

西海橋（伊ノ浦橋）工事概要（その二）

村 上 永 一*

8. 架設概要

本橋の架設地点の状況より、下から組まれた支保工により架設することは不可能であるため、図-10に示すように、側径間の前端に架設用鉄塔を立て、その頂部より伸されたケーブルにより、斜め後方に吊上げられつつ、アーチ主構は兩岸アーチ橋台より組立られ、突桁式に架設を進める方法（cantilever tieback system）を採用することとした。この方法は架設の各段階において、アーチ主構の位置とケーブルの張力とをあらかじめ求めた量に一致させるため、ケーブルの精密操作が要求されるが、架設の工費、工事の安全、精度の確保の点より見て、最良のものと判断された。この架設法が固定アーチに使用された例はきわめて少く、わづかに Niagara 溪谷の橋 Rainbow の架設に利用されたが、これは鉸桁型式で、トラス型式としては最初のものになる。

アーチ主構の架設は工程、気象条件より、昭和 29 年の秋の 3 ヶ月（8 月中旬～11 月中旬）とし、アーチ閉合を 11 月末までに完了する計画にもとづいて、下部工事を含めた全工程が推進された。この架設時期は夏の台風並びに冬の西北強風の季節を避け、アーチ閉合には比較的涼しく、平穏な季節が好ましく、かつ工程の多少の延伸をも考慮して決めたもので、幸い全工程は順調に推移し、架設は 9 月 24 日に開始し、12 月 18 日クラウンまで組立られ、これよりアーチ閉合作業に入り、30 年 1 月 7 日下弦クラウンの圧力添加をもつて、アーチ主構架設は実質的に完了した。

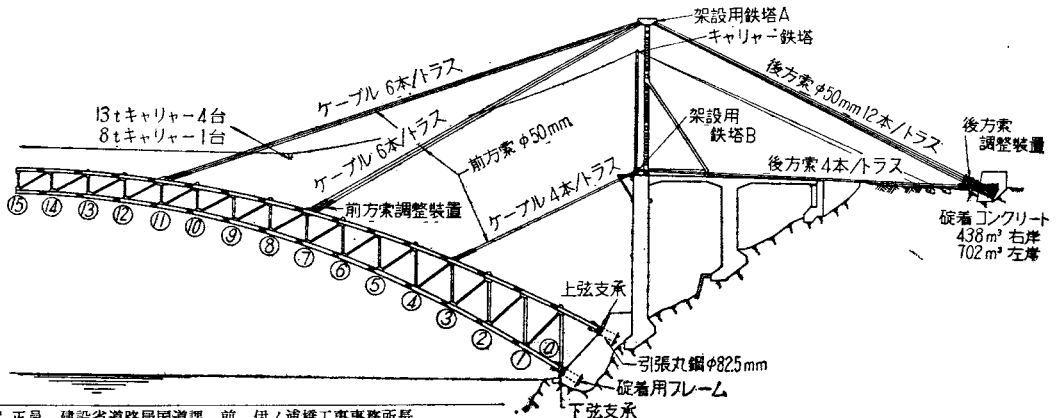
架設施設は 図-10 のごとくであるが、その概要を次に述べよう。

(1) コンクリート・アンカー・ブロック アーチ主構を支える tieback system より生ずる最大張力 396 t および材料運搬用のキャリヤー・ケーブルの最大張力 59.62 t に抵抗するために設計され、東岸側においては岩質良好のため 428 m³、西岸側では土質不良の箇所もあつて 702 m³ のコンクリートを要した。地盤の支持力については 100 t 油圧ジャッキにより試験し、コンクリート中には後方索の調整装置であるアジャスティングタックル（adjusting tackle）および控ケーブルの緊結具を定着した。

(2) 架設用鉄塔 アーチ主構を吊る前方索の取付点は格点 3, 7, 11 の 3 ケ所であるが、構面にバターがついているため、2 組の鉄塔を使用することとした。格点 7 および 11 を吊るための鉄塔は A 鉄塔と称し、高さ 31 m、左右柱の間隔は格点 7 および 11 の主構中心間隔の平均値を取り、8.00 m とし、その主柱はスパンドレル柱 0 を、ステイフレグ（stiff leg）はスパンドレル柱 2 および 4 を、横構には床桁およびスパンドレル柱の横構等を合計 73.01 t 転用し、総鋼重 128.64 t のペンジュラム柱である。なお、この鉄塔の設計荷重は 396 × 2 t である。

格点 3（この点のアーチ主構間隔 11.434 m）を吊るためのものは B 鉄塔と称し、高さ 1.20 m 左右柱の据付け間隔は格点 3 の間隔に等しく 11.440 m とし、それぞれ独立したペンジュラム柱である。

図-10 架設の一般図



* 正員、建設省道路局国道課、前 伊ノ浦橋工事事務所長

(3) 主鋼索 アーチ主構を支える tieback system の前方索並びに後方索となるケーブルを主鋼索と称する。使用鋼索延長 7800 m で所定の長さに切断し両端にソケットをつけ、112 本のケーブルとして使用した。径 50 mm, 組成 19 本線 6 ツ然り共芯, 素線径 3.25 mm, 保証破断強度 155 t を使用荷重 45 t として使用した。

製品については破断試験, 伸び荷重曲線を実測し, 架設計画に必要な物理的性質を決定し, 使用に先だちクリーブに類する非弾性変形を除去するため, 20 t の予張力を 30 分かけた。架設計画に用いた物理的性質は次のようである。

単位重量	9.78 kg
ヤング係数	1 130 000 kg/cm ²
伸率	0.008 cm/m/t

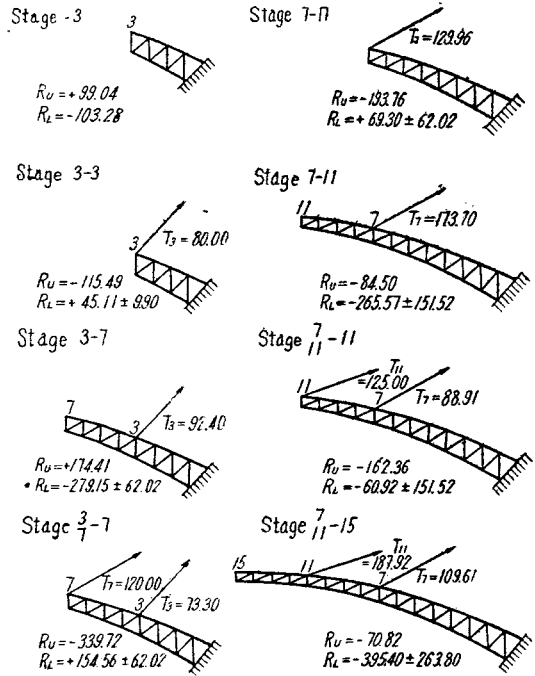
(4) 材料運搬施設 東岸後方の材料置場に集積された材料は台車によつて東岸側径間を経て, 突出足場上において, キャリヤに吊上げられ所望の架設位置に運搬される。この兩岸側径間の先端にキャリヤ鉄塔(高さ 25 m)を立て, 5 列のキャリヤを配した。中央に 8 t 能力, その両側に 13 t 能力のものを 2 列づつ, 計 4 列を設備した。

(5) 架設順序 上下弦の支承が支承受フレームに方向および位置が正確に据付られ, 後埋コンクリートが打込まれたのち, 支承に接する部材が埋込まれ, 格点 3 までの 4 格間は支承の定着により, 純然たる突桁として組立られる。

格点 3 に至ると架設鉄塔 B の頂部より, 片側トラス当り 4 本のケーブルより成る前方索 -3 が張り渡され, その先端に取付けられたアジャスタブルリンク (adjustable link, 前方索の長さの調整装置) により格点 3 に緊結される。これに対しケーブル 4 本より成る後方索がコンクリート・アンカーに定着されたアジャスティングタックル (adjusting tackle 後方索の長さの調整装置) に取付けられる。前方索 -3 の張力が 4 本の計で 80 t になるよう, おおのこのケーブルはアジャスタブルリンクにより調整されたのち, 架設は格点 7 まで前進する。このとき (stage 3-7) ケーブルの長期荷重によるクリーブがなければ, 前方索 -3 の張力は 92.4 t に増加する。実際にはケーブルにクリーブが生じ張力はこれ以上になるろうとする。張力が減ると上弦支承の引張反力が増加するので, 架設の各段階において, 常にケーブルの張力が測定され, 架設計画の示す張力を保持するようケーブルの長さが調整された。

格点 7 に至ると, 架設鉄塔 A の頂部より, 片側トラス当り 6 本のケーブルにより成る前方索-7 が張り渡され, その先端のアジャスタブルリンクにより格点 7 に緊結される。これに対しケーブル 12 本より成る後方索がアンカーのアジャスティングタックルに取付けられる。

図-11 架設順序一般図



最初に後方索の 12 本のケーブルが同一張力を受けるように調整され, ついで前方索-7 が 6 本で 120 t の張力となるよう調整された。このとき前方索-3 は 73.38 t に減じ, 前方索-3 が撤去されると, 前方索-7 の張力は 128.96 t となる。ついで架設は格点 11 まで前進する。この間 1 格間前進するごとに前方索-7 の張力は約 10 t づつ増加し, stage 7-11 においてはその張力は 173.7 t となる。

格点 11 に至ると, 架設鉄塔 A の頂部より, さらに 6 本のケーブル (うち 4 本は前方索-3 とその後方索を継ぎ合わせたもの) わより成る前方索-11 が張り渡され, 6 本で張力が 125 t になるよう調整される。このとき前方索-7 の張力は 88.91 t に低下する。これからはアーチ主構に 2 群の前方索により支えられつつ, クラウンに至る 4 格間が架設され, 最終時に前方索-7 の張力は 109.61 t, 前方索-11 の張力は 187.92 t になる。このようにして兩岸より突出してきた半アーチ主構は予定の間隙を残して相会し, アーチ閉合作業に入る。

9. 架設計画の基本計算

架設計画は架設中風圧による支承の引張反力をも含めて, 上下弦支承に 200 t 以上の引張反力を生ぜしめないよう, かつケーブルの調整回数が少なくてすむよう, 架設の主要段階における前方索の張力を定め, 各架設段階のアーチ主構の位置および応力, 前方索および後方索の張力, 架設鉄塔およびコンクリート・アンカーに作用する荷重を決定する。

いま格点 k' まで架設が進行したアーチ主構を格点 m' の前方案により支えられ、その張力を $T_{m'}$ とすれば、アーチ主構の任意の点 n のタワミは

$$\left. \begin{aligned} \text{垂直成分} \quad & \uparrow \delta_n^v = \uparrow \delta_n^v E_{k'} + \uparrow \delta_n^v T_{m'} \cdot T_{m'} \\ \text{水平成分} \quad & \rightarrow \delta_n^h = \rightarrow \delta_n^h E_{k'} + \rightarrow \delta_n^h T_{m'} \cdot T_{m'} \end{aligned} \right\} \dots\dots (1.9)$$

ここに、

$\uparrow \delta_n^v T_{m'} \rightarrow \delta_n^h T_{m'} : \text{前方案 } -m' \text{ の単位張力 } (T_{m'} = 1t)$

による n 点の垂直並びに水平変位

$\uparrow \delta_n^v E_{k'} \rightarrow \delta_n^h E_{k'} : k'$ まで架設が進んだとき架設時死荷重による点の垂直並びに水平変位

$\uparrow \delta_n^v T_{m'}, \rightarrow \delta_n^h T_{m'}$ は半アーチ主構の格点 m' に作用する単位垂直力 $V_{m'} = 1$ および水平力 $H_{m'} = 1$ による半アーチ主構の n 点の変位 $\delta_n^v V_{m'}, \delta_n^h H_{m'}$ に $T_{m'}$ の作用方向の方向余弦を乗じて求められる。 $\delta_n^v V_{m'}, \delta_n^h H_{m'}$ は 3. で述べた 4 基本変位計算の結果を使用し次式により求められる。

$n \leq m'$ なる n 点に対し

$$\left. \begin{aligned} \delta_n^v V_{m'} &= \delta_n^v V_c - (15 - m') \lambda \delta_n^h M_c \\ \delta_n^h H_{m'} &= \delta_n^h H_c - (y_c - y_{m'}) \delta_n^h M_c \end{aligned} \right\} \dots\dots (9.2)$$

$n > m'$ なる n 点に対し

$$\left. \begin{aligned} \delta_n^v V_{m'} &= \delta_{m'}^v V_{m'} + \psi_{m'}^v (\delta_n \theta_0 - \delta_{m'} \theta_0) \\ \delta_n^h H_{m'} &= \delta_{m'}^h H_{m'} + \psi_{m'}^h (\delta_n \theta_0 - \delta_{m'} \theta_0) \end{aligned} \right\} (9.3)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} \psi_{V_{m'}} &= \sum_{m=0}^{m'} \Delta \phi_m M_c - (15 - m') \lambda \sum_{m=0}^{m'} \Delta \phi_m M_c \\ &+ \frac{1}{E} \sigma_{V_m} \cot \theta_{m_r} \\ \psi_{H_{m'}} &= \sum_{m=0}^{m'} \Delta \phi_m H_c - (y_c - y_{m'}) \sum_{m=0}^{m'} \Delta \phi_m M_c \\ &+ \frac{1}{E} \sigma_{V_m} \cot \theta_{m_r} \end{aligned} \right\} (9.4)$$

$\Delta \phi_m$: 4 基本変位のそれぞれ間の場合のアーチ主構の m 点に集まる腹材間の相対回転角

θ_{m_r} : 垂直材 V_m と下弦材 L_m となす角

σ_{V_m} : m' 点に $V_{m'}$ または $H_{m'}$ が作用したときの垂直材 V_m の応力度

また $\uparrow \delta_n^v E_{k'}, \rightarrow \delta_n^h E_{k'}$ は次のように、4 基本変位計算の結果より求められる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_n^v E_{k'} &= \sum_{m=0}^{k'} P_m \cdot \uparrow \delta_n^v V_m = \sum_{m=0}^{k'} P_m \cdot \uparrow \delta_n^v V_n \\ \rightarrow \delta_n^h E_{k'} &= \sum_{m=0}^{k'} P_m \cdot \rightarrow \delta_n^h V_m = \sum_{m=0}^{k'} P_m \cdot \rightarrow \delta_n^h V_n \end{aligned} \right\} \dots\dots (9.5)$$

いまアーチがクラウンまで架設された場合の死荷重によるクラウンと格点のタワミを示せば次のようである。

$$\left. \begin{aligned} \uparrow \delta_{cE_c}^v &= -109.913 \text{ cm} & \rightarrow \delta_{cE_c}^h &= +28.,661 \text{ cm} \\ \uparrow \delta_{7E_c}^v &= -33.138 \text{ cm} & \rightarrow \delta_{7E_c}^h &= +17.481 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

stage $m-m$ (前方案が格点 m にあり架設が格点までの状態) における前方案- m の張力を T_m , 前方案を調整せずに、架設が n 点まで進んだとき (stage $m-n$) の張力を $T_m + \Delta T_m$ とすれば、

stage $m-m$ における m 点の位置はトラスの架設時原形を基準として

$$\left. \begin{aligned} \uparrow \delta_m^v &= \uparrow \delta_m^v E_m + \uparrow \delta_m^v T_m \cdot T_m \\ \rightarrow \delta_m^h &= \rightarrow \delta_m^h E_m + \rightarrow \delta_m^h T_m \cdot T_m \end{aligned} \right\} \dots\dots (9.6)$$

stage $m-n$ における m 点の位置は

$$\left. \begin{aligned} \uparrow \delta_m^v &= \uparrow \delta_m^v E_n + \uparrow \delta_m^v T_m \cdot (T_m + \Delta T_m) \\ \rightarrow \delta_m^h &= \rightarrow \delta_m^h E_n + \rightarrow \delta_m^h T_m \cdot (T_m + \Delta T_m) \end{aligned} \right\} \dots (9.7)$$

架設が m より n に進行した間における m 点の変位の前方案の理論方向の変位は

$$\left. \begin{aligned} (\uparrow \delta_m^v E_m - \uparrow \delta_m^v E_n - \uparrow \delta_m^v T_m \cdot \Delta T_m) \alpha_m \\ + (\rightarrow \delta_m^h E_m - \rightarrow \delta_m^h E_n - \rightarrow \delta_m^h T_m \cdot \Delta T_m) \beta_m \end{aligned} \right\} \dots\dots (9.8)$$

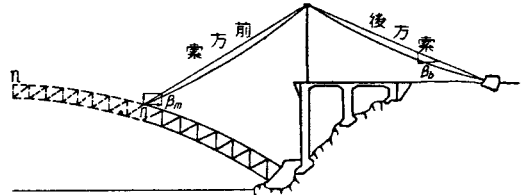
前方案- m の張力が ΔT 増加したことによる前方案- m の先端の伸び ΔT_m と等しい。

$$\Delta T_m = \Delta T_m^T + \Delta T_m^S \dots\dots (9.9)$$

ここに ΔT_m^T : ケーブルの弾性的伸び

ΔT_m^S : ケーブルのサグの変化によるケーブルの先端の伸び

図-12



前方案- m は q_m 本の長さ l_m^f のケーブルより、後方案は p 本の長さ l^b のケーブルよりなり、後方案の理論方向の水平線との方向余弦を β_b とすれば

$$\left. \begin{aligned} \Delta T_m^T &= \epsilon \left(\frac{l_m^f}{q_m} + \frac{l^b}{p} \frac{\beta_b^2}{\beta_b^2} \right) \Delta T = \Delta T_m^T \cdot \Delta T \\ \Delta T_m^S &= \left(A_m q_m^2 + A_b \frac{\beta_b l^b}{\beta_m} \right) \left\{ \frac{1}{T_m^2} - \frac{1}{(T_m + \Delta T_m)^2} \right\} \end{aligned} \right\} \dots (9.10)$$

ここに A_m, A_b は前方案- m および後方案の長さ、単位重量、方向によって定まる係数である。

T_m が与えられれば (9.8), (9.10) 式において ΔT_m の以外は既知となつて ΔT_m を求めることができる。

ケーブルのサグの影響を考えないときは

$$\Delta T_m = \frac{(\uparrow \delta_m^v E_m - \uparrow \delta_m^v E_n) \alpha_m + (\rightarrow \delta_m^h E_m - \rightarrow \delta_m^h E_n)}{\uparrow \delta_m^v T_m \cdot \alpha_m + \rightarrow \delta_m^h T_m \cdot \beta + A_m} \dots (9.11)$$

stage 7-7 より stage 7-11 に架設が進む場合、サグを考慮しないときは

$$\Delta T_7 = 43.766 t$$

サグを考慮して stage 7-11 において $T_7 = 211.4 t$ のとき

$$\Delta T_7 = 41.375 t$$

また架設中の温度の変化の影響も計算によれば、 $10^\circ C$ の変化の場合、前方案-7 は 3.3738 t, 前方案-11 は 1.0574 t の変化にすぎない。

以上により、架設計画を立てるに当つては当初はケー

ブルのサグの影響並びに温度変化を考慮せずに下記のそれぞれの場合の計算をなし、確定計画ないし作業時に生ずるケーブルの張力の小さい場合についてサグの影響による補正を行った。

i) 前方案 -3 により支えられたアーチ主構が格点 3 より格点 7 まで架設が進行するにともなうケーブルの張力およびアーチの位置の変化量。

ii) 前方案 -7 により支えられたアーチ主構が格点 7 より格点 11 まで架設が進行するにともなうケーブルの張力およびアーチの位置の変化量

iii) 前方案 -7 および前方案 -11 により支えられたアーチ主構が、格点 11 より格点 15 (クラウン) まで架設の進行するにともなう、ケーブルの張力およびアーチの位置の変化量。

iv) 任意の前方案をそのアジャスタブルリンクでその長さを調整して、張力を増減したときの他の前方案の張力の増減量。

これらの基本数値が求められれば、架設の各段階の前方案の張力変化の経過が明らかとなり、本工事においては架設の最終段階 (stage 11-15) において、上弦支承反力が 100 t となる条件より求めた。すなわち stage 7-11 における前方案 -7 の張力を T_7 とし、stage 7-11 で入れる前方案 -11 の張力を T_{11} とすれば、最終段階におけるそれぞれの前方案 -7 の張力は

$$T_7 + \Delta_{7,11} \cdot T_{11} + \Delta_{11 \rightarrow 15} T_7$$

前方案 -11 の張力は

$$T_{11} + \Delta_{11 \rightarrow 15} T_{11}$$

上弦支承の反力

$$\left. \begin{aligned} R_{uE_0} + R_{uT_7} (T_7 + \Delta_{7,11} \cdot T_{11} + \Delta_{11 \rightarrow 15} T_7) \\ + R_{uT_{11}} (T_{11} + \Delta_{11 \rightarrow 15} T_{11}) = 100 \text{ t} \end{aligned} \right\} \dots (9.12)$$

ここに

$\Delta_{11 \rightarrow 15} T_7$, $\Delta_{11 \rightarrow 15} T_{11}$: 前項 iii) の架設が格点 11 から 15 に進行することによる、前方案 -7 および 11 の張力変化

$\Delta_{7,11}$: 前項 iv) の前方案 -11 を 1 t 増加した場合の前方案 -7 の減量

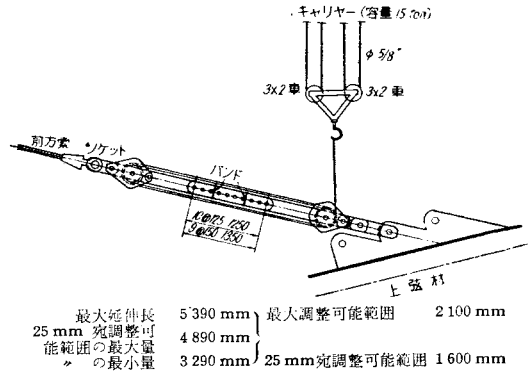
R_{uE_0} , R_{uT_7} , $R_{uT_{11}}$: クラウンまでの架設時死荷重による上弦支承の反力、並びに前方案 -7 または 11 の単位張力による上弦支承反力

(9.12) 式において T_7 を決められれば、 T_{11} は求められる。 T_7 はこれより前の架設段階において同様な検討を加えた結果、173.7 t を最適と考へて T_{11} を決定し、作業上の便宜を考へて $T_{11} = 125 \text{ t}$ とした。このようにして 図-11 に示す基本計画の前方案の張力が求められ、これよりさらに各段階におけるアーチ主構各点の座標が求められ、架設作業に必要な計算がなされた。

10. 架設作業の諸事項

(1) ケーブルの張力の調整 前方案の張力の調整は前方案を形成する各ケーブルの先端にそれぞれ取付けられたアジャスタブルリンク (adjustable link) と称する装置により、ケーブルの長さを調整して行つた。これは

図-13 アジャスタブル・リンク



一方に $\phi 63 \text{ mm}$ のピン孔が 150 mm 間隔に 10 個開けられた 2 枚の 25 mm 原板と他方に同径ピン孔を 125 mm 間隔に 11 個開けられた 3 枚 (厚 20 mm 1 枚, 厚 15 mm 2 枚) の板とよりなり、パーニヤの原理により 25 mm きざみに 1600 mm の長さの調整が可能であり、さらに調整単位を大きくすれば 500 mm の追加調整が可能である。

このリンクの両側に 3-2 滑車を取付け、滑車間のワイヤを十分に緊めたのち、ピン孔のピンを除去し、滑車のワイヤをさらに緊め、両方のリンクの板を移動せしめて間隔を短縮する。滑車はつぎつぎにケーブルに付換えて使用し、両側のトラスの対称ケーブルを 1 本ずつ締める。1 本のケーブルを 25 mm 調整することにより、ケーブルのサグの影響を考えなければ前方案 -7 の他の 5 本のケーブルの張力は 0.328 t 減じ、調整したケーブルの張力は 3.399 t 増加し、前方案全体としては 1.76 t を増加し、前方案 -11 では他の 5 本のケーブルの張力は 0.279 t 減じ、調整したケーブルの張力 2.565 t 増加し、全体として 1.17 t は張力の増加となる。前方案の張力の小さいときはケーブルのサグの影響が入るので、別途その補正を行わねばならない。

架設用鉄塔とコンクリート・アンカーを結ぶ控えの後方案 (back stay cable) の長さの調整にはアジャスティングタックル (adjusting tackle) を使用した。これはアンカー・コンクリートに埋込まれたフレームより突出した鉄骨の格子構造で、後方案の端部ソケットを定着するよう製作され、ソケットの 75 mm 以上の動きは格子の垂直板をボルト孔により移動して調整し、75 mm 以下の量はクサビにより 5 mm 単位に調整して、最大 700 mm 移動可能である。これにより後方案を張り渡したのち、各ケーブルが平均 6 t の張力を受けている状態で、各ケーブルの張力がほぼ同一となるよう微調整を行つ

図-14 後方索の定着の状況



て、架設の進行にともなう後方索のおおのの張力負担が同等になるようにした。

(2) 各ケーブルの切断長 前方索、後方索の各ケーブルは所定の長さに切断されて、その両端をソケット(重量 55.5 kg 後方索の定着用 68.5 kg)に純亜鉛によつて定着して使用する。従つてケーブルの最大長(ケーブルを張り渡すときの所要長)と最小長(ケーブルに最大張力を与えたときの長さ)の調整量がそれぞれの調整装置の可動量以内であるのみならず、ソケットの誤差、ケーブルのクリープ等に備えて、余裕の可動量を残すように、ケーブルの切断長を定めた。ケーブルのクリープはこの余裕可動量を減少せしめ、最悪のときは張力調整が不可能となるので、各ケーブルは 30 分間 20 t の予張力を与えたのちに、張力 5 t の状態で計算された長さに切断された。

前方索-3 およびその後方索に架設が格間まで進み最大張力となつたとき、前者は 400 mm、後者は 490 mm 調整余裕を残し、かつ架設鉄塔が垂直になるように定めた。架設鉄塔 A の後方索は鉄塔頂部が 1000 mm 後方に傾いた状態で、1 t 程度の引張力でアジャスティングタックルの最先端に取付られ、かつ鉄塔頂部が 150 mm 後に傾いた最大張力を受けたときに調整余裕量が 340 mm あるように定め、前方索-7 および-11 は 5 t 以下の引張力で格点 7 (このときの鉄塔頂部の後方への傾き 1,350 mm) および格点 11 (このときの鉄塔頂部の後方への傾き 189 mm) に取付けられ、かつ最大張力時にそれぞれ 400 mm および 800 mm の調整余裕を有するように決定した。

(2) 前方索の張力測定 架設を進めてゆく上において、現在どれだけの張力がケーブルに入っているかを知ることが、架設を安全に進めてゆく上においてきわめて重要である。

ケーブルの張力を測定する装置としては 2 点を支え、その中央をケーブルに直角の方向に力を作用せしめ、そのときの力とタワミを知れば、ケーブルの張力が求められる原理によるものが製作されたが、ケーブルの支圧変

形およびロープの凹凸の影響で測定結果に誤差が多く実用できず、応急の処理として、現場作業の難易、精度等を考慮した結果次の 2 方法により実施し、相互にチェックして測定の正確を期した。

i) 前方索のサグをトランシットにより測定する方法

前方索の上方架設鉄塔頂部に近接した点にトランシットを吊下げ、鋼索の中央点に取付けた標的をトランシットの水平へやに合せ、鋼索の下部に立てた標尺を読み、ケーブルの自重により中央点のサグを求め、ケーブルの単位長当りの重量から張力を算出する方法である。

ii) ピアノ線を並列し、その張力より換算する方法

この方法は工事を担当した横河橋梁製作所の提案した方法で、測定しようとする前方索に沿つて、ピアノ線を張り、スプリングバランスでピアノ線のサグを増減し、ピアノ線とケーブルとのサグが同一となつたときのスプリングバランスの読みを求めれば、これにそれぞれの単位当りの重量の比を乗ずることにより、ケーブルの張力が求められる。なおピアノ線が平行に張られた確認には簡単な電気回路を使用した。

前者の方法はやや寒冷の季節となると、日照時ケーブル周辺に陽炎がおこるため、測定が午前 9 時前に終了することとしたが、架設の全期間を通じ確実な測定を行うことができた。後者の方法は風の影響が敏感であつて、この制約を除けば、有用な測定が実施し得た両者の測定によるケーブルの張力の誤差は約 3 % で、よく一致した。

また両者の差が大ききときは、おおの再測定を行つて誤りを除去した。

(4) 主要部材の長期間応力測定 架設作業を安全に進行せしめるため、上下弦材支承に 200 t 以上の引張反力を生じないように、ケーブル調整するが、この限度に対し起拱点に近い上弦材の U.L. 部材応力を測定することによりチェックした。またアーチの閉合作業の実施の際には、この測定資料を利用して、閉合の補正を行つた。

この応力測定には次の 2 方法によつた。

i) 電気抵抗線ヒズミ計：4-ゲージ方法を使用し、精度の向上を現場での作業性に適応せしめ、ゲージにはベークライト・ゲージを焼付けて長期間の使用に耐えるようにし、これをワックスで封印し、さらにゴム環、銅板により保護、外気と絶縁した。

ii) 生研式ヒズミ計：昭和 29 年度建設省研究費補助により、東大生産技術研究所 岡本教授が研究試作したもので、1/1000 mm 目盛のダイヤルゲージと支点距離の距離 1050 mm 棒とからなり、1 目盛は 2 kg/cm² の応力を示すものである。

以上の装置を使用し、架設開始の 29 年 9 月 24 日より、約 1 ケ年間の測定を実施したアーチ閉合の完了した 30 年 1 月 7 日までは電気抵抗線ヒズミ計の 1~2 箇所(全体で 32 箇所)のゲージにずれを生じた以外には、

すべて有効に測定された。しかし全工事竣工時（30年9月）まで利用できたゲージはきわめて少数のものであった。従つて機械的測定の方が後半においては主として利用された。

応力の測定は日中においてはアーチの温度不均等による局部応力が入るため、測定はすべて早期日出前の均一温度時に行つた。

アーチ主構の架設開始より、その閉合に至る期間すなわち昭和29年9月24日より翌年1月7日までの実測応力と張力測定値を使用しての計算応力との関係並びに応力の変化を 図-15 に示す。

図-15 ヒズミ計による東岸側南トラスの U_0 並びに L_0 部材の応力 (昭 29.9.24~昭 30.1.7)

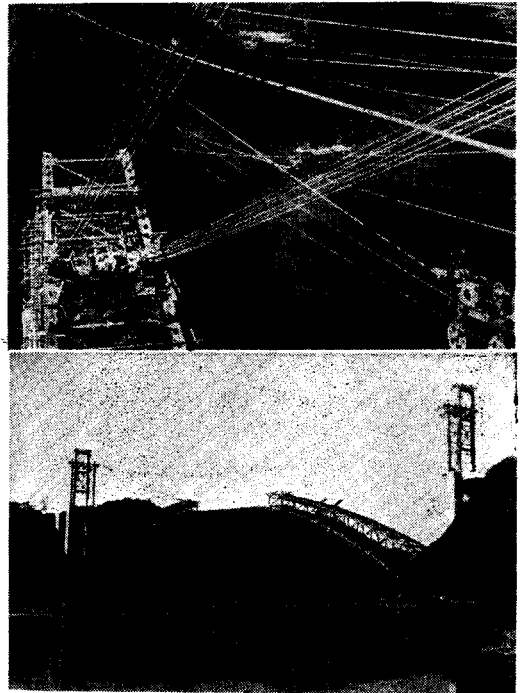
月日	架設の達した格点	前方索張力の測定値 (ton)			前欄の張力より算定された理論応力 (kg/cm^2)		ヒズミ計で測定された部材 U_0, L_0 の応力 (kg/cm^2)											
		T_1	T_2	T_3	U_0	L_0	U_0^+	U_0^0	U_0^-	L_0^+	L_0^0	L_0^-						
Sept. 24	0																	
Oct. 18	3	6.0			+124.2	-89.6												
19	3	24.0			+55.0	-59.7												
20	3	41.6			-12.7	-30.5												
21	3	84.0			-115.7	+59.7												
23	3																	
26	5	31.0			-12.1	-77.4												
28	5	98.0			-33.0	-65.8												
30	6																	
Nov. 1	7	92.0	20.0															
3	7																	
6	7																	
9	7	63.8	123.7		-530.0	+181.2												
12	7	130.5			-278.1	+68.9												
16	9	133.0																
18	9	143.5			-104.1	-66.1												
20	9																	
23	11	158.0	10.0	73.0	-213.2													
Dec. 5	11	92.0	97.7		-110.2	-112.8												
10	11 1/2																	
13	13	104.5	115.1		+112.4	-285.8												
22	15				+12.0	-290.7												
23					-306.0	-181.8												
Jan. 7					-164.1	-365.8												
					Mark. x	Mark. o	---部材 U_0 の応力 —部材 L_0 の応力											

11. アーチの閉合

前述架設経過により、クラウンまで組立てられた左右半アーチ主構の架設時死荷重による変位（前方索の取除かれた状態）を復元せしめるために、クラウンの上下弦に装置されたジャッキにより推力を添加する。この推力を求めるために半アーチ主構の弾性重心に水平力とモーメントを作用せしめる。

弾性重心に単位モーメントを加えたときのモーメントの腕の回転角を $\psi_e M_e$ 、任意の格点 m の垂重変位を $\delta_{mM_e}^v$ とし、半アーチ主構の m 点に単位垂直荷重が載つたときの弾性重心の腕の回転角を $\psi_e P_m$ とすれば、

図-16 架設状況



reciprocal theory により、

$$\delta_{mM_e}^v = \psi_e P_m \dots\dots\dots (11.1)$$

半アーチ主構の架設時死荷重 P_m による弾性重心の腕の回転角は

$$\Sigma P_m \cdot \psi_e P_m = \Sigma P_m \delta_{mM_e}^v \dots\dots\dots (11.2)$$

この回転角を復元するモーメントは

$$M_e = \frac{\Sigma P_m \cdot \delta_{mM_e}^v}{\psi_e M_e} \dots\dots\dots (11.3)$$

$$= 3257.654 \text{ t} \cdot \text{m}$$

また弾性重心に単位水平力が作用したときの、この点の水平変位を $\delta_{eH_e}^h$ 、格点 m の垂直変位を $\delta_{mH_e}^v$ とし、格点 m の単位垂直荷重による弾性重心の水平変位を $\delta_{eP_m}^h$ とすれば、架設時死荷重 P_m による弾性重心の水平移動は同様に

$$\Sigma P_m \cdot \delta_{eP_m}^h = \Sigma P_m \cdot \delta_{mH_e}^v$$

この水平移動を復元するための水平力

$$H_e = \frac{\Sigma P_m \cdot \delta_{mH_e}^v}{\delta_{eH_e}^h} = 474.803 \text{ t}$$

これをクラウン上下弦の水平力に換算すれば、上下材軸線間隔 4.55 m、軸線の中心と弾性重心との距離 6204 mm であるから架設死荷重に対する理論推力は

$$P_{UD} = -305.901 \text{ t}$$

$$P_{LD} = -168.902 \text{ t}$$

これに各部材に予応力を添加するための上下弦理論推力は

$$P_{UP} = +33.728 \text{ t}$$

$$P_{LP} = -101.938 \text{ t}$$

であるから、閉合のための上下弦理論推力は

$$\text{上弦側理論閉合推力 } P_{U0} = -272.173 \text{ t}$$

$$\text{下弦側理論閉合推力 } P_{L0} = -270.840 \text{ t}$$

以上は標準温度 15°C における理論閉合推力であつて、作業時の温度により補正さるべきものである。1°C の温度降下に対する理論閉合推力の補正量はつぎのようである。

$$\text{上弦側推力補正量 } P_{U1} = +3.348 \text{ t}$$

$$\text{下弦側推力補正量 } P_{L1} = -7.417 \text{ t}$$

(1) アーチ閉合の実施方式 アーチ主構の閉合作業はすべての前方索を取外した状態で、上下弦同時に上記理論閉合推力をジャッキにより添加するのが最上であるが、このためには左右半アーチを仮止め装置で保持しつつ、前方索を取除かねばならない。この状態は相当の危険がともなうし、上下弦に同時にそれぞれの理論閉合推力を添加することも容易なことでない。

これに対して考えられる方法としては、前方索 -7 並びに前方索が架設の最終段階における張力が入っている状態で、上下弦にそれぞれの換算閉合推力を添加してアーチを閉合する方式である。換算閉合推力とはこの推力が添加した場合前方索の張力 T_1 、並びに T_{11} の理論減量にもとづき算定され、閉合作業後、理論減量したケーブルを解除したのちに理論閉合推力がクラウンにおいて生ずるように求められたものである。

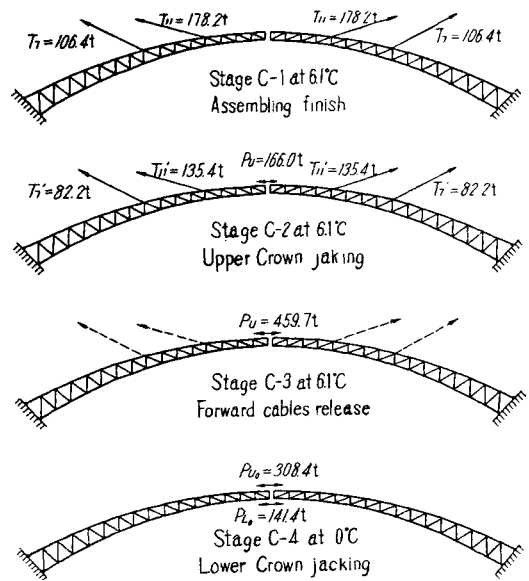
この方式の作業はケーブルが取付られた状態で実施されるから作業は完全であるが、ケーブルの張力測定の誤差が閉合に導入されること、ケーブルの張力の理論減量が実際の減量と一致することは、ケーブルの特性上困難である。従つて作業後の張力を測定し、減量の不一致による閉合推力の補正を行わねばならず、ここにも張力測定の誤差が導入されることをあわせ考えると、作業は安全であるが閉合精度の低下をまぬがれない。

これらの結果より、本橋において採用した方式は、各ケーブルに張力のある状態 (図-17 stage C-1) で、上弦側のみに換算推力を入れて、アーチを一鉸アーチ (one hinged arch) として閉合し、クラウン上格点を添接してからケーブルを除去し、下弦側推力はケーブルのない状態で添加して、固定アーチとする方式である。

この作業の経過については 図-17 に示す。これによれば作業も安全であり、上弦側推力添加にはケーブルの張力測定の誤差の導入はさげられないが、この誤差が大きくない範囲であれば、下弦側推力の補正により、アーチに設計応力とはほぼ同等の応力分布とすることが可能であり、従つて精度の向上も期待できる。

(2) 理論最終間隙量の閉合への利用 理論閉合推力が正しく上下弦に添加された場合のクラウンにおける左右半アーチ間の間隙量がアーチの正しい形状を決定するもので、これを理論最終間隙量と称す。

図-17 アーチ閉合の実施順序



stage C-1 における半アーチ主構に作用する外力は前方索 -7 並びに前方索 -11 の張力と架設時死荷重であり、stage C-4 は理論閉合実施の姿であつて、このときの半アーチ主構に作用する外力はクラウン上下弦に作用する理論閉合推力と架設時死荷重である。従つて stage C-1 と stage C-4 との間隙量の差は、上記外力の変化にともなう半アーチ主構の水平変位の差の 2 倍となる。これは stage C-1 における前方索の張力による半アーチのクラウンの水平変位と stage C-4 における理論閉合推力による 2 クラウンの水平変位の差の 2 倍となる。

従つて stage C-4 における理論最終間隙は stage C-1 の間隙量に上記の stage C-4 と stage C-1 との間隙量の差を加えたものであり、stage C-1 の間隙量は実測値を使用するから、次表により求めることができる。

区 分	種 別	Stage C-1	Stage C-4	Stage C-4	Stage C-1	理論最終 間 隙 量 (cm)
		の前方索張 力による水 平変位 (cm)	の理論閉合 推力による 水平変位 (cm)	と Stage C-1 とにお ける間隙量 の差 (cm)	における実 測間隙量 (cm)	
南トラス	上弦間隙量	24.019	28.813	9.588	29.140	38.728
	下弦間隙量	19.465	22.772	6.614	29.210	35.824
北トラス	上弦間隙量	23.571	28.813	10.484	29.328	39.812
	下弦間隙量	19.110	22.772	7.324	29.610	36.934

この最終間隙量の決定にはやはり張力の測定の誤差とアーチの変位に対する弾性係数の仮定の誤差が入るから、この間隙量のみでアーチ閉合することは危険である。しかしジャッキの推力のみで、アーチ閉合を実施することは容易でなく、目標とする間隙量を与えておくことはきわめて有効であり、外力によるアーチの変位の傾向を求めておけば、弾性補正も可能となる。

従つて本橋のアーチ閉合にはジャッキ推力と、間隙量

と応力測定の手手段により、可能最大限の精度の向上を計つた。

12. アーチの閉合の経過

(1) 準備作業 昭和 29 年 12 月 18 日左右両岸よりクラウンまで組立を完了した半アーチ主構は、右左上下のずれは補正されて、locking pin により仮止めされた。この半アーチ間のくい違いは上弦材において上下差(南トラス 51.5 mm, 北トラス 74 mm) 水平差(南トラス 8 mm, 北トラス 24 mm)であり、これにより東岸側半アーチには下向きのセン力(南トラスで約 2.6 t, 北トラスで約 4.0 t)が、西岸側半アーチには上向きのセン力がそれぞれクラウンにおいて内力として生ずることになった。

つづいて最終理論間隙決定のため同月 21 日午後 10 時より、22 日午前 5 時の間 stage C-1 間隙量を測定した。またケーブルの張力は 21 日に測定して 8°C に換算して次の値を得た。

南トラス $T_{11}=178.20\text{ t}$ $T_7=106.35\text{ t}$

北トラス $T_{11}=173.45\text{ t}$ $T_7=106.55\text{ t}$

これにより前節表の理論間隙量を 8°C にて求めた。

(2) 上弦側ジャッキ圧力の添加 上記ケーブルの張力のもとで、stage C-2 において、一絞アーチとして、上弦クラウンに添加すべきジャッキ推力は 15°C において

南トラス $P_U=188.337\text{ t}$ (6.1°C で 140.07 t)

北トラス $P_U=202.411\text{ t}$ (6.1°C で 154.14 t)

12 月 23 日午前 3 時~5 時 45 分、上弦側に最終理論間隙を与え、それに要するジャッキ推力を測定し(鋼材温度 6.1°C)南トラスで 166.05 t, 北トラスで 178.13 t を得た。

これは理論値と大いに異なるかのように見えるが、作業後、前方案の張力を測定し、次の値を得た。

南トラス $T_{11}=135.45\text{ t}$ $T_7=82.15\text{ t}$

北トラス $T_{11}=130.10\text{ t}$ $T_7=81.15\text{ t}$

これよりジャッキの推力理論値を補正すれば、

南トラス $P_U=164.29\text{ t}$

北トラス $P_U=173.62\text{ t}$

計算値と作業値の差はきわめて少く、やや作業値が大であった。

間隙量実測において、鋼材温度と気温とを等しいとしたが、その後の実測結果より 2°C 低くするのを適正と考えてこの補正を行い、他方応力測定よりやや over press であることがわかつこと、北トラスは 15 mm 高いこと、等より 23 日夕刻南トラスに対し 5.6 mm 北トラスに対し 7.2 mm の間隙量を減量する補正作業を実施した。

(3) 下弦側ジャッキ圧力の添加 上弦側ジャッキ圧力添加後、クラウンの上弦格点を添接鎮結してから、年

末より年始にかけて前方案 -7 並びに前方案 -11 を順次撤去し、完全な一絞アーチとした。

30 年 1 月 7 日午前 3 時より作業を開始し、作業時の鋼材温度は 0°C であり、諸修正を行つた後の作業理論値は

南トラス 136.49 t 北トラス 135.73 t

これに対し最終理論間隙量が得られたときのジャッキ推力は

南トラス 120.8 t 北トラス 120.8 t

このことはアーチ主構の弾性補正では理論的に説明できないもので、上弦側に添加した圧力が過大に入つていると解釈せざるを得ない。このことはケーブルの張力の測定がやや過少になされたことに起因する。一方長期応力測定結果よりも、上述の傾向を実証することができた。そこで次の方針により補正することとした。

i) 起拱点に接する上弦材 U₀ の長期応力測定結果は理論値 -119.1 t に対し、東岸側で南トラス -125.1 t 北トラス -120.9 t, 西岸側で南トラス -196.6 t 北トラス -186.8 t であつて、東岸では理論値とほぼ等しいが、西岸側では 67~77 t 応力過大となり、これは左右半アーチの高さのくい違いの相互修正によるセン力に起因するもので、水平力の調整により東西岸とも理論値とするは不可能であるので、理論値よりの偏差は東西岸とも同量とする。

ii) U₀ 部材の圧縮材としての許容荷重に対する余裕量は 27 t あるから、西岸側 U₀ の理論値に対する圧縮応力過大はその範囲にしたい。

iii) 下弦側クラウン間隙を 1 mm 減量すると(上弦側クラウン間隙は不動)上弦反力は 8.48 t を増加し、クラウン上弦材の許容荷重に対する余裕 58.55 t, 上弦側圧力添加の場合の過大量は 11.87 t と算定されるので、クラウン上弦材と許容強度以内におく最大補正量は約 5.5 mm である。

図-18 下弦側クラウンのジャッキ推力の添加

以上の三点を考慮の結果、下弦側の最終理論間隙量を次のごとく減量することに決し、1月7日午後5時より補正作業を行つた。

南トラス

-4.4 mm

北トラス

-4.0 mm

以上により本橋のアーチ主構は予応力を添加した固定構助アーチとし



ての閉合が完了したが、その結果を判定するものとして、起拱点に接する端上下弦材 U_0 および L_0 長期応力測定値(補正作業後の)と、アーチ閉合を完了した後の死荷重応力の理論値との差を求め、それにより予想される実応力の最大および最小を求めれば、右表のようになる。

箇 所	実測値	理論値	架設論値との時差	応力表の応力		完成後の実応力		部許容強度材度	摘 要			
				最大	最小	最大	最小		許に余容対強度余裕	支引張力		
上弦材 U_0	東岸	南トラス	-72.15	-119.1	+47.0	-740.9	-4.0	-693.9	+43.0	-767.7	+73.8	+43.0
		北トラス	-83.6	-118.0	+34.4	"	"	-706.5	+30.4	"	+61.2	+30.4
	西岸	南トラス	-131.9	-116.2	-15.7	"	"	-756.6	-19.7	"	+11.1	-
		北トラス	-143.3	-116.6	-26.7	"	"	-766.9	-30.0	"	+0.8	-
下弦材 L_0	東岸	南トラス	-432.5	-409.7	-22.8	-1062.5	-553.4	-1085.0	-576.2	-1182.6	+97.6	-
		北トラス	-460.3	-410.8	-49.5	"	"	-1111.7	-602.9	"	+70.9	-
	西岸	南トラス	-342.2	-411.3	+69.1	"	"	-993.1	-464.3	"	+189.5	-
		北トラス	-376.0	-411.4	+35.4	"	"	-1026.8	-518.0	"	+155.8	-

表によれば実測応力と理論値との差はあつても、すべて、部材の余裕値以内で、部材の許容強度を越したものはない。ただし主荷重応力以内においても、東岸側の上弦支承に 43 t (南トラス) および 30 t (北トラス) の引張反力を生ずるが、上弦支承の引張抵抗は十分余裕があるので、十分処理可能であり、設計にほぼ近い固定アーチ閉合が実施し得たものと判定される。

13. む す び

架設工事は架設施設の調整等により全般的に約1ヶ月半遅延したが、幸運にも12月から1月上旬にかけて気温こそ低かつたが、その他の気象条件は11月のそれと同様で諸作業はすこぶる順調に進行した。

その後、スパンドレル柱、床組の架設が3月中旬、伸縮継手の設置は4月下旬、床版舗装の打設は8月末、高欄並びに現場塗装は9月末にそれぞれ完了し、10月18日交通開始した(口絵写真参照)。

本橋は従来のわが国の記録をはるかに越えた長大支間のものであつたため、設計より工事終了に至る間、幾多の問題があつたが、大きな過誤なく無事所期の目的を達成し得たことはわれわれ工事担当者一同の喜びとするところである。

最後にこの工事を遂行中、終好御指導御鞭撻を賜つた田中 豊先生、青木楠男先生を始めとする諸先生、菊池技監、富樫道路局長を始めとする諸関係官に厚く感謝の意を表しつつこの稿を終ることとする。

会 員 欄

魅力ある編集を……

新装成つた4月号を拝見いたしました。小生も土木学会に入ってから約10年経ちましたが、本当のところ従来の学会誌にはなじめなかつたので、今度論文集と別にされるとの企画を期待していた者の一人です。

われわれのように現場にいる者にとっては、土木学会はただこの学会誌のみの絆で結びつけられているようなものです。ところがいままでの学会誌は、浅学菲才のためなかなか理解しにくい内容で、こんなことではいけないと思ながらも、つい疎遠にしまつていました。

こんどの学会誌は、その点確かに方針が変つていて、使い古された言

葉ですが、愛され、親まれる学会誌に一歩も二歩も近づいたと思われま

す。まだ第1号なので、批評はできませんが、各内容を通覧しますと、多少バラバラの感もしますが、とにかく読ませようという気持が溢れておりますが大変嬉しい点です。次第に号が進むにつれて、独特のカラーなりアトモスフェアなりが形成されてゆくものと期待します。ただ巷間に土木技術に関する同様な効果を目ざした同種類の雑誌がありますから、やはり学会誌は独自の権威と、清浄さとを堅持して欲しいと思いま

す。ただ一つ気になるのは、表紙です。小生は表紙図案応募者ではあり

ませんし、当選者とは何も関係もないのですが、よく申して、あまりにも無難であり、悪く申せば、あまりにも平凡であります。せつかく学会40年の殻を破つて誕生したこの企画にそぐわないような気がしてなりません。

当選の方にケチをつける気は全然ありませんが、むしろ学会当局のセンスに問題があり、その点本誌の行き方に多少の危惧を抱く次第です。会員は皆学会誌を読みたがつておりますから、読みたい者は読めという行き方でなく、会員をして読まざるにはおられないほど、ぐつと引きつける積極的な編集を希望してやみません。

【准員 前川 凜】