

国内最大支間長を有するPC3径間連続斜長橋の施工

―矢部川大橋―

九州支店	土木工事部	岡部成行
九州支店	土木工事部	村上直義

概要：矢部川大橋は、一級河川矢部川を渡河する橋長 517m の PC3 径間連続斜張橋である。本橋の架設される地点は国内でも有数の海苔養殖産地であり、その環境保全を目的として、海苔収穫時の河川上における作業を回避させるため、4m ブロックから 8m ブロックへと超大型ワーゲンへの変更が採用された。また、国内最大の支間長を有する PC 斜張橋であり、曲線斜張橋であることから、面外方向への対応として主塔を傾斜させており、さらに橋脚上にダンパーストッパーを設けることで、大規模地震に対応した国内では初となる構造を採用している。さらに、主桁の張出施工中に、主塔基礎（ニューマチックケーソン）が沈下するという事象が発生し、その対応として、橋梁検討委員会が発足し、さまざまな検討がなされ、橋脚基礎の沈下を収束させる対応策を行ない、矢部川大橋の供用を実現したことなど、国内では例がない取り組みがなされている。

Key Words：国内最大支間（261m）、超大型ワーゲン、逆 Y 型主塔、曲線橋、ダンパーストッパー構造、橋脚基礎沈下

1. はじめに

矢部川橋が架橋される有明海沿岸道路は、地域間の交流・連携を強化する地域高規格道路として位置づけられており、将来においては、九州自動車道などの高速道路網と連絡し、交通ネットワークを形成することで、高規格幹線道路網を補完することとなっている。図－1 に橋梁位置図を示す。

矢部川大橋は、一級河川矢部川を渡河する橋長 517m の PC3 径間連続斜張橋である。本橋は、国内最大の支間長を有する PC 斜張橋であり、曲線斜張橋であること、大深度のニューマチックケーソン基礎を採用しており、主桁の施工に超大型移動作業車を用いたことなど、多くの技術的特徴を有する。また、主桁の張出施工中に、主塔基礎が沈下するという事象が顕在化した。

本稿では、矢部川大橋の設計・施工の概要を述べるとともに、基礎の沈下要因および実施した対策について報告する。

2. 工事概要

本橋の橋梁概要を表－1 に示す。また、全体一般図、主塔正面図、および主桁断面図を図－2 に示す。本橋は、曲線桁を有する 1 面吊り斜張橋で、主塔は逆 Y 型、斜材形状はファン型、主桁断面形状は 3 室 1 主箱桁である。主塔の斜材定着構造は、定着部をコンパクトにすることを目的とし鋼殻構造を採用している。斜材ケーブルには SEE の FUT-H 型（現場製作型ノングラウトタイプ）を使用した。



岡部成行



村上直義



図-1 矢部川大橋位置図

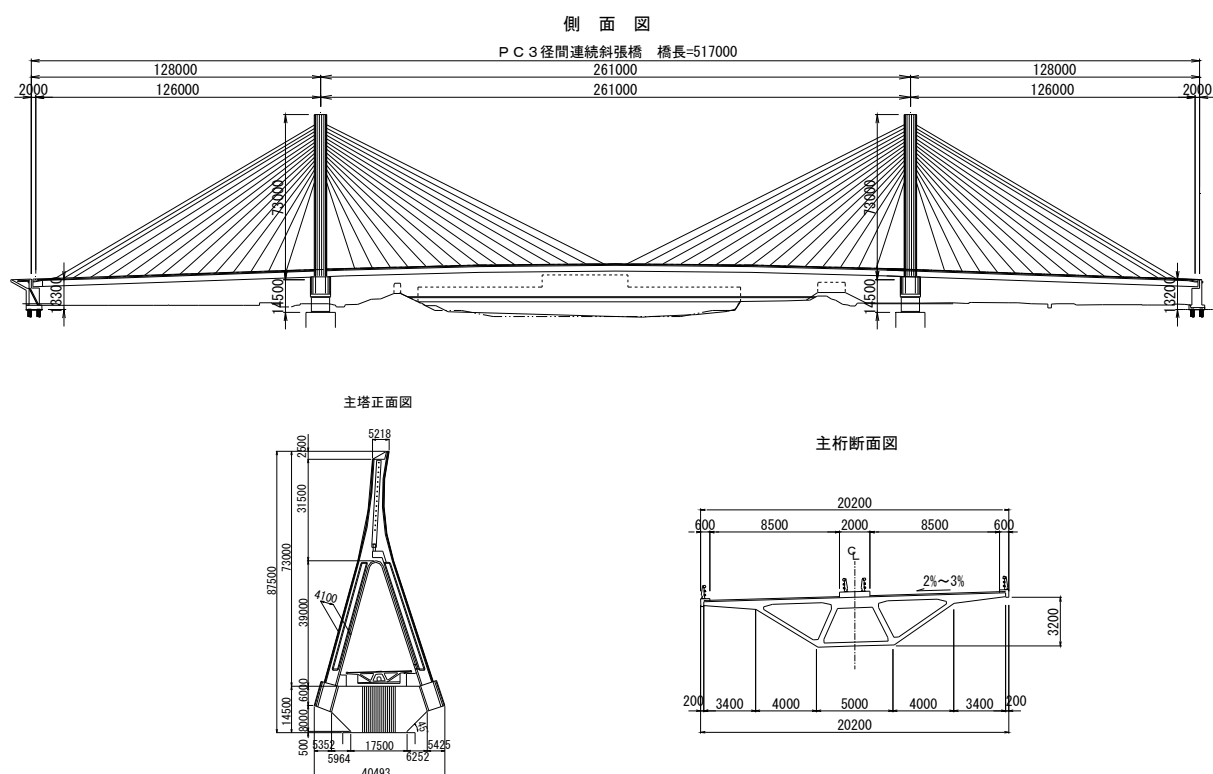


図-2 矢部川大橋全体一般図

表-1 橋梁概要

道路規格	第1種 第3級
構造形式	PC3径間連続斜張橋
設計荷重	B活荷重
橋長	517.0m
支間長	126.0m+261.0m+126.0m
有効幅員	19.0m
平面線形	R=1150m~A=500
縦断勾配	+3.45%~-3.74%
横断勾配	3.0%~2.0%
主桁形式	逆台形3室箱桁
主塔形式	逆Y型主塔
橋脚形式	張出式橋脚
斜材形式	一面吊り, ファン型
基礎形式	橋台: 場所打ち杭基礎 主塔: ニューマチックケーソン基礎

3. 上部工の施工

3.1 施工概要

本橋の上部工の施工フローを図-3に示す。

本工事は、橋梁を中央径間中央部で2つの工区に分けて施工され、P1側を第1工区（ピーエス三菱担当）、P2側を第2工区と呼ぶ。施工部位は、橋脚・主塔・主桁・斜材であり、図-4に施工順序図を示す。

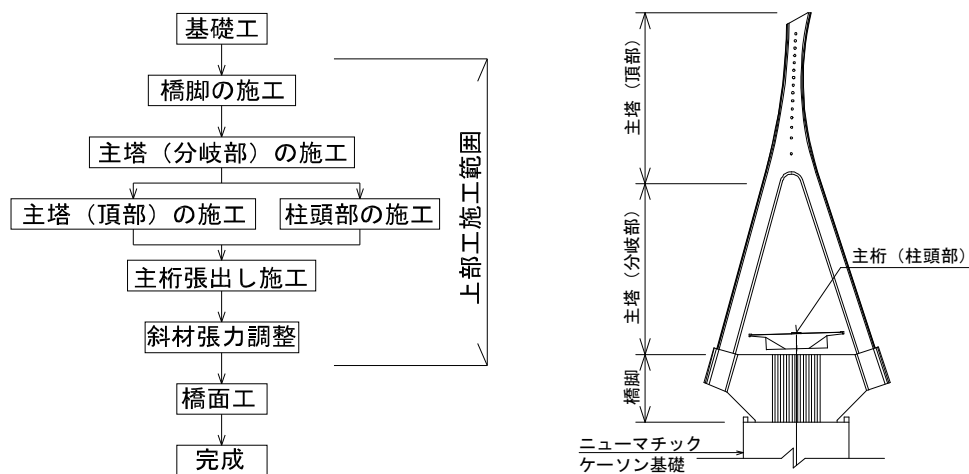
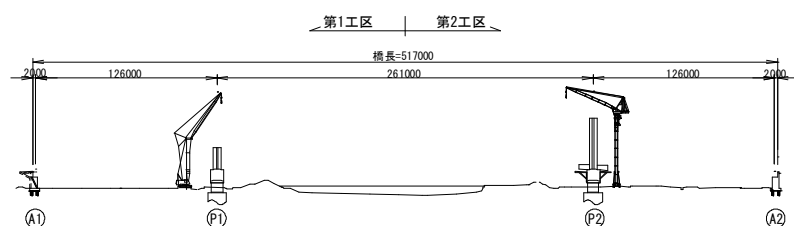
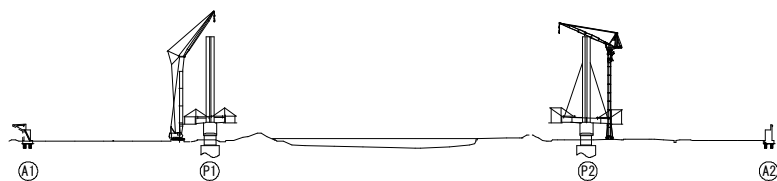


図-3 矢部川大橋施工フロー

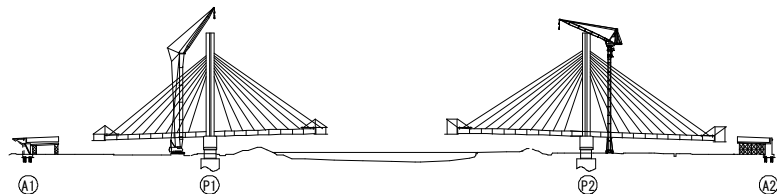
①橋脚・主塔分岐部・柱頭部の施工



②主塔頂部施工・移動式作業車組立



③主桁張出し施工（ブロック長8m）・側径間部は地上支保工により先行施工



④中央閉合部施工・全斜材張力調整

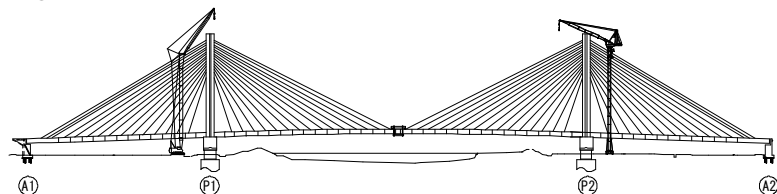


図-4 上部工施工ステップ図

各施工部位の架設工法，ならびに主要使用材料の一覧を表－2に示す．

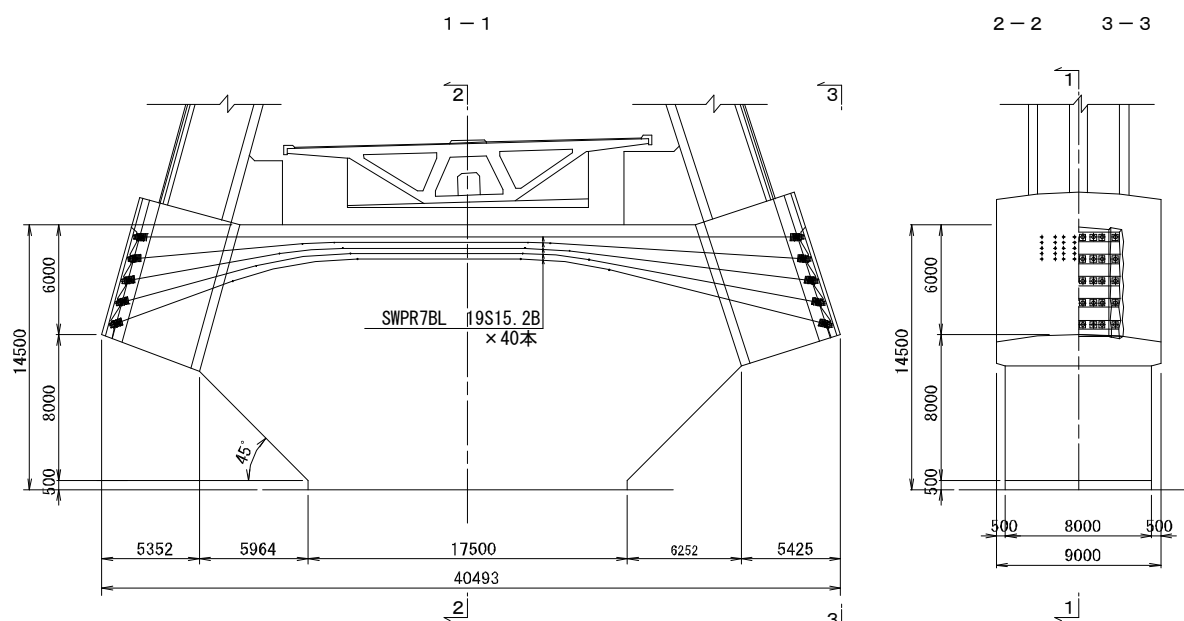
表－2 主な架設工法および使用材料

施工部位		架設工法	使用材料	
			主要 PC 鋼材	コンクリート
橋脚		総足場	19S15.2mm φ 32mm 鋼棒	40-18-20(L)
主塔	分岐部	昇降式移動足場		40-15-20(N)
	頂部	固定足場		40-18-20(N)
主桁	柱頭部	ブラケット式支保工	φ 32mm 鋼棒ほか	50-18-20(N)
	張出し施工部	移動式作業車	φ 32mm 鋼棒 12S12.7mm ほか	50-18-20(H)

3.2 橋脚の施工

3.2.1 橋脚構造

本橋の橋脚部は，柱構造として，上部工荷重を基礎に伝達するほかに，主塔から作用する鉛直力を受け持つ，受け梁構造でもある．そのため，横方向には 19S15.2mm の PC 鋼材が 40 本，せん断鋼棒として φ 32mm の鋼棒が 176 本配置されている．図－5 に橋脚構造，および PC 鋼材配置状況図を示す．



図－5 橋脚構造および PC 鋼材配置

3.2.2 マスコンクリート対策

本橋の橋脚は、充実断面であり、その概略寸法は最大で高さ 14.5m、幅 40m、厚さ 9m に達するマスコンクリートであるため、温度ひび割れの発生が予想された。

そこで、事前に、気温条件・打設条件・養生条件を実施工に揃えた 3 次元有限要素法によって、温度応力解析を行った。

一般的に、温度ひび割れ対策としては、①打設割りを細かくして、各リフト毎に十分な養生期間を設ける、②コンクリートの水和熱を抑える、③十分な鉄筋を配置して、ひび割れを抑制する、の 3 通りが考えられる。

しかし、高炉セメントを用いる計画であった橋脚部においては、手法①の打設リフトを細かくして養生期間を多く設けることは、工程上の条件を満足できないため、手法②および③によって対策を行うこととした。

検討の手順としては、温度解析の結果より、材令を考慮したヤング係数を使用して、部材に発生する応力度を算出し、鉄筋量の照査を行った。鉄筋量の照査方法は、土木学会コンクリート標準示方書によりひび割れ幅を算出し、施工時の要求性能として、

許容ひび割れ幅 $w_a \leq 0.2\text{mm}$

と設定し、鉄筋量の照査を行った。

照査の結果、当初計画での高炉セメントを用いると、要求性能を満足できないため、使用するセメントを低熱セメントに変更し、その上で補強鉄筋を配置して、要求性能を満足することができた。

図-6 に、解析結果の一例を示す。低熱セメントの使用によって、橋脚内部の最高温度は 65℃程度に抑えられ、コンクリート表面における最小ひび割れ指数は 1.0 程度となった。

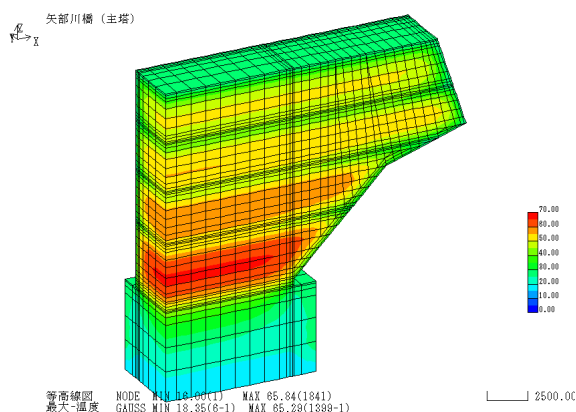


図-6 橋脚温度解析の結果

3.2.3 橋脚の施工

橋脚内部の施工状況を写真-1 に示す。橋脚内部に設置される PC 鋼材は、完成時の荷重に対して配置されており、橋脚完成直後は、主塔から作用する鉛直力が小さいため、橋脚完成後に直ちに緊張すると、オーバープレストレスとなることが確認された。そこで、実施工においては、受け梁構造としての橋脚の応力度が架設中の許容値以下となるような鉛直力が作用した段階で、緊張を行った。

橋脚内部には、柱構造としての鉄筋のほかに、主塔受け梁としての鉄筋および PC 鋼材、そして主塔からの定着される鉄筋と主桁仮固定用 PC 鋼材が配置されており、それぞれの位置関係が干渉せずに、設計条件を満たすよう、事前に配置と固定方法を検討してから組立を行った。



写真-1 脚頭部の施工

3.3 主塔の施工

3.3.1 主塔構造

本橋における特徴のひとつとして、主塔を傾斜させていることが挙げられる。これによって、平面曲線 $R=1,150m$ を有した曲線桁を吊る際に発生する、橋脚上の支承水平反力を低減させている。

主塔構造は、逆 Y 型主塔であり、分岐部と頂部より構成されている（図－3）。分岐部の施工時には、施工中の曲げモーメントに抵抗させるため、架設時においてストラットを配置した。

頂部の斜材定着部は、斜材定着間隔を密にして定着部のコンパクト化を図るため、分離固定方式のセパレーター定着断面を採用しており、鋼殻構造をコンクリートで巻き立てる合成構造となっている。

3.3.2 主塔分岐部の施工

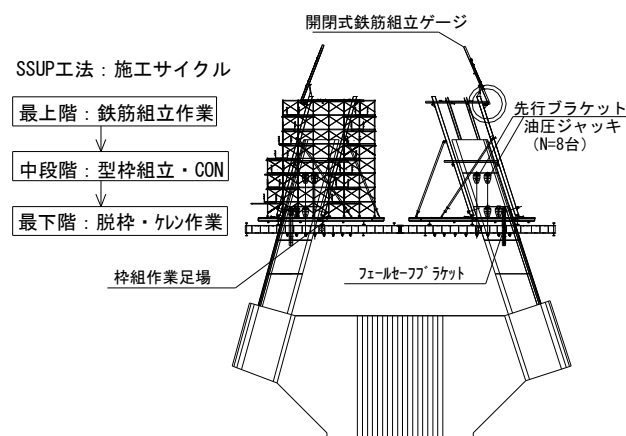
主塔分岐部は、基部（充実断面）から結合部までの 39m 区間であり、基部以外は中空断面である。当初計画では、主塔施工は総足場で計画されており、主塔の施工が完了しないと、主桁施工の着手が困難であり、主塔の完成がクリティカルパスとなることが課題であった。そこで、工期短縮を図るために、主塔分岐部の施工には、昇降式の移動足場を採用し、1 リフト当たりの高さを 4m として分割施工した。昇降式の移動足場の構造は第 1・2 工区それぞれで異なっているが、両工区とも傾斜を有する主塔分岐部への対応が課題であった。

第 1 工区においては、自己上昇式吊りステージ工法（以下 SSUP 工法）を採用した（写真－3 参照）。

SSUP 工法の特徴としては、油圧ジャッキと PC 鋼棒（ $\phi 36mm$ ）を用いて、ステージを上下・左右方向に足場を移動させることが可能であり、必要最小限の足場設備とできる。また、吊りステージにセットされた型枠パネルにより断面形状の変化にも自在に対応ができる。SSUP 工法の構造は図－7 に示すとおりであり、全重量（約 200t）のステージを、既設コンクリートに設置されたブラケットから、PC 鋼棒によって吊り支持させる構造で、その吊りステージ上で足場を水平移動させるスライド機構が備わっている。このステージ上に足場を組み立てて、鉄筋組立・コンクリート打設・型枠脱枠ケレン作業を同時に行うことが可能である。



写真－3 SSUP の施工状況



図－7 SSUP 工法

3.3.3 主塔頂部の施工

主塔頂部は、高さが約 34m 区間であり、1 リフト当たりの高さを 4m から 6m として分割施工した。結合部においては、結合箇所が $R=1.9m$ を有するドーム型形状であること、主塔側面が左右非対称の R 型線形を有し、3 次元的な要素を考慮する必要があることによって、高度な型枠の精度管理が要求された。

そこで、結合部における型枠支保工は、H 型鋼をドーム型の形状に加工し、その上に R 加工された型枠を乗せ掛ける構造とした。

主塔側面の非対称な線形に対しては、主塔形状に合わせた擬似曲線を作図し、完成時の形状に対して、0 ～ +20mm 以内の誤差に収まる型枠を作成し、これを転用して施工を行った。

3.3.4 斜材定着部の施工

本橋の斜材定着部は、鋼殻構造であり、斜材張力に対しては鋼殻で抵抗させ、これをコンクリートで巻きたてる構造である。工場において加工製作された鋼殻を 17 分割にユニット化して、現地に搬入し設置した。鋼殻構造はメタルタッチ構造であるため、その製作精度によって斜材定着具の方向が決まる。そこで、工場にて仮組み立てを行い、事前に鉛直方向と直角方向の精度を確認して現地に搬入した（写真－4 参照）。

鋼殻にはスタッドジベル(φ22mm)が溶着してあるが、この他に型枠セパレーターを繋ぐための棒鋼を事前に配置し、現地での型枠作業の省力化を図った。鋼殻の設置手順は、ヤード内に搬入された鋼殻にケーブルカバーを取り付け地組みし、タワークレーンにて吊り上げ、順次設置して行った。

設置精度は、最初の 1 ユニットの鋼殻の据付精度が斜材定着具方向を決定するため、重要となる。このため、第 1 ユニットを保持するための据付け用の架台を組み立て、据付精度を確認してから施工を行った。鋼殻のユニット毎の接触面はメタルタッチ構造で、その精度は仮組み検査にて確認しているが、現場設置においても精度を確認するため、1 リフト毎に測量を行い確認した（写真－5 参照）。

測量方法は、光波測量器を用いて、橋軸方向および橋軸直角方向を視準して平面位置を確認し、水準測量にて基準高の確認を行い、許容誤差±5mm 以内で管理した。



写真－4 鋼殻仮組立状況



写真－5 主塔鋼殻の設置

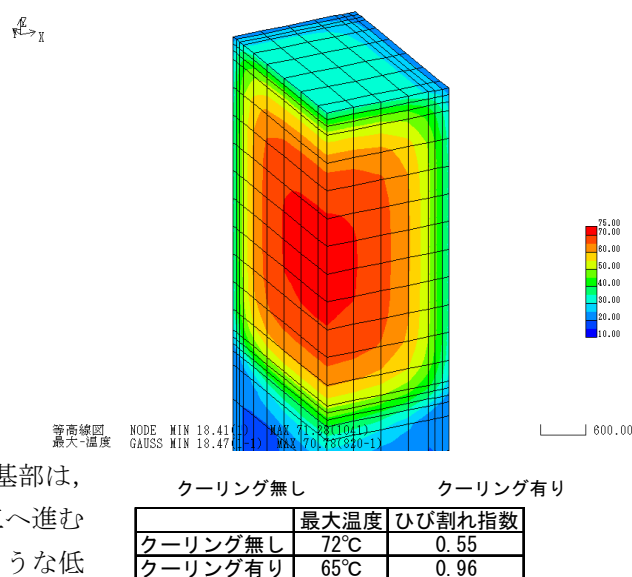
3.3.5 主塔コンクリート工

本橋の主塔高さは地上から約 85m であり、コンクリートの配合に関しても適切なワーカビリティおよびポンパビリティを確保する必要があるため、事前に試験練りを行い、高性能 AE 減水剤を用いてスランプを 15～18cm とした。

また、分岐部の第 1 リフトである基部は、充実断面であり、その大きさは 5.5m×4.1m×5.0m のマスコンクリートとなることから、温度ひび割れの発生が予想された。そこで、橋脚と同様に、3 次元有限要素法を用いた温度応力解析を事前に行った。主塔基部は、打設後なるべく早期に型枠を脱型し、次リフトの施工へ進むことが工程上必要であった。従って、橋脚で用いたような低熱セメントは、強度の発現が遅いため、採用できなかった。

そこで、コンクリート内部に蓄積される水和熱を放散させるためのクーリングを行った。その方法としては、予め、クーリング用のパイプを打設前にコンクリート内部に埋め込み、養生期間中にパイプ内に通水させた。

図－8 にクーリングを行った場合と行わない場合の温度解析結果の一例を示す。実施工の結果、脱型後のひび割れは確認されなかった（写真－6 にクーリング状況を示す）。



図－8 主塔基部の温度応力解析結果



写真-6 主塔基部のクーリング

3.4 主桁の施工

3.4.1 施工上の課題

本橋の主桁は、設計段階において標準ブロック長 4m で張出し施工を行う計画であったが、施工の効率化や河川上における施工期間の制限などの理由により、ブロック長 8m での施工に計画を変更した。8m のブロック割りを図-9 に示す。

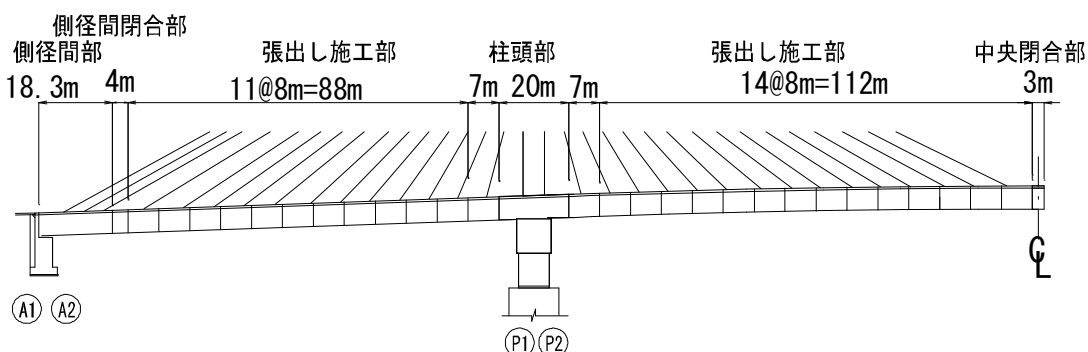


図-9 主桁ブロック割り

主桁施工上の課題としては、①ブロック割りの変更に伴う、主桁応力度の照査、②曲線桁の張出し施工による面外方向変位の検討、③超大型移動作業車のサイクル工程管理、④周辺河川へ環境対策、などであった。以下に、これらの課題への対策について記述する。

3.4.2 主桁応力度照査の検討条件

ブロック長 8m を施工するためには、総重量 300ton、最大容量 1700tf・m の超大型移動作業車（以下、ワーゲン）が必要となった。超大型ワーゲンを使用した架設時の検討としては、施工順序を追った骨組み解析、および局部応力照査として 3 次元 FEM 解析である。

本検討は、構造系完成直後の斜材張力調整によって完成系断面力へ移行させて当初設計と同等の応力状態とすることを前提条件とした。また、架設時の主桁曲げ引張応力度の制限値は -1.5N/mm^2 、斜引張応力度の制限値は、施工中の弱材令を考慮して 2.0N/mm^2 ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ の道示許容値は 2.3N/mm^2) とし、斜材の有効軸力は、設計計算と同様に定着点から 16m で全断面有効とした。また、ワーゲン施工のサイクルは以下の通りで、斜材架設は、架設鋼棒緊張とワーゲン移動が完了した後に行うとした。

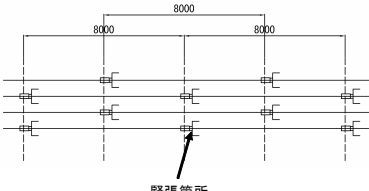
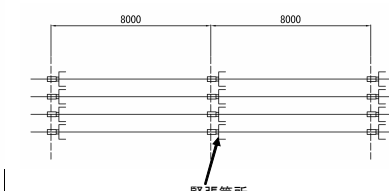
- ① N ブロックコンクリート打設
- ② N ブロック架設鋼棒・せん断鋼棒緊張
- ③ N+1 ブロックへワーゲン移動
- ④ N ブロック斜材架設・緊張、N+1 ブロック鉄筋 PC 組立
- ⑤ N+1 ブロックコンクリート打設

3.4.3 曲げに対する検討

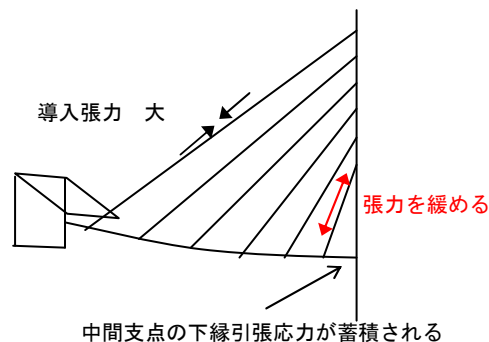
施工順序を追った骨組み解析から断面力を算出し、主桁の曲げに対する検討を行った。

超大型ワーゲンの使用によってワーゲン反力が増大するため、張出し施工中の仮設鋼材として PC 鋼棒を増加する必要があった。表－3に、当初設計のブロック長 4m と、変更後のブロック長 8m の PC 鋼材の比較表を示す。

表－3 ブロック長の比較

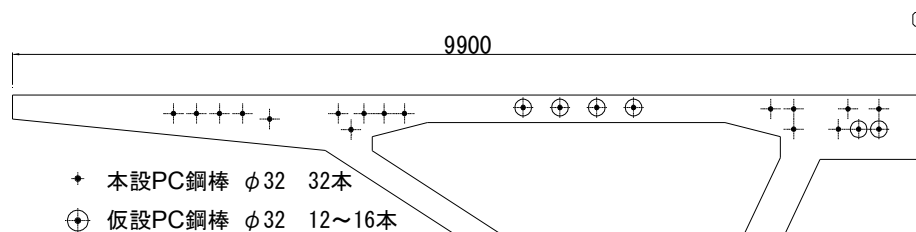
	ブロック長：4m	ブロック長：8m
斜材定着部の施工	・斜材定着部を有するブロックと無いブロックを交互に施工する ・斜材配置、緊張は2ブロックに1回となる	・毎ブロック斜材定着部を有するブロックの施工となる ・斜材配置、緊張は毎ブロックとなる
移動作業車（ワーゲン）	一般型 重量 150ton (最大容量 400tm、最大ブロック長 4m)	超大型 重量約 300ton (最大容量 1700tm、最大ブロック長 8m)
架設用 PC 鋼材の配置	・必要本数 32 本 (φ32PC 鋼棒) ・緊張本数 16 本×2 断面 ・PC 鋼棒長は 4m で毎ブロック、カップリングして 8m 毎に緊張する 	・必要本数 44～48 本 (φ32PC 鋼棒) ・緊張本数 44～48 本×1 断面 ・張出架設完了後においては、仮設 PC 鋼棒を開放し、完成時計算結果と同等の断面耐力とする 

ブロック長を長くすることにより増加する PC 鋼棒は最小限とすることが望ましい。そのため、斜材の導入張力を 4m ブロックよりも大きく設定した。しかし、斜材張力が大きくなると、図－10に示すように、張出し架設途中に中間支点部付近の下縁引張応力が蓄積される。したがって、張出し架設中に、斜材の張力調整により張力を減少させる必要があり、第1～第3斜材を、張出し施工途中に張力調整を行い、主桁下縁の引張応力度を低減させた。



図－10 張出し施工途中での張力調整

図－11に架設 PC 鋼棒の配置断面図を示す。図中の仮設 PC 鋼棒が 8m ブロックへの変更によって追加された鋼棒であり、これらは、張出し施工完了後に解放し、完成系設計と同等の断面耐力としている。



図－11 仮設 PC 鋼棒配置

上記の鋼材配置および、斜材の張力を調整することによって、架設中の主桁応力度を制限値以下とし、さらに構造系完成後に全斜材の張力調整を行うことによって、完成系の主桁断面力に移行させた。

3.4.4 せん断力に対する検討

ワーゲン荷重により主桁に発生するせん断力は、コンクリート打設時に卓越する。中ウェブで全せん断力を受け持つと仮定して道示式により斜引張応力を照査し、制限値を越える場合は仮設せん断鋼棒を追加配置した。

3.4.5 局部応力度の照査

本橋の主桁断面は3室4ウェブの箱桁形状であり、これに総重量約300 tonのワーゲンを載せた場合、局部的な引張応力度の発生が予想された。そこで、3次元FEM解析によって、この応力度を算出し、補強の必要性を照査するとともに、ワーゲン荷重の内ウェブと外ウェブの分担比を決定し、ワーゲンの設計に反映させた。3次元FEM解析の主応力図を図-12に示す。

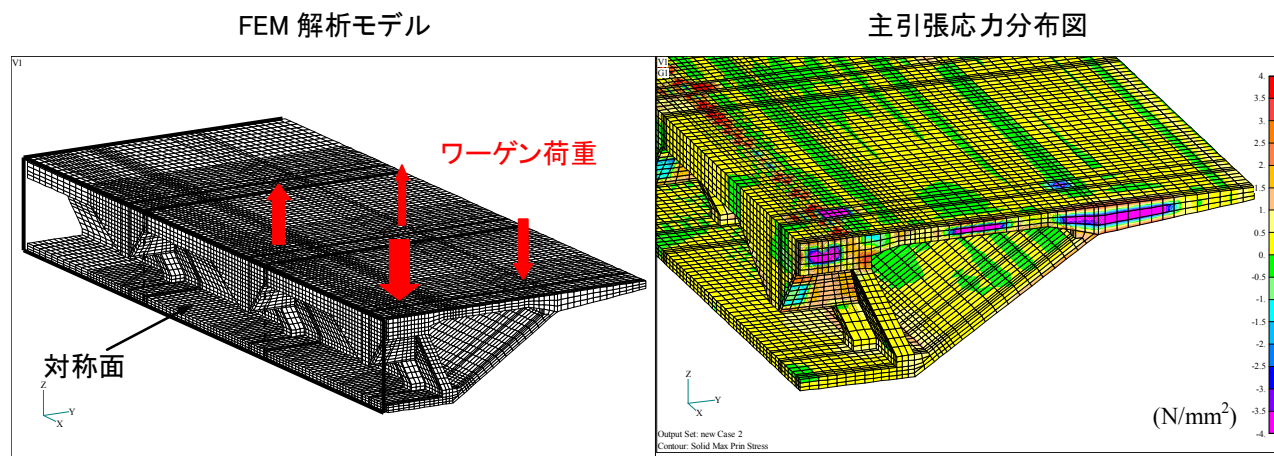


図-12 局部応力のFEM解析

ワーゲン構造は、前述のとおりワーゲン反力を内ウェブと外ウェブに任意に分担できる構造でなければならない。そこで、メイントラスは2本とし、メイントラスを横梁に載せる位置によって、内ウェブと外ウェブが負担する反力分担を決める構造とした(図-13)。

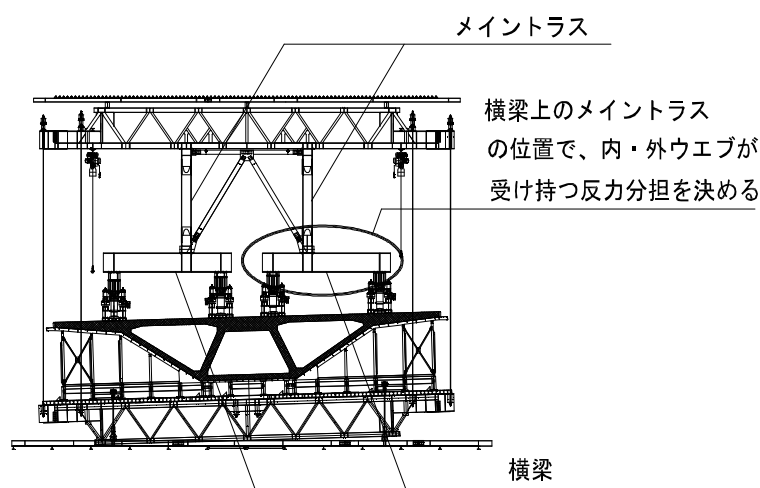


図-13 横梁を有するワーゲン

3.4.6 曲線桁に対する検討

本橋は曲線桁を有する斜張橋であり、その最小半径は $R=1150\text{m}$ である。道路橋示方書Ⅲにおいては、この程度の曲率の場合、直線橋とみなして断面力を算出してよいこととなっているが、曲線桁+長大 PC 斜張橋という組み合わせは稀であり、当検討における示方書の適用の可否が懸念された。そこで、施工段階を追った 3 次元立体骨組み解析を行い、架設時の安全性および上げ越し計算を行った。図-14 にその解析モデルの一例を示す。

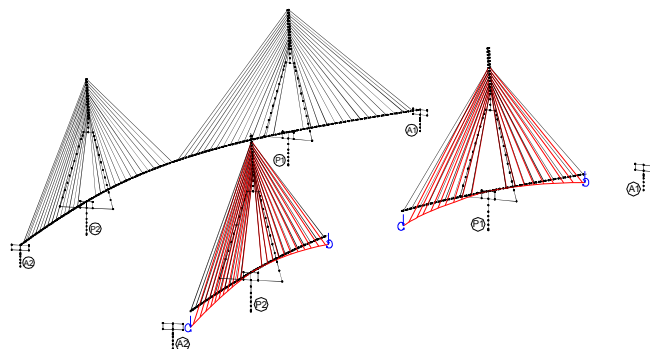


図-14 立体骨組みモデルおよび解析結果の一例

解析の結果、本橋では、主桁のねじりによるせん断応力度は支配的ではないものの、主桁の施工に当っては、橋軸直角方向の横越し量が最大で 50mm 程度、必要であることが判明した。そこで、中央閉合部に向けては、この横越し量を考慮して、型枠をセットしている。

3.4.7 サイクル施工

張出し施工のサイクル工程表を図-15 に示す。左右の張出しブロックの工程を 1~2 日ずらすことで、労務配置の効率が向上するため、初期ブロックでは、コンクリートの打設日をずらして施工した。しかし、徐々にアンバランスモーメントが大きくなり、主桁や主塔の引張応力度が過大となるため、中間ブロックからは左右同時打設やカウンターウェイトを使用して対応した。施工サイクルは実働で、約 17 日/ブロックであった。

	1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日	8日	9日	10日	11日	12日	13日	14日	15日	16日	17日
コンクリート打設・養生	打設	養生	養生														
小口枠解体																	
横締ケーブル・縦締鋼棒緊張																	
BOX内型枠解体																	
ワーゲン移動・セット																	
型枠セット																	
下床版・ウェブ鉄筋組立																	
鉛直鋼棒組立																	
BOX内型枠支保工組立																	
斜材ケーシングパイプ設置																	
上スラブ鉄筋組立																	
上スラブPC組立																	
打設準備																	
(斜材架設)																	

図-15 主桁サイクル工程表

本橋の主桁の外ウェブは極端な斜ウェブであるとともに、その部材厚が 250mm と薄い。これが内ウェブと下床版に結合されているため、コンクリート打設の際には、この結合部での充填性がポイントであった。そこでコンクリートは高性能 AE 減水剤を使用して流動性を高めるとともに、外ウェブの打設の際には、長さ 5m の棒状パイプレータを作製・使用し、結合部の外側には型枠パイプレータを使用して入念な締め固めを行った。写真-7 および写真-8 に主桁のワーゲン施工状況を示す。



写真-7 超大型ワーゲン施工



写真-8 主桁内の施工

3.4.8 周辺環境対策

本橋の架橋地点は豊富な水産資源の源である有明海に近接しており、上部工施工に伴う濁水の適正処理が地元漁業関係者からの強い要望であった。そこで、矢部川の上空となる中央径間側ワーゲンの下段作業床には、厚さ 1.5mm のゴムシートを溶着させ、強アルカリを含む水分の落下を防止している。ゴムシート上に溜まった水は、下段作業床に設けられた釜場に集められ、これをポンプによって橋脚付近まで送った後、沈砂および Ph 処理を施して放流している。写真-9 に下段作業床のゴムシート溶着状況を示す。



写真-9 ワーゲン下段作業床の排水設備

3.5 斜材の施工

3.5.1 斜材構造

本橋で用いた斜材は、 $\phi 15.6\text{mm}$ の亜鉛メッキ PC 鋼より線を主材とし、その表面にグリースが塗布され、最外縁部にポリエチレン樹脂によるコーティング加工された 3 重防食タイプ（現場製作型ノングラウトタイプ）である。1 主塔あたり両側の径間に、それぞれ 15 段ずつ配置されており、斜材ケーブルの容量は、表-4 に示すとおり、6 種類である。

斜材定着方式は、くさび定着方式、斜材の構成は、定着具、ストランド、保護管、および制振装置によって組み合わされている。斜材架設での課題としては、現場製作型大容量のケーブルの架設方法と、緊張管理であった。

PE被覆亜鉛めっきPC鋼より線断面図		55H	61H	64H
ストランド断面図				
断面積	146.5 m^2	8057 m^2	8936 m^2	9376 m^2
引張荷重	261kN	14355kN	15921kN	16704kN

70H	77H	85H
10255 m^2	11280 m^2	12452 m^2
18270kN	20097kN	22185kN

表-4 斜材断面性能諸元

3.5.2 斜材ケーブルの架設

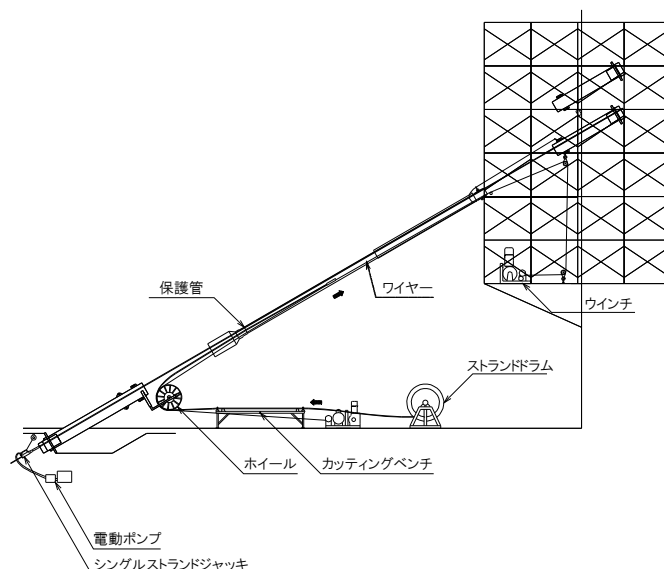
斜材の架設方法としては、ストランドの架設に先立って保護管を主塔～主桁間に第一ストランドと同時に張り渡し、それをシュート代わりに後続のストランドを1本ずつ架設していく、保護管先行架設方式を採用した（図－16）。

架設手順を以下に記述する。

- ① 事前に保護管（1本当たり10m）を橋面上にて、所定の長さに溶着する。この際に保護管（PE管）が黒色であるため、日射による影響を受けやすく、湾曲する恐れがあるため、溶着時はテントを設置し、直射日光や雨水等を防ぎ、これを防止した。
- ② 保護管の吊り上げは、第一ストランドを保護管内に挿入した状態で、タワークレーンで吊り上げ、塔側に定着する。
- ③ 桁側の定着具に桁側ストランド端を挿入し、シングルストランドジャッキで1本目の緊張を行うことにより、保護管の架設が完了する。
- ④ ドラム巻きされたストランドを、引き出し位置にセットし、保護管内部にワイヤーを塔側から桁側に向けて通す。
- ⑤ ワイヤー先端にストランドを接続して、ワイヤーをウインチによって、保護管内部を主塔外側まで引き上げる。主塔外側まで引き上げられたストランドをワイヤーから切り離し、ベビーホイストにて塔内へ挿入・定着させる。

ストランドをカッティングベンチ上で所定の長さに切断して、桁側定着具に挿入・緊張してストランド1本の架設が完了する。

上記手順をストランド本数分繰り返して、1段分の斜材架設が完了する。写真－10および写真－11に斜材の施工状況を示す。



図－16 斜材架設要領図



写真－10 斜材の架設状況（主桁側）



写真－11 斜材の架設状況（主塔側）

3.5.3 斜材緊張管理

斜材の緊張管理は、第一ストランドの主塔側（固定側）にロードセルを取付け、その値を元に架設中の緊張力を管理していく。緊張は、一次緊張と二次緊張の2段階で緊張力を与えた。これは、1本毎にシングルストランドジャッキによって緊張力を与えるため、橋体の弾性変形および、斜材のサグの影響、および温度による影響が架設中に生じるためである。一次緊張は目標緊張力の70～80%にて緊張し、これらの影響を実測し、これを考慮したうえで、二次緊張にて100%の緊張力を導入した。写真－12に斜材緊張状況を示す。



写真－12 斜材の緊張状況（主桁側）

3.5.4 斜材張力調整

斜材張力調整は、構造系完成後に全斜材で実施した。張力調整は、工程短縮を目的として中央径間外ケーブル作業と併行して行ったが、調整作業中に主桁引張応力が過大とならないこと、調整用のマルチジャッキの移動手間を極力小さくすることを念頭において調整順序を設定した。また、張力解放側の調整はマルチジャッキ（最大緊張力 1000tf）を使用した一括調整、張力増加側の調整は架設時と同様にジャッキを使用した単線緊張により行い、マルチジャッキの移動回数を減らすことにより作業サイクルを円滑化した。写真－15はマルチジャッキを使用した調整作業状況である。



写真－15 斜材張力調整状況

3.6 計測工

斜張橋の施工においては、架設途中の橋梁の挙動が事前検討通りであるかどうかのチェックが重要である。長大斜張橋の場合、温度変化による影響が大きいいため、本橋においても、これを考慮した計測管理を行っている。

張出し架設中の各施工ステップにおける構造系に対して、これらの因子による影響値を事前に算出し、実測された橋体の挙動（主桁高さ・斜材張力など）に温度補正を施して、現状の架設状態が正常であるか否かを確認し、次の施工ステップへ進む判断を行っている。各計器の配置状況および、計測データの処理フローを図－17および図－18に示す。

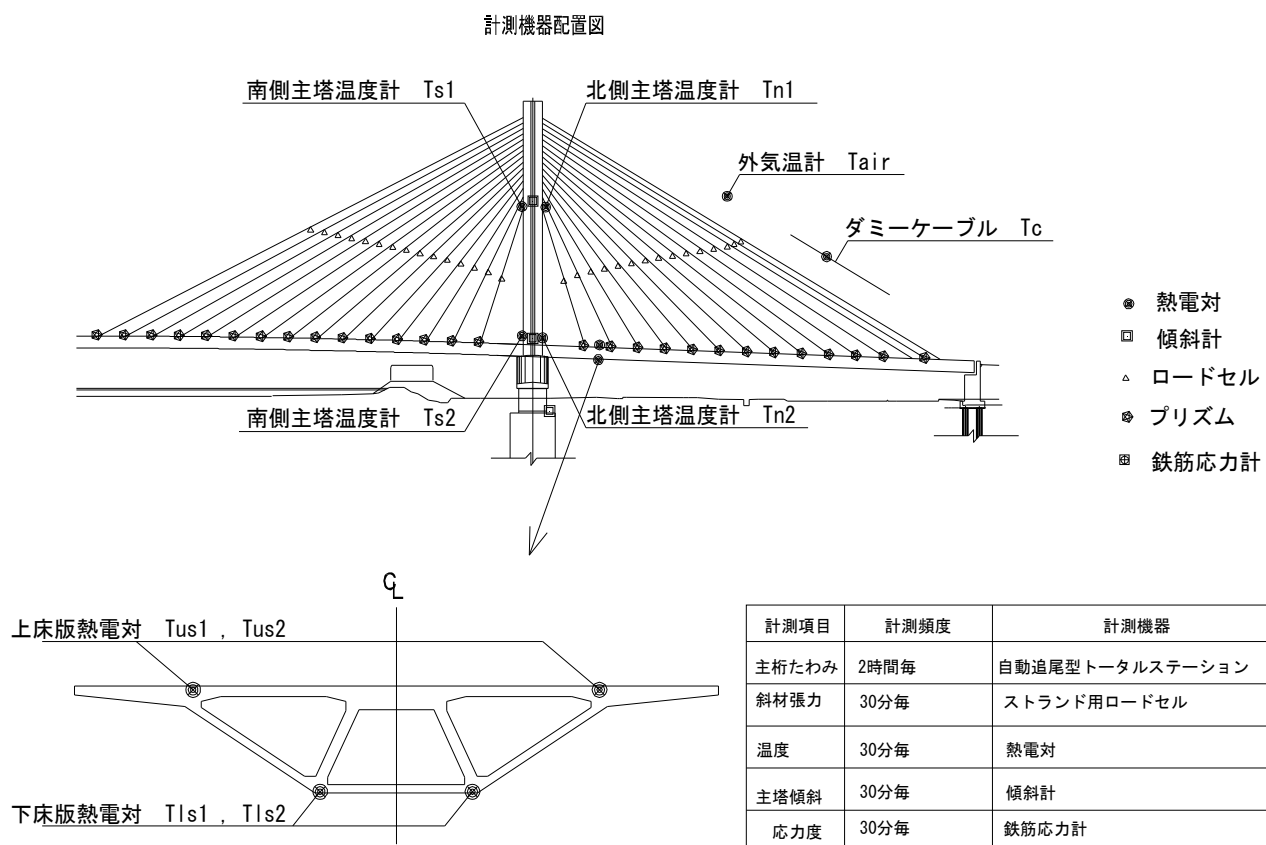


図-17 施工中の計測用計器配置

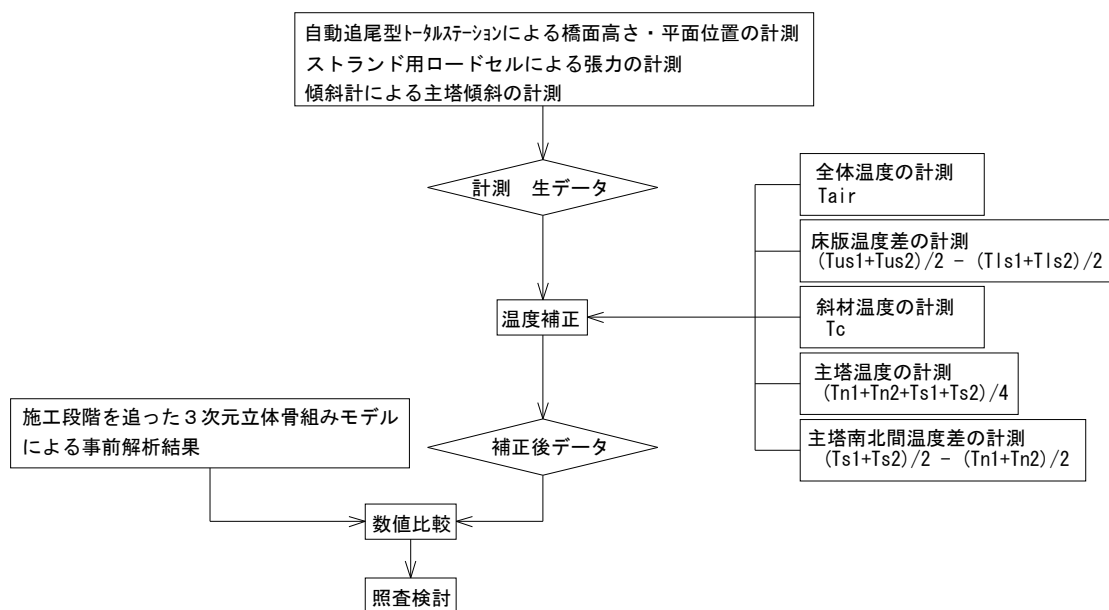
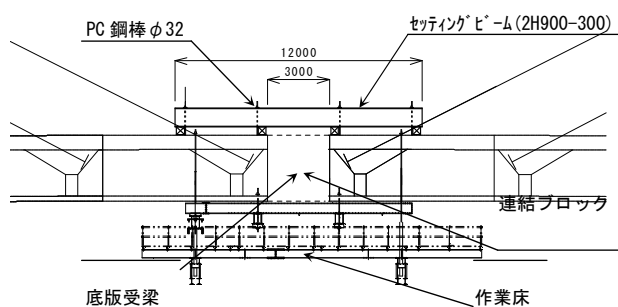


図-18 計測データ処理フロー

3.7 主桁連結部の施工

主桁の中央径間連結部は、吊り支保工によって施工を行った。連結部の施工における重要な課題は、両橋脚からの張出し施工部先端の高さを調整し、角折れしないようにコンクリートを打設することである。本橋のような平面曲線を持つ斜張橋では、斜材の温度変化によって主桁高さや平面位置が変動するため、先端高さと横方向変位の相対的な日変動を固定する必要がある。そこで、図－19に示すような H 形鋼 (H900×2 本×4 組) を PC 鋼棒で固定するセッティングビームにより主桁を固定して施工を行った。

コンクリート打設作業は日照による温度変動がない夜明け前に行い、生コン車の走行荷重による主桁変動がないように柱頭部から配管を行いポンプ打設した。また、セッティングビームの固定用 PC 鋼棒に歪みゲージを取り付け、PC 鋼棒に過度な応力が発生していないことを打設中に確認しながら慎重に作業を行った。



図－19 主桁連結部側面図

3.7 外ケーブルの施工

外ケーブルは、後述のとおり沈下対策として高強度 PC ストランドを採用している。ケーブル長は側径間が 131m、中央径間が 269m であり、A1-P1 支間と P1-P2 支間は PE 被覆・エポキシ樹脂仕様のノングラウトタイプ(19S15.7)を採用し、P2-A2 支間はグラウトタイプ(19S15.2)を採用している。施工時には、長支間 269m のケーブルの挿入作業、桁内部の狭い空間での緊張作業が課題であった。そこで、側径間側は一括挿入・端支点で一括緊張を行ったのに対し、中央径間側は単線挿入・単線緊張を行うことで作業効率の向上を図った。図-20 に挿入作業の概要図を示す。挿入作業は、エンドレスワイヤを使用したウインチで行い、中間偏向部でストランドが交差しないように挿入順序を設定した。また、柱頭部横桁には挿入前にダミーストランドを配置することにより横桁内部でのねじれを防止した。

緊張時には、先緊張ストランドが後緊張ストランドを押さえつけないように順序を設定した。(写真-13 および写真-14 に施工状況を示す。

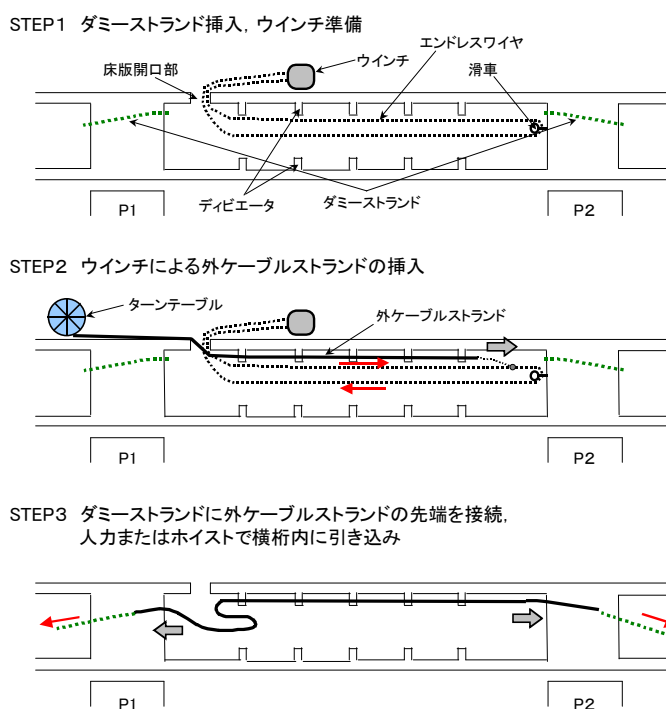


図-20 外ケーブル挿入概要図 (中央径間)



写真-13 外ケーブルの架設状況

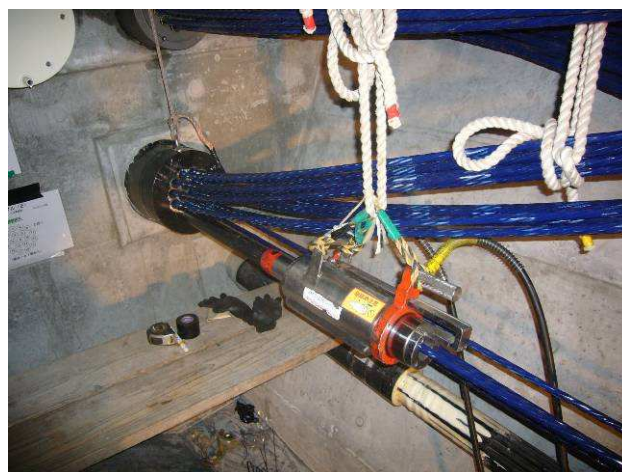


写真-14 外ケーブルの緊張状況

4. 橋脚基礎の沈下問題

4.1 沈下問題について

矢部川大橋は、支間長も国内最大ながら、橋脚の基礎延長についても 49.5m の大深度のニューマチックケーソン基礎であることから、国内最大規模である特徴がある。

本橋では、主桁の施工に超大型移動作業車を用いたことなど、多くの技術的特徴を有する。加えて、主桁の張出施工中に、発生した主塔基礎沈下に対する検討や対策についても、大きな特徴のひとつと言える。

本稿では、上記の技術的特徴を踏まえ、設計・施工の概要を述べるとともに、基礎沈下の要因及び対策工について報告する。

4.2 基礎工設計概要

4.2.1 主塔基礎工の支持層の選定

架橋位置の地質層序は、地表から 15m 程度が有明粘土を有する沖積層、以深の洪積層は粘性土と砂質土が互層を呈しており、200m 程度堆積している。

支持層は、深度 25m 付近に分布する砂質土層 (D1t 層 支持層 1) および深度 50m 付近の砂礫層 (D3g 層 支持層 2) が考えられた (図-21)。このため、両層に基礎を着底した場合に成立する基礎形状について比較検討を行った。結果、支持層 1 とした場合、層内に点在する固結度の低い粘性土の影響で大規模な平面形状 (32×32m) を確保する必要があった。よって、支持層はコンパクトな形状 (13×22.5m) となる支持層 2 を選定した。

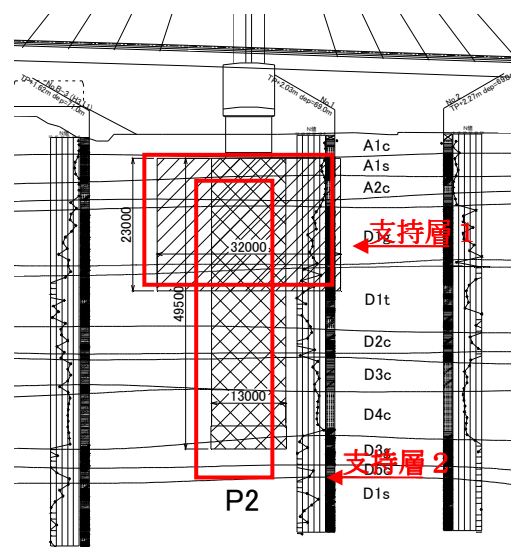
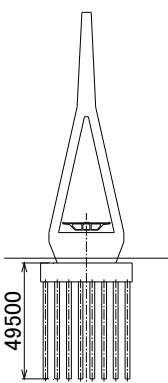
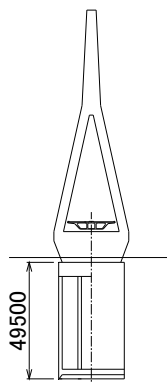
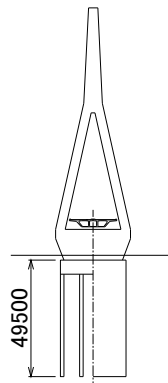
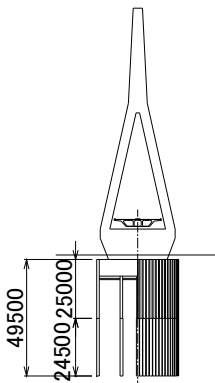


図-21 主塔基礎工支持層の比較

4.2.2 主塔基礎工の形式選定

主塔基礎工の形式選定は、大規模荷重や大深度での施工の確実性、中間粘性土層に対する施工性、周辺の地下水汚濁を防止する形式とする必要があった。本橋では、場所打ち杭基礎、ニューマチックケーソン基礎、地中連続壁基礎および鋼管矢板複合基礎にて比較検討を行い、大規模基礎としての実績が豊富で、気中で躯体造成が可能であるニューマチックケーソン基礎を選定した（表－5）。

表－5 主塔基礎工比較

候補	場所打ち杭基礎 ($\phi 1200$)	ニューマチック ケーソン基礎	地中連続壁基礎	鋼管矢板複合基礎 (場所打ち杭)
基礎形状				
経済性	○(1.01)	○(1.00)	△(1.31)	△(1.06)
大深度施工性	○	○	○	△
周辺環境	△	○	△	○
評価	○	◎	△	△

4.3 主塔基礎工施工概要

ニューマチックケーソン基礎は、深度 49.5m にも及び、作業時の最大気圧 0.5MPa 程度にも達する。地盤条件についても、当地特有の有明粘土の軟弱地盤であり、漏気に対する周辺民家への影響など厳しい施工条件のもとで行う必要があった。

4.3.1 初期沈設

軟弱地盤での初期沈設は平面位置や傾斜が生じやすく、高い精度管理が要求された。これに対しては刃口の抵抗面積を増やすために刃口に鋼製の過沈下防止金物（写真－16）を取り付けて慎重に施工することで精度管理を行った。



写真－16 過沈下防止金物

4.3.2 漏気対策

当地には砂、砂礫地盤を有する帯水層が介在する。これに対して、以下の漏気対策を施した。

1) 沖積層の漏気対策

沖積層は特に傾斜等による漏気が懸念されたため、透気性に優れる地中連続ソイルセメント遮断壁を先行で施工し、漏気を遮断壁内に閉じこめる対策を実施した（図－22）。

2) 洪積層の漏気対策

洪積層は、ケーソン4隅にグラウンドアンカーを取り付けて先行圧入することで、刃口を常に地山へ貫入させた状態を維持して施工を行った（写真－17）。

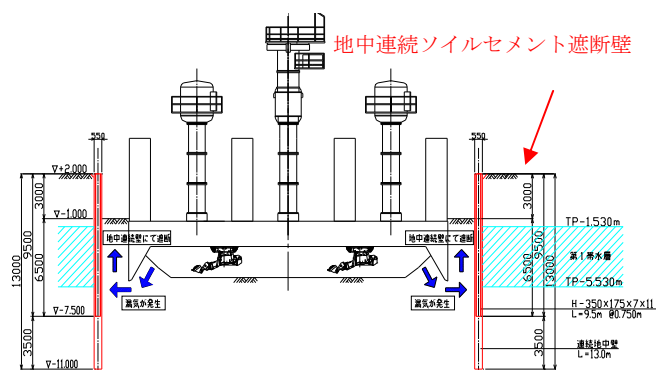


図-2.2 沖積層の漏気対策図



写真-1.7 圧入アンカー

4.3.3 基礎の沈設

基礎の沈設作業は地上からの遠隔操作による函内無人化掘削にて実施した。また、作業気圧 0.4MPa を超える状態での函内機械の維持管理は作業員の気道抵抗の低減を図るためヘリウム・酸素・窒素の3種を混合したヘリウム混合ガスシステムを活用した。

4.4 主塔の沈下概要

主桁張出施工中の2007年4月、P2主塔に設計時の想定を上回る9.2cmの沈下が発生していることが判明した(P1主塔は1.9cm)。このため上部工工事を一時中断し、学識経験者や行政関係者による「有明海沿岸道路橋梁検討委員会(以下、検討委員会)」(委員長：彦坂熙 九州大学名誉教授)を設立し、沈下要因の究明や対策工の検討を進めた。

検討委員会で実施した検討は、主に以下の3項目であった。

- ① 沈下要因の究明
- ② 供用前対策工；上部工工事を安全に実施するための対策工
- ③ 供用後対策工；供用後の不測の沈下に対する対策工

以降、詳細を示す。

4.5 沈下要因の究明

4.5.1 追加地質調査

沈下要因を究明するため、沈下判明後に地質調査を実施した。地質縦断面図を図-2.3に示す。ケーソン基礎底面下の地層状況に着目すると、P2側はP1側に比べて、D5c層、D6c層の粘性土層の厚さが薄く、複雑な互層となっていることが確認された。

4.5.2 化学試験の実施

基礎底面下の粘性土の状態を確認するため、現位置から採取した粘性土の化学試験を実施した。この結果、P2側の塩化物含有量は、他の粘性土層と比較して少ないことが確認された(図-2.4)。このような塩化物含有量が少ない粘性土は、土の骨格構造が脆く不安定な状態にあり、橋梁施工時の応力変動による影響を受け易い特徴を有していた。

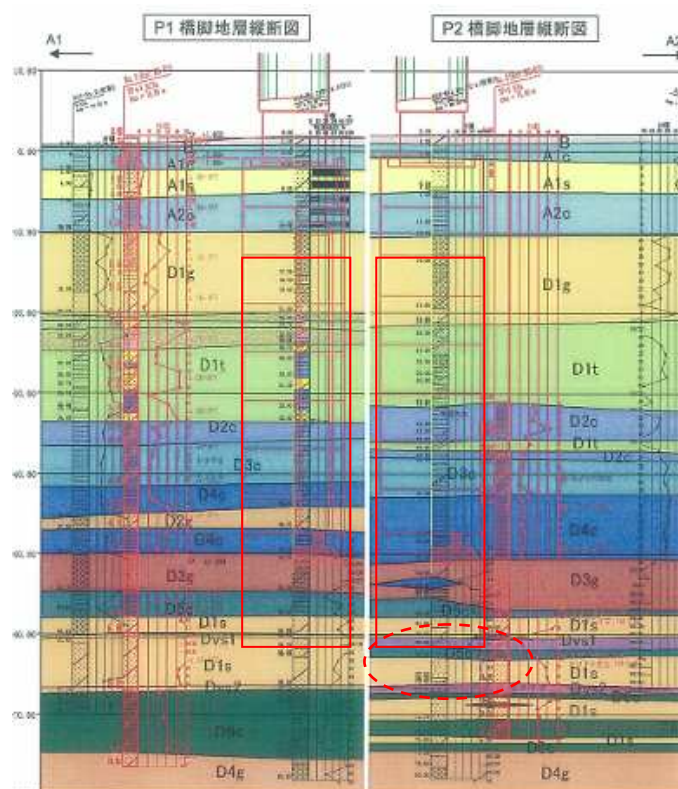


図-2.3 地質縦断面図

4.5.3 沈下層の特定

沈下判明後に実施した層別沈下計測から、ケーソン底面下の粘性土層 D5c の圧密沈下の割合が特に大きく、この粘性土層が沈下の主要因層であることが確認された(図-25)。

4.5.4 沈下要因のまとめ

室内試験により得られたケーソン底面下の粘性土の各種特性を踏まえ、応力変動による土の骨格構造の変化を考慮した FEM 解析を実施した結果、本橋において生じた沈下挙動を再現することができた。

以上より、P2 主塔部は、ケーソン底面下の複雑で不安定な粘性土層が、橋梁施工時の応力変動の影響を受け、結果として粘性土層の圧密沈下が発生したものと考えられた。

また、同 FEM 解析から、橋梁完成時までの沈下量は、P2 側で 23cm ～26cm、P1 側で 4～8cm と予測された。

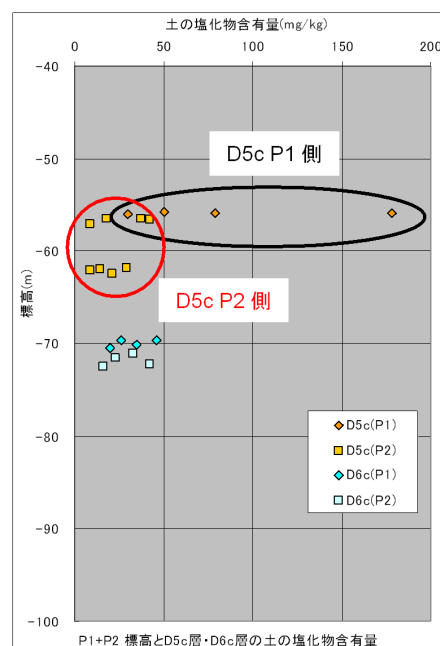


図-24 D5c 層の塩化物含有量

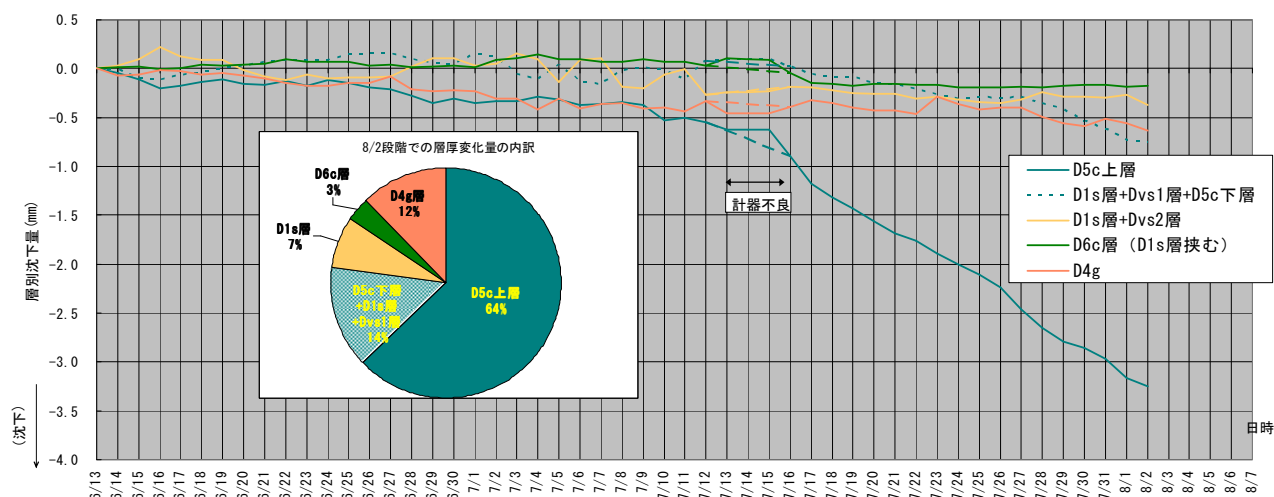


図-25 動態観測・解析結果

4.6 供用前対策工

供用前対策工は、P1 と P2 が連結する以前の、それぞれが単独で挙動する構造系で施す対策工である。工法としては、完成系で作用する将来荷重を独立構造系のうちに载荷し、沈下を促進、収束させる目的のプレロード工法、沈下収束完了後、基礎周面の摩擦を強化する目的の周面摩擦強化工を選定した。

4.6.1 プレロード工法

プレロードの载荷方法は、沈下量の大きい P2 主塔で、鉄板载荷重工法、沈下量の少ない P1 主塔ではグラウンドアンカー载荷工法を採用した。これは、鉄板を主桁上に積み重ねる载荷方法では、時間を要するため、まだ沈下の危険性の大きい P1 主塔では急激な沈下の発生に対して即時の対応が困難である。よって、グラウンドアンカーを反力とし、ジャッキにより载荷を容易に調整できる工法を採用した。鉄板载荷重工法の状況を写真-18、グラウンドアンカー载荷工法の施工状況を写真-19に示す。

プレロード工法を実施した結果、沈下は概ね収束し。沈下量は、P2 側で約 23cm、P1 側で約 4cm と予測の範囲に収まった(図-26)。



写真-18 鉄板載荷工法（清水JV側）



写真-20 高圧分噴射攪拌工法



写真-19 グラウンドアンカー載荷工法

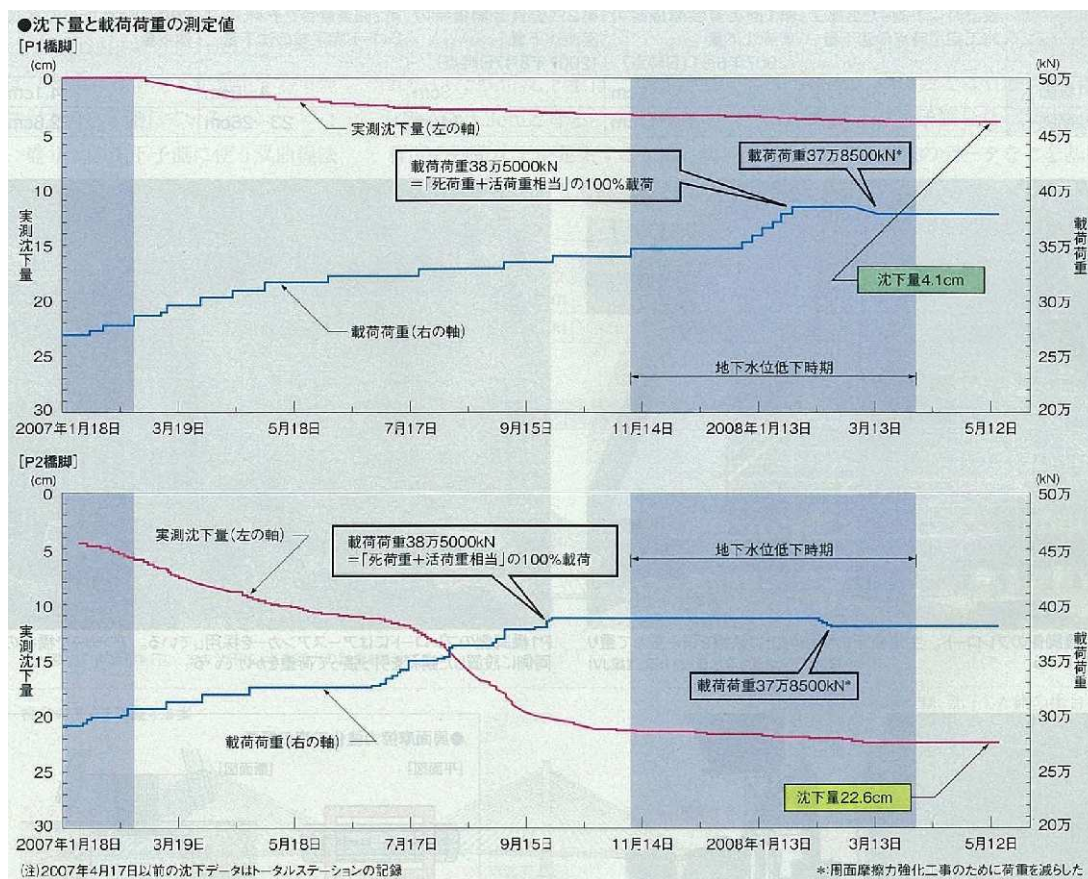


図-26 沈下量と載荷荷重～時間関係

4.6.2 周面摩擦強化工

プレロード工法による沈下が概ね収束した後、供用後の更なる安全性を確保できる対策について検討を行い、ケーソン基礎の周面摩擦強化工を実施した。本対策は、ケーソン基礎の側面に高圧噴射攪拌工を実施し、ケーソン基礎と地盤間の密着性を上げ、側面抵抗による荷重分散を図ることを目的とした(写真-20)。

4.7 供用後の対策工

供用前の対策が完了し、沈下がほぼ収束したことを確認したが、供用後にもし不測な沈下が発生した場合について検討した。検討内容は、供用後100年を想定した沈下の予測、および沈下が発生した場合の現段階で出来得る対策工である。対策工としては、以下に述べる外ケーブルの高強度化、橋台支承高さ調整工、ケーソン中詰水除去工である。

4.7.1 沈下予測

プレロード工法によって、供用前に沈下は収束したが、地下水位の変動に伴う繰返し荷重の影響や二次圧密等により、供用後も沈下が継続することが懸念された。このため、繰返し応力載荷試験および長期圧密試験を室内試験にて実施し供用期間100年を想定した沈下予測を行った。試験の結果、P2主塔で最大8cm程度、P1主塔で最大5cm程度の沈下が発生することが予想された(表-6)。

表-6 供用後想定される主塔基礎の沈下

	供用前 (cm)	供用後沈下量 (100年後予測値)(cm)		
		繰返し荷重	二次圧密	合計沈下量
P1主塔	4.1	3.0	1.6	4.6
P2主塔	22.6	2.5	5.6	8.1

4.7.2 外ケーブル高強度化

供用後の沈下に対する上部構造の安全性を向上でき、供用前に実施可能な対策について検討を行った。この結果、効果的な補強が可能な外ケーブル高強度化を採用した(図-27)。本対策は、外ケーブルに高強度PC鋼材を適用するもので、沈下時に析発生応力を補強することで、完成後の許容沈下量(不等沈下)を10cmとすることが可能となった。高強度PC鋼材の適用にあたっては、鋼材の品質、定着システムやコンクリート部材の安全性について確認を行い、本橋への適用に問題が無いことを確認した。表-7に従来型と高強度型の外ケーブルの比較を示す。

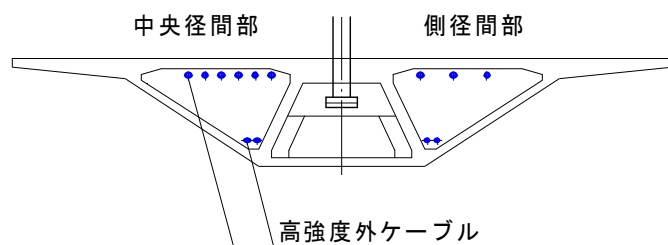


図-27 外ケーブル高強度化

表-7 従来型と高強度型の外ケーブルの比較

高強度PC鋼材					
種 類	呼び名		0.2%永久伸び に対する荷重	引 張 荷 重	公称断面積 (mm ²)
従来品	7本より	15.2 mm	222 kN 1 600 N/mm ²	261 kN 1 850 N/mm ²	138.7
高強度	7本より	15.2 mm	267 kN 1 925 N/mm ²	314 kN 2 264 N/mm ²	138.7
	7本より	15.7 mm	285 kN 1 900 N/mm ²	335 kN 2 233 N/mm ²	150.0

高強度PC鋼材の安全性確認

	実 施 内 容
高強度PC鋼材品質確認	JISに規定される一般項目に関する試験、遅れ破壊試験、母材疲労試験
定着システムの安全性確認	引張試験、コンクリート載荷試験、疲労試験(フレッキング含む)、緊張載荷試験
コンクリート部材の照査	定着部および偏向部の3次元FEM解析

4.7.3 橋台支承高さ調整工

外ケーブル高強度化により沈下量 10cm までは許容されているが、予測値を大幅に上回る不測の事態についても想定し、対策を検討した。その対策のひとつとしては、A1、A2 橋台の端支点高さを調整である。本対策は、図-15に示すように、仮に P2 橋脚が沈下した場合、桁に有害な応力が発生しないように A2 橋台の沓座をはつり、逆に A1 橋台の沓座を高くすることで、橋梁各部の断面力や変形を改善する方法である。供用後の維持管理において、許容量を超える沈下の発生が予見された場合は本対策を実施する。なお、施工中の準備工としては、図-28に示す高さ調整工を即時に実施できるようにパラペット部に鉄筋を追加して補強した。

1. 主桁仮受け

2. 橋座はつり

3. 橋座再構築

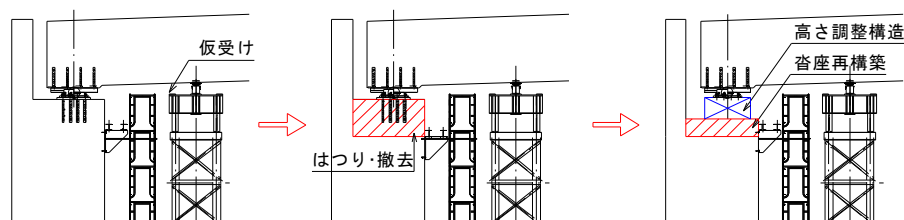


図-28 橋台高さ調整

4.7.4 ケーソン中詰水除去工

上記の不測の沈下が発生した場合のその他の対策としては、ケーソン内の水を除去する工法を採用した。

ケーソン内部の中詰め水は、全重量の 17%を占める。この中詰め水を除去することで、沈下を 15%抑制できる。

施工中の実施としては、ケーソン頂版の天端が地表面より 4m 程下のあるため、頂版を削孔し、鋼製パイプを設置して、水汲み上げポンプを挿入する孔を設けるものとした。施工の状況写真を写真-21に示す。



写真-21 ケーソン水抜き孔設置

5. おわりに

本稿では、矢部川大橋の設計・施工の概要を述べるとともに、施工中に生じた主塔基礎沈下に対する、沈下要因の検証や実施した対策について報告した。日本最大級の PC 斜張橋の技術的課題の克服と不測の沈下に対する検討と対策はこれからの同様な事例に対して大いに参考となるものと思われる。

有明海沿岸道路(大牟田 IC~大川中央 IC)は、矢部川大橋を除く区間が平成 20 年 3 月に開通し、矢部川大橋は 1 年遅れの平成 21 年 3 月に無事開通した。

今回の、施工中に生じた主塔基礎の沈下に対して、適切にご指導・ご助言を頂いた「有明海沿岸道路橋梁検討委員会」の委員をはじめ、関係した方々に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 小口, 横峯, 有角, 山田: (仮称)矢部川橋の計画と設計, プレストレストコンクリート, Vol. 48, No. 3, pp15~pp22, May 2006,
- 2) 小口, 久野, 荒巻, 大場, 中村, 小林: 矢部川橋梁の施工, 橋梁と基礎, Vol. 42, No. 3, pp5~12, 2008
- 3) 山上, 瓜生, 村上, 大野: 国内最大支間長を有するPC斜張橋(矢部川大橋)の施工におけるひび割れ制御, セメント・コンクリート, No. 743(2009)
- 4) 小林, 大場, 大谷, ウイチュグ: 矢部川橋梁の上部工施工時計測に関する報告, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol. 17, pp115~118, 2008年11月
- 5) 大野, 中村, 平: 矢部川橋梁における主塔材材定着部の合理化施工, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol. 17, pp119~122, 2008年11月
- 6) 村上, 瓜生, 岡部, 山上: 矢部川橋梁における簡易パイプクーリングによるマスコンクリート温度抑制対策, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol. 17, pp123~126, 2008年11月

[プロジェクトデータ]

橋 名：矢部川大橋

所 在 地：福岡県柳川市～みやま市

橋 長：517m

支 間 長：126.00m＋261.00m＋126.00m

構造形式：PC3 径間連続斜張橋

荷 重：B 活荷重

事 業 主：国土交通省 九州地方整備局

基本設計：(株)長大

詳細設計：(株)長大

施 工：上部工 (P1)三井住友・ピーエス三菱 JV

(P2)清水・川田 JV

下部工 (P1)飛島建設(株)，(P2)西松・大豊 JV

施工協力：JFE シビル(株)

工 期：基本設計 平成 12 年 2 月～平成 13 年 3 月

詳細設計 平成 13 年 3 月～平成 16 年 3 月

施 工 平成 16 年 3 月～平成 21 年 3 月