

【報 告】

瀬底大橋の設計と施工

Design and Construction Report of SESOKO Bridge

木 舟 三 雄 *
Mitsuo KIFUNE
沖 田 昌 夫 *
Masao OKITA
渡 辺 晴 紀 **
Haruki WATANABE
吉 田 順 一 郎 ***
Jyunichiro YOSHIDA
西 土 隆 幸 ****
Takayuki NISHIDO

〔要旨〕 瀬底大橋は沖縄本島と瀬底島を結ぶ全長 762.0 m の海峡横断橋であり、その工事は沖縄県北部土木事務所によって行なわれている。本工事はその中央径間部に架かるニールセンローゼ桁の製作・架設を行ったもので、この形式の橋梁としては同県下で初の工事となった。その諸元は、支間 139.5 m 有効巾員 9.75 m アーチライズ 20.0 m で床版は RC 構造とし、ハンガーには LCR、D 型 62 φ を採用している。主な工事の特色を次に示す。

1. フローティングクレーンによる一括架設

本橋の架橋地はフェリー等の航路上に位置し、短期間に架設作業を終了する必要があるため、1300 t フローティングクレーンによる大ブロック一括架設とした。

2. 斜材張力の導入と管理

ニールセン橋の場合、主構の安全性確保のためには、設計で規定した張力を正確に斜材に導入する必要がある。本橋では主構の多点支持から支点支持への移行及びビムを用いて誤差を調整する事によって張力導入を行った。また、張力の測定には振動法を用いるものとし、予め工場実験によって振動数と張力の関係を調査し管理精度の向上を図った。

3. 防錆対策

沖縄県における非常に厳しい防錆環境を考慮して、各部材は長期防錆対策を施した。

1. まえがき

瀬底大橋は、沖縄県離島振興計画事業の一環として施工された、沖縄県本部町と瀬底島を結ぶ橋長 $L = 762$ m、巾員 $B = 9.75$ m の海峡横断橋である。

本橋は、中央径間がニールセンローゼ橋 $L = 141.5$ m、側径間は PC 桁で構成された橋梁で、ニールセンローゼ橋は沖縄県では最初のものである。

本橋の工事は昭和 54 年度より本格的に着工し、その工事は昭和 60 年完成を目途に上部工事も順調に進んでいる。

ここでは本橋において特に考慮した事項、即ちフローティングクレーンによる一括架設、メンテナンス、及び斜材の張力管理を中心にニールセンローゼ橋の設計、施工について報告する。

工事概要

工 事 名	瀬底大橋橋梁整備（第 5 期）その 2
発 注 者	沖縄県北部土木事務所
施 工 者	川田工業(株)・金秀鉄工(株)
	(株)仲本工業 建設工事共同企業体
工事場所	本部町健堅～瀬底島（図-1-1）

構造型式 ニールセンローゼ橋

架設工法 フローティング・クレーンによる一括架設

瀬底大橋全体一般図及び施工内容を図-1-2、表-1-1 に示す。また、架設完了写真を写真-1-1 に示す。

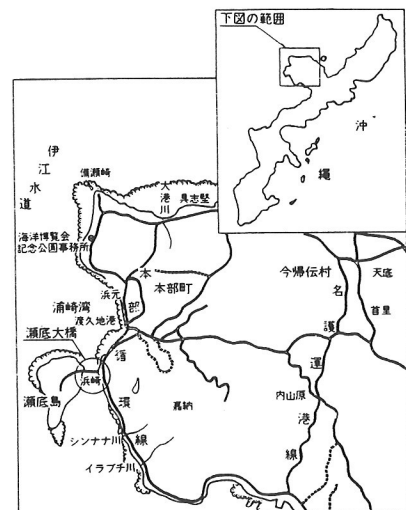


図-1-1 位置図

表-1-1 施工内容

区 分	単位	数 量	施 工 内 容	概 略 数 量	備 考
主構部 工 事	式	1	製作、輸送、架設	SMA41材 208.8t SMA50材 502.9t LCR、ソケット26t	
付属施設 設工事	式	1	支保、架設補強吊金具、 検査格、排水装置	24.78t	
合 計				762.48t	
塗 装	式	1	ニールセンローゼ桁架設 工事に關する全ての部分	外面 5.26㎡ 内面 2.71㎡	添接部以外は 全て工場塗装 (主塗装)

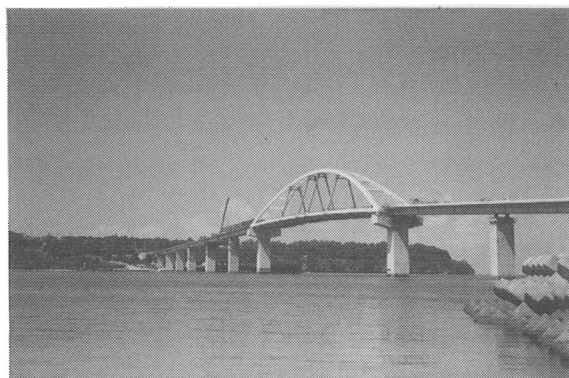


写真-1-1 架設完了写真

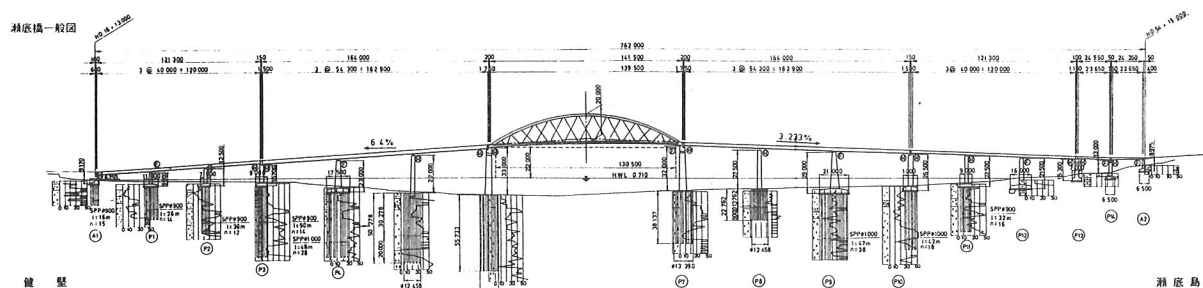


图-1-2 全体一般图

2. 設計

2-1 設計条件

表-2-1 に本橋の設計条件を、図-2-1 に断面図を示す。

造路規格	3機4軌 設計速度40 km/h
型式	1等軌 T.L.-20
構造式	ニールセンローゼ機
間隔	139.500 m
偏置	補助軌道D-2 車道7.250 m 歩道2.500 m 地覆 歩道側0.600 m 歩道側0.600 m
鋪裝	アスファルト舗装 厚さ 車道60 m 歩道30 m
床版	鉄筋コンクリート床版(大型無筋 コークリット)厚さ190 cm(大型車 交通500台/米/日/100倍困難) $\sigma_{\text{容}}=300 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{\text{容}}140 \text{ kg/cm}^2$
線形条件	平曲线 R=14.6, 3233 m/° 断面曲線 L=141 m 横断 車道2 m勾配 車道2 m勾配
主要鋼材	SMA 41, SMA 50
斜接材	L.C.R. D型 6 ϕ
高欄	H. T. Bolt M22 FlOT 荷重50 kg/m 車道H=1.2 m 歩道H=0.9 m
防護柵	荷重100 kg/m H=2.0 m (路面 より)
添加物	電々 3条 24 kg/cm 電力 2条 11 " 水道 1条 24 " 荷重 W=(24+11+24) $\times$ 1.2 =70 kg/m
設計速度	KH=0.19 (修正速度法による)
設計基準風速	70 m/sec (490 kg/cm ²)

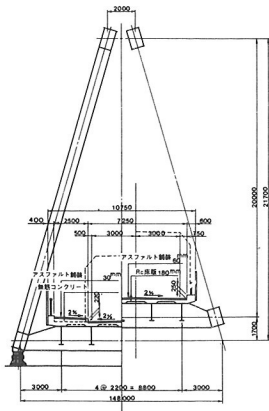


図-2-1 ニールセン桁断面図

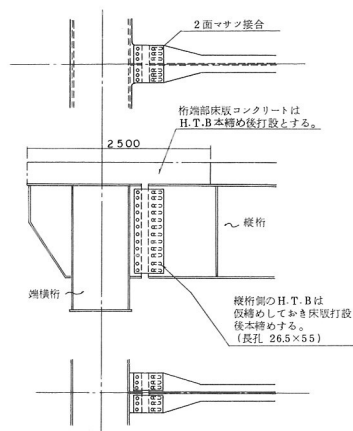


図-2-2 端横桁と縦桁の取付部詳細

表-2-1 設計条件

2-3 主構の設計

2-3-1 概要

本橋の架設作業は、その架設工法より地組立と架設の2段階に分かれて行われる。その手順を図-2-3に示す。この図には、H.T.B 締付け時期についても付記した。

設計に際しては、架設時における主構の安全性確保のため、各段階で主構に作用する応力及び変形を調べ、必要に応じて補強の検討を行った。ここでは、主に大ブロック吊り上げ時の主構応力の検討について述べる。

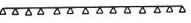
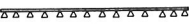
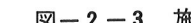
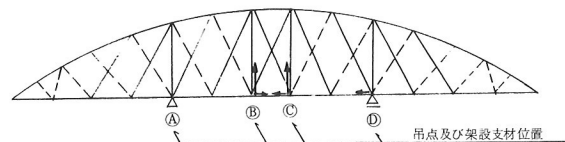
	施工順序及び作業概要	H.T.B 締付け時期	張力導入及び管理
地	①・下弦材架設用支保工の組立 		
	②・下弦材、床組組立 	・下弦材、床組仮締め	
	③・上弦材架設用支保工組立 上弦材組立 (支保工組立と上弦材組立は両端より交互に行う。)		
	④・上弦材閉合完了 	・上弦材仮締め	
立	⑤・主構キャンバー調整 上下弦材地組立完了(無応力状態) 	・キャンバー調整後上 ・下弦材及び横桁本締め 縦桁は仮締状態のまま	
	⑥・支保工①撤去、②③応力解放=アーチ自立 ・斜材取付 ・下弦材架設用支保工の解放=張力導入 ・張力調整(第1回) 	・張力調整後縦桁(端横桁取付部を除く)を本締め (斜材取付はアーチ自立後行う)	・張力導入(鋼自重) ・張力測定 ・張力調整
架	⑦・架設用ストラット ②③ボルト締め 架設用ストラット③ 架設用ストラット② 架設用ストラット② ボルトを締める 		
	⑧・主構横取り ・桁吊り上げ ・吊運搬 1300t F.C クレーン 		
設	⑨・架設完了 ・張力調整(最終) 		・張力測定 ・張力調整
	⑩・床版施工=張力導入 ・ストラット撤去、張力測定 	・床版打設後端パネル ・縦桁を端横桁に固定	・張力導入(床版荷重) ・張力測定 ・張力導入(橋面工)
床版・橋面上	・橋面工施工=張力導入 		

図-2-3 施工順序及び作業概要

2-3-2 架設時における主構の応力検討

(1) 概要

大ブロック架設時の吊点は、F C の揚程とワイヤリングの関係から下弦材側の4点(主構1面当り)を選定した。この場合、下弦材の中間部で橋体を支持するため、完成系と異なり斜材に遊びが生じ、構造物の剛性は極端に低下すると考えられる。この対策として吊点位置に架設支材を設け、反力を受け持たせる構造とした。また、架設系として架設支材も含めた骨組にて断面力の解析を行い、主構の応力を照査した。図-2-4に架設系の解析スケルトンを示す。なお破線は架設時の無効斜材を示し、骨組から除外して解析を行った。

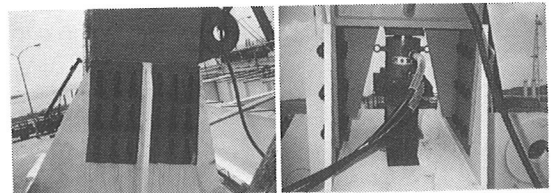


- 吊点(B)にはFCワイヤの張力を外力として載荷した。
- 破線で示す斜材は吊上げ時に圧縮が作用するため、解析上無視した。

図-2-4 架設系の解析スケルトン

(2) 架設支材

架設支材には、吊上げ時に大きな軸方向圧縮力($N=173t$)が作用するため、箱形断面を採用した。また、架設支材は、主構地組立時の上弦材支保工を兼ねるため、下弦材側取付部は上弦材のキャンバー調整用のジャッキを設置出来る構造とし、この部分の取付けボルト孔は長孔とした。架設支材の構造詳細を写真-2-1及び図-2-5に示す。



a. H.T.B 孔(長孔 25×110) b. CH ジャッキのセット

写真-2-1 架設支材の取付部(下弦材側)

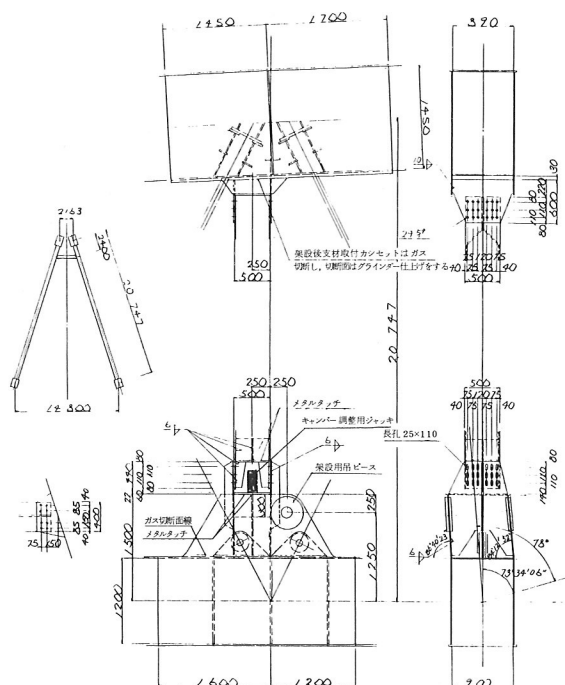


図-2-5 架設支材の構造詳細(B, C点)

(3) 架設時の主構応力の照査

架設系の解析により求めた断面力にて各部材の応力照査を行った結果、上弦材と斜材には応力超過は見られなかった。下弦材については、架設時に正の曲げモーメントが作用する範囲で上フランジの応力超過が見られたので、縦リブを設置して補強を行った。これは下弦材が完成系で引張材として設計されており、フランジには比較的薄い鋼板を使用しているためである。

2-4 斜材張力導入工法

2-4-1 斜材張力の導入工法

本橋の様なニールセン形式の橋梁の場合、完成時の主構の安全性の確保の為に、設計で規定した張力を正確に斜材に導入することが必要となる。このため本工事では、架設工法との関連も考慮し次の様な張力導入工法を採用した。

(1) 張力の導入

本橋はその架設に大ブロック工法を採用するため、主構を地組ヤードにて組み立てる必要があり、次の様な手順で斜材張力の導入を行った。

- ① 主構を支保工を用いて無応力状態で組み立てる。
(図-2-3①～⑤参照)

- ② 次に上弦材のみ支保工を解放し上弦材のたわみを利用して、斜材の定着を行う。(同図⑥参照)

- ③ 斜材定着後に下弦材支保工を解放する事により、鋼自重による張力を導入する。（同図⑥参照）

また、主構築設後は各施工段階に従って床版工、橋面工等の載荷により、順次斜材に張力を導入する。(同図⑦～⑩参照)

(2) 張力の調整

導入した張力の測定を行い設計張力と比較して誤差が大きい場合には、斜材の張力調整を行うものとした。図－２－３に各施工段階での張力導入とその管理の概要を付記した。

2-4-2 張力の管理法

(1) 張力の管理法

前節で示す張力の調整を行う場合、斜材張力の正確な測定が必要となる。測定の方法については、既述設計の調査を行った結果、振動法とジャッキメーター法の使用が多い事がわかった。今回の工事では施工性が良く、迅速に結果の得られる振動法を採用し、必要に応じてジャッキメーター法も併用するものとした。

また、振動法の使用に際しては、次の様な理由で工場にて予備実験を行うものとした。すなわち、振動法においてはケーブルの固有振動数と張力の関係は通常、弦理論により解析されるが、曲げ剛性やサグあるいは傾斜角等の影響を受ける場合、十分な精度が得られない事が知られている¹⁾。このため、正確な張力管理を行うには、実際に使用する斜材について固有振動数と張力の関係を把握する事が必要となるのが現状である。

(2) 張力管理の精度

張力管理の精度としては、張力測定精度と張力調整精度の2つがあげられる。前者については過去の実験データより低張力域で $\pm 10\%$ 、高張力域 $\pm 5\%$ の精度とした。後者については、斜材張力に誤差が発生している場合の主構の応力に及ぼす影響を調べ、鋼重載荷時の斜材についてランダムに $\pm 10\%$ の張力誤差が発生している時、主構応力が 25 kg/cm^2 の超過となった(表-2-2参照)。この結果をもとに完成時において、主構応力に与える斜材張力の影響が、許容応力の 5% (105 kg/cm^2)以下となる様、各施工段階の張力誤差の許容範囲を設定した(表-2-3参照)。

表-2-2 斜材張力誤差の影響
(鋼重載荷時の張力の±10%の誤差による
主構応力の超過量)

	誤差による断面力	(%) 設計断面力との比較	応力の超過量
軸 力	0.5 ~ 1.0 (t)	0.05 ~ 0.1	2 (kg/cm ²)
曲げモーメント	4.1 ~ 6.4 (t・m)	1.9 ~ 11.6	25 (")
た わ み	0.6 ~ 1.1 (mm)	0.4 ~ 0.7	—

表-2-3 張力管理の精度と主構応力への影響

各施工段階	設計張力 T (t)	張力測定精度 α_1 (%)	張力調整誤差の 許容範囲 α_2 (%)	張力管理精度 (%) $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2$	主構応力への 影響 $\Delta \sigma$ (kg/cm ²)
地組立終了後	4 ~ 19	±10	±10	±20	±50
架設終了後	4 ~ 19	±10	±20	±30	±75
床版打設後	20 ~ 50	±5	±9	±14	±105 (主構許容応力の5%)

(4) 調整量の算出

斜材張力に誤差がある場合の調整量の算出には、本川大橋で実績のある最適プログラムを適用するものとした。²⁾

2-4-3 製作・架設誤差の除去

斜材に導入される張力は、斜材長と斜材の定着間距離の関係で決まるため、部材の製作・架設において発生する誤差の影響を極めて敏感に受ける。このため、施工に際しては誤差を極力除去する様管理を行うものとした。

2-5 防錆対策

2-5-1 概 要

沖縄県は、気候的には高温多湿、地形的には四方が海に囲まれ海塩粒子の供給が極端に多い等、構造物の腐食に対しては劣悪な環境にある。この為、過去に同県内に架橋された鋼橋の防錆の状況についても、必ずしも良好とは言いがたく、塗装の劣化錆の発生が多く見られる。本橋においても、この様な環境を考慮し、各部構造の見直しを行った。特に重要な部材については、長期的な防錆性能を発揮出来る方法を検討した。

2-5-2 主構本体の塗装仕様

本橋の塗装は長期防錆形塗装系とし、その仕様は表-2-4に示す「沖縄総合事務局、那覇港臨港道路塗装基準(NBS)」を採用した。また塗装作業は全て、作業管理等の条件が良い工場で行った。塗色については、

カラージュミレーションを行い、周囲の景観にマッチした「アイボリーホワイト」を選定した。

表-2-4 NBSの塗装仕様
(箱桁外面・工場で上塗まで行う場合)

塗 装 区 分	工 程	塗 料 名	使用量 g/m ²	膜 厚 μ
NBS (箱桁外面)	前処理	1次プライマー	200	15
	下 塗 り	無機ジンクリッチプライマー	750	75
	"	厚膜型無機ジンクリッチペイント	160	10
	"	ミストコート	500	100
	中 塗 り	厚膜型エポキシ樹脂下塗塗料	500	100
	上 塗 り	ポリウレタン樹脂中塗塗料	170	30
		ポリウレタン樹脂上塗塗料	170	30

2-5-3 添接部の防錆

一般に添接部は防錆上の弱点となり易い為、接合面や、H.T.Bについて次の様な対策を行った。

(1) 接合面

接合面には、工場塗装後、現場塗装までの期間の錆の発生を防ぐ為、無機ジンクリッチプライマーを塗布した。摩擦面のすべり係数については、予め工場にてすべり試験を行い、設計で規定したすべり係数($\mu = 0.4$)を確保出来る事を確認した。

(2) H.T.Bの防錆処理

ボルト締付から塗装までの期間の錆の発生をおさえ、塗装との密着性が良い特殊プライマーにて、表面処理を行った防錆処理高力ボルト(TC型)を使用した。

2-5-4 各部材の防錆処理

(1) ケーブル

既設のケーブル構造における防錆工法は多種に及ぶがニールセン橋における例は少ない。しかし本橋のケーブルには次に示す問題点が考えられたので、防錆には充分留意した。

- 本橋の環境においては、斜材に使われるL.C.Rの亜鉛メッキの耐用年数が極端に低下すると予想される。
- 海上に架橋される為、塩分の付着、侵入により、錆の発生し易いケーブル部分の防錆は特に重要となる。

ニールセン橋のケーブルの特徴は、一本の斜材が、一本のロープで構成されること、一本の長さが比較的短く径が細いこと、ケーブルの本数が多いこと、斜材が途中で交差する等の点である。これらの点を考慮し種々の防錆工法を検討した結果、防錆テープを巻き、その上に紫外線硬化型FRP被覆を施す防錆工法を採用した。その施工要領を図-2-6に示す。

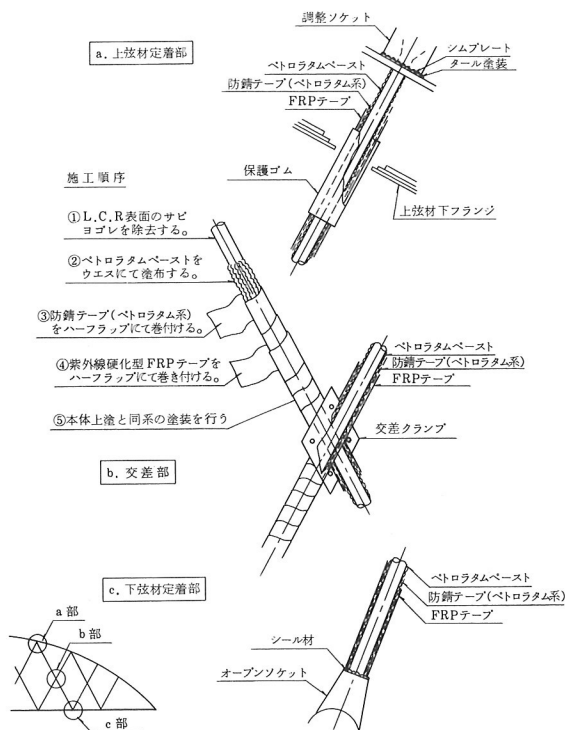


図-2-6 斜材部の防錆処理要領

施工時期については、ケーブルの変形による影響を軽減する為、床版打設後に行うものとし、ケーブル製作後床版工終了までの約10ヶ月間のメッキ面保護の為、素線の段階で防錆テープと同系の防錆油を塗油し製網を行った。

なお、将来の維持管理の資料とするため3種類の仕様でケーブルの暴露実験を行うものとし、架橋地点に架設と同時に供試体を設置した。

(2) 下弦材側のケーブル定着部

下弦材側のケーブル定着部は、オープンソケットと下弦材側金具をピンで結合する型式であり、元設計の仕様ではソケットとピンは亜鉛メッキ、下弦材側は塗装が採用されていたが、この部分について次の様な防錆対策を行った。

a) 亜鉛メッキ部材（オープンソケット・ピン頭部等）

亜鉛メッキの上に更に主構外面と同系の塗装を施し、本体と同時期に塗り替えを行い維持管理するものとした。

b) ピン孔周り

ピン孔周りには大きな支圧応力とピンの回転による摩擦力が作用し、塗膜、亜鉛皮膜を損なう可能性がある為、ピンとガセットの接触部に耐食性を考慮したステンレス

材を用いた。下弦材定着部の防錆構造を図-2-7に示す。

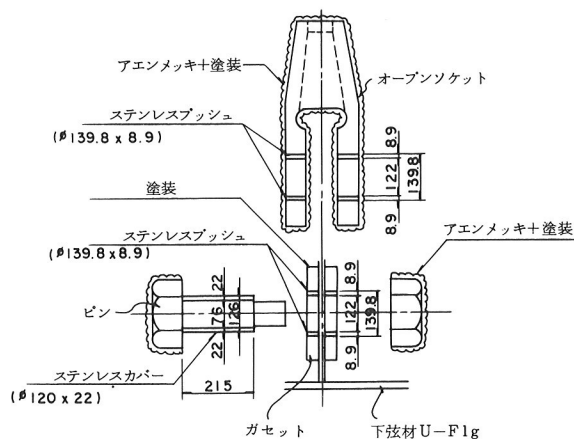


図-2-7 斜材の下弦材定着部の防錆

(3) 沓

沓についても元設計仕様で亜鉛メッキを採用しており、オープンソケットと同様、メッキの上に更に塗装を施した。

3. 製作

3-1 主構製作キャンバーの設定

本橋は、バスケットハンドルタイプであり、主構が傾斜しているため、製作キャンバーの設定にあたっては次の2ケースの対処法が考えられた。

ケース①：仮組時無応力状態で上下弦材が同一平面上、（鉛直面には傾斜している）になるようにする。

ケース②：死荷重を受けた状態（完成系）で上下弦材が同一平面になるようにする。

各ケースの死荷重載荷時の主構の変形を方向を図-3-1に示す。

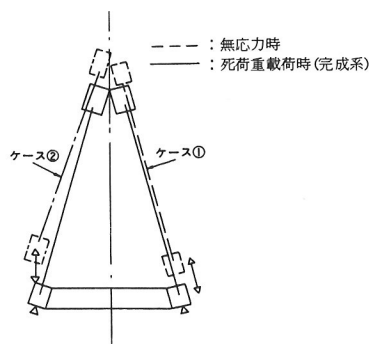


図-3-1 主構製作キャンバーの設定

ケース①の場合は、弦材をねじる必要はないが、カンバーの水平方向成分の影響で、支間中央にいくほど、下弦材間隔及び上弦材間隔が小さくなるので、横桁、下横構と上横支材の長さを、あらかじめ短くして対処する必要がある。

ケース②の場合は、下弦材を連結する横桁、下横構及び上弦材を連結する上横支材の長さを一定とし、カンバーの影響を考慮して上、下弦材をねじって製作しなければならない。

本橋では、横方向部材の部材長の設定や製作管理の容易なケース②を採用した。なお、施工の簡易化を図るため、製作時及び仮組時（平面組）には上、下弦材は同一平面内に有るものとし、横桁、上横支材の仕口部を完成時形状として製作する事によって、立体組時に弦材にねじれを与えるものとした。

4. 施工

4-1 施工概要

4-1-1 架設工法の選定

本橋の架設工法は次の条件により「フローティングクレーンによる一括架設」とした。

- (1) 本橋の架橋地は航路内に位置するが、フローティングクレーンが架橋地に進入出来る。即ち、航路閉鎖が一時的に可能である。
- (2) 一括架設に伴う地組ヤードを架橋地近傍の本部新港内に確保出来る。但し、同ヤードは「荷さばき地」であるので岸壁より20m以上控えた場所にて組立てる事を条件とした。
- (3) 台風時期を避けた航路上での架設となる事から、短期間に架設作業を完了する必要がある。

また、使用フローティングクレーンは以下の理由で1300t吊のものとした。

- a) 架設機材を含む桁吊重量が約900tである。
- b) フローティングクレーンは本土より外洋回航によって搬入とするため、船舶の安定性から2000t級以上のクレーン船は使用出来ない。
- c) 架橋高さが航路限界の関係で比較的高くなるが、クレーンの揚程を確保出来る（図-4-1参照）。但し、余裕揚程は少なく潮位の変動を十分考慮した架設タイムスケジュールが要求された。

尚、大ブロック吊上げ状況を側面から図示すれば、図-4-2のようである。

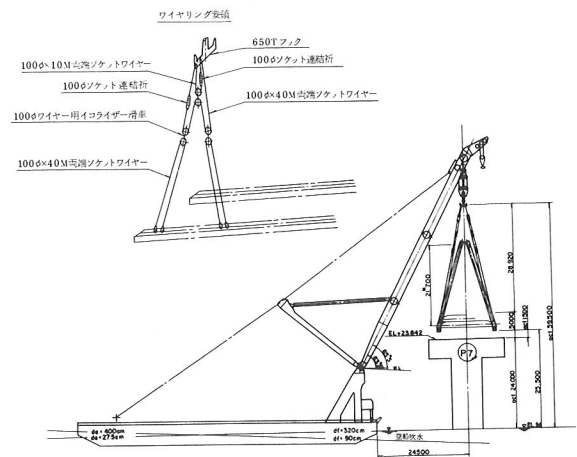


図-4-1 桁吊上揚程

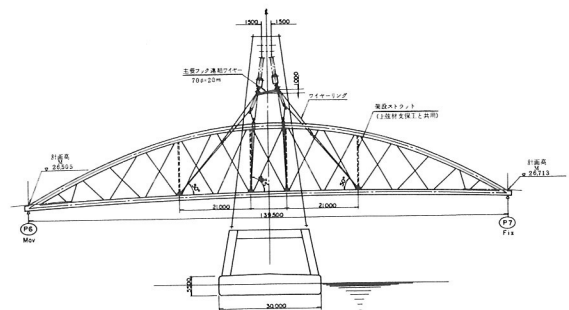


図-4-2 大ブロック吊上側面図

4-1-2 地組立

地組桁は、本土で製作した主構部と沖縄県で製作した床組を地組ヤードにて初めて立体組としたものである。尚、架設用支材は上弦材支保工と併用し、地組段階で組込んだ。

4-1-3 地組桁横取り

地組桁の横取り作業は以下の理由により必要としたものである。

- a) 岸壁より20m以上控えた位置にある地組桁を吊り上げるにはクレーンアウトリーチ38.5mを必要とし、1300t吊フローティングクレーンの吊能力で無理がある。
- b) 地組桁（900t）吊り上げ時のアウトリーチを満足させるために岸壁部へ15m移動しなければならない。

又、横取り作業は初めての試みとしてフローティングクレーンにて橋体部分吊込みを行って横取りする工法を適用し、安全性及び合理性を計った（図-4-4参照）。

4-2 地組立

4-2-1 作業手順

地組立は設計時の考え方に基づき図-4-3に示す作業手順で行った。

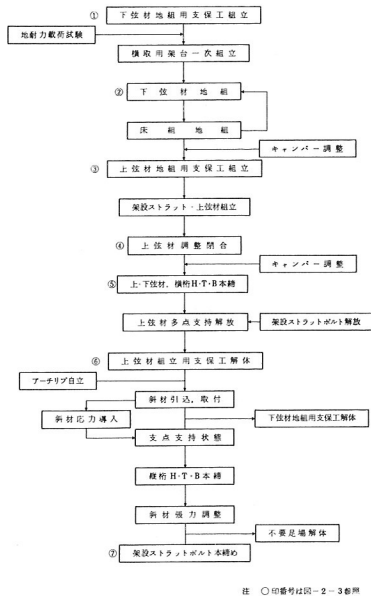


図-4-3 地組立作業手順

4-2-2 斜材張力調整等

地組時の斜材張力調整及び、それに伴うキャンパー等については、後記「5-4 地組時斜材張力調整及びキャンパー」にて関連事項を報告する。

4-3 横取り

4-3-1 横取り要領

地組桁横取り要領は下記の様に行った。

- (1) フローティングクレーンは橋体の80% (720t) を吊負荷し横取り架台に負荷される橋体の20%荷重はクレーンの後退と同時に横引きワイヤーで橋体を引き込むものとした。
- (2) 橋体のスライド面は、橋体付のすべり架台(下面ステンレス板)と横取り架台上面に敷設したテフロン板の摩擦面によるものとした。

図-4-4に横取り概要図を示すが、橋体支点部よりセットした横引きワイヤーのアンカーは、海底部に沈設した10Tストックアンカーを用いた。

ここで、ストックアンカーを今回の様な状況で適用する場合、荷重載荷によるストックアンカーの海底面との

馴染みで左右に初期的不均衡が生ずるが、十分な調整が可能であった。

横取り作業の15m横移動に要した時間は約2時間半でありフローティングのワイヤーリング確認から4時間で終了した。

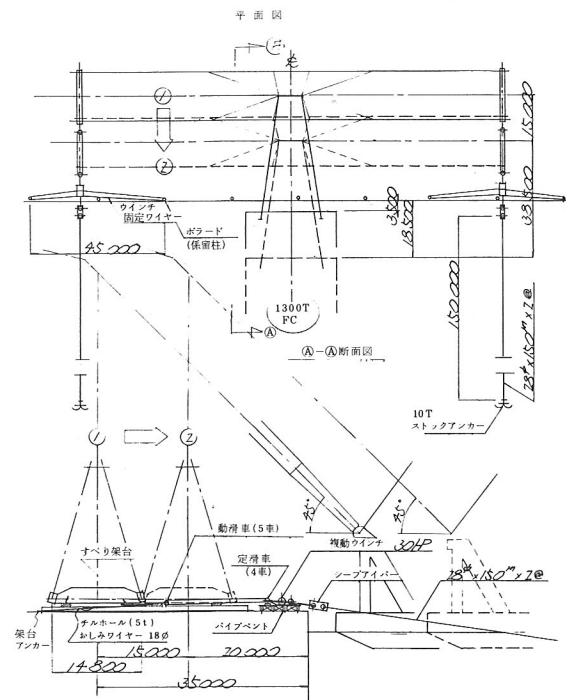


図-4-4 横取り概要図

4-4 架設

4-4-1 架設条件

(1) 架設時の自然条件

大型フローティングクレーンによる一括架設工法のため、下記の作業条件で行う事とした。

風速: 平均 8 m/sec 以下

波高: 0.3 m 以内

潮流: 潮流速 1.5 ノット以下

雨天: 決行(但し上記条件を満足する場合)

(2) 潮位

本橋はフローティングクレーン吊上時に於てクレーン揚程余裕が極めて少ないため架設時潮位の影響を十分調査して行い必要があった。

従って本部新港地組ヤードにて潮位測定を行い、潮汐表(那覇)との照査、確認を行った。

その結果、実測値と潮汐表の差は±10 cm以内と良く

一致し、潮汐表によっても実用上問題のない事が明らかとなった。

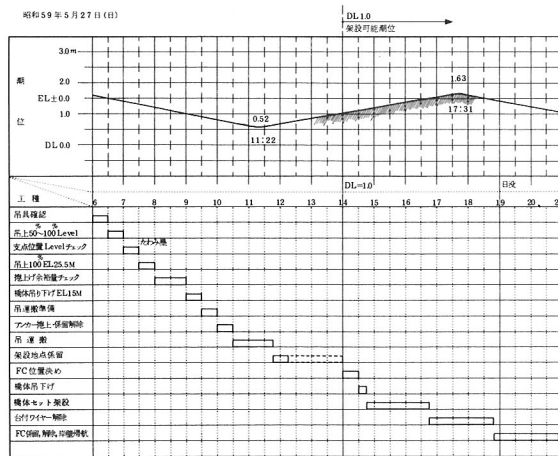
4-4-2 架設要領

(1) タイムスケジュール

架設に際しては架設日の満期時間帯をコントロールポイントとしてタイムスケジュールを立てた。

表-4-1に潮位と作業工程を示す。

表-4-1 潮位と作業工程



(2) 地切時チェックポイント

フローティングクレーン揚程余裕量約 1.3 m (桁水平吊時) の計画と実際を照査するため下記の確認を地切り時に行った。

- a) 支点支持～大ブロック吊時の桁撓み
(図-4-5参照)

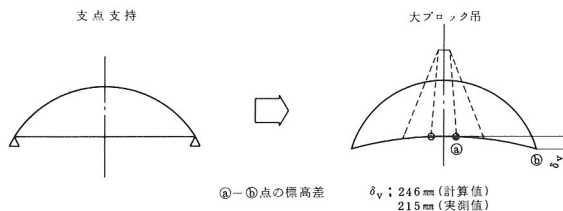


図-4-5

- b) P 6, P 7 支点部高さ

本橋はP 6橋脚よりP 7橋脚が約 2.3 m 高い縦断勾配を有しているため、揚程確保のためにはP 7側がP 6側より必ず高い状態で橋体吊込みを行う必要があった。従って大ブロック吊込時にP 7側がP 6側より 0.5 ~

1.5 m 高くなる様に吊調整を行った。

c) 揚程

大ブロック桁を架設時の高さである EL 2 4.5 m まで吊り上げ、揚程余裕の確認を行った(図-4-6, 写真-4-1参照)。

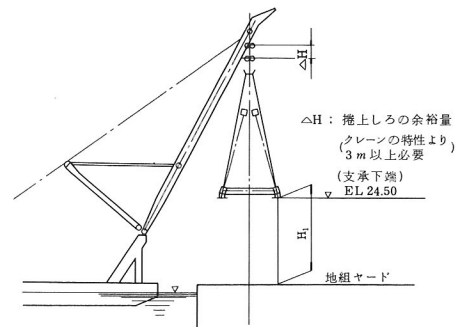


図-4-6



写真-4-1 地組ヤード吊上状況

H_1 高さはスチールテープにて潮位を考慮した所定長を直読した。実測結果は $\Delta H \approx 3$ m となり、計画値と一致した。

(3) 支保据付要領

本橋の支保据付は下記の様に行った。

- a) 橋体横取り完了後にP 7 固定沓を桁に取り付けた。P 6 可動沓は上沓のみ桁に取り付け、下沓は橋脚上に仮据付し、桁の変形に対応してセットバックした。
b) P 7 固定沓のアンカーボルトは架設に先行して橋脚上に固定し、架設時の橋体位置決めポイントとした。

(4) 桁仮受装置の設置

桁仮受装置は下記により設けるものとした。

- a) フローティングクレーンによる多点吊込時と架設完了の支点支持時との可動支点変位は約 110 mm と大きく桁の変位に追従しながら反力を 0 % ~ 100 % まで支持

する必要があった。

b) 固定側は非常用として設けた。桁仮受状態から支承への反力盛換は送り台付200tジャッキ4台を用いて行った。

(5) 橋体位置決め要領

橋体はP6, P7の縦断勾配差により標高の高いP7(固定側)より引き寄せを行い、次いでP6(可動側)として、橋軸及び橋軸直角方向に設けた引き寄せワイヤーによって位置決めを行った。

P7側及びP6側における作業フローチャート及び架設状況を図-4-7, 写真-4-2に示す。

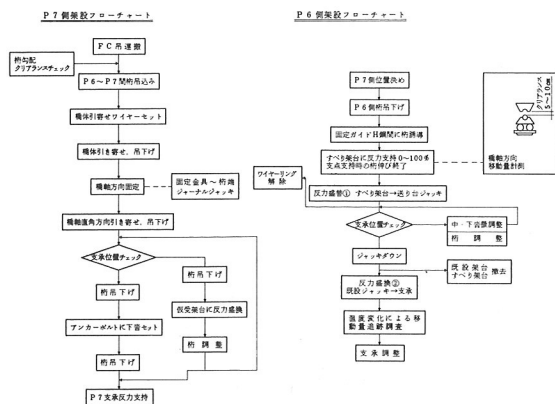


図-4-7 P7, P6架設作業フローチャート

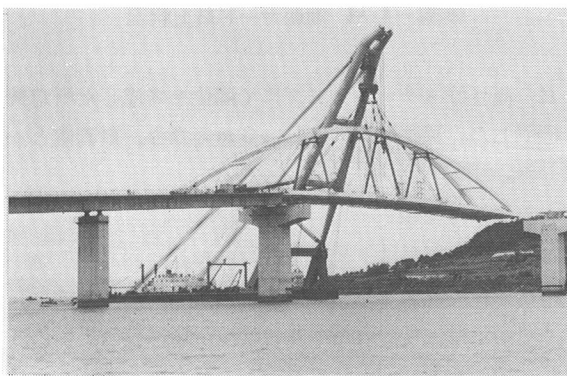


写真-4-2 架設状況

5. 施工時における斜材張力の調整と管理について

5-1 概要

2章において設計理論的な面から斜材張力の導入工法とその管理について述べたが、本章では施工時における張力の調整、管理についてその経緯及び結果を報告する。

5-2 斜材の製作長の決定

斜材の製作においては、主構仮組立(平面組)にて主構の製作精度を確認した後、定着間距離の測定を行い、これに初期シム量や誤差の影響等を加えて決定した(図-5-1参照)。

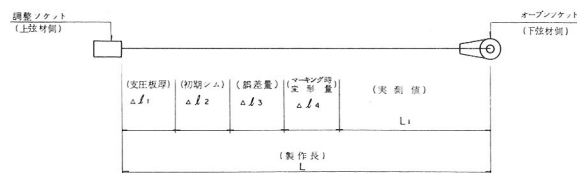


図-5-1 斜材製作長の決定

5-3 斜材張力予備実験

5-3-1 実験における調査項目

(1) 張力算定式の検討

ケーブルの曲げ剛性やサグの影響を考慮した張力算定式(表-5-1参照)が新家ににより提案され²⁾、各所に適用されている。本橋においてもこの式を適用することとし、その適用性を実験において確認した。また加振方向や、摘出波形の次数の違いによる測定精度への影響についても調べた。

表-5-1 振動法によるケーブル張力算定式²⁾

F	張力算定法
$F < 3$ (サグの大きい場合)	逆対称1次振動により張力計測を行う。 $T = \frac{\tau v}{g} (f_1 l)^2 \left\{ 1.02 - 6.26 \frac{C}{f_1} \right\} \quad (\varepsilon \geq 10)$
$F \geq 3$ (サグの小さい場合)	対称1次振動により張力計測を行う。 $T = \frac{4\tau v}{g} (f_1 l)^2 \left\{ 0.857 - 10.89 \left(\frac{C}{f_1} \right)^2 \right\} \quad (3 \leq \varepsilon \leq 17)$ $T = \frac{4\tau v}{g} (f_1 l)^2 \left\{ 1 - 2.2 \frac{C}{f_1} - 2 \left(\frac{C}{f_1} \right)^2 \right\} \quad (17 \leq \varepsilon)$ ただし、$\varepsilon > 100$の場合、$T = \frac{4\tau v}{g} (f_1 l)^2$ による可

f_1, f_2 : 計測した1次, 2次の固有振動数

$$C = \sqrt{\frac{EIg}{\tau v l^4}}, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{T}{EI} \cdot l}$$

$$F = \sqrt{\frac{\tau v l}{128 EA(\delta)^3 \cos^5 \delta}} \left(\frac{0.31 \varepsilon + 0.5}{0.31 \varepsilon - 0.5} \right)$$

注) $F \geq 3$ の範囲において逆対称1次による起振が可能であれば、これによる張力計測も可能である。

(2) 現場作業に適応した測定方法の検討

現場での測定作業が単時間で正確に行える様、加振方法や、加振位置、加速度計の設置位置、測定時間等について検討を行った。

5-3-2 実験方法

実験装置は出来るだけ現場の状況を反映するものとし、供試体は本橋斜材用に製作されたケーブルの中から代表的な3種を選んだ。

図-5-2に実験装置の概要を、表-5-2にケーブル長と導入張力を、写真-5-1に測定計器類を示す。導入張力は、死荷重張力の範囲とした。起振の方法は、加振及び常時微動とし各々、面内、面外の2方向について振動を測定した。

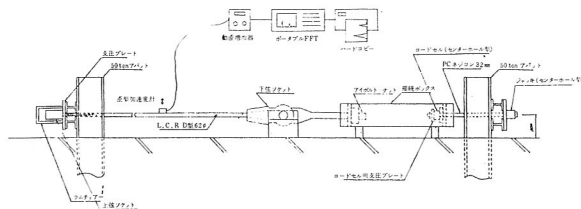
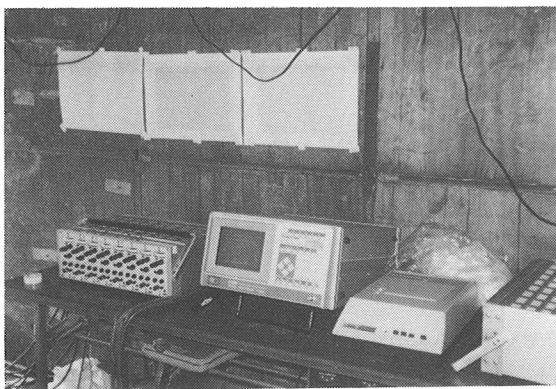


図-5-2 実験装置の概要

表-5-2 各ケーブル長と導入張力

導入張力 (t)	1	2	3
ケーブル長(m)			
4,701	15	30	45
9,559	15	30	45
22,077	10	20	40



(左から動歪増巾器、ポータブルFFT、ハードコピー)
写真-5-1 測定計器

5-3-3 実験結果とその考察

実験結果の概要とその考察について述べると、次の通りであった。

(1) 図-5-3に示す様に実験値は曲げ剛性を考慮した算定式とよく一致し算定式の適用性が確認された。尚、

この場合、ケーブルの曲げ剛性は $0.65EI$ (EI : ケーブルを充実断面として求めた曲げ剛性)を採用した。

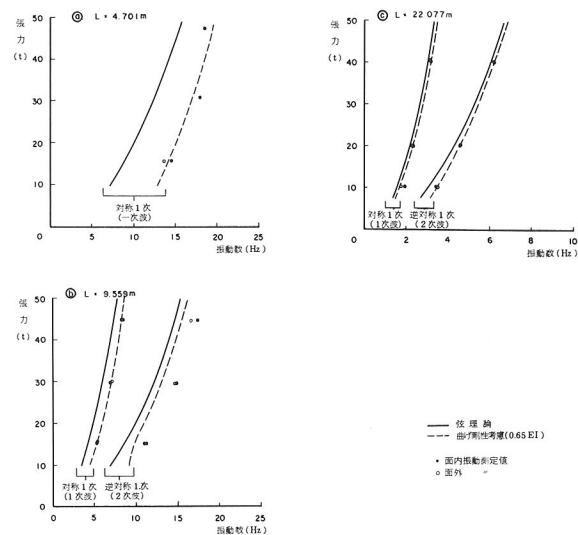


図-5-3 張力と振動数の関係

(2) 導入張力を算定する場合には、加振方向は面外方向を、波形については、短いケーブルは対称1次（1次波）、長いケーブルは逆対称1次（2次波）を用いれば、高い精度が得られることがわかった。

(3) 加振位置、加速度計の取付位置の違いによる固有振動数の差は見られず、現場測定においては、作業性の面から、下弦材取付部から1.8m程離れた位置が適当と考えられた。

(4) 1回の測定時間は3分程度と単時間で測定可能な事がわかった。

5-4 地組時斜材張力調整及びキャンパー

現場立体組時には工場仮組時（主構平面組）の寸法を基準としてキャンパー管理を行い、立体組立に伴う斜材張力誤差の除去を図った。

5-4-1 張力調整作業手順

斜材張力導入、調整の作業手順を図-5-4に示す。

5-4-2 キャンパーの管理

斜材張力の調整時にはキャンパーの測定も同時に行い、張力とキャンパーの関係を照査すると共に、主構出来形が許容範囲内にある事を確認した。

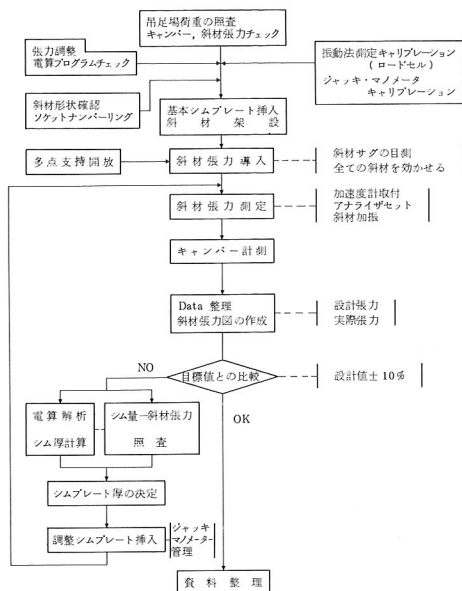


図-5-4 斜材張力調整作業手順

5-4-3 地組時張力管理の概要

地組時斜材張力管理に関する概要を述べると次の通りであった。

(1) 振動法測定に対する現場キャリブレーションをロードセルにより実橋で行い、斜材傾斜の影響等を工場実験結果と対比し適応性を確認した。

(2) 斜材張力導入に際し、全ての斜材を効かせるべく事前に支点部近傍の斜材を調整し応力導入を行ったが、第1回測定時の結果は予想より良好であった。

これは工法の妥当性を示唆すると共に、地組時の厳しいキャンパー管理を行って誤差の除去を図った結果と考えられる。

(3) 斜材張力調整はセンターホールジャッキにより、ソケットと定着部の間でシムプレート厚を調整する事で行った。

(4) 本橋の様な橋梁形式はキャンパー（出来形）に対し張力調整が優先されるが、本橋の場合、概要下記の事が明らかとなった。

a) キャンパーは調整シム変化に追従するがシム変化量に卓越する傾向を示した。又、シム調整量は1mm単位の高精度が要求された。

b) 振動法測定の長所を生かし、斜材ブロック毎に全て加速度計をセットし、ブロック全体を調整管理し、良好であった。尚、全斜材共に調整及び測定は5回ずつ行い

設計で規定した精度内（2章参照）に収まった。

(5) 箱断面内での張力調整に要する作業スペースとして本橋程度が最少断面と考えられ、調整機材構成は狭いスペースでのハンドリングを十分検討した。

5-5 架設後斜材張力及びキャンパー

架設完了後の斜材張力及び、キャンパーは次に示す通りであった。

(1) 斜材張力

地組調整の最終値に対し桁吊上時の構造系の変化を経ているため、架設完了後では斜材張力が全体的に若干、相反変動したが、大部分が設計で示す許容範囲にあった。

従って数本の斜材張力調整を行ったのみで調整完了とし、測定結果に基づき主構応力変動が十分許容値内にある事を確認した。

(2) キャンパー

斜材張力変動が許容範囲内にあった事に伴い、主構キャンパーも地組最終値から微少の変化に留まった。

6. あとがき

本文は、瀬底大橋ニールセンローゼ桁の設計、製作、架設に関する報告を行ったものである。

本文では特に斜材張力管理、防錆対策等に重点を置き報告したが、各位の御批判、御教示をいただければ幸いである。

尚、本橋は現在、床版工事が順調に施工中であり、詳細な斜材張力管理等については上部工完成後に別途報告する予定である。

最後に本工事を実施する機会を与えて下さり、全般的に御指導いただいた沖縄県北部土木事務所の皆様及び絶えず協力的にいただいた地域の方々に心より謝意を表したい。

参考文献

- 1) 新家・広中・頭井・西村：ケーブル張力の実用算定式について、土木学会論文報告集、№249、1980。
- 2) 藤井・黒田・中崎・宮本：本川橋工事報告、川田技報、Vol. 1、1978。