

# 長支間ニールセン橋(川津大橋)の設計と施工

## Design and Construction of Long-Span Nielsen Bridge (Kawazu-Ohashi Bridge)

星野 実\* 阿部 幸夫\*\* 河西 龍彦\*\*\* 能登 宥愿\*\*\*\*  
Minoru HOSHINO Yukio ABE Tatsuhiko KASAI Hiroyoshi NOTO

### Summary

Kawazu-ohashi bridge is a steel through bridge of the Nielsen Lohse girder type. It has an effective span of 199.450 m, which is very rare in Japan. The construction of the steel girders for this bridge, across a reservoir in the mountains, was completed very recently by fully utilizing our company's accumulated expertise in Nielsen bridges as well as by adopting several new technologies.

The report on the construction of the Kawazu-ohashi is divided into two parts, the first being included in the present paper, while the second part will be included in the next issue. The first part presents an outline, the design method, the construction plan, and the actual construction process of the superstructure (steel girders) of the bridge. The second part is concerned with camber and cable tension adjustment and the management of the bridge.

### 1. まえがき

新幹線を京都で降り近鉄の特急で50分、大和八木駅でバスに乗り換える。途中、五條市と谷瀬の吊橋で有名な上野池の2回の休憩をはさんで3時間半、奈良県十津川村の現場に到着する。天誅組や十津川郷土などで歴史に名高いこの村は、いわゆる秘境としての神秘性も併わせ持っている。切り立つ山々は鋭角で高く、下に新宮川の流れる谷は実に深い。

新宮川を塞ぎ止めて作られたのが風屋ダムで、ダム湖を渡り高野へ出る道が県道川津・高野線である。昭和30

年代に当社で架設した(旧)川津大橋は、スパン180mの3角トラスを補剛桁とする日本でも珍しい型式の単純吊橋であるが(写真-1)、前述の県道で風屋ダム湖を渡れ

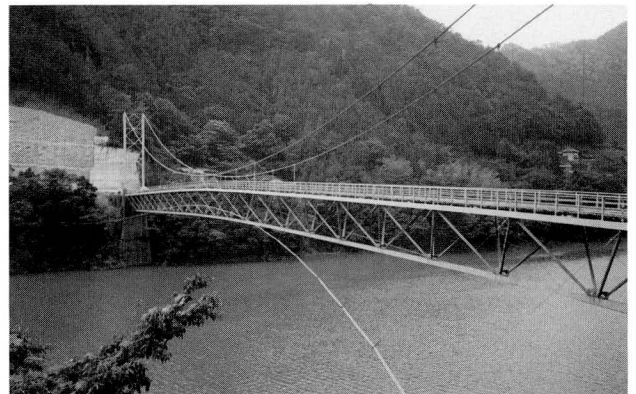


写真-1 現橋写真



写真-2 新橋写真

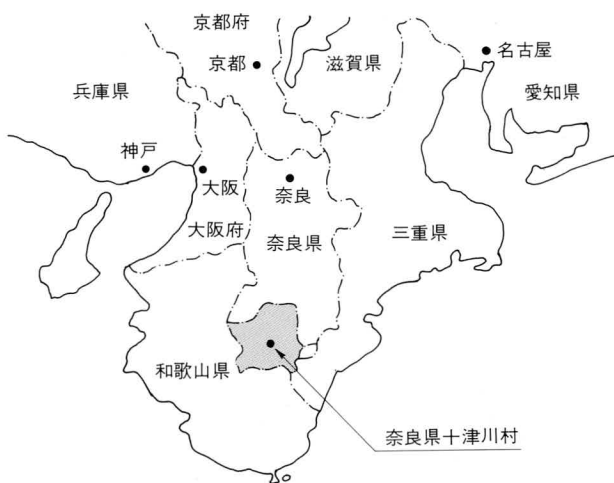


図-1 位置図(紀伊半島略図)

\* 技術本部工事事務課課長代理  
\*\* 技術本部工事事務課係長

\*\*\* 技術本部設計部設計第2課  
\*\*\*\* 技術本部長大橋業務部付課長

る唯一の橋であり、特産の材木を山積みした大型トラックの交通量が当初予定していたものより遥かに増大したこともあり、200m程上流に、新橋の架設が計画されたのである（写真－2）。

さて本報告は、この（新）川津大橋建設工事について、今回と次回の2回に分けて主に架設工事に着目して述べるものである。今回は、本橋の設計と架設計画の説明および上部工（鋼桁）の架設までの施工報告を行い、次回ではニールセンや斜張橋などのケーブル構造物特有の問題としていわゆる形状（張力）管理の問題を取り上げ、当社で独自に開発したりアルタイム処理方式の形状管理システムを用いた施工管理報告を行う予定である。

## 2. 設計

### (1) 本工事の概要

本工事は奈良県五條土木事務所より、橋梁整備工事2

として、宮地・瀧上建設工事共同企業体で受注した。施工範囲は、上部工（鋼ニールセン系ローゼ桁×1連）の設計照査、製作、輸送、架設、現場塗装、床版、舗装等の一式である。詳細設計と架設検討については、発注前にコンサルタントと日本橋梁建設協会にて既に実施されていたが、本工事の受注に伴い設計照査と詳細の架設計画を行った。一般図を図-2に、設計条件や橋梁諸元、数量等については、表-1、2にまとめた。

### (2) 型式選定

前述のように本橋の架設地点は、ダム湖を渡る関係で支間長が200m必要であり、かつ中間橋脚を建設することが不可能であること、橋台前後の取り付け道路部が切り立つ山々の急斜面との関係で急カーブとならざるを得ず、サイドスパンがまったくとれないのと同時に架設工法選定上の限定条件ともなること、現場への輸送経路として考えられる国道168号、および前述の県道の幅員が狭いことやトンネル等による輸送高制限を受けることから部材

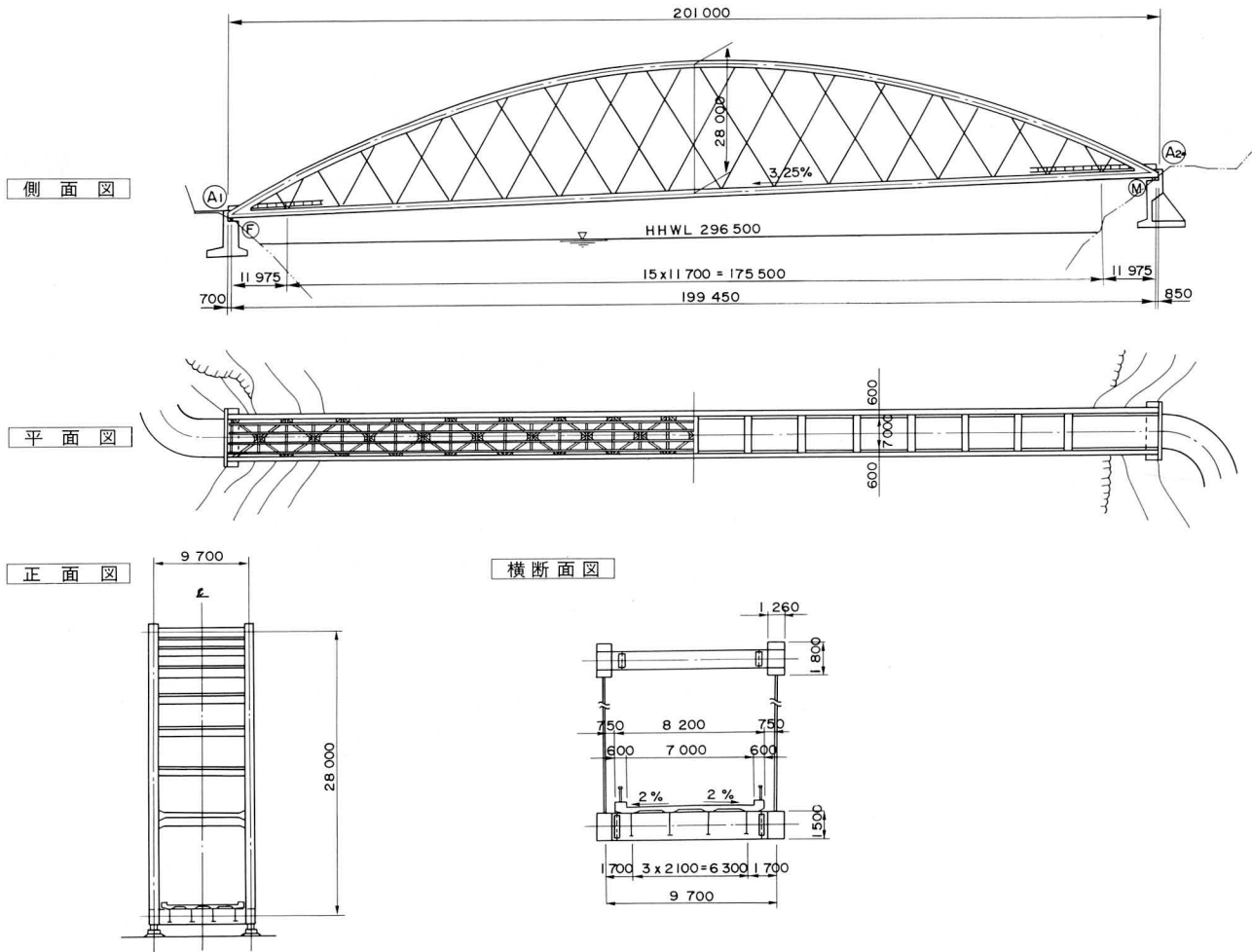


図-2 一般図

のプロポーショナルに制限を受けること等の地形的要因と、経済性、景観、施工性等を考慮した型式比較検討がコンサル設計段階で実施されている。

その結果、2ヒンジ補剛吊橋、PC斜張橋片持梁複合

表-1 設計条件等諸元

工事概要	工 事 名	橋梁整備工事2(川津大橋)
	路 線 名	一般県道 川津高野線(3種4級)
河 川 名	河 川 名	一級河川 新宮川(風屋貯水池)
	事 場 名	奈良県吉野郡十津川村川津
工 事 期	期 間	自:昭和63年7月15日 至:平成3年3月20日
	施 工 内 容	鋼道路橋の設計照査、製作、工場塗装、運搬、架設、現場塗装、および床版、舗装、他一式
発 注 者	発 注 者	奈良県(五條土木事務所)
	受 注 者	宮地・瀧上建設工事共同企業体
設計条件等	橋 格	一等橋(TL-20)
	橋梁構造形式	ニールセン系ローゼ桁(下路式)
	橋 間 長	201.000m(完成時)
	支 間 長	199.450m( // )
	全 幅	8.200m
	有効幅員	7.000m(車道のみ、歩道はなし)
	主 構 間 隔	9.700m
	ラ イ ズ	f=28.000m、f/L=1/7.123(完成時)
	設 計 震 度	K <sub>H</sub> =0.18
	架 設 工 法	ケーブルクレーンを用いた斜吊り工法
	平 面 線 形	R=∞
	斜 断 勾 配	90°
	縦 断 勾 配	3.25%直線一定(片勾配)
	横 断 勾 配	2%直線(振分)但し、端部では6%(片勾配)にすりつけ
	舗 装	アスファルト舗装6.0cm
床 版	鉄筋コンクリート床版18.0cm (一方当り計画大型車輛交通量500台未満)	
使用ケーブル	ロックドコイルロープD56 ポリエチレンコーティング3mm厚仕上げ	
現場継手	高力ボルトM22(F10T)	
使用鋼材	SM50Y、SS41、他	
準拠示方書	道路橋示方書・解説(S55、日本道路協会)他	

表-2 数量等総括

	単位	数量	備考	
鋼材重量	上 弦 材	t	455.334	
	下 弦 材	//	294.818	
	上 支 材	//	78.163	
	床組、下横構	//	227.142	
	吊 材	//	44.382	LCR、D56
	付 属 物	//	43.512	沓、Exp、排水、高欄、その他
	合 計	//	1143.351	
塗装面積	一 般 外 面	m <sup>2</sup>	10 493	
	箱 桁 内 面	//	10 415	
高力ボルト本数	本	約 55 000		
ケーブル延長	m	約 1 400		
床版工数量	コンクリート体積	m <sup>3</sup>	413	σ <sub>ck</sub> =240kg/cm <sup>2</sup>
	型 枠 面 積	m <sup>2</sup>	1 784	
	鉄 筋 重 量	t	72.194	D19、16、13(SD30A)
アスファルト舗装面積	m <sup>2</sup>	1 400	t = 6 cm	

橋、ニールセン系ローゼ桁の中から本型式が採用された。なお、支間長199.450mはニールセン系ローゼ桁としては国内最長クラスである<sup>1)</sup>。

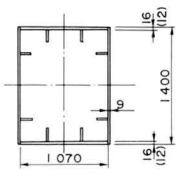
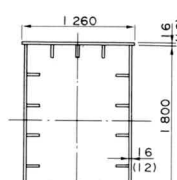
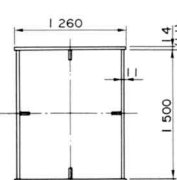
(3) 構造解析

主構の構造解析は、図-3に示すように架設ステップを考慮した3つの系に対し、微小変形理論による平面骨組構造物として解析された(表-3)。この際縦断勾配は計算上無視しているが、後述する形状管理時の規定値を定める際には縦断勾配を考慮して計算をやり直した。

上・下弦材の剛結部については隅角部としてのFEM解析を実施して、発生応力度の安全確認が行われている<sup>1)</sup>。

また計算された変位量と縦断勾配による伸び量とを考慮してアーチの製作キャンバーを決定しており、最小二乗法にて補間した3次曲線を製作形状に定め、詳細設計図もこの曲線寸法で作図された。例えば支間長は、完成

表-3 主要断面応力表

支 材 断 面	端 部		(一般部)	
	SM50Y		SS41	
	断 面 力	M [tm]	539.7	299.1
		S [t]	111.3	61.7
	応 力 度	σ [kg/cm <sup>2</sup> ]	1 697	1 167
		σ <sub>a</sub> [ // ]	2 100	1 400
		τ [ // ]	368	204
		τ <sub>a</sub> [ // ]	1200	800
上 弦 材 断 面	隅角部		(支間中央部)	
	SM50Y		SM50Y	
	断 面 力	N [t]	-1 405.4	-1 338.0
		M [tm]	368.1	55.2
	応 力 度	S [t]	1.4	4.5
		σ [kg/cm <sup>2</sup> ]	1 050	1 324
		σ <sub>b</sub> [ // ]	540	107
		σ <sub>a</sub> [ // ]	1 640	1 468
3.3.4式	0.99		0.96	
	3.3.5式	1 662		1 440
下 弦 材 断 面	隅角隣接部		(一般部)	
	SM50Y		SM50Y	
	断 面 力	N [t]	1 247.9	1 241.0
		M [tm]	148.0	67.6
	応 力 度	S [t]	5.3	14.4
		σ [kg/cm <sup>2</sup> ]	1 685	1 867
		σ <sub>b</sub> [ // ]	407	220
		σ <sub>t</sub> ± σ <sub>b</sub> [ // ]	2 092、1 278	2 086、1 647
σ <sub>a</sub> [ // ]	2 100		2 100	

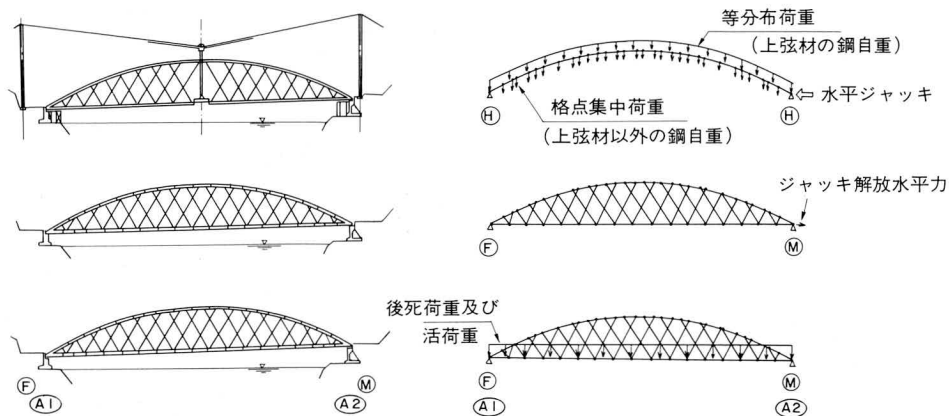


図-3 架設ステップを考慮した構造解析系

時199.450mに対し、製作時支間長は199.410mである。しかし上・下弦材別個に各々の製作キャンバー量を決定していたことにより、剛結部において完成時の出来形形状に若干の影響がでた。

(4) 特徴的な構造詳細

1) 平行弦

コンサルタント設計の段階でバスケットハンドルと平行弦との形状比較検討が実施されている。本橋の場合、主として架設条件および経済性より平行弦の構造とし、強固な横構等で横力に抵抗させるものとされた<sup>1)</sup>。

2) 上横構の形状

上横構の型式としては、一般によく用いられる横構を使用したダブルワーレン型を採用せず、景観設計上軽快な印象を与えるフィーレンディール型とした。このため橋門構は省略している。

3) ケーブル

使用したケーブルはLCR D型 56φで、防錆処理としては素線溶融亜鉛メッキ+ポリエチレンコーティング3mm厚仕上げ（ケーブル製作工場にてコーティング加工）を用いている（図-4）。

ケーブルの張り方は、横桁位置を格点とした60°の角度一定方式である。右下がりと左下がりの各ケーブル間は300mmの間隔をあけており、交点部はクリップで固定している。

4) ケーブル定着構造

図-5に本橋で採用したケーブル定着構造を示す。下弦材側は支圧板を用いた定着方法であるが、上弦材側はソケットに切った外ネジに定着調整用ナットを組み合わせた定着構造が採用されている。ケーブルの長さ調整はシム板を使用することなく、ナットを回転させることで

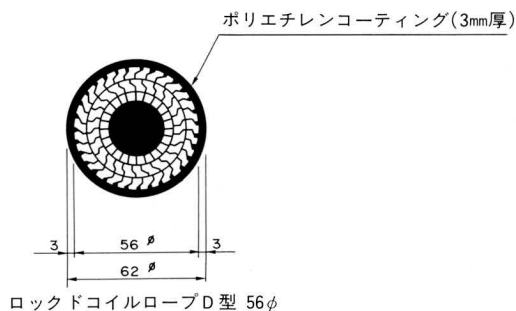


図-4 ケーブル断面図

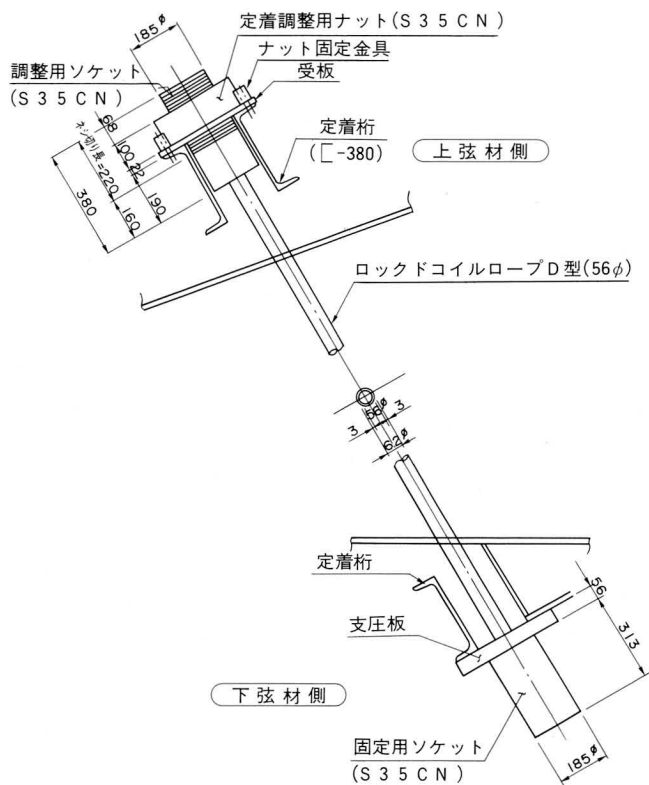


図-5 ケーブル定着構造

対応する。実際の調整可能量は±50mmを確保しているが、ケーブル製作時（ケーブル長決定時）には、工場仮組立出来形精度も反映して極力誤差の発生を抑えるように努めた。当社でこの方法を本格的に用いたのは初めてであるが、シム板厚調整の手間が省ける利点はあるものの、実際のナット回転作業が大変であったり、ネジ部のメンテナンスなど今後改良の余地は大きいと考えている。

### 5) 部材長

前述の輸送条件より、主構の部材長は最大12m程度に抑えている。最長は下横構の部材で、13.830mである。

### (5)形状管理

ニールセン橋は斜張橋と同様にケーブルを有する高次不静定の柔構造物であり、ケーブル長を調整することによって任意の部材応力および形状を作りだすことが可能な自由度の高い構造物である。しかし実際には、設計、製作、架設の各段階で各種の誤差が入り混じり、目的の応力、変形状態とは異なった状態になっているであろうと考えられる。そこで実際の応力、変形等を所定の範囲内にバランスよく収める必要が生じる。

本橋では、この作業効率や安全性を最大限に図ることを考えて、当社で開発したコンピューターシステムを用いたりリアルタイム処理の形状管理システムを導入し、構造系、荷重が大きく変化する全鋼重載荷の閉合時と、全死荷重載荷の完成時の2回、現場実測・調整作業を実施した。この件については次回に詳しく報告する予定である。また上記形状管理システムの内容等については、本号の「斜張橋の架設時の精度管理システムの開発について」を参照されたい。

## 3. 架設

### (1) 架設計画条件

橋台前面の数mを除き、支間のほぼ全長が水面であるため桁下の利用が困難である。

取付道路は橋梁とT字型に交差し、橋梁延長線上の山腹は急峻な斜面であるためコンクリートアンカー等大規模な土木工事が困難である。

工事用道路としてはA1橋台後方の取付道路が路盤工迄施工済で利用可能であるが、対岸(A2)へは現橋(制限荷重:6t)を渡る必要がある。

契約工期と製作工程の関係から現場工程は約15ヶ月間

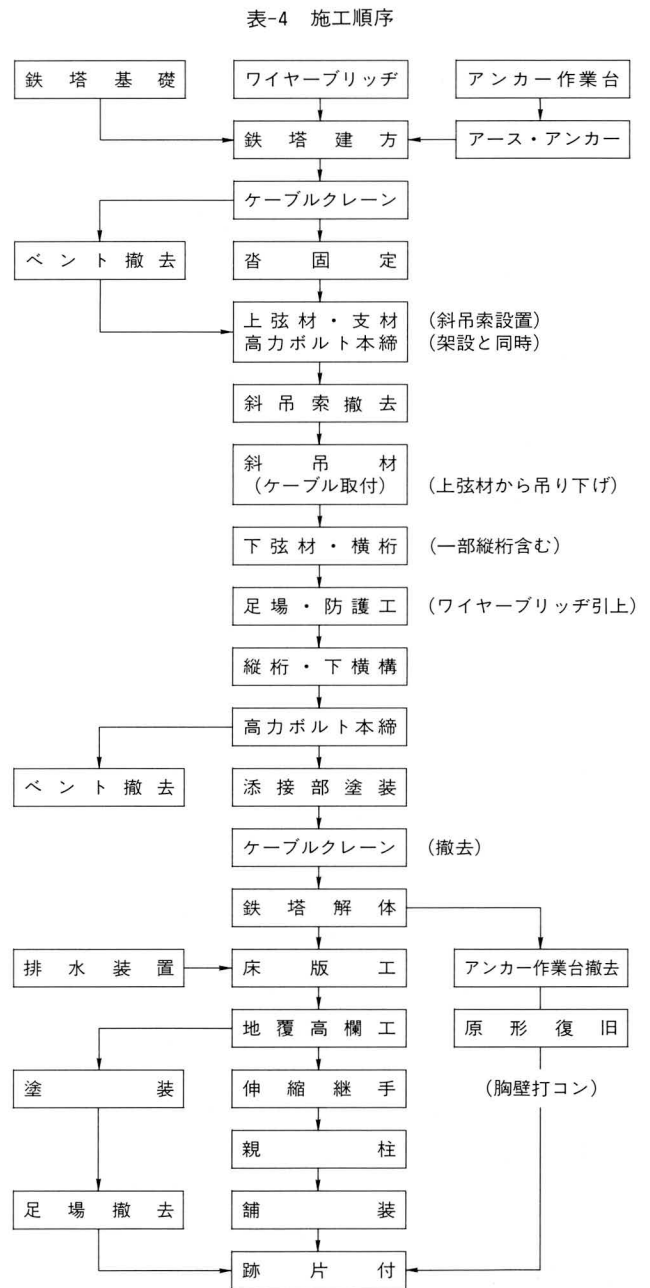
である。

最大部材重量は約14.5tである。上弦材と支材（アーチ）の合計は約550tである。

### (2) 架設工法の選定

架設地の地形条件と橋体の型式から「ケーブルエレクトリオン斜吊り工法」とした。対案は考えられない。

図-6に架設計画一般図を、また表-4に施工順序を示す。



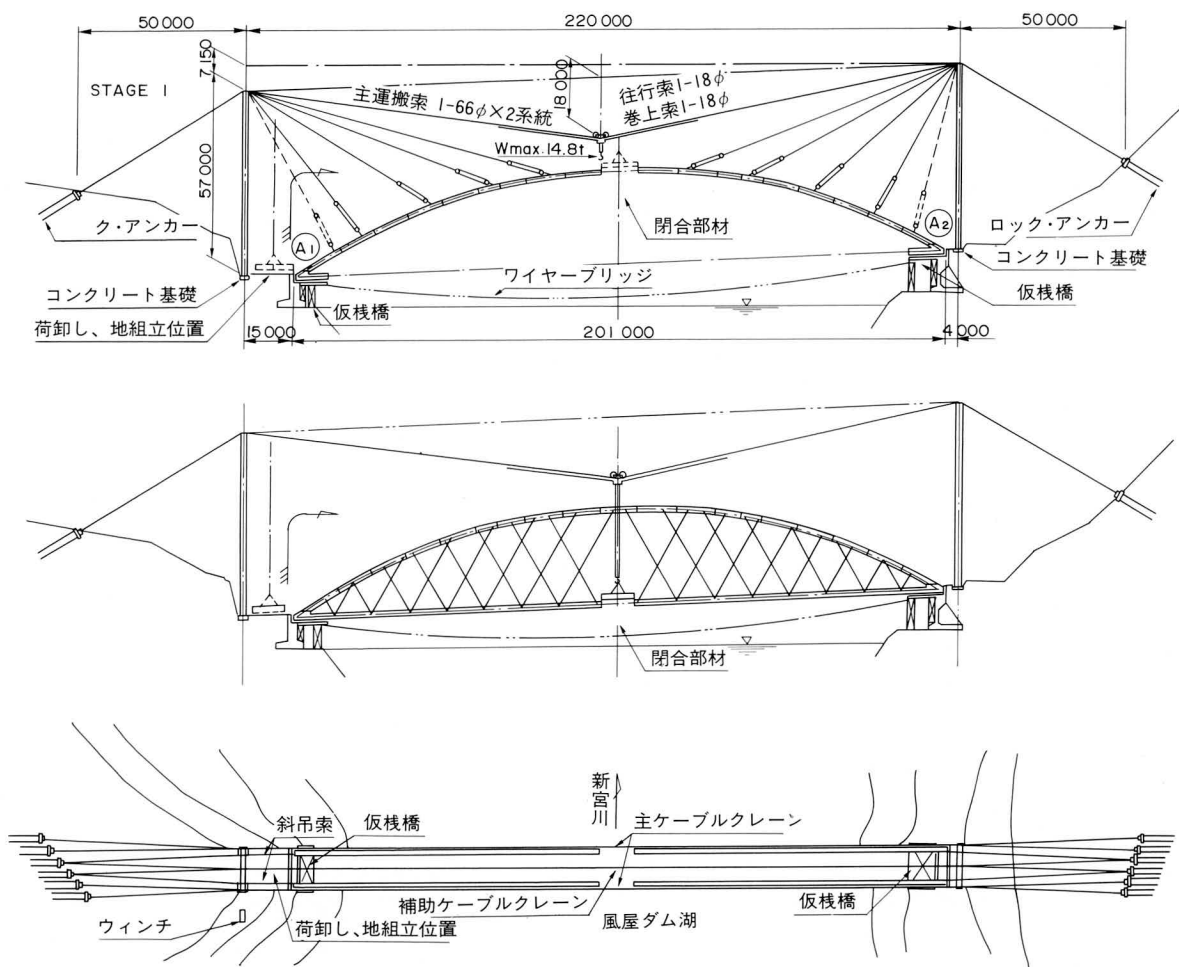


図-6 架設計画一般図

### (3) 工法の概要

#### 1) アンカー

アンカー予定地は民有地で杉、檜の植林が成されており、急斜面で機械による土木工事が困難であること、また、地質調査の結果アースアンカーでの対応が可能であることからアースアンカーを採用した。アースアンカーの設計は「土質工学会アースアンカー設計・施工基準」に基づいて実施した。安全率は同基準によると、仮設構造物に対し1.5であるが、工法の特徴から最も重要な仮設備であるため永久構造物と同等以上と考え3.0とした。アースアンカーの荷重と使用引張材を表-5に示す。

#### 2) 鉄塔

アーチクラウンのライズが28mの下路橋でありケーブルクレーンの必要サグ等から総高57m、反力260t/1柱の鉄塔となった。当社での最高値であり主断面は4-H、300×300×10×15の8号鉄塔を一部追加製作して使用した。

A1方は工事用道路が整備されていることからトラッククレーン(127t吊)により組立てた。鉄塔の最大部材重量が約4tあることから、A2方へは4t車により現橋を経由する小運搬を行った。しかしながら大型車の現橋通行に問題があるため組立てはエレクターを使用した。エレクターの組立てと鉄塔基部の架設には、現橋の耐力照査を行い、総重量20t以下のトラッククレーン(15t吊)を使用した。

表-5 アースアンカーの荷重と使用引張材(1ヶ所当り)

	荷重 (t)	使用引張材(SEEEストランド)					
		呼名	本数	構成	Pu	Py	Pa
主ケーブルクレーン	87.8	F-160	1	φ15.2×7	161.7t	137.9t	97.0t
斜吊設備	134.6	F-130	2	φ12.7×7	130.9t	113.3t	78.5t
副ケーブルクレーン	56.9	//	1	//	//	//	//
控索	31.8	F-70	1	φ9.5×7	72.8t	62.0t	43.7t

注) Pu:引張強度、Py:降伏強度、Pa:許容強度=0.6・Pu or 0.75・Py



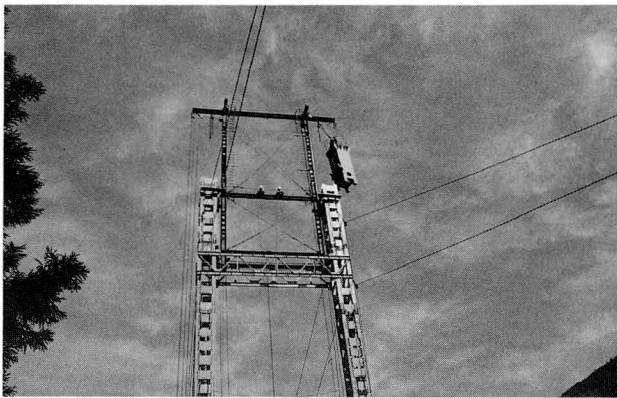


写真-3 A 2方鉄塔組立

表-6 現橋耐力照査結果

部 位	Pa 後輪荷重	W=Pa/0.4 総重量	摘 要
床 版	t 4.267	t 10.667	木材の許容応力度は破壊強度の1/5 としているため、実際には損耗を考 慮しても、かなり耐力がある。
縦 桁	6.650	16.652	載荷位置の指定により、 Pa=11.2t、W=28.0t
床 桁	8.274	20.685	
補剛構 吊 索 主 索	昭和48年度の照査でL-14に耐える。と報告されているため、 今回は照査せず。		

注) 床版・床組については、架設荷重として、許容応力度を25%割増し、  
又、工事用車両1台のみ載荷。分布荷重は考えない。

### 3) ケーブルクレーン

最大部材を1台で吊り上げ可能なキャリヤ(15t吊)  
を両弦の外側に各々1条、計2条設置。主構間隔が9.7m  
と広い橋梁中心線上に6.5t吊り1条を設置し、支材  
の架設等に使用した。

### 4) 支承の据付

斜吊り工法による架設では支承部に大きな水平反力を  
生じる。上路式アーチではピン支承や固定アーチとなっ  
ているため架設に先行して支承を固定し、水平力を受け  
ることが多いが下路式アーチでは架設前に可動支承を固  
定することが出来ない。

このため基本設計段階で次の対策が成されていた。可  
動側の胸壁を後施工とし、胸壁の背面に反力板を下部工  
と同時に施工する。可動支承の上弦構造は水平力を受け  
られる形状である。下弦の固定はベースプレート方式で  
現場溶接によるものである。架設時の最大水平力は約50  
0t/1弦である。

これらの条件から、本橋では固定支承は架設前に固定  
してアンカーボルトで抵抗させ、可動支承はアンカーボ  
ルトとベースプレートのみを固定し、下弦は治具と溶接

で仮固定した(図-7参照)。一方、無応力状態での支間  
長と鋼桁閉合時の支間長の差が大きく、支承の移動可能  
量を超過するため下弦サイドブロックを一時的に小さい  
ものと交換して移動可能量を大きくすることとした。

### 5) ベント

支点の上弦材は下弦材と一体構造で、下弦材の先端  
をベントで支持する必要がある。A1方は用地的な理由で  
斜ベントを設け、A2方は直ベントを設置した(図-8お

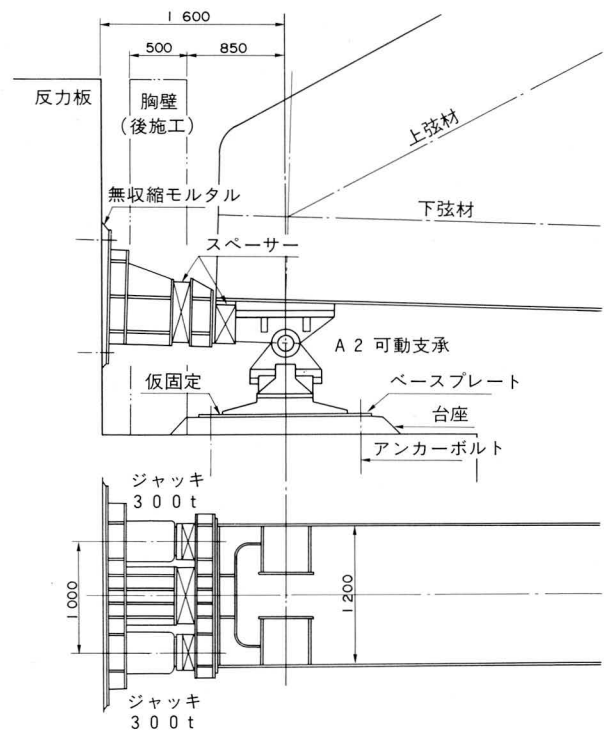


図-7 可動支承の水平反力受け

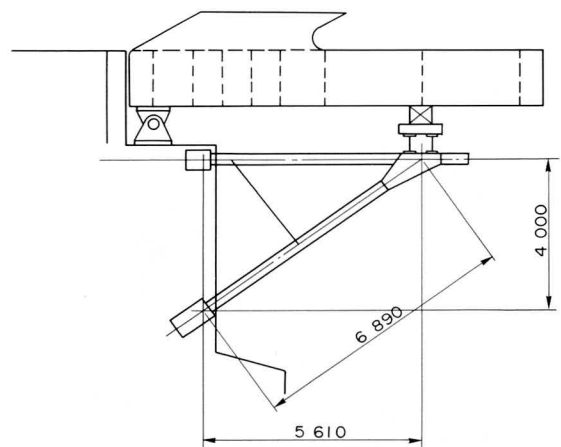


図-8 A1方斜ベント

よび写真-4参照)。

6) 上弦材の架設 (グラビア参照)

両支点から支間中央へ向けて、一部材づつ斜吊設備を転用しながらケーブルクレーンで架設を行った。本来、左右の弦と支材、横構を地組ヤードで組立てた面材を2台のケーブルクレーンで相吊り架設する方法が作業性、安全性、迅速性に優れるが、地形上の制約から地組ヤードが採れないことと、上横構がない構造であることから単材架設とした。支材は上弦材の架設に対応して取り付けけた。

7) 斜吊材 (ケーブル) の取り付け

両弦外側の主ケーブルクレーンで作業床 (ゴンドラ) を吊り、作業床を利用して斜吊材を上弦材に取り付けた。上弦材から鉛直に吊り下げた斜吊材は、風による振れを防ぐため、ワイヤーブリッジとロープで結束した。

8) 下弦材・横桁の架設

上弦材と同様、両支点から支間中央へ向けて、一部材づつ架設した。支点寄りの継手を添接した後、ケーブルクレーンで斜吊材を引き寄せて取り付けた。従って、下弦材1格間長は一時的に片持ち状態となる。このため各部位の支間中央寄りに、仮吊材を設ける予定で金具を設置したが、仮吊材を使用するに至らなかった(写真-6)。

横桁は下弦材の架設に対応して取り付けけた。また、下路面の安全通路を設置する必要から、幅員中央部の縦桁2列を横桁の架設に対応して取り付けけた。残りの縦桁および小物部材は弦材の閉合後に架設した。

9) 斜吊材の調整

本橋の斜吊調整構造は調整ナット方式で、その調整可能量は±50mmである。調整の詳細は「施工報告(その2)」で行う予定である。ここでは、上弦材側定着構造と定着機材の配置図を添附する。



写真-4 端部架設写真(斜ペント)



写真-5 斜吊材の取り付け(ケーブル架設)

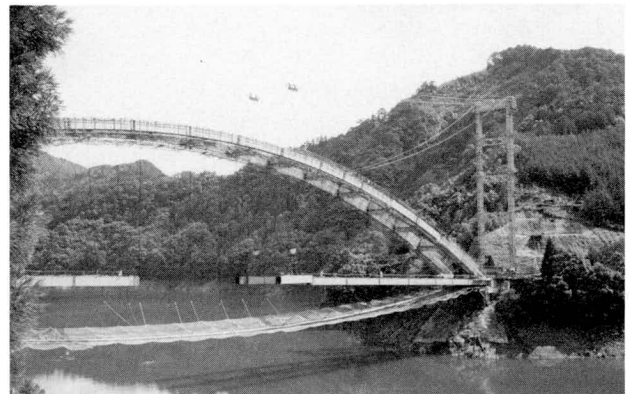


写真-6 下弦材・横桁の架設

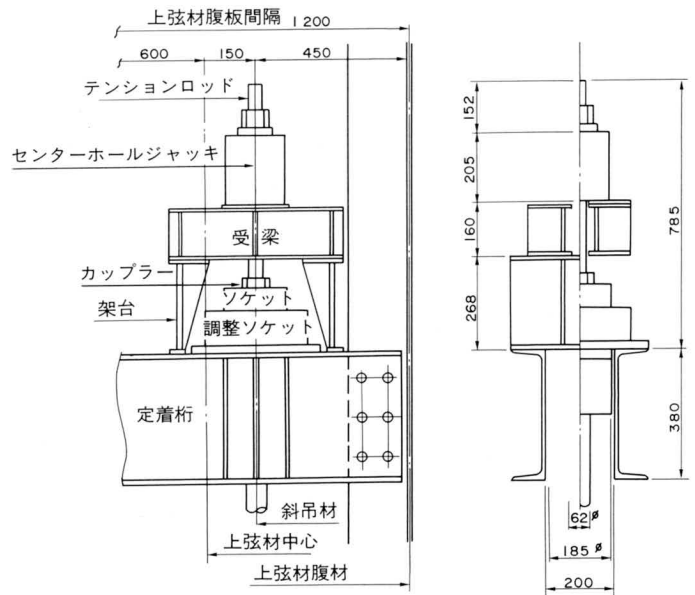


図-9 上弦材側定着部



