

来島海峡第三大橋補剛桁の設計・製作・架設 —1 000 m を超える補剛箱桁を有する 世界初の三連吊橋—*

川崎製鉄技報
32 (2000) 2, 95-102

Design, Fabrication and Erection of the Stiffening Girder of 3rd Kurushima Kaikyo Bridge —World's First Three-linked Suspension Bridges with Stiffening Box Girder of Over 1 000 m Long—



上村 明弘
Akihiro Uemura
橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部 主
査(課長)



神田 恭太郎
Kyotaro Kanda
橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部 主
査(主席掛長)



坂本 知英
Tomohide Sakamoto
橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部 主
査(主席掛長)



伊藤 進一郎
Shinichiro Ito
本州四国連絡橋公団
長大橋技術センター
技術調整課 課長代理

要旨

来島海峡大橋は、西瀬戸自動車道が日本三大急潮の一つである来島海峡を渡る地点に架かる世界初の三連吊橋である。その補剛桁の架設には自航台船やクイックジョイントという新技術を導入した直下吊り工法を採用するなど数々の先進技術が駆使された。このうち来島海峡第三大橋は主塔間隔 1 030 m の単径間 2 ヒンジ吊橋であり、補剛箱桁吊橋としては国内において最大支間長を誇っている。本橋の建設においては、特に急潮流下における国際航路上での補剛桁の架設を約 2 ヶ月で完了させたことなど、多くの成果を上げることができた。本橋で培われた技術は、吊橋技術の集大成として今後の長大橋梁技術の発展に大きく貢献するものと期待される。

Synopsis:

Kurushima Kaikyo Bridge, which consists of three bridges crossing the Kurushima Strait located within Seto Inland Sea National Park, is the first three-linked suspension bridge in the world. Many advanced technologies were adopted in the construction of the bridges. Especially, the introduction of a newly-developed self-positioning barge and a quick-joint-system enabled to install shop-fabricated stiffening box girders merely in 30 min by means of a direct hoisting method. 3rd Kurushima Kaikyo Bridge, which is one of the three bridges, spans over the west channel of the straits where the international sea route passes through. The bridge has a simple span of 1 030 m long with two-hinged stiffening girders. This paper describes the design, shop fabrication and erection work of the stiffening girder at the site of 3rd Kurushima Kaikyo Bridge. The results obtained through this construction are expected to contribute to the success in the strait crossing bridge projects in the future.

1 緒 言

本州四国連絡橋事業における西瀬戸自動車道は、風光明媚な多島海景观の海峡部を 10 橋の長大橋梁で結ぶ総延長約 60 km の自動車専用道路として、1999 年 5 月 1 日に開通した。大三島橋の着工以来、約四半世紀に渡り繰り広げられてきた長大橋建設技術への挑戦も、この尾道・今治ルート完成により新たな段階を迎えることとなった。

来島海峡大橋は、同ルートにおける日本三大急潮として名高い来島海峡に架かる世界初の三連吊橋であり、国際航路上に展開される補剛桁の架設にあたっては、本工事に用い開発された自航台船¹⁾やク

イックジョイント²⁾といった新しい技術が導入された。また同橋には、塔高を連続的に変化した景観設計³⁾を取り入れるとともに、

* 平成12年2月28日原稿受付

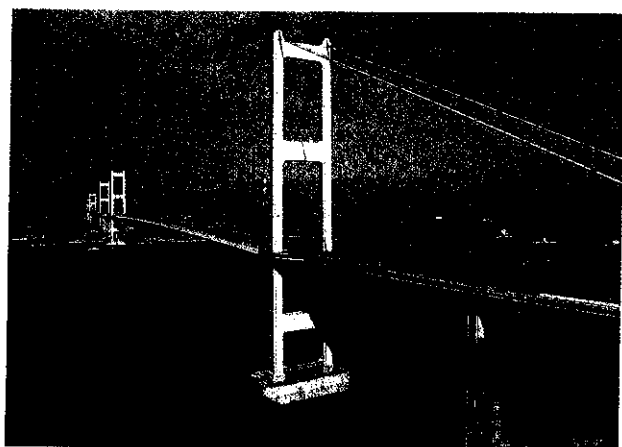


Photo 1 View of 3rd Kurushima Kaikyo Bridge

引張り接合継手⁴⁾、S 字ラッピングと乾燥空気送気システムの組み合わせによる我が国でも初となるメインケーブルの防食法⁵⁾、さらに明石海峡大橋に次ぐヘリコプターによるパイロットロープの空中渡海工法⁶⁾やハンガーケーブルへの PWS⁷⁾の適用、トンネルアンカー⁸⁾や海中基礎⁹⁾の採用など、数々の先進技術が採用され、正しく技術の粋を結集することにより実現が可能となった。

このうち来島海峡第三大橋 (Photo 1) は、来島海峡の最も今治側に位置する主塔間隔 1 030 m の単径間 2 ヒンジ吊橋であり、補剛箱桁吊橋としては国内において最大支間長を誇っている。補剛桁の現地架設は、厳しい自然条件および社会的制約を克服のうえ無事故にて竣功したが、中でもリフティングビームを使用した直下吊り工法と全ヒンジ工法の採用により、約 2 ヶ月という極めて短期間でその架設を完了したことは特筆に値する。

本論文は、この来島海峡第三大橋のうち NKK・日車・川鉄特定建設工事共同企業体として受注した来島大橋補剛桁 (その 6) 工事 (以下、本工事) を通して得られた知見をもとに、同橋の補剛桁に関する設計、製作および架設について、その技術的特徴を中心として報告するものである。

2 工事概要

来島海峡大橋は、愛媛県今治市と大島間を全長約 4.1 km で結ぶ三連吊橋であり、その一般図は Fig. 1 に示すとおりである。架橋地点は三つの水道に分かれており、その潮流速は最大 10 ノットに及ぶとともに湾曲した多島海が織成す複雑な地形となっている。西水道上に架る来島海峡第三大橋の工事諸元は Table 1 に示すとおりであり、その施工にあたっては 1 d あたり約 1 000 隻の大小船舶が航行する国際航路上での架設となることから、航行安全対策が極めて重要となるのはもちろんのこと、長時間の海面占有を回避するこ

Table 1 Outline of the project

Name of route		Route No. 317
Dimension of superstructure	Bridge type	Single span 2-hinged suspension bridge with stiffening box girder
	Span	1 030 m
	Road standard	1st class and 3rd grade
	Design speed	80 km/h
	Design live load	B-type
	Roadway width	2.5 m* ¹ + 4@3.5 m* ² + 2.5 m* ¹
	Plan alignment	Straight with short clothoid at 9P
	Vertical alignment	1.8% parabolic curve
	Slab type	Orthotropic steel deck $t = 12$ mm
	Main cable	PWS (636φ), 5 mm × 127 wires × 102 strands
Hanger		PWS, Steel rod (at span center)
Amount of steel (Stiffening girder only)		12 876 t
Construction period (Stiffening girder only)		1995. 7. 25~1998. 9. 30 (1 164 d)

*¹ Walk way *² Road way

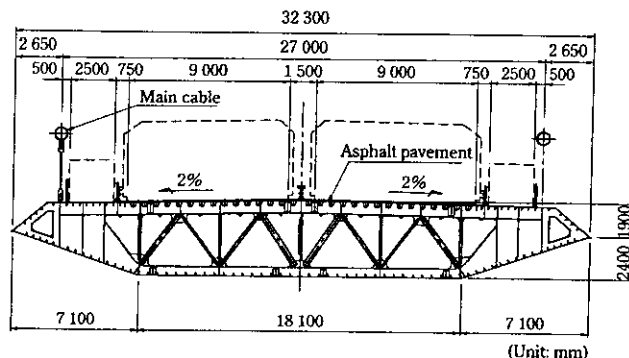


Fig. 2 Cross section

とが施工上の大きな制約条件であった。

なお、本工事の施工範囲は支間中央部から 9P 主塔側である。

3 設計技術

3.1 構造的特徴

補剛桁の断面形状は、耐風安定性、経済性、維持管理性ならびにレーダーへの偽像対策などを考慮のうえ偏平な六角形断面の箱桁 (Fig. 2) を採用しており、次に示す構造上の特徴を有する。

(1) 箱桁内の維持管理性と経済性に優れることからトラス構造を

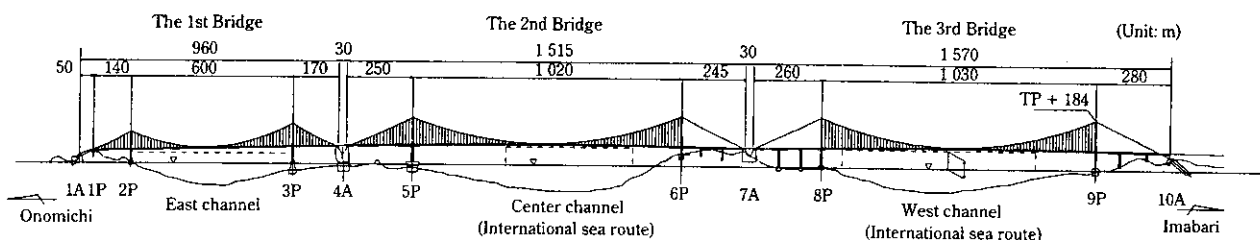


Fig. 1 General plan of Kurushima Kaikyo Bridge

ダイヤフラムとセンターウェブに採用している。

- (2) ハンガーロープに PWS を適用し、そのメインケーブルおよび補剛桁との連結をピン結合としている。
- (3) 今治側アプローチの道路線形に起因して補剛桁の線形にも一部平面曲線が入っている。

3.2 吊橋全体解析と補剛桁の設計

吊橋全体系の構造解析は、可撓性に富む吊橋の挙動を正確に把握するために、平面骨組モデルを対象とする有限変位理論による形状決定解析に続き、その形状とケーブル部材の発生力による幾何剛性を考慮した線形化有限変位理論に基づく固定荷重ならびに影響線解析を行うという手順により実施した。後者の構造解析にあたっては、補剛桁をそのせん断中心を通る棒要素に置換のうえ、橋軸直角方向のハンガー定着点間に仮定の張出し剛部材を設定した立体骨組モデル (fish born model) を採用した。

一方、補剛桁の設計にあたっては、フェアリングを応力部材として、また、センターウェブを等価なせん断剛性を有する充腹板として評価のうえ応力度の照査を行った。架設時および輸送時の検討にあたっては、架設系構造解析や海上輸送時の動揺解析を実施して、補剛桁の補強や架設計画ならびに仮設備の設計に反映した。

なお、静的解析における補剛桁の最大発生応力は暴風時にフェアリング先端で $\sigma_{\max} = 107 \text{ N/mm}^2$ 、また、最大橋軸方向移動量は常時で $l_{\max} = 974 \text{ mm}$ であった。

3.3 鋼床版と床組の設計

鋼床版の設計は、車道部縦リブにトラフリブを、歩道部のそれにはプレートリブを採用していることから、各部位の挙動を把握するのに最も有効な解析手法として、前者には有限帯板法を、また後者には等価格子桁法¹⁰⁾をそれぞれ適用した。さらに、鋼床版を支持するセンターウェブおよびダイヤフラムがトラス構造であるため、その設計においてはせん断変形による支持部のたわみの影響を付加断面力として考慮することにより、構造を的確に評価することとした。

床組はトラス構造のセンターウェブおよびダイヤフラムと充腹板のサイドウェブから構成されており、吊橋全体系の変形との整合を図るために、トラス部材のせん断変形およびハンガー定着点間の相対変位を考慮した格子構造解析により断面力を算出することとした。ダイヤフラムは補剛桁のねじれ変形に対して BEF アナロジー理論¹¹⁾の適用による付加応力の照査を行い、さらに鋼床版の横リブとしての作用とトラス上弦材としての作用が同時に働くとともに面外変形挙動^{12,13)}も懸念されたため、3 次元 FEM 解析¹⁴⁾により安全性の確認することとした。FEM 解析における荷重の載荷位置は、スカーラップ近傍の応力集中と横リブのせん断力の比例関係¹⁵⁾から決定し、局部応力に対するスカーラップ形状と横リブの板厚の検証を行った。

3.4 ハンガー定着部の設計

ハンガー定着部は、その面外変形量の大きさに応じて 1 方向ピンと全方向に回転可能なユニバーサルピンの 2 種類が適用されている。定着部の設計は、吊橋全体系解析および架設時解体計算から得られるハンガーロープの張力と折れ角より簡易計算¹⁶⁾により基本構造を決定し、3 次元 FEM 解析 (Fig. 3) により構造詳細の決定とその検証ならびに安全性の確認を行った。一方向ピンの定着板 (ピンプレート) は、事前に行われた疲労試験の結果を踏まえて 1 枚の厚板より切削加工するものとし、鋼床版との継手は完全溶け込み溶接によるものとした。この溶接継手の控え材となるサイドウェブとの

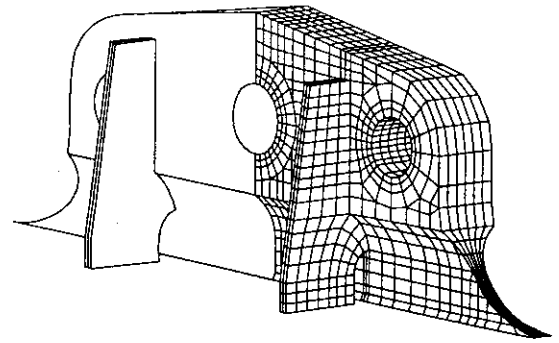


Fig. 3 FEM model for hanger fixing plate

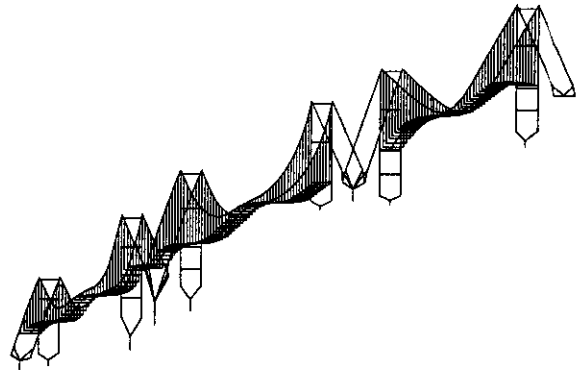


Fig. 4 Model of time history response analysis for three-linked bridges

芯ずれによる鋼床版の板曲げ状態に対しては、FEM 解析により応力的な検討を加えた。

3.5 桁端部の設計

桁端部は、ハンガーロープと比較して剛性の大きなタワーリンクによって主塔と連結されているため、鉛直せん断力が卓越した応力状態となっている。このせん断力は、センターウェブとサイドウェブによりタワーリンクへ伝達されるため、桁端部を格子構造にモデル化のうえ各ウェブの分担率を算出し設計に反映した。このうち、端ダイヤフラムについてはタワーリンクで支持された単純梁と考え、センターウェブが分担する鉛直せん断力や風荷重によるウィンド杓の水平反力、また、主塔に発生する低風速領域における渦励振による水平力¹⁷⁾を考慮することとした。

タワーリンク定着部の照査にあたっては、吊橋全体解析から得られた軸力、リンクの回転摩擦による面内曲げモーメント、リンクの変形による面外付加曲げモーメント、さらに製作・架設誤差によるピンプレートの偏心を考慮した。

3.6 耐震設計

耐震設計は、短周期および長周期^{18,19)}の地震に対して応答スペクトル法により全体系立体骨組モデルを使って断面力を求めた。また、長周期地震動については各下部工への入力位相差の影響を確認するため、3 橋連続モデル (Fig. 4) に対する時刻歴応答解析を行った。

センターステイについては、地震時に破断させることによりメインケーブルへの作用力を軽減させる機構とし、同解析から得られた最大張力の 60% (再現期待値 25 年の地震力相当) を破断張力として設定した。また、プレストレスを導入することにより常時にお

る張力抜けを防止するとともに、弾性定数の安定した領域で使用されるようにした。

3.7 耐風設計

耐風安定性については、別途行われた部分模型（縮尺 1/60）、全橋模型（縮尺 1/160）、および地形模型（縮尺 1/1500）による風洞試験結果において完成系、架設系ともに一部に照査すべき課題が確認された²⁰ ことから、さらに詳細な検討をする目的で縮尺 1/60 の大型全橋模型および縮尺 1/150 の周辺地形模型を含めた全橋模型風洞試験が実施された²¹。大型全橋模型風洞試験では、完成系は一樣流中および境界層乱流中ともにフラッター限界風速 70.2 m/s を満足することが確認された。また、原自歩道の高欄、外面作業車の走行軌条、フェアリング形状など耐風安定性に影響を及ぼす要因についても、それぞれ安全性が検証された。

一方、架設系はその中期の一樣流中において照査風速以下でフラッターが発現し、その制振対策としてクロスハンガーの設置が効果のあることが確認された。

また、渦励振については完成系の一樣流中、境界層乱流中ともに実用上問題となる振動現象は観測されていない。

3.8 ウィンド沓の設計

ウィンド沓には、タワーリンクへの異常時の横力を防止する目的から、ウィンドタング摺動面との遊間が片側 2 mm という高精度の施工が要求されるため、密閉ゴム支承板支承とくさび型鋼板を組み合わせた高さ調整機能を有する新しい支承構造を採用することとした。この支承構造の場合、ピボット沓を基本とする従来のウィンド沓形式と比較して、作業性に制約のある狭隘なウィンドタングとの取り合い部における施工性が向上するとともに、地震時などの水平方向衝撃力に対する優位性も期待される。

なお、タワーリンクとの取合い部についても橋軸直角方向の片側遊間 5 mm を満足することが必要であることから、ウィンド沓との相対的な取付精度はさらに高精度なものとなるが、工場製作において現地計測結果を反映した切削加工などの精度管理を重点的に実施することにより満足のいく結果が得られている。

4 製作技術

4.1 製作概要

工場製作は、ダイヤフラム 4 パネル間隔（長さ 12.2 m）を製作ブロック単位とし、標準部においてはこの製作ブロックの 3 ブロックを 1 つの補剛桁ブロック（長さ 36.6 m）に組み立てる大ブロック工法を採用した。製作にあたっては、鋼床版の疲労強度を低下させない措置を講じているとともに、ピンプレートの溶接施工と精度管理、さらに補剛桁端部における主塔との取合い精度の確保が特に重要な管理項目であった。Photo 2 は大組立完了した桁端部 4 ブロックの仮組立の状況を示す。

4.2 原寸

本橋の縦断線形は 1.8% の放物線勾配となっているが、原寸においてはこれを円曲線近似とし、さらにダイヤフラムを補剛桁の法線方向に配置することにより補剛桁標準部の製作の合理化を図った。

一方、補剛桁の 9P 主塔側は、平面線形がクロソイド曲線で構成されており、また主塔との取合いなども高い精度が要求されることから、ダイヤフラムは原寸時鉛直にてその展開を行なった。

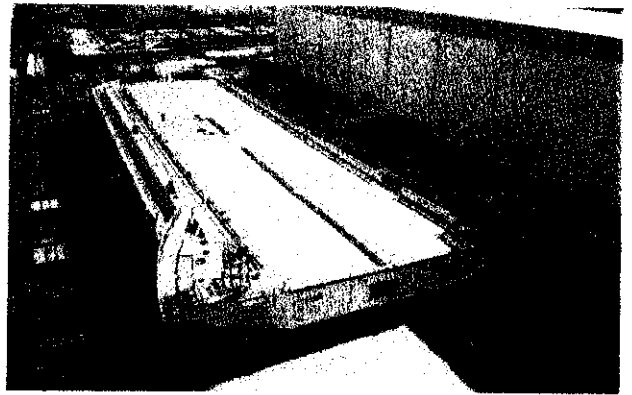


Photo 2 Assembled blocks at Harima Works

なお、地球の曲率を考慮した補剛桁の長さ補正は、その値が十分小さく (5.9 mm) 製作誤差の範囲内であることから行わないこととした。

4.3 製作キャンバー

補剛桁は、橋軸方向にはハンガーローブ間隔 (12.2 m) で、橋軸直角方向にはメインケーブル間隔 (27 m) でそれぞれ支持されているが、補剛桁の剛性が大きく死荷重に対する変位量は微小であるため、製作キャンバーは設定しないこととした。また、鋼床版の現場継手は溶接によるが、その影響による鋼床版の溶接収縮量を 1 mm/継手と想定して有限変位理論による吊橋全体系平面骨組モデルによる構造解析を行った。その結果、変位量は鉛直および水平方向ともに塔主間隔に対して十分微小であるため、溶接部の収縮にともなう製作キャンバーについても設定しないこととした。

4.4 ハンガー定着部の鋼材仕様

ピンプレートは、116 mm の厚板を基部で 20 mm まで切削して鋼床版へ取り付けの構造であり、極厚板の中央偏析とそれにとりも強度の低下が懸念された。そのため、強度などを $1/2t$ (t : 板厚) で保証するべく化学成分の S 量を 0.008% 以下、炭素当量を 0.48% 以下とする鋼材仕様とするとともに超音波探傷試験を実施した。

一方、ピンプレートが溶接される鋼床版は、板厚が 10 mm であり耐ラメラティア鋼材としての JIS 規定外となるため、WES 記号 Z25 相当の絞り値²² を保証するものとして化学成分の S 量と絞り値の相関関係より S 量を 0.008% 以下とする鋼材仕様 (S 量管理鋼材) を採用することとした。

4.5 鋼床版の疲労対策

鋼床版のトラフリブの強力ボルト継手部には、鋼床版の突き合わせ溶接の施工条件よりスカーラップが必要となるが、車両走行時のせん断力により、まわし溶接止端部およびスカーラップこば面に疲労亀裂の発生が懸念される。これらを防止する目的からスカーラップを極力小さくするとともに、車両の走行頻度が高い位置にあるものについては、その溶接止端部を滑らかに仕上げるという措置を講じた。

鋼床版とトラフリブのすみ肉溶接部は、鋼床版の局所的な変形による応力集中¹²⁾ を緩和する目的から、リブ板厚 (6 mm) の 75% の溶け込み深さを確保することとした。また、トラフリブが横リブを貫通する部分は疲労の弱点となる従来のスカーラップを廃し、すべてコーナークットとし、横リブの組立後に溶接にて埋め戻しを行った。

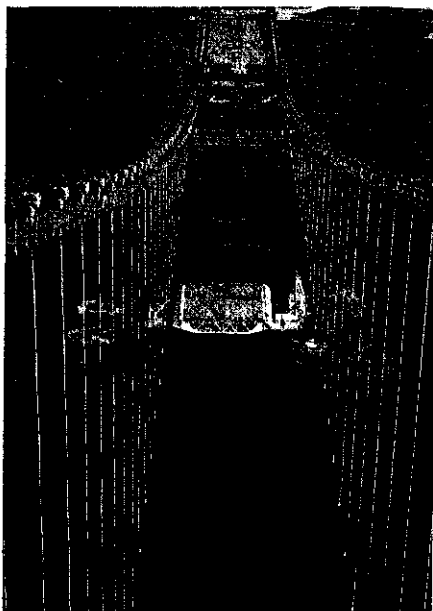


Photo 3 Execution by the direct hoisting method



Photo 4 Stiffening girder under the swing erection

5 架設技術

5.1 架設概要

本橋の補剛桁は1室箱桁形式であることから、必然として全断面ブロックを直下吊り工法によって架設し、自航台船が進出不可能な主塔付近のブロックについては縦取り工法を併用した。架設地点の来島海峡は狭水道・急潮流なうえに、潮流方向により指定航行方向が変わる国際航路が含まれる。したがって、直下吊り工法の採用は、航行船舶の安全確保のために架設作業を短時間かつ短期間で完了させることが前提条件となった²³⁻²⁷⁾。

本工事では、自航台船をはじめとする主要仮設備の開発・高性能化によって架設時間を従来の実績である 3h^{28,29)} から平均 27 min³⁰⁾ へと大幅に短縮した。また、全ヒンジ工法による架設サイクルの短縮と補剛桁ブロックの大型化による架設回数の削減により、第三大橋全 33 ブロックの架設を 63 d (本工事の実績平均 3.8 d/ブロック) で完了した。

5.2 直下吊り工法

5.2.1 直下吊り架設

支間中央から閉合ブロックまでの 13 ブロックの架設は、次の手順で直下吊り架設により行った。Photo 3 に架設状況を示す。

- (1) 補剛桁ブロックを積載した自航台船を架設位置直下に進出・定点保持させる。
- (2) 主ケーブル上に設置したリフティングビーム (LB) 2 基のフックを補剛桁ブロックに連結する。
- (3) 水切りに合わせて自航台船を退出させ、補剛桁ブロックをハンガー定着高さまで吊り上げる。
- (4) 補剛桁ブロックをハンガーに無応力定着した後、既設桁と架設ヒンジで仮連結する。

架設は西水道の転流時刻に開始し、吊上げ完了までの架設時間を 50 min とする計画とした。

なお、補剛桁ブロック長 36.6 m、搭載物を含む重量約 500 tf は、直下吊り工法では国内において最大規模である。

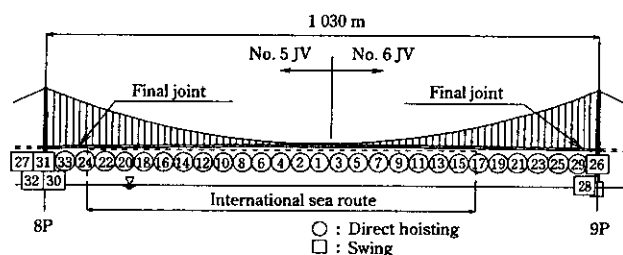


Fig. 5 Sequence for block erection

5.2.2 縦取り架設

主塔付近の 2 ブロックの架設は、縦取り架設により行った。このうち塔付ブロックの架設状況を Photo 4 に示す。架設手順は補剛桁ブロックを吊上げた後に LB 2 基の荷重盛替えにより架設位置まで橋軸方向に空中移動させる点が直下吊り架設と異なる。また、補剛桁ブロックは 2 点吊りとし、事前に LB 2 基のフックを連結するため三角アイバーなどから成る専用吊具を使用することとした。

なお、補剛桁ブロックは荷重盛替え時の LB 吊り能力より、長さ 12.2 m、最大重量約 280 tf とした。

5.2.3 架設順序

架設順序は Fig. 5 に示すとおりであり、従来の直下吊り工法による場合^{31,32)}と同様に支間中央部から両主塔に向けて左右対称に進めた (対岸側に施工する横河・三井・春本特定建設工事共同企業体と交互に架設を行った)。縦取り架設のブロックは、主塔部から中央に張り出す順序とした。

なお、架設日は転流後 50 min の潮流速が 3 ノット以下である日を選定し、第三大橋として 1 日 1 回 1 ブロックの架設を行った。

5.2.4 主要架設設備

本工事における主要架設設備は次に示すとおりである。

(1) 自航台船

自航台船は補剛桁ブロックを積載して対水速度 7 ノットで航行し、台船 4 隅の全旋回式推進器と主機関を自動制御することで潮流速 3 ノット以下において目標位置の半径 2.5 m 以内に無係留で定点保持する性能を有する³³⁻³⁹⁾。架設位置への進入開始

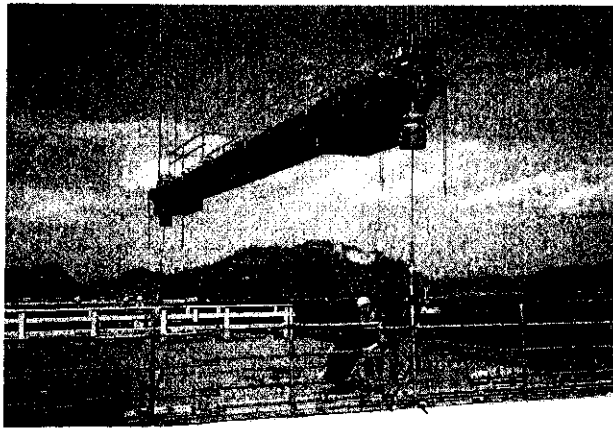


Photo 5 Junction of the quick joint

から定点保持安定までの所要時間の実績は平均 7 min であった。

(2) LB

LB は主ケーブル上の任意の位置に走行・設置できる補剛桁ブロック揚荷機であり、本工事に設計^{40,41)}・製作のうえ、塔頂クレーンを使用してその組立と解体を行った。定格荷量は補剛桁ブロックの大型化にともない 175 tf×4 フックとし、揚荷速度は定格荷重巻上げ時最大 5 m/min に高速化した。また、二重の安全機構とする設計思想により、各フックに 2 系統の主巻ワイヤを繰り込む構造とした。さらに、主ケーブルの断面変形を軽減するために主巻ウィンチは従来どおり主塔下に配置し、走行方式には従来のローラー方式に代えて軌条桁を使用した尺取り方式を採用した。

(3) クイックジョイント

クイックジョイントは明石海峡大橋鋼ケーソン係留用に開発された連結装置²⁾であり、本工事ににおいてはさらに改良を加えたものを使用した。そのシステムは、桁側吊り金具と LB フックにそれぞれ取付けたオス金物とメス金物よりなり、Photo 5 に示すようにリードワイヤをガイドとして機械的に嵌合させる構造である^{23,24,42)}。人力作業はリードワイヤとオス金物先端をシャックル止めする軽微な作業のみとなり、動揺する自航台船上でも平均 5 min にて 4 フックを安全、確実に連結できた。

5.3 全ヒンジ工法

5.3.1 架設ヒンジ構造

全ヒンジ工法の採用により、架設期間中の補剛桁ブロック間は架設ヒンジによる仮連結状態となる。この状況下においては、ヒンジ部での桁のねじり剛性の低下にともなうフラッター発現風速の低下^{20,43,44)}とともに、大ブロック化に起因するヒンジ部の角折れ量と作用断面力の増加にともなう補剛桁への悪影響が懸念された。そこで、本橋の架設ヒンジ構造は、ブロック間の面内曲げを無補剛にし、かつ仕口の干渉を防止するとともに、後述する部分添接後の荷重分担も考慮のうえ、架設期間中のすべての断面力を確実に伝達できる構造として計画した²³⁾。Fig. 6 は、本工事に採用したピンプレートとせん断キーの配置と構造概要を示す。

5.3.2 部分添接

本橋における補剛桁の設計は完成時無応力を前提としており、架設後期の桁には負の曲げモーメントが発生する。一方、現場添接用の移動安全足場の架設時期は工事区域内での閉合ブロック架設後と

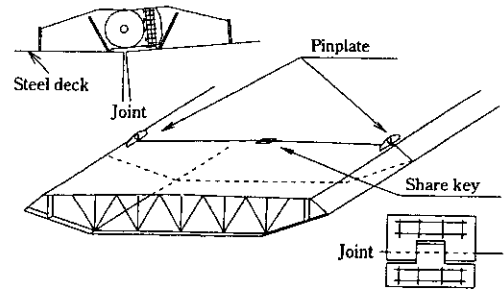


Fig. 6 Structure of erection hinge

なっていたため、本添接を行う前に下フランジ同士が干渉することとなる。そこで、補剛桁ブロックの下フランジ間隔が減少してきた段階でジャッキにより強制的に桁を引き寄せ、桁内面で作業の行える下フランジ縦リブを部分的に先行して本添接することとした。また、暴風時の面外曲げモーメントに対する架設ヒンジの設計を経済的なものとするため、サイドウェブの下側 3 分の 2 の範囲およびセンターウェブも同時に添接した。

5.4 特殊部の架設手順

本橋では支間中央付近のハンガーに鋼製ロッド形式が採用された^{7,45)} 区間があること、塔付ブロック架設時の塔側 LB は架設位置の直上に配置できないことなどの施工上の制約から、一般部と異なる架設要領を採用した特殊部がある。その主な内容は次に示すとおりである⁴⁶⁾。

(1) ロッド式ハンガー区間の架設

ハンガー定着後の補剛桁ブロックは、主ケーブル上の LB 重量の影響により既設桁より低い位置となる。一般部では架設ヒンジ連結のために LB で吊上げ高さの調整が可能であるが、ロッド式ハンガー区間においては補剛桁ブロックの鉛直上向きの変位が拘束されることとなる。そのため、施工は架設ヒンジ側のハンガー定着後に補剛桁ブロックを鉛直面内に回転させて既設桁との段差調整を行ってから架設ヒンジを連結するという手順とした。

なお、残りのハンガー定着時に先行ハンガーには圧縮力が作用するがその値は小さく、また LB の吊り能力を超えないことを構造解析により確認した。

(2) ロッド式ハンガー上の LB 通過

LB の移動において、補剛桁ブロック中央のロッド式ハンガー上を通過する際にハンガーには圧縮力が作用する。ロッド本体の座屈強度には支障ないものの、主ケーブルのねじり剛性が小さいため、ケーブルバンド側のユニバーサルジョイント部がケーブル面外方向に変位するという不安定な現象が想定された。そこで、ユニバーサルジョイント部におけるハンガーソケットやピンプレートなどの損傷を防止するため、可動部を木製クサビの挿入により拘束することとした。

(3) 塔付ブロックの架設

塔頂部にはケーブル後期工事で使用する張出し足場が設置されており、塔側 LB は塔付ブロックの架設位置の直上に設置できないため、縦取り架設時には主塔側からの引込みが必要となる。その作業は、ウィンチと補剛桁ブロックのセットバック用設備 (PC 鋼棒とセンターホールジャッキ) により実施したが、荷重盛替え後に無負荷となる中央側 LB を塔側へ移動させることにより引込み力を低減させる計画とした。また、塔付ブロッ

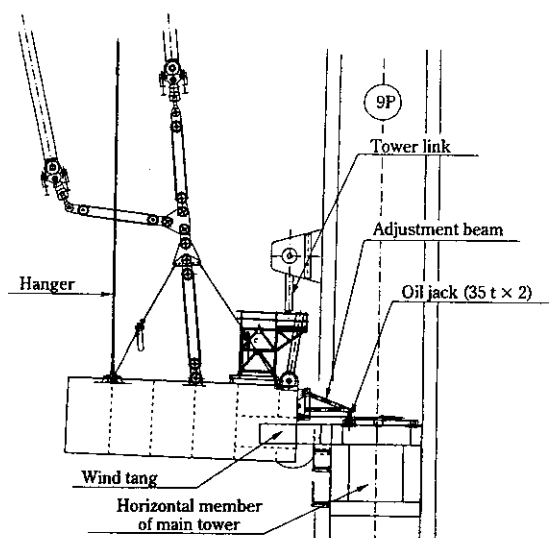


Fig. 7 Vertical adjustment of girder block at the tower

クには主塔との取合い構造であるタワーリンクおよびウィンド杓があり、その高さ調整は Fig. 7 に示すように桁端部より主塔側へ張出した調整治具と主塔水平材上の油圧ジャッキを使用して実施した。

5.5 架設時耐風対策

5.5.1 面外曲げモーメント対策

暴風荷重により補剛桁に作用する面外曲げモーメントは、架設途中においては桁が橋軸直角方向にハンガー以外の拘束を受けないために完成時と比較して小さな値であるが、閉合後はウィンド杓により桁端部の面外変位が拘束されるため閉合前と比較して激増する。これに対して架設ヒンジおよび部分添接のみによる継手は強度が不足するため、架設期間中における面外曲げモーメントを低減する措置として閉合ブロックの中央側を縁切りし、一般部の本接合完了後に最終閉合することとした。

また、主塔側から張り出した補剛桁は暴風時荷重によりウィンド杓を中心として水平方向に大きく回転変形し、縁切り部の隣接桁および主塔部と干渉することとなる。そこで、これらのブロックをセットバックさせ、緩衝材を介して桁端部と主塔側壁間で荷重の伝達が行えるようにすることで回転を拘束した。

5.5.2 バフェッティング対策

架設時におけるバフェッティングは、部分添接前の下フランジの開閉により部材に損傷を引き起こす可能性があるため、早期に部分添接を実施しそれを回避することとした。なお、干渉する場合に備えて、下フランジ継リブに緩衝治具を取り付けた。部分添接の時期は、各架設ステップにおける下フランジの間隔と強制引込み力を算出したうえで、バフェッティングにより想定される下フランジの開閉量と 1d 当たりの施工継手数および引込み設備能力を考慮して計画した。

5.5.3 ハンガー角折れ対策

架設初期から中期にかけての暴風時において、架設先端部のハンガーは、ソケット上端の角折れが大きくなり、素線の 2 次応力を考慮したハンガーの応力は許容値を超過することが問題となっていた。そこで、当該ハンガーに定着している既設桁を LB で吊上げる

ことによりハンガーへの作用力を低減させる対策を講じることとした。また、応力超過を引き起こす限界風速を解析により推定のうえ、不測の事態に備えることとした。

なお、実施工においてはフラッター対策も含めて限界風速を超える暴風状態は発生せず、上述の対策を実施することはなかった。

5.6 架設時形状計測

本橋のハンガー定着構造はピン定着方式が採用されているため架設時に桁形状の調整はできないが、その挙動の把握と出来形精度を確認する目的から補剛桁ブロックの架設ごとに形状計測を実施した²³⁾。補剛桁鉛直変位の計測結果と解体計算値を比較すると、差異の最大値は $\delta_v = 247 \text{ mm}$ (架設完了時 $\delta_v = 138 \text{ mm}$) であり、また、架設完了時の補剛桁断面左右の最大差異は $\Delta = 12 \text{ mm}$ であった。これら差異の要因には計測温度の誤差が大きく影響しているものと推定されるが、構造規模からすれば両者は高い精度で一致しているといえる。

6 結 語

来島海峡第三大橋の補剛桁に関する設計、製作および架設技術について報告した。本工事をとおして得られた主な成果は次に示すとおりである。

- (1) 補剛桁のセンターウェブおよびダイアフラムをトラス構造とすることにより維持管理上有利で経済的な設計が可能となる。
 - (2) ハンガーロープに PWS を採用することは従来の構造と比較して経済的であり、定着部の設計にあたっては、ピンプレート の応力集中と疲労を考慮することが重要となる。
 - (3) 構造解析の結果に基づき鋼床版の現場溶接による製作キャンパーは考慮しなかったが、架設後の形状計測結果より出来形精度上まったく問題ないことを確認した。
 - (4) 補剛桁端部における橋軸直角方向の厳しい取り付け精度 (対ウィンドタング: 2 mm, 対タワーリンク: 5 mm) は、現地測量の結果を反映させた製作精度管理により確保が可能となる。
 - (5) 鋼床版は、FEM 解析により疲労に対して問題のない構造詳細であることを確認するとともに、製作上も疲労強度を低下させないための措置を講じた。
 - (6) 直下吊り工法による補剛桁 1 ブロックあたりの架設時間の実績は計画 50 min に対して平均約 27 min であり、従来の架設時間を大幅に短縮することができた。
 - (7) 全ヒンジ工法の採用により海面使用期間は約 2 ケ月、また補剛桁最終閉合までの架設作業期間は約 4.5 ケ月であった。なお、補剛桁の架設サイクルは第三大橋として平均 1.9 d であった。
- 美しく厳しい自然環境を背景とした本工事は、本州四国連絡橋公団殿のご指導のもと、来島大橋補剛桁 (その 5) 工事の横河・三井・春本特定建設工事共同企業体との共同作業により遂行したものである。ここに、本工事の関係諸氏に深く感謝の意を表する次第である。

来島海峡大橋は、吊橋技術の集大成であると同時に今後の長大橋梁技術の発展に貢献するところが大きいことから、1998 年度土木学会田中賞 (作品部門) を受賞した。本橋が広域交通ネットワークの形成と西瀬戸地域の経済発展に大きく寄与するとともに、本橋で培われた先進技術が次期海峡横断プロジェクトへと継承されることを切に願ってやまない。

参 考 文 献

- 1) 瀧下健二, 亀井敏行, 中村 修:「自航台船の開発」, 本四技報, 23 (1999)91, 4-11
- 2) 坂本光重, 藤原洋一, 広田昭次:「明石海峡大橋鋼ケーソン沈設設備」, 本四技報, 14 (1990)53, 27-32
- 3) 大橋治一, 磯江 浩:「来島大橋主塔の景観設計」, 本四技報, 18 (1996)70, 35-41
- 4) 谷中幸和:「西瀬戸自動車道(瀬戸内しまなみ海道)多々羅大橋・来島海峡大橋の設計・施工」, 日本鋼構造協会, 31 (1999), 3-17
- 5) 平野信一:「ケーブル一般部の新防食工法—来島海峡大橋—」, 橋梁と基礎, 33 (1999)5, 35-36
- 6) 伊藤 学, 川田忠樹:「超長大橋時代の幕開け」, (1999), 131-132, [建設図書]
- 7) 平野信一, 麓興一郎, 薄井稔弘:「来島海峡ハンガー・バンドの設計」, 本四技報, 22 (1998)85, 56-64
- 8) 吉川章三:「来島海峡大橋 10A トンネルアンカレッジ工事報告」, 本四技報, 23 (1999)91, 33-40
- 9) 富田大造, 吉田茂司:「来島大橋 2P, 9P コンクリートケーソン設計・施工」, 本四技報, 19 (1995)75, 38-54
- 10) 山村信道:「等価格子桁法による閉断面(梯形)リブ鋼床版の実用計算法」, 橋梁と基礎, 15 (1981)5, 44-51
- 11) 小松定夫, 長井正嗣:「中間ダイアフラムの新しい設計法に関する研究」, 土木学会論文報告集, (1982)326, 51-62
- 12) 三木千寿, 館石和雄, 奥川淳志, 藤井裕司:「鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度」, 土木学会論文集, (1995)519/I-32, 127-137
- 13) 三木千寿, 館石和雄, 高木千太郎:「鋼床版縦リブ・横リブ交差部の応力実測とその分布」, 構造工学論文集, 37A (1991), 1163-1168
- 14) 本州四国連絡橋公団:「鋼上部構造の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン(案)」, (1993), (財)海洋架橋調査会
- 15) 藤原 稔, 村越 潤, 田中良樹:「鋼床版横リブのスリット周辺部の疲労強度」, 構造工学論文集, 37A (1991), 1151-1162
- 16) 西田正孝:「応力集中 増補版」, (1971), 285-290, [森北出版]
- 17) 石播・住友・松尾・東骨特定建設工事共同企業体:「主塔工事実施設計報告書」, (1994)
- 18) 本州四国連絡橋公団:「来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)」, (1990), [(財)海洋架橋調査会]
- 19) 本州四国連絡橋公団:「明石海峡大橋上部構造耐震設計要領(案)」, (1989), [(財)海洋架橋調査会]
- 20) 大橋治一:「来島大橋補剛桁の耐風性」, 本四技報, 17 (1993)65, 44-53
- 21) 古屋信明, 島海隆一, 竹口昌弘:「来島大橋大型風洞試験報告」, 本四技報, 22 (1998)88, 38-44
- 22) 土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会:「耐ラメラティア鋼の土木構造物への適用」, (1985), [土木学会誌]
- 23) 伊藤進一郎, 大谷康史:「来島海峡大橋補剛桁架設」, 本四技報, 23 (1999)91, 24-32
- 24) 瀧下健二, 伊藤進一郎:「尾道・今治ルート全貌 本州四国連絡道路 来島海峡大橋架設工事 難条件下での直下吊り工法」, 土木施工, 40 (1999)4, 40-46
- 25) 大谷康史, 伊藤進一郎:「来島海峡大橋補剛桁の直下吊り工法」, 土木学会第 54 回年次学術講演会論文集, (1999)54/I-A350, 700-701
- 26) 伊藤進一郎:「世界初の三連吊橋を支える技術 来島大橋補剛桁架設工事」, 土木施工, 39 (1998)7, 4-11
- 27) 栗野純孝:「吊橋トラス補剛桁架設工事の変遷」, 橋梁と基礎, 32 (1998)8, 142-145
- 28) 平野信一:「大島大橋補剛桁直下吊り工法」, 本四技報, 12 (1988)46, 14-21
- 29) 芦田 潮, 山田清一, 芝田之克, 三住裕泰, 松井 亮, 清田練次:「大島大橋補剛桁の設計・製作・架設」, 横河橋梁技報, (1988)17, 148-167
- 30) 東 賢治, 野口英治, 加藤久人, 米島幹雄, 伊藤進一郎:「来島第三大橋補剛桁の設計・施工」, NKK 技報, (1999)165, 22-27
- 31) 土木学会鋼構造委員会鋼構造進歩調査小委員会:「吊橋—技術とその変遷—」, (1996), 129-130, [丸善(株)]
- 32) 伊藤進一郎:「吊橋補剛桁(箱桁)架設工事の変遷」, 橋梁と基礎, 32 (1998)8, 146-148
- 33) 来島大橋補剛桁(その 1~6)工事:「来島海峡大橋補剛桁工事 工事写真集」, (1999)
- 34) 大谷康史, 伊藤進一郎:「自航台船を用いた来島海峡大橋補剛桁架設」, 日本道路会議, 23 (1999), 386-387
- 35) 下司修一:「来島大橋工事用自動定点保持台船「しまなみ」」, 川崎重工技報, (1998)139, 130-131
- 36) 原 久:「ダイナミックポジショニング付台船「うましま」」, 作業船, (1998)235, 16-21
- 37) 平山純一, 坂本光重, 中尾俊哉, 古賀 昇:「急潮流下における長大吊橋の補剛桁直下吊り工法の研究」, 土木学会論文集, (1996)540/VI-31, 181-190
- 38) 杉町直明:「来島大橋補剛桁直下吊り架設に使用する自航台船の操船試験について」, 建設省技術研究会報告, (1996)49, 145-148
- 39) 大仲茂樹, 寺田郁二, 山本郁夫, 和田洋二郎, 古賀 昇, 朝倉義博:「架橋工事用自航台船の定点保持制御装置の開発」, 三菱重工技報, 33 (1996)6, 408-411
- 40) 三根克英, 荒牧信介, 水木 力, 伊藤進一郎:「自航台船を使用した翼形断面箱桁の直下吊り架設—来島海峡第三大橋・工事報告」, 横河ブリッジグループ技報, (2000)29, 87-96
- 41) 本州四国連絡橋公団:「来島大橋 直下吊架設用機械設備・安全指針(案)」, (1994), 19-48
- 42) 伊藤進一郎, 大倉幸三:「橋梁 海峡部釣橋における直下吊り架設の急速施工法 来島大橋補剛桁工事」, 建設の機械化, (1997)571, 26-33
- 43) 本田明弘, 中島行弘, 大橋治一:「箱桁断面を有する吊橋の補剛桁架設時における耐風性に関する研究」, 土木学会第 46 回年次学術講演会論文集, (1991)46/I-227, 492-493
- 44) 島海隆一, 勝地 弘, 金崎智樹:「大規模実験・解析法」, 橋梁と基礎, 32 (1998)8, 65-73
- 45) 平野信一:「尾道・今治ルート全貌 本州四国連絡道路 来島海峡大橋ケーブル工事 世界初の 3 連吊橋を同時施工」, 土木施工, 40 (1999)4, 32-39
- 46) 野口英治:「来島第三大橋補剛桁の架設」, 日本鋼管工事技報, (1999)54, 109-119