

論文・報告

キーワード

龍天橋
上路式ローゼ橋
斜吊り工法
PCT足場
設計
施工

龍天橋の設計と施工

Design and Construction of RYUTEN Bridge

堀内 岩夫*
Iwao HORIUCHI

山崎 秋信**
Akinobu YAMAZAKI

本多 智元***
Chigen HONTA

大井 時雄****
Tokio OHI

小玉 芳文*****
Yoshifumi KODAMA

前田 忠志*****
Tadashi MAEDA

1. まえがき

日之影町は、図-1に示すように宮崎県の最北西部に位置し、一級河川五ヶ瀬川をはじめとして大小20余の河川が創り出すV字渓谷に囲まれた、人口約7500人の山村である。農林業が町の唯一の産業であるが、近年では高千穂峽や見立渓谷などの自然資源とともに神楽などの民族芸能に代表される「日本のふるさと」をキャッチフレーズに、観光資源の開発にも力を入れている。

龍天橋は、図-2に示すように、一級河川五ヶ瀬川と国道218号線を跨ぎ、日之影町宮水側と右岸の大人側を結ぶ。本橋は、五ヶ瀬川本流と支流日之影川の合流点より約1.5 km上流に位置する、橋長260 m、アーチ支間200 mの上路式ローゼ橋である。

本計画は森林開発公団、宮崎地方建設部による大規模林道宇目・須木線、日之影～南郷区間69.3 kmの北端における橋梁計画であり、昭和59年度に詳細測量および地表・地質調査を行い、昭和60年度にはボーリング調査と

橋梁設計を実施した。

昭和61年度、川田工業㈱・櫻田機械工業㈱建設工事共同企業体が本工事を受注し、現在は床版工、橋面工、現場塗装工などの工事を施工中であり、平成2年3月には完成の予定である。

本文では、工事の設計経緯と施工の概要について報告する。

2. 設計概要

(1) 地形および地質の概況

本橋の架橋地点は、地形的には祖母山・傾山山地南縁の五ヶ瀬川沿いに発達する急峻な峡谷崖にあたる。この地域は九州山地の中でも特に急峻な地域で、宮崎・大分県境の分水界を成している。この山地は尾根線がやや緩やかで、全体としてかなり開析の進んだ壮年期の地形を示している。

地質的には、白杵～八代構造線の東側にあたり、架橋付近の大部分は二疊紀～石灰紀の四万十層から成ってお



図-1 日之影町の位置

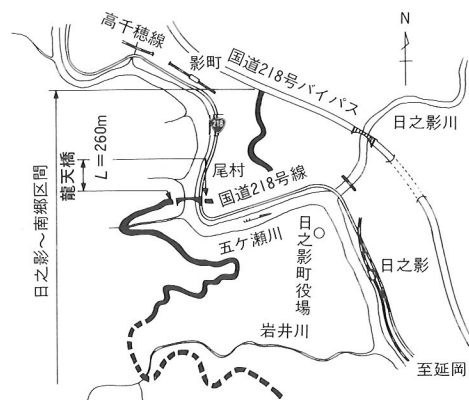


図-2 龍天橋位置

*川田工業㈱技術本部技術部次長 **川田工業㈱技術本部技術部設計三課課長 ***川田工業㈱技術本部技術部設計三課
****川田工業㈱大阪支社工事部工務課 *****川田工業㈱大阪支社工事部工務課

り、谷底部は更新世の溶結凝灰岩が堆積している。現在の谷はそれをさらに下刻したもので、溶結凝灰岩の垂直な柱状節に囲まれた峡谷と、段丘状の小平坦面を形成している。

本橋架橋地点の支持層は溶結凝灰岩となっており、右岸、左岸共に確認されている。しかし、右岸側法面については表土が0.6m～1.3mであるのに対し、左岸側については4.0m～5.0mも表土が存在しており、特に法面中腹部において25.0m～14.0mと局部的に崖錐性堆積物が存在している(図-3参照)。

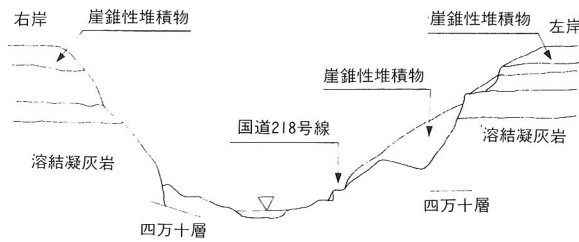


図-3 地質断面図

(2) 比較案の選定

比較案の選定に当たっては、橋梁規模および架橋地点の地形・地質条件より判断して以下の9案が計画された。

- | | |
|-------------------|-----------|
| ① 上路式ローゼ橋 | } 鋼橋 |
| ② 中路式ローゼ橋+H形鋼橋 | |
| ③ スパンドレルブレースドアーチ橋 | |
| ④ 4径間連続ラーメン橋 | |
| ⑤ 斜張橋 | |
| ⑥ 吊橋 | } コンクリート橋 |
| ⑦ ラーメン橋(4径間) | |
| ⑧ ラーメン橋(3径間) | |
| ⑨ RCアーチ橋 | |

このうち③、④、⑤については、以下の理由により比較検討から削除することとした。

③は構造的には全体の剛性が高く安定感があるが、経済性、美観性において不利である。④は鋼製脚と補剛桁との剛結部における部材構成が大きくなり、輸送および施工において制約がある。また、経済的にも不利である。⑤は塔位置が国道218号線に近接し、下部工の脚高が80mにもなるため、施工性、経済性に劣る。

最終的な比較案として以下の鋼橋3案、コンクリート橋3案を選定し、設計数量を算出したのち工事費を積算し総合評価を実施した。

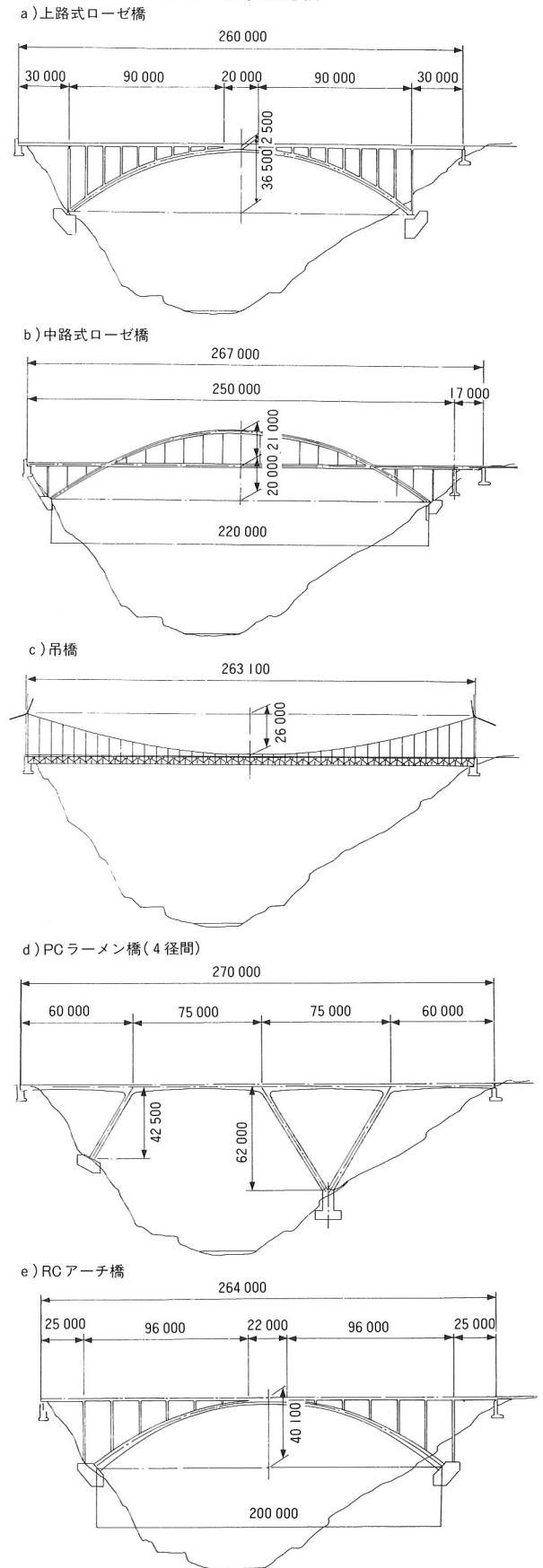
- 第1案：上路式ローゼ橋
- 第2案：中路式ローゼ橋+H形鋼橋
- 第3案：吊橋
- 第4案：PCラーメン橋(4径間)

第5案：PCラーメン橋(3径間)

第6案：RCアーチ橋

比較検討案を表-1に示す(第5案を除く)。

表-1 各案の比較



検討の結果、コンクリート橋案については、死荷重が大きくなり、現地の橋脚位置の地質条件が悪いこと、基礎工の規模が大きくなること、さらに架設機材が大掛かりとなることより総合的に鋼橋より不利であることが判明した。

一方、鋼橋3案については以下のような特徴がある。

第1案

- ① 3案中最も安価である。
- ② 第2案よりも架設規模が小さくてすむ。
- ③ 走行上圧迫感がない。
- ④ 将来の拡幅に対処しやすい。

第2案

- ① 走行時の圧迫感がある。
- ② 架設設備の点で第1案より劣る。

第3案

- ① 下部工施工については有利であるが、アンカーブロックの施工量も大きく、全体として最も高価になる。
- ② 施工管理を十分に必要がある。
- ③ アンカーブロック位置がアプローチ道路との関連で困難である。

このような検討結果を踏まえて総合的に判断した結果、第1案の上路式ローゼ橋が最も優位であると判断した。

(3) 下部構造検討

下部構造については、特にアーチ部材支点部のアンカーブロックについて岩盤の現況および構造について述べる。

a) 岩盤の現況

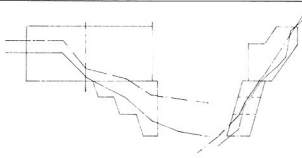
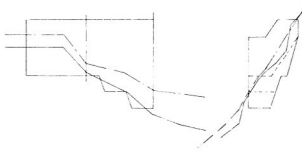
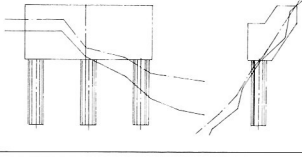
昭和60年度におけるボーリング調査により、10 cm程度間隔の細かい岩柱節理の存在が判明した。この岩柱節理部分は溶岩流出形態により生じたものであり、今後崩壊を起こすとは考えにくい。また、この部分はアンカーブロックにより前面が保持されるため、表面をモルタルにて充填し吹き付けをすれば十分であると思われる。

この岩柱節理の上方部分は、亀裂が発達している部分も認められる岩盤である。この岩盤のせん断常数を $C=7\text{ t/m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ と仮定し、勾配 70° 、高さ10 mの斜面の安全率を簡便法で求めると、 $F=2.3$ となり安全といえる。しかしながら安全を確保する意味からコンクリートもしくはモルタルによる充填が望ましい。

b) アンカーブロックの構造

現地地形とアンカーブロックとの取り合いから判断すると、アンカーブロック中心から上流側にかけて根入れが少なく、上流端では地表面より浮き上がる状態となる。支持力をとらせるためには着岩させる必要があり、そのための方策について比較検討を実施した。検討結果を表-2に示す。結論としては、台座コンクリートによる構造

表-2 アンカーブロック構造

形式	形	状
① 台座コンクリート		
② 形状変更		
③ 深礎杭		

①	浮いている部分をコンクリートで置き替える。置き替えは地山への根入れを考慮すると多少大きくなるが、施工も容易であり経済的である。	○
②	台座コンクリート案と同様。アンカーブロックを大きくして山側に追込み、段差部分を小さくする方法である。掘削部が長くなるので法面の安定に不安が残る。施工は比較的容易であるが不経済である。	×
③	鉛直力はすべて杭で負担する。岩掘削のため工期も長くなり不経済である。特に右岸の深礎は側面の土被りが小さいので崩れやすく、施工上も問題が残る。	×

とすることが、施工的にも経済的にも最も優位であることが明らかとなった。

(4) 上部工詳細設計

a) 設計諸元

橋 長：260 m

支 間 長：アーチ支間200 m

側径間29.4 m

幅員構成：総幅員9.0 m

車道6.25 m、歩道1.5 m

道路規格：三種四級、設計速度40 km/h

橋 格：一等橋

線 形：縦断1.27%山形(橋梁区間)

横断1.5%山形(車道部)

床 版：鉄筋コンクリート床版19 cm

適用図書：道路橋示方書・同解説(昭和55年)

大規模林業圏開発林道構造規定

林道調査測量設計規準

林道必携技術編(昭和61年度)

b) 設計数量

詳細設計完了時の設計数量は以下のとおりである。

全体鋼重：1474 t

[内訳]・補剛桁、縦桁、横桁、上横構	470 t
・アーチリブ	500 t
・端柱、支柱、支材、下横構	389 t
・沓	66 t
・アンカーフレーム、伸縮装置	
排水装置、検査路、落橋防止	49 t

塗装面積：外面塗装	工場	11 049 m ²
	現場	12 026 m ²
内面塗装	工場	9 345 m ²
	現場	550 m ²

床版数量：鉄筋重量	133 t
コンクリート体積	601 m ³
型枠面積	2 139 m ²
均しコンクリート体積	10 m ³

c) 構造基本骨組

アーチ支間とライズの関係については、従来の実績から支間に対して1/5～1/7が有利であることから、地形条件も勘案して1/5.5とした。アーチ軸線は放物線とし、アーチクラウン部で補剛桁軸線との間隔を2.5 mに抑えて一体化構造とすることで、構造系全体の剛性を向上させた。また、本橋は橋長に比べて幅員が狭いため、橋軸直角方向力(風、地震など)に対して安定するようにバスケットハンドルタイプとした。さらにアーチヒンジ支承と端支柱支承は一体化させ、横荷重による負反力を相殺させる骨組構造とした。

一方、支柱の配置については美観、施工性に重点をおいて10 m間隔の等分割とした。図-4に基本骨組図を示す。

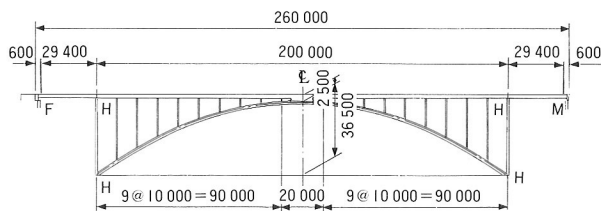


図-4 基本骨組図

d) 構造解析

主構造部材の断面力の解析については以下のような考えのもとに実行した。

- ① 第1系、アーチリブ自立系(平面骨組解析)＝アーチリブは架設施工が完了するまでの間は自立した状態となる。したがってアーチリブ自重、支柱、補剛桁の重量はアーチリブ自立形にて負担する。

- ② 第2系、完成系(平面骨組解析)＝作用荷重としては橋面死荷重、鋼重、活荷重、温度変化、面内地震力を考える。

- ③ 第3系、完成系(平面骨組解析)＝活荷重による変位の影響について、微小変形理論と有限変形理論により活荷重による変位の影響を比較して補正する。

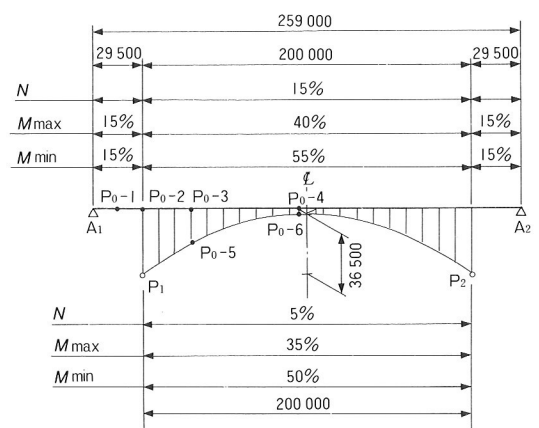
- ④ 第4系、完成系(立体骨組解析)＝面外方向作用荷重(地震力、風)について、立体骨組解析によりその影響を検討した。

上記第1系から第4系における骨組において、支柱両端の境界条件として両端ピン結合の場合と両端固定の場合とが考えられる。本設計では補剛桁およびアーチリブの部材の算定には前者の値を採用し、支柱の部材の算定では後者の値を採用することとした。

ここでは③第3系での検討結果を表-3に示す

表-3 比較表

		軸 力 (t)				曲げモーメント (t・m)				
着目位置		区 分	有限変位	微小変位	有限/微小	区 分	有限変位	微小変位	有限/微小	
補剛桁	P ₀ - 1	N min	-268.2	-240.4	1.12	M max	663.5	624.1	1.06	
		-2	N min	-267.2	-239.7	1.11	M min	-823.1	-719.0	1.14
		-3	N max	261.3	238.4	1.10	M max	245.8	180.4	1.36
			N min	-268.3	-240.5	1.12	M min	-152.2	-99.0	1.54
	-4	N max	248.2	224.4	1.11	M max	177.7	131.1	1.36	
		N min	-196.2	-176.3	1.11	M min	-238.2	-170.3	1.40	
アーチリブ	-5	N max	—	—	—	M max	556.6	415.4	1.34	
		N min	-1293.2	-1280.5	1.01	M min	-345.7	-228.5	1.51	
	-6	N max	—	—	—	M max	494.0	362.6	1.36	
		N min	-1137.9	-1122.9	1.01	M min	-635.5	-448.9	1.42	



e) 部材断面

縦桁、横桁、補剛桁、およびアーチリブの断面図を図-5に示す。

3. 橋梁架設工事

本橋の架設はケーブルエレクション斜吊り工法を採用することとした。部材の搬入は左岸A₂橋台側より行い、

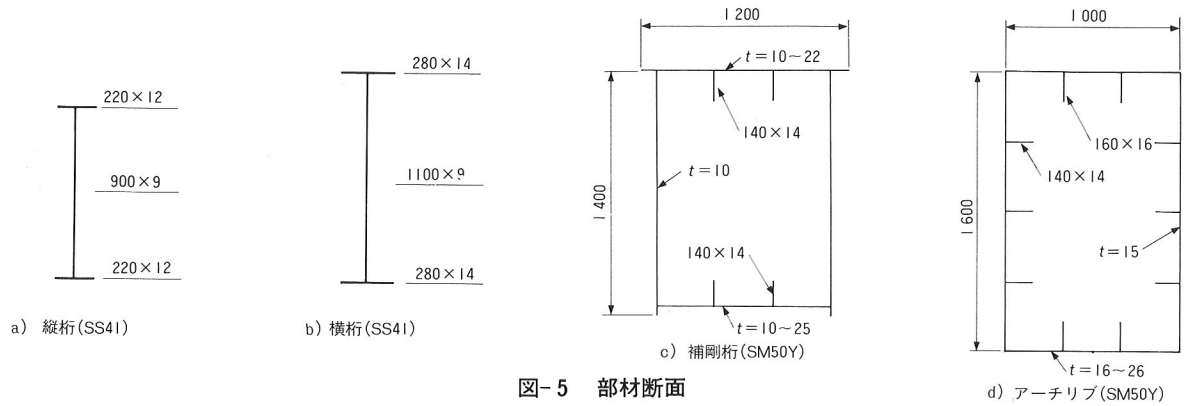
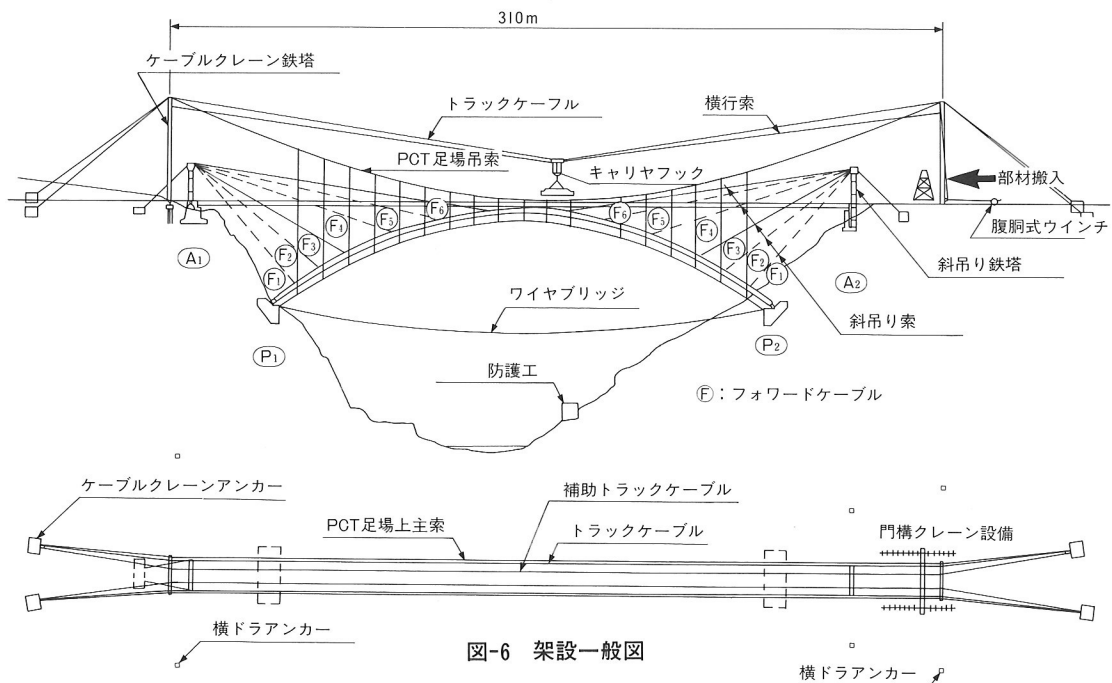


図-5 部材断面

表-4 実施工程表

	'88年 5月	6	7	8	9	10	11	12	'89年 1月	2	3	4
準備工	■											
測量		■										
A ₂ 鉄塔基礎工		■										
ワイヤブリッジ解体					■							
ケーブルクレーン設備		■	■	■								
PCT足場設備					■			■				
地組ヤード設備					■						■	
アーチ沓据付け				■		■						
斜吊り設備				■	■	■						
アーチ部架設・足場 H T B 締め付け						■	■	■				
斜吊り設備解体							■					
補剛桁沓据付け									■			
補剛桁・支柱 検査路・EXP架設									■	■		
足場組立									■	■		
ケーブルクレーン設備解体											■	
H T B 締め付け										■	■	
添接部塗装										■	■	■
沓調整・後打ちコンクリート 無収縮モルタル・溶接												■
後片付け												■



門型クレーン設備を持つ部材取り卸し地組ヤードから部材を運搬架設する方法を採用した。

本稿ではこれまであまり重点をおいて発表されていない架設機械・機材などの架設用設備について報告するが、初めに架設工程を表-4に示す。また架設一般図を図-6に示す。

(1) 架設用設備の概要

a) ケーブルクレーン設備(写真-1)

まず、ケーブルスパンをどのくらいにするか検討した。 A_2 側を荷取り場所と考え、斜吊り鉄塔・斜吊りアンカーを考慮のうえ、当初、315 m(10 m+260 m+45 m)と設定した。しかし、 A_2 側鉄塔位置にブロック積擁壁が当たり、一部取り壊しの必要が生じるため、ケーブルスパンを5 m短くし、全体的に1 m A_1 側へ移動した形の310 m(11 m+260 m+39 m)のケーブルスパンとし、既設構造物の取り壊しを極力少なくした。

ケーブルサグは、通常、 $l/12 \sim l/15$ (l はケーブルスパン)の範囲で、 $l/15$ が多く採用されるが、後方案の安全率などを考慮して、 $l/13.2 \approx 23.5$ mのサグを採用した。

鉄塔高さについては、(サグ+キャリジブロック～ローディングブロック間距離+荷吊り索高+桁高)で決定され、通常、サグが23.5 mであれば35 m程度の鉄塔高さで十分であるが、本工事においては、部材を吊った状態で斜め吊り鉄塔を山越しする必要があるため、この山越し時の余裕量を考慮して、鉄塔高さを42 mとした。なお、山越し時の余裕量は、計算値で1.13 mであった。

系統数については、当初、主ケーブル2系統、補助ケーブル1系統の計3系統で計画を進めていたが、斜吊り索の運搬などを考慮し、また過去の施工経験により、主ケーブル2系統、補助ケーブル2系統の合計4系統を採用することにした。

次に各系統の間隔および鉄塔幅(門構幅)について説明する。まず、主ケーブル間隔であるが、アーチリブがバスケット形式であること、アーチリブ・支柱・補剛桁とも面材ブロックで架設されることにより、アーチリブの平面間隔が中央で15.0 m～6.4 mで、箱桁外側腹板上の吊り金具にて面材架設するため、吊り点間隔は16.0 m～7.4 m(箱桁幅1.0 m)となり、その平均値11.7 mを丸めて12.0 mを採用した。また、鉄塔幅(門構幅)に対しても、高さとの比(B/H)が $1/3.5$ となり、通常採用される $1/3 \sim 1/4$ の間に入るため、問題ないと判断した。

補助ケーブル間隔は、斜吊り索の運搬、支柱の建起こしなどを考慮して、アーチリブの最小純間隔(内側間隔)5.4 mを丸めて5.5 mとした。結果的には、補剛桁の箱桁内に位置することになり、重量の少ない補剛桁の架設にも使用することができた。

ロープハンガーについては、ケーブルスパン100 m程

度では設置しないのが標準であるが、長大スパンとなると、横行索・巻上索にたるみが発生し、キャリジブロックの横行、ローディングブロックの巻き上げ・巻き下げの動作が不可能に近くなるとともに非常に危険である。したがって、本工事においてもロープハンガーを用いることとした。

アンカーは、地形および搬入路などを考慮して上下流分離型のコンクリートアンカーとし、主ケーブル、補助ケーブル各1系統ずつ入る形とした。また、架設完了後の撤去は行わないため、地表より2.0 m下がりの位置にアンカーを設置した(アンカー位置は借地で、田畑などになっているため)。

アンカーの安定計算において、安全率は、浮き上がりに対して $S_f \geq 1.5$ 、滑動にたいして $S_f \geq 1.5$ とした。また、アンカー前面の受働土圧を計算する際、土の単位重量を 1.5 t/m^3 (通常 1.6 t/m^3)、内部摩擦角を 25° (通常 30°)に低減した。理由としては、地盤の地質が凝結凝塊岩が主であり、意外と脆い性質を考えてのことである。

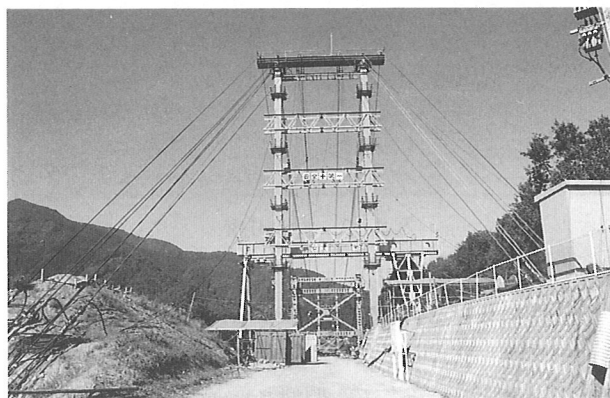


写真-1 ケーブルクレーン設備

b) 斜吊り設備

斜吊り設備を計画するうえで最も重要なものは、鉄塔設備である。本体構造である端支柱を利用する案は、発生応力度、鉄塔支持構造および取り付け治具などを考えると不可能であることが判明した。

鉄塔位置については、アーチリブアンカーブロック上、橋台背面内側および外側について検討した結果、地形、地質、施工性の点から橋台背面外側に接地することとした。

斜吊り索は2本繰り込みとし、鉄塔頂部でワイヤロープを折り返し、アーチリブ腹板上に設けた吊り金具に固定する形とした(図-7、写真-2参照)。

調整装置は滑車による繰り込み方式とし、閉合時の最終調整斜吊り索として $F_3 \cdot F_6$ に120 tセンターホールジャッキを設置し、架設段階ごとの形状調整・張力調整を行い、管理するものとした。



図-7 斜吊り索図

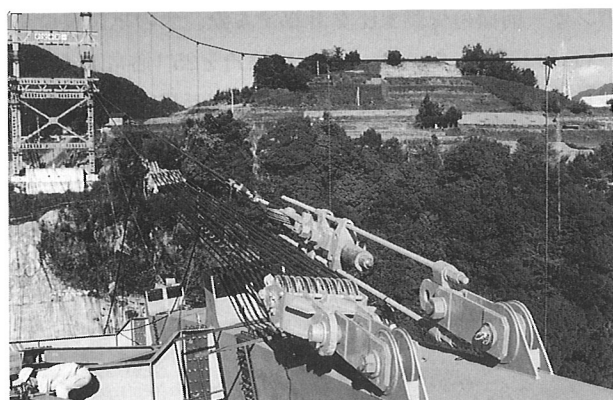


写真-2 斜吊り索

(2) 門型クレーン設備

面材ブロックにして架設するため、桁を組み立てる設備が必要となる。そこで、門型クレーンによる方法とトラッククレーンによる方法の2案を比較検討した。

- ① 長期間にわたるため、トラッククレーンより門型クレーンが経済的である。
- ② スパン20 mクラスで、吊り上げ荷重20 t、揚程10 mの門型クレーンを保有している。
- ③ 工程的には2案とも同じである。
- ④ トラッククレーンによる組立では、トレーラーからの荷取り、クレーン旋回などを考えると、ケーブルクレーン鉄塔位置を離さなければならない(ケーブルスパンが大きくなる)。

以上の点から、門型クレーンによる方法を採用した。門型クレーンの巻き上げ機は20 tクラブを主として、その両側に2.8 tホイストを設置し、2次部材の小運搬に使用した。

写真-3に門型クレーン設備を示す。

(3) PCT足場設備

PCT(Pretensioned Cable Truss)足場は、写真-4に示すように、アーチリブ架設時の人身落下防護工として、

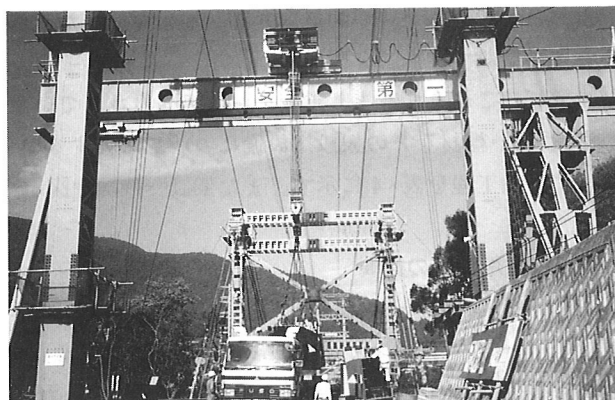


写真-3 門型クレーン設備

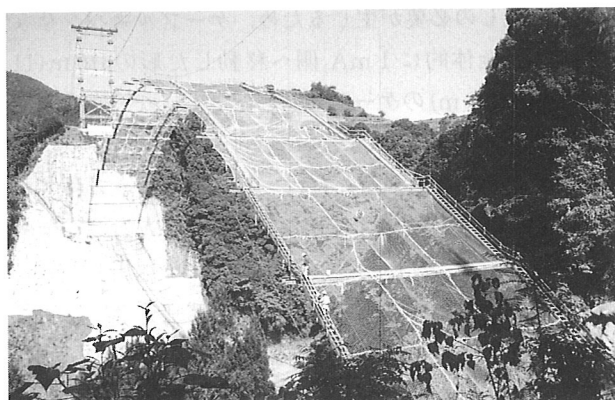


写真-4 PCT足場

アーチ形状に沿ってあらかじめ全面に設置する防護設備である。

ケーブルクレーン鉄塔間に上索(2-φ40)、アーチ橋台間に下索(2-φ28)を張り渡した構造で、計算により長さを整えた吊り索(受梁を介して上吊り索、下吊り索となる)にて、上索と下索を連結する。さらに、下索端部に挿入されたスプリングバランスと10 tチェンブロックにて張力を導入、調整して全体を安定構造とした特殊な防護設備である。

また、アーチリブ架設完了後は、PCT足場に張り渡した安全ネット・ワイヤロープを桁から吊り直し、上索・吊り索・受梁などを解体し、パイプ吊り足場として転用可能な足場である。

(4) 本工事の特徴

a) ケーブル調整装置

斜吊り設備の斜吊り索と後方索に、図-8、写真-5を示す120 tセンターホールジャッキによる調整装置を設置したこと、当工事において大きなメリットとなった。

- ① F_3 , F_6 の斜吊り位置にて張力・形状の調整および管理ができた。
- ② 後方索の調整装置により、アーチリブ全体の上げ下げが可能となり、閉合時の調整作業に効力を発揮

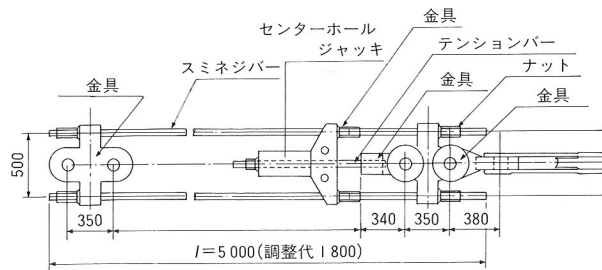


図-8 センターホールジャッキ調整装置図

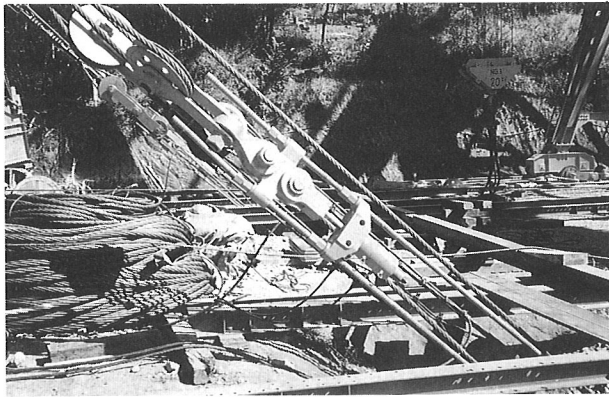


写真-5 センターホールジャッキ調整装置

した。

この調整装置は、富山工事部にて施工した美恵橋のものをそのまま使用した。作用力としては本工事の方が大きかったが、設計耐力より小さいため何ら問題はなかった。

b) PCT足場の採用

従来のケーブルエレクション工法では、橋台から橋台に張り渡したワイヤブリッジを防護工に兼用し、作業員のための足場(防護工)は架設する桁にセットし、桁の架設に伴い順次設置する。このような方法による高所作業は橋梁特殊工が行うことになるが、いくら橋梁特殊工が高所作業に慣れているとはいえ、毎日、緊張感の伴う作業を長期間続けると気持ちに余裕がなくなり、ストレスの蓄積、ひいては事故を起こすことにもなりかねない。

今回、PCT足場を採用したことにより、管理技術者、作業員一同が安心感を持って作業を進められるばかりでなく、地元の人々、数多い来客・見学者の方たちも多大な安心感が得られたものと考えられる。

このPCT足場の発案者は当架設工事の協力業者である日本ピーシーケー建設(株)の大神会長で、昭和43年に特許権を取得されたものであるが、現在は消滅している。近年、建設工事における安全性が強く叫ばれているなかで、今後、特にアーチ橋の架設にはPCT足場を採用するのが最良と考えられる。関係各方面へ働きかけ、PCT足場設置の方向にもっていくのが望ましいと思われる。

(5) 施工設備

最後にケーブルエレクション設備、斜吊り設備、門構クレーン設備およびPCT足場設備の諸元を整理すると以下のとおりである。

① ケーブルエレクション設備

(吊り上げ荷重25t2系統)

主索・後方索：2- $\phi 56(7 \times 37)$ G/O

控え索：2- $\phi 50(6 \times 19)$ B種

横行索： $\phi 18(6 \times \text{Fi29IWRC})$ C種

巻き上げ索： $\phi 16(6 \times \text{Fi29IWRC})$ C種

ロープハンガー 4個(1系統当たり)

ロープハンガー索： $\phi 10(6 \times 24)$

ウインチ：75HP複胴式

鉄塔高さ：42.0 m

門構幅：12.0 m

鉄塔重量：174 t(2組)

② 斜吊り設備(片側片面6本、鉄塔スパン265 m)

フォワードケーブル：

2- $\phi 32(6 \times 24)$ ~ 2- $\phi 56(7 \times 37)$ G/O

フォワードケーブル調整装置：

$\phi 18(6 \times 24)$ 4車×4車から $\phi 24(6 \times 24)$ 8車×8車

後方索： $\phi 50(7 \times 19)$ 4本繰り込み4カ所

後方索調整装置： $\phi 25(6 \times 24)$ 5車×5車

鉄塔高さ：15.8 m(A₁側) 23.5 m(A₂側)

門構幅：12.08 m

鉄塔重量：149 t(2組)

③ 門構クレーン設備(吊り上げ荷重25.6 t)

揚程：10 m

支間：22 m(レール間隔)

ホイールベース：10 m

集電方式：キャブタイヤ、巻き取り機

操作方式：簡易運転台・押ボタン操作

軌条：37 kgレール、軌条延長30 m

④ PCT足場設備

上索：2- $\phi 40(6 \times 19)$ 2系統

下索：2- $\phi 28(6 \times 24)$ 2系統

吊り索： $\phi 20(6 \times 24)$ および $\phi 16(6 \times 24)$

受梁：2-H300×150, $l=18$ m

4. あとがき

アーチ支間200 mの本橋は、日之影町の観光名所として大きな期待が持たれている。共同企業体としては、当初より工事の安全と確実な技術を最大目標として今日まで無事故で工事を行ってきた。今後も本橋の完成に向けて、さらに安全に努めていく所存である。

最後に、本工事においてご指導を賜った森林開発公団の方々をはじめとする関係各位に深く感謝の意を表したい。