

奥多摩大橋 (仮称) 上部工工事報告

川嶋 勇* ・北原 一成* ・橋場 明**

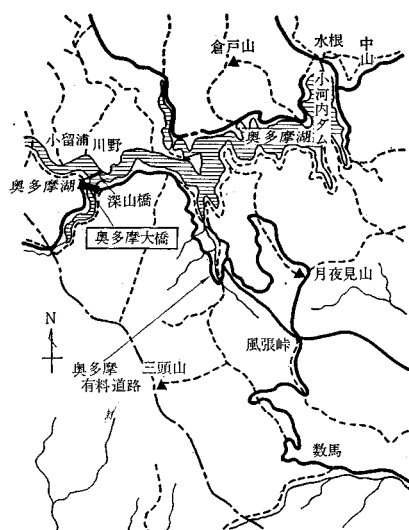
菅原 一昌*** ・米原 隆三****

1. まえがき

奥多摩大橋は、西多摩郡奥多摩町川野から桧原村数馬に至る延長 20.6 km の奥多摩有料道路の一環として、奥多摩湖にかかる本有料道路中最大規模の橋梁である。

奥多摩湖は大東京の水がめといわれる東京都最大の人工湖であり、秩父多摩国立公園の景観と水源林に囲まれた景勝地である (図-1)。

図-1 奥多摩大橋 (仮称) の架設位置



架橋地点はこの湖底に没した小管川と丹波川との合流点に近く、急峻なV字形渓谷の水深の深い地点であり、人工湖特有の著しい水位変動がある。

路線選定上、本橋は下路形式に限定されたので、上部工の形式選定にあたっては、数種のタイプについて比較

- * 正会員 東京都建設局道路工事部橋梁課
- ** 正会員 日本建設コンサルタント (株) 橋梁部
- *** 正会員 日本鋼管 (株) 橋梁鉄構部橋梁設計課
- **** 日本鋼管 (株) 橋梁鉄構部橋梁設計課

検討の結果、ニールセン式ローゼ桁と決定した。

ニールセン橋は一般的に内的高次不静定構造であり、構造物全体としての安全度は高く、鉛直吊材をもつアーチ系橋梁よりもすぐれている。反面計算の複雑なこと、吊材の応力調整、架設のむずかしさなどがあげられる。

現在、本格的ニールセン橋として海外ではドイツのフェーマルンズンド橋、オランダのファンブルンネンオールド橋、スウェーデンのニールセン橋など、国内では安芸大橋などの実施例があるが、いずれもアーチ水平力を下弦材にとらせた外的静定構造である。

本橋では、ニールセン橋を外的不静定構造物に適用し一段の経済性をはかるとともに従来の構造形式にみられるような架設上の難点を著しく軽減した。上部構造は、昭和 43 年 5 月より 44 年 6 月までに製作架設を完了した (写真-1)。

ここに、その特異性と工事の概要を報告する。

2. 構造概要

本橋の概要は、おおむね次の通りである。

橋 長 : 132.300 m

写真-1 架設完了後の奥多摩大橋 (仮称)

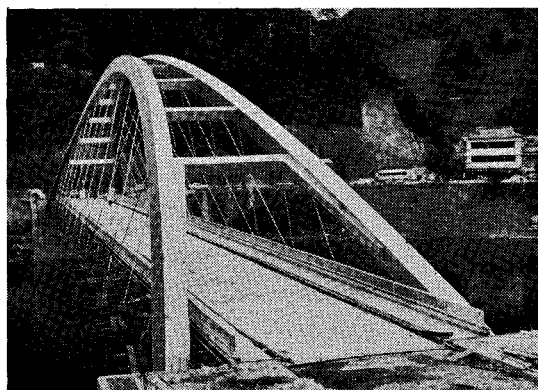
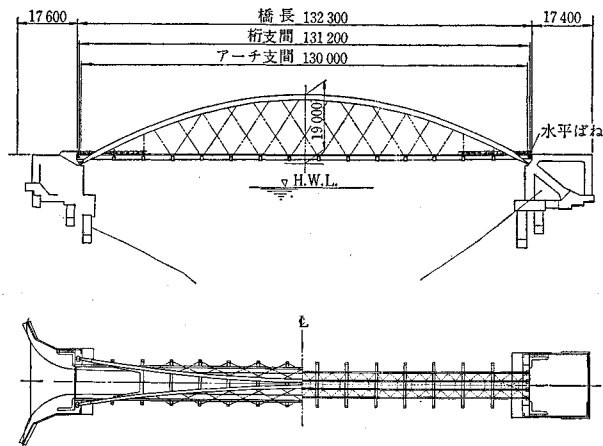


図-2 奥多摩大橋（仮称）一般図



補剛桁支間：131.200 m
 アーチ支間：130.000 m
 幅員：6.500 m（車道）+2×1.500 m（歩道）
 橋格：1等橋（T-20, L-20）
 橋面勾配：縦断勾配1.0%直線
 横断勾配2.0%双曲線
 舗装：アスファルト舗装 厚さ5 cm
 防水工：合成ゴム系塗膜形防水層
 床版：鉄筋コンクリート 厚さ20 cm

本橋はわが国で初めてのバスケットハンドル型アーチリブを持つニールセン式ローゼ桁で（図-2），その設計には上、下弦材の分離，桁端ばねのそう入など，本橋独特の細かい配慮を行なった。以下に構造の特色を列記する。

（1）アーチ主構面の傾斜

アーチ主構面を内側に傾斜させ，バスケットハンドル型にすることにより，アーチリブの安定性の増大と偏心載荷に対する構造全体の剛性を増大させた。歩車道幅員の外側に配置した主構面の傾斜角は $72^{\circ}28'$ で，アーチ頂部での弦材間隔は2.0 m，支点部では14.0 mである。アーチ軸線は2次放物線，ライズは水平投影で19.0 m ($f/e=1/6.84$)である。

（2）格子状補剛桁

アーチ水平力を直接基礎工に伝達させる外的不静定構造であるので，アーチ端部と補剛桁とを同一面内に置く必要はなく，横桁を吊ることにより，従来の〔2主桁+床組〕という床構造を多主桁並列の格子状補剛桁に置き換えることができた。このため，補剛桁は床組としても効果的に働き単純軽量なものになった。

（3）補剛桁端水平ばね

外的不静定構造としたため，通常的一端固定・他端可動とする支持方式では可動端付近において，温度変化に

よる上・下弦材間の水平相対変位が大きくなる。したがって，この付近の吊材には過大応力あるいは圧縮力が働くようになり，この対策として両側支点をローラー支承とし，さらに橋軸方向に働く水平ばねを橋台と補剛桁端との間に装着する半固定方式をとった。このことにより，構造系は対称となり，さらにニールセン形式としてのすぐれたたわみ特性を保持しつつ橋軸方向地震力に抵抗できるものになった。

（4）ダブルワーレン式吊材

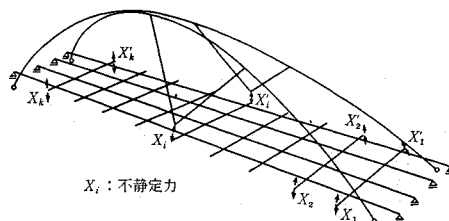
端部（第1，第2吊材）を除く吊材は，すべて一定角度（ 60° ）に配置しダブルワーレン式にすることによって剛性を増大させた。吊材にはプレハブパラレルワイヤストランドを採り入れた。

3. 設 計

（1）計算方法および計算式

主構造の設計にあたって，次のことを考慮し計算方法を決めた。本橋では床構造が補剛桁の役目を果たし，通常の2主構橋梁（トラス，ランガーなど）の設計に見られる主構影響線のみには頼っては床構造の設計がむずかしい。そこで，格子状補剛桁とニールセン系主構面2つの構造系（図-3）に分け，おのおの構造系の影響線を単独に求めた。次に，その境界条件から両構造系間に働く不静定力を算出し，これを用いて結合構造系としての影響面を求めた。計算手順と計算式は次の4段階で示される。

図-3 結合構造

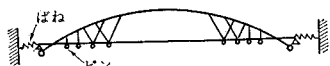


a) ニールセン系影響線の計算

ニールセン系構造を平面解析するにあたって，次のような本橋独特の構造条件が満たされなければならない。

① 各吊材下端の節点は剛な横桁を介し，縦桁によって間隔を保持されている。

図-4 ニールセン系構造



② 縦桁は端部を水平ばねにより支持され、水平可動状態にある。

以上の条件は上弦材および吊材よりなる構造系の吊材下端節点間にピン結合の下弦材（縦桁と同断面積）を設け、さらに端部に水平ばねを取り付けた構造系（図-4）に置き直すことができる。このニールセン系構造を解析して求まる部材力およびたわみの影響線をそれぞれ M_n , D_n とする。当初、横桁端のカンチレバー部分の水平変位による影響が懸念され、より剛な箱断面を採用したが、斜め吊材の張力アンバランスによる横桁端の橋軸方向水平力の差は最大 11.4 t で、変形量は 1.8 mm であった。この値は鉛直変位あるいは縦桁の水平移動量に比べ非常に小さく、主構部材力に対する影響は無視できるものである。模型実験（写真-2）および横桁端部部分実験（写真-3）において、その妥当性を確かめた。

b) 格子系影響線の計算

図-5 格子系構造

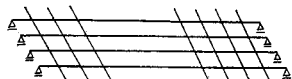


写真-2 模型実験

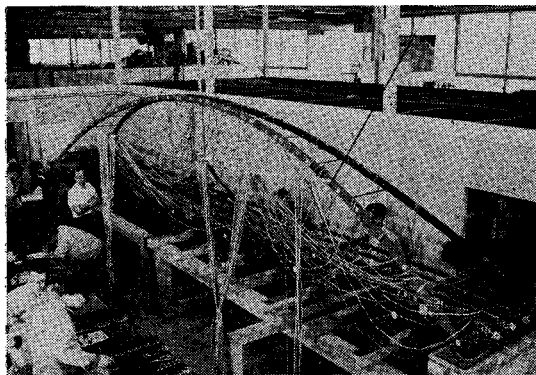
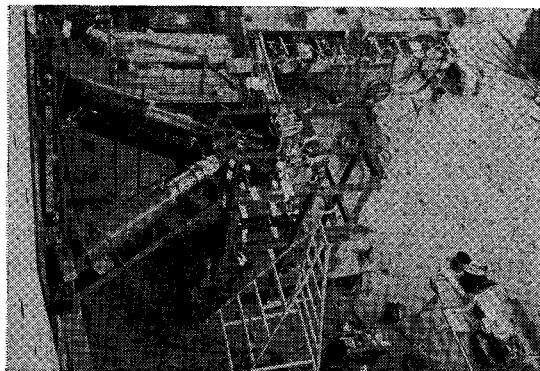


写真-3 横桁端部部分実験



4本の主桁と14本の中間横桁からなる単純格子桁（図-5）を解く。これにより求まる部材力および、たわみの影響線を、それぞれ M_g , D_g とする。

c) 不静定力 X の計算

傾斜したニールセン系の変形について、座標を図-6のようにとると不静定力による結合点の鉛直たわみは

$$\delta_n = \frac{1}{\sin^2 \theta} \cdot D_n(x) \cdot X$$

で表わせる。

一方、格子系での不静定力による結合点の鉛直たわみは

$$\delta_g = D_g(x) \cdot X$$

である。

また、格子系に作用する単位荷重による結合点での鉛直たわみは

$$\delta_p = D_g(p)$$

である。

両構造系の変位量は結合点で等しいので

$$\delta_n = \delta_g + \delta_p$$

すなわち

$$\left[\frac{1}{\sin^2 \theta} D_n(x) - D_g(x) \right] X = D_g(p)$$

となる。

上式より不静定力の影響線 X が求められる。

b) 結合構造系の計算

不静定力 X を用いて、結合された構造の部材力 m およびたわみ d が求められる。

上弦材、吊材については

$$m = \frac{1}{\sin \theta} M_n \cdot X$$

$$d = \frac{1}{\sin^2 \theta} D_n \cdot X$$

格子補剛桁については

$$m = M_g(p) - M_g(x) \cdot X$$

$$d = D_g(p) - D_g(x) \cdot X$$

となる。

(2) 計算結果

上述した一連の計算はすべて電子計算機（パロース B 5500 システム）によった。一部部材の結果を図-7に示す。

(3) 水平ばね

ばね定数は比較的高いことが望まれたが、製造可能な

図-6 ニールセン系座標

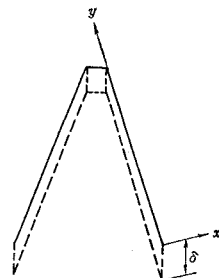
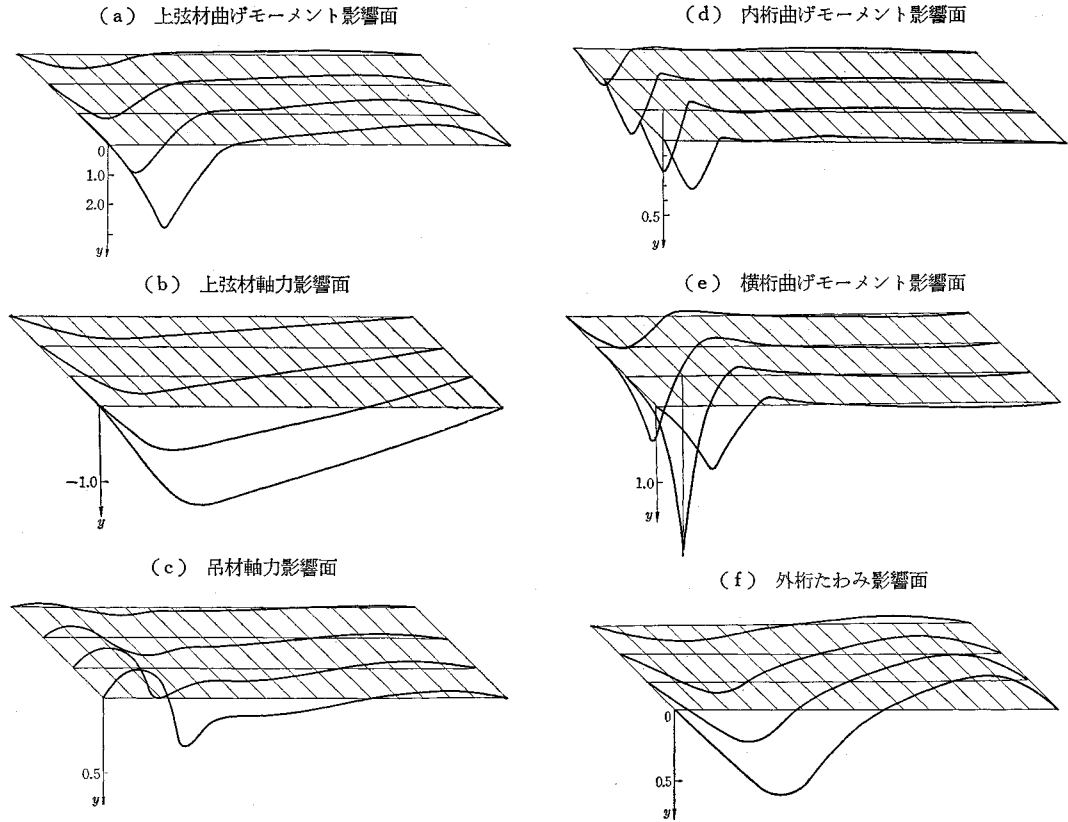


図-7 計算結果



ばね形式を想定し、さらに桁の温度伸縮量、地震の影響、活荷重偏載荷の影響などを考慮して多種の比較計算を行なった結果、ばね定数を片側一橋あたり $K=3.420 \text{ kg/mm}$ と定めた。ばね装置は各補剛桁端に2個ずつ、合計16個を配置した。

(4) 部材断面および細部構造

a) 上弦材、補剛主桁および横桁の主要使用鋼材は、SM 50, SS 41 材とした。

特に上弦材の断面決定は応力度影響線を用いて厳密を期し、腹板の座屈検討は DIN 4114 によった。主要断面を図-8 に示す。

b) 吊材

素線 5 mm のピアノ線を鉛直吊材には 127 本、斜め

吊材には 91 本、それぞれ六角形にたばねプレハブ パラレル ワイヤーストランドとして使用した。吊材の切断荷重に対する安全率は 4.9 以上であった。

吊材の断面を図-9 に、素線の規格を表-1 に示す。横桁端の吊材定着部については、構造が複雑なため実物模型を製作して載荷実験を行ない安全度を確かめた(写真-3)。実験の結果、定着部の降伏荷重は最大設計荷重時の 2.48 倍であった。

図-9 吊材断面

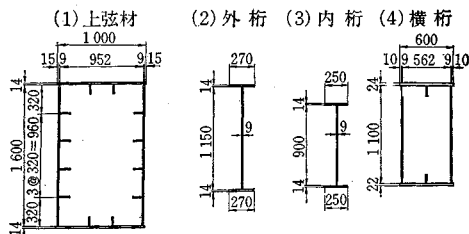
吊材上下端定着部の詳細を図-10 に示す。

(5) アーチ主構面の傾斜

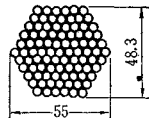
a) 横桁には吊材張力の水平成分が軸方向圧縮力(最大 27.3 t)として作用しているが、横桁軸方向の変形は主構計算上これを無視し、横桁の断面決定にはこれを考慮した。

b) 上弦材に作用する横力(風、地震荷重)にはフィーレンディール構造の上横構が抵抗するものとしたが、上弦材が傾斜しているため展開した上横構はアーチ形状となり、たわみおよび支材曲げモーメントは平行弦のフィーレンディール

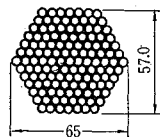
図-8 主要断面



斜吊材 $\phi 5 \times 91$



鉛直吊材 $\phi 5 \times 127$



ル構造に比し著しく小さいものとなった。比較計算結果を示すと表-2の通りである。

表-1 鋼線規格

番号	項目	めっき線
1.	線径 (mm)	5.00 ± 0.06
2.	化学成分	JIS G 3502 (ピアノ線材) 2種 (SWRS 2)
3.	(1) 引張荷重 (kg)	最低 3 140 以上平均 3 240
	(2) 引張強さ (kg/mm ²)	最低 160 以上平均 165
	(3) 伸び (%)	4 以上 GL=250 mm
	(4) 0.7% 耐力 (kg/mm ²)	118 (2 320 kg) 以上 GL=250 mm
(5) 巻付け	延	線径 15 mm の線に 8 回巻きつけて折損しないこと
	性	ねじり回数: 20 回以上 GL=500 mm 破断面の状況: 線軸に直角で傷、割れがあってはならない。 ねじれの状況: 全長にわたり均等で、縦割れ傷および局部ねじれがなく、また著しいらせん状になってはならない。
4.	(1) 外観	めっきはなめらかかつ均一で、裸点や黒点が存在してはならない。
	(2) 付着性	めっき線は直径 50 mm の心金に 8 回巻きつけて肉眼でみえる割れ目が生じてはならない。
	(3) 均一性(硫酸銅試験) (1分間浸漬回数)	4 以上 JIS H 0401 (1963)
5.	付着量 g/m ²	300 以上 めっき後の線径の増加は平均値で 0.1 mm を越えてはならない。
6.	直線性	めっき線を 30 m スパンに張力 30 kg を受ける状態で張りわたしたとき曲りぐせがあってはならない。 曲りぐせ部に機械的修正を加えてはいけない。 曲りぐせ (α) は 10 mm 以下とする。

図-10 吊材定着部

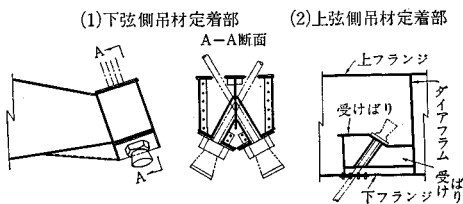
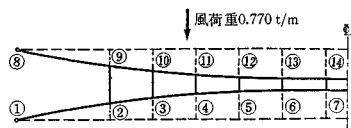


表-2 上横構比較計算結果



(1) たわみ (mm)

格点	バスケットハンドル型	平行弦の場合
1	0	5
2	41	424
3	41	511
4	38	575
5	36	621
6	35	653
7	34	668

(2) 曲げモーメント (t・m)

部材	バスケットハンドル型	平行弦の場合
2-1	83.9	452.5
3-2	31.8	144.5
4-3	29.0	100.4
5-4	32.3	85.1
6-5	31.2	69.8
7-6	23.6	54.6
2-9	88.4	459.6
3-10	44.0	166.3
4-11	44.6	103.3
5-12	46.9	73.7
6-13	38.6	43.7
7-14	26.4	14.5

(3) 軸力 (t)

部材	バスケットハンドル型	平行弦の場合
2-1	149.1	76.4
3-2	130.2	10.6
4-3	116.	13.1
5-4	100.2	27.9
6-5	100.1	38.4
7-6	72.5	44.7
2-9	5.6	2.5
3-10	3.6	0.7
4-11	3.5	1.3
5-12	3.4	1.1
6-13	3.4	1.1
7-14	3.4	1.1

c) 鉛直荷重が作用すると、アーチ主構面の傾斜により起拱部では面外の回転角が生ずる。そこでアーチ支承には球面支承を用いた。

4. 製作

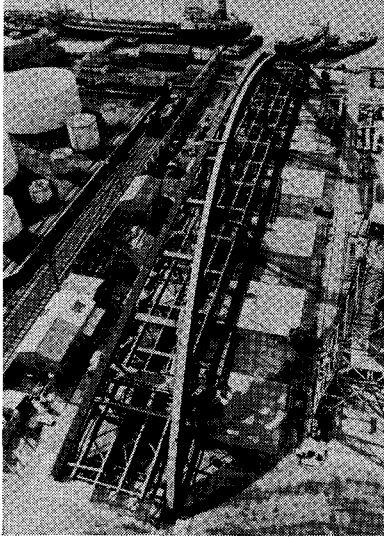
上弦材アーチの製作は、アーチ面の傾斜に関係なく通常のアーチと同様である。傾斜のため、アーチクラウン付近の上横構支材が中央で1ヵ所現場添接となる所がある。この支材のアーチへの取付けは、あらかじめ添接して1個のものとしておき、仮組時にアーチに取り付け、溶接して製作した。

仮組立は、一般に外的不静定アーチの場合、立仮組を行なうと水平反力の処理に困るので、逆組または横組を行なうのが普通である。

しかし、本橋はアーチが傾斜したニールセン式ローゼ桁であり、吊材にフレキシブルな平行線ストランドを使用しているなど、逆組・横組が不相当であり、架設工事にも多くの問題点を含んでいるため、架設の予備テストとして架設方法に準じた仮組立を行なった(写真-4)。

アーチ支承部は杭基礎上のコンクリート定盤上に支持し、水平反力はタイによりとらせた。タイは 8-L 90×90×10 を使用し、水平反力による伸びは約 8.7 cm であるが、ジャッキにより調整し支間長を正規寸法に押えた。アーチ部材は3ブロックずつ地組し、ステーキング

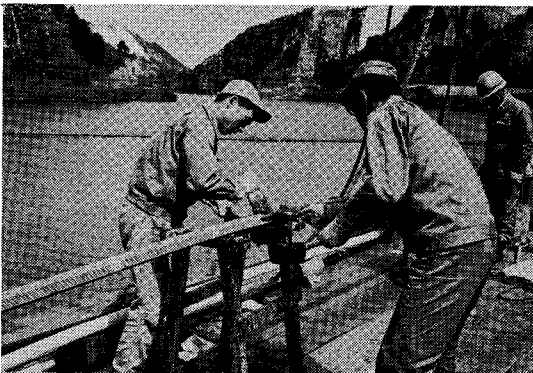
写真-4 仮組立状況



上に組み立てた。床組は盤木上に原図キャンパードで組み立て、アーチと床組との高さ関係は、架設工法上 100 mm 床組を上げ越した。次に、架設用鉛直吊材を取り付けた。鉛直吊材は 1-L 125×90×13 使用し、調整用のターンバックルをそう入した。鉛直吊材セット後、アーチ ステージング・床組受け 盤木をはずし、タイのジャッキにてそれぞれ支間長を調整した。次に吊材のそう入後、床組をターンバックルにて降下させる。降下作業は 20 mm 程度ずつ徐々に中央から振り分けて行なった。床組降下後キャンパードの状態を測定すると同時に吊材の応力を調整し、その時点で各吊材にマーキングを行ない、現場架設の基準とした。吊材の応力調整は、横桁の吊材定着部下端にセンターホール ジャッキをセットして行なった。吊材下端ソケットには、あらかじめジャッキと取り合うよう、ねじを設けた。

吊材に使用した平行線ストランドの素線には、熔融亜鉛メッキが 300g/m² 以上ほどこされているが、ストランドの表面に防錆材、ビニールシート 2 層（感圧接着剤付）、ビニロン布、防錆塗料、ビニロン布の順に被覆し

写真-5 防食作業



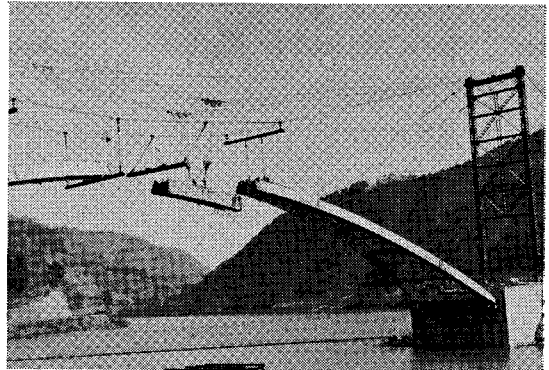
作業は現地で行なった。その状態を写真-5 に示す。

水平ばねのばね定数は 428 kg/mm であり、これに対して製品のばね定数の標準偏差は 9.9 kg/mm、変動係数 2.3% であった。ばねのセットは、安定性を考えて 2 t の初期圧縮応力を導入した。

5. 架 設

架設は高さ 41.0 m の門形タワーを両岸橋台上に建て、ケーブル エレクション工法と斜吊工法との併用によった（写真-6）。

写真-6 架設状況



ケーブルはメインワイヤー (54φ×2) 2 条、トラックワイヤー (54φ) 3 条使用し、アンカーには P S アンカーを用いた。既述のごとく、現地架設工法に基づく仮組立を行なっていたため、架設は順調に行なわれた。以下に架設の順序を述べる。

(1) アーチの架設

起拱部は上・下流側の相対するピースを仮支材で連結して 1 ブロックにし、斜吊りにより架設した。以後、3 ブロックまで斜吊り、残り中央部の 5 ブロックは直吊りとした。アーチ閉合後ただちにボルトの本締めを行ないすべての架設用吊りワイヤーを撤去した。

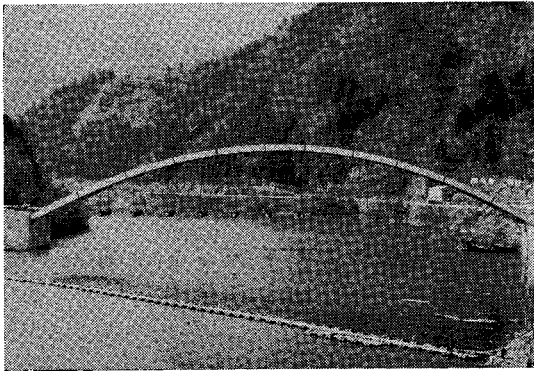
(2) 横桁の仮吊り

横桁は架設ずみのアーチから直接仮吊材で吊下げられ、各横桁位置にはあらかじめ所定長さにマーキングした仮吊材を配置した。この際横桁の運搬は、アーチが傾斜しているため、キャリアーにて所定位置まで運ぶことが難しく、湖上の台船を利用した。また、斜め吊材の取付けを容易にするため、横桁をこの状態で正規高さより 100 mm 上げ越し（写真-7）。

(3) 主桁および下横構の取付け

この仮吊りした状態で横桁に主桁および下横構を取り付けた。外桁および中央部の内桁は、仮吊材、上横構な

写真-7 横桁の仮吊り状況



どが障害となるので、横桁と同様台船を利用した。床組は仮吊り状態で所定の剛度を持たせるためリベット締めを行なった。

(4) 吊材の取付け

吊材のそう入は床組を上げ越した状態で行なった。吊材の取付け完了後、仮吊材のターンバックルを解放して床組を正規高さとした。

(5) 吊材の調整

吊材は仮組時に調整されているが、架設誤差などの原因で若干の張力のばらつきが生じ、吊材張力の微調整が必要であった。調整は、吊材端部のソケットを利用してセンター ホール ジャッキにて行なった。

(6) ばね装置の装てん

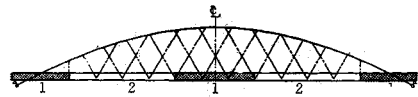
吊材張力の調整後、標準温度 20°C (ばね装置無載荷状態) にてばね装置を装てんした。

(7) 床版打設

床版の打設に先だって打設順序を検討したが、特に本橋の場合、以下のことを考慮した。

- ① 床版打設による部分載荷によって生ずる床面の曲率変化をできるだけ小さくすること。
- ② 打設中、吊材に圧縮力が働くことのないよう配慮

図-11 床版打設順序



すること。

以上の方針にしたがって数種の打設順序を検討し、図-11 の順序を採用したが、上記条件をより満足するよう打設の途中でプレロードを併用した。

6. あとがき

主構面を傾斜させたこと、上下弦材を分離して外的不静定構造物としたなど、いくつかの特長を持つニールセン式ローゼ桁の実施例を報告した。現地の自然条件による制約もあるが、主構造、細部構造を問わず種々の試みをよぎなくされた。もちろん、ニールセン橋としての特色を失わず鋼重も全体で 458 t と軽いものになった。

また、活荷重による最大たわみは 57 mm であり、剛度 $\delta/l=1/2 285$ となり、アーチ系構造物として非常に大きな剛性をもっている。

今後振動などの問題の検討が必要であり、別に本橋の現場載荷試験および振動実験を行なっているのでいずれ機会をみて報告したい。

最後に本橋の計画にあたり建設省道路局のご理解、東洋大学高田孝信教授ならびに関係各位のご助力に対し誌上をかりて感謝します。

参考文献

- 1) Dr-Ing P. Stein und Dipl-Ing H. Wild: Das Bogenträgerwerk der Fehmarn sundbrücke, Der Stahlbau, 6/1965
- 2) Dipl-Ing Theodor Jahnk: Die Fehmarn sundbrücke
- 3) 児島・成岡: Nielsen System 橋, 土木学会誌 49-4
- 4) 平井 敦: 鋼橋Ⅲ, 技報堂
- 5) 長柱研究委員会: 弾性安定要覧
- 6) 大坂憲司ほか: ニールセン形橋梁の座屈に関する研究, 三菱重工技報, Vol. 3, No. 6
- 7) 福崎 浩ほか: 安芸大橋(ニールセン橋)上部工の施工, 土木施工 9 巻 1 号

(1969.8.20・受付)

日本土木史 —大正元年～昭和 15 年—

体 裁: B5判 8ポ横一段組み 本文 1770 ページ 図 410 葉 表 500 点

写真 150 枚余 上製箱入革製豪華製本 定価 12000 円(〒 300 円)

内 容: 第1章 河川・運河・砂防・治山/第2章 港湾・漁港・航路標識/第3章 農業土木/第4章 都市計画・地方計画/第5章 道路/第6章 軍事土木/第7章 上水道・下水道および工業用水道/第8章 土木行政/第9章 建設機械/第10章 トンネル/第11章 発電水力およびダム/第12章 鉄道/第13章 水理学/第14章 応用力学/第15章 土性および土質力学/第16章 測量/第17章 土木材料/第18章 コンクリート/第19章 土木教育史/第20章 学・協会史/付・日本土木史年表