

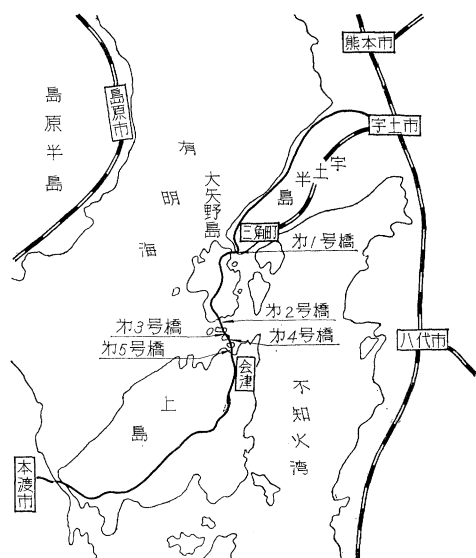
天草架橋 —海をわたる橋の計画と問題点—

栗原利栄*

1. はしがき

天草架橋計画は、熊本県宇土半島の三角町から大矢野島、永浦島、池島、前島を経て松島町会津へ至る、5つの橋をふくむ総延長 16.5 km の区間でそのうち橋梁延長は 1.8 km、総事業費は 28 億円(道路公団負担分 22.4 億円、その他公共事業費)である(図-1 参照)。

図-1 架橋位置図



天草島と九州本土とを橋で結びたいという構想は、すでに昭和 10 年頃よりあったようであるが、具体的には熊本県が昭和 29 年より調査を始め、その後 31 年日本道路公団の手に移り、昭和 37 年 3 月に天草架橋工事事務所が開設されるまで調査が行なわれ、引き続き建設工事を開始し 41 年夏には完成の予定である。

本文では今までに実施された調査の概要を述べ、天草架橋の特異点、および橋梁形式のあらましにふれ、その施工上、構造上のいくつかの問題点をあげ、架橋の概要を述べる。

*正会員 日本道路公団天草架橋工事事務所長

2. 天草架橋の特異点

天草架橋の特異点として、普通一般の河川橋と異なると思われるおもな諸点はつぎのとおりで、ルート の選定、橋梁形式の検討が大きな問題点となっている。

① 海洋の中での橋梁工事であること：河川の中の橋梁と異なり、海洋の中で工事をしなければならないので、資材の輸送費が割高となり、輸送される橋梁構成品材の大きさは制限される。また通信連絡は難関で、工食用動力線として海底ケーブルを敷設した。また現場内では生活必需品はもちろん、工事用水、飲料水も入手不可能で、三角町、八代市より船で運んでいる。

② 水深が大きいこと：1号橋で水深が約 40 m、2～5号橋で約 20 m あるので、橋脚の位置は、工費および通行船舶に対する障害度をにらみあわせて決定した。すなわち橋脚位置を1号橋、5号橋は水際線ぎりぎりまで陸側へ後退させ、2号橋では中央スパンを 160 m 程度とらせ、橋脚位置の水深を 2～4号橋とも 15～16 m とした。また水深が大きいので上部工施工時に、海中に支保工を設けること自体が非常にむずかしく、すべて支保工なしの施工法をとらざるを得なかった。

③ 海底は岩盤が露出し、かつ急勾配になっていること：海底に岩盤が露出し、かつ急勾配になっていることは、基礎工法をきめる大きな要素となった。従来水中の基礎工法は種々行なわれてきたが、結局傾斜した岩を、鋼わく(またはコンクリートわく)内である圧力のもとに海水を除去し、発破を使用して破碎するか、または海中にて発破その他で岩を破碎す以外にはない。本橋では工費比較の結果、海水内で岩を破碎し、なめらかにならし、その位置にプレパクトの橋脚基礎を施工することにしたのである。

④ 航路幅、航路高さの制限があること：港湾関係者(運輸省、海上保安庁、各商船会社、県関係者)との協議結果にもとづき、各橋梁とも航路幅、および航路高さが規定され、橋脚位置はもちろん、上部構造もこの面から支保工を必要とする施工法がとれず、おのずとこれを満足する橋梁形式を選ばねばならなかった。

⑤ 干満の差が大きいこと：干満の差は期望平均約±2m、最高最低は約+3.0m-2.6m（東京湾中等潮位を0）で、大きく、基礎工の施工費に大きな影響をおよぼす。本橋の場合、止水壁の高さを+2.30mとした。

⑥ 台風の通過地であること：橋梁の台風安定計算は、施工中、完成後とも鋼道路橋示方書に示す値、風速55m/secを用いたのはもちろんであるが、特に台風の通過地であるため鋼橋の架設時期は台風の影響を避けるようにした。

⑦ 潮風の影響：潮風の影響がある箇所なのでMetal橋の塗装は下塗装は下塗2回、中塗1回、上塗1回とし、PC橋では、橋脚上の柱頭部においてコンクリートが打設されるまでに鋼棒、シースが2カ月間放置されるおそれがあるが、鋼棒の暴露試験、シースの耐食試験の結果から、潮風に対して十分安全であることが証明された。コンクリートかぶりについては、PC橋ではFull Prestressingで設計されているので張力は生ぜず、かつコンクリート配合もリッチなのでHair Crackに対して安全であり、この面からは普通コンクリートよりPC橋が有利である。また普通コンクリート構造物では、かぶりを10cmとした。

3. 調査

以上の特異点にかんがみ、つぎの調査を実施した。「概略調査」はおもに36年度までに実施され、少しの重なりがあるが、「詳細調査」は主として工事事務所発足の37年度以降に実施した。なお経済調査に関しては省略する。おもなる調査事項を列挙すると、つぎのとおりである。

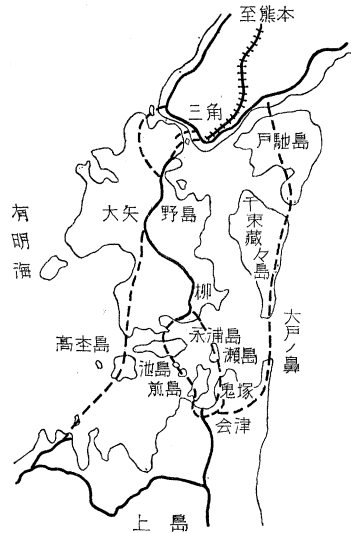
(1) 概略調査

a) 概略ルートの選定

- ① 比較路線調査：地形測量、路線測量、地質調査
- ② 予想地域の概略地質調査：地質概要、主要架橋地点の物理探査、主要点のボーリング

当初予定されたルートとして東側線（戸馳島、千束蔵々島を経て大戸の鼻を結ぶ線）と中央線（大矢野島、永浦島、前島を結ぶ線、または大矢野島柳から瀬島、鬼塚を結ぶ線）、西側線（高全島を通る線）の3線であったが、航空写真にもとづく現地調査、海図にもとづく水深の判定、地質調査などより、事業費の主要部を占める橋梁費の比較検討の結果、東側線、西側線は不相当であると認められた。また中央線においても、永浦島、前島を結ぶ線は雲仙天草国立公園内の第1種特別区域に指定されているので、国立公園審議会において種々検討の結果、永浦島、前島を結ぶ線に決定した。また1号橋もA、B、C案のルートが検討されたが、事業費比較の結果B案が決定した（図-2参照）。

図-2 架橋ルート図



一般に地質は1号橋付近は安山岩および集塊岩よりなり、他は大部分第3紀層の教良木層（砂岩、頁岩の不規則な互層、頁岩が比較的が多い）よりなっており、あまり良好な岩石とはいえない。

b) 港湾調査 (三角港) 計画ルート中1号橋は三角港内に

あり、三角港は重要港湾に指定されているため、これに対する障害度を解明した。調査項目をつぎに示す。

三角港の現状と将来計画

出入船舶の現況、将来の見通し

出入船舶の船高

出入船舶の航跡

外国における桁下高の実例、その他

c) 気象調査 気温、風向、風速、時雨図、降雨量
その他資料収集

d) 海洋調査 潮汐、潮流、波浪高などの調査および資料収集（潮汐は図-3参照のこと）。

潮流は長崎海洋気象台および当事務所によって短期間ではあるが詳細な調査が行なわれたが、各橋梁箇所とも最大2.0ノット程度であり、架橋技術上大して問題にするほどの流速ではない。

図-3

H.H.W.L.	3.129
1950.9.13.22h10m	
O.S.T.H.W.L.	2.139
M.W.L.	0.339
東京湾中等潮位	DL=0.000
O.S.T.L.W.L.	-1.801
L.L.W.L.	-2.556
1946.12.13.6h20m	

f) 道路、橋梁幅員の

表-1 航路幅、航路高

橋名	航路幅	航路高
1号橋	200mm	42m (東京湾中等潮位)
2号橋	30	17 (")
3号橋	40	15 (")
4号橋	30	9 (")
5号橋	30	17 (")

注：若戸橋は、洞海湾 O.S.T. (平均期望高潮面上) 40m をとっている

決定 道路構造令第7条，第3種山地部の規格により，道路幅員を5.5m，橋梁幅員を6.0mに決定した。

g) 航路幅，航路高の決定 橋の航路幅，航路高については港湾関係者と協議済みで表-1のように決定している。

h) 長大橋梁の資料調査 長大橋の計画，設計，施工に関する内外の資料調査。

i) 海中基礎工法の検討 一般に橋脚の基礎工法については「ニューマチックケーソン」工法か「プレバクトコンクリート」工法によることが考えられるが，これについては，4. で詳述する。

j) 橋梁形式の第1次提案 36年末には大体の概略設計ができ，工費を積算し，公団案として建設省，大蔵省に提出されたが，37年3月，工事事務所の設立以来，引き続き，詳細な調査設計を始めた。

(2) 詳細調査

a) ルートの決定 橋梁の架橋位置の決定：37年3月，工事事務所が設置され，38年3月まで約1カ年を要して，最終的な橋梁の架橋位置，平面，縦断線形を決定した。その間，いくつかのほぼ類似した架橋位置，道路線形を想定して，これにつき路線測量，深浅測量，地質調査を実施し，詳細な工費比較を行なった。

b) 橋梁形式の比較設計 橋梁自身についても，基礎工，上部工とにわけ，建設費の経済性のみならず，耐震性，耐風性，活重荷による振動，施工法の難易，美観，材料などにつき具体的に検討した。

4. 橋梁形式の選定

本草架橋計画の場合，上部工の形式検討のほか，基礎工法の検討に全力を注いだ。すでに2. で述べたように橋脚位置の海中部の水深が10~20mあり，海底は岩盤が露出しているか，または50cm内外の薄い堆積層があり，かつ海底の傾斜もかなりあるので，橋脚基礎に特殊な工法，設計が必要となってきた。検討した基礎工法としては

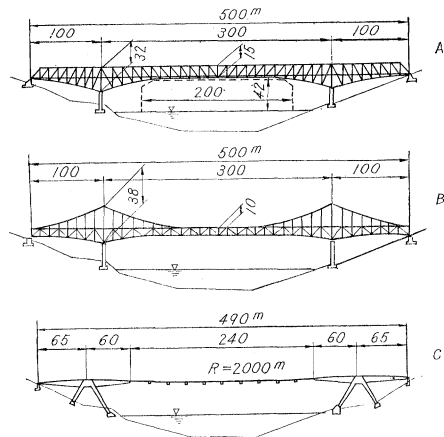
- ① 水中コンクリート工法
- ② プレバクトコンクリート工法
- ③ ケーソン工法
- ④ くい基礎工法

などである。その結果施工法の難易，工費および工期などを考慮して，プレバクト工法を採用した。

上部工形式の選定の場合，一番考慮した点は，㊸航路幅，航路高さ，㊹施工法，㊺上・下部のつりあい，㊻地質，㊼美観，㊽気象，などであった。また使用材料の面から，鋼橋とコンクリート橋とにわけられるが，施工法，工費，環境の面からつぎの比較設計を実施した。

a) 1号橋 1号橋は図-4に示すトラス形式のほ

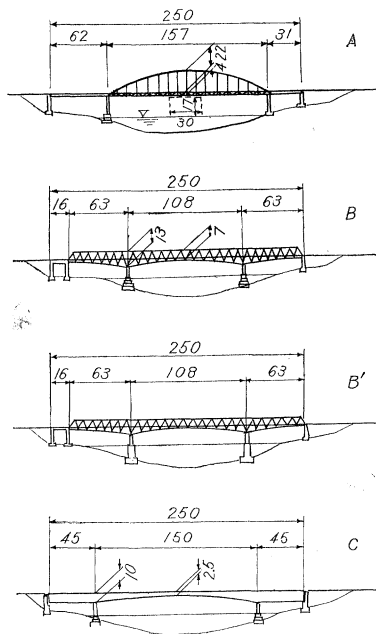
図-4 1号橋形式比較図



かにアーチ形式，つり橋形式も考えられるが，アーチ形式については，航路幅200m，航路高42mの航路限界の関係からライズが大きくなり，形式も中路橋となって不経済の感はまぬがれ得ない。またつり橋形式も，道路幅員6mくらいの橋梁では不経済となった。トラス形式については，連続トラス，ゲルバートラス，突桁式つり補剛トラスがあるが，鋼重，剛性，架設の点で連続トラスが一番すぐれていることがわかった。

そのほかつり床版コンクリート形式を検討した。この形式は外国で二，三の計画があることを聞いているが，実際に施工された例はない。当事務所で技術的に検討した結果，特に技術上不明確な点はないが，工費の点でトラス形式がすぐれているのみならず，縦断線形も橋台または橋脚上でへな曲率をつり床版部ではへな曲率を持ち，道路構造令の縦断線形をおかすことはないが多少の不満が残る。技術的詳細事項については雑誌「道路」の昭和38年1~4月号を参照されたい。

図-5 2号橋形式比較図



b) 2号橋 詳細な深淺測量、および地質調査の結果、海底の岩盤推定線が左右非対称であるので、図-5の左右対象に計画したB, B', C形式は下部工に多額の経費を必要とし、A形式が一番経済的である。これらの形式のほかは斜張橋、アーチ橋などを検討したがいずれも工費の面で不適當であった。またランガー トラスとランガー桁とは美観上からは後者がすぐれているが、エ

図-6 3号橋形式比較図

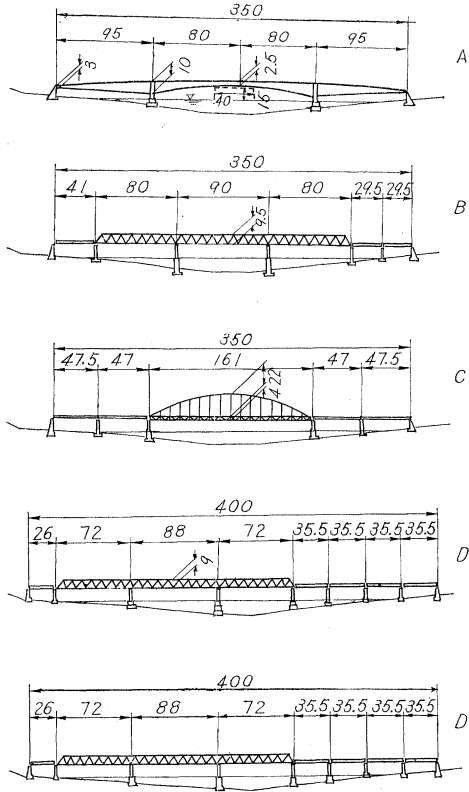


図-7 4号橋形式比較図

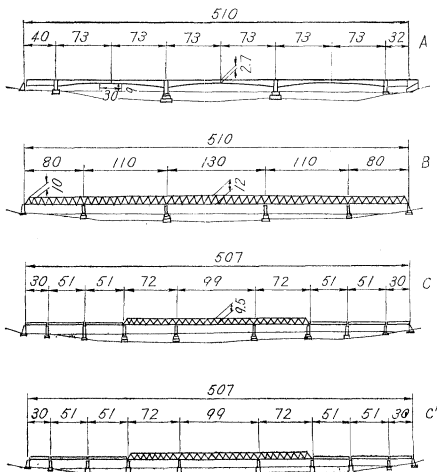
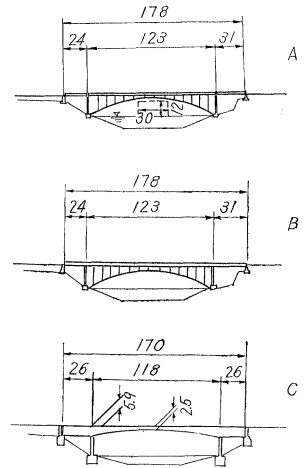


図-8 5号橋形式比較図



レクションの場合、ランガー桁は一部材の最大重量が約15 t程度になるのにくらべ、ランガー トラスの場合6 t程度におさまり、架設上トラスのほうが有利である。

また拱肋閉合直前における耐風安定性も曝露面積が桁の場合4.0 m²/m、トラスの場合2.4 m²/mということから明らかにトラスが有利である。また鋼重の点からも、剛性の点からいってもトラスが有利であるのでこの形式を採用した。

c) 3, 4号橋 地形も、周囲の環境も全く相似箇所ので、図-6, 7に示すようなディビダーク式PC橋が一番経済的である。このほか、上路形式の鋼橋も検討したが、いずれもトラス形式にくらべ工費の面で劣っている。

e) 5号橋 橋台は水際線まで下げ、中央径間長を119 mとした。上部の形式は航路高さを考えると、ライズが多少不足する欠点はあるが、アーチ形式のみを対象にした。アーチ形式も2ヒンジリブアーチ、逆ランガー桁、およびスパン ドレル、ブレスト アーチを検討した。

図-8には鋼重および美観を考慮して2ヒンジパイプアーチと逆ランガー桁の2形式に限定した図を示した。工費は特に差はないが構造物の安定性、美観に重点をおくと、2ヒンジ式がすぐれている。

また、アーチもパイプ断面と箱桁断面とが考えられるが鋼重およびトン当たり製作工数からパイプ断面がすぐれているので箱桁断面は対象外とした。またディビダーク式PC橋も検討の対象とした。

以上形式比較の概要を述べたが、最終的には、つぎの形式を選んだ。

- 1号橋 形式A 下曲弦連続トラス
- 2号橋 形式A ランガー トラス、合成桁2連
- 3号橋 形式A ディビダーク式PC橋
- 4号橋 形式A 同上
- 5号橋 形式A パイプ アーチ、合成桁2連

5. 施工上、構造上の問題点

以上天草橋の調査、計画の概要を述べ、橋梁形式のよってきたる所以を概説した。これら形式を選定したうえで、当然考えられる施工上の特色および問題点のいくつ

かをあげる。

(1) 海中基礎工の掘削

第2,3,4号橋の橋脚位置は水深10~20mであり、海底岩を破碎してたいらに仕上げ、その位置に橋脚を設けるのである。本年3月末で、2号橋、4号橋の岩掘削は終了したが、その方法は、ロックブレッカー(砕岩船)による方法と、火薬を使用し水中発破による方法とによった。いずれの掘削方法によるも、7000~9000円/m³の経費を要した。

図9 鋼支保わく(2号橋)

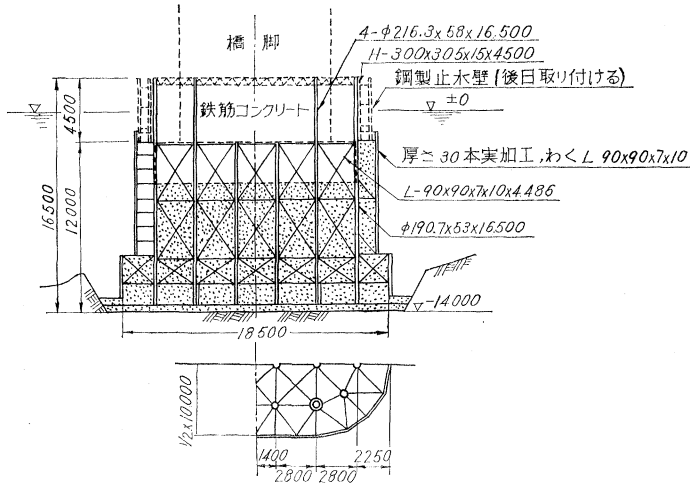


表2 プレバクトコンクリート示方配合表

種類	モルタル配合比 C:F:S	W/C+F	フライアッシュセメント セメント+ フライアッシュ	水 (kg)	砂 (kg)	薬品 (kg)	フロー値 (秒)	σ_{28} (kg/cm ²)	摘要
Pre-1	1:0.4:1.5	49%	570+228=798	391.0	855	2.28	20±4	220	rc=3.1
Pre-2	1:0.4:1.8	52%	522+209=731	380.1	940	2.09	20±4	190	rf=2.20

種類B 設計許容応力度 $\sigma_{ca}=40 \text{ kg/cm}^2$
28日強度 $\sigma_{28}=220 \text{ kg/cm}^2$

示方配合と強度との関係は、現地にてプレバクトコンクリートの模型試験を行ない、圧縮試験の結果によってその妥当性を確認した。

(3) トラスの閉合作業(1号橋)

1号橋の架設は「移動クレーンを上弦材上に走行させ、両側の橋台部より順次組立てる。側径間の組立てにはベントを2カ所に立て、部材を支持するが、中央径間は支持なしの片持式架設法を行ない、支間中央付近で閉合する」の方法により実施する予定である(図10参照のこと)。

トラスを片持式架設法で両岸より張出して行くので、トラス閉合時に両側トラスのくい違いが生じることは避けにくい。くい違い量が小さければ、互いに引寄せて添接してしまってもよいが、この時トラス部材に内部応力が残る。天草橋の場合、シューを動かすことによりくい違

掘削の確認は、①深浅測量(2m間隔)、②水中カメラによる写真、③潜水夫による確認、の3通りの方法によった。

(2) プレバクトコンクリート内部の引張応力

海底岩を掘削し、たいらに補正仕上げ後、鋼支保わくを運搬設置する。この鋼支保わくをもとにしてプレバクトコンクリート基礎を打設する。立ち上りの橋脚は普通の鉄筋コンクリートである(図9参照のこと)。これら2,3,4号橋の橋脚基礎は、地震時には約2.5kg/cm²の張力が生ずるが、この程度の張力は、コンクリートの許容引張応力を3.0kg/cm²と考えれば十分安全である。またコンクリートに引張応力を抵抗させなくて橋脚基礎内の鋼も、支保わくの鋼材断面で十分抵抗できて安全である。また3,4号橋の橋脚と基礎躯体の間には、上部構造からの曲げモーメントにより、約26kg/cm²程度の引張応力が生ずるが、この断面箇所には、これに抵抗するだけの鉄筋をそう入した。

なお、プレバクトコンクリートの示方配合は表2に示す。

種類A 設計許容応力度 $\sigma_{ca}=30 \text{ kg/cm}^2$
28日強度 $\sigma_{28}=190 \text{ kg/cm}^2$

い量を修正できるように計画したが、これはあくまでもやむを得ない原因によりくい違いが大きくなったときの用心のためであり、トラス部材に内部応力が残ることをできるだけ避けるためである。

閉合作業の概略の順序を記せばつぎのとおりである。

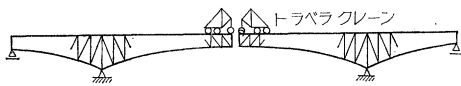
- ① 橋台シューを上下して垂直方向のくい違いを合わせる。
- ② 橋脚上のシューを橋軸直角方向に動かして水平方向のくい違いを合わせる。
- ③ 大矢野側トラス(橋脚、橋台上とも可動シュー)を橋軸方向に動かして、長さ(橋軸方向)の誤差を修正する。

(4) トラスの横倒れ座屈について

スパン割り100+300+100mの1号橋の場合、トラスが一体となったまま、あたかもはりの横座屈のように横方向に座屈する危険がある。当初橋梁幅員6.0mに見合うトラス間隔として、8.4mを考えたが、中央径間の

図-10 トラスの架設順序

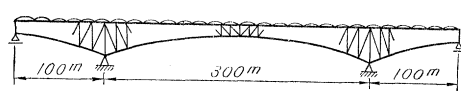
(1) トラス主構の架設 (half truss としての部材底力)



(2) トラス主構の閉合 (half truss としての部材底力)



(3) 高欄・床版などの施工 (連続トラスとしての部材底力)



みを単純支持と考えた場合の座屈計算をすると危険になるので、トラス間隔を 10 m に変更した。この場合の座屈荷重は 27.5 kg/m となる (トラスの中央で高さは 15 m)。一方設計荷重は 5.8 t/m (死荷重 4.7 t/m, 活荷重 1.1 t/m) で、一般に考えられる横座屈に対する安全率を 3.5 とすれば十分安全である。中央固定支持とすれば座屈荷重は 100 t/m をこえ安全となる。また架設中も安全である。

(5) ランガー トラスの振動特性 (2 号橋)

160 m 程度のランガー トラスであるので、その振動特性を検討した。この検討は熊本大学構造研究室 (代表者 吉村虎蔵氏) に依託し、その結果十分安全であることが判明した。

固有周期

$$T_1=1.27 \quad T_2=1.70 \quad T_3=0.72 \quad T_4=0.50$$

よって生ずる動的たわみは、1/4 点の動的増加たわみの走行荷重に最大値と静的たわみの最大値との比を、いま動的増加率と定義すれば表-3 が得られる。静的たわみは、最近完成した米良稻荷橋 (ランガー桁, 支間 139.2 m, 宮崎県) と比較すれば表-4 のようになり、米良稻荷橋よりたわみ剛性が大であることがわかる。

(6) パイプ アーチ (5 号橋)

すでにスウェーデンの Askeröford 海峡を跨ぐ Tjörü

表-3 動的たわみ増加率 (2 号橋)

速 度 m/ssec	10	20	30
動的増加率 %	10.9	23.3	40.9

注: 動的増加率 = $\frac{\text{動的たわみ} (dwd_{max})}{\text{静的たわみ} (w_{s,max})}$

表-4 静的たわみ (2 号橋)

測 定 点	荷 重 点	橋 名	
		天草 2 号	米良稻荷
3/11・1/4	1/4	2.04	3.20
3/12・1/2	1/2	1.43	1.68

注: 単位 cm/10 t

橋 (支間 278 m, Rise 40.53 m, 幅員 7.5 m の固定アーチ橋) でパイプをアーチの主拱に使用し、またパイプ構造に関する論文も数多く発表されているので、特に構造力学上、施工上の問題点はないように思われ、ただパイプ製作上の精度の問題だけだと思われる。

横方向の安定計算に使用する風圧係数は、一般に日本道路協会制定の示方書では 1.6 をとり、Tjörü 橋では 0.5 をとっているが、本橋では 0.8 を採用した。これは stahl-bau 1960 H-6 「風洞実験」によったものである。

(7) PC 橋 (3, 4 号橋)

a) 設計条件 土木学会「プレストレスト コンクリート設計施工指針」による。

b) コンクリート, 型わく, 養生 橋脚上の支点では、桁高 8.54 m (3 号橋では, 10 m), 腹板厚 30 cm の高い壁であるので、十分な設計強度にたるコンクリートを打設することと、その強度の確認の方法とが一番の問題となる。またそれに見合うだけの型わくが必要となってくる。

コンクリートの締め固めは内部振動機 (棒状バイブレーター) を用いる。コンクリートの養生は、冬期にはプレストレスを与えるまでコンクリートの温度を 10°C 以上に保つことを標準に、ワーゲンにおおいを設け、また暖房器具により保温を行なう。また夏期においては、打込み時のコンクリートの温度を 30°C 以下に保つよう貯蔵材料の管理を行なう。またコンクリートの最高温度 60°C を越えないように、また新旧コンクリートの打継目付近における温度差を 30°C 以下に保つことを考えている。

c) 桁の上げ越し 橋梁が完成後、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮が終って後、死荷重とプレストレスの作用している状態で橋梁の路面が所定の位置にあるようにするためには、張り出し架設の各段階において、その後に作用する荷重あるいはクリープなどによって生ずると予想される桁の変形を考慮して上げ越しを行なわなければならない。また桁の施工工期がかなり長く、桁の付け根と先端とのコンクリートの材令がかなり相違する。したがって、このような材令の相違による各部のクリープ係数の相違をも考慮に入れた計算も念のため実施する予定である。

6. む す び

5. についてはもう少し詳述したい気がするが、以上の各項を読まれば、天草橋の大体のことがご理解されることと思う。すべての問題は「海洋の中で仕事をしなければならない」という点から出発しており、この点を除外しては経済性も論ぜられないと思う。

諸兄のご指導とごべんたつをお願いする次第である。

(1964.5.4・受付)