

(36) 武光橋(PC双弦ローゼ・アーチ橋)の設計・施工について

(株)富士ピー・エス
 建設省近畿地方建設局道路部道路工事課
 建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所
 (株)富士ピー・エス

正会員 ○鈴木 真
 堀岡 兆
 小林 正治
 正会員 西 弘

1. はじめに

大滝ダムは、奈良県吉野郡吉野川上流区域に建設される多目的ダムである。大滝ダム建設に伴い、国道169号線はルートの変更が必要となり、現在供用されている多くの橋梁が新しく建設されることになった。武光橋は、吉野川を横断する昭和40年代に建設された鋼桁橋であったが、周辺環境との景観性、将来の維持管理性等を考慮し、プレストレストコンクリート双弦ローゼ・アーチ橋として生まれ変わるようになった。

武光橋の主構造部材は、PC構造である下弦材(補剛桁)、RC構造である上弦材(アーチリブ)、そして、上弦材から下弦材を吊り下げるPC鋼棒(吊り材)で構成されている。吊り材はステンレス製のシースマン管内に配置され、コンクリート等による被覆を行っていない。コンクリート被覆を行わない吊り材を用いたPCアーチ橋は、日本では前例が少なく、吊り材にプレストレスを導入することにより経済的な断面設計を行っている。また、多くの吊り材を有するアーチ橋では、内部不静定次数が高いため、実際に各部材に発生する応力が設計理論通り推移することを確認することが、非常に難しいと考えた。よって、施工時および完成時に亘り、各部材に発生する応力を計測し安全性の照査を行った。武光橋は平成9年12月に無事竣工を迎えたが、本稿はその設計思想、計測結果および施工について詳述するものである。

2. 橋梁概要

本橋の工事概要を以下に、写真-1に完成状況、図-1に橋梁の構造を示す。

事業主体：建設省近畿地方建設局大滝ダム工事事務所

橋種：プレストレストコンクリート橋

橋梁形式：PC双弦ローゼ・アーチ橋

場所：奈良県吉野郡川上村

橋長：63.150m

支間：61.450m

全長：8.400m

有効幅員：5.000m

桁高：1.300m

(補剛桁)

0.800m

(アーチリブ)

活荷重：TL-14

平面線形：R=∞

斜角：90°00′

ライズ：14.096m

スパンライズ比：0.229



写真-1 完成状況

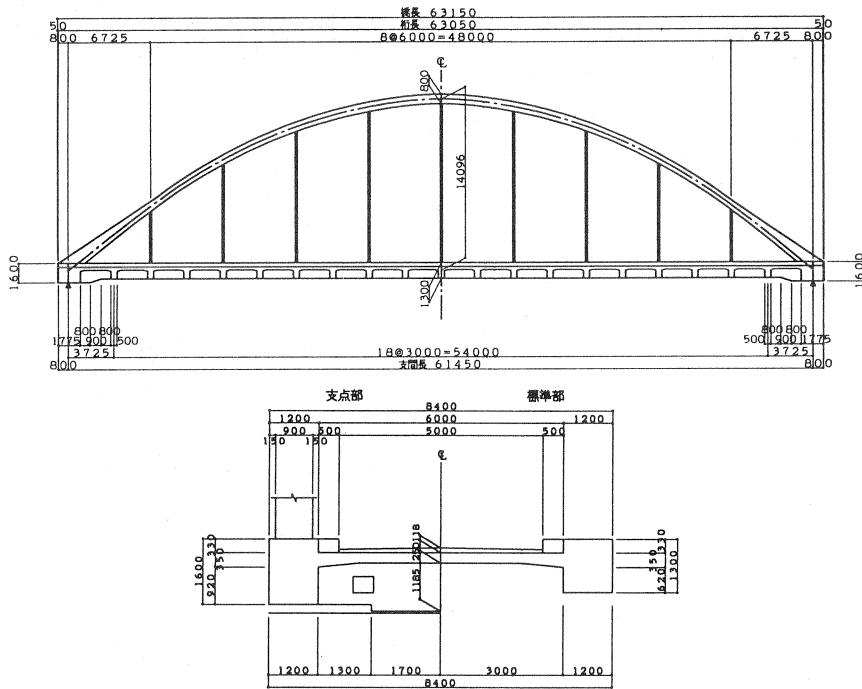


図-1 武光橋一般図

3. 武光橋の構造的特性

従来のPCアーチ橋は、吊り材を被覆するコンクリート部材を介して吊り材にプレストレスを導入するか被覆されていない場合は、吊り材にプレストレスを導入しないのが一般的である。これに対し、被覆されていない吊り材にプレストレスを導入する工法は、吊り材にプレストレスを導入することにより上・下弦材が互いに近づくような弾性変形を起が生じ、各部材に二次的な断面力を発生させている。この2次力の影響により、下弦材には負の曲げモーメントが発生し、設計荷重時において有利に作用するため、下弦材の断面を小さくすることが可能となり、経済的な設計が行える。本橋はこの二次的な断面力を期待した設計を行った。

吊り材にプレストレスを導入する工法は断面設計上有利ではあるが、その反面、施工時において留意しなければならない問題点が生ずる。まず初めに、吊り材にプレストレスを導入することによって、上・下弦材が互いに近づくような弾性変形を起こすため、吊り材に導入されたプレストレスに減少量が生じてしまう。全吊り材(18組36本)に一度にプレストレスを導入できれば問題はないが、実際の施工では、このような緊張作業を行うことはできない。よって、吊り材1組もしくは2本毎にプレストレス導入を段階的に行うことになるが、その段階的な緊張作業の過程において、緊張作業を終えた吊り材には、その後の他の吊り材の緊張作業によりプレストレスの減少量が生じる。この対策として、後項に記する計測を行い、全吊り材の緊張作業後に吊り材に作用する張力を確認し、プレストレスの不足量を再緊張する方式を用いた。

次に、支保工を解体する時期が2次断面力の管理上の重要な問題となる。プレストレス導入前に下弦材支保工を解体する場合、下弦材の自重が吊り材に張力として作用し、PC鋼棒の許容値に対してプレストレス導入ができる余地がほとんどなくなってしまう。吊り材にプレストレスが導入できないため、先に述べた下弦材に作用する2次的な断面力がほとんど発生しないことになり、下弦材に許容値を満足しない断面が生じる。よって、吊り材へのプレストレス導入前に、下弦材支保工を解体することはできない。しかし、吊り材

へのプレストレス導入時に下弦材支保工を解体せずに、吊り材にプレストレスを導入すれば、以下に記する要因により上弦材は許容値を満足しなくなる。

①. 上弦材に局所的な曲げモーメントが発生する(図-2参照)。

②. 上弦材に作用する曲げモーメントは増加するが、下弦材の自重が載荷されない(吊り下げられない)ために軸圧縮力が期待できず、局所的な曲げモーメントによる引張応力度が卓越してしまう。

局所的な曲げモーメントは、全ての吊り材にプレストレスを導入してしまえば、分散されてしまい許容値を満足するようになる(表-1参照)。よって、1回に導入するプレストレスを小さくし、局部曲げモーメントを抑制しながら、一旦全吊り材へのプレストレス導入を完了させる。これを繰り返し行えば、吊り材に所定のプレストレスを導入することができる。そのためには、プレストレス導入前に、導入回数および導入すべきプレストレス量を解析によって求める必要がある。

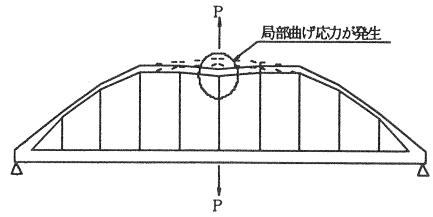


図-2 局部曲げ応力の概念図

表-1 吊り材1組ごとにプレストレスを導入した場合の上弦材に発生する応力

プレ導入ケース	単位	1組のみ導入	~	8組のみ導入	全組導入
曲げモーメント	tfm	54.85		96.43	42.76
軸力	tf	87.78		79.81	109.48
幅	cm	90.0		90.0	90.0
高さ	cm	80.0		80.0	80.0
有効高	cm	74.2		74.2	74.2
圧縮および引張変形量	cm2	11.460	~	11.460	11.460
	D19	4		D19	4
σ_c		107.3		193.3	77.4
応力残 σ_s	kgf/cm2	3463.8		8878.3	1444.4
σ_s'		1212.3		1978.7	966.8
許容応力度 σ_{ca}	kgf/cm2	133		133	133
σ_{sa}		2250		2250	2250
判定		X		X	X

4. 解析

4.1 解析手法

図-3に解析モデルを示す。

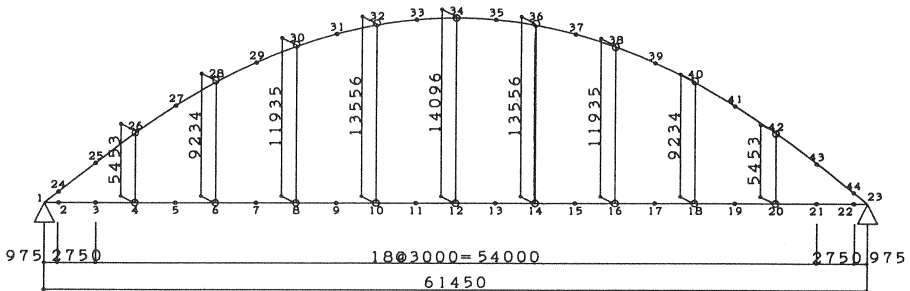


図-3 解析モデル図

吊り材1組ごとにプレストレスを導入した場合の(2次)断面力を算出し、プレストレス導入順序に従って組み合わせた断面力に対して応力解析を行う。吊り材は9組あるので解析ケースは9ケース考えられる。

ここで、吊り材へのプレストレス導入前において、下弦材はまだ支保工上にある。この状態から吊り材に1組ずつプレストレスを導入することによって、徐々に支保工上から下弦材は吊り上げられていく。よって、どのケースで下弦材が支保工に接触しなくなるか検討する必要があると考えられるが、その検討は非常に複雑である。これより、

A: 下弦材が支保工上にない(下弦材自重を載荷させる)場合(図-4.A参照)

B: 下弦材が支保工上にある(下弦材自重を載荷させない)場合(図-4.B参照)

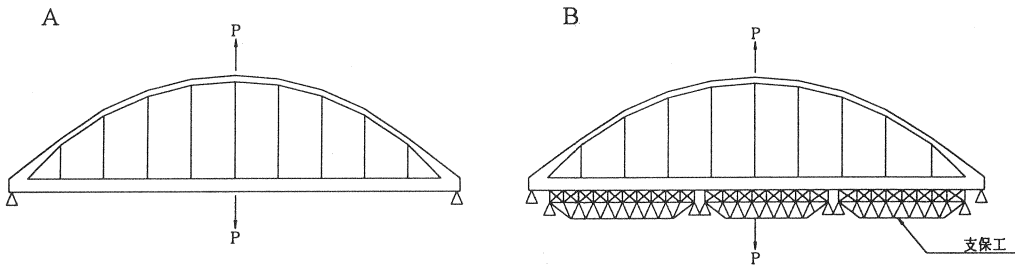


図-4 支保工設置ケース

の2ケースについて、各部材(下弦材、上弦材および吊り材)に発生する応力度の検討を行い、両ケースとも許容値を満足すれば、その途中の段階も満足するといえる。

4.2 解析結果

表-2に吊り材のプレストレス導入段階と導入力を示す。表-2のように吊り材へのプレストレスを2段階に分けて導入すれば各部材は許容値を満足する。なお、表中の値は、吊り材1組(2本)当たりの導入プレストレス(tf)を示す。

表-2 プレストレス導入量

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8	CASE9
第1段階(P1)	18.0	20.0	22.0	24.0	24.0	24.0	22.0	20.0	18.0
第2段階(P2)	22.0	20.0	18.0	16.0	18.0	16.0	18.0	20.0	22.0
合計(P1+P2)	40.0	40.0	40.0	40.0	42.0	40.0	40.0	40.0	40.0

第1段階として表-2のP1を全吊り材に一旦導入した後、同様に第2段階としてP2を導入する。

ここで、図-5に示すように吊り材のプレストレスにより、上・下弦材が互いに近づくように弾性変形を起こすと同時に、橋体は元の形に戻ろうとする2次力が生じ、これが吊り材に張力として作用する。特に端部は隅角部に近いことから2次力は大きくなる。よって、端部での第1段階のプレストレス量を抑えることにした。これに対し第2段階では、各吊り材に作用する張力が一律 $P=40(tf/2本)$ となるように吊り材へのプレストレスを導入するものとした。

下弦材、上弦材および吊り材とも、施工時(第1段階・第2段階)および設計荷重時において許容値を満足した。

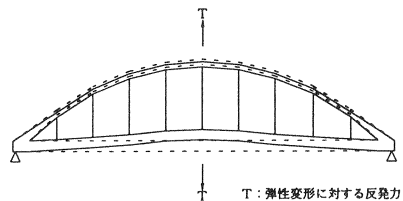


図-5 2次力概念図

5. 吊り材へのプレストレス導入

吊り材へのプレストレス導入は、計測を行い各部材の応力状態を確認しながら行った。緊張力管理は、緊張ポンプのマノメーターによる管理と同時にひずみによる管理も行った。

後項にも述べるが、下弦材支保工がまだダウンされていない第1段階の吊り材プレストレス導入時において、支保工による拘束力の影響によって計測データにばらつきが生じ、正確な吊り材へのプレストレス導入を行うことができなかった。よって、第1段階および張力調整終了後に、一旦下弦材支保工をダウンし、支保工による拘束力を除去した後、第2段階のプレストレス導入および張力調整作業を完了させた。

また、図-6には、右弦支間中央部およびP1側端部の各吊り材に着目し、他の吊り材へプレストレス導入することによって生じる上弦材および下弦材の弾性変形の影響により、着目する各吊り材にプレストレス導入した後に変動した張力の値を示す。

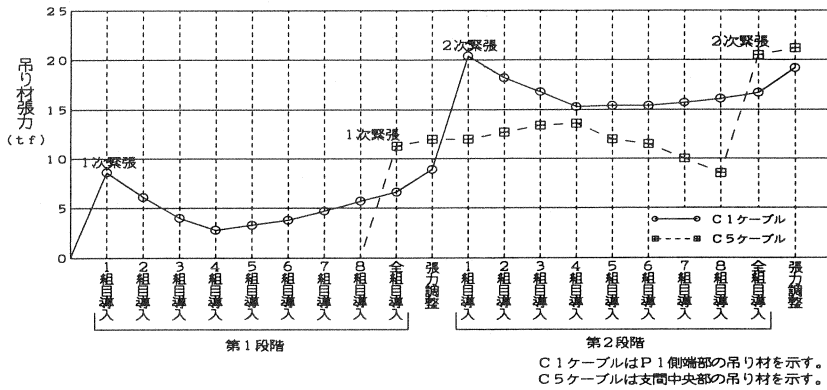


図-6 吊り材量力の変動

上記より張力調整を含め4回の緊張作業を行った。また、支保工解体後の遅れ弾性・温度変化等の影響により、吊り材張力に変動があると考えられ、その後約1日間計測を続行したが、異常がないことを確認した。

6. 計測結果と考察

上・下弦材に鉄筋計、吊り材にひずみゲージを取り付け、吊り材へのプレストレス導入時に各部材に発生するひずみ計測を行った。計測作業は、一箇所ですべて集中的に管理し、吊り材へのプレストレス導入作業中は常時行った。計測データと計算値との整合性も随時チェックした。

下弦材において、第1段階で想定される設計値に対し、実測値の正負符号が逆転しているようなデータが見られた(特に下縁側)。これは、下弦材支保工がまだダウンされていない状態であり、支保工による解析上予測が困難な拘束力によって、データにばらつきが生じたと考えられる。しかし、支保工ダウン後のデータについては、ほぼ設計値に近い値を示している。

上弦材についても下弦材と同じような傾向になっており、下弦材支保工がまだダウンされていない状態では、計測データにばらつきが見られるが、支保工ダウン後のデータについては、ほぼ設計値に近い値を示している。また、表-3の解析結果は、コンクリートに発生する応力度を示したものであり、上弦材はRC構造であることから鉄筋の応力状態に着目して計測データを集計したところ、全て

表-3 計測結果

測定位置		第1段階 プレ導入	支保工 ダウン	第2段階 プレ導入	測定
					完了時
右弦中央	設計値	-7.0	-2.1	-5.0	-5.0
	実測値	-4.0	-3.7	-5.8	-7.9
	差	3.0	1.6	0.8	2.9
	比率(%)	43.3	77.2	16.2	58.3
右弦中央	設計値	8.3	-27.3	-23.8	-23.8
	実測値	-7.5	-24.1	-22.1	-19.8
	差	-15.9	3.2	1.7	4.0
	比率(%)	190.7	11.6	7.2	16.9
左弦中央	設計値	-7.0	-2.1	-5.0	-5.0
	実測値	-0.2	-3.5	-4.8	-8.2
	差	6.8	1.4	0.2	3.2
	比率(%)	97.0	68.4	4.5	65.0
左弦中央	設計値	8.3	-27.3	-23.8	-23.8
	実測値	-8.7	-24.2	-23.5	-20.5
	差	-17.0	3.1	0.3	3.3
	比率(%)	204.1	11.3	1.3	13.9

測定位置		第1段階 プレ導入	支保工 ダウン	第2段階 プレ導入	測定
					完了時
右弦中央	設計値	1.6	23.7	2.2	22.2
	実測値	7.3	20.2	7.8	21.6
	差	5.7	-3.5	5.6	-0.6
	比率(%)	367.1	14.9	25.0	2.9
右弦中央	設計値	-1.0	42.5	44.5	44.5
	実測値	34.8	50.0	49.1	40.7
	差	35.8	7.5	4.6	-3.8
	比率(%)	3520.7	17.5	10.3	8.6
左弦中央	設計値	1.6	23.7	2.2	22.2
	実測値	9.5	23.0	26.6	23.2
	差	7.9	-0.8	4.3	1.0
	比率(%)	507.8	3.3	19.5	4.3
左弦中央	設計値	-1.0	42.5	44.5	44.5
	実測値	58.0	46.5	46.0	38.8
	差	59.0	3.0	1.5	-5.7
	比率(%)	5801.6	6.9	3.3	12.8

測定位置		第1段階 プレ導入	支保工 ダウン	第2段階 プレ導入	測定
					完了時
右弦C3	設計値	22.0	31.9	40.0	40.0
	実測値	21.7	32.6	43.4	42.6
	差	-0.3	0.7	3.4	2.6
	比率(%)	1.4	2.3	8.5	6.5
右弦C5	設計値	24.0	32.5	42.0	42.0
	実測値	20.3	31.6	43.5	42.9
	差	-3.7	-0.9	1.5	0.9
	比率(%)	15.4	2.9	3.6	2.1
左弦C3	設計値	22.0	31.9	40.0	40.0
	実測値	21.8	32.4	41.3	40.7
	差	-0.2	0.5	1.3	0.7
	比率(%)	24.0	1.7	3.2	1.8
左弦C5	設計値	24.0	32.5	42.0	42.0
	実測値	20.0	31.3	41.7	41.2
	差	-4.0	-1.2	-0.3	-0.8
	比率(%)	16.7	3.8	0.7	1.9

C3: A1より3組目の吊り材
C5: A1より5番目の吊り材(支間中央部)

の段階において圧縮側・引張側とも許容値を満足していることを確認した。

吊り材については、直接導入したプレストレスの影響を受ける箇所であり、当然のことながら、どの段階においてもほぼ設計値に近い値を示した。

7. 施工

本橋が架設される吉野側上流に大迫ダムがあり、台風等による増水時に放水を行った場合、本橋下の河川水位はおよそ5~6m上昇する。流量も大きく増えるため、通常用いる支保工支柱では流水に対する強度が不足するため、増水した場合に予測される水位をクリアできる高さまでPCプレキャストブロックを支柱として使用した(図-7に支保工図を記す。なお、両側径間は取り合いのホロースラブ橋を示す。)。下弦材は河川内に設置された支柱間にトラス支保工を渡し、その上に枠組式支保工を組み立て、コンクリート打設等の施工を行った。下弦材施工終了後、枠組式支保工を組み立て上弦材を施工し、先に述べた吊り材へのプレストレス導入作業を行った。その後、支保工を撤去し、橋面工を施工して全工程を終えた。

なお、本橋の施工は平成8年11月に施工を開始し、翌年平成9年12月に竣工を迎えた。

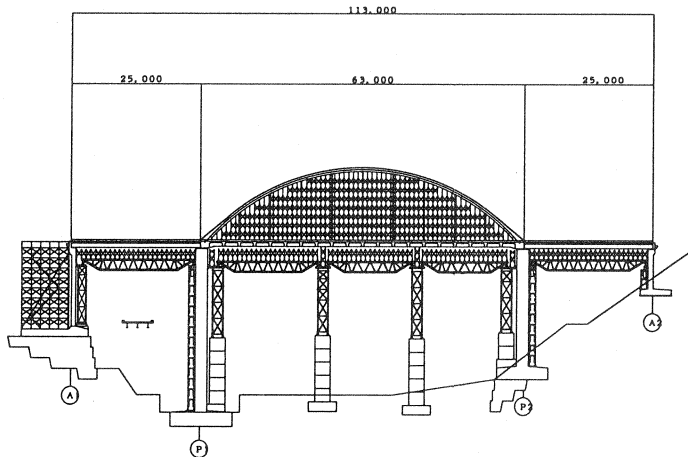


図-7 支保工図

8. まとめ

計測の結果、設計値に対する実測値に大きな誤差はなく、良好なデータが得られた。また、本橋は立体空間を有するアーチ橋であり、決して作業条件が良いとはいえない工事であったが、事故もなく終了することができた。

吊り材へのプレストレス導入作業は、吊り材だけの管理だけでなく他のコンクリート部材への影響も同時に管理し、部材の安全性を確認しながら行わなければならないという難易度の高い工事であり、計測を行わずに施工は不可能であったと考える。しかし、このタイプのコンクリートアーチ橋は、断面を小さくして経済的にできるという利点もあり、今後この計測データを生かして、緊張作業時に計測の必要性を伴わない画一された設計ができるように発展させていきたいと考える。

参考文献

- 1) 社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編 平成8年12月
- 2) 社) 日本道路協会 : コンクリート道路橋設計便覧 平成6年2月
- 3) 土木学会 コンクリート標準示方書 設計編 平成8年制定
- 4) 橋梁と基礎 アーチ橋特集 Vol.25 No.28 1991