
浜田マリン大橋の設計と施工

Design and Construction of Hamada Marine Bridge

内田 一人(Kazuto Uchida) 中西 良知(Yoshitomo Nakanishi) 脇長 正(Tadashi Wakinaga)

要旨：

浜田マリン大橋は橋長 305 m, 支間長 199.30 m 1 104.15 m, 総幅員 14.59 m の 2 径間連続鋼斜張橋である。本橋の設計・架設上の特徴は以下のとおりである。(1) 支間比 (2:1) の非対称性に起因する死荷重バランスの改善を目的として、側径間にカウンターウェイトコンクリートを打設した。(2) 渦励振・ギャロッピングの発生を抑制するため、風洞実験を実施して、主桁のフェアリング形状、主塔コーナー部の面取り形状を決定した。(3) 架設時形状管理は、主桁・主塔の変形を考慮して算出した架設完了時のケーブル長と、実際のケーブル製作長との差を調整シム量として管理する方法により実施した。

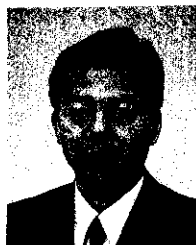
Synopsis：

This paper outlines the design and construction of Hamada Marine Bridge constructed in Hamada City, Shimane Pref. The bridge is a two-span continuous steel cable-stayed bridge with a total length of 305 m and a width of 14.59 m. The main and side spans are 199.30 m and 104.15m long, respectively. The features of the design and construction of the bridge are summarized as follows. (1) A concrete member (1 m(H) 3 4.5 m(W) 3 72 m(L)) was placed in the side span in order to keep the dead load balance between the main and side spans. (2) The sections of girder and tower were determined by wind tunnel tests to avoid the problem of vortex induced oscillation and galloping. (3) The deflection control of the girder was made by using adjusting sim plates with the thickness equal to the difference between predicted and measured cable lengths.

(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 Hamada Marine Bridge



内田 一人
Kazuto Uchida

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造工部主
査(課長補)



中西 良知
Yoshitomo Nakanishi

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部主
査(主席掛長)



脇長 正
Tadashi Wakinaga

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部主
査(主席掛長)

要旨

浜田マリン大橋は橋長 305 m、支間長 199.30 m + 104.15 m、総幅員 14.59 m の 2 径間連続鋼斜張橋である。本橋の設計・架設上の特徴は以下のとおりである。(1) 支間比 (2:1) の非対称性に起因する死荷重バランスの改善を目的として、側径間にカウンターウェイトコンクリートを打設した。(2) 渦励振・ギャロッピングの発生を抑制するため、風洞実験を実施して、主桁のフェアリング形状、主塔コーナー部の面取り形状を決定した。(3) 架設時形状管理は、主桁・主塔の変形を考慮して算出した架設完了時のケーブル長と、実際のケーブル製作長との差を調整シム量として管理する方法により実施した。

Synopsis:

This paper outlines the design and construction of Hamada Marine Bridge constructed in Hamada City, Shimane Pref. The bridge is a two-span continuous steel cable-stayed bridge with a total length of 305 m and a width of 14.59 m. The main and side spans are 199.30 m and 104.15 m long, respectively. The features of the design and construction of the bridge are summarized as follows. (1) A concrete member (1 m(H) × 4.5 m(W) × 72 m(L)) was placed in the side span in order to keep the dead load balance between the main and side spans. (2) The sections of girder and tower were determined by wind tunnel tests to avoid the problem of vortex induced oscillation and galloping. (3) The deflection control of the girder was made by using adjusting sim plates with the thickness equal to the difference between predicted and measured cable lengths.

1 はじめに

浜田マリン大橋は、島根県浜田市の浜田漁港原井地区と瀬戸ヶ島の間に架橋される 2 径間連続鋼斜張橋であり、分散広域化する漁港施設の連絡強化と漁港活動の効率化を図るために建設される臨港道路の一部をなし、社会的に注目を集める橋梁である。本橋は日本海側では国内において最大級の 2 径間連続鋼斜張橋であり、当社が初めてその建設に取り組む大規模鋼斜張橋である。

本報では、当社が取り組んだ浜田マリン大橋の設計と施工についてその要点を報告する。

2 橋梁計画

浜田マリン大橋は、自然公園と隣接していることから自然環境と調和するとともに、浜田漁港および浜田のシンボルとなることが期待された。そこで、1992 年度に、環境・景観の専門家を含む学識経験者・行政機関・地元関係機関による技術検討委員会（委員長：伊藤学東京大学名誉教授）を設置し、構造・機能・景観・施工などに関する総合的な検討結果に基づき、橋梁形式を選定した。

また、1993～1994 年度には、橋梁に関する専門家による新たな技術検討委員会（同委員長）を設置し、構造・耐震および耐風安定性など多面にわたる審議を重ね詳細設計を実施した。

3 構造概要

本橋は橋長 305 m、支間長 199.30 m + 104.15 m の 2 径間連続鋼斜張橋で航路クリアランスを確保するため、支間比が 2:1 と非対称性が強い構造となっている。そのため、死荷重バランスをとる目的から短径間側に高さ 1 m、幅 4.5 m、橋軸方向長さ 72 m に渡ってカウンターウェイトコンクリートを打設している。主塔は高さ 89 m の A 型主塔で耐風安定性を考慮しコーナー部の面取りを行っている。ケーブルは 2 面 9 段のファン型で合計 36 本のプレファブワイヤーストランド（ノングラウトタイプ、φ7 mm 亜鉛メッキ鋼線）を使用しており、制振対策としては特にレインパイブレーションを考慮し、ケーブル表面に U 字ストライプを設けている。

本橋の一般図を Fig. 1 に示す。

* 平成12年2月21日原稿受付

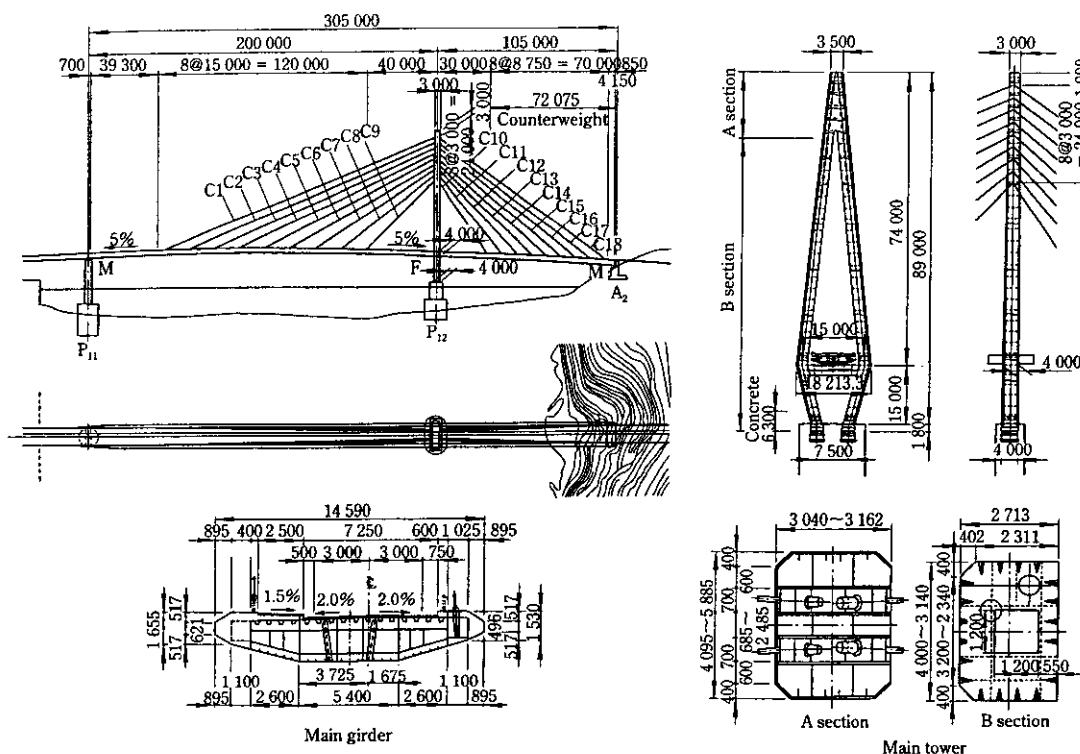


Fig. 1 General drawing

4 設計技術

4.1 設計概要

本橋の設計は、微小変位理論による3次元立体解析を実施し断面を決定した後、架設ステップを考慮した有限変位理論による解体計算結果および動的解析結果により断面の照査を実施した。また、側径間のアップリフト対策として桁内に打設するカウンターウェイト用のコンクリートは鋼桁とコンクリートを分離する施工とし、完全非合成で設計した。

さらに、耐風安定性については、耐風設計便覧による照査の結果、主桁の渦励振及び主塔独立時の渦励振とギャロッピングの発生が懸念されたため風洞実験により主桁のフェアリング形状および主塔形状を決定した。

4.2 カウンターウェイトの影響解析

4.2.1 解析概要

本橋のように長径間と短径間との比率が2:1と非対称性が強い斜張橋では、長径間と短径間とで死荷重のバランスがとれず、短径間は大きな上揚力を受ける。このため、本橋では短径間の主桁内にカウンターウェイトとして無筋コンクリートをFig. 2のように打設し、短径間側支点部の負反力の低減を図ることとしている。設計上カウンターウェイトはコンクリートの剛性を考慮しない単なる重しであり、短径間部分を非合成構造として扱っているものの、コンクリート打設範囲が橋軸方向に72.075mと非常に長い上、打設範囲内にダイヤフラムや横リブなどが存在することから、実際には短径間部分が鋼桁とコンクリートとの合成構造に近い挙動を示す可能性がある。そこで、カウンターウェイト載荷部を合成断面とみなした場合の影響を把握することを目的に、合成時・非合成時の各部材

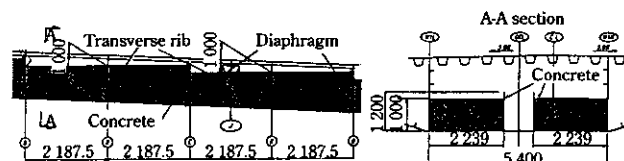


Fig. 2 Counterweight concrete

の変位・断面力などの比較検討を行った。

検討にあたっては、カウンターウェイト用コンクリート打設部分を鋼・コンクリート合成断面で評価した上で、平面骨組み解析を実施した。

4.2.2 解析結果

解析の結果、合成断面と非合成断面との主桁鉛直変位差および主塔水平変位差は数mm程度と小さく、主桁および主塔に生じる断面力についても両者の差はごく僅かであることが明らかになった。これは、主桁短径間部分がケーブル定着点を支点とする擬似連続梁的な挙動を示すことに加え、ケーブル定着点間隔が橋軸方向に平均9m程度と短いためと考えられる。

また、構造的には、鋼桁とコンクリートの付着力を低減させ非合成化させることを目的に剥離効果の高い塗装（エポキシ樹脂塗料）を使用するとともに、ダイヤフラム面には目地材を設けダイヤフラムとコンクリートの間での応力を伝達させない構造とした。

4.3 耐震設計

本橋は径間比が2:1と不等径間をもつ橋長305mの斜張橋であり、地震時の挙動が複雑であると考えられたため、耐震設計では静的解析に加え応答スペクトル法による動的解析を実施した⁹⁾。

4.3.1 加速度応答スペクトルの算定

以下に示す三種類の加速度応答スペクトル（以下、スペクトル）

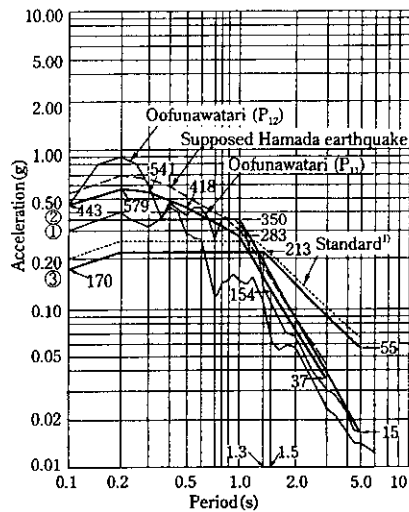


Fig. 3 Acceleration response spectrum (5% damping decrement)

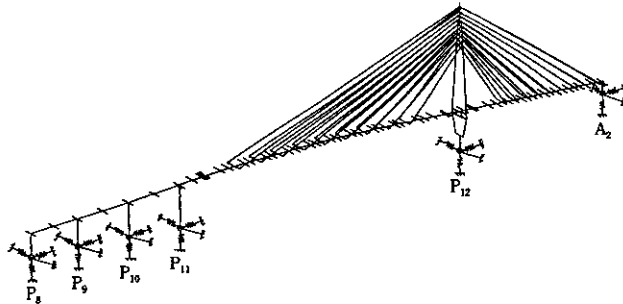


Fig. 4 Model of dynamic analysis

を算定したが、Fig. 3 に示すようにそれぞれ異なる形状を示したため、ひとつにまとめるのは困難と判断し、動的解析には (1)～(3) の 3 種のスペクトルを用いた。

(1) 地盤の地震応答解析によるスペクトル

架橋地点と地盤性状が類似する宮城県沖地震 (1978 年) 大船渡港の加速度波形 (ただし、最大値が運輸省基準の 150 gal になるように修正) を基盤への入力とした架橋地盤の応答解析で得られたもの

(2) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (1994 年 2 月)²⁾ の距離減衰式によるスペクトル

架橋地点付近に発生した過去の地震で最も加速度が大きいと推定される浜田地震 (1872 年、震央距離約 27 km、マグニチュード 7.1) をもとに、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (1994 年 2 月)・参考資料 III に示された加速度応答スペクトル距離減衰式を利用して算出したもの

(3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 6.3.1 (1994 年 2 月) によるスペクトル

II 種地盤の標準加速度応答スペクトルを地域補正したもの

4.3.2 解析モデル

動的解析に用いる構造モデルは Fig. 4 に示す多質点系立体骨組みモデルとし、事前検討により主橋梁と隣接する取り付け橋梁部 (3 径間連続 PC 箱桁橋) も振動系として影響を与えることが明らかになったため、取り付け橋梁部も含めたモデル化を行った。

Table 1 Condition of design

Fundamental wind velocity		$U_{10} = 30.0 \text{ m/s}$
Design wind velocity		$U_{10} = 40.8 \text{ m/s}$
Verification wind velocity	Eddy exciting	$U_r = 40.8 \text{ m/s}$
	Galloping	$U_{rg} = 49.0 \text{ m/s}$
	Flutter	$U_{rt} = 53.9 \text{ m/s}$

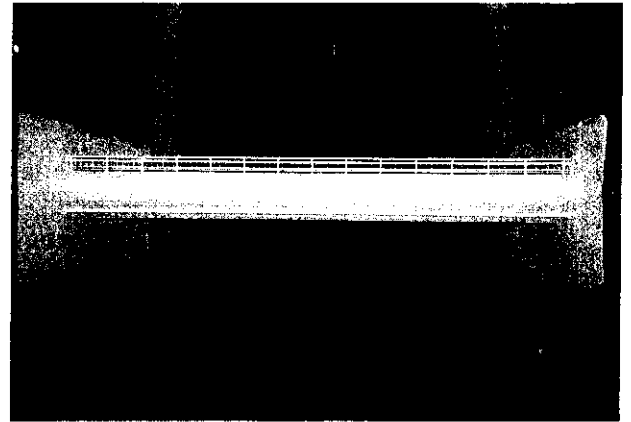


Photo 1 Model of wind tunnel test (main girder)

4.3.3 動的解析結果

動的解析では線形モード解析法にて応答値を算定した。また、構造減衰評価はひずみエネルギー比例減衰を用いた。

応答計算の結果、P11 橋脚では (1) 大船渡スペクトルを用いた橋軸直角方向の断面力が静的設計値を 5% 程度超過し、P12 橋脚では (3) 道示・標準スペクトルでの橋軸方向の静的設計による断面力を 4% 程度超過したため、設計に反映し断面の見直しを行った。

4.3.4 兵庫県南部地震にともなう対応

1995 年 1 月 17 日の兵庫県南部地震により、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」が通達された。浜田マリン大橋はすでに下部工工事に着手していたが、工事工程上適用可能な項目については設計変更を実施した。以下にその項目を示す。

- (1) 主塔およびアンカーフレーム部の地震時保有水平耐力の照査
- (2) 地震時保有水平耐力法による支承部構造の変更 (BP 沓から免震沓への変更、ストッパーの設置)
- (3) 地震時保有水平耐力法により耐震設計した落橋防止装置の設置

4.4 耐風設計

4.4.1 概要

道路橋耐風設計便覧²⁾ による動的耐風設計の必要性の判定を Table 1 に示す設計条件により行った結果、主桁の渦励振の発現および主塔の架設時独立状態での渦励振とギャロッピングの発現に対する安全性が不十分であると判定された。そこで、これらの問題を解決するために風洞実験 (Photo 1) を行い主桁形状や主塔形状を決定した⁶⁾。

4.4.2 風洞実験

(1) 主桁

主桁には耐風安定性の向上を目的としてフェアリングを設置することとし、その形状としては Fig. 5 に示す 5 ケースを選定し実験を行った。これらのケースはいずれも 2 個の剥離点を

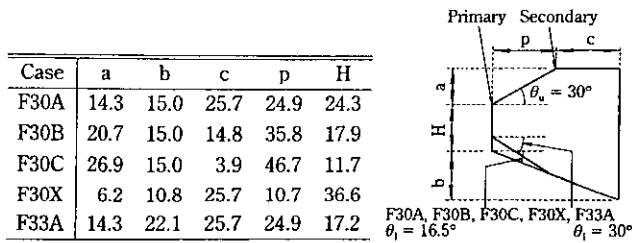


Fig. 5 Fairing

設計、1次剥離点からの剥離流を2次剥離点で制御することにより、振動の原因となる有害な剥離渦の生成を抑制して、主桁を耐風制振することを狙いとしたものである。

ここに示す剥離点を2個設け耐風制振する方法はPC斜張橋ではすでに実施例³⁾があるが、鋼斜張橋としては本橋が初の適用例となる。今回このフェアリング形状（プラントフェアリング）を採用したのは、従来の先端が尖った形状では特定の抑角に対して有効に働いても他の抑角に対しては働かないことがあるが、本橋で用いた形状では抑角の変化に対して応答が鈍感であり、ほぼどの抑角に対しても同等に働くからである。

実験の結果、F33Aに示す形状が次に示すように渦励振の発生をほぼ抑制できる結果となった^{4,5)}。

(a) たわみ振動

渦励振：風速 6 m/s 付近で発現するも許容振幅以下

ギャロッピング：照査風速 (49 m/s) 以下では発生しない

(b) ねじれ振動

渦励振：風速 20～35 m/s 付近で発現するも許容振幅以下

フラッタ：照査風速 (53.9 m/s) 以下では発生しない

(2) 主塔

主塔はその断面形状について検討を行った結果、コーナー部の面取りを行うことが渦励振やギャロッピングの制振に対して効果があることを確認した。実験の結果、橋軸直角方向の風の場合で面取りのない場合には、風速 5 m/s 付近で渦励振が発生し、風速 15 m/s 付近からはギャロッピングが発生した。また、風速 50 m/s で塔頂の振幅は 4 m に達するとの結果が得られた。

これに対し、コーナー部の面取りを行った場合、渦励振もギャロッピングもほぼ完全に抑制することができる結果が得られた。

5 架設技術

5.1 架設概要

本橋の架設地点は日本海に面しており冬季風浪が厳しいため、4月から10月の7ヶ月間で架設を完了させる工程計画とした。そのため、Fig. 6の架設要領図に示すように、架設期間の短縮を目的として全体を12のブロックに分割し、主塔、主桁側径間および中央径間の一部(①～③、⑫の4ブロック)は大ブロックとしてフローティングクレーン(FC)による一括架設工法を採用した⁷⁾。④～⑪の主桁中央ブロックは工期、経済性に加え架設精度管理の面からも有利となるエレクションノーズを用いた直下吊り架設工法(Photo 2)により架設した。また、ケーブルの架設は、主桁中央ブロック架設と平行して行い、1ブロック架設ごとに側径間と中央径間のケーブルを1段ずつ架設して進めた。Fig. 7に施工フローを示す。

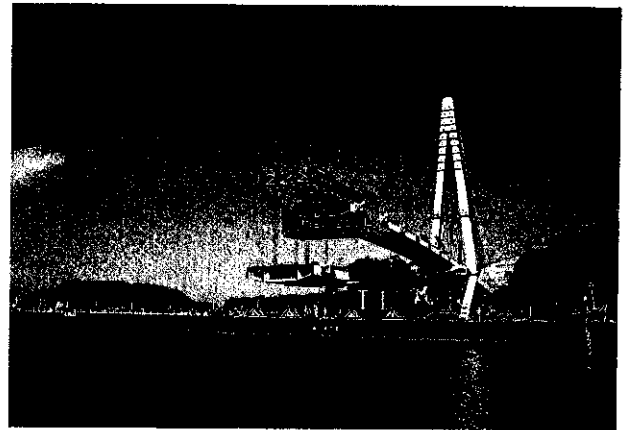


Photo 2 Erection of main girder

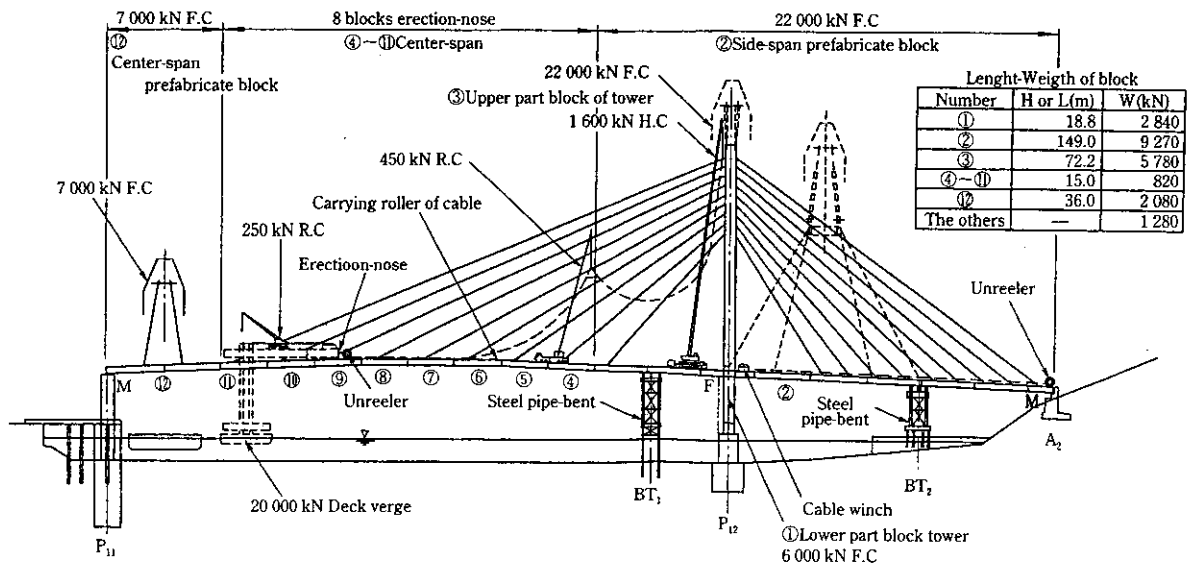


Fig. 6 The point of installing

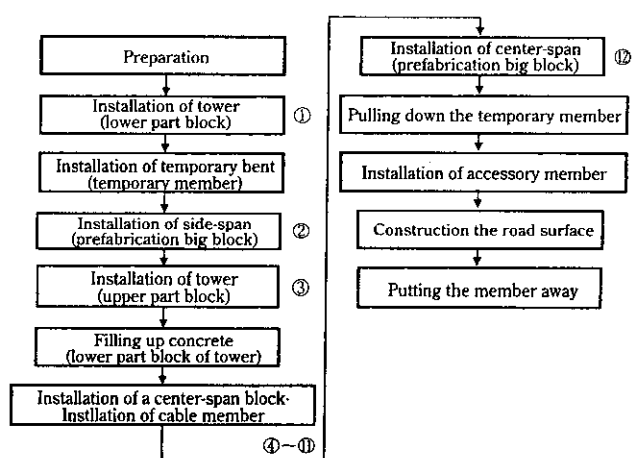


Fig. 7 Flow-chart of construction

5.2 架設時精度管理

5.2.1 管理方針

本橋の架設時精度管理は、各架設ステップごとに主桁キャンバー、ケーブル張力、主塔の倒れを計測して架設時の安全性を確認するとともに、架設途中における形状、張力の調整作業は以下の理由から架設完了後に行なう方針とした。

- (1) 架設中は橋上に架設機器材、クレーンなどが不規則に配置されているため、これらの重量誤差等もあいまって架設ステップごとにキャンバー、張力などの正確な計画値を求めることは困難であり、測定値との間に誤差が生じやすい。
- (2) ケーブル架設は、架設日が限定される航路上の直下吊り架設サイクルの中での作業となるため、各架設ステップで(1)に示したような不確定要素の多い調整作業に多大の時間と労力を費やすことは合理的でない。

本工事では、下記に示すケーブル製作時に考慮されていない橋体の変位およびケーブルの製作誤差(実測値)を考慮して架設完了時のケーブル長を求めている。

- (a) 主桁の圧縮力による桁の縮み量
- (b) 主塔の圧縮力による塔の縮み量
- (c) 主塔の水平変位量
- (d) 主桁のたわみによる桁ケーブル定着点の回転移動
- (e) ケーブル製作誤差(実測値)

本橋の精度管理は、このケーブル長とケーブル製作長との差を架設時に調整シム量(最大で42.5mm)としてセットし、これを管理しながら架設を進める方法を採用した。そして、架設完了時に精度誤差が計画許容値に納まらない箇所のみシム量を変更して調整するものとした。

5.2.2 張力解析方法

ケーブル張力解析は、微小変形理論に基づいて行なっている。また、ケーブルの非線形性を考慮するため以下のような解析フロープログラムを使用した。

- (1) 解析は、まず主塔と主桁を連結するケーブル部材をとりあえず梁部材に置き換えてその部材端への作用力を求める。
- (2) その作用力をケーブル部材の張力として作用させ、ケーブル長が主塔と主桁の定着点間距離となるように収束計算を行ないケーブル無応力長を求める。
- (3) ケーブルと骨組みとの力のつりあい条件を満たすため変形後の座標で部材力と外力がつりあうように変位量の収束計算を行なう。

なお、解析は、主桁死荷重の偏載荷による影響は微小であると判断し、平面骨組構造モデルで行なった。また、このプログラムによる解析結果は、設計時解析結果の変位量と比較し平面モデルの妥当性を確認し使用した。さらに各ステップごとの張力は計測当日の架設機材の設置状況に応じて再度解析を行ない、その結果を実測値と比較して管理した。

5.2.3 管理要領

架設時および完成時における精度管理項目および管理目標値をTable 2に示す。

張力の測定は、弦理論式を用いてケーブルの固有振動数から張力を算出する振動法により行った。しかし、振動法ではケーブルのサグ、曲げ剛性、傾斜角の影響を考慮しなければならない場合がある。

Table 2 Administrative item and permissible range

Item of measurement	Administrative item			Permissible range	
	Surveying instrument	Surveying point		Under construction	Completed construction
		Every time of erection	Time of completion		
Displacement of main girder	Level Staff	Points of completed erection	All of points	Compare data (of planed and surveyed data)	$\delta = \pm (25 + (L - 40)) \text{ mm}$ L: Span length (m) Center span $\delta = \pm 185 \text{ mm}$ Side span $\delta = \pm 90 \text{ mm}$
Tension of cable	Acceleration strain meter FFT analyzer	Cable of completed erection	All of cables (36 Peace)	Compare data within allowable of cable tension	Within $\pm 10\%$ Tension of design
Displacement of tower	Transit	Displacement of tower in the longitudinal and transverse direction of a bridge	Displacement of tower in the longitudinal and transverse direction of a bridge	Compare data (of planed and surveyed data)	$\delta = \pm H/1000 \text{ mm}$ H: Height of tower (mm) $\delta = \pm 89 \text{ mm}$
Temperature of main girder	Thermometer	Side span: Center point of span at upper and lower flange Center span: Center point of span at upper and lower flange	Side span: Center point of span at upper and lower flange Center span: Center point of span at upper and lower flange	—	—

本橋にはサグ比が非常に大きいケーブルがあり、これらの張力測定にそのまま振動法を適用すると大きな誤差が発生することが予想された。そこで油圧ジャッキのデジタル荷重計の張力と振動法による張力差が 10~20% と大きかったケーブル（サグ比 1/98 から最大 1/59, 合計 10 本）については固有振動数と実測張力のキャリブレーションを行い、下記に示す関係式から補正係数 a , b を最小二乗法により算出し、振動法による張力を補正して求めることとした。なお、他のケーブルについては約 1~2% 程度の誤差であった。

$$T = a \cdot T'(f_n) + b$$

ここに、 T : デジタル荷重計で実測した張力

$T'(f_n)$: 弦理論式を用いて求めた張力

(f_n : n 次の固有振動数)

Fig. 8 にケーブル張力管理フローを示す。

5.2.4 ケーブル張力調整

(1) 調整方法

調整方法は、調整対象となった個所に、架設時と同様センターホールジャッキを設置してケーブルを主桁側に引き込み、ケーブルソケット前面のシム量を増減させることで張力調整し

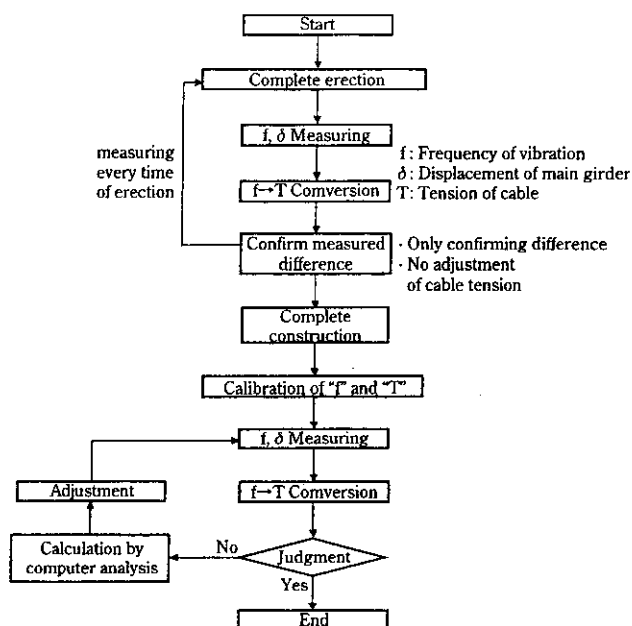


Fig. 8 Flow-chart of administration for cable tension

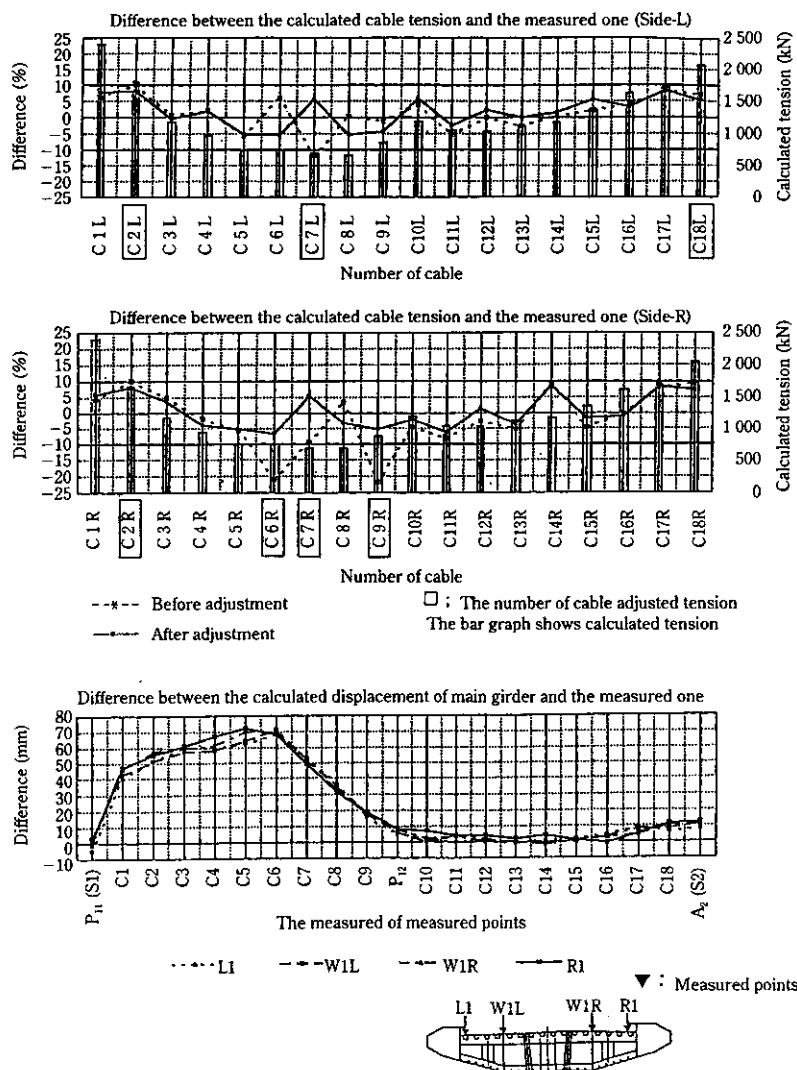


Fig. 9 Difference between the calculated cable tension and the measured one and difference between the calculated displacement of main girder and the measured one

Table 3 Displacement of tower

(mm)		
In the transverse direction of a bridge $\delta 1$		
Planned date	Surveyed date	Tolerance
0	25	89
In the longitudinal direction of a bridge $\delta 2$		
Planned date	Surveyed date	Tolerance
0	31	89

た。シム量はシムプレートの板厚構成により 1mm 単位の調整が可能となっている。

(2) 最適シム調整量の解析

最適調整シム量の計算は、L、R 側個別のケーブル調整が必要であることから三次元骨組構造解析を行なった。最適シム量は、シム量を調整することによって得られる残留誤差の二乗和を最小とする、いわゆる最適化法によるものである。

5.2.5 管理結果

ケーブル張力の測定はケーブル、主桁、塔の温度差による影響が少ない夜間に実施した。この結果、張力調整が必要となるケーブルは7ヶ所となり、これらについて 1mm 単位のシム調整（最大調整シム量 C6R: +22mm）を 1 回行なうことで設計張力の $\pm 10\%$ 以内にすべて収めることができた。橋体の形状測定結果もすべて管理目標値内であることを確認した。

Fig. 9 にケーブル張力調整結果および橋体形状測定結果を、Table 3 に主塔倒れ量を示す。

本工事の架設時精度管理は、ケーブル長を管理する方法で実施したが、部材の製作精度も良くその結果は十分満足できるものであった。さらに天候などの影響により架設工程が厳しい状況の中、ケー

ブル調整作業に時間を取られることなく施工を進められ、施工性さらには経済性の面でも有効であった。

6 おわりに

浜田マリン大橋の建設工事を通して当社は多くの技術的な課題に取り組み貴重な成果を得ることができた。本報告ではその中でも高難易度設計・施工技術についてその一部を報告した。

以下に、本報文についてまとめる。

- (1) 側径間に打設したカウンターウェイトコンクリートと、主桁との合成・非合成効果が、主桁・主塔の変位・断面力に与える影響は小さいことを確認した。
- (2) 主桁の渦励振・ギャロッピング・フラッタはブラントフェアリングにより抑制できること、また、主塔コーナー部の面取りにより、渦励振もギャロッピングもほぼ完全に抑制できることが、風洞実験により確認された。
- (3) 架設時形状管理は、ケーブル長を管理する方法で実施し、工程・品質の両面で良好な結果が得られた。なお、本手法は工場の部材製作精度に大きく影響されるため、製作誤差をいかに施工に反映させるかが出来型精度の良否を決めるポイントとなる。

本橋は、1998 年 10 月 27 日に最終の中央径間主桁大ブロックを一括架設し無事閉合を迎えることができた。本橋が漁業活動の効率化に寄与し、浜田市ならびに漁業の発展に貢献することを願うものである。最後に、本工事の実施にあたり、ご指導と貴重なご意見を頂いた関係官庁・機関・地元の方々ならびに（株）横河ブリッジ・日本鋼管（株）の JV 構成各社にこの場を借りて深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」，(1994)2
- 2) 日本道路協会：「道路橋耐風設計便覧」，(1991) 7
- 3) 久保喜延，本多健二，野上千秋，加藤九州男，田崎賢治：「PC 斜張橋の開断面桁および開断面桁の剥離流相互干渉法による耐風性能改善策に関する研究」，構造工学論文集，38A(1992)，919-924
- 4) 皆田龍一，久保喜延，加藤九州男，山口栄輝，岡 利文：「剥離干渉による実橋桁断面の耐風特性に及ぼす高欄の影響」，構造工学論文集，43A(1997)3，939-944
- 5) 久保喜延，加藤九州男，皆田龍一，安部圭吾，岡 利文：「浜田マリン大橋の桁断面の耐風特性」，第 51 回土木学会全国大会講演概要集第 I-A 部門，(1996)9
- 6) 川崎健史，大塚浩二，松原 薫，内田一人，中東剛彦，中西良知，藤田勝彦：「浜田マリン大橋の設計と施工」，橋梁と基礎，33(1999)10，2-10
- 7) (社)日本橋梁建設協会，(社)日本海上起重機技術協会：「鋼橋海上（水上）架設工事マニュアル」