

ハイブリッドPC斜張橋の設計・施工 - なぎさ・ブリッジ -

本社 中井聖棋 , 鈴木宣政
東北支店 佐々木真一 , 鈴木秀市

概要：なぎさ・ブリッジは、青森県鯉ヶ沢町の海浜公園内を流れる中村川に架かる主塔間隔110.150m,全幅員7.0mの人道橋である。本橋は、斜張構造と吊構造を組み合わせさらに主桁はコンクリートと鋼を組み合わせた世界初の複合橋であり、PC橋の超長大化を可能にする構造形式である。本稿では本橋梁の設計、施工および実橋確認試験について報告を行う。

キーワード：世界初、ハイブリッド、斜張構造、吊構造、複合構造、高耐久性

1. はじめに

なぎさ・ブリッジは、鯉ヶ沢町の中村川河口両岸に計画されている“鯉ヶ沢の海園”の利用促進を図るために公園内に架橋された人道橋である。本橋は、中村川を遡上する魚類に配慮して、河川内の橋脚を避けなければならないため、また、町を代表する公園内にあるためランドマークとしての景観性から単径間ハイブリッドPC斜張橋として建設された橋梁である。

本橋の特徴を以下に示す。

1つの橋梁の中に斜張構造と吊構造を組み合わせ、かつ主桁はコンクリートと鋼を組み合わせスパンの超長大化を可能とする世界初となる構造形式の採用
シンボリック性を強調し、主塔およびケーブル配置を左右非対称とした独創的な景観性の採用
耐用年数100年を前提とした高耐久性橋



写真 - 1 なぎさ・ブリッジ全景



中井聖棋
技術本部
土木技術
第一部



鈴木宣政
技術本部
土木技術
第一部



佐々木真一
東北支店
PC事業部
土木部
工事グループ



鈴木秀市
東北支店
PC事業部
技術部
設計グループ

2. なぎさ・ブリッジの概要

- ・工事名：鱒ヶ沢漁港海岸環境整備工事
- ・施主：青森県西地方農林水産事務所 西北地方漁港漁場整備事務所
- ・施工：(株)ピ - エス三菱・三井造船(株) 特定建設工事共同企業体
- ・種別：単径間ハイブリッドPC斜張橋(本文での呼称)
- ・工事場所：青森県西津軽郡鱒ヶ沢町
- ・工期：平成13年10月～平成14年12月
- ・橋長：112.300 m (PC桁部 44.400 m + 24.450 m ,
鋼桁部 39.150 m , 接合桁 2×2.100 m)
- ・主塔間隔：110.150 m
- ・幅員：7.0 m (有効幅員 4.0 m)
- ・製作工法：PC桁 ロングラインマッチキャスト方式によるプレキャストセグメント工法
- ・架設工法：PC桁 クローラークレーンを使用した張出し架設
：鋼桁 クローラークレーンを使用した直吊り架設
- ・活荷重：群集荷重 ($w = 3.5 \text{ kN/m}^2$)
- ・風荷重： $w = 4.5 \text{ kN/m}^2$
- ・温度変化： ± 15 (コンクリート部材) ± 40 (鋼部材)
- ・主要材料：コンクリート
 - 主塔・アンカレイジ ck=40 N/mm²
 - 主桁 ck=50 N/mm²
 - 鋼材 - SM400A, SM490YB
 - PC鋼材(主桁ケーブル) - PC鋼より線(1S19.3, 1S28.6)
 - PC鋼棒(23, 32)
 - 斜材 - SEEE工法/F-PH型
 - 吊材(吊ケーブル) - ロックドコイルロープ(E型 80), ハンガーロープ(ST1570)

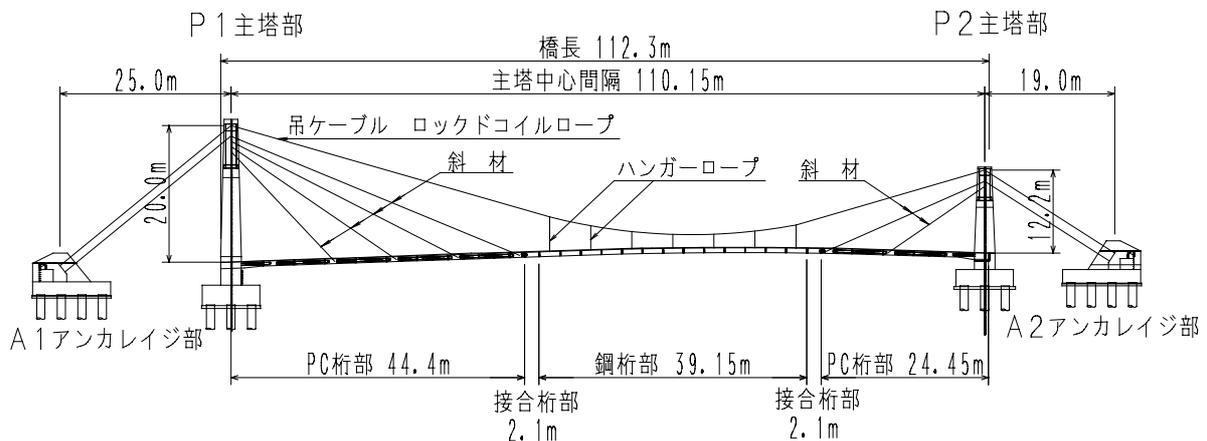


図 - 1 側面図

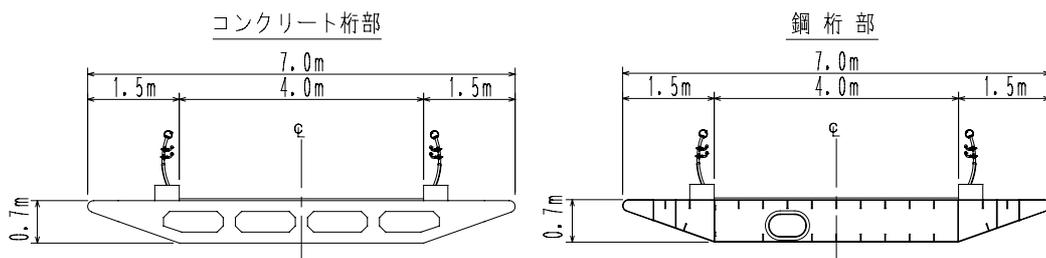


図 - 2 断面図

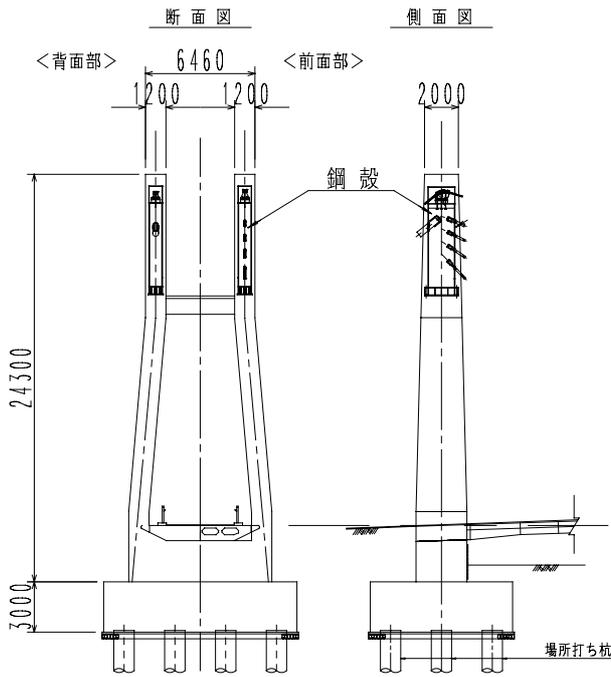


図 - 3 主塔形状図

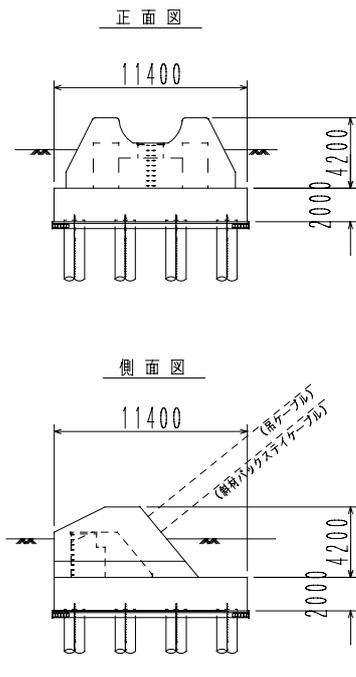


図 4 アンカレイジ形状図

・数量

表 - 1 数量表

種別	単位	数量	適用
主桁			
コンクリート	m ³	232	ck=50N/mm ²
PC鋼材	t	11.5	PC鋼棒・シングルストランド
鉄筋	t	31.2	SD345
斜材	t	10.5	SEEE F-PH型
鋼重	t	96.8	SS400・SS490YA
主ケーブル	t	12.5	ロケットコイルロップ E型 80
主塔			
コンクリート	m ³	297	ck=40N/mm ²
鉄筋	t	37.6	SD345
鋼重(鋼殻)	t	46.1	SM490YB
アンカレイジ			
コンクリート	m ³	337	ck=40N/mm ²
鉄筋	t	42.9	SD345

3. ハイブリッドPC斜張橋の特徴

ハイブリッドPC斜張橋は、斜張橋と吊橋が主塔を共有した構造で、主桁の主塔付近は斜張ケーブルとコンクリート桁で、径間中央はハンガーケーブルと鋼桁でそれぞれ支持した構造の橋梁形式である。斜張構造部は、斜材により軸力が導入されるので圧縮力に対し有利なコンクリート部材採用し、吊り構造部は引張力に対し有利な鋼部材を採用している。この構造は、斜張橋と吊橋の長所を、また剛性の大きいPC桁と軽量の鋼桁の長所を兼ね備えた橋梁である。図-5にハイブリッドPC斜張橋の概念図を示す。また、特徴を以下に示す。

同規模のPC斜張橋と比べて

- 斜材ケーブルが少ないため、主桁軸力が減少し座屈安定性が向上する
- 上記理由によりスパンの長大化が可能となる。
- 斜材ケーブル長が短くなるため、ケーブルの架設や振動に対し有利である。
- 斜材ケーブルが少ないため、主塔高を抑えられる。

同規模の鋼吊橋と比べて

- 斜材ケーブルがあるため、たわみ剛性が大きくなり耐風安定性が向上する。
- 主ケーブルの張力が減少する。
- ケーブル総重量が減少する。
- アンカレイジを小規模とすることができる。

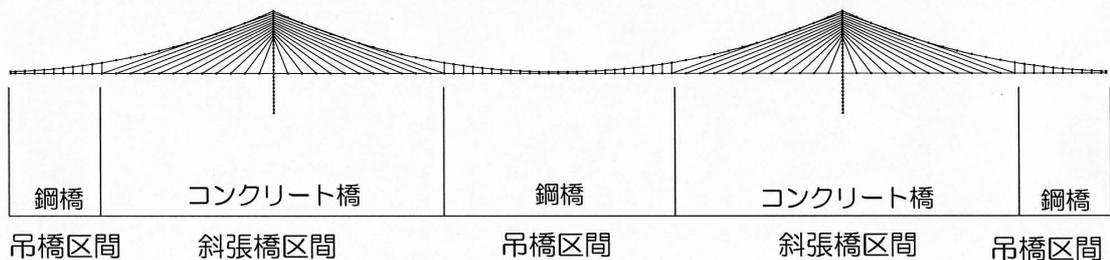


図-5 ハイブリッドPC斜張橋概念図

4. 計画概要

(1) 主塔およびアンカレイジの配置について

- a) 主塔の配置は、既設の突堤等を避ける必要があったのでその間隔を110.15mとした。また、公園内に建設される人道橋であるため地域のシンボリック性を強調させるために、主塔高さを左右で変化させ、またケーブル配置を非対称とした。
- b) アンカレイジの位置は、斜材および主ケーブルバックスティの配置や公園内のバランスを考慮し決定した。

(2) 主桁について

- a) 桁高は、側面からの景観を軽快感のあるシャープな印象とするため、また斜張橋の特性を活かすため、鋼桁の製作可能な最小高さ $H=70\text{cm}$ とした。(桁高：主塔間隔=1：157)
- b) 本橋の架橋地点は飛沫帯でかつ冬期間には強風地域となるため、塩害対策そして耐風安定性の観点から図-2に示すような4室箱桁断面構造を採用した。また、フェアリング形状は3次元風洞試験の結果と景観性を考慮し決定した。
- c) 主桁の主塔付け根部は、斜張橋であるため大きな軸力を受けることと、主桁張り出し架設時に斜材調整等により正負の断面力が繰り返し作用する。また、桁端部は架設時のPC鋼材の他に連続ケーブルが配置されるため定着スペースの確保が必要となる。このため、支座位場付近の桁高を一般部の70cmに対し90cmとした。

(3) 斜材について

- a) 斜材は、工場製作されたプレファブケーブルとし、耐久性、施工性に優れた SEEE F-PH 型ケーブルを使用した。
- b) 斜材配置は、景観性・経済性および施工性を考慮し 9.0m 間隔(4 セグメント毎)とした。P1 側で 4 段、P2 側で 2 段配置とした。
- c) バックスティ部は、アンカレイジ部に定着される事から施工性・経済性を考慮しマルチタイプ斜材を使用し各 1 段配置とした。
- d) 主塔部の斜材定着部は、形状を小さくするため、定着をセパレートタイプとしたこと、バックスティとフォアスティの本数が一致しないことによる不均等力に対する問題、そして維持管理のための点検を容易なものとする事と取り替え可能な構造とするために鋼殻を設ける構造とした。
- e) 斜材の調整は、主桁部とアンカレイジ部で行うこととした。

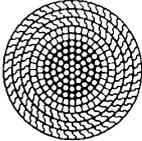
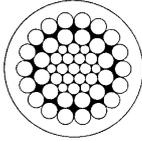
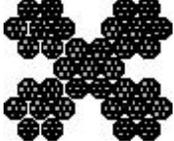
表 - 2 斜材ケーブル比較表

	HiAm/DINA	SEEE F 型	VSL
形状			
概要	HiAm アンカーはドイツのレオンハルト博士らが発明したもので、スイスの BBR 社が実用化した吊り構造ケーブル用高疲労強度定着体である。また、DINA アンカーは BBR 社が開発した高疲労強度定着体で、HiAm アンカーより更にコンパクトになっている。	ポリエチレン被覆により完全防錆された SEEE ケーブルと F 型定着体(ねじ式定着)により構成されたノングラウトプレファブケーブルである。	従来の VSL ポストテンション広線を斜張橋用吊りケーブルとして発展させたものである。
防錆	ケーブルに垂鉛めっき鋼線 7mm を用い、素線間に防食材を充填し、高密度ポリエチレンを直接押し出し成形被覆している。	グリスによるアンダーコーティングとポリエチレン被覆で二重防錆されており、現場での防錆工が不要である。ポリエチレン被覆は十分な厚さを持ち、耐候性・耐薬性に優れ、メンテナンスフリーである。	ケーブルの防錆は、保護管および緊張力導入後に管内に注入する防錆材により確保される。また、すでに防錆されたモノストランドの使用も可能である。
定着具	定着体前面で支圧定着する標準型以外に、ナット定着、背面定着型などもある。	定着具はねじ式で、緊張作業および緊張管理が容易である。また、将来にわたり緊張力の調整が可能である。	各 PC ストランドの定着はクサビ定着で、引張側定着端では外ねじを切ったアンカーにナット定着される。
再緊張			×
交換性			
判定			

(4) 主ケーブル(吊ケーブル)について

- a) 主ケーブル(吊ケーブル)は、主塔頂部をサドル構造とし A1 アンカレイジ部から A2 アンカレイジ部まで張り渡す構造とした。頂部をサドル構造とせず鋼殻頂部に定着する方法も考えられたが、定着部が大きくなり主塔形状を変更する必要があった。また、吊橋部のバックスティケーブルを 1 本とし斜材のバックスティケーブルと併用することも考えられたが、定着部が大きくなる事と、架設時の応力状態が明確でなくなる事および景観性等を考慮しサドル構造とし、各々にバックスティケーブルを配置する構造を採用した。
- b) サドル部やハンガークランプ部の構造がシンプルで吊橋のケーブルとして実績が多く、施工性・耐久性そして経済性に優れたロックドコイルロープ E 型を使用した。計画段階で、軽量で高耐久性かつ温度変化の影響を受けない CFRP 材の採用も検討したが、施工性、サドルおよびハンガークランプ部等の諸問題そして経済性を考慮し採用には至らなかった。

表 - 3 主ケーブル(吊ケーブル)比較表

	ロックドコイルロープ (亜鉛めっき)	スパイラルロープ(PE被覆)	CFRP
形状			
概要	中央が円形素線,外周部の2-3層が異形素線である。 素線に亜鉛めっきが施されているほか,外周部の異形素線がSまたはZ型でこれをかみ合わせることであり,防水性が高い。	より線にポリエチレンによる被覆加工がなされている。 被覆加工は工場製作である。	PE被覆した7本より15.2mmを7本束ねたケーブルを4ないし5本束ねたケーブルである。
特徴	ロープの赤錆発生までを限界とすれば,厳しい環境下では10年未満と考えられる。しかし,特殊な構造をしているため内部にはあまり影響を与えない。	ポリエチレン被覆を施しているため,耐久性に優れている。 黒色であれば耐久性は高く,PE被膜を2層とするとなお良い。 フッ素塗装により着色することができる。	腐食することが無い。 軽量である。 線膨張係数が低いため,温度変化による断面の変化が小さい。 疲労強度が鋼製ケーブルに比べ優れている。
留意点	定期的に点検が必要である。 状況に応じてジンクリッチペイント,塗装,防食テープ巻き等での補修または取替が必要。	被覆を損傷しないよう養生等,慎重な取扱が必要となる。 サドル部の摩擦係数が低いため,張力差による移動の制限装置が必要となる。 被覆上からケーブルバンドにてクランプした場合,ボルト軸力の経時低下率が大きく,巨大なケーブルバンドが必要となる。(端ハンガーにてM36が10本必要)。 ケーブルバンド設置位置で,被覆を切除し,クランプすることは可能であるが,端部にシール材が必要となる。 吊橋への適用例はない。	サドル部をグラウトする必要がある。 定着部が若干大きくなる。 ハンガークランプ部の施工に注意が必要である。 ヨーロッパ(スイス)の歩道橋での施工実績があるが,日本国内では無い。
施工性	問題なし	サドル部およびハンガークランプ部のPE被覆をはがす必要がある。また,この部位の防錆処理が問題となる。	軽量でかつ温度変化の影響を受けない。サドル部,ハンガークランプ部の施工が煩雑である。
経済性	1.00	1.05	1.90
判定			

(5) 接合部の構造について

a) 計画当初,主桁架設時の形状管理を容易なものとするためにPC桁および鋼桁架設後に接合部の施工を行う事が考えられたが,桁内主ケーブルの配置や接合部の施工,施工時の変位,工程および鋼とコンクリートの温度応力等に対する問題があった。このため,応力の流れ,鋼桁の製作性,コンクリートの施工性そしてプレキャストセグメントとしての特性を生かすために道路橋で実績のある前後プレート方式を採用した(図-6)。

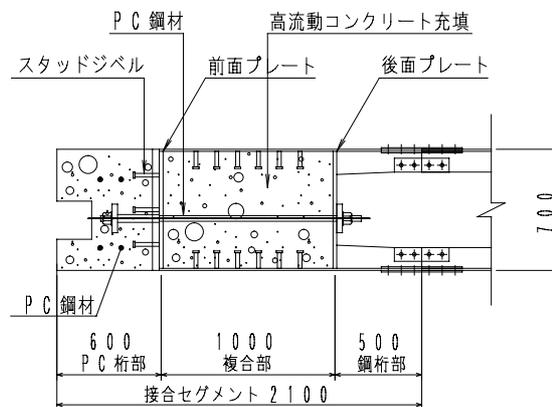


図 - 6 接合桁詳細図

(6) 耐久性向上の対策について (技術検討会での課題)

a) 主桁部にプレキャストセグメント工法の採用

施工時にコンクリート桁内への外来塩分の侵入を防ぐため、現場施工範囲を少なくする工法を採用した。

b) 鉄筋の純かぶり厚を規定

セグメント部 - 50mm, 場所打ち部 - 70mm セグメント桁部は、工場製作されるため最外縁とそれに接する鉄筋に、場所打ち部は全ての鉄筋にエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用した。

c) 水セメント比の規定

コンクリートは、主桁 W/C=36%以下, 主塔・アンカレイジ W/C=43%以下に規定した。

d) RC部材は、ひび割れ幅の制御

鉄筋応力は設計荷重時に $s=150 \sim 160\text{N/mm}^2$ 以下に規定した。

e) コンクリートおよび鋼桁表面にC種の塗装

本橋は、耐用年数を100年とし塩害に対して、平成11年版コンクリート標準示方書に基づき性能照査型の耐久性設計を実施した。その結果、塩化物イオンに対する拡散係数の照査において、かぶりの増厚だけでは対応できないため、エポキシ樹脂塗装鉄筋と表面塗装による防錆処理を実施した。

表面塗装は、長期耐久性に優れるC種の塗装を施した。主桁の塗装は、PC桁、鋼桁ともに工場で行い、現場では主塔・アンカレイジおよび主桁の接合部(セグメント目地および鋼桁の点接部)の限られた範囲とした。

(7) 架設工法の検討について

架設工法は、経済性および施工時の管理が容易なクローラークレーン架設工法を採用した。PC桁部をノーズ架設とし場合、架設機材の重量が主桁に載荷されるため本橋のような人道橋の断面では主桁の変位および応力の変化が大きく施工時の管理が煩雑となった。また、鋼桁部の架設は、架設桁を用いる方法を検討したが、PC桁との閉合時の管理が煩雑であった。ケーブルクレーンを使用した場合、クローラークレーンを用いた場合と同様に主桁に対する問題は特にないが、経済性や仮設備面の問題があった。架設工法の比較案を図-7、表-4に示す。

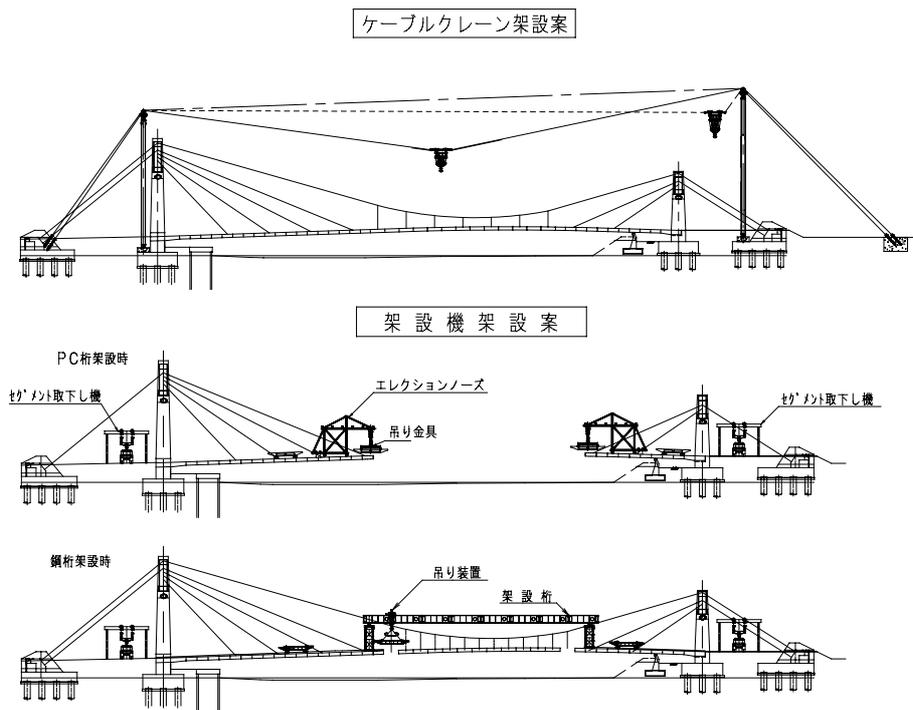


図 - 7 架設工法案比較図

表 - 4 架設工法の比較表

比較項目	ケーブルクレーン架設	架設作業車・架設桁架設	クローラークレーン架設
PC桁架設時の問題	<ul style="list-style-type: none"> 架設機材等に対する主桁(PC桁・鋼桁)の補強を必要とせず、特に問題なし。 P2～A2間が荷取りスペースとなる。 鉄塔が高くなる。 鉄塔支間が長くなる。 ケーブルクレーン用コンクリートポンプが必要となる。 PC桁を吊るため荷重大くなる。(30t吊) 	<ul style="list-style-type: none"> 主桁上(PC桁・鋼桁)にセグメントの移動および架設作業車等の架設機材荷重がかかるため、主桁の補強が必要となる。 P2～A2間が荷取りスペースとなる。 セグメント荷下し用固定式クレーンが必要となる。 セグメント移動台車が必要となる。 架設作業車組立てスペースが狭く、作業効率が悪い。 作業工種が多く、スピードが遅いため工程が長くなる。 架設荷重大く、仮斜材ケーブルが増加す 	<ul style="list-style-type: none"> 架設機材等に対する主桁(PC桁・鋼桁)の補強を必要とせず、特に問題なし。 P1側の作業半径によりクローラークレーンの規格が決定される。 クローラークレーンのP2側へ移動(解体・組立)が必要となる。
PC桁架設時の問題	<ul style="list-style-type: none"> PC桁と同様で架設が容易である。 ケーブルバンド、ハンガーの架設および鋼桁架設に補助クレーンが必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 吊ケーブルの架設は架設桁上を展開、送り出す。 ケーブルバンドおよびハンガーの設置には、架設桁上に移動足場が必要となる。 架設桁の架設時にPC桁部の検討が必要となる。 架設桁撤去時にPC桁と鋼桁を仮固定する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> P2側に設置したクローラークレーンにより鋼桁架設に必要な作業半径を確保できる。 吊ケーブルは、パイロットケーブルを渡し、ウインチで引き出す。 ケーブルバンドおよびハンガーはクローラークレーンとゴンドラにより取り付ける。 鋼桁上の運搬がないので、大きな問題がない。 架設工程が最短となる。
PC桁架設時の問題	<ul style="list-style-type: none"> 特になし 	<ul style="list-style-type: none"> 架設機重量および橋面上のセグメント運搬等により、主桁に大きな断面力が発生する。 仮プレストレスを与えることにより引張応力度を制御できるが、主桁および主塔に正負の曲げが繰り返して作用することになる。 仮斜材による応力調整が増え、作業が繁雑となる。 架設機材用のポンプ等が必要となり、主桁に箱抜き孔が必要となる。 架設機材等の移動に伴い、各施工段階での主桁のたわみが大きく変化するため、施工時の管理が繁雑となる。 PC桁と鋼桁の接合方法に配慮が必要とな 	<ul style="list-style-type: none"> 特になし
延べ日数	495日	525日	450日
経済性	3.5	1	1
評価			

5. 設計

(1) 設計概要

本橋は、斜張構造と吊構造を組み合わせさらに、主桁はコンクリートと鋼を組み合わせた複合人道橋である。斜張構造部は4室箱桁断面のPC構造であり、吊構造部は橋軸方向にリブを有する鋼床版箱桁構造である。

(2) 主桁の設計

a) 構造解析手法

断面力の算出は、平面骨組モデルを用いて解析を行った。

解析に用いたプログラムは、

全体解析 微小変形 : 日本電子計算 斜張橋の解析プログラム “CSS”

鋼桁架設時ケーブル形状の決定(釣合い計算) : CRC “ファンシ-ブリッジ”

たわみ計算 : ”

PC桁部は架設時には純粋な斜張構造であり、鋼桁の架設以降は斜張構造と吊構造が合成された構造となる。そのため、架設ステップに応じた断面力の算出を行う事とした。主要部材の設計フロー図および主方向断面力算出フロー図を図-8および図-9にそれぞれ示す。

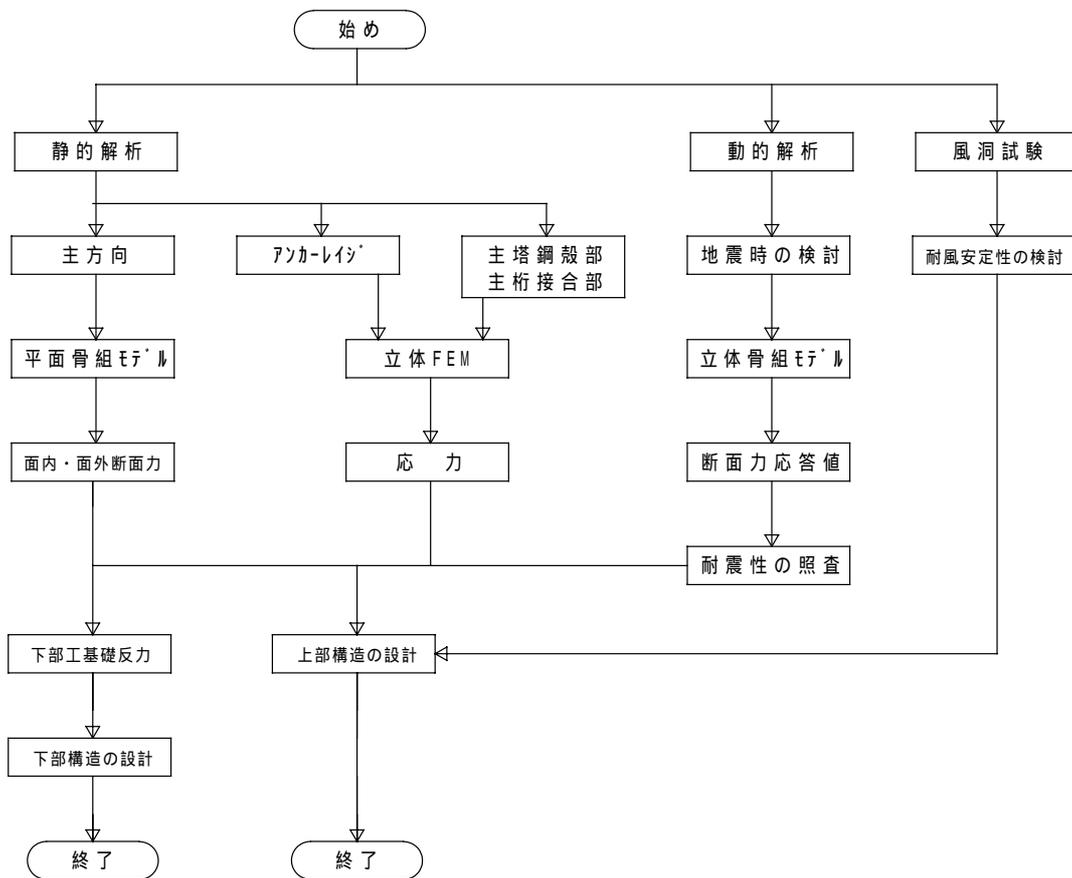


図-8 主要部材設計フロー

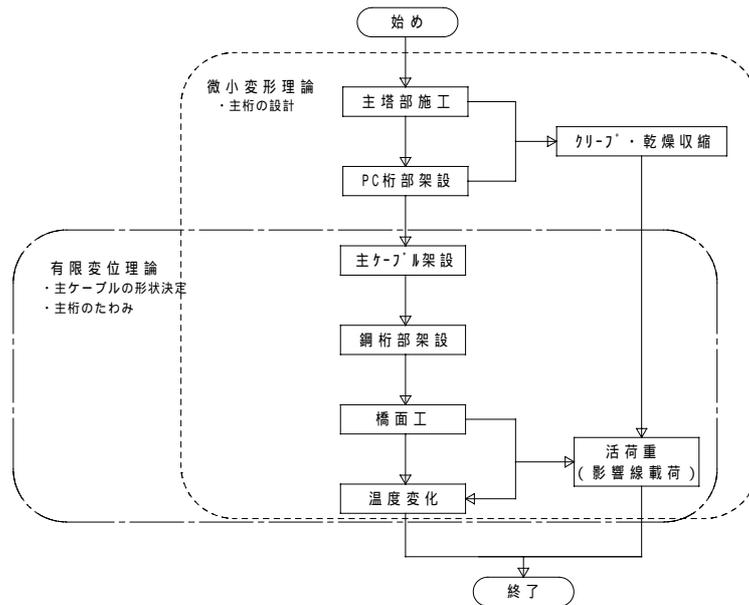


図 - 9 主方向断面力算出フロー

b) 全体解析モデル化について

本橋の構造が支保工上で一括架設されるような場合は、一般的なモデル化で問題はない。しかし本橋は、PC桁を張り出し架設しその後鋼桁を直吊り架設しPC桁部と接合し橋体を完成させる工法としている。そのため、各施工段階毎にモデル化を行い解析を行う必要があった。そこで問題となったのは、鋼桁架設時の影響をどのように計算に反映させるかであった。これは、有限変形解析でケーブル形状を決定する場合、鋼桁架設時には主ケーブル、ハンガーケーブルおよび鋼桁自重が想定されたケーブル形状において主塔頂部左右で（前方側とバックスティ側）水平力が釣り合うように決定されており、その影響は、主塔への軸力とアンカレイジ部の定着力のみが伝えられておりそれ以前に施工された主桁（斜張構造部）や斜材（斜材バックスティ）に影響を与えないモデルとする必要があったためである。また、鋼桁部は、自重をハンガーケーブルを介し吊ケーブルで受け持たせ架設されるため、ほとんど無応力状態で架設されることになる。

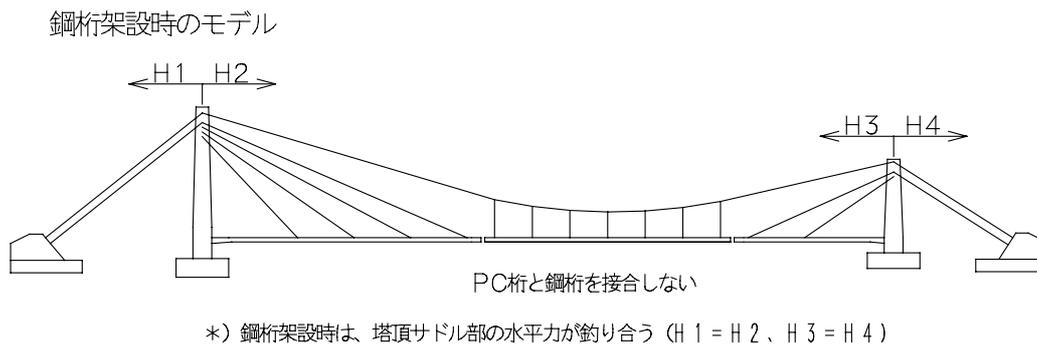


図 - 10 鋼桁架設時モデル図

鋼桁架設時の解析手法について

PC桁部と鋼桁部を切り離れたモデルを作成する。
 (CRC ファンシーブリッジは対応可 CSS では、剛性の小さい部材をピン結合させた(図 - 11 参照)
 有限変位理論で鋼桁架設時に主ケーブルが目標形状となるような釣り合い計算の実施
 鋼桁架設のステップを微小変形解析で行う。この時バックスティ部の主ケーブル張力が で算出した値となるように張力の入力と鋼桁自重の载荷を行う。
 これは、主ケーブルが塔頂部でサドル構造となっており計算上はピン結合となっているため、施

工段階に従った計算を微少解析で行うと鋼桁自重が斜張構造部斜材のバックスティに影響を与えてしまう結果となるためであった。

*)CSS でのモデル化の特徴

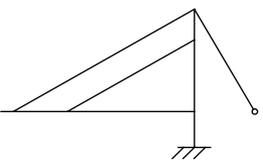
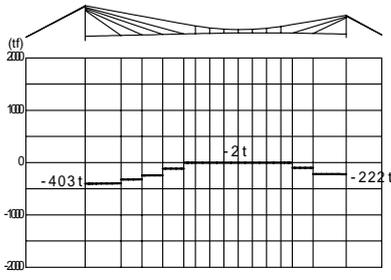
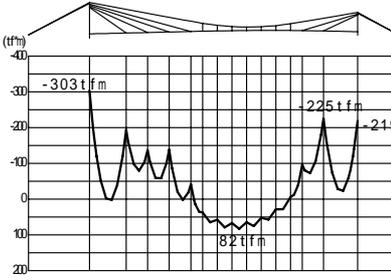
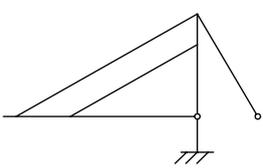
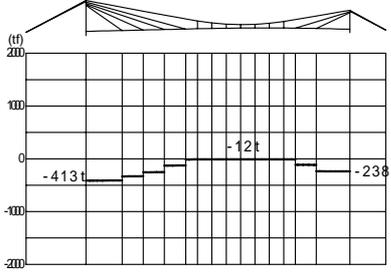
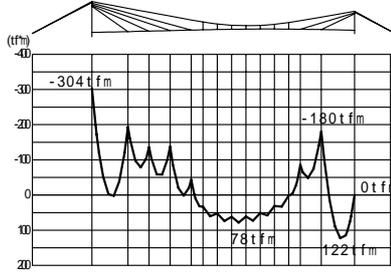
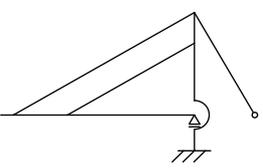
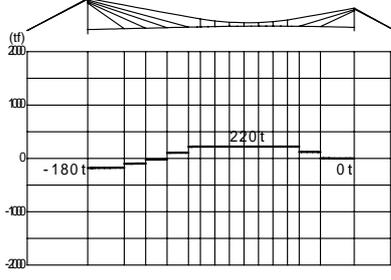
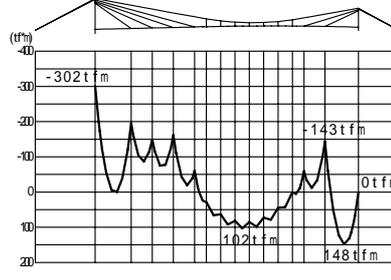
CSS では主ケーブルを斜材と扱い計算を行う。このため斜材同士の接合にはその間に主塔を設ける必要があるため、吊ケーブルと主桁の適当な位置に柱部材を設置して計算を行っている。解析モデルを図 - 11 に示す。

c) 構造形式について

全体モデルとしての支承条件の検討を行い、主塔高さの低い P2 の主桁と主塔の接合方式を可動使用とする構造とした。検討は、剛結、ピン、可動とした場合の 3 ケースについて行った。

検討の結果、剛結、ピン構造とした場合、構造系完成後の温度変化による軸力の変動が大きくなる (-1700 ~ +1200t 程度) ので、その影響が小さくなる可動支承とする構造を採用した。なお、P C 桁架設時は、橋脚と P C 鋼棒により固定する方式とした。結合条件の比較検討を表 - 5 に示す。

表 - 5 結合条件の比較検討

	A 2 側結合モデル	死荷重時 主桁軸力	群集荷重時 主桁曲げモーメント
剛結			
ピン			
可動			
コメント		<ul style="list-style-type: none"> ・剛結またはピン結合の場合、斜材張力の分力が軸力として導入されるが、可動の場合は生じない。 ・剛結とピン結合とでは、発生する軸力に大きな差は生じない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・剛結の場合、A 2 側主桁端部に曲げモーメント (40kg/cm²程度の応力) が発生する。 ・A 1 側の曲げモーメントは結合条件にあまり影響を受けない。

A 2 側結合モデル		温度時 主桁軸力	
		MAX時	MIN時
剛結			
ピン			
可動			
コメント		<ul style="list-style-type: none"> ・剛結またはピン結合の場合、主桁端部に大きな圧縮力および引張力が生じるが、可動にした場合は生じない。 ・剛結とピン結合では、発生する軸力に大きな差は生じない。 	

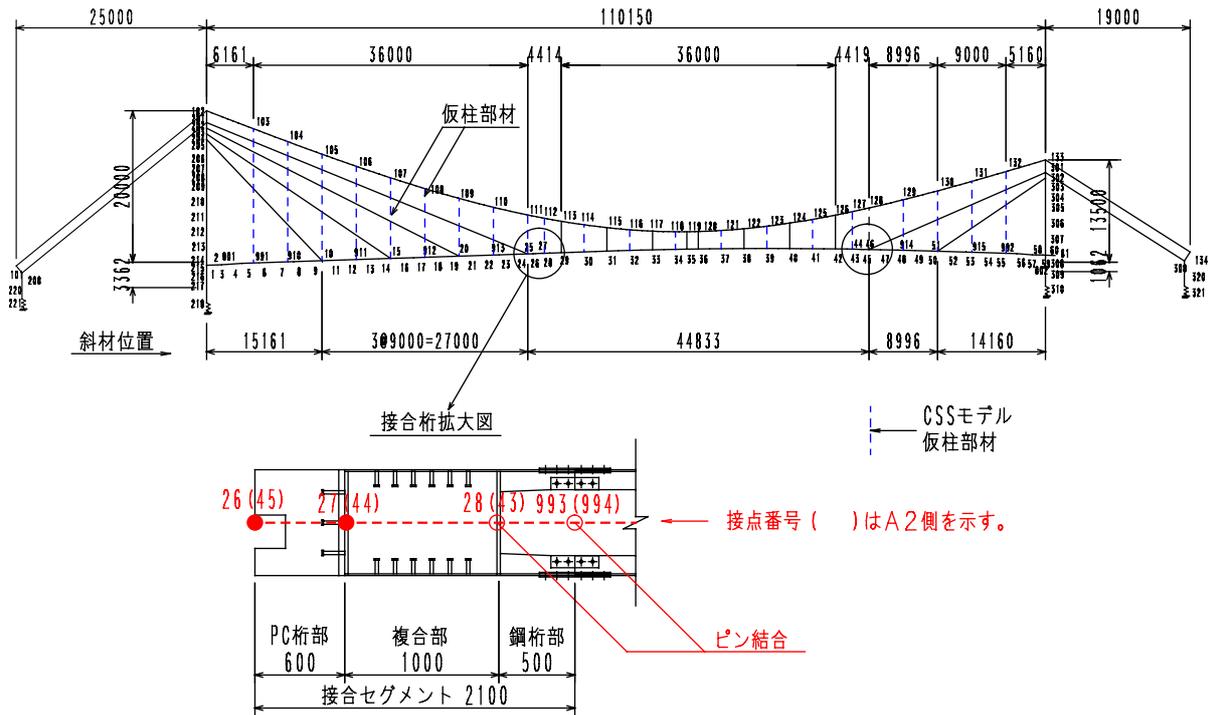


図 - 11 解析モデル図

d) 微小変形と有限変形解析について

本構造形式のような橋梁では、鋼桁架設以降の断面力は有限変形理論により解析を行うのが一般である。しかし、本橋では、施工段階に変化があることと、クリープ部材と非クリープ部材が混在していること、また鋼桁との閉合後にも構造系の変化（P2部の仮固定解放）があるため計算が繁雑となる。このため、事前に微小変形と有限変形により断面力をもとめ、微小変形で計算を行えば安全側の設計となることを確認した（断面力120%程度）。よって、本橋の設計は一連の流れを微小変形理論で行い、照査を行った。但し、たわみ計算およびケーブル形状の決定は有限変形解析を使用した。

e) 斜張構造部 架設時の検討について

斜張橋の場合、主桁の剛性が小さいため、施工段階に従い斜材を調整することで主桁の応力も改善される。本橋においては、斜材の配置が完成系で決定されていること（架設時の影響が考慮されていない）と、桁高が70cm（桁高：主塔間隔=1：157）と低く、PC鋼材の配置も限られたものとなった。また、主桁をプレキャストセグメント方式としたため、架設時の主桁応力の制限値も厳しいものであった。このため、主桁張出し時に仮斜材を併用し架設時の主桁の応力を施工目地を含めて $-1.0\text{N}/\text{mm}^2$ に制限した。ただし、これは架設されたセグメント目地部の接着剤強度を期待したものであった。そのため、セグメントの架設は、1日2セグメントとした。仮斜材には、シングルストランド 28.6を使用し初期張力を300kN/本、架設時の最大鋼材応力を $0.6P_u$ とした。定着は、主塔横梁部と主桁横桁部に定着金物を設置して行った。主塔側の定着金物は、取り外す事なく繰り返し使用出来る構造とした。架設時の斜材調整は2セグメント架設毎に行う計画としたため、本橋のPC桁の斜材調整はP1とP2で12回となった。また、架設時における施工段階毎の応力状態が厳しく許容値を満足させるために行う調整量がかなり大きな値となった。

f) 全体解析 (主桁部) 結果

PC桁部は、設計荷重時においてフルプレストレスとした。PC鋼材の配置は、その大半が張出し架設時で決定された。鋼桁部は、床版、ウェブ共に最小部材厚で決定された。解析結果を図-12および図-13に示す。

設計荷重時の曲げモーメント図

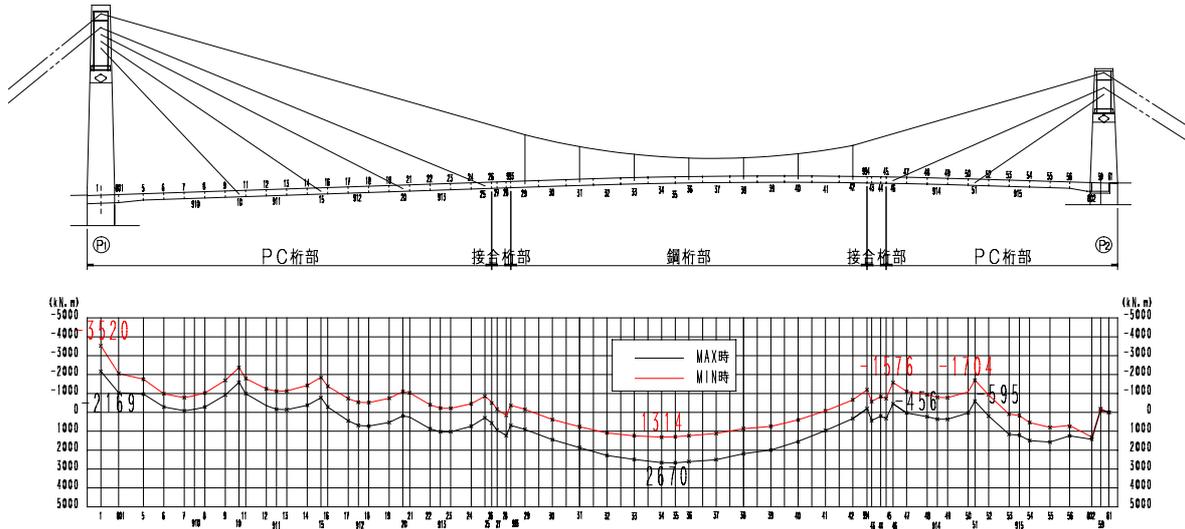


図 - 12 設計荷重時の曲げモーメント図

活荷重 (Mmax) 時の合成応力度

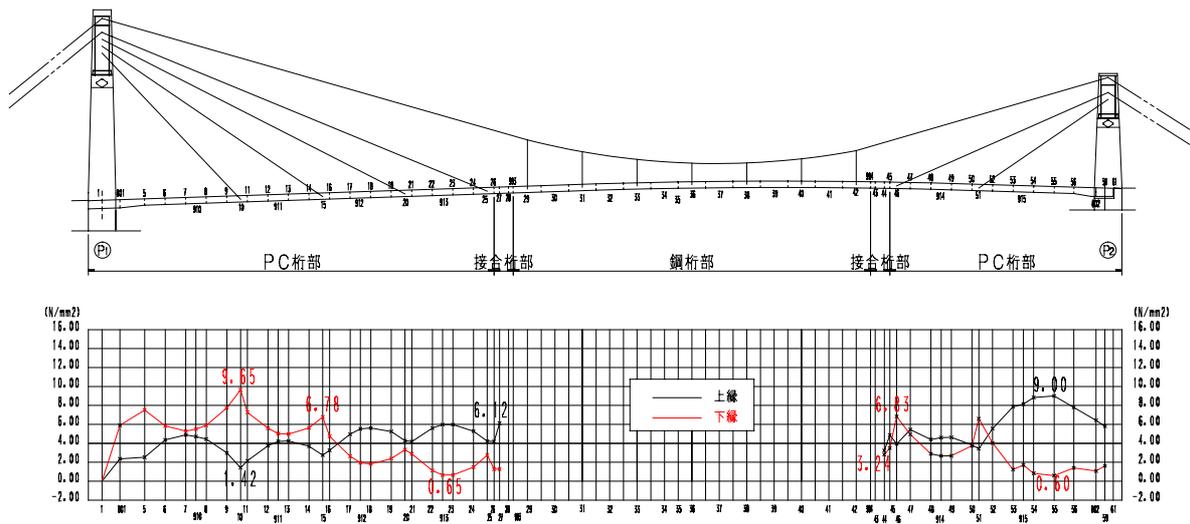


図 - 13 活荷重最大時の合成応力度図

g) アンカレイジ部の検討について

アンカレイジ部には、斜材と主ケーブル定着による引張力が作用する。設計では、コンクリートが負担できる引張力を無視し、引張力に対し全て鉄筋で受け持たせる構造とした。このため、配筋が密なものとなった。鉄筋の配置は、ひび割れ幅を制御する目的から鉄筋応力度が 160N/mm^2 以下となるように配置した。定着付近の局部応力に対しては、立体 FEM 解析を行い補強鉄筋を配置した(図 - 14)。

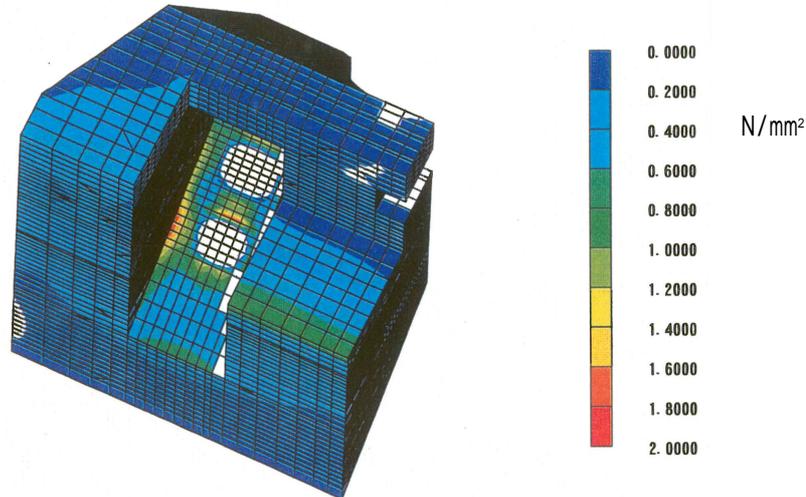


図 - 14 接合桁部 FEM 解析結果

h) 主塔部等の RC 部材の検討について

主塔部等の RC 部材のひび割れ幅を制御するため、鉄筋応力度が 150N/mm^2 以下となるように鉄筋を配置した。

i) 接合桁の設計について

接合桁の構造については図 - 6 に示した通りである。

接合部の力の伝達：設計荷重時に接合部に生じる引張応力に対しては、PC 鋼材によるプレストレスで対処し、引張力が発生しない状態となるようにした。

曲げモーメントおよび軸方向力による圧縮力に対しては、接合部ずれ止めのせん断と前面プレートの支圧力により伝達することとし、鋼とコンクリート間の摩擦による力の伝達は考慮しないこととした。ずれ止めと支圧との力の分担率は、FEM 解析を行い決定した。

せん断力とねじりモーメントに対しては前面プレートのずれ止めのみで伝達することとし、鋼とコンクリート間の摩擦による力の伝達は考慮しない事とした。

前面プレートの設計：前面プレートは、前面に配置されるずれ止めによりせん断力とねじりモーメントを伝達する。従って、プレート厚は鋼桁ウェブ厚以上必要となる。本橋では、後面プレートと同厚とした。

後面プレートの設計：安全側の見地より、接合部のずれ止めのせん断が切れた場合に鋼主桁全部材の断面力が、後面プレートの板厚方向のせん断抵抗により中詰めコンクリートに伝達できるものとして設計を行った。

製作時の検討：製作時には、コンクリートの打設時に鋼桁の拘束によるコンクリートの温度ひび割れを抑える目的で早期にプレストレスを導入することとした。

j) 鋼殻部の設計の検討について

斜材定着部鋼殻の設計は、鋼殻内に斜材定着桁があり作業スペースを考慮すると補強材の配置が来ず、無補強板で断面校正をする必要があった。検討にあたっては、道示の規定に従い、局部座屈をおこさない範囲で部材寸法を決定した。鋼殻の応力性状は、立体 FEM 解析を行い確認した。解析の結果、定着桁と鋼殻ウェブの接続部先端に応力集中が発生しており鋼殻の材質を SM490Y とする必要があった。図 - 15 に鋼殻部詳細図を、図 - 16 に FEM 解析結果を示す。

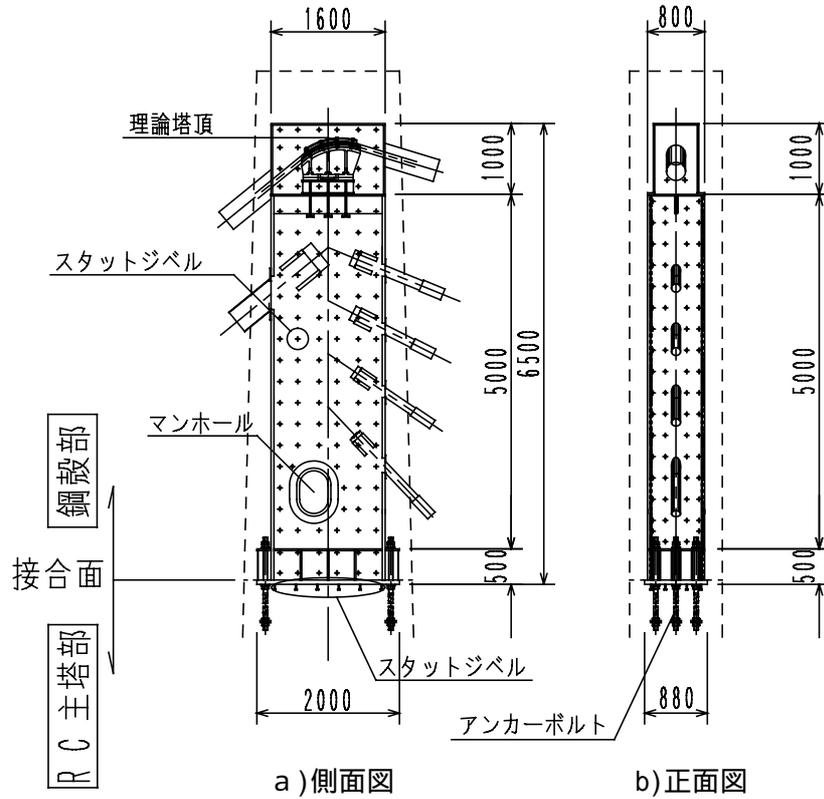


図 - 15 鋼殻部詳細図

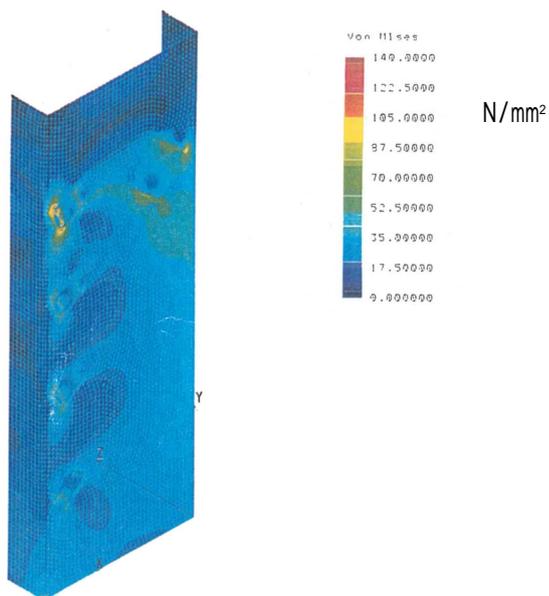


図 - 16 FEM解析結果

k) 3次元風洞実験について

架橋地点は、冬期間日本海からの季節風が吹き寄せるため、耐風設計便覧に基づき耐風安定性の照査を行った。その結果、たわみ発散振動の照査において発現風速<照査風速となったため3次元風洞試験を行い安全性の確認を行った。渦励振に対しては、たわみ・ねじり共に安全と判定された。写真-2に風洞実験状況を示す。また、図-17に風洞実験に用いたフェアリング形状を示す。

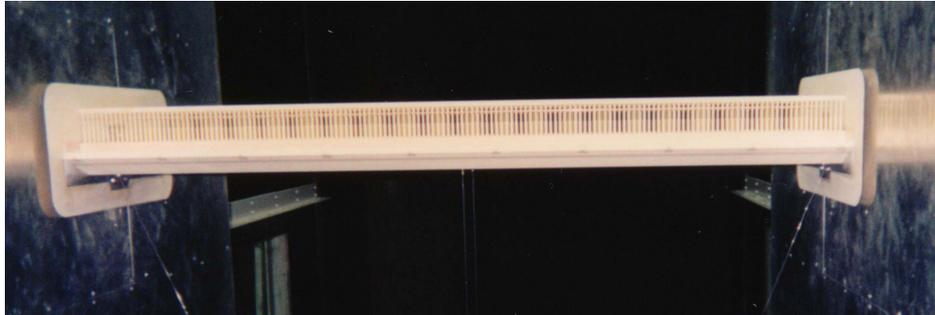


写真-2 風洞実験状況

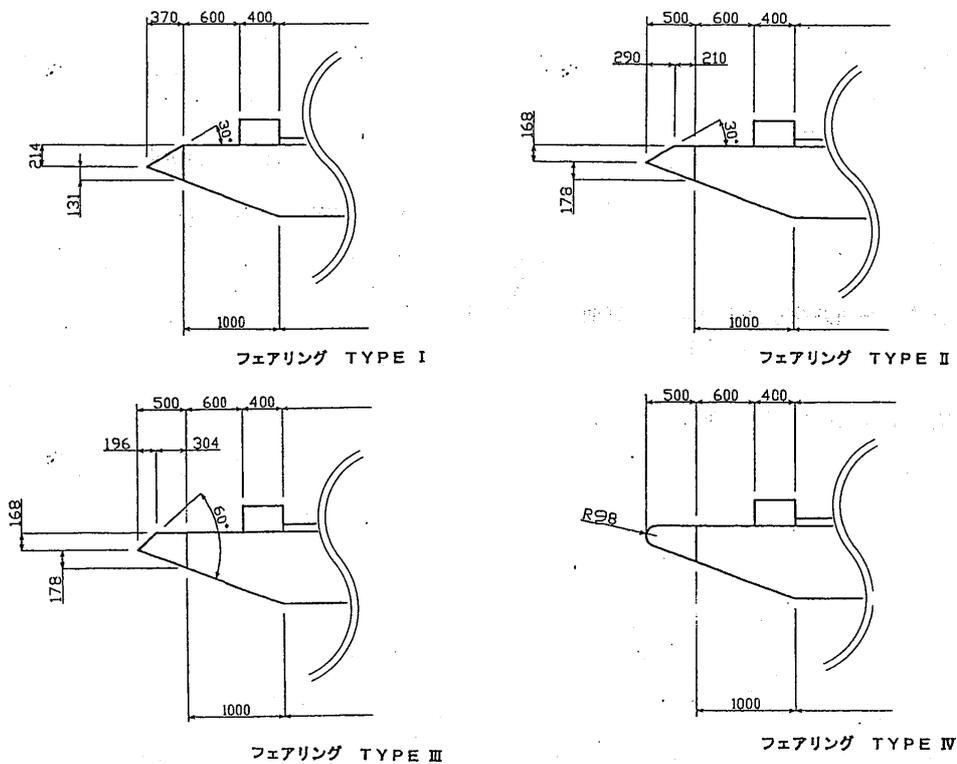


図-17 風洞実験に用いたフェアリング形状

6. 施工

(1) PC桁の製作

製作ヤードを図-18に、主桁断面詳細を図-19に示す。コンクリート桁部の製作は、外来塩分侵入防止、工期の短縮、架設現場工事の縮小のために、当社北上工場にてマッチキャスト方式で行った。セグメント総数と形状管理を考慮し、側枠を順次転用するロングライン方式を採用した。側型枠を写真-3に、製作状況を写真-4に示す。また、変断面区間である両支点部は経済性、施工性を考慮し現場打ち製作とした。

鉄筋の組み立ては、ユニット化した鉄筋籠を使用し、製作台上での作業を軽減させ工程短縮を図った。桁高が70cmと低く埋設型枠を使用したため、下床版部まで十分充てん可能な高流動コンクリート（スランプフロ-55cm）を使用した。下床版部の充てん確認として埋設型枠にEMSセンサーを取り付けた。打設後、蒸気養生を行い、翌日には側型枠の脱枠を行った。セグメントの製作日数は、標準セグメントで2日/セグメント、斜材定着部セグメントが3日/セグメントであった。セグメントの工場内運搬は、2基の門型クレーン（20t/基）を使用して行った。

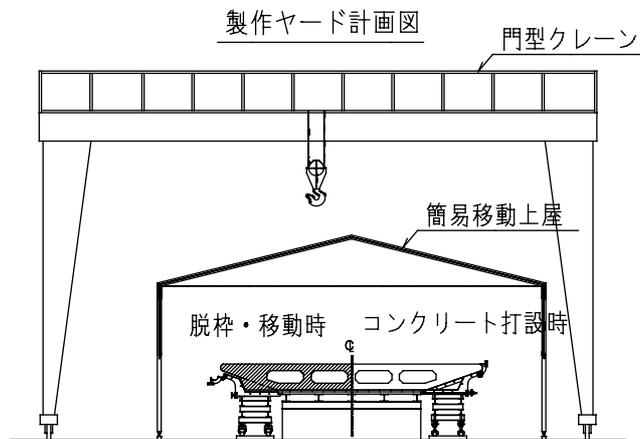


図-18 製作ヤード図

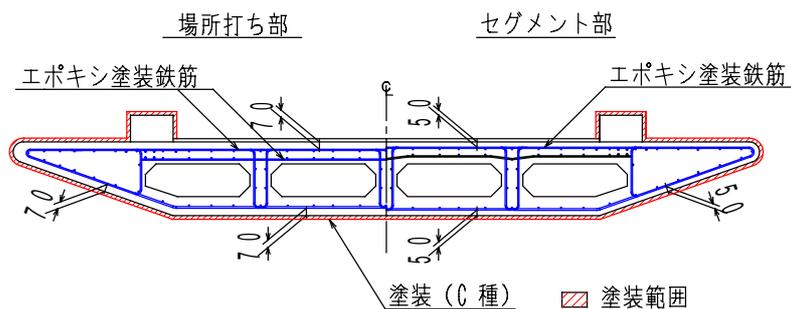


図-19 主桁断面詳細図



写真 - 3 側型枠



写真 - 4 主桁製作状況

(2) 鋼桁・鋼殻の製作

鋼床版は、各3枚の鋼板を板継ぎ溶接する計画であったが、ロール方向の変更により1枚の鋼板とした(図 - 20参照)。また、鋼桁部の断面は桁高×幅員 = 700mm×6000mmの扁平断面のため、箱形状構成後の溶接作業の品質管理は難易度が高くなる。そのため、極力パネル状態で組立・溶接を行うパネル工法を採用することで溶接の作業性および溶接品質向上を図った。鋼桁製作ステップを図 - 21に示す。

鋼殻は、鋼殻内に斜材定着桁があり作業スペースを考慮すると補剛材の配置が出来ないので、無補剛材で断面を構成した。写真 - 8に鋼殻製作状況を、写真 - 9に完成状況を示す。

鋼材のロール方向

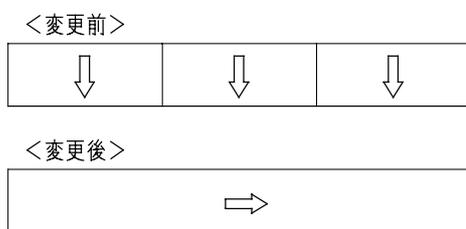


図 - 20 鋼材のロール方向

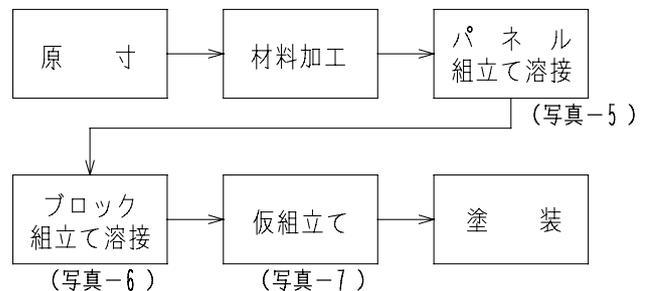


図 - 21 鋼桁製作ステップ図



写真 - 5 パネル組立溶接



写真 - 6 ブロック組立て溶接



写真 - 7 仮組立て状況



写真 - 8 鋼殻製作状況

写真 - 9 鋼殻完成

(3) 接合桁の製作

接合桁製作は以下の手順で行った。

鋼殻セル部（接合桁の製作） 鋼殻セル内へ高流動コンクリートの打設

マッチキャスト方式による接合セグメントの製作

鋼殻セル内への高流動コンクリートの打設は、当社北上工場で反転機を用いて接合ブロックを回転させ行った。コンクリートの充填状況を写真 - 10に、接合桁の全景を写真 - 11に示す。また、接合セグメント部には、硬化初期の温度応力による引張力の発生を抑えるためと、断面に 0.5N/mm^2 のプレストレスを導入するためにPC鋼材を配置した。



写真 - 10 コンクリートの充填状況



写真 - 11 接合桁

(4) 主塔工

主塔はH型に立ち上がる高さ24.3m(P1)と15.0m(P2)の充実矩形断面で、中間付近に横梁が設置されている。横梁には、主桁の張出し施工時に配置される仮斜材が定着されたが、発注図の形状では仮斜材の張力による断面力(横梁に曲げとねじれが作用)を照査した結果、応力上許容値を満足しないことから、断面を変更した。変更形状を図-22に示す。また、主塔の組立てフローを図-23に示し、図-25に仮斜材定着取付け詳細図を示す。主塔内に型枠・鉄筋のスライドや組立て用定規、鋼殻取付け用架台として鉄骨を使用した。

鋼殻は三井造船千葉工場で作製、現場に搬入、所定の位置にセットし、アンカーボルトで主塔本体と剛結した。鋼殻基部の詳細図を図-24に示す。また、桁架設時の振動によりナットが緩むのを防止するため、アンカーボルト上端をダブルナットとした。更に、鋼殻基部に発生する引張り力に対しては、アンカーボルトとコンクリートの付着で抵抗する構造であるため、より強固に付着するよう、アンカーボルトに丸鋼を溶接およびスパイラル筋の追加を行った。鋼殻の架設状況を写真-12に、鋼殻内斜材定着部を写真-13に示す。

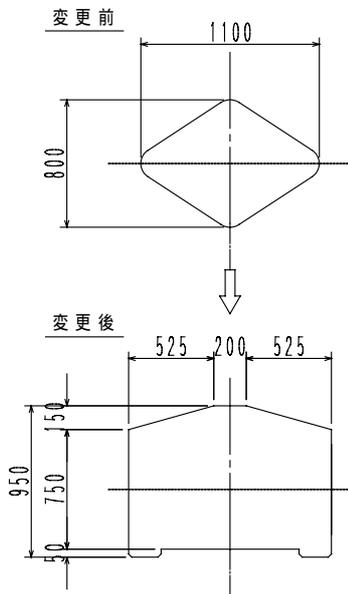


図-22 主塔横梁形状図

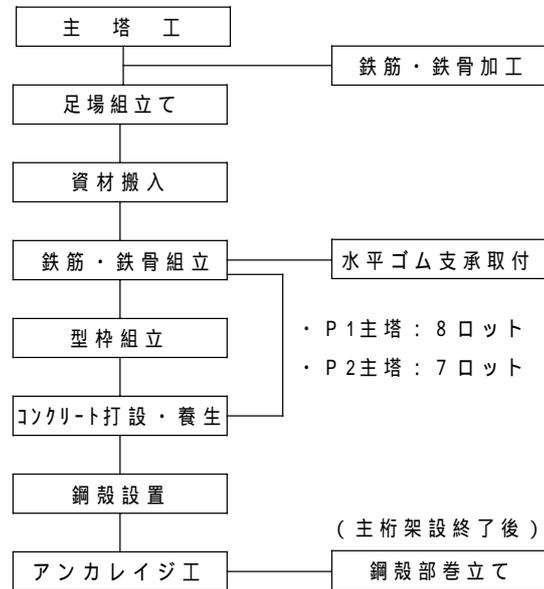


図-23 主塔工フローチャート

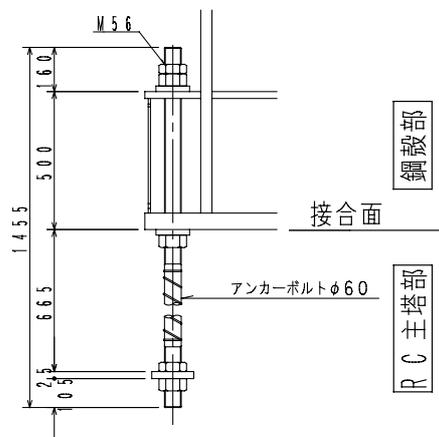


図-24 鋼殻基部詳細図

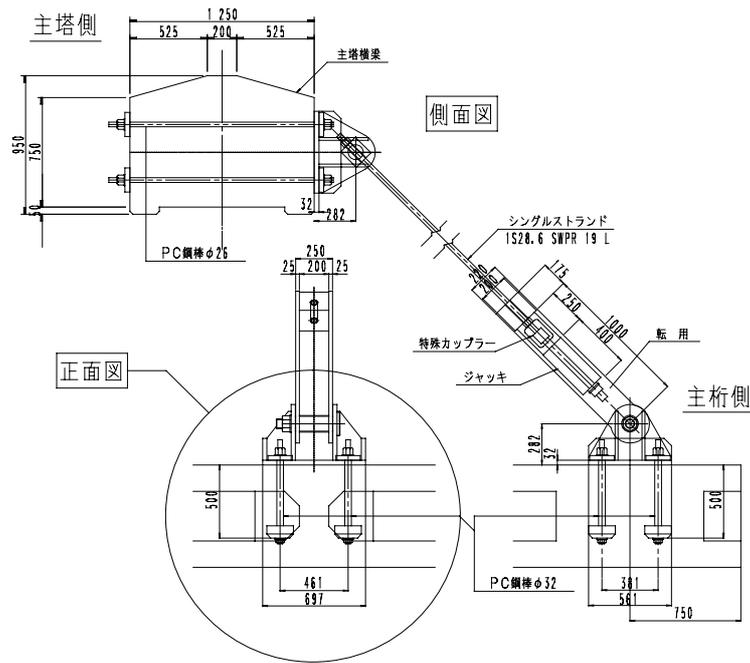


図 - 25 仮斜材取付け詳細図



写真 - 12 鋼殻立起し状況

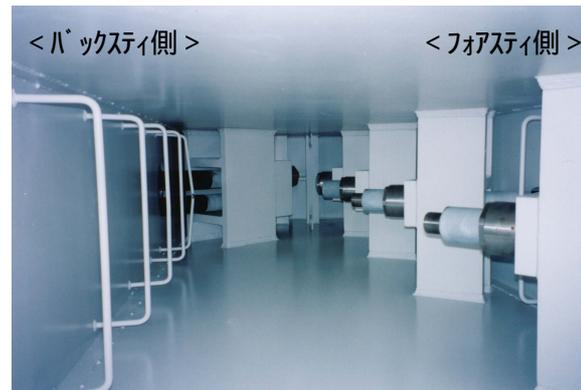


写真 - 13 鋼殻内斜材定着部

(5) アンカレイジ工

アンカレイジ部は、配筋が非常に密であり、打ち継ぎ目を設けない構造とするため、自己充填型の高流動コンクリートを使用した。また、マスコンクリート (A1 : 175m³, A2 : 162m³) となる事から、硬化熱に伴う温度上昇に注意をはらい自記温度計“温度とり”にて管理を行った。A1 アンカレイジ内部の最高温度は 74.7 を記録した。アンカレイジの施工状況を写真 - 14, 15 に示す。



写真 - 14 配筋状況



写真 - 15 アンカレイジ打設完了

(6) 架設方法

本橋の施工ステップを図 - 26 に示す。

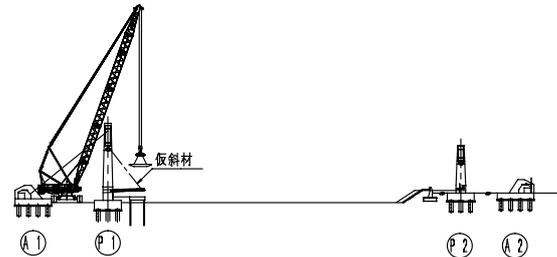
STEP 1 : 主塔およびアンカレッジの構築

- 1) 主塔およびアンカレッジの構築
- 2) 鋼殻の設置



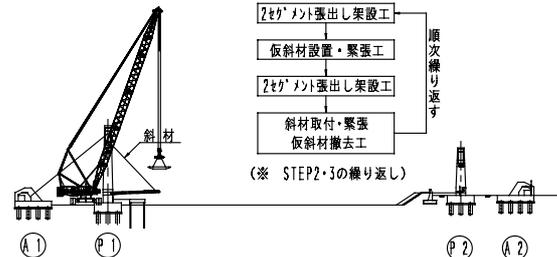
STEP 2 : PC 桁張出し架設 (P1側)

- 1) 450t吊りクローラークレーンを設置
- 2) PC桁張出し架設工 (2セグメント)
- 3) 仮斜材取付及び緊張工



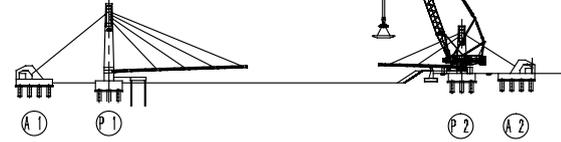
STEP 3 : PC 桁張出し架設 (P1側)

- 1) PC桁架設工 (2セグメント)
- 2) 斜材取付及び緊張工
- 3) 仮斜材撤去工



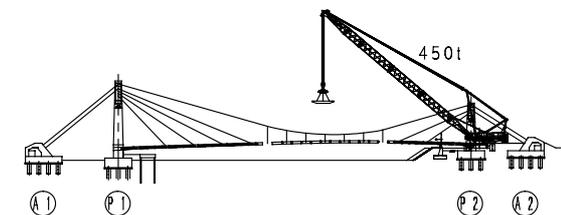
STEP 4 : PC 桁張出し架設 (P2側)

- 1) 450t吊りクローラークレーンを設置
- 2) PC桁張出し架設



STEP 5 : 主ケーブルおよび鋼桁架設

- 1) 主ケーブルの架設
- 2) ハンガーケーブルの設置
- 3) 鋼桁架設



STEP 6 : 橋面工施工 (完成)

- 1) P2 仮固定の開放
- 2) 鋼殻部の巻立て
- 3) 橋面工

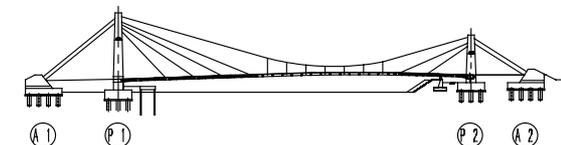


図 - 26 施工ステップ図

(7) 張出し架設工

PC 桁部は張出し施工となるが、主塔部付近 (変断面区間) の場所打ち部を除き、全てプレキャストセグメントにより施工される。セグメントの架設は、経済性および施工性等を考慮し 450t 吊りクローラークレーンを使用した。セグメント架設時には、斜材の配置が 4 セグメント毎となるため、仮斜材ケーブルの併用により主桁の応力改善を行った (図 - 25 参照)。また、地覆の中に仮地覆を設置し、鋼棒による仮緊張を行い、セグメントの引き寄せと主桁応力改善を行った (図 - 27 参照)。

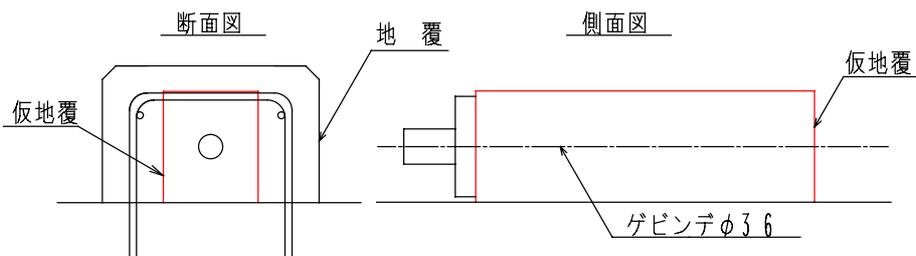


図 - 27 仮地覆詳細図

PC斜張橋を張出し架設する際のたわみ管理は、主桁がスレンダーであるため各施工段階で主桁の上下方向の変位が大きく、その管理は非常に重要な課題であった。このため、主桁の挙動を常時測量して、計算値との照合を繰り返しながら施工を進めた。また、施工時期が夏場であったため温度の影響を抑えるため、測定は早朝に行った。斜材の張力調整作業は以下の手順で行った。そのフローを図-28に示す。

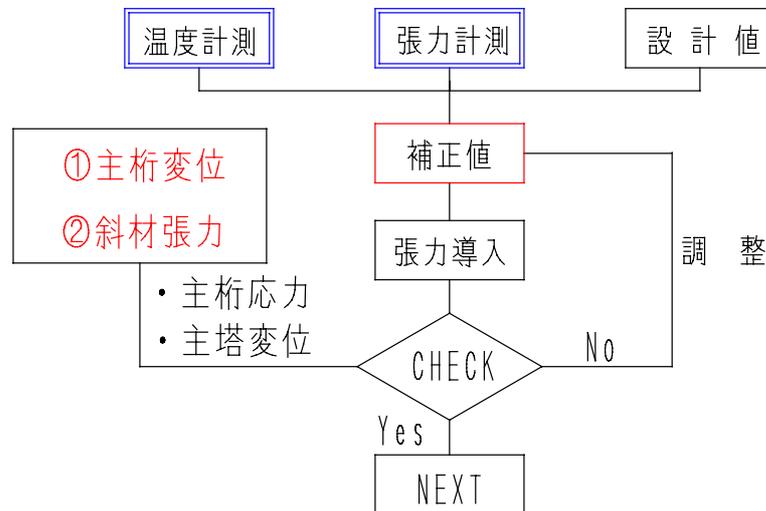


図-28 斜材張力調整作業

斜材張力調整量は、技術本部土木技術第一部において開発した斜張橋施工支援プログラム“PCSTAY”を用い、各部材の温度・張力を測定し、容易に調整量の算出を行った。斜材調整回数は、2ブロック架設 仮斜材配置 1ブロック架設 **斜材調整** 1ブロック架設 斜材配置 **斜材調整**のサイクルで繰り返し、P1側で計8回、P2側で計4回行った。斜材張力の測定は、アンカレイジ部ではデジタル油圧計およびロードセルにより、また、主桁側では、ジャッキが設置している間はデジタル油圧計で測定し、ジャッキ取り外し後は加速度計を用い振動法により張力を推定した。なお、斜材の調整は主桁およびアンカレイジ側からの片引き緊張で行った。

斜材張力調整時の管理項目は、主桁・主塔変位 斜材張力 主桁応力とした。主桁・主塔変位が目標値となるように張力を調整し、その時の張力が目標管理値以内となるように管理した。また、主桁の応力は補助的なものとして扱い、施工中に有害な応力が発生しているか否かをチェックした。架設状況を写真-16に、P1側の張出し架設が完了した状況を写真-17に示す。また、ジャッキ取付け状況を写真-18,19に、仮斜材取付け状況を写真-20,21に示す。



写真-16 張出し架設状況



写真-17 張出し架設完了



写真 - 18 ジャッキ取付け状況 (アンカ側)



写真 - 19 ジャッキ取付け状況 (主桁側)



写真 - 20 仮斜材取付け状況 (主桁側)

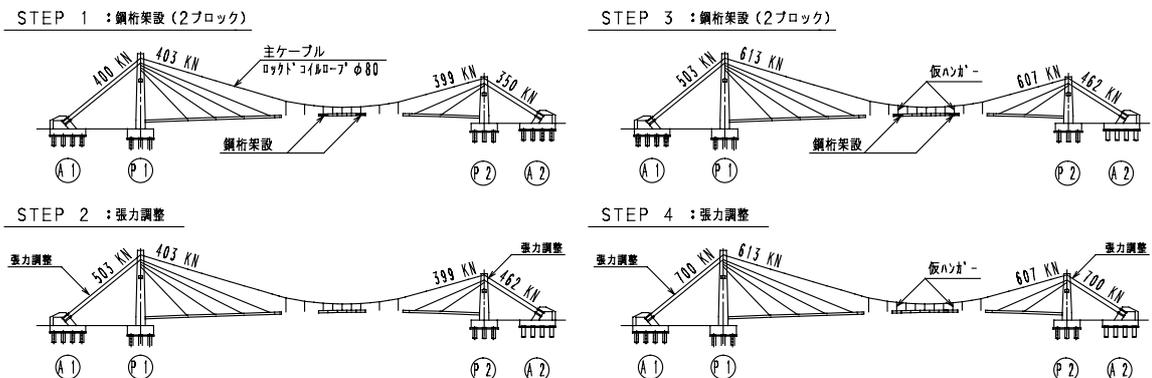


写真 - 21 仮斜材取付け状況 (主塔側)

(8) 鋼桁の架設

ワイヤブリッジ設置後、吊ケーブルの張渡しを行った。ケーブルの展開にはアンリーラーと展開用ローラーを使用し、引込みはウインチにて行った。塔頂サドルの乗り上げには、45tラフタークレーンを使用した。張渡し状況を写真 - 22 に示す。

鋼桁の架設は、仮ハンガーケーブルを使用し、中央部から左右対称に架設を行った。また架設時はサドル部に不均等な水平力が作用しないよう、バックスティ部の張力調整を行った。張力調整は吊ケーブル張り渡し後、2ブロック架設 **張力調整** 2ブロック架設 **張力調整** のサイクルで計6回行った。図 - 29 に架設ステップ図を、写真 - 23 ~ 26 に架設状況を示す。



※STEP 2, 4 は張力調整を示す

図 - 29 架設時の張力調整図



写真 - 22 吊ケーブル張渡状況



写真 - 23 鋼桁部架設状況 - 1



写真 - 24 鋼桁架設状況 - 2



写真 - 25 鋼桁架設状況 - 3



写真 - 26 サドル部の構造

(9) コンクリートの各配合

耐久性より決定された、本橋に使用した各種コンクリートの配合を表 6 に示す。

表 - 6 各工種配合表

工 種	生コンクリートの種類	呼び強度 (N/mm ²)	スランプまたは スランプ 70- (cm)	粗骨材寸法 (mm)
主 塔	普通コンクリート	40	12	25
アンカレイジ	高流動コンクリート(増粘剤系) 混和剤; SFCA2000	40	65	25
主桁(場所打ち)	高流動コンクリート(増粘剤系) 混和剤; SFCA2000	50	65	25
主桁(セメント)	高流動コンクリート(粉体系) 混和剤; 酸化カルシウム	50	55	20

(10) 工程表

実施工程を表-7に示す。

表-7 工程表

工種	月	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	日	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30
準備工															
PC桁(セグメント)製作工															
鋼桁・鋼殻製作工															
A1アライフ製作工															
P1主塔製作工															
P1側場所打ち部施工															
P1側セグメント張出し架設															
A2アライフ製作工															
P2主塔製作工															
P2側場所打ち部施工															
P2側セグメント張出し架設															
主ケーブル張り渡工															
鋼桁架設工															
塗装工															
橋面工															
後片付け															

(11) 計測結果

a) PC桁張出し終了時の斜材張力とたわみ

管理結果を表-8, 図-30に示す。斜材張力は、目標値の±7.5%以内となるように管理を行った。この管理範囲は、架設時の主桁応力が許容値以内となることを計算で確認した上で決定した。

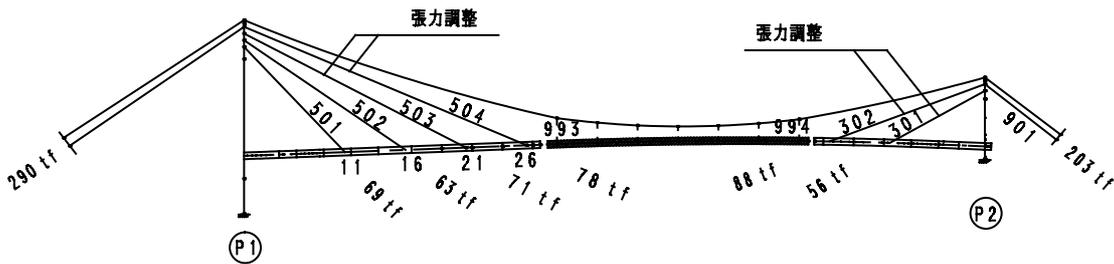


表-8 張出し終了時の斜材張力測定結果

斜材張力結果(P1側張出し)

斜材名	温度補正值(tf)	設計張力(tf)	= + 目標張力(tf)	測定張力(tf)	= - 張力差(tf)	× ±1.075 管理値(tf)
501-L	-0.8	68.7	68.0	65.0	-3.0	73.0
501-R	-0.8	68.7	68.0	65.0	-3.0	~ 62.9
502-L	-0.5	62.6	62.2	64.0	1.9	66.8
502-R	-0.5	62.6	62.2	64.0	1.9	~ 57.5
503-L	0.1	70.9	71.0	68.0	-3.0	76.4
503-R	0.1	70.9	71.0	68.0	-3.0	~ 65.7
504-L	1.8	78.2	80.0	92.0	12.0	86.0
504-R	1.8	78.2	80.0	92.0	12.0	~ 74.0
801-L	-4.1	289.6	285.5	-----	-----	307.0
801-R	-4.1	289.6	285.5	-----	-----	~ 264.1

503・504の測定張力は圧力変換器の値を示し、斜材501・502は振動法により算出した張力を示す。

斜材張力結果(P2側張出し)

斜材名	温度補正值(tf)	設計張力(tf)	= + 目標張力(tf)	測定張力(tf)	= - 張力差(tf)	× ±1.075 管理値(tf)
301-L	1.9	56.3	58.2	65.0	6.8	62.6
301-R	1.9	56.3	58.2	65.0	6.8	~ 53.8
302-L	-0.1	88.4	88.3	95.0	6.7	94.9
302-R	-0.1	88.4	88.3	95.0	6.7	~ 81.6
901-L	-6.0	203.5	197.5	-----	-----	212.3
901-R	-6.0	203.5	197.5	-----	-----	~ 182.7

注) 斜材301・302の測定張力は圧力変換器の値を示す。

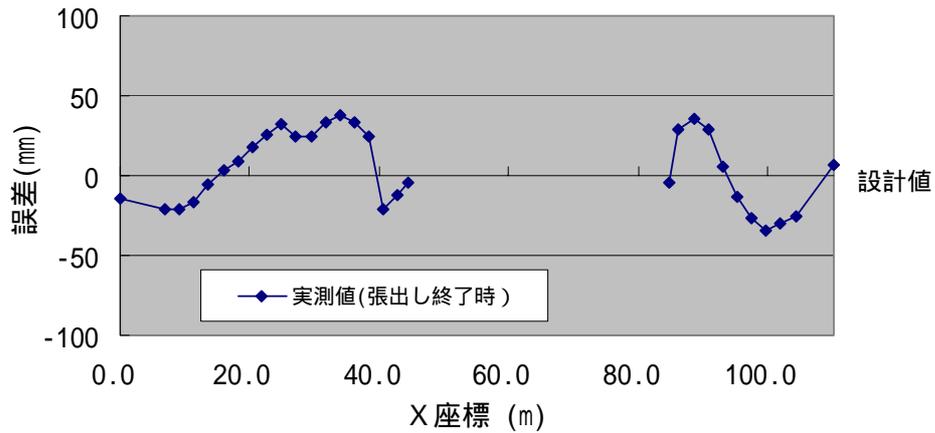


図 - 30 たわみ差

b)P2 仮固定開放時の変位量

P2 の仮固定の開放による設計値と実測値のたわみ量の比較図を図 - 31 に示す .仮固定開放による PC 桁のたわみは、ほぼ設計値（有限変形）と同様な傾向であったが、鋼桁部から P2 主塔側 PC 桁部先端については、計算値との差が 20mm と大きかった .

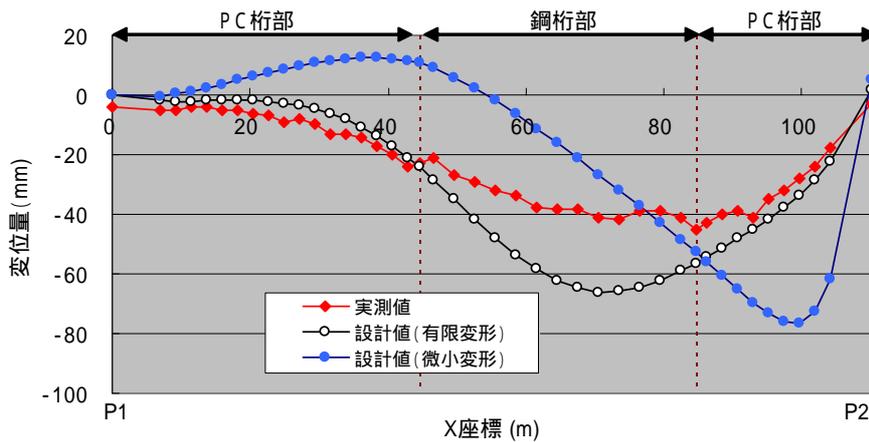


図 - 31 仮固定開放による変位量の比較

鋼桁部の変位が少ない原因として、エレクションピースを用いた鋼桁接合時に鋼桁の変位が計画値より下がっていた .そのため PC 桁部が下方に一時的に引張られた状態で本締めを行った .その後温度低下に伴い、吊ケーブル形状が上昇したが、PC 桁先端部の自重を一部吊ケーブルが受け持っている状態にあった .その後、そのまま仮固定を開放したため、後荷重に対して所定のサグ量が出なかったと推定される .

7. 実橋載荷試験

(1) 目的

橋体完成後（橋面工施工前）に静的載荷実験および振動実験を行った。本試験の主な目的を以下に示す。

- ・ 基本的な構造特性の確認
- ・ 振動特性の把握
- ・ 解析手法の妥当性の検証

(2) 静的載荷実験

a) 実験概要

荷重には重量 42kN/台の試験車両（高所作業車）を使用し、橋軸方向に 2 台縦列で載荷した（図 - 32）。載荷位置は、図 - 33 に示す載荷点 ①～⑦ の 7 ヶ所とした。実験における計測項目を表 - 9 に、計測概要を図 - 33 に示す。

表 - 9 計測項目一覧

計測項目	計測位置	計測器
主桁変位	吊点位置、載荷点	レベル、スタッフ
主塔変位	塔頂部	トランシット
コンクリート表面ひずみ	PC桁上下縁	ひずみゲージ、データロガー、スイッチボックス
鉄筋ひずみ	主桁場所打ち部上下縁	
鋼桁表面ひずみ	鋼桁上下縁	熱電対、データロガー、スイッチボックス
温度	各部位	
斜材張力(振動法)	下流側フォアステイ	圧電型加速度計、アンプ、デジタルデータレコーダ

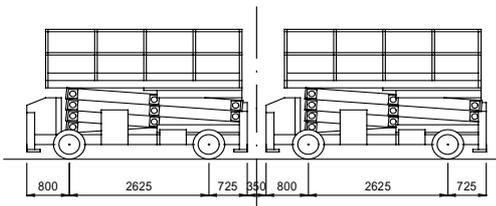


図 - 32 試験車両形状（42kN/台）

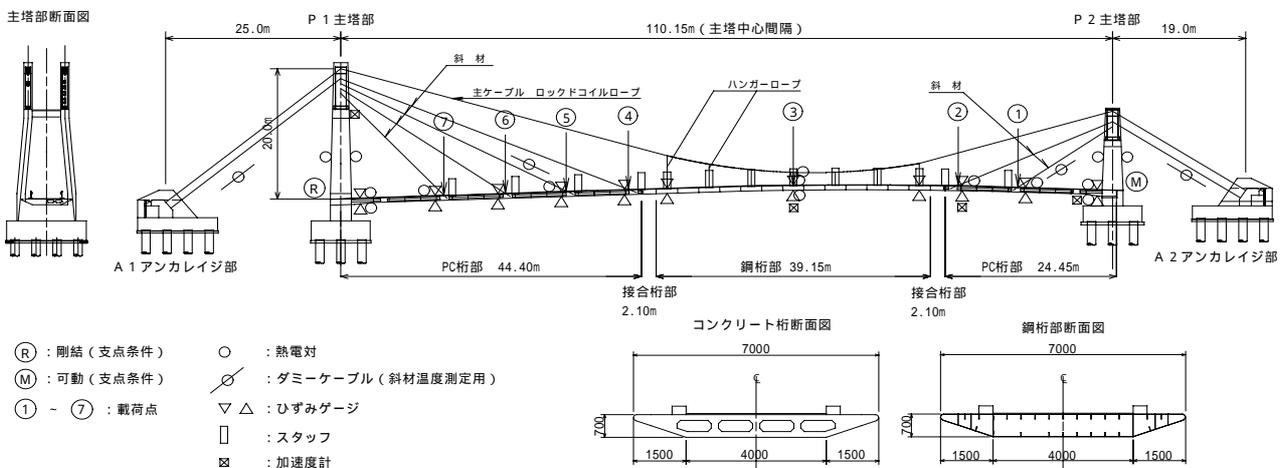


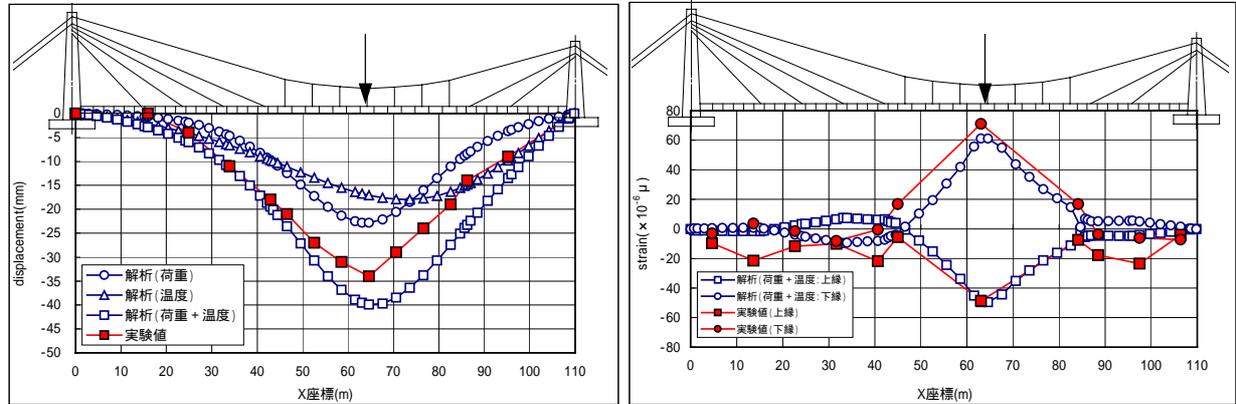
図 - 33 構造一般図および静的載荷実験概要図

b) 実験結果

載荷点（鋼桁部中央）および載荷点（P1側PC桁先端斜材定着位置）載荷時の実験結果および解析結果を図 - 34、図 - 35 に示す。また、載荷前の基準値計測時から載荷点 載荷時の各部材の温度変化量を表 - 7 に示す。解析値は、平面骨組モデルを用い、ケーブル部材に初期軸力を考慮した有限変形解析の結果である。また、主桁コンクリートの弾性係数は材令 28 日における試験値を用いている。

主桁の鉛直変位は、鋼桁部中央付近から P2 主塔の間で実験値より解析値の方が若干大きい。この差異は、解析において温度の影響を過大に評価したためと考えられる。解析は、同種の部材の温度変化量は一定であると仮定し表 - 10 に示す値を用いて行った。実際の温度変化は、各部材、各部位で一様ではない。また、温度変化量一定として計算したメインケーブルの鋼桁部中央鉛直変位に

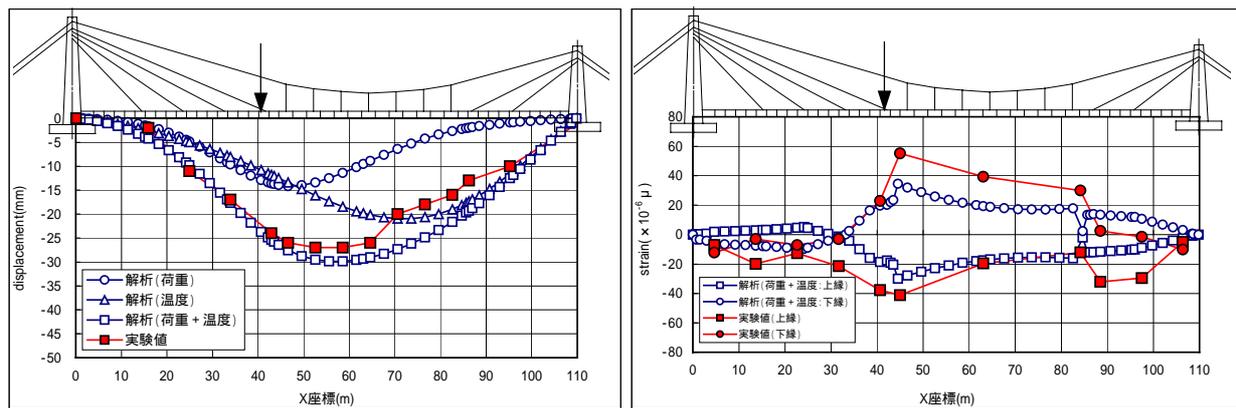
対する温度影響値は -1.8mm/ であることから、特にメインケーブルの温度設定の影響が大きいと推察される。その点を考慮すると、解析は実験の傾向をよく捉えているといえる。また、主桁のひずみ分布についても P1 側 PC 桁部で若干傾向の違いが見られるものの、両者は概ね整合しているといえる。



(a)主桁鉛直変位

(b)主桁ひずみ

図 - 34 実験結果 (載荷点)



(a)主桁鉛直変位

(b)主桁ひずみ

図 - 35 実験結果 (載荷点)

表 - 10 各部材の温度変化量 ()

	P1主塔	P2主塔	PC桁				鋼桁		バックステイ		フォアステイ		メインケーブル ハンガーケーブル
			P1側上縁	P1側下縁	P2側上縁	P2側下縁	上縁	下縁	A1側	A2側	P1側	P2側	
載荷点	3.5	3.8	5.0	2.5	4.9	1.8	7.0	4.1	6.9	5.9	6.6	5.1	5.8
載荷点	3.9	4.5	5.2	2.7	5.0	2.3	7.9	4.7	8.1	6.8	7.6	6.3	7.1

(2) 振動実験

a) 実験概要

振動実験は、試験車両の段差落下による衝撃加振実験を実施した。写真 - 27 に示すように、試験車両（総重量 42kN 高所作業車）を高さ 9cm の角材から落下させることで加振する。加振位置は図 - 36 に示す A 点および B 点とし、各ケースで数回の実験を行った。また、計測位置（加速度計設置位置）は、以下の 6 点とした。応答加速度を計測する際のサンプリング周波数は 500Hz とし、計測時間は载荷を含めて 35 秒～40 秒程度とした。



写真 - 27 振動実験状況

鋼桁部中央（鉛直方向） P2 側斜材定着位置（鉛直方向） P1 主塔（橋軸方向）
 鋼桁部中央（橋軸直角方向） 主桁 P2 支点部（橋軸方向） P1 主塔（橋軸直角方向）

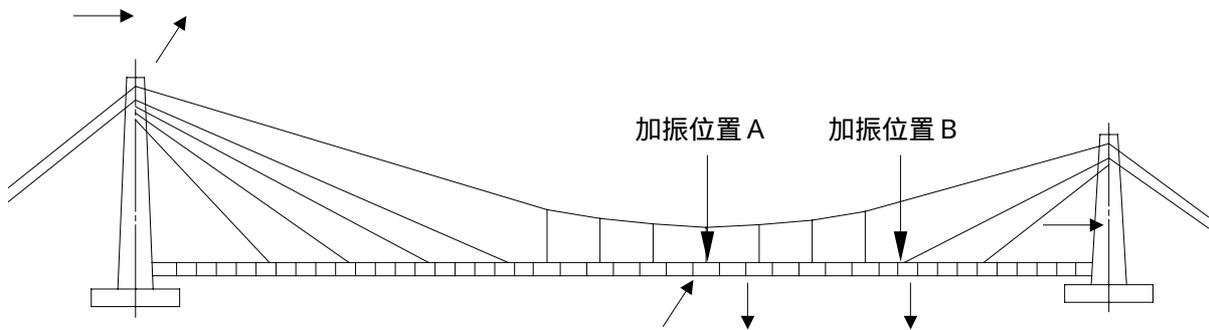


図 - 36 加振位置および加速度計設置位置

b) 実験結果

(固有振動モードと固有値解析)

実験の応答加速度波形を FFT 解析（高速フーリエ変換）することにより得られた主桁面内方向の固有振動数を表 - 11 に示す。図 - 37 はフーリエスペクトル図の一例である。また、固有値解析の結果を表 - 11 および図 - 38 に示す。なお、面外およびねじりモードについては、本実験では確認することができなかった。

固有値解析は、3次元骨組みモデルを用いて行った。ケーブル部材の曲げ剛性は無視し、張力による剛性のみ考慮することとした。実験時は橋面工施工前であったため、橋面重量は無視している。また、吊り足場が設置されている状態であったので、吊り足場重量を考慮している。解析は、以下の 2 ケースについて行った。

表 - 11 固有振動特性

	固有振動数 (Hz)			減衰定数 (%)
	解析値		実験値	
	CASE 1	CASE 2		
面内 1 次	0.839	0.849	0.916	3.51
面内 2 次	1.241	1.253	1.343	2.60
面内 3 次	1.898	1.917	1.953	2.19
面内 4 次	2.600	2.639	2.686 ~ 2.747	1.80
面内 5 次	3.786	3.810	3.784 ~ 3.845	1.23

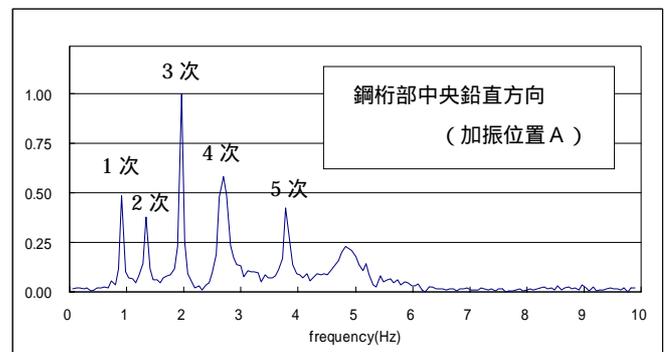


図 - 37 フーリエスペクトル図

- CASE 1 : ケーブル部材に質点を設けたモデル
CASE 2 : ケーブル部材に質点を設けないモデル

固有振動数は、1次と2次において解析値の方が若干小さい値となっているが、全体的によく一致した値となっている。特に、解析 CASE 2 (ケーブル質点無視) のモデルの方が実験値に近い結果となった。今回の衝撃加振では、主桁とケーブルの連成を生じさせるような振動を起こさせることができなかつたためこのような結果になったと考えられる。解析モデルの妥当性が確認された。

(減衰定数)

減衰定数は、応答加速度波形のパワースペクトルからハーフパワー法により求めた。各振動モードに対する減衰定数を表-11に示す。

実験による減衰定数は 1.2% ~ 3.5% であった。土木学会振動便覧では、減衰定数 h と支間長 $L(m)$ との関係は、おおよそ次式により与えられるとしている。

$$h = 0.12 / L^{1/2}$$

本橋の支間長 $L=110.15m$ を代入すると $h=1.14\%$ となり、実験による減衰定数はこの値と同程度が若干大きめであった。

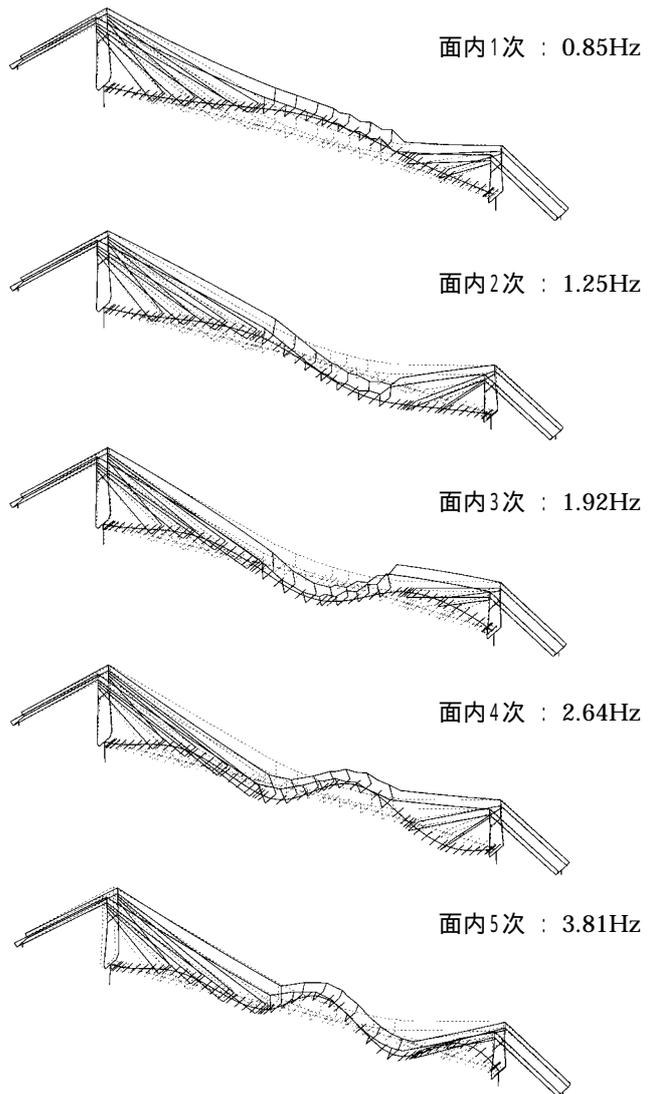


図 - 38 固有振動モード (解析 CASE 2)

おわりに

なぎさ・ブリッジの建設は、ハイブリッドPC斜張橋の超長大橋への適用に対し大きな可能性を示した。本報告が、今後の同形式橋梁の計画・設計・施工において有用な資料となれば幸いである。

最後に、本橋梁の設計・施工にあたり多大な御指導、御尽力を賜った青森県西北地方漁業漁場整備事務所、技術検討委員会、ユニコン・エンジニアリング(株)、三井造船(株)の皆様ならびに関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 武村・大浦・大主・田辺：吊り区間を含むPC斜張橋(ハイブリッド斜張橋)の検討，第55回土木学会年次学術講演会，2000.9
- 2) 諸橋・中井・大浦・田辺：吊り区間を含む人道橋(ハイブリッドPC斜張橋)の検討，第57回土木学会年次学術講演会，2002.9
- 3) T. Ohura, K. Morohashi, S. Nakai, T. Tanabe : The primary design of hybrid system of cable-stayed prestressed concrete bridge, Proceedings of the 1st fib Congress, 2002.10
- 4) 川上・大浦：北前船を髣髴させるなぎさ・ブリッジ(鯉ヶ沢人道橋)-青森発世界初のハイブリッドPC斜張橋-，土木学会誌，2003.2
- 5) (社)土木学会：土木技術者のための振動便覧，1985.10
- 6) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，1993.10