

片持施工による長大鉄筋コンクリートアーチ橋の 技術的可能性に関する研究

FUTURE DEVELOPMENT OF LONG SPAN REINFORCED CONCRETE ARCH BRIDGES IN VIEW OF CANTILEVER ELECTION

宮崎 雄二郎*

By Yujiro MIYAZAKI

1. ま え が き

長大コンクリートアーチ橋架橋の歴史は非常に古く、1911年にスパン100mのRome橋(イタリア)、1944年にスパン210mのEsla橋(スペイン)、1964年にスパン305mのGladesville橋(オーストリア)、1979年にスパン395mのKrk橋(ユーゴスラビア)がそれぞれ架設され、そのほかスパン100m以上のコンクリートアーチ橋が諸外国で、50橋以上架設されている。特にヨーロッパにおいては長大コンクリートアーチ橋の架設が盛んである。

一方、国内においては、1966年になり、やっとスパン100mの新山清路橋が架設され、現在までスパン50m以上のコンクリートアーチ橋が15橋程度しか架設されていない。また、スパン100m以上に至ってはわずか4橋に過ぎず、その発展が非常に遅れていることに気づく。その原因として、わが国は諸外国に比較して、コンクリート構造物の歴史が浅いことや、コンクリート構造物の力学的研究がそれほど行われなかったこと、また、コンクリートアーチ橋の施工性に多少難点があったことなどがあげられよう。しかし、コンクリートアーチ橋は架橋地先の地形、地質がよければ美観上も優れ、維持管理費が少なくすむこともあって、橋種としては有利なものである。コンクリートアーチ橋は利点の多い橋種であるが、長大スパンになると、従来の施工法では支保工費がかさみ、経済性の比較において必ずしも有利ではなかった。しかし、PC技術の発達は支保工の不要なPC鋼棒を斜め吊り材とした片持ばり施工を可能にした。

従来、この工法は橋脚上にピロン(Pylon)を立て、そのピロン上から斜め吊り材(以下「斜材」と略称する)でアーチリブを吊りながらアーチリブを延ばしていく工

法であったが、ピロン架設工事が煩雑であり、斜材が長く、かつ傾斜が緩やかになるため、サグ防止の支持足場が大がかりとなる。また、斜材が長いことと、ピロン柱左右の緊張力のバランスを保つための緊張管理が煩雑である、などの問題がある。

そこで筆者らは、外津橋(佐賀県)の架橋計画においてピロンが不要で、斜材が短く、緊張管理も簡単な片持ばり施工法を提案し、その施工計画および技術管理について検討した。以下にその検討成果について述べる。

2. 長大コンクリート橋梁の計画

本報告で検討対象とした外津橋の計画ルートについては外津浦を囲む山沿いを半周する山側ルートと外津浦の入口で最も狭い地点を橋梁で渡る橋梁ルートとの2つの案について種々検討の結果、地域開発、および完成後の維持管理などを考慮して橋梁ルートを採用した。また、橋梁ルート内にある外津橋の橋梁形式について5つの案について比較検討し、その技術的諸問題について以下に詳述する。

(1) 比較橋梁形式の選定

外津橋の架橋地点の地形・地質断面は図-1のとおりである。また、橋梁計画高さは、前後の取付道路の縦断線形から海面上約33mを要する。さらに、架橋地点の水域は真珠および海苔の養殖区域で、工事のためにこの水域の一部を占用し、海水を汚染することは極力避けなければならない。以上の条件から湾口を少なくとも1スパン約170mで渡ることが必要である。また、水際に橋脚を設けた場合、側径間はほぼ30~40mしか取れず、中央径間を1スパンで構成し得る形式、すなわち、アーチ系統の橋梁が最適と考える。そこで、橋梁形式を決定するうえでの比較対象形式として次の5案を選んだ。

● 鋼逆ローゼ

* 正会員 工博 富山県土木部道路課長

- 鋼逆トラスランガー
- ディビダーク工法による PC 桁橋
- 鉄筋コンクリートアーチ (A案)
- 鉄筋コンクリートアーチ (B案)

(アーチA案, B案は架設工法が違う)

なお、採用した橋梁に関する詳細な検討は 4. で行う。

(2) 各評価項目の検討

評価項目として、力学的安全性と環境適合性を中心と

した構造系の検討と経済性の検討をおもに行ったが、定量的に検討し得ない部分もあわせて勘案するために施工例についても調査した。

a) 構造系としての検討

力学的安全性は許容応力度法による。また、環境適合性のうち、景観については周辺環境との適合性から、3 径間であることと、色調は落ち着いたものが望ましく、騒音、振動については極力低減するためにリジッドな構造系を対象とする。指標として形状、スパン割、幅員、上・下部工の材料について検討した。なお塗装費は維持

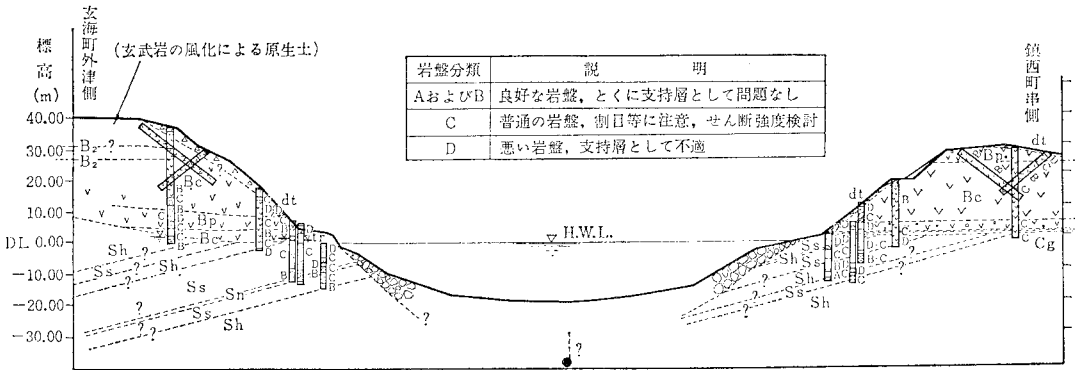


図-1 架橋地点の地形断面および地質図

表-1 比較設計一覧表

形式	鋼逆ローゼ	鋼逆トラスランガー	ディビダーク	R.Cアーチ (A案)	R.Cアーチ (B案)	摘要
形状						
橋長	32m + 170m + 38m = 240m	30.5m + 170m + 39.5m = 240m	40m + 170m + 40m = 250m	34m + 170m + 43m = 247m	34m + 170m + 43m = 247m	
幅員	道路の橋要区分: 3種3級	計画交通量: 2818台/60年, 24h 歩行者: 763人/60年, 24h, ピーク時	車道: 0.25 + 2@3.0 + 0.25 = 6.5m 歩行者: 2015人/60年, 24h	歩道: 2@1.5 = 3.0m (両側1.5m)		
材 料	上部工 鋼けた材 SM53 519.6t SMSOYA YB 57.5t SS41 261.1t SC46 FC15 27.5t 計 865.7t m ² 当り 37.8kg/m ² (412kg/m ²) コンクリート 533.9m ³ 鉄筋 179.1t	上部工 鋼けた材 SM53B 115.8t SM50YA YB 206.7t SS41 293.2t SC46 22t 計 637.7t m ² 当り 278kg/m ² (304kg/m ²) コンクリート 669.0m ³ 鉄筋 182.3t	コンクリート 4 332m ³ 鉄筋 349t P C 鋼棒 260t	コンクリート 3 487m ³ 鉄筋 301t PC鋼棒(仮設) 203t	コンクリート 3 265m ³ 鉄筋 226t PC鋼棒(本工事) 47t # (仮設) 197t	鋼重()内は荷重係数により歩道幅に換算して計算した場合 B=8.75m
	下部工	コンクリート 1 680.6m ³ 鉄筋 64.9t	コンクリート 3 242.7m ³ 鉄筋 134.3t	コンクリート 4 486m ³ 鉄筋 262t	コンクリート 4 575m ³ 鉄筋 183t	
工 費	上部工 328 432 000 142 000円/m ² (156 000円/m ²) 下部工 68 824 000円 合計 397 256 000円 172 000円/m ² (189 600円/m ²)	上部工 267 014 000円 117 000円/m ² (127 000円/m ²) 下部工 97 681 000円 合計 364 695 000円 159 600円/m ² (174 000円/m ²)	上部, 下部工合計 388 360 000円 163 000円/m ² (178 000円/m ²)	上部, 下部工合計 364 364 000円 155 000円/m ² (169 000円/m ²)	上部, 下部工合計 359 730 000円 152 000円/m ² (169 000円/m ²)	○46年4月現在で精算 ○橋台前面保護工およびアーチアバット前面護岸等共通的な工期を含まない橋りょう本体のみである。
	工期	23.5ヵ月(5.5ヵ月)	20.5ヵ月(7.5ヵ月)	22ヵ月(8ヵ月)	26ヵ月(8ヵ月)	
維持管理	1回塗装費 20 616 000円 50年で5回 103 080 000円	1回塗装費 15 256 000円 50年で5回 76 280 000円				()内は片持ち架設期間
施工例	東名高速道路皆瀬川橋 (スパン180m) 広島県高根大橋(スパン175m)等の施工例がある。	熊本県阿蘇大橋 (スパン132m)等の施工例はあるが、国内での片持ちばり架設による施工例はない。	名護屋大橋 (スパン176m) その他多数の施工例がある。	国内での例はないが南アフリカ共和国に2橋、オーストラリアに1橋、イギリスに数橋の施工例がある。	国内、外とも同一架設方法による施工例はない。	

管理費に計上した。

b) 経済性に関する検討

経済性に関する指標として建設費、維持管理費および工期を対象とした。維持管理は耐久性とともに環境保全上からも塗装周期を計上した。

c) 施工例

上記2項目は指標による定量的検討が可能であるが、技術的可能性、なかんずく施工性などを検討するために施工例についても調査した。

(3) 橋梁形式の選定

a) 橋梁形式選定に関する検討

2.(1)で比較対象形式として選定した5形式について検討結果を一覧表の形でまとめたのが表-1である。表-1のとおり詳細な検討を行った結果、工費差は1割程度でほとんど差がなく、維持管理の面も考慮すれば、コンクリート橋案が鋼橋案より適当であると結論づけた。

ここで、コンクリート橋案であるPC桁橋と鉄筋コンクリート(以下「RC」と略称する)アーチ橋と比較した場合、構造的にPC桁橋案は本架橋地点の地形形状、中央スパン170mに比較して側径間が30~40mと極端に短く、バランスが取れないため、側径間あるいは橋台部に大きなカウンターウェイトが必要となり、構造系として、やや不安定な点があげられる。これに対して、RCアーチ橋は完成後においてきわめて安定した構造系といえる。また、施工面では、いずれの場合でも架設作業車を使用した片持ばり施工である点に変わりはないが、RCアーチ橋案とPC桁橋案との違いは、斜材を使用しているかどうかという点である。

わが国において、すでに200橋以上のPC桁橋が架設されており、また、斜材を使用したピロン施工の実績より考えて、RCアーチ橋を片持ばり施工で架設していくうえでの問題点の解決は以下に詳述するように可能であると考えた。

以上のような総合勘案の結果、RCアーチ橋を採用したが、このように本格的な斜材を使用した片持ばり施工によるRCアーチ橋を採用すれば、コンクリート技術の発展、すなわち、コンクリート橋の長大スパンへの適用に寄与できるものと考えた。

b) 橋梁形式選定のための架設工法の検討

RCアーチ橋A案、B案については経済性および工期などについて表-1で示したようにB案が有利であるが、B案には施工実績がないことから、ここでは特に架設工法の概要について検討した。

- ① A案架設工法は図-2のとおりである。
 - ② B案架設工法は図-3~7のとおりである。
- c) 橋梁形式に関する総合評価**

橋梁式の検討の結果、次のような結果を得た。

A案については諸外国にその施工例があるとはいえ、次のような問題点がある。

- ① ピロン架設工事が煩雑である。

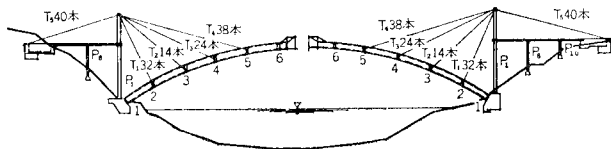


図-2 RCアーチA案架設工法図

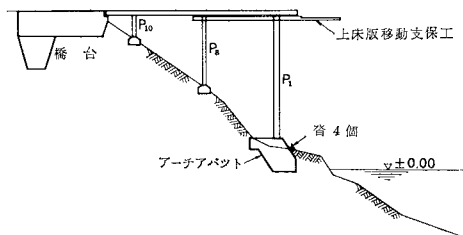


図-3

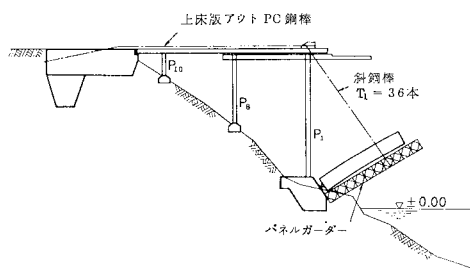


図-4

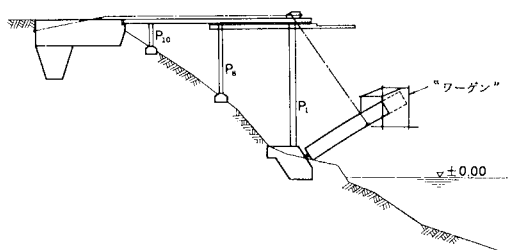


図-5

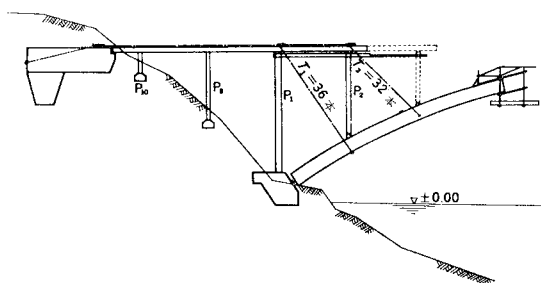


図-6

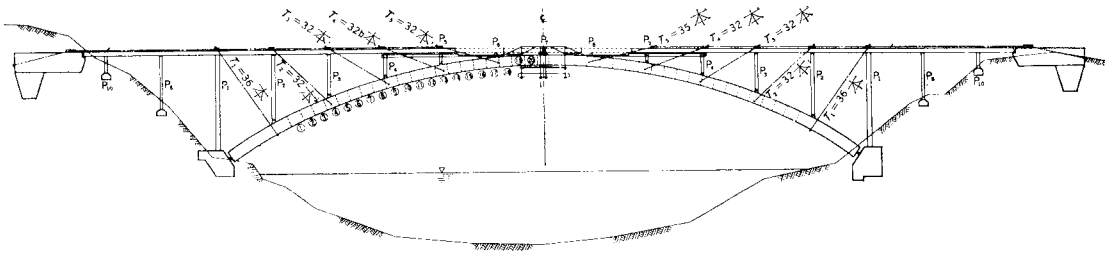


図-7

- ② 片持ばり施工時のアーチ自体の剛性が小さい。
- ③ 斜材支持の足場が大がかりとなる。
- ④ 橋台側斜材の緊張管理が煩雑となる。

B案については諸外国にその同一施工例がないが、

- ① 片持ばり施工によって、上床版に応力が残るという問題だけに集約される。これについてさらに、詳細な検討を行った結果、片持ばり施工が上床版に与える影響は施工誤差の範囲内に収まることがわかった。

また、

- ② 施工時の剛性が大きいため、橋梁全体のたわみが小さい。
- ③ 作業性はA案に比較して容易である。

などの利点があげられる。

以上の理由により、外津橋の形式としてはRCアーチ橋B案に決定した。

3. 長大RCアーチ橋の建設に伴う技術的諸問題に関する研究

(1) 設計上の問題点

長大RCアーチ橋を設計するうえで特に留意し、かつ研究しておかなければならない問題点として以下の事項があげられる。

a) 形式に関する検討

アーチ橋の構造系別の施工例として、固定アーチはスパン 390 m の Krk 橋（ユーゴスラビア）、スパン 140 m の帝釈橋（広島県）などがある。2 ヒンジアーチではスパン 170 m の外津橋、スパン 150 m の Caracas La Guiara 橋（ベネズエラ）などがある。3 ヒンジアーチではスパン 107 m の Mosel 橋（ドイツ）などがある。

アーチリブについては後記するが、できるだけ軸線を圧力線に一致させ、曲げ応力度を生じさせないようにするため、軸力に抵抗できる断面ということである。現在までの施工例からみれば圧倒的に固定アーチ構造が多いが、施工法により、また、軸線が十分圧力線に一致できない場合などで、曲げ応力度の発生を防止できない場合

はヒンジ構造とした方が有利となる場合がある。それらを考慮して構造系を決定しなければならない。

b) 大た度およびアーチリブの軸線形状、断面形状などに関する検討

大た度、つまり $l^2/f = (\text{支間長})^2 / \text{ライズ}$ は橋梁架設地点の諸条件によりほぼ決定される。

アーチリブの軸線形状は一般に死荷重の圧力線に一致させる（死荷重 + 等分荷重 $\times 1/2$ の圧力線に一致させる場合もある）。この軸線が圧力線に一致する度合により、アーチリブ断面の大きさが決定されるため、最も重要な事項である。

c) 座屈に関する検討

RCアーチの座屈に関して、ドイツの DIN 1075 に荷重による圧力線とアーチ軸線とがよく一致して軸方向力の偏心による曲げモーメントが無視し得る程度のアーチの座屈安全率の計算式が規定されている。

長大スパン橋の場合、荷重による圧力線とアーチ軸線とが一致しにくくなり、軸方向の偏心による曲げモーメントが無視できなくなった場合は、上記計算式のみで処理することができにくくなる。特にRC構造で曲げモーメントにより部材にひびわれが生じたときは部材断面性能が変化するため、新たな安全率を考えなければならない。外津橋の場合は部材にひびわれが生じないように設計を行っている。

d) クリープ乾燥収縮の検討

コンクリート不静定構造物であるため、特にクリープ乾燥収縮の影響を考慮しなければならない。すでにPC桁橋で数々の研究および実測を行っており、ほぼ解明されている。しかし、アーチ橋についてはPC桁橋に比較して研究、実測の数が少なく、長大橋になればなるほど、影響が大きくなるため、十分考慮しなければならない。

ここで注意しなければならないことは、クリープによる断面力変化は桁橋より複雑となり、場合によってはクリープ係数を大きくとった場合、危険側の設計となる可能性もある。そのため、架設時中央連結直前にジャッキなどを用いてアーチ軸方向力を与え、人工的に応力を調整する方法（Freyssinet 法）を一般的に用いている。し

かし、この方法を長大橋で行う場合、大がかりな設備が必要となり、十分な管理が行いにくくなる可能性もあるため、詳細な検討が特に必要である。

外津橋ではこの方法は行わず、クリープにより生じる断面力に対しても許容応力度内に収まるよう設計している。

e) 施工時の応力に関する検討

施工方法によって施工時の応力検討の重要度がまったく変わる。片持ばり施工を行う場合は、アーチリブ本体の応力度および斜材についても、十分応力検討を行わなければならない。地震国であるわが国において、コンクリート構造物は重量が大であるため、架設時における地震の影響により構造物の部材寸法が決定する可能性も生じてくる。外津橋のような架設法をとる場合は、特に施工順序にのっとった設計を進めなければならない。

(2) 施工上の問題点

長大コンクリートアーチ橋の施工にあたって、使用材料、および部材の物理的性質はもちろん、施工法や誤差、施工時の応力などについても十分に検討すること必要である。外津橋では次に掲げる5項目について検討した。

a) 斜材およびアンカーの方法に関する検討

(イ) 斜材

斜材としてワイヤーまたはPC鋼棒が考えられるが、外津橋では取り扱い上、また、定着の信頼性、作業性について十分検討した結果、φ32mm B種2号PC鋼棒を使用している。

(ロ) アンカーの方法

アーチ本体の架設時に斜材に作用する力は、上床版の上側に配置された仮設引張材を通じて橋梁端部のアンカーに伝達される。この水平力に対処するため、架設時のみ必要なアンカーを設置する必要がある。このアンカーは長大RCアーチ橋の片持架設時における重要なポイントとなるため、慎重に検討しておかなければならない。

アンカーの方法として、深礎(杭)基礎工法、well、重力式橋台、PSアンカー、岩のせん断抵抗によるもの、橋脚を形成するラーメン構造、など種々考えられるが、各現場における地形、地質などにより、経済性および安定性の面から検討しなければならない。

外津橋の場合は、片持架設時で最大4400tの水平力が生じ、これに対処するため、種々検討の結果、コンクリートを約1500m³打設した橋台兼用のアンカーとした。

b) 設計条件との差異に関する検討

アーチリブの片持ばり架設を実施するにあたって、次の事項についてあらかじめ検討しておく必要がある。

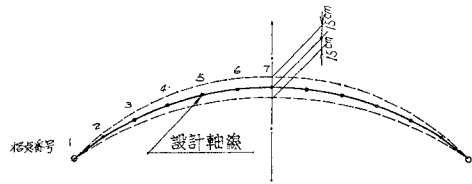


図-8 アーチリブ軸線の施工誤差(仮定)

表-2 軸線変化によるコンクリート応力(最大)表 (単位: kg/cm²)

アーチリブ格点	完成時全死荷重作用時曲げ応力度	+15cmのときの応力度	-15cmのときの応力度	許容応力度	備考
3	$\delta_0=84$ $\delta_u=28$	82 29	86 27	$0 \leq \delta \leq 130$	

(イ) アーチリブ軸線の施工誤差および荷重による軸線変化

アーチリブの応力は軸線の変化によって微妙な影響があり、軸線の施工誤差については誤差の範囲をあらかじめ想定し、それによる軸線変化→応力検算→断面補強を考える。

外津橋の場合は、施工段階において、アーチリブ軸線の施工誤差および荷重による軸線変化が図-8のとおり上、下15cmの範囲で生じると仮定して検討を行った。

その結果、コンクリートの応力は格点3で最大となり、その値を表-2に示す。なお、外津橋の施工結果は、クラウン部で1cm、他の最大部で3cmの誤差である。

(ロ) コンクリートヤング係数の変化

コンクリートヤング係数の変化は、断面力およびたわみ量に影響を与える。したがって、コンクリートヤング係数(E_c)値の範囲を仮定して、断面力およびたわみ量について検討を加えておくことが必要である。

外津橋の場合は設計計算で $E_c=3.25 \times 10^5$ kg/cm² としているが、 $E_c=2.5 \times 10^5$ kg/cm²、および $E_c=4 \times 10^5$ kg/cm² で片持架設最終時について、各格点の断面力、たわみ量、および斜め吊りPC鋼棒(以下「斜鋼棒」と略称する)の張力を比較した。その結果、コンクリートの応力は格点3,4で最大、斜鋼棒の張力は T_1 で最大となり、その値をそれぞれ表-3,4に示す。

(ハ) 斜材の定着位置誤差

表-3 コンクリートヤング係数の変化によるコンクリートの応力度(最大)表 (単位: kg/cm²)

アーチリブ格点	片持架設最終時曲げ応力度	$E_c=2.5 \times 10^5$ のときの曲げ応力度	$E_c=4.0 \times 10^5$ のときの曲げ応力度	許容応力度	備考
3	$\delta_0=15$ $\delta_u=144$	26 133	5 154	$-10 \leq \delta \leq 162.5$	δ_0 : 上側 δ_u : 下側
4	$\delta_0=0$ $\delta_u=117$	7 110	-6 123	$-10 \leq \delta \leq 162.5$	

表-4 コンクリートヤング係数の変化による
斜め吊り PC 鋼棒の張力 (最大) 表

(単位: t, () 内は1本当たり t)

斜め吊り PC 鋼棒	設計荷重架設時の最大張力	$E_c=2.5 \times 10^4$ のときの最大張力	$E_c=4.0 \times 10^4$ のときの最大張力	許容応力度	備考
T_1	2126 (59.1)	2274 (63.2)	1892 (52.6)	2293 (63.7)	

片持ばり架設でアーチリブを施工していく場合にアーチリブ先端部の斜材が、非常に緩い角度で配置されるため、配置上の誤差が他の斜材、およびアーチ部材に設計以上の応力が生じないかどうか検討しておく必要がある。

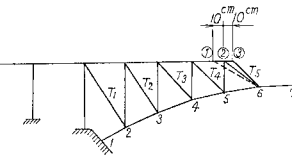


図-9 斜め吊り PC 鋼棒定着位置誤差 (仮定)

外洋橋の場合、アーチリブ先端の斜鋼棒の配置誤差が図-9 のとおり ± 10 cm (± 10 cm の誤差と仮定したのは施工精度が十分 10 cm 以内で管理できると考えたためであり、実施工ではすべて 3 cm 以内で管理できた) 生じたとして検討した。その結果、コンクリートの応力、および斜鋼棒の張力の増加は 1% 以内であり、許容値内に収まる。その値を 表-5, 6 にそれぞれ示す。

(二) 斜材の温度差

斜材が温度上昇により伸びることによって、揚げ越し管理に影響がないか検討しておく必要がある。

外洋橋の場合は斜鋼棒とコンクリート部材との温度差が 10°C あるとし、架設時、アーチクラウン部の結合直前にて検討した。その結果、コンクリートの応力増加は格点 2 で最大、斜鋼棒の張力増加は T_5 で最大となり、

表-5 斜め吊り PC 鋼棒の定位置誤差の場合の
曲げモーメントおよび軸力

アーチリブ格点	曲げモーメント $M(\text{t-m})$			軸力 $N(\text{t})$		
	①	②	③	①	②	③
	-10 cm	正 規	+10 cm	-10 cm	正 規	+10 cm
1	0	0	0	902	902	899
2	-1081	-1081	-1149	902	902	899
3	-2069	-2065	-2048	958	958	960
4	-3130	-3129	-3123	1000	1000	1001
5	-3562	-3542	-3522	915	916	917
6	-1908	-1908	-1908	575	576	578
7	0	0	0	0	0	0

表-6 斜め吊り PC 鋼棒の定位置誤差の場合の
斜め吊り PC 鋼棒の緊張力 (t)

斜め吊り PC 鋼棒	① -10 cm	② 正 規	③ +10 cm
T_1	-149	-149	-146
T_2	-108	-108	-106
T_3	77	76	76
T_4	358	357	356
T_5	578	580	582

+ : 引張力 - : 圧縮力

表-7 斜め吊り PC 鋼棒の温度差による曲げモーメント、
軸力、コンクリート応力の増加

アーチリブ格点	$M(\text{t-m})$	$N(\text{t})$	$\delta_\sigma(\text{t/m}^2)$	$\delta_\mu(\text{t/m}^2)$
1	0	6	0.4	0.4
2	195	6	20.3	-19.3
3	141	9	18.0	-16.2
4	62	8	5.8	-4.2
5	22	7	2.9	-1.3
6	0	4	0.5	0.5
7	0	0	0	0

その値を 表-7, 8 に示す。

(ホ) 大変形理論による解析

長大スパンを有するアーチ橋などは構造物のもつ全体剛性が小さいため、外力による有限変形を無視できず、部材力と外力とのつり

合い条件の非線形性を考慮しなければならない。したがって前記までの施工誤差のほか、ここでは解析法の差異によるチェックも行った。

外洋橋の場合は架設時の検討において大変形理論による解析をしていないため、図-10 のようにたわみを考慮した検討を行った。その結果、コンクリートの応力、および斜鋼棒の張力の増加は 1% 以内であり、許容値に十分入るため、大変形理論による解析はしていない。そ

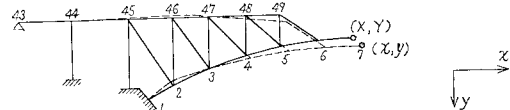


図-10 アーチリブのたわみ予想図

表-9 アーチリブ断面力

格点	たわみを考慮しないとき		たわみを考慮したとき		誤 差 (%)	
	$M(\text{t-m})$	$N(\text{t})$	$M(\text{t-m})$	$N(\text{t})$	M	N
	1	0	902	0	902	0
2	-1081	958	-1082	959	0.093	0.104
3	-2065	1000	-2067	1000	0.097	0
4	-3129	916	-3133	916	0.128	0
5	-3542	576	-3546	576	0.113	0
6	-1908	0	-1908	0	0	0

表-10 斜め吊り PC 鋼棒の軸力

斜め吊り PC 鋼	たわみを考慮しないとき	たわみを考慮したとき	誤 差 (%)
	N	N	
T_1	-149	-149	0
T_2	-108	-109	0.0926
T_3	76	76	0
T_4	357	357	0
T_5	580	579	0.172

の値を表-9, 10 にそれぞれ示す。

以上5項目について検討した結果、コンクリートの応力度、および斜鋼棒の張力はすべて許容応力度内に収まっているため、十分安全であることが確認された。

e) 施工時の応力に関する検討

施工時の応力の中で定常状態では問題とならないので、ここでは非定常時の地震時および強風時について検討した。

(イ) 地震荷重に対する検討

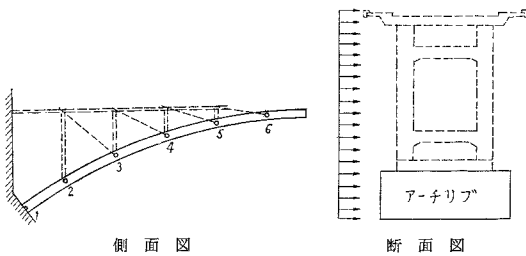
片持架設最終時に地震が生じたときのアーチリブの断面応力度を検討する必要がある。

外津橋の場合は従来、当地が地震の頻度が非常に少ないことから、橋体完成形で用いた $K_H=0.15$ の $1/2$ の値、 $K_H=0.075$ を用いて、アーチリブの断面応力度の検討をした。

その結果、圧縮側で $\delta_{ca\max}=179 \text{ kg/cm}^2 < \delta_{ca}=130 \times 1.5=195 \text{ kg/cm}^2$ となり、問題はなかった。しかし、格点2～格点5で $21.1 \text{ kg/cm}^2 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ の引張応力度が生じるので、引張鉄筋を挿入して対処している。

(ロ) 風荷重に対する検討

斜材のサグ防止の支え台などの仮設物に風荷重が作用する場合について検討しておく必要がある。



側面図 断面図
図-11 アーチリブの風荷重作用図

表-11 風荷重によるコンクリートの応力増加
(単位: t/m^2)

格点	断面力	曲げ応力度	せん断応力度	ねじりせん断応力度
1	$TM=318$ $M=5187$ $S=157$	± 41	5	2
2	238 3111 110	± 144	19	8
3	151 1451 66	± 88	13	6
4	151 589 27	± 36	6	6
5	23 358 24	± 26	6	1

$1300 \times 0.20 = 260 \text{ t/m}^2$

外津橋の場合は風圧 450 kg/cm^2 の風荷重が図-11のように作用し、抵抗部材はアーチリブのみとして検討している。検討の結果、コンクリートの応力度は格点2で最大となる。その値は表-11に示すとおり、すべて許容応力度内であり、十分安全であることが確認された。

d) 斜材の張力の調整に関する検討

斜鋼棒を併用した片持施工は、一般の桁橋においては実績もっているので問題はないが、これを長大アーチ橋に利用する場合、最も大きな問題の一つに斜材の張力の調整がある。一般に、斜材を利用した片持ばり施工の場合、斜材は外荷重の増加に従って、その張力が増減するものである。そのため、斜材の本数を追加したり、またはその吊り位置を変更したりしながら、コンクリート部材に許容応力以上の応力を発生させないように、斜材の張力の調整を実施している。南アフリカで実施された Van Stadens Gorge 橋では片持ばり施工の進行と平行して、斜材の本数および位置を変更している。

このように斜材を施工段階ごとに、本数または位置を変更することは工事を煩雑にするばかりでなく、張力を調整することも至難である。

以上の理由から、外津橋の計画にあたっては張力を人為的(強制的)に調整しないで、外荷重による応力増に対応できるだけの斜鋼棒をあらかじめ配置した。

e) 架設法に関する検討

長大スパンの場合、架設法によって経済性が大きく変わってくる。このため、各種施工法の比較検討が必要となる。そこで、いままでに施工された施工法を分類すると次のようになる。

- ① ステージング工法
- ② アーチセントル工法
- ③ 片持施工法
- ④ その他

① についてはその代表的な施工例として Gladesvill 橋(オーストリア)や碓氷川橋梁(群馬県、鉄道橋)がある。この工法によるコンクリートアーチ橋の施工には支保工が容易に組めるという制限があり、海峡部などに適用することは非常に困難である。

② についてはその代表的な施工例として Rio Parana 橋(ブラジル)や芳見橋(富山県)がある。この工法によるコンクリートアーチ橋の施工は長径間になればなるほど、アーチセントルの工事費に占める割合が増え、セントル架設もいっそう困難になる。

③ についてはその代表的な施工例として Van Stadens Gorge 橋(南アフリカ)や帝釈橋(広島県)、赤谷川橋梁(群馬県、鉄道新幹線)などがある。Van Stadens Gorge 橋は主橋脚位置にピロンを立て、斜材を使

用し、移動吊り支保工によって片持ばり施工されている。帝釈橋はスプリング部から 34 m の区間を主橋脚上にピロンを立て、斜鋼棒を使用した吊り支保工上で施工し、その後、両側のアーチリブ間を鉄骨によりアーチ形状に結合させ、鉄骨をコンクリートで巻いていき、アーチリブを作っていくメラン工法を採用している。片持ばり施工は海狭部など支保工の組立てが困難な場所および長大 RC アーチ橋の施工に適している。

④ については施工例として、アーチリブ自体を直立して製作し、その後、前方へ控えケーブルを利用し、押し倒して中央鉸を利用した 3 鉸アーチ、Eosso di Lussia 歩道橋（イタリア）がある。

以上、各種の施工法を記したが、長大 RC アーチ橋を施工する場合、その地形は一般的に海狭部であり、また、支間長の増大に伴って、仮設材（セントル、支保工材など）が増加することを考慮すると、ステーキング工法やアーチセントル工法に比べて片持ばり施工法が適しているといえる。

4. 長大 RC アーチ橋の設計・施工に関する検討——外津橋を例として——

本章で検討対象とする外津橋は 図-12 のように中央スパン 170 m を有するわが国最大の RC アーチ橋である。また、その架設には両岸から片持架設により張り出していき、中央クラウン部で結合し、橋体を完成させるという施工法がとられている。

諸外国において、本橋より大規模な RC アーチ橋の施工例は十数橋を数えるが、その架設工法の大多数が支保工によるものである。本橋工法と類似な例として南アフリカの Van Stadens Gorge 橋のほか数橋あるが、本橋のようにアーチリブの架設と橋脚、上床版を同時に片持架設した例は国内外ともまったくないため、本橋の架設は数多くの未知な点を一つ一つ解決しながら慎重に行われ、昭和 49 年 5 月 1 日無事完成したものである。

本章では、この種の長大 RC アーチ橋の技術的可能性

を検討するために、外津橋を対象に設計・施工時の技術的諸問題の理論の展開を行ったものである。

(1) 設計に関する検討

外津橋を設計するにあたって、前述のことから、わが国の橋梁に関する指針でこれに完全に適合するものはない。しかし各部材については鉄筋コンクリート道路橋、プレストレストコンクリート道路橋に関する指針がこれに該当する。そのほか土木学会で決められたプレストレストコンクリート標準示方書、コンクリート標準示方書、ディビダーク工法設計施工指針の各種許容応力、最小寸法を極力守り、現行の諸規定の中で設計計算を進める方針を立てた。設計計算を進めるうえでの、これら各種基準類の記述は材料の物理的性質中心であり、部材については最小厚の記述にとどまり、構造系としての保証記述がないため、わが国としては初めての長大 RC アーチ橋であり、安全性の配慮を十分行い設計した。また、橋体完成時の形式と施工途中の形式について計算する必要があるため、最終設計に至るまでには、かなりの試行錯誤を繰り返した。

a) 構造設計

外津橋の構造系は 2 ヒンジャーアーチ橋である。架設中は片持トラス構造が 1 パネルから 5 パネルまで変化する。また、アーチ閉合後は、斜材の撤去により、2 ヒンジャーアーチ構造の上に橋脚、上床版が剛性を保ちながら乗った構造となる。したがって完成系と施工系では、その不静定次数が大きく変化し、また、施工途中でも不静定次数の変化が大きく、コンクリート部材と PC 鋼棒との組合せ部材の詳細な寸法決定には慎重を期した。以下、各部の設計のうち、特に注意を払った部分について概要を述べる。

(イ) アーチリブ

アーチリブの各部寸法は 図-13 に示すとおりである。アーチリブは架設中の応力の安定性から、部材寸法はあまり変化はない。ただ、地震時強風時の橋軸直角方向の安定性を上げるため、両端部のヒンジ支点付近で、

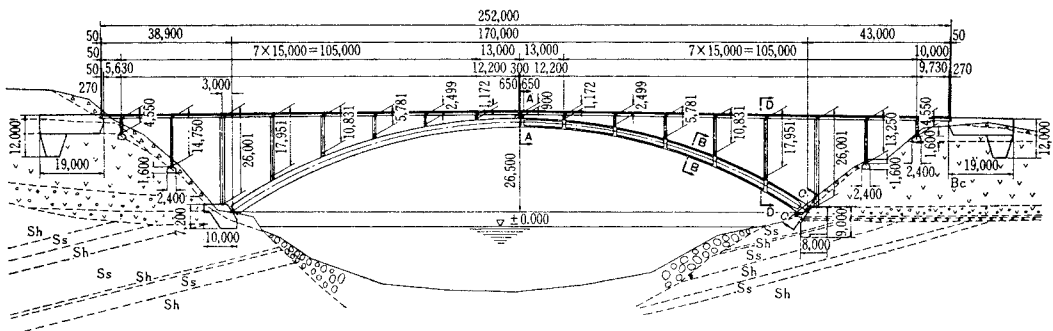


図-12 外津橋一般側面図

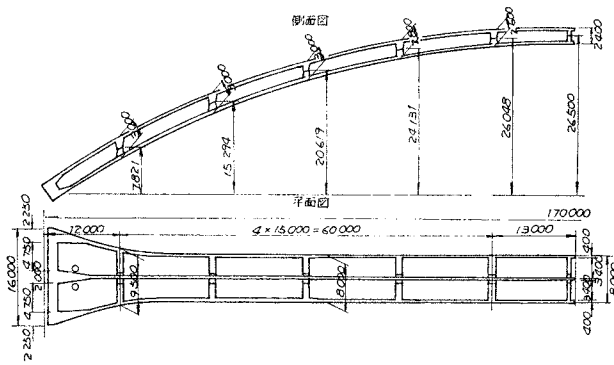


図-13 アーチリブ各部寸法図

橋軸直角方向に拡幅している。

アーチリブの軸線は種々検討の結果、下記の4次放物線とした。

$$y = ax^4 + bx^3 + cx^2 + dx$$

$$a = -0.942638 \times 10^{-7} \quad b = 0.294792 \times 10^{-4}$$

$$c = -0.672654 \times 10^{-2} \quad d = 0.728426$$

(ロ) 上床版

上床版はアーチ中央で切断された連続ホーラスラブである。地震時橋軸方向の水平力はすべて両端の橋台に吸収される構造を採用している。上床版は橋体全体を片持り施工していく関係上、その重量を極力軽くする必要から、中空床版とした。さらに、架設中の剛性、構造系の変化するトラス、かつまた、上床版の表面に配置する上床版 out PC 鋼棒などの関係から PC 構造としている。したがって、本橋の場合、最終的に PC 構造として残るのは上床版のみである。上床版は橋梁全体の架設の関係から、1スパンを 15 m とした。

(ハ) 架設用 PC 鋼棒

本橋はアーチを片持り工法で施工するため、完成時と架設時の各部材力に大きな差がある。これを補うため、上床版 out PC 鋼棒、斜鋼棒、アーチリブ out PC 鋼棒、そのほか仮設の PC 鋼棒 (φ32 mm B種 2号) を合計 190 t 使用している。斜鋼棒は上床版上の定着ブロック (図-14 参照) からアーチリブの 15 m ごとに設けられた横桁に定着されているもので、最大張力は表-12 のとおりである。上床版 out PC 鋼棒はこの斜鋼棒の水平分力をアンカーブロックに伝えるため、上床版上にはおせた PC 鋼棒である。また、アーチリブ out PC 鋼棒は架設作業車によるアーチリブの延伸によりアーチリブ上側に引張力が生じるが、これに対処するものでアーチリブ表面にはおせた PC 鋼棒である。これら仮設 PC 鋼棒はアーチ閉合後、設計計算のプログラムに従った順序により応力解放し、解体撤去する。

また、本橋の特徴はこの仮設 PC 鋼棒にあり、全鋼棒使用量 249 t のうち 190 t は仮設材である。

ちなみに本橋と 3.5 km の至近距離にある昭和 42 年に完成した名護屋大橋 (L=258 m, W=6 m, スパン 176 m) はディビダーク工法による当時日本最大のスパンを有する PC 桁橋であるが、この橋では φ33 mm A 種の PC 鋼棒を 298 t 使用している。一方、外津では最終的に約 60 t の PC 鋼棒しか使用されていない。また、コンクリートの使用量もディビダーク橋案の 8 割程度である。このことはアーチ橋がいかに

に少ない材料で長大スパンの橋を架けることができるか、ということを示している。もちろん仮設 PC 鋼棒を多く必要とするが、これはほとんど回収が可能であることに注目する必要がある。

(ニ) アンカーブロック (橋台)

アーチ本体の架設時に斜材に作用する力は、上床版の out PC 鋼棒を経て、アンカーブロックに伝達される。この最大 4400 t にも達する水平力に対処するため、架設時のみ必要なアンカーブロックである。

設計計画の当初では岩盤を利用する PS アンカーにつ

表-12 斜め吊り PC 鋼棒の張力

斜め PC 鋼	本数	片持り架設最終時	片持り架設時最大値
T ₁	36	1964 t (54.1 t)	2126 t (59.1 t)
T ₂	32	1115 t (34.9 t)	1124 t (35.1 t)
T ₃	32	1290 t (40.3 t)	1290 t (40.3 t)
T ₄	32	1026 t (32.1 t)	1037 t (32.4 t)
T ₅	32	251 t (7.8 t)	275 t (8.6 t)

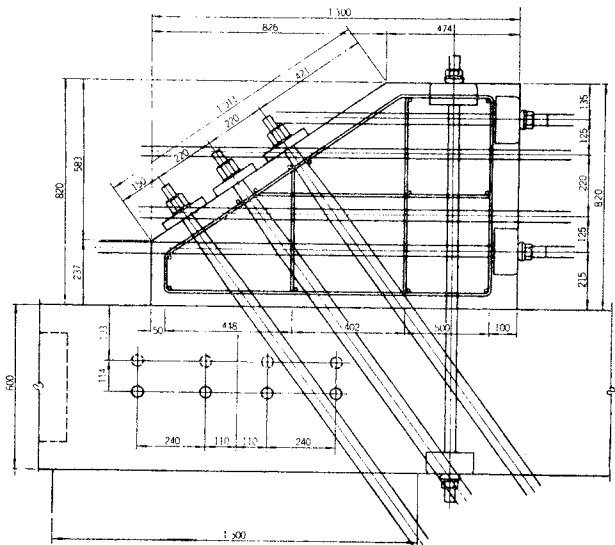


図-14 定着ブロック

いて種々検討した。しかし、現場のアンカー予定箇所の岩質は1m当たり平均2~3本程度の亀裂の多い玄武岩であり、PSアンカーとすることにやや不安があったため、これを採用しなかった。その代わり、より確実な重力式アンカーとするため、岩盤を掘削し、コンクリートを約1500m³打設した図-15のような橋台兼用のアンカーとした。

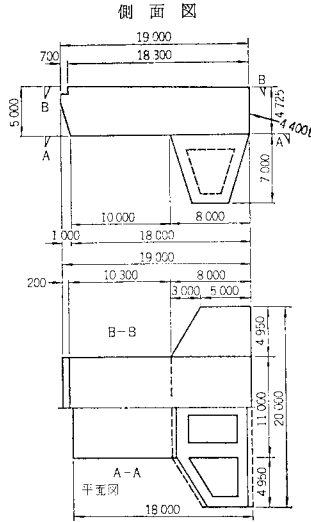


図-15 橋台寸法図

(2) 施工に関する検討

架設の順序については2.で示したとおりである。以下、外津橋について施工上特に問題となった事項について述べる。

a) アーチリブ

設計の段階で最初の15m区間の施工を斜め吊り支保工方式、海中支保工立ち上げ方式、アーチリブを垂直に製作し、それを吊り材を用いて斜めに設置する方式、などの検討を加えたが、本橋では斜め吊り支保工方式とした。斜め吊り支保工にはパネルガーダーを利用し、ガーダーは36本のPC鋼棒により吊り下げた。このPC鋼棒はコンクリート打設前と打設後で張力差が約2000t、1本当たり約56tになるもので、垂直方向のたわみが問題になる。これは懸垂曲線(サグ)の影響を考慮し、PC鋼棒の張力管理を行った。その結果T₁位置での計算値に対するアーチリブの施工誤差は30mm程度で、良好な管理ができたと考えている。

作業車による施工は一般の桁橋における片持ばり施工と同様であるが、本橋では傾斜施工による多くの問題を解決しなければならなかった。一般の桁橋の場合、1ブロックの標準工程は7日間であるが、本橋の場合9日間を必要とした。施工上特に注意したのは揚げ越し管理である。急勾配、かつまた、足場のまったくない位置での水平距離、高さ測量は困難をきわめたが、片持架設の各パネルごとにチェックを実行した。その結果、アーチリブのライズ26mに対する中央閉合時の誤差は計画高さに対して10mm程度であった。また、アーチ全体のコンクリートの打設には強度が $\sigma_{ck}=400\text{ kg/cm}^2$ を要するため、バイブレーターによる十分な締固めが必要である。アーチリブは37°~0°の傾斜があり、十分な締固め

を行うため、アーチリブの箱型断面の上側にもすべて型枠を必要とし、しかも上側型枠の設置はコンクリートを打設しながら行う必要があり、コンクリートの打設作業は困難をきわめた。

b) 仮設PC鋼棒

本橋の特徴は斜鋼棒などの仮設PC鋼棒の施工である。施工方法を検討した時点では、各種PC鋼棒、特に斜鋼棒の架設作業にはかなりの困難が予想された。しかし、ケーブルクレーンとトラッククレーンの共同作業により比較的簡単に作業ができた。上床版のout PC鋼棒は工事中における落下物に対する保護のため、また、太陽の輻射熱により温度が上昇してPC鋼棒の張力を変化させ、ひいては揚げ越し管理に影響を及ぼす恐れがあったため、厚手の足場板を使って保護工とした。斜鋼棒は工事中の落下物に対してそれほど危険でないため、輻射熱対策として発泡性スチロール製の保護管をPC鋼棒に巻きつけた。実測によれば、太陽光線の下で、外気温25°Cのとき防護工のあるPC鋼棒は30°Cあり、防護工なしの場合は70°Cの表面温度が記録されている。なおこのときのコンクリート温度は20~28°Cであり、PC鋼棒を防護した場合、コンクリートとPC鋼棒の温度差は10°C以下であった。

これらすべてのPC鋼棒はディビダークジャッキを使用して、その張力管理を行った。

5. 施工時の技術管理に関する研究

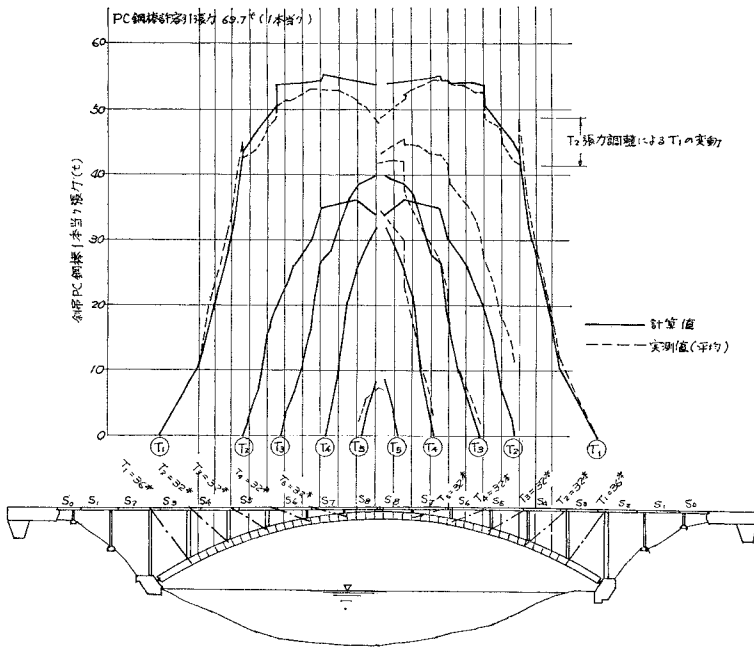
斜材利用の片持施工による長大RCアーチ橋の施工時の技術管理の重点は次の4項目につきる。これらについて外津橋で実際に管理を行っているので以下にそのおのについて概要を述べる。

(1) 斜鋼棒の張力管理

外津橋の施工において、斜鋼棒はアーチリブ、上床版、橋脚、下部工など、本橋の構成の要素と同等もしくは同等以上の重要性をもっている。また、設計計算の段階で、この斜鋼棒の張力は構造系の一要素として曲げ剛性なしの部材の張力として計算されている。このため、斜鋼棒の張力管理はきわめて重要である。したがって、斜鋼棒に作用する張力は許容値以下であるとともに、計算値との照合を実施するため、張力を常時測定することにした。測定器として“センターホール荷重計”を用いた。また、このほかにディビダークジャッキを用い、ジャッキ圧とダイナモメーターを設置して、斜鋼棒の張力を測定した。測定結果を図-16に示す。

a) 実測値に対する考察

本橋の施工にあたり、アーチリブの変位量と同時に斜



図—16 斜鋼棒張力管理図

鋼棒張力の変化には細心の注意を払った。図—17 の設計計算値との対称グラフをみればわかるとおり、ほぼ満足すべき結果が得られたものと考えられる。ただ、 T_1 斜鋼棒に関しては T_2 斜鋼棒を設置する段階の前で、設計計算値よりかなり大きな張力が作用している。これについては、 T_1 斜鋼棒 36 本のばらつきが多少あるのが要因の一つと考えられる。ほかに特別な理由が見出せず、 T_2 斜鋼棒に張力を導入することにより T_1 斜鋼棒の張力を減少させることにした。

設計段階では T_1 斜鋼棒に 1 本当たり最大 56 t、 T_2 斜鋼棒に最大 36 t の張力が入るとしている。56 t という数字は PC 鋼棒 1 本当たりの応力からみると、十分に許容応力内であるが、あくまで戸外にさらす状態、本橋の命綱ともいえる斜材ということで、最大張力を現場では 50 t 以上には絶対にしないと決めた。また、 T_2 斜鋼棒 1 本当たり 36 t は安全すぎるぐらいの値であるため、初期張力を導入しても最大 50 t 以下であればよいということで、初期張力を導入し、 T_1 斜鋼棒の張力減少にもっていくことにした。

本橋の施工を終りこのことを顧みると、上述の目的は十分達成され、 T_1 斜鋼棒の張力減少を図る意味で、 T_2 斜鋼棒に張力導入することは成功だったと考えられる。

斜鋼棒の管理は以上のように、張力増加の傾向を検討、確認し、絶対に許容応力オーバーを防ぐということとで管理し、十分その意図を完遂できたと確信する。

(2) 斜鋼棒のアンカーおよびアーチアバットの地盤反力管理

前節の斜鋼棒とともに斜鋼棒のアンカーおよびアーチアバットについてもその管理が重要である。斜鋼棒自体の張力が許容値以下であっても、アンカーおよびアーチアバットの破壊、あるいは地盤の破壊、または滑り、有害な変形を起こす可能性があるからである。

a) 斜鋼棒のアンカー（橋台）

橋台には最大 4400 t の水平力が図—17 のように作用する。設計計算において、橋台前端、および橋台突起部前端に、それぞれ常時で 93.5 t/m^2 (地震時 105.9 t/m^2)、 68.9 t/m^2 (83.4 t/m^2) の地盤反力が生ずる。施工時、地盤反力を測定し、設計計算値との整合

性を管理しつつ施工した。

b) アーチアバット

本橋はアーチ橋であることから、アーチ軸力として最大 6600 t の力がアーチアバットに作用する。そのため、施工時、地盤反力を測定し、設計計算値との整合性を管理しつつ施工した。

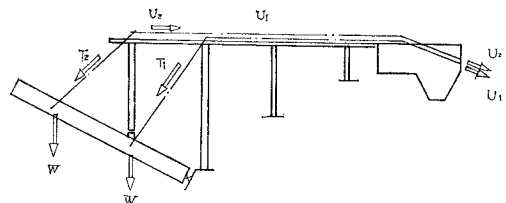
c) 測定方法および測定結果

地盤反力測定には“応力計”を用いた。この器械をカールソン型計器用測定器、万能指示器で測定した。測定結果を図—18～21 に示す。

d) 実測測定に対する考察

(イ) 斜鋼棒のアンカー

アンカー設計時の仮定として、アーチ自体を完全に剛であるとし、地盤面との摩擦は一切ないとして計算している。そのため、地盤反力自体は考えられる最大の値が出ている。実測値からみると橋梁中心線上と端部とで値が異なってくるが、これはやはり中央部に大きく出ている可能性が大きいと考えられる。地盤反力の大きさが設



図—17 張力伝達状況図

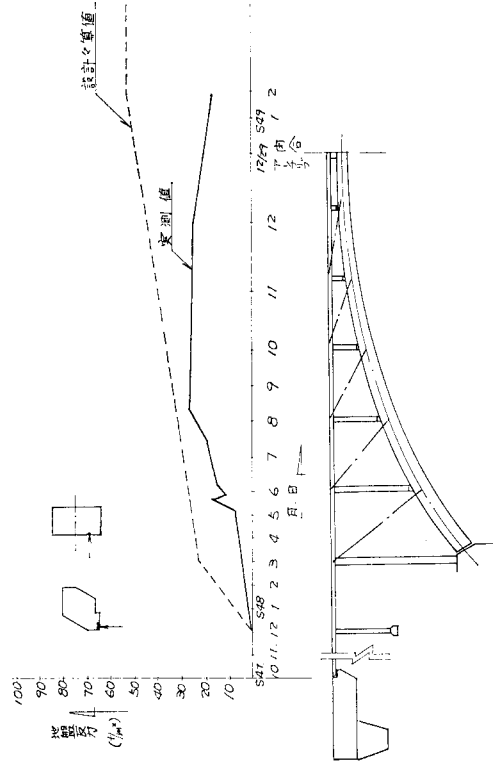


図-20 アーチアバット地盤反力測定図

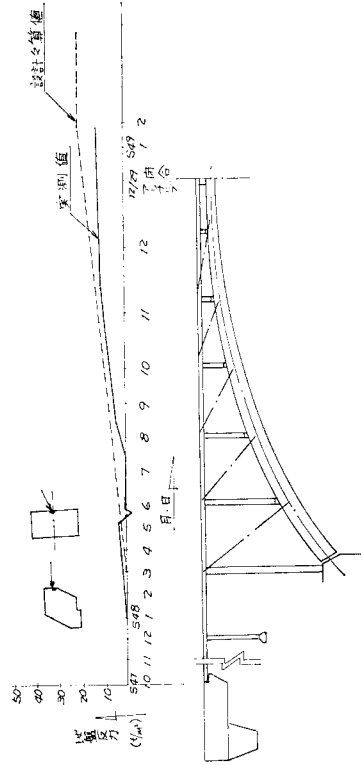


図-21 アーチアバット地盤反力測定図

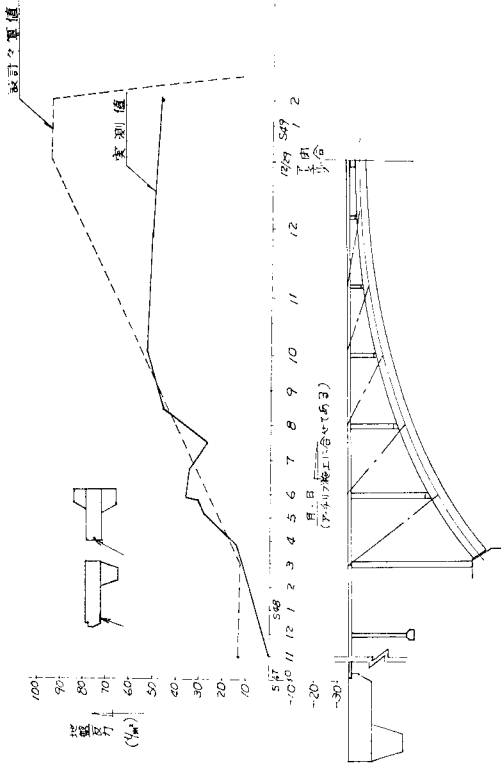


図-18 橋台地盤反力測定図

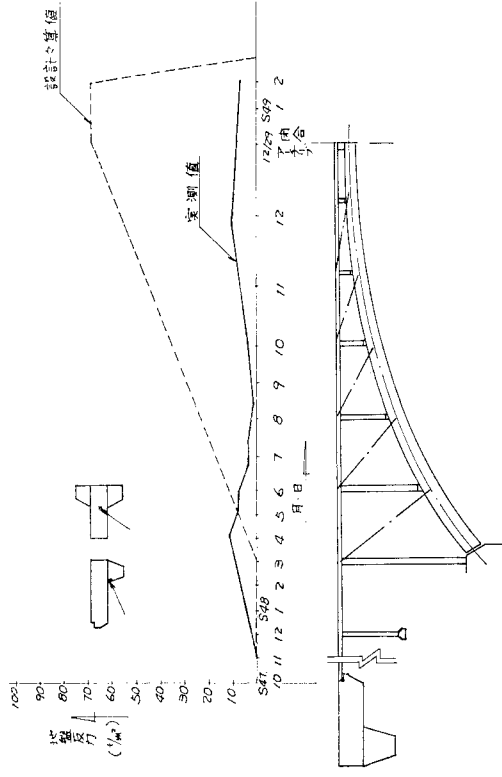


図-19 橋台地盤反力測定図

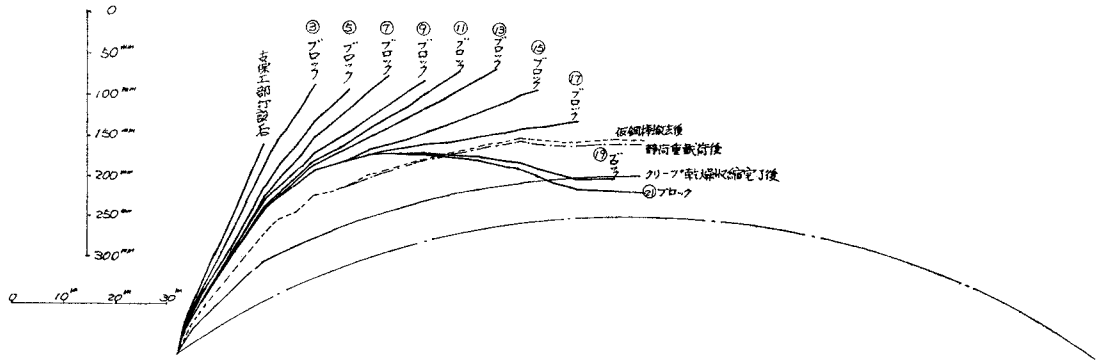


図-22 揚げ越し値図

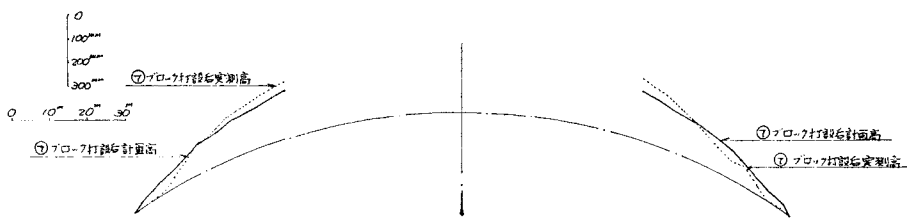


図-23 片持架設時変位量実測値

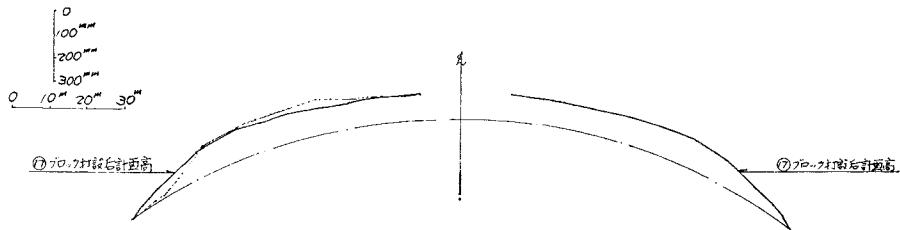


図-24 片持架設時変位量実測値

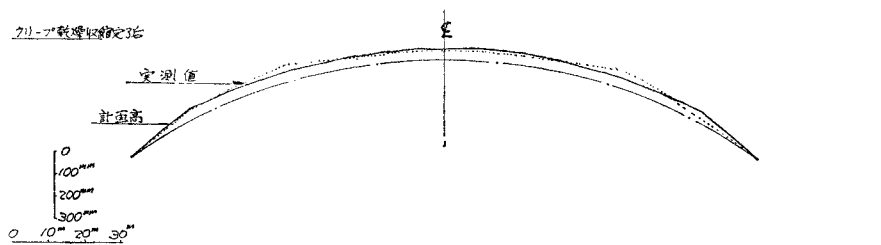


図-25 クリープ乾燥収縮による変位量実測値

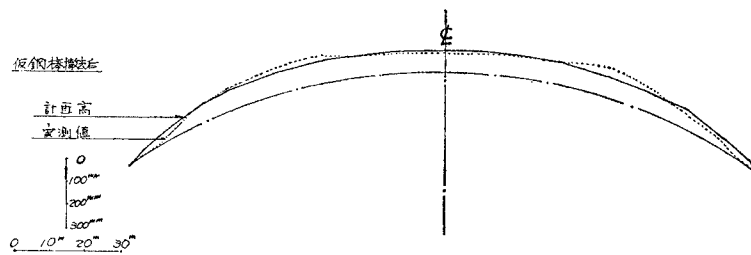


図-26 仮鋼材張力解放による変位量実測値

計計算値より小さく出ているのはアンカー下面と岩盤との間に摩擦力、密着力が作用しているものと考えられる。

特に突越し部前面の地盤反力の測定値を設計計算値と比較すると、相当小さく出ている。これも上記の理由によるものと考えられる。しかし、実測値が本橋ではこのように出たといっても、設計計算自体はやはり当初本橋で行った条件などで行うべきである。

(ロ) アーチアバット

前面下部は、設計値よりかなり下回った数値が出ている。背面の方はやや下回った数値が出ているが、ほぼ一致した値が出ている。

(3) 揚げ越し管理

(アーチリブ、上床版の変位量管理)

設計計算で揚げ越し値を算出し、その値を施工に適用しているが、そのとき、各施工段階の変位量が設計計算で求めた変位量に一致するかどうかチェックし、また万一、一致しない場合はその原因を究明し、次の施工段階に即座に反映していかなければならない。図-22 のように揚げ越しを含んで施工していき、橋体完成時およびクリープ進行後には設計どおりの橋梁線となる。各施工段階における設計揚げ越し値と実測値を図-23、24 に示す。

a) 実測測定値に対する考察

アーチリブの架設作業車による施工区間に対して、コンクリート打設によるアーチリブ、上床版の変位量はほぼ設計計算値と一致した。しかし、斜め吊り支保工による施工区間で T_1 斜鋼棒のアーチリブ吊り位置で 20~40 mm また、杓と斜め吊り点との中間位置で約 20 mm 設計値よりアーチリブが下がった。この問題については斜鋼棒を設置する段階で、斜鋼棒を直線に保つため、アーチリブ上に支保工を組み、この上に PC 鋼棒を配置した。また、ある程度の張力も導入することにした。この方法により誤差をなくすことができた。

その他、仮設 PC 鋼棒の撤去によるアーチリブの変位量は図-25 のとおり設計計算値とほとんど一致した。また、クリープ乾燥収縮による変位量も図-26 のとおり設計計算値とほとんど一致した。

b) まとめ

以上のように、アーチリブの変位量に関して、設計計算時に行っていた検討で、支保工による施工部分の斜鋼棒の緊張管理の件を除き、ほぼ満足すべき結果が得られた。外津橋は斜鋼棒を使用し、アーチリブ、橋脚、上床版を同時に施工するという点で、当初アーチリブの変位量が計算値と一致するかどうか、若干の疑問が残ってい

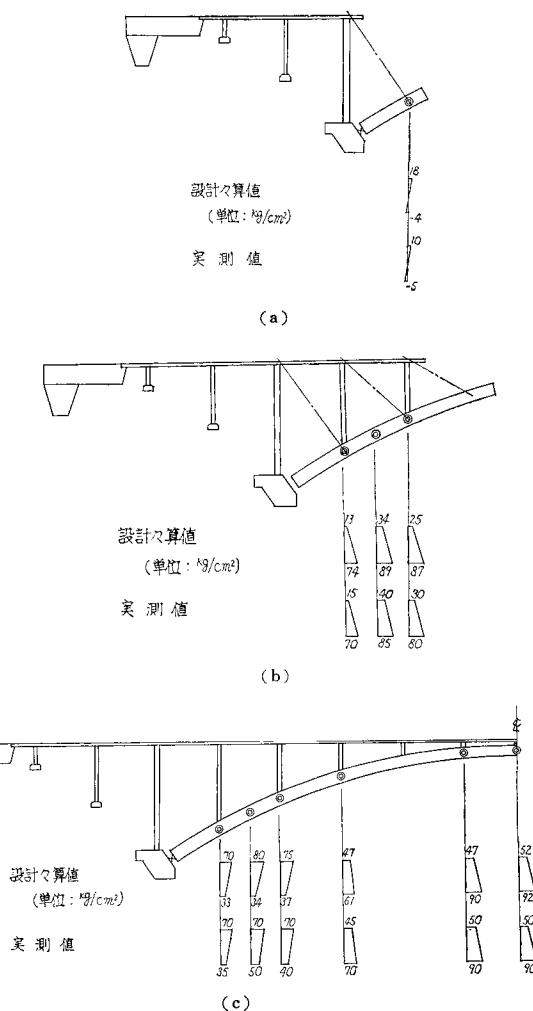


図-27 アーチリブコンクリート応力度実測図

たが、本橋施工の経験によれば十分一致することが確認された。

(4) コンクリートの応力管理

コンクリートの応力管理については実際の施工に伴い、コンクリートの応力度が設計計算値と一致するかどうかを管理した。測定には“カールソンひずみ計”を用い、コンクリート打設硬化後測定した。また、応力度の測定結果と設計計算値との比較を図-27 (a)~(c) に示す。この図から実測値と計算値との差は 10 kg/cm² の範囲ではほぼ一致している。前述のアーチリブ変位量の実測および斜材張力管理ともあわせ考えるとほぼ満足できる結果と考えられる。

6. あとがき

以上のことから長大 RC アーチ橋の架設に、特殊架設作業車による斜鋼棒併用片持ばり施工法を利用することは、経済的にも技術的にも十分有利であることを確認し、この一連の研究によってこの方面の技術進歩にいささかなりとも貢献し得たものと確信する。また、筆者が計画から設計、施工管理、技術管理まで参画した外津橋の架橋実績、および研究成果をもとにして、今後、さらにスパンの長大化を考えるにあたり、次の点を改良し、または付加することにより、その可能性はより大であると思われる。

(1) 片持ばり架設時のアンカーとして地形、地質によっては岩盤アンカーを考える。

(2) 構造系として固定アーチを考える。

(3) アーチリブ自体の片持ばり架設時に生ずる上側引張りに対する PC 仮設鋼棒のアーチリブ表面配置をなくすよう検討する。

(4) コンクリートの品質管理、および省力化のためアーチリブのプレキャスト化を検討する。

(5) プレキャスト化などによるコンクリートの軽量化を図るため、軽量コンクリートの採用を検討する。

謝 辞：この報告をまとめるにあたって、終始ご指導いただいた、名古屋大学 成岡昌夫教授、菊池洋一教授、福本嘯士教授、また、建設省北陸技術事務所 岩松幸雄所長に対して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 西山：新体系土木工学 43 橋梁上部構造 III, 技報堂, pp. 213~214, 1980.6.
- 2) Plagemann W.: Spann betom bogen brücke mit 305 m Spann weit, DER BAUINGENIEUR Heft 9, pp. 340 ~341, 1967.
- 3) Mario d'Aragona: La costruzione dell'arco del ponte Van Stabens in Sud. Africa. "L'Industria Italiana del cement" Anno XLI 12-1971. pp. 32~37, 1972.12.
- 4) 藤井郁夫：コンクリート系長大支間橋について，橋梁と基礎，建設図書，pp. 32~37, 1972.12.
- 5) 本州四国連絡橋公団：PC 長大橋に関する調査研究報告書，PS 工業協会編，p. 5, p. 23, 1972.2.
- 6) 宮崎・五十嵐：外津橋の設計施工，橋梁と基礎，建設図書，7月 pp. 8~14, 8月 pp. 20~25, 1974.7, 8.
- 7) 渡辺・西田ほか：中国道帝釈橋の設計・施工，橋梁と基礎，建設図書，3月 pp. 7~13, 4月 pp. 7~11, 1978.3, 4.
- 8) 高田・石川ほか：上越新幹線赤谷川橋梁の設計，橋梁と基礎，建設図書，pp. 23~30, 1978.9.
- 9) 堀井・斉藤ほか：骨組構造の大変形解析，土木学会論文報告集，pp. 15~30, 1971.7.
- 10) 横道：コンクリート橋，技報堂，1962.5.
- 11) Y. Miyazaki: Design and Construction of the Hokawazu bridge IABSE 第 10 回会議論文集，pp. 21~26, 1976.9.
- 12) Inoue, Y. and Y. Miyazaki: Una Struttura ad arco in c.a.p. per il ponte "HOKAWAZU" in Giappone, L'INDUSTRIA ITALIANA DEL CEMENTO, pp. 3~14, 1980.1.
- 13) Inoue, Y. and Y. Miyazaki: Design and Construction of the Hokawazu bridge, ANNUAL REPORT OF ROADS. Japan road association. pp. 14~24, 1974.

(1979.12.28・受付)