

リニキュイタンコー 鯉魚潭拱橋の建設 —逆ランガーアーチ・トラス張出し架設工法—

藤田 豊梧*1・飯泉 章*2・阿多 謙二*3・松浦 克治*4

1. はじめに

台湾は、日本の九州ほどの面積であり、その幹線としての鉄道もほぼJR九州に匹敵する規模を備えている。

台湾における鉄道は、1887年基隆～新竹間の営業開始から現在まで110年の歴史があり、西部幹線・東部幹線そして8年前に開通した南廻線において全島1312kmを一周している(図-1)。そのうち西部幹線は1977年に電化し、大都市を結ぶ動脈として重要な役割を果たしているが、竹南・彰化間約90kmは、1908年に開通した山線と昭和初期に開通した海線とがある。

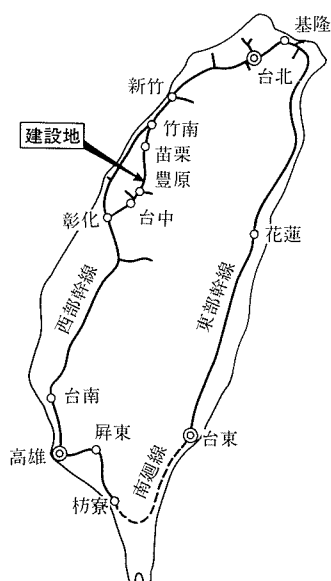


図-1 台湾の鉄道幹線図

台湾鉄道は、営業額の65%を西部幹線が占め、そのうちの70%を山線に依存している。特急や急行列車の大部分が山線を経由し、途中には苗栗・豊原・台中などの都市があり、重要度が高いにもかかわらず、古いが故の湾曲した線形・急勾配や単線構造が、高速化の妨げやさらには列車運行遅延の原因となっていた。

山線のうち、豊原～彰化間22kmは、1987年に増線による複線化を完了しているが、竹南～豊原間57kmは、台湾中部丘陵地帯に12カ所の隧道と大小多数の橋梁があり、曲線半径 $R=400$ m以下の区間が線路延長11km、勾配2%以上の区間が約22kmに及び、ほとんどの構造物は90年前に構築されたものである。隧道内は、電化時に建築限界の確保上、

路盤降下をしたために排水が悪く、レール破断や信号支障が発生しやすく、橋梁部においては、基礎根入れが浅いために年々沈降し、老朽化が甚だしい状況であった。

そこで、大幅な新路線を含む複線化工事が1988年より計画・着手され、鯉魚潭拱橋の完成により、1998年10月に山線全線の複線化工事が終了した。

2. 工事概要

工事名：山線雙軌工程鯉魚潭拱橋新建工程

発注者：台湾鐵路局

設計：中華顧問工程司

施工：福鍵營造股份有限公司

総合技術指導：日本鋼弦コンクリート(株)

建設地：中華民国苗栗縣三義鄉鯉魚潭村

工期：1993年9月～1998年6月

3. 構造の概要

橋長：790.000m (アーチ部主橋=408m)

支間：4@31.30m+68.33m+2@134.00m+68.33m
+7@31.30m

幅員：アーチ部 12.100m

単純桁部 10.500m

構造形式：PC4径間連続逆ランガーアーチ橋およびPC
単純I桁橋

軌道構造：バラスト軌道

線形：直線・水平

PC鋼材：主ケーブル 19S12.7mm (SWPR7B相当)
12S12.7mm ()

横締め 1S15.2mm ()

仮設鋼材 $\phi 35$ mm (SBPR930/1080)

4. 設計概要

4.1 橋梁計画

本橋は、台湾中部特有の緩やかな丘陵部の裾で前後を隧道に挟まれた谷を跨ぐ台湾鉄道で最も高い橋脚を有し、風光明媚な休養地区に位置する。

しかし、架橋地付近では近年まで強烈な地震活動が観測されており、景観上ばかりか強い耐震性も十分配慮した設計がなされ、PC4径間連続逆ランガーアーチ橋(図-2)が採用された(以降は、アーチ部主橋について記す)。

4.2 設計条件および主要使用材料

設計方法：許容応力度設計法

*1 Bungo FUJITA：日本鋼弦コンクリート(株) 取締役 工事統括部長

*2 Akira IIZUMI：日本鋼弦コンクリート(株) 相模原工場長

*3 Kenji ATA：日本鋼弦コンクリート(株) 東京支店 工務部 工務課長

*4 Katsuji MATSUURA：日本鋼弦コンクリート(株) 大阪支店 工務部 工事課長

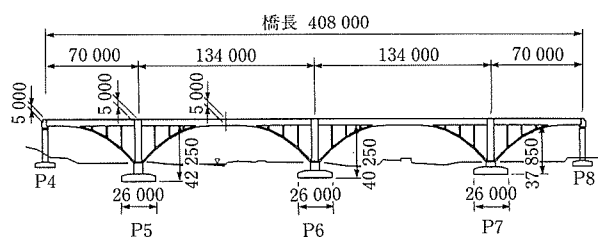


図-2 鯉魚潭拱橋一般図

設計基準：国鉄建造物設計標準解説（日本）

列車荷重：KS-18

他の荷重：車両横・制動・始動・ロングレール縦・
風・群集荷重・仮設機械・施工時作業荷重

設計震度： $kh=0.25$

主要使用材料：

コンクリート $\sigma_{ck}=350, 280 \text{ kgf/cm}^2$ 約 43 000 m^3

鉄筋 SD295A, SD345相当 約 6 800 t

PC鋼材 19S12.7, 1S15.2 約 490 t

4.3 上部工の設計

(1) 主方向の設計

上部工の設計は、技術指導開始時において、すでに一部の橋脚のフーチング施工が開始されていたことと、発注者の意向により橋梁の外観については変更しない、さらにはすでに購入済みの主要材料の規格変更はできないなどの条件付きで詳細設計がなされた。

主桁断面形状は1室箱桁断面で、桁高は全橋にわたり5.0 m、下床版幅は6.0 mである。箱桁の上下床版厚は、36 cmを標準とし、アーチクラウンを除く区間において断面力に応じて、50 cm区間を設けている。また、腹部は鉛直で、厚さは50 cmを標準とし、床版同様に60 cm区間を設けた。ただし、柱頭部～第1鉛直材間は100 cm～60 cmとし、せん断力および斜引張力に対応した。

アーチリブと鉛直材はRC構造とし、断面形状はそれぞれ1.2 m×6.0 m、0.8 m×5.8 mの充実断面とし、鉛直材の接合部は、第1鉛直材のみ上下とも剛結で、第2・第3鉛直材は、上下とも端部付近にヒンジ構造を設けた。第4鉛直材は構造解析モデル上は存在するが、図面においては箱桁内隔壁に相当し、アーチクラウンにおけるアーチ材と箱桁も解析モデルと施工は異なっている（図-3）。

箱桁とアーチリブがクラウン部において一体構造となっている場合のモデルとして2つの骨組みモデルを考え、構造系完成後載荷される荷重に対して断面力の比較を行い、曲げモーメントが大きくなるモデル2で設計を行った（表-1）。

施工順序は、下部工完了後に柱頭部および箱桁部第1ブロックをブラケット施工し、第2ブロック以降を現地製作した補強型中型ワーゲンの上部主構と簡易軽量な特殊作業床により最大容量（300 tf・m）、最大施工長（4.0 m）の片側18ブロックの両張出し架設とした。アーチ部の施工は、第2鉛直材までを固定式支保工とし、以降を箱桁とワーゲンからの吊り支保工として荷重算定した。トラス架設時の斜吊り材は、日本から搬入することとして異形総ねじ鋼棒をアーチ部の区間施工ごとに配置・緊張し、施工中の張力調整

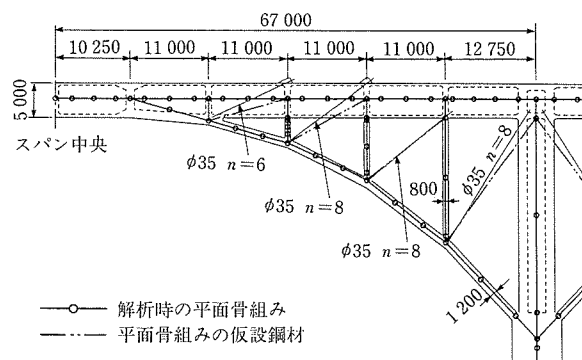


図-3 解析骨組みモデル

表-1 構造系完成後の載荷荷重による断面力比較

節点	モデル 断面力	骨組みモデル 1	
		モデル 1	モデル 2
51	N (tf)	268	257
	S (tf)	5	6
	M (tf・m)	1 128	1 338
55	N (tf)	268	257
	S (tf)	104	103
	M (tf・m)	623	837
59	N (tf)	379	363
	S (tf)	38	38
	M (tf・m)	786	1 056
179	N (tf)	477	646
	S (tf)	25	2
	M (tf・m)	160	15

は、原則としてしないものとして設計した。鉛直材は斜吊り材緊張後に施工し、直上の箱桁施工をする繰返しとして工程日数を設計に反映させた。

箱桁内の隔壁は、一般の張出し施工においてはワーゲンの型枠押さえ梁の施工都合上、3ブロック～5ブロック遅れで施工する場合がほとんどであるが、本橋では構造上、斜吊り材緊張までに隔壁部材の施工が必要となった。

主ケーブルは、基本設計の尊重および特殊材料の現地調達に難しい事情等を考慮して、すでに手配済みの19S12.7 mmのPC鋼より線とし、柱頭部付近は78ケーブル、中央支間閉合部においては48ケーブル配置されることとなった（図-4）。また、閉合部貫通ケーブル以外は、施工性を考慮して緊張位置を施工端部とし、張出し施工時に両引きあるいは片引きにて緊張を行い、箱桁内奥へのジャッキ運搬が生じないように配慮した。

各橋脚からの張出し架設完了後の閉合順序は、基本設計においては両端支点施工後に中央閉合の順であったが、端支点負反力改善を目的として、中央閉合、端支点施工の順とし、最後に端支点における負反力用鉛直ケーブルを緊張した後、仮設斜吊り材を施工時とは逆の順序で撤去し、橋体一連の施工を完了することとした。

(2) 横方向の設計

横方向の設計は、ボックスラーメン構造として解析し、上床版はPC構造として1S15.2 mmを30 cmピッチで配置した。上床版中央支間は、5 m程度であり、鉄道橋のために道路橋ほどのプレストレスは必要とされないが、PC鋼材量は、張出し床版側支点部において決定された。

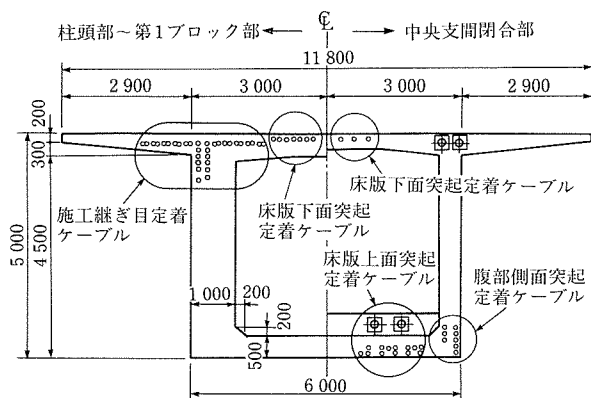


図-4 ケーブル配置図

下床版および腹部は、RC構造とした。

4.4 下部工の設計

下部工は、支持地盤への直接基礎で、根入れ深さはP6、P7橋脚は4mを確保し、P5橋脚はフーチング先端が河川断面を侵すために9mとしている。

脚形状は、フーチング上面からアーチスプリング部までは充実断面によるフーチング頭部を有し、それより上、柱頭部までは長方形中空断面となっている。

4.5 負反力への対策

本橋はバランスポーチとして計画され、中央2径間に對し両側径間が適度の長さを有していないために、構造系完成以後端支点において大きな負反力が発生する。

対策として、以下の3案を検討した。

- ① 側径間端部側箱桁内にコンクリートを後打ちし、カウンターウェイト効果により、常時においては負反力を発生させず、地震時に対しては浮上り防止用の鉛直PC鋼材を配置し、さらに鋼製支承をゴム支承に変更する。
- ② 端支点部の橋体施工後に、負反力相当の荷重をあらかじめジャッキにて上向きに与えた後に支承を据え付け、その反力により負反力を打ち消す。
- ③ 発生する最大負反力に対応できる荷重を鉛直PC鋼材により桁端に与え、支承の浮上り防止をする。

上記3案に対し、①、②は施工費用および新単価を設けたくないなどの理由から不採用となり、③案が採用となった。いずれも技術的な論議が十分になされなかったのが残念であった。

5. 施 工

5.1 下部工の施工

基礎の支持地盤は、掘削完了後に平板載荷試験を実施し、支持力の確認をした後、フーチングの施工をした。

フーチングコンクリートは、1基約3,700m³あり、設計強度が得られる範囲内で単位セメント量を極力少なくしたが、現場の生コンプラント能力、温度降下による1層打上り高さの制限から、施工時期により7分割～9分割を余儀なくされた。打設時のコンクリート冷却は、河川の水を直接散水する方法が採られた(写真-1)。

橋脚は、高さ約5mを施工単位として、大型鋼製枠を移

動式クレーンにて組み立て、鉄筋は高規格のHD36mmを機械継手により接続して施工した。

5.2 柱頭部の施工

柱頭部の支保工は、H形鋼(300×300×10×15)によるブラケットとし、脚頭部施工時にあらかじめ埋め込んだアンカーに高力ボルトで取り付けた。

各断面寸法が上床版厚90cm、下床版厚80cm、橋軸方向側壁175cm、直角方向側壁125cmと大きいので、施工性を考慮して鉄筋・型枠・コンクリート工ともに3段階の分割施工とした。

最も施工上困難を極めたのは、橋脚からの主鉄筋HD36mmが平均ピッチ10cmで立ち、腹部厚100cmの第1ブロックからのスターラップ筋D29mmと軸方向筋D25mmが箱桁としての連続性をもたせる意味からピッチ10cmで交差し、さらに上床版には、主ケーブルの内径90mmシースが幅員方向810cm間に58列配置・施工したことであった。柱頭部上床版は足場の能力上撮影できなかったため、同数のシースが配管されている第2ブロックの上床版配置状況を写真-2に示す。

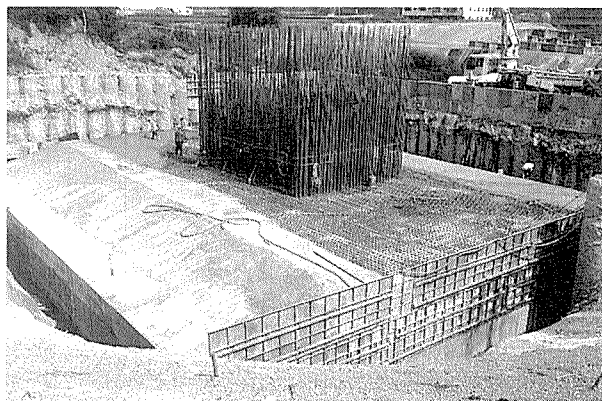


写真-1 P5橋脚フーチングコンクリート打設状況

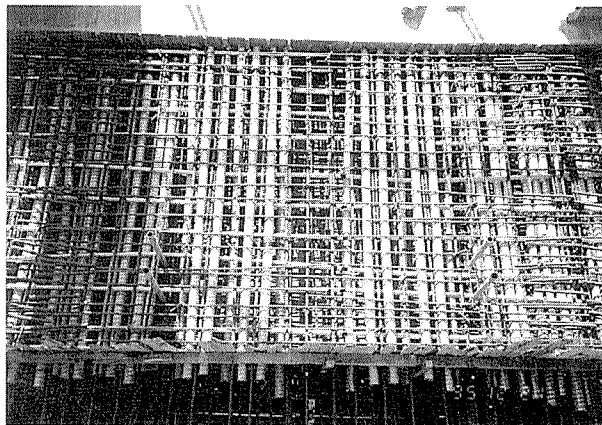


写真-2 第2ブロック上床版の鉄筋・シース配置状況

5.3 ワーゲンによる箱桁の施工

各橋脚に据えた6基の現地製作した補強型中型ワーゲンは、その主構部は、日本で一般的に使用しているものと遜色はないが、動力による駆動装置を装備しなかった。これは、以下に示す理由からである。

- ① 製作コストが大幅に安くなる。
- ② 簡易軽量な特殊作業床を吊り下げているため、1tf程

度のレバーブロックで容易に移動できる。

③ 台湾における建設作業員は、大半がアジア地域の外国人労働者であるために労務賃金が安く、ワーゲン移動に時間を費やしても、負担が小さい。

④ 鉛直材があるために、作業床の主桁構造が一般のワーゲンと異なり、箱桁側面に移動用の梁とブラケットがあり、移動速度が緩慢な方が安全である。

また、作業床が簡易軽量であるのは、箱桁の外面寸法が全支間を通して一定であるため下床版型枠面と作業床面が同一にできて二重構造を必要としなかったためと、図面記載寸法の単位がcm止めに示されるとおり、誤差精度の許容値が日本ほど厳しくないのも一因であった。

本工事に使用したワーゲン作業床は、鉛直材施工時に特定位置に開口部を設けることができること(写真-5)、ワーゲン移動時に、施工した鉛直材背面の型枠および型枠受け梁が容易に解体・移動・組立てができ、かつ安い製作コストを前提に計画・設計・製作された。

張出し施工のサイクル工程上最も支障となったのが、箱桁内面の形状であった。床版厚および腹部厚の変化は、すべて箱桁内寸法の変化となり、さらに主ケーブルの定着突起が上下床版・腹部に多数あり定着方向・位置も一定ではない(写真-3)。これら定着突起は、施工先端で緊張するケーブルのものであっても施工中のブロックを貫通するケーブルが多く、断面内に定着体を配置できないために、やむなく突起定着しているケーブルも数多くあった。これらは詳細設計段階よりの懸念であったが、労務事情から木製型枠を扱える大工が、日本ほど土木工事に従事していないため鋼製型枠を使用しており、狭い空間での人力による複雑な形状の型枠作業がサイクル工程遅延の原因となった。

5.4 固定支保工によるアーチ部の施工

第2鉛直材までのアーチ部は、H形鋼による固定式支保工により施工した(写真-4)。鉄筋・型枠・コンクリート工については、アーチ部および鉛直材も問題はなかったが、第1斜吊り材緊張後の構造系変化に対して、斜吊り材の張力増加の施工計測値が設計値を下回った。これは、支保工の拘束が構造系全体の変位を小さくしたことが、上越し計算の設計値と比較した水準測量からも観測できた。この傾向は、第2斜吊り材緊張後もそれぞれの張力増加については同様の傾向で、鉛直材上部の箱桁コンクリート打設後に、それぞれ実施した斜吊り材の張力調整と固定支保工のアーチ部底型枠解体にて対応した。

5.5 吊り支保工によるアーチ部の施工

アーチ部の第3、第4区間は、箱桁およびワーゲンから仮設PC鋼棒12本にて、H形鋼を骨組みとした型枠支保工を吊り下げて施工した(写真-5)。組立て解体は、移動式クレーンの相吊りで行った。

5.6 斜吊り材の張力計測

斜吊り材のφ35mm異形総ねじ鋼棒は、あらかじめ日本において総配置本数の1/2にひずみゲージを取り付け、荷重試験を実施した後に現地に搬入した。計測は、ハンディタイプのデジタルひずみ計を用いて測定し、斜吊り材の張力変化を捉えた。ただし、斜吊り材の緊張力導入時に、緊張

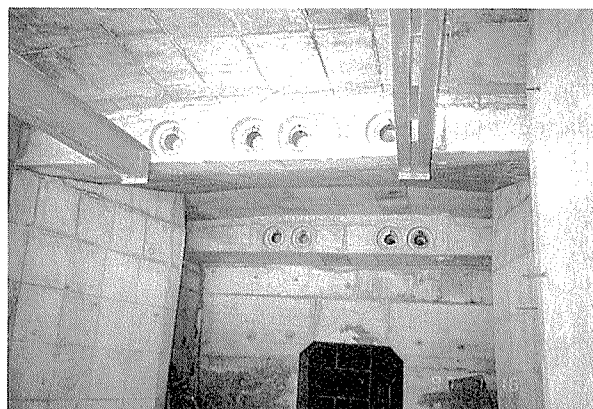


写真-3 上床版の定着突起と方向が逆の腹部の定着突起

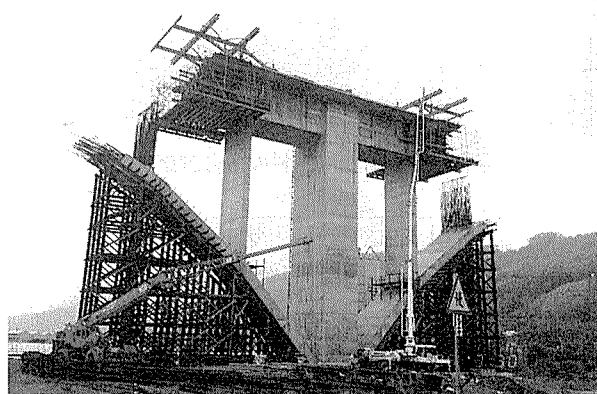


写真-4 P6アーチリブ第2区間脱枠直後

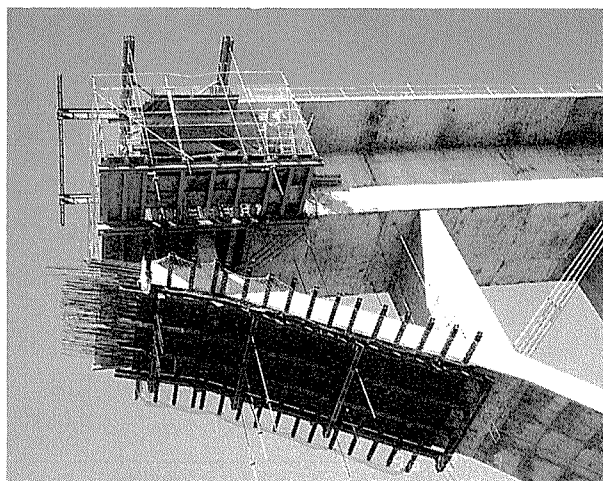


写真-5 P6アーチリブ第3区間吊り支保工

ジャッキにデジタルひずみ計対応のロードセルを併用して緊張力管理をしたが、以下の問題が発生した(写真-6)。

- ① 1施工箇所の斜吊り材を同時緊張せず、1本ずつ緊張したために、緊張本数の進行に応じて先に緊張した鋼棒の張力ダウンがある程度生じた。
- ② 吊り支保工区間のアーチ材に配置した斜吊り材の緊張時には、支保工用吊り鋼棒の伸戻りにより、①の現象が著しく、緊張作業途中において、支保工用吊り鋼棒の完全解体を余儀なくされた。
- ③ 斜吊り材のナットは、熱処理品を使用したが高、定着時のセットがナットの定着回数や、導入緊張力の大小

により不安定で、定着後の所定張力を確保するのに時間を要した。

- ④ ひずみゲージを取り付けていない鋼棒は、付けた鋼棒の実績により導入緊張力を決定したが、定着後の張

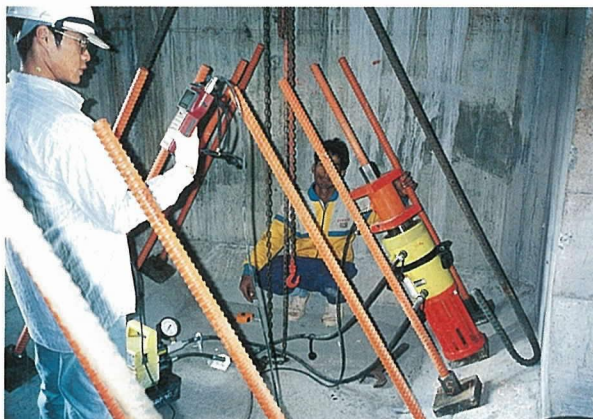


写真-6 第1斜吊り材の張力調整状況

力確認は行っていない。

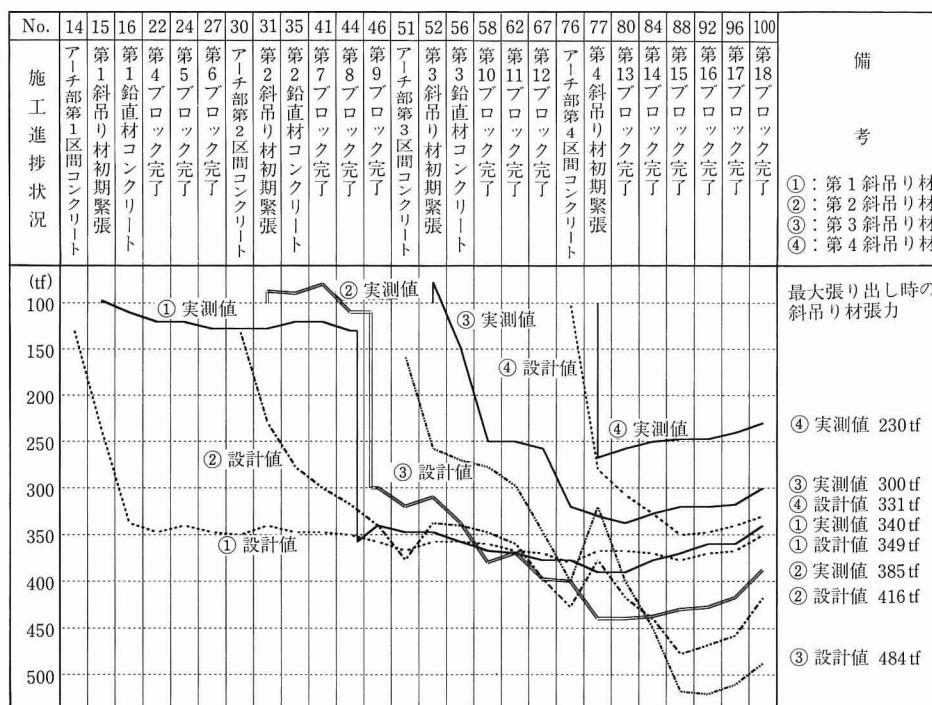
上記理由で斜吊り材の安定した初期張力を確保するために、1施工箇所緊張作業を3サイクルで実施し、各鋼棒の張力の均一化を図った。

また、斜吊り材には $1/2 \cdot \sigma_{pu}$ 程度の張力が導入されているが、張力の程度によっては固有振動数が変化し、さほど強くない風に対して大きい共鳴振幅が発生するのでロープにより振動防止を施した。

斜吊り材の張力管理の結論として、本橋においては、ほぼ設計計算どおりの変化が計測値として得られたが、橋脚から離れた斜吊り材ほど計算値より増加張力が小さく現れた(図-5)。これらは、構造解析上の鉛直材の剛結・ヒンジの取扱いやアーチクラウン部の骨組み設定、また施工面では、工程遅延によるクリープ・乾燥収縮やコンクリートヤング係数の大小などが複合的に影響していると考えられる。

5.7 閉 合

各部の閉合は、すべてワーゲンをを用いて行った(写真-7)。



No. : 全構造系の施工ステージの順序番号

図-5 斜吊り材の張力推移

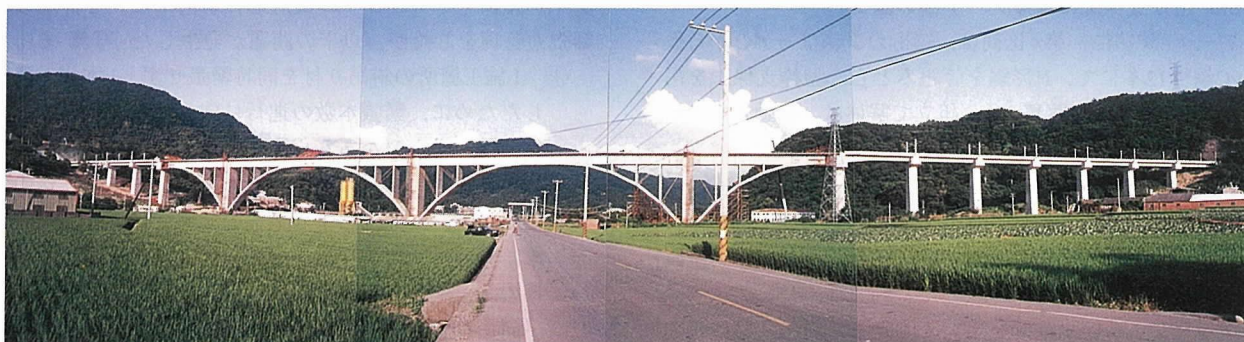


写真-7 P6～P7間の閉合を完了後、他の閉合箇所を施工中

6. おわりに

近年、本橋クラスの施工規模は、日本においては決して珍しくない規模であるが、特筆すべき点は、鉄道橋においてまだSLでも走れる設計荷重で、支間134mの橋梁を5人ほどの現場技術者（うちPC橋工事経験者2名）で完成させてしまう台湾企業のパワーである。40人ほどの作業員の大部分は、現場入所時に現地語も分からずに就労しているので

ある。

台湾においてはすでにPC橋がスタンダードな橋梁構造物となりつつあるが、日本のきめ細やかなこだわりとうまく融合し、橋梁建設の地位の発展向上を望むものである。

参 考 文 献

- ・黄 輝龍：台湾鉄道山線改善（部内報告書），1997

【1999年3月2日受付】

◀ 刊行物案内 ▶

PPC構造設計規準(案)

外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法 設計施工規準(案)

プレストレストコンクリート橋の耐久性向上 のための設計・施工マニュアル(案)ー抜粋ー

(平成8年3月)

頒布価格：3点セット 5 000円 (送料 500円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会