを立体骨組解析と同一の条件に補正した場合、主ケーブルおよび主塔については解析結果はほぼ一致している。

一方、トラス補剛桁の各部材は、垂直材と斜材を除き風荷重によって断面が決定されているが、実施設計による断面力が立体解析の2倍以上となっている部材もあり、大きな差が生じている。これは実施設計における部材力が補剛トラスを1本の梁とするモデルにて解析を行い、算出された曲げモーメントをトラス軸力に変換した値であるのに対し、立体解析では各部材の位置を決定した立体骨組モデルで算出された合理的な断面力であることの差によるものと考えられる。

なお、立体解析の断面力が実施設計のそれより大きく算出された部材については、応力度の安全照査を行って施工することとした。

3.2.2 主ケーブルのサグ

架設の各段階における主ケーブルのサグは、吊橋の完成構造系から架設での単位ブロックを順次取り除いていく方法により解析し、算出にあたっては次の条件を仮定した。

- (1) 主ケーブルの自重は等分布荷重で載荷する。
- (2) 補剛トラスの死荷重はハンガーロープに均等に作用する。
- (3) 補剛トラスの支点には反力が作用しないものとする。

なお、完成形状に大きな影響を与える主ケーブル架設時のサグと主塔のセットバック量について、弾性理論による実施設計との比較を Table 2 に示す。

Table 2 Vertical displacement of main cable and horizontal displacement of tower (mm)

	Finite deformation theory	Elastic theory
Vertical displacement of main cable	878	758
Horizontal displacement of tower	107	80

3.2.3 考 察

小規模吊橋における弾性理論の有用性を評価するために、有限変形理論による解析との比較検討を行うことを試みた。その結果、ケーブル部材に発生する作用力の両者の差はわずかであるが、実施設計における補剛トラスの主構、横構の断面力は、有限変形理論による立体解析結果より2倍程度大きな値となった。これは、弾性理論による解析がより安全側の評価を与え、必ずしも合理的でないことを意味するが、小規模吊橋においては補剛桁の総費用が吊橋の総建設コストの経済性に与える影響が比較的小さいため、総合的には弾性理論によっても当然のことながら十分な設計が実施できる。

一方、架設各段階における主ケーブルおよび補剛桁の変形挙動は、弾性理論による解析では精度が十分でなく、これが施工管理上の問題点となる。本橋の場合、WSP 規準⁹⁾により厳しい完成形状精度が要求されたため、特に架設初期の段階における主ケーブルのサグや主塔のセットバックについては厳密な施工管理を必要とした。

以上より、小規模吊橋の設計は弾性理論による解析でも十分な精度を得ることができるが、施工管理の観点からは有限変形理論による解析を行い、諸照査も必要と考えられる。

4 架 設

4.1 架設工法の選定

4.1.1 地理的条件

架設地点は、橋台がほぼ阿賀川の流域内にあり、架設時に桁下空間を利用することはできない。一方、隣接地は左岸側の土地が狭いため利用することはできないが、右岸側橋台背面に幅員3mの道路をはさんで約100m²の土地を確保することができた。

なお、特殊条件として、本橋とはほぼ平行して上流側約5mの位置に県道三寄高田線の馬越橋が架かっている。

4.1.2 設計との整合性

本橋の実施設計は施工時の検討がされておらず、特にハンガーロープについては部材断面力に余裕のない状態となっていた。したが

って、架設各段階における施工時荷重によって部材に過度な応力が発生しない工法とする必要があった。

4.1.3 架設工法の選定

上記の地理的条件、設計との整合性に加え、経済性、安全性を総合的に検討した結果、本橋の主塔を利用したケーブルエレクション工法が最も優れているとの結論を得た。

なお、ケーブルクレーンは主構幅が比較的狭いという構造的要因より1系統とし、補剛桁の架設は面材架設とすることにより、工期の短縮を図った。また、施工中局所的な架設応力が発生しないよう全ヒンジ工法を採用することとした。

なお、本橋の架設要領を Fig. 2 に示す。

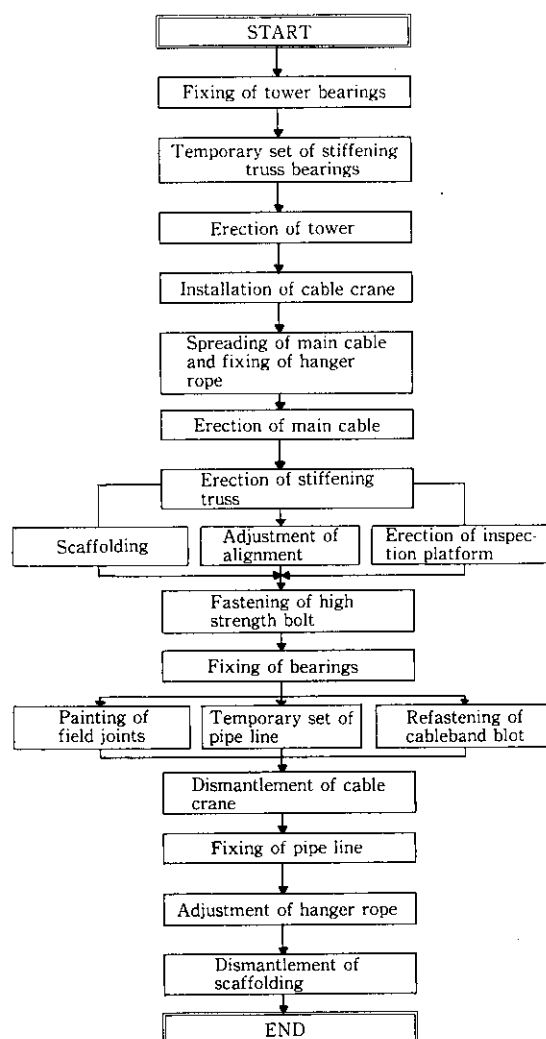


Fig. 2 Flow chart of construction procedure

4.2 主ケーブルの架設

4.2.1 ケーブルの製作

主ケーブルおよびハンガーロープの諸元を Table 3 に示す。また、このうち主ケーブルとして採用されたロックドコイルのプレテンション付加時における荷重～伸長関係を Fig. 3 に示す。この図は、切断荷重の50%の荷重を各1時間、2回保持する条件下での伸長履歴を表したものであるが、構造伸びの経時変化は無視し得る値であった。なお、プレテンション後の主ケーブルの構造伸びは0.07%、また弾性係数は $1.61 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ であり、設計値に対して

Table 3 Property of main cable and hanger rope

	Main cable	Hanger rope
Type	LCR D type	7×7
Diameter (mm)	72	14
Section area (mm ²)	3 570	95.5
Tensile strength (kN)	4 217	127
Mass (kg/m)	29.8	0.791
Modulus of elasticity (N/mm ²)	≥157 000	≥137 000

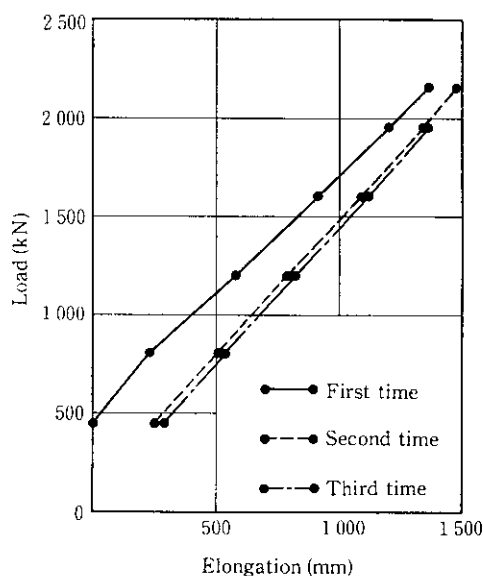


Fig. 3 Relation between load and elongation on the wire pre-tension

2.5% 高い値であった。

4.2.2 主ケーブルの架設

主ケーブルの架設は、本橋に隣接する馬越橋を利用しての一括架設という特徴ある工法を採用した。すなわち、主ケーブルをその全長にわたり馬越橋上に展張し、ケーブルバンド、ハンガーロープを取り付けたうえで両岸に設置した2台の油圧式クレーンで一括して吊り上げ、塔頂サドルに固定後アンカレイジに定着した。吊り上げにおいて吊点は、架設中に移動しないようケーブル吊金具を使用し、また位置は水平力が発生しない主塔近辺とすることにより安全性を確保した。

Photo 1 は、主ケーブルの架設状況を示す。

4.2.3 主ケーブルの張力調整

長径間吊橋の主ケーブルの張力調整は、ジャッキの油圧とストランドの弾性伸びとの関係から張力を検出する方法が一般的であるが³⁾、本橋の場合は小規模吊橋であるという特性を考慮のうえ、次に示す方法によった。

- (1) 主ケーブルの製作段階において塔長サドル中心位置をあらかじめマーキングし、センタースパンにおける主ケーブルの形状を設計値に合わせる。
- (2) アンカースパンにおいては、アンカーフレーム、主塔間隔の施工誤差を実測により求め、それらを主ケーブルの定着位置へ反映させる。

なお、ケーブルバンドの取付位置を含めた主ケーブルのマーキングは、ケーブルの捻れなどによる誤差を除去するため設計荷重の50%にあたる637 kNの荷重状態で実施し、無応力長における取付



Photo 1 Erection of main cable

位置の決定は弾性伸びを考慮した張力補正を行った。

4.3 補剛桁の架設

補剛桁は全体で10ブロックに分割し、地組立ヤードにて面材に組み立て、ケーブルクレーンにより架設した。架設順序は、Fig. 4に

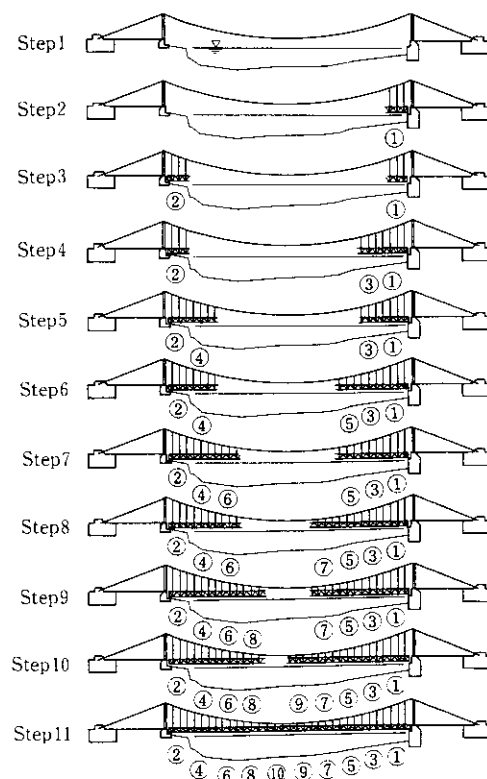


Fig. 4 Erection procedure of stiffening truss girder

示すように、主塔基部より交互に中央に向かって張り出していく方法とし、キャリアーにて所定の位置まで面材を順次運搬し、ハンガーロープに定着した。この時、局部的な過応力が発生しないよう面材の添接については、上弦材の仮添接のみを行うこととした。

なお、閉合部材は既設補剛桁を両橋台側へ移動させ、所定の間隔を保持することにより閉合を完了させた。

5 施工管理

5.1 施工管理方針

吊橋はきわめて可撓性に富む構造形式であり、完成形状における精度を確保するためには、主ケーブルのサグ、主塔のセットバックの管理項目のほかには架設初期の段階から架設完了に至るまでの変形挙動も合わせて施工管理を実施する必要がある。

本橋は、主塔間隔 126.2 m の小規模吊橋であり、長径間吊橋とは主ケーブルの構造、部材の形状や架設機材・装置とその配置など全く様相を異にしている面が多い。しかし、吊構造としての要素は長径間吊橋のそれと同等であり、したがって完成形状に大きな影響を与える主ケーブルのサグ、主塔のセットバックの初期設定を重点的に管理することを第一義に考えた。また、架設各段階において形状測定を実施することにより、計画値と実測値を検証しながらより精度を向上させるという施工管理方針とした。

5.2 主ケーブルのサグ

Fig. 5 は主ケーブルのサグの変化を示す。Step 2~5 においては計画値と大きな差が生じているが、これは架設初期の段階では補剛桁の支承に反力が作用する結果であるものと推察される。

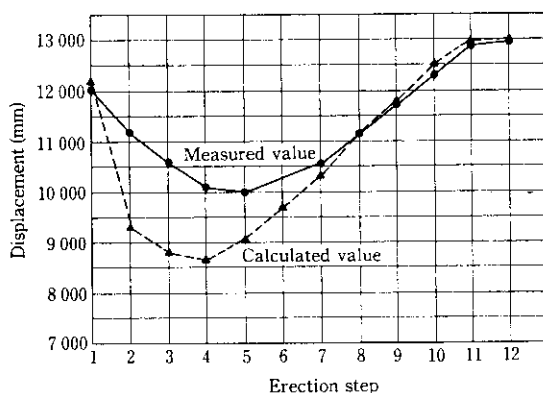


Fig. 5 Vertical displacement of main cable

5.3 塔頂変位

Fig. 6 は架設各段階における塔頂変位の履歴を示す。セットバックの施工誤差は、右岸 7 mm、左岸 14 mm であったが、その後の架設各段階における塔頂変位量の実測値は計画値とほぼ近似している。

5.4 補剛桁の形状変化

Fig. 7 は補剛桁の形状変化を示す。補剛桁の形状変化は、主ケーブルのサグと主塔の倒れと密接な関係にあり、架設初期の段階では実測値と計画値の差が大きい結果となった。

なお、完成時における支間中央でのキャンパーは、計画値との誤

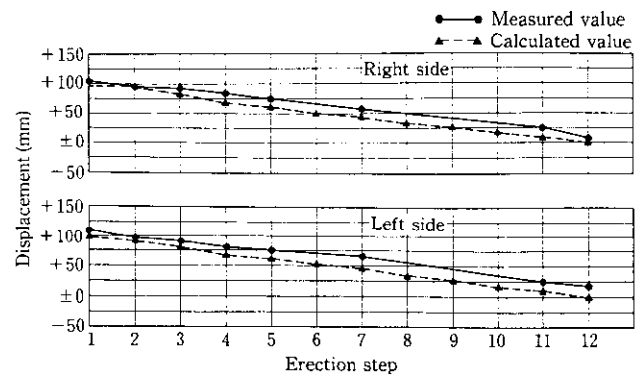


Fig. 6 Change of horizontal displacement of tower under erection

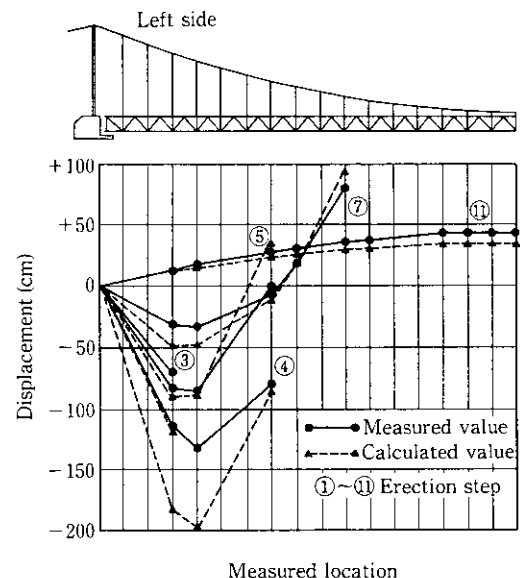


Fig. 7 Displacement change of stiffening girder under erection

差が主塔間隔の約 1/1 600 であり、高精度の形状を得ることができた。

5.5 ハンガー張力

ハンガーロープは、荷重を主ケーブルに伝達する重要な部材として次に示す方法でその張力調整を実施した。

- (1) 架設時においてハンガーロープの長さを設計値に調整のうえ、補剛桁に定着する。
- (2) 架設完了後、張力測定を実施し計画張力に再調整する。

Fig. 8 は、補剛桁架設完了時のハンガーロープの張力測定結果を示す。張力調整前の段階における張力は、計画値 20.8 kN に対し最高値 24.5 kN、最低値 10.3 kN とバラツキが大きく最大 50% の誤差があった。張力測定には、ロープ直角方向に荷重を与え、その変形量から張力を直接測定する油圧式張力計を使用しており、再調整の段階においては計画値 $\pm 10\%$ を管理目標値とし実施した。

5.6 ケーブルバンドのボルト軸力

ケーブルバンドのボルト軸力は、架設の進行に伴う主ケーブルの体積変化などによって減少するため、数回の再締め付けを必要とする。本橋においては、架設期間が比較的短期間であることから、ケーブルバンドの再締め付けは架設完了後に実施することとした。

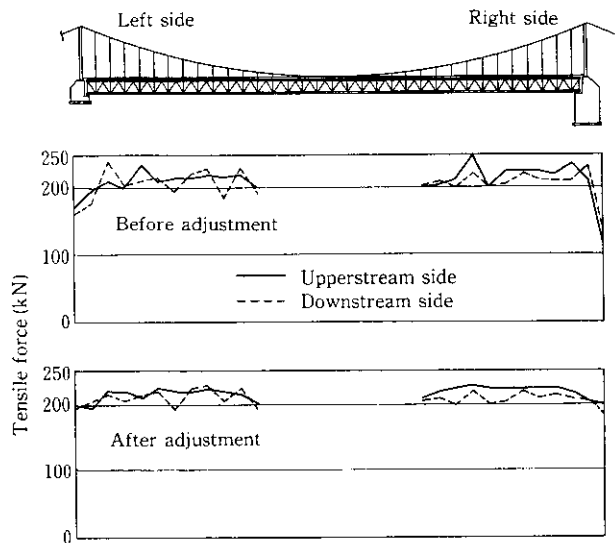


Fig. 8 Tensile force of hanger rope at the step II

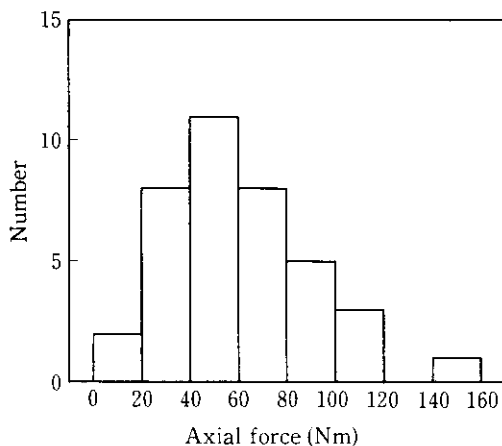


Fig. 9 Axial force of cable band bolts

Fig. 9 は、架設完了後に実施したボルト軸力の測定結果をヒストグラムに表したもので、一次締め付け時の導入トルク 147 Nm に対して平均 66 Nm と約 45% の減少率であった。

なお、再締め付けはケーブルバンドのボルト全数について実施した。

6 結 言

主塔間隔 126.2 m の単径間 2 ヒンジ吊橋である馬越水管橋の設計と施工を中心に述べた。本橋は、小規模ながら補剛トラスを有する本格的吊橋であり、その施工をととして次に示す成果が得られた。

- (1) 弾性理論と有限変形理論による解析の比較を行った結果、小規模吊橋においては弾性理論でも十分な精度を得られることが検証できた。しかし、施工における管理基準は有限変形理論による解析値による必要があるものと判断される。
- (2) 主ケーブルの架設は、架橋地点の地形条件を最大限に利用のうえ、一括架設工法の採用を試みた。その結果、大幅な工期の短縮を図ることができたとともに、後工程における作業の安全性を向上させることができた。
- (3) 施工にあたっては、主ケーブルのサグ、主塔のセットバックの初期値設定を重点的に管理した。さらに、架設各段階における形状測定を実施し、計画値との検証を行うことにより良好な完成形状とすることができた。
- (4) 小規模吊橋は、中規模以上の吊橋と比較して、主ケーブルや部材の構造において様相を異にしている面が多い。しかし、その施工管理にあたっては、中規模以上の吊橋と同様な手順、方法により実施することが、高精度での完成形状を得る決め手となる。
- (5) ハンガーロープのように作用力が小さいために施工誤差がその安全率に与える影響がきわめて大きくなる部材もあり、小規模吊橋の特有な問題点として注意する必要がある。

本橋の現地施工は、1989 年 6 月に着工し、8 月に補剛トラスの閉合を経て同 10 月に竣工した。その後、全体事業の完成に伴い、1990 年 4 月より水管橋としての供用を開始しており、現在会津地方の一つのランドマークとして景観上の雄姿を現している。

おわりに、馬越水管橋の施工に関して、御指導、御助言を賜った会津若松地方水道用水供給企業団、株式会社日水コンならびに株式会社大林組の方々をはじめとする関係諸氏に深く感謝の意を表するとともに、本橋が将来にわたり会津地方の地域振興と発展に寄与することを願ってやまない。

参 考 文 献

- 1) 平井 敦: 「鋼橋 III」, (1967), 336, 352, [技報堂]
- 2) 川田忠樹編著: 「現代の吊橋」, (1987), 25-26, [理工図書]
- 3) (社)日本道路協会: 「小規模吊橋指針・同解説」, (1984), [丸善]
- 4) 日本水道鋼管協会: 「水管橋工場仮組立及び現場架設基準」, (1979), 26, [日本水道鋼管協会]
- 5) 本州四国連絡橋公団: 「因島大橋工事誌」, (1985), 203, [(財)海洋架橋調査会]