



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	プレストレスト・バランスド・ランガー桁橋の研究
Author(s)	渡辺, 昇; Watanabe, Noboru
Citation	北海道大學工学部研究報告, 33, 15-46
Issue Date	1963-11-30
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/40716
Type	departmental bulletin paper
File Information	33_15-46.pdf



プレストレスト・バランスド・ランガー桁橋の研究

渡 辺 昇

A Study on the Prestressed Balanced Langer Girder Bridge

Noboru WATANABE

Abstract

The pre-stress method described in this paper may be called "the Pre-stress method of balanced Langer girder bridge by means of side span surcharge method". The erection procedure by means of this pre-stress method is briefly described below. A balanced Langer girder bridge is suspended by the temporary erection towers and the temporary erection cables such as illustrated in Fig. I-1. In this case all parts of the bridge except

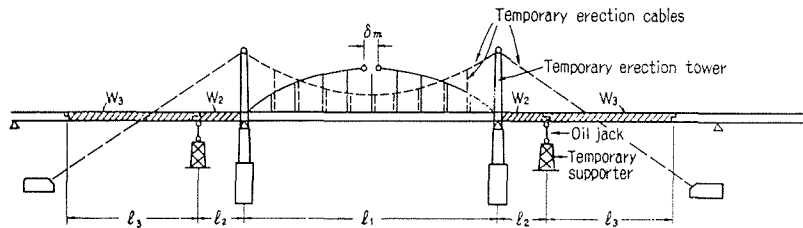


Fig. I-1.

the arch crown part are fastened together permanently by means of rivets or welds. During erection, side spans' own weight W_2 and W_3 (shaded parts in Fig. I-1.) are supported by oil jacks on temporary supporters, so that no stresses are produced by W_2 and W_3 in the girder of center span l_1 . Now everything is ready for pre-stressing. At the signal of a gunshot, the pressure of the oil jacks on the temporary supporters is loosened slowly, so that the negative moment is pre-stressed by W_2 and W_3 in the girder of center span l_1 , then the girder of part l_1 , is bent upwards and the arch crown is opened δ_m right and left. After opening δ_m of the arch crown, this arch crown part is fastened together permanently means of splice plates and rivets, becoming as indicated in Fig. I-2. Then the temporary erection towers and the temporary erection cables are removed. After the concrete slab and the pavement have been placed in position, this bridge is finished. In actual practice this pre-stress method was applied in December 1960 in the erection of "the Shoryu Bridge" in Hokkaido, Japan with good results. This pre-stress

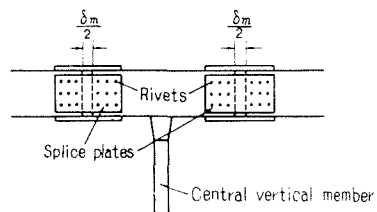


Fig. I-2.

method of the balanced Langer girder bridge was used in this case for the first time in the world. Before the practical erection of "the Shoryu Bridge", many theoretical studies and model experiments were made, as are described in this paper.

目 次

I. 概 説	2
II. Balanced Langer 桁橋の応力調整理論	3
§ 1. Langer 橋および吊橋の不静定係前論	3
§ 2. Langer 橋および吊橋の断面力算定のための迅速計算法	8
§ 3. 応力調整中の部材の変形理論	11
§ 4. Prestress 量の算定	30
III. 室内模型実験	20
§ 1. 実験目的と実験方法	20
§ 2. 相関直線による実験資料の解析と不静定係数	21
§ 3. 吊橋の anchor の弾性移動を考慮したときの吊橋の不静定係数	27
§ 4. Arch crown 部の開閉量	27
IV. 翔竜の現場実験	29
§ 1. 概 要	29
§ 2. 現場実験の資料の解析	29
V. あとがき	32

I. 概 説

本研究における prestress 工法を“Balanced Langer 桁橋の side span surcharge method による prestress 工法”と呼ぶことができる。本工法の概要は次のとおりである。

図 I-1 において、Balanced Langer 桁橋は、架設用 tower と架設用 cable によって吊られ、工場仮組立終了の状態に現場において再現され、arch crown 部以外は各部材とも鉚結を終了している。この場合、oil jack 付き仮足場によって、側径間死荷重 W_2 および W_3 (影線部) は完全に支えられ、中央支間 l_1 の桁には W_2 および W_3 の自重による応力が何ら生じていないような状態になっている。また、arch crown 部附近の upper lateral は開放されている。かくて prestress 導入の準備が完了した。そこで一斉合図により、仮足場の oil jack が徐々にゆるめられて、側径間死荷重により中央支間 l_1 の桁に負の曲げモーメント prestress が導入される。そ

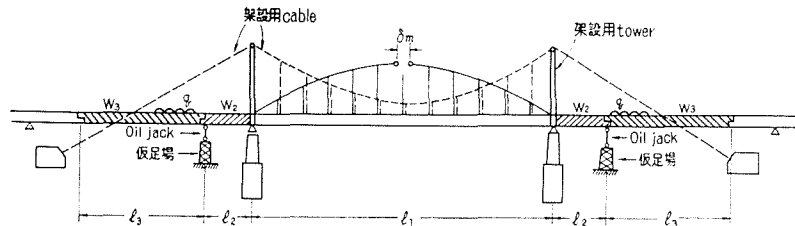


図 I-1

して l_1 の桁は幾分上反りになり arch crown 部は δ_m だけ左右に開く。そこでこの δ_m だけ開いた状態で添接板を用いて図 I-2 のように arch crown 部を鉄結する。この場合、実際には図 I-2 の影線部の鉄位置を電気ドリルで穴をあけ鉄結した。このようにして arch crown 部を鉄結したら、架設用 cable および tower を撤去し、コンクリート床板、舗装などを施工して

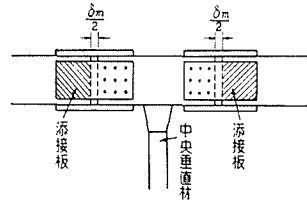


図 I-2

橋は完成する。本工法においては、side span surcharge として、側径間自重を利用したが、自重でなお surcharge 量が不足であれば、図 I-1 のように、別に surcharge q (砂袋など) を他所から持ってきて載荷し、prestress 導入後、この q を撤去してもよい。

本研究の prestress 工法は、昭和 35 年 12 月北海道開発局設計施工の「翔竜橋」に適用されて成功したが、これに先立って、本工法の全般的な理論研究と詳細な室内模型実験とを行った。その結果をここにとりまとめて報告する。なお本研究の prestress 工法は、いまだ前例のない世界で初めての工法であることに意義があろう。

II. Balanced Langer 桁橋の応力調整理論

§ 1. Langer 橋および吊橋の不静定係数論

1. 不静定係数の定義

(1) 第一の定義：(図 II-1)

「Langer 桁橋の不静定係数 γ_L とは、Langer の arch crown 部に一組の水平力 $H=1$ をかけたときに生ずるその点の変位 δ_{aa} のうち、桁の曲げモーメントのみによる変位 $\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx$ の占める割合である」。すなわち

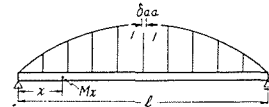


図 II-1

$$\gamma_L = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx + \int_0^l \frac{N_x^2}{EA} dx + \int_0^l \frac{Q_x^2}{GA} dx + \sum \frac{S^2}{EA} s} \quad (\text{II. 1})$$

である。

(2) 第二の定義

「Langer 桁橋の不静定係数 γ_L とは、Langer の arch crown 部に一組の水平力 $H=1$ をかけたときに生ずる全部材の歪エネルギーの総和のうち、桁の曲げモーメントのみの歪エネルギーの占める割合である」。

これは、第一の定義の分子、分母をそれぞれ 1/2 倍することによって証明できる。

(3) 第三の定義：(図 II-2)

「Langer 桁橋の単純桁としての曲げモーメント影響線面積 \mathfrak{A}_0 と (不静定水平力影響線面積 $\int_{a_1}^{b_1} H dx$) \times (桁の中立軸と arch の軸線との距離 y) との比を曲げモーメント分配率 $\mathfrak{M}\psi$ と称す

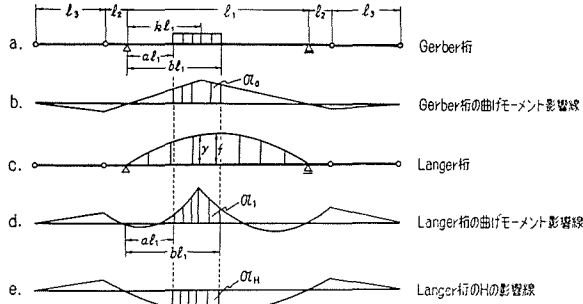


図 II-2-a~e

れば、偏心 $e=0$ で、中央支間等分布荷重満載のときの分配率は、不静定係数 γ_L に等しい。

2. 撓み分配率 ψ , 曲げモーメント分配率 $M\psi$, せん断力分配率 $Q\psi$ (図 II-2)

$$\left. \begin{aligned} \psi_1 &= \frac{\{8f(k_1 - 2k_1^2 + k_1^3) + 12e(k_1 - k_1^3)\} j \left\{ \frac{b^2 - a^2}{2} - \frac{b^4 - a^4}{2} + \frac{b^5 - a^5}{5} + 3e \left(\frac{b^2 - a^2}{2} - \frac{b^3 - a^3}{3} \right) \right\}}{a^4 + k_1(4b^2 - 4a^2 - 4b^3 + b^4 - a^4) + 6k_1^2 a^2 + k_1^3(2b^2 - 2a^2 - 4b) + k_1^4} \\ M\psi_1 &= \frac{\{8fk_1(1 - k_1) + 2e\} j \left\{ \frac{b^2 - a^2}{2} - \frac{b^4 - a^4}{2} + \frac{b^5 - a^5}{5} + \frac{3e}{2f} \left(\frac{b^2 - a^2}{2} - \frac{b^3 - a^3}{3} \right) \right\}}{-\{a^2 + k_1(b^2 - a^2 - 2b) + k_1^2\}} \\ Q\psi_1 &= \frac{8f(1 - 2k_1) j \left\{ \frac{b^2 - a^2}{2} - \frac{b^4 - a^4}{2} + \frac{b^5 - a^5}{5} + \frac{3e}{2f} \left(\frac{b^2 - a^2}{2} - \frac{b^3 - a^3}{3} \right) \right\}}{-\{b^2 - a^2 - 2b\} + 2k_1} \end{aligned} \right\} \quad (II. 2 - 4)$$

ここで、 e は arch と桁とのとりつけ部の偏心、 f は arch の拱矢、

$$j = \frac{5\gamma_L}{8f \left(1 + \frac{5e}{2f} + \frac{15e^2}{8f^2} \right)} \quad (II. 5)$$

である。そして、「 $M\psi_1$ は ψ_1 の分子分母をそれぞれ $k_1 l_1$ で 2 度微分したものであり、 $Q\psi_1$ は ψ_1 の分子分母をそれぞれ $k_1 l_1$ で 3 度微分したものである」。さらに「 $e=0$ で、中央支間等分布荷重満載の場合は $\psi_1 = M\psi_1 = Q\psi_1 = \gamma_L$ である」。この意味は、図 II-3 のように、 $e=0$ で中央支間 l_1 に等分布荷重が q_1 満載する場合は、Langer 桁の撓み図、曲げモーメント図、せん断力図は、

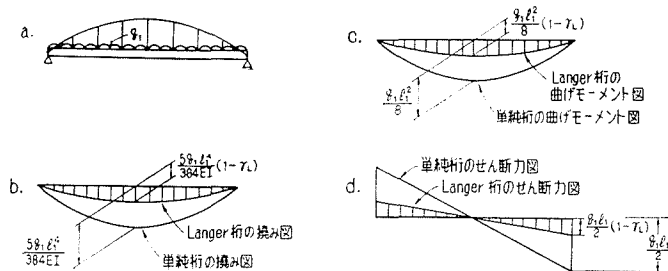


図 II-3-a~d

それぞれ、単純桁の撓み図、曲げモーメント図、せん断力図の $(1-\gamma_L)$ 倍であるということである。

3. Langer 橋の arch crown の弾性移動を考慮したときの不静定係数

図 II-4 において、不静定力 $H_L = -1$ によって arch crown 部が水平方向に弾性移動 δ_c を生ずるものとすれば

$$H_L \cdot \delta_c = P_m \cdot \delta_{ma} - H_L \cdot \delta_{aa}$$

$$\therefore H_L = \frac{P_m \cdot \delta_{ma}}{\delta_{aa} + \delta_c}$$

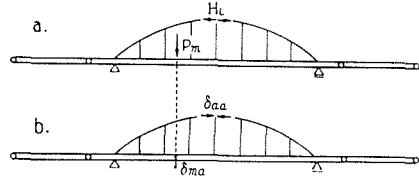


図 II-4-a~b

ここで、 δ_c は力の作用方向 1 kg 当りの弾性移動量 (cm) である。るすなわちバネ常数である。

この場合の不静定係数を γ'_L とすれば、不静定係数の第一の定義により

$$\gamma'_L = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\delta_{aa} + \delta_c}$$

しかるに、arch crown 部の移動のない場合の不静定係数を γ_L とすれば

$$\delta_{aa} = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\gamma_L}$$

であるから

$$\gamma'_L = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\gamma_L} + \delta_c} = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx + \gamma_L \delta_c} \cdot \gamma_L \tag{II. 6}$$

となる。

4. 吊橋の Backstay anchor の弾性移動を考慮したときの不静定係数

図 II-5 において、不静定力 $H_S = -1$ によって、Backstay anchor が反力の方向に弾性移動 δ_B を生ずるものとすれば

$$2\delta_B \cdot H_S \cdot \sec \beta = P_m \cdot \delta_{ma} - H_S \cdot \delta_{aa}$$

$$\therefore H_S = \frac{P_m \cdot \delta_{ma}}{\delta_{aa} + 2\delta_B \cdot \sec \beta}$$

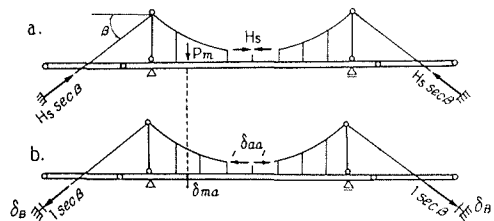


図 II-5-a~b

ここで、 δ_B はバネ常数である。この場合の不静定係数を γ'_S とすれば、不静定係数の第一の定義により

$$\gamma'_S = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\delta_{aa} + 2\delta_B \cdot \sec \beta}$$

しかるに、Backstay anchor の移動のない場合の不静定係数を γ_S とすれば

$$\delta_{aa} = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\gamma_S}$$

であるから

$$\gamma'_S = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\gamma_S} + 2\delta_B \cdot \sec \beta} = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx + 2\gamma_S \cdot \delta_B \sec \beta} \cdot \gamma_S \quad (\text{II. 7})$$

となる。

5. 不静定係数の組み合わせ理論

Langer の arch 材および吊橋の cable は抛物線形とする。主系を、図 II-6 のように、静定系、Langer 系、吊橋系に分離し、断面力の下にそれぞれ suffix 0, a, b なる記号をつける。Langer 系において、 $X_a = -1$ なる仮想力を切断点 a にかけたときの点 a における水平変位を δ_{aa} 、荷点 m の垂直変位を δ_{ma} とし、また、吊橋系において、 $X_b = -1$ なる仮想力を切断点 b にかけたときの点 b における水平変位を δ_{bb} 、荷点 m の垂直変位を δ_{mb} とすれば次式をうる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ma} - X_a \delta_{aa} - X_b \delta_{ab} &= 0 \\ \delta_{mb} - X_a \delta_{ab} - X_b \delta_{bb} &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\therefore X_a = \frac{\begin{vmatrix} \delta_{ma} & \delta_{ab} \\ \delta_{mb} & \delta_{bb} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} \\ \delta_{ab} & \delta_{bb} \end{vmatrix}}, \quad X_b = \frac{\begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ma} \\ \delta_{ab} & \delta_{mb} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} \\ \delta_{ab} & \delta_{bb} \end{vmatrix}}, \quad X_a + X_b = \frac{\begin{vmatrix} \delta_{ma} & \delta_{ab} \\ \delta_{mb} & \delta_{bb} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ma} \\ \delta_{ab} & \delta_{mb} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ab} \\ \delta_{ab} & \delta_{bb} \end{vmatrix}}.$$

しかるに、不静定係数第一の定義により

$$\gamma_L = \frac{\int_0^l \frac{M_a^2}{EI} dx}{\delta_{aa}}, \quad \gamma_S = \frac{\int_0^l \frac{M_b^2}{EI} dx}{\delta_{bb}}, \quad \gamma_{LS} = \frac{\int_0^l \frac{M_a M_b}{EI} dx}{\delta_{ab}}$$

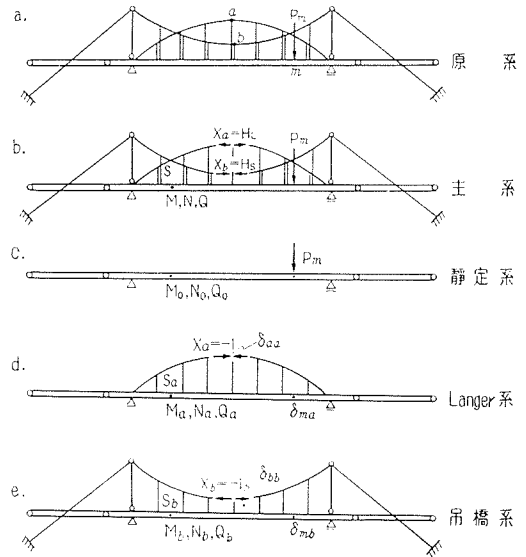


図 II-6-a~e

とし、いま特別な場合として $e=0$, $f_L=f_S=f$ の場合には

$$M_a = M_b, \quad M_a^2 = M_b^2 = M_a M_b, \quad \delta_{ma} = \delta_{mb}$$

であるから

$$\left. \begin{aligned} X_a &= \frac{\delta_{ma} \left(\frac{1}{\gamma_S} - \frac{1}{\gamma_{LS}} \right)}{\int_0^l \frac{M_a^2}{EI} dx \left(\frac{1}{\gamma_L \cdot \gamma_S} - \frac{1}{\gamma_{LS}^2} \right)} = \frac{\delta_{ma}}{\int_0^l \frac{M_a^2}{EI} dx} \cdot \bar{\gamma}_L, \\ X_b &= \frac{\delta_{ma} \left(\frac{1}{\gamma_L} - \frac{1}{\gamma_{LS}} \right)}{\int_0^l \frac{M_a^2}{EI} dx \left(\frac{1}{\gamma_L \cdot \gamma_S} - \frac{1}{\gamma_{LS}^2} \right)} = \frac{\delta_{ma}}{\int_0^l \frac{M_a^2}{EI} dx} \cdot \bar{\gamma}_S, \\ X_a + X_b &= \frac{\delta_{ma} \left(\frac{1}{\gamma_L} + \frac{1}{\gamma_S} - \frac{2}{\gamma_{LS}} \right)}{\int_0^l \frac{M_a^2}{EI} dx \left(\frac{1}{\gamma_L \cdot \gamma_S} - \frac{1}{\gamma_{LS}^2} \right)} = \frac{\delta_{ma}}{\int_0^l \frac{M_a^2}{EI} dx} \cdot \bar{\gamma} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 8-10})$$

となり、それぞれ、 X_a , X_b , X_a+X_b の影響線を示す。式(II-10)の $\bar{\gamma}$ を「組みあわせ不静定係数」と名づける。

さらに図II-7のように、偏心 $e=0$ で、arch や cable の拱矢あるいは垂矢 f がすべて等しい拋物線一次不静定構造が幾組も組みあわせられ、しかも、一つの桁を共有して、 n 次不静定橋を形成している場合、この各々独立の一次不静定橋の不静定橋の不静定係数を $\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_n$ とすれば、組みあわせ不静定係数 $\bar{\gamma}$ は次のようになる。

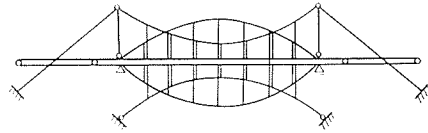


図 II-7

$$\bar{\gamma} = \sum_{i=1}^n \left| \begin{array}{cccc} \gamma_1^{-1} & & & \\ & \gamma_2^{-1} & & \\ & & \gamma_{i-1}^{-1} & \\ & & & \gamma_i^{-1} \\ & & & & \gamma_{i+1}^{-1} \\ & & & & & \gamma_{i+j}^{-1} \\ & & & & & & \gamma_n^{-1} \end{array} \right| \quad (\text{II. 11})$$

↑ i 列

← j 行

ここで、分子分母の行列式の空間には γ_{ij}^{-1} が入る $\gamma_{ij}^{-1} = \gamma_{ji}^{-1}$ なる関係も成立する。

そして、組みあわせ不静定係数 $\bar{\gamma}$ さえあらかじめ計算しておけば、桁の断面力は、一次不静定橋としての計算や公式がそのまま適用できるから、計算は甚だ迅速且安易になる。

また、中央支間等分布荷重満載の場合は、桁の撓み図、曲げモーメント図、せん断力図は、それぞれ、単純桁の撓み図、曲げモーメント図、せん断力図の $(1-\bar{\gamma})$ 倍である。

§ 2. Langer 橋および吊橋の断面力算定のための迅速計算法

図 II-8 のような Langer 橋および吊橋において、曲げモーメント図、せん断力図などをただちに画きうる一般理論式(迅速計算法)を作れば次のとおりである。以降, suffix 1, 2, 3 はそれぞれ中央支間, 突支間, 吊支間のものを示す記号である。

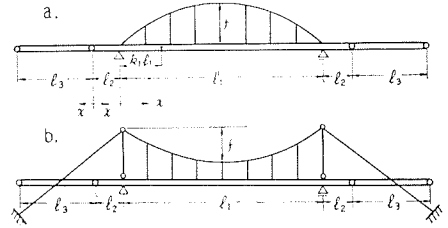


図 II-8-a~b

1. 不静定水平力 H の影響線式

$$\left. \begin{aligned} \frac{e}{f} = m, \quad \frac{5r}{8f\left(1 + \frac{5}{2}m + \frac{15}{8}m^2\right)} = j \quad \text{とおけば} \\ H_1 = j \left\{ \left(x - \frac{2x^3}{l^2} + \frac{x^4}{l^3} \right) + \frac{3}{2}m \left(x - \frac{x^2}{l_1} \right) \right\}, \\ H_2 = j \left(1 + \frac{3}{2}m \right) (x - l_2), \\ H_3 = j \left(1 + \frac{3}{2}m \right) (x - l_3) \frac{l_2}{l_3} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 12})$$

2. 不静定水平力 H の影響線面積 $\mu\mathfrak{A}$

$$\left. \begin{aligned} \mu\mathfrak{A}_1 = j \left(\frac{1}{5} + \frac{m}{4} \right) l_1^2, \\ \mu\mathfrak{A}_2 = -j \left(1 + \frac{3}{2}m \right) \frac{l_2^2}{2} \cdots \cdots \text{片側}, \\ \mu\mathfrak{A}_3 = \mu\mathfrak{A}_2 \times \frac{l_3}{l_2} \cdots \cdots \text{片側}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 13})$$

3. 不静定水平力 H の影響線最大縦距 μL

$$\left. \begin{aligned} \mu L_1 = j \left(\frac{5}{16} + \frac{3}{8}m \right) l_1, \\ \mu L_2 = \mu L_3 = -j \left(1 + \frac{3}{2}m \right) l_2. \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 14})$$

4. 等分布荷重に対する核心曲げモーメント影響線面積 \mathfrak{M}

核心距離 $K_{\pm} = K_{\mp} = K$,

$$D_{\pm} = j \{ 4fk_1(1 - k_1) + e - K_{\pm} \}, \quad D_{\mp} = j \{ 4fk_1(1 - k_1) + e + K_{\pm} \}$$

以降, 単に D であらわせば,

$$1 + \frac{k_1 - 1}{\left(\frac{3}{2}m + \frac{6}{5} \right) D} = a, \quad \frac{k_1}{\left(\frac{3}{2}m + \frac{6}{5} \right) D} = b, \quad \frac{b+1}{2} = c$$

とおけば

$$\begin{aligned}
 +\mathfrak{A}_1 &= l_1^2 \left[-\frac{k_1^2 + a^2}{2} + k_1 b - \frac{k_1^2(b^2 - a^2)}{2} - \left\{ \left(1 + \frac{3}{2}m\right) \frac{b^2 - a^2}{2} \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. - \frac{m(b^3 - a^3)}{2} - \frac{b^4 - a^4}{2} + \frac{b^5 - a^5}{5} \right\} D \right] \\
 -\mathfrak{A}_1 &= l_1^2 \left[\frac{k_1}{2} - k_1 b - \frac{k_1(a^2 - k_1^2)}{2} + \frac{a^2}{2} - \left\{ \frac{m}{4} + \frac{1}{5} + \left(1 + \frac{3m}{2}\right) \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. \times \frac{a^2 - b^2}{2} - \frac{m(a^3 - b^3)}{2} - \frac{a^4 - b^4}{2} + \frac{a^5 - b^5}{5} \right\} D \right],
 \end{aligned} \tag{II. 15}$$

または $\mathfrak{A}_1 = {}_{\text{死}}\mathfrak{A}_1 - {}_{\text{生}}\mathfrak{A}_1$.

$$\begin{aligned}
 {}_{\text{左}}\mathfrak{A}_2 &= \left\{ -(1 - k_1) + \left(1 + \frac{3}{2}m\right) D \right\} \frac{l_2^2}{2}, \\
 {}_{\text{左}}\mathfrak{A}_3 &= {}_{\text{左}}\mathfrak{A}_2 \times \frac{l_3}{l_2}, \\
 {}_{\text{右}}\mathfrak{A}_2 &= \left\{ -k_1 + \left(1 + \frac{3}{2}m\right) D \right\} \frac{l_2^2}{2}, \\
 {}_{\text{右}}\mathfrak{A}_3 &= {}_{\text{右}}\mathfrak{A}_2 \times \frac{l_3}{l_2}.
 \end{aligned} \tag{II. 16}$$

ここで suffix の +, - はそれぞれ影響線面積の正の部分, 負の部分の意味し, 左, 右はそれぞれ左側支間, 右側支間におけるものを示す。以下同じ。

5. 集中活荷重に対する核心曲げモーメント影響線最大縦距 L

$$\begin{aligned}
 +L_1 &= \left[(1 - k_1)k_1 - \left\{ \left(1 + \frac{3}{2}m\right)k_1 - \frac{3}{2}mk_1^2 - 2k_1^3 + k_1^4 \right\} D \right] l_1, \\
 -L_1 &= \left[(1 - c)k_1 - \left\{ \left(1 + \frac{3}{2}m\right)c - \frac{3}{2}mc^2 - 2c^3 + c^4 \right\} D \right] l_1.
 \end{aligned} \tag{II. 17}$$

$$\begin{aligned}
 {}_{\text{左}}L_2 &= {}_{\text{左}}L_3 = \left\{ -(1 - k_1) + \left(1 + \frac{3}{2}m\right) D \right\} l_2, \\
 {}_{\text{右}}L_2 &= {}_{\text{右}}L_3 = \left\{ -k_1 + \left(1 + \frac{3}{2}m\right) D \right\} l_2.
 \end{aligned} \tag{II. 18}$$

6. 死荷重に対する核心曲げモーメント影響線面積 \mathfrak{A}

$$\begin{aligned}
 {}_{\text{死}}\mathfrak{A}_1 &= {}_{\text{左}}\mathfrak{A}_1 + {}_{\text{右}}\mathfrak{A}_1 = \left\{ \frac{k_1(1 - k_1)}{2} - \left(\frac{1}{5} + \frac{m}{4} \right) D \right\} l_1^2 \\
 {}_{\text{死}}\mathfrak{A}_2 &= {}_{\text{左}}\mathfrak{A}_2 + {}_{\text{右}}\mathfrak{A}_2 = \left\{ -1 + (2 + 3m) D \right\} \frac{l_2^2}{2} \\
 {}_{\text{死}}\mathfrak{A}_3 &= {}_{\text{死}}\mathfrak{A}_2 \times \frac{l_3}{l_2}
 \end{aligned} \tag{II. 19}$$

7. 特に支点位置 $k_1 = 0$ においては

$$\begin{aligned}
 D_{\text{上}} &= j(e - K_{\text{上}}) = {}_cD_{\text{上}}, \\
 D_{\text{下}} &= j(e + K_{\text{下}}) = {}_oD_{\text{下}},
 \end{aligned}$$

以降単に ${}_oD$ で表せば

$$\left. \begin{aligned} \bar{\mathfrak{M}}_1 + \bar{\mathfrak{M}}_1 &= \bar{\mathfrak{M}}_1 = -D_0 \left(\frac{1}{5} + \frac{m}{4} \right) l_1^2 \\ \bar{\mathfrak{M}}_2 &= \left\{ -1 + \left(1 + \frac{3}{2} m \right) D_0 \right\} \frac{l_2^2}{2}, & \bar{\mathfrak{M}}_3 &= \bar{\mathfrak{M}}_2 \times \frac{l_3}{l_2}, \\ \bar{\mathfrak{M}}_2 &= D_0 \left(1 + \frac{3}{2} m \right) \frac{l_2^2}{2}, & \bar{\mathfrak{M}}_3 &= \bar{\mathfrak{M}}_2 \times \frac{l_3}{l_2}, \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 20})$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{L}_1 &= \bar{L}_1 = -D_0 \left(\frac{5}{16} + \frac{3}{8} m \right) l_1, \\ \bar{L}_2 &= \bar{L}_2 = \left\{ -1 + \left(1 + \frac{3}{2} m \right) D_0 \right\} l_2, \\ \bar{L}_2 &= \bar{L}_3 = D_0 \left(1 + \frac{3}{2} m \right) l_2. \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 21})$$

(注) a が負の値になるときは 0, b および c が +1 をこえるときは +1 とする。

8. 等分布活荷重に対するせん断力影響線面積 $\bar{\mathfrak{M}}$

$$\bar{D} = j \left\{ 4f(1-2k_1) \right\}, \quad \frac{1}{\left(\frac{3}{2} m + \frac{6}{5} \right) \bar{D}} = \bar{b}, \quad \frac{\bar{b}+1}{2} = \bar{c}$$

とおけば

$$\left. \begin{aligned} \bar{\mathfrak{M}}_1 &= \left[(\bar{b}-k_1) - \frac{\bar{b}^2-k_1^2}{2} - \left\{ \left(1 + \frac{3}{2} m \right) \frac{\bar{b}^2-k_1^2}{2} - \frac{m(\bar{b}^2-k_1^2)}{2} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{\bar{b}^4-k_1^4}{2} - \frac{\bar{b}^5-k_1^5}{5} \right\} \bar{D} \right] l_1, \\ \bar{\mathfrak{M}}_1 &= \left[\left(\frac{1}{2} - \bar{b} \right) + \frac{\bar{b}^2-k_1^2}{2} - \left\{ \frac{1}{5} + \frac{m}{4} - \left(1 + \frac{3}{2} m \right) \frac{\bar{b}^2-k_1^2}{2} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{m(\bar{b}^3-k_1^3)}{2} + \frac{\bar{b}^4-k_1^4}{2} - \frac{\bar{b}^5-k_1^5}{5} \right\} \bar{D} \right] l_1, \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 22})$$

または $\bar{\mathfrak{M}}_1 = \bar{\mathfrak{M}}_1 - \bar{\mathfrak{M}}_1$.

$$\left. \begin{aligned} \bar{\mathfrak{M}}_2 &= \left\{ 1 + \left(1 + \frac{3}{2} m \right) \bar{D} \right\} \frac{l_2^2}{2l_1}, \\ \bar{\mathfrak{M}}_3 &= \bar{\mathfrak{M}}_2 \times \frac{l_3}{l_2}, \\ \bar{\mathfrak{M}}_2 &= \left\{ -1 + \frac{3}{2} m \right\} \bar{D} \frac{l_2^2}{2l_1}, \\ \bar{\mathfrak{M}}_3 &= \bar{\mathfrak{M}}_2 \times \frac{l_3}{l_2}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 23})$$

9. 集中活荷重に対するせん断力影響線最大縦距 \bar{L}

$$\left. \begin{aligned} \bar{L}_1 &= (1-k_1) - \left\{ \left(1 + \frac{3}{2} m \right) k_1 - \frac{3}{2} m k_1^2 - 2k_1^3 + k_1^4 \right\} \bar{D} \\ \bar{L}_1 &= -k_1 - \left\{ \left(1 + \frac{3}{2} m \right) k_1 - \frac{3}{2} m k_1^2 - 2k_1^3 + k_1^4 \right\} \bar{D} \\ \bar{L}_1 &= (1-\bar{c}) - \left\{ \left(1 + \frac{3}{2} m \right) \bar{c} - \frac{3}{2} m \bar{c}^2 - 2\bar{c}^4 + \bar{c}^4 \right\} \bar{D} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 24})$$

$-\bar{L}_1$ と $-\bar{L}'_1$ のうち大なる方の値を採る。

$$\left. \begin{aligned} \text{左}\bar{L}_2 = \text{左}\bar{L}_3 &= \left\{ 1 + \frac{3}{2}m \right\} \bar{D} \left\} \frac{l_2}{l_1} \right. \\ \text{右}\bar{L}_2 = \text{右}\bar{L}_3 &= \left\{ -1 + \frac{3}{2}m \right\} \bar{D} \left\} \frac{l_2}{l_1} \right. \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 25})$$

10. 死荷重に対するせん断力影響線面積 \bar{M}

$$\left. \begin{aligned} \text{死}\bar{M}_1 &= \text{+}\bar{M}_1 + \text{-}\bar{M}_1 = \left\{ \left(\frac{1}{2} - k_1 \right) - \left(\frac{1}{5} + \frac{m}{4} \right) \bar{D} \right\} l_1 \\ \text{死}\bar{M}_2 &= \text{左}\bar{M}_2 + \text{右}\bar{M}_2 = \left\{ \left(1 + \frac{3}{2}m \right) \bar{D} \right\} \frac{l_2^2}{l_1} \\ \text{死}\bar{M}_3 &= \text{死}\bar{M}_2 \times \frac{l_3}{l_2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 26})$$

(注) \bar{b} および c が +1 をこえるときは +1 とする。

結局、上式の変数は k_1 だけであり、 $k_1=0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ を代入すれば、断面力の基本図が画け、これに荷重密度を乗ずれば、そのまま曲げモーメント図やせん断力図などが画きうる。

§ 3. 応力調整中の部材の変形理論

1. 換算断面二次モーメントの算定式

実在橋梁の桁は変断面形状であるから、その変形を解析するときには、この形状を考慮に入れるべきである。そこで、ここでは、実際の変断面桁と同一の効果を生ずべき仮想上の定断面桁を想定し、この仮想定断面桁の断面二次モーメントを換算断面二次モーメントと名づけた。基本的ないろいろの荷重状態についての換算断面二次モーメント I の算定式は次のとおりである。ここで、実際の桁の形状は、図 II-9 a (単純桁) および 図 II-9 b (突桁) のとおりであったとする。

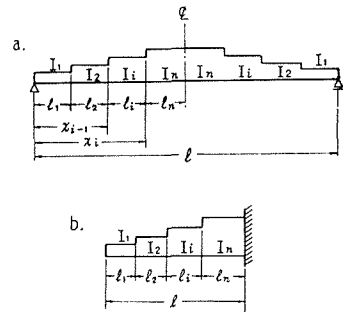


図 II-9-a~b

(1) 単純桁の両端に等値の曲げモーメントを載荷する場合

(i) 支点撓角を等しくするような I

$$I = l/2 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \quad (\text{II. 27})$$

(ii) 支間中央の撓みを等しくするような I

$$I = l/8 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left(x_{i-1} + \frac{l_i}{2} \right) \quad (\text{II. 28})$$

(2) 単純桁の一端に曲げモーメントを載荷する場合

(i) 載荷支点の撓角を等しくするような I

$$I = l^2/3 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left\{ -\frac{x_i}{2} - \frac{3}{2} x_{i-1} + l + \frac{(x_i + x_{i-1})x_{i-1}}{l} - \frac{l_i}{2} + \frac{l_i(2x_i + x_{i-1})}{3l} \right\} \quad (\text{II. 29})$$

(ii) 無載荷支点の撓角を等しくするような I

$$I = l^2/6 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left\{ \frac{x_i}{2} + \frac{3}{2} x_{i-1} - \frac{(x_i + x_{i-1})x_{i-1}}{l} + \frac{l_i}{2} - \frac{l_i(2x_i + x_{i-1})}{3l} \right\} \quad (\text{II. 30})$$

(iii) 中央支間の撓みを等しくするような I

$$I = l^2/8 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left(x_{i-1} + \frac{l_i}{2} \right) \quad (\text{II. 31})$$

(3) 単純桁の支間中央に集中荷重を載荷する場合

(i) 支点撓角を等しくするような I

$$I = l^2/8 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left(x_{i-1} + \frac{l_i}{2} \right) \quad (\text{II. 32})$$

(ii) 支間中央の撓みを等しくするような I

$$I = l^2/12 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left\{ (x_i + x_{i-1}) x_{i-1} + \frac{l_i(2x_i + x_{i-1})}{3} \right\} \quad (\text{II. 33})$$

(4) 単純桁の支間全体に等分布荷重を載荷する場合

(i) 支点撓角を等しくするような I

$$I = l^2/12 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left(\frac{2x_{i-1} + l_i}{2} - \frac{x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2}{3l} \right) \quad (\text{II. 34})$$

(ii) 支間中央の撓みを等しくするような I

$$I = 5l^3/192 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left[\frac{l}{2} \left(\frac{2x_{i-1} + l_i}{2} - \frac{x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2}{3l} \right) - \left(x_{i-1} - \frac{x_{i-1}^2}{l} \right) \right. \\ \left. \times \left\{ \frac{l}{2} - \left(x_{i-1} + \frac{l_i}{2} \right) \right\} - l_i \left(\frac{1}{2} - \frac{3l_{i-1} + l_i}{3l} \right) \left[\frac{l}{2} - \left\{ x_{i-1} + \frac{(4l - 3l_i - 8x_{i-1})l_i}{6l - 4l_i - 12x_{i-1}} \right\} \right] \right] \quad (\text{II. 35})$$

(5) 突桁端に集中荷重を載荷する場合

(i) 突桁端撓角を等しくするような I

$$I = l^2/\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} (2x_{i-1} + l_i) \quad (\text{II. 36})$$

(ii) 突桁端の撓みを等しくするような I

$$I = l^3/3 \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{I_i} \left(x_{i-1} x_i + \frac{l_i^2}{2} \right) \quad (\text{II. 37})$$

2. 突桁端の垂直変位

Side span surcharge method によって prestress を導入中は、arch crown 部は完全開放状態にあるから、結局、図 II-10 a のような吊橋と同一な構造とみなすことができる。

Maxwell の法則により、図 II-10 a の δ_m と図 II-10 b の δ_m とは等しい。図 II-10 b の点 m の撓み δ_m は

$$\delta_m = \delta_{m0} - \delta_{ma} \cdot H \quad (\text{II. 38})$$

より求められる。ここで、 δ_{m0} は図 II-10 c のような単純桁として点 m の撓み、 δ_{ma} は図 II-10 d のように、単純桁の上に $H=1$ により生ずる $w = (1) \frac{8f_s}{l_1^2}$ なる等分布荷重がのったときの m 点の撓みである。図 II-10 c のように撓み図の縦距を y とし、これを距離 x の関数であらわせれば、左突桁端に $P=1$ をかけたとき、中央支間 (AB 間) の撓みは

$$\delta_{m0} = y_{AB} = - \left(\frac{l_1 l_2}{6EI_1} x - \frac{l_2}{6EI_1 l_1} x^3 \right)$$

で、この場合の I_1 は、換算断面二次モーメントとして、式 (II. 28) のものを用いる。突支間 (BC 間) の撓みは、片持梁としての撓みに、 B 点の回転角 θ_B の影響を加える。

$$\theta = - \left\{ \theta_B - \frac{1}{EI_2} \left(l_2 x - \frac{x^2}{2} \right) \right\} = \frac{l_1 l_2}{3EI_1} + \frac{1}{EI_2} \left(l_2 x - \frac{x^2}{2} \right)$$

$$\therefore \delta_{m0} = y_{BC} = \frac{l_1 l_2}{3EI_1} x + \frac{1}{EI_2} \left(l_2 \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right)$$

で、この場合の換算断面二次モーメントは、 I_1 として式 (II. 29)、 I_2 として式 (II. 37) のものを用いる。

同様に、突支間 (AD 間) の撓みは

$$\delta_{m0} = y_{AD} = \frac{l_1 l_2}{6EI_1} x$$

で、この場合の I_1 は、換算断面二次モーメントとして式 (II. 30) のものを用いる。

図 II-10 d において、点 m の撓みは、中央支間 (AB 間) では

$$\delta_{ma} = y_{AB} = \frac{(1) f_s l_1}{3EI_1} \left(x - 2 \frac{x^2}{l_1} + \frac{x^4}{l_1^3} \right)$$

で、この場合の I_1 は換算断面二次モーメントとして式 (II. 35) のものを用いる。

突支間 (BC 間および AD 間) の撓みは

$$\delta_{ma} = y_{BC} = - \frac{(1) f_s l_1}{3EI_1} x$$

で、この場合の I_1 は換算断面二次モーメントとして式 (II. 34) のものを用いる。

左突桁端に $P=1$ をかけたときに生ずる不静定水平力は $H = \frac{-5l_2}{8f_s} r_s$ であるから、

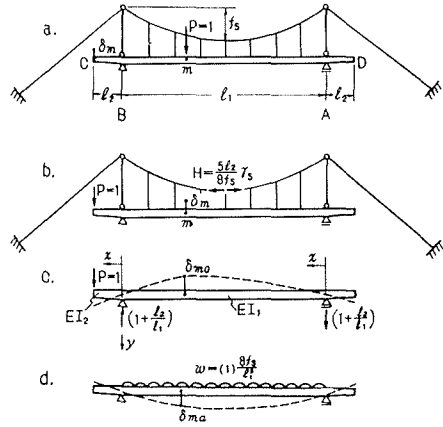


図 II-10-a~d

式 (II. 38) により，左突桁端 (点 C) の撓み影響線式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \delta_m &= \frac{-l_1 l_2}{6EI_1} x + \frac{l_2 x^3}{6EI_1 l_1} + \frac{fsl_1}{3EI_1} \left(x - 2\frac{x^2}{l_1} + \frac{x^4}{l_1^3} \right) \left(\frac{5l_2}{8f_s} \gamma_s \right) \cdots \text{中央支間} \\ \delta_m &= \frac{l_1 l_2}{3EI_1} x + \frac{1}{EI_2} \left(\frac{l_2}{2} x^2 - \frac{x^3}{6} \right) - \frac{fsl_1}{3EI_1} x \left(\frac{5l_2}{8f_s} \gamma_s \right) \cdots \cdots \text{左突支間} \\ \delta_m &= \frac{l_1 l_2}{6EI_1} x - \frac{fsl_1}{3EI_1} x \left(\frac{5l_2}{8f_s} \gamma_s \right) \cdots \cdots \cdots \text{右突支間} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 39-41})$$

ここで I_1, I_2 については，前述のようにそれぞれ換算断面二次モーメントを使いわけなければならない。

3. 支間中央の垂直変位

Maxwell の法則により 図 II-11 a の δ_m と，図 II-11 b の δ_m とは等しい。図 II-11 b の点 m の撓み δ_m は式 (II. 38) より求められる。図 II-11 c において，支間中央に $P=1$ をかけたとき，中央支間 (AB 間) の撓みは

$$\delta_{m0} = y_{AB} = \frac{1}{48EI_1} (3l_1^2 - 4x^2) x$$

で，この場合の I_1 は，換算断面二次モーメントと

して式 (II. 33) を用いる。突支間 (BC 間および AD 間) の撓みは，点 A および点 B の回転角 $\theta_A (= \theta_B)$ をそのまま直線的に延長すればよいから

$$\delta_{m0} = y_{BC} = y_{AD} = \frac{-l_1^2}{16EI_1} x$$

で，この場合の I_1 は換算断面二次モーメントとして式 (II. 32) または式 (II. 28) を用いる。図 II-11 d において，点 m の撓みは中央支間 (AB 間) では

$$\delta_{ma} = y_{AB} = \frac{-(1)fsl_1}{3EI_1} \left(x - \frac{2x^2}{l_1} + \frac{x^4}{l_1^3} \right)$$

で，この場合の I_1 は換算断面二次モーメントとして式 (II. 35) のものを用いる。突支間 (BC 間および AD 間) の撓みは

$$\delta_{ma} = y_{BC} = y_{AD} = \frac{(1)fsl_1}{3EI_1} x$$

で，この場合の I_1 は換算断面二次モーメントとして式 (II. 35) のものを用いる。

支間中央に $P=1$ をかけたとき生ずる不静定水平力は

$$H = \frac{25l_1}{128f_s} \cdot \gamma_s$$

であるから，式 (II. 38) により，支間中央の撓み影響線は次のようになる。

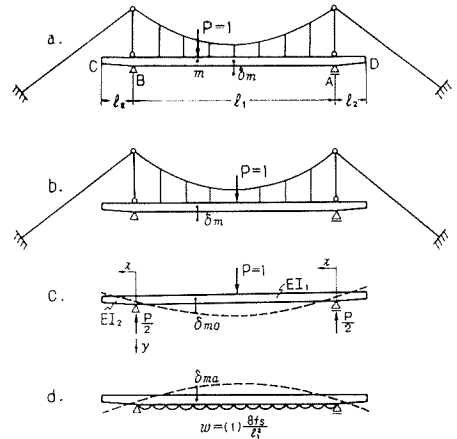


図 II-11-a~d

$$\left. \begin{aligned} \delta_m &= \frac{(3l_1^2 - 4x^2)}{48EI_1} x - \frac{25l_1^2}{384EI_1} \left(x - 2\frac{x^3}{l_1^2} + \frac{x^4}{l_1^3} \right) r_s \dots\dots\dots \text{中央支間} \\ \delta_m &= \left(\frac{-1}{16I_1} + \frac{25r_s}{384I_1} \right) \frac{l_1^2}{E} x \dots\dots\dots \text{突支間} \end{aligned} \right\} \text{(II. 42, 43)}$$

ここで、 I_1 については、前述のように、それぞれ換算断面二次モーメントを使いわけなければならない。

4. arch crown 部の開閉量

Sidespan surcharge method によって、pestress を導入中は、arch crown 部は完全開放状態にあり、図 II-12 a のとおりである。図 II-12 a における arch crown 部の開閉量の影響線を求めるには maxwell の法則により、arch crown 部に水平単位力をかけて桁の任意点 m の撓みを求めればよい。すなわち図 II-12 a の δ_m と図 II-12 b の δ_m とは等しい。図 II-12 b において、crown 部に 1 をかけると、図 II-12 c のように、吊橋に $w = (1) \frac{8f_L}{l_1^2}$ なる等分布荷重を載荷した場合に等しい。ここで、 f_L は arch

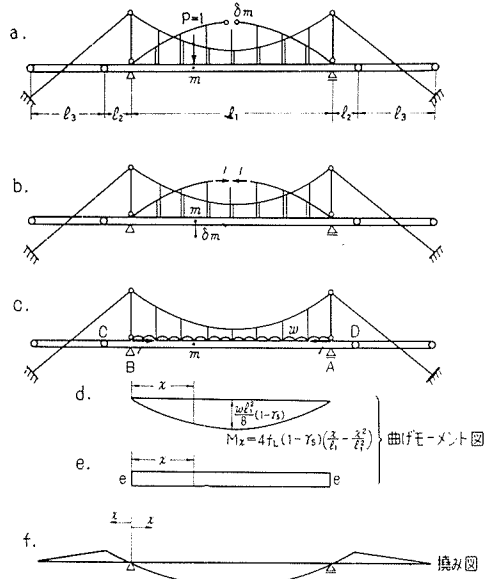


図 II-12-a~f

の拱矢である。ただし、この場合、Langer の arch と桁とのとりつけ部に偏心 e があるときには、図 II-12 c のように、両支点位置において桁の上縁に圧縮力 1 を附加しておかなければならない。結局、図 II-12 c のような荷重状態における桁の撓み図がそのまま arch crown 部の開閉量 δ_m の影響線になる。次に、図 II. 12 c の荷重状態の曲げモーメント図は、図 II-12 d および図 II. 12 e であるから、これらを $\frac{1}{EI_1}$ 倍したものを荷重とする曲げモーメント図を画けば、それが求める撓み図である。すなわち、図 II-12 d に対しては

$$\delta_x = \frac{1}{EI_1} \left\{ \frac{f_L l_1^2}{3} \left(\frac{x}{l_1} - \frac{2x^3}{l_1^3} + \frac{x^4}{l_1^4} \right) (1-r_s) \right\}$$

で、この場合の I_1 は、換算断面二次モーメントとして式 (II. 35) のものを用いる。図 II-12 e に対しては

$$\delta_x = \frac{1}{EI_1} \left\{ \frac{e l_1^2}{2} \left(\frac{x}{l_1} - \frac{x^2}{l_1^2} \right) \right\}$$

で、この場合の I_1 は、換算断面二次モーメントとして式 (II. 28) のものを用いる。結局 δ_m の影響線式は次のようになる。

$$\delta_m = \frac{1}{EI_1} \left\{ \frac{f_L l_1^2}{3} \left(\frac{x}{l_1} - \frac{2x^3}{l_1^3} + \frac{x^4}{l_1^4} \right) (1-r_s) \right\} + \frac{1}{EI_1} \left\{ \frac{e l_1^2}{2} \left(\frac{x}{l_1} - \frac{x^2}{l_1^2} \right) \right\} \dots \text{中央支間} \text{ (II. 44)}$$

この場合、 I_1 については、それぞれ前述のように使いわけなければならない。今、中央支間に等分布荷重 q_1 が満載されるとき crown 部の開閉量は

$$\delta = q_1 \int_0^{l_1} \delta_m dx = \frac{q_1}{E} \left\{ \frac{f l_1^3}{15 I_1} (1 - r_s) + \frac{e l_1^3}{12 I_1} \right\} \tag{II. 45}$$

である。突支間の場合の δ_m の影響線は、中央支間の場合の影響線をそのまま突支間に延長すればよい。従って中央支間の δ_m の影響線の支点における勾配 θ は、 $\frac{d\delta_m}{dx}$ において $x=0$ とおけば

$$\theta = \frac{1}{E} \left\{ \frac{f l_1}{3 I_1} (1 - r_s) + \frac{e l_1}{2 I_1} \right\}$$

で、この場合、右辺の最初の I_1 は、換算断面二次モーメントとして式 (II. 34) のものを用い、次の I_1 は、換算断面二次モーメントとして式 (II. 27) のものを用いる。結局、 δ_m の影響線式は次のようになる。

$$\delta_m = \frac{1}{E} \left\{ \frac{f l_1}{3 I_1} (1 - r_s) + \frac{e l_1}{2 I_1} \right\} x \dots \dots \dots \text{突支間} \tag{II. 46}$$

今、突支間に等分布荷重 q_2 が満載されるとき crown 部の開閉量は

$$\delta = q_2 \int_0^{l_2} \delta_m dx = \frac{q_2}{E} \left\{ \frac{f l_1}{3 I_1} (1 - r_s) + \frac{e l_1}{2 I_1} \right\} \cdot \frac{l_2^2}{2} \dots \dots \dots (\text{片側のみ}) \tag{II. 47}$$

である。

§ 4. Prestress 量の算定

Side span surcharge method によって prestress を導入した場合、その prestress 量がどの位の量であるかということと、さらに、最も有効な prestress 量をうるためには、どの位の側支間荷重を載荷したらよいかということを次に算定する。この算定には § 2 の迅速計算法を用いた。

1. Prestress 量の算定理論

従来の Langer 橋と prestress 導入による Langer 橋との差異は、翔竜橋の場合、図 II-13

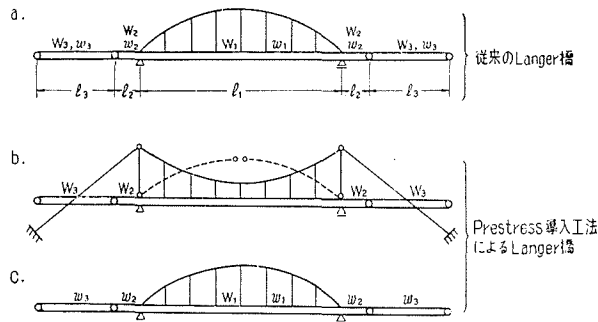


図 II-13-a~c

のように、側支間鋼死荷重 W_2, W_3 のみが吊橋として作用する点が異なる。活荷重は、共に、従来の Langer 橋として作用する。ここで、

W = 鋼死荷重 w = 床板、舗装など死荷重

P = 集中活荷重 p = 等分布活荷重

とし、suffix 1, 2, 3 は、それぞれ、中央支間、突支間、吊支間のものを意味する。 $W_2, W_3, w_2, w_3, p_2, p_3$ は、等分布荷重 (t/m) であるが、これを突桁橋の集中荷重 (t) に置きかえ、やはり W, w, p のように表わすことにする。図 II-14 は、最終曲げモーメント図である。ここで、破線は従来の Langer 橋、実線は prestress を導入した Langer 橋である。曲線 AB および AB' の値は負、曲線 BC および $B'C'$ の値は正である。

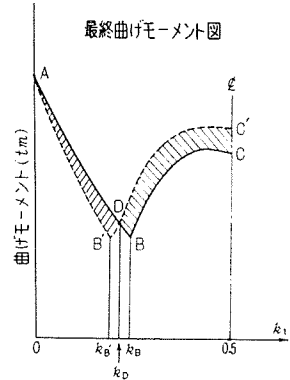


図 II-14

$$\begin{aligned} \text{曲線 } AB' &= p_{2+3} \cdot {}_{\text{左}}L_2 + p_1 \cdot \mathfrak{A}_1 + P \cdot {}_{\text{左}}L_2 \\ &\quad + (W_{2+3} + w_{2+3})({}_{\text{左}}L_2 + {}_{\text{右}}L_2) + (W_1 + w_1) \cdot \text{死}\mathfrak{A}_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲線 } B'C' &= p_{2+3} \cdot {}_{\text{右}}L_2 + p_1 \cdot \mathfrak{A}_1 + P \cdot {}_{\text{右}}L_1 \\ &\quad + (W_{2+3} + w_{2+3})({}_{\text{左}}L_2 + {}_{\text{右}}L_2) + (W_1 + w_1) \cdot \text{死}\mathfrak{A}_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲線 } AB &= p_{2+3} \cdot {}_{\text{左}}L_2 + p_1 \cdot \mathfrak{A}_1 + P \cdot {}_{\text{左}}L_2 \\ &\quad + W_{2+3} \cdot ({}_{\text{左}}\bar{L}_2 + {}_{\text{右}}\bar{L}_2) + w_{2+3} \cdot ({}_{\text{左}}L_2 + {}_{\text{右}}L_2) + (W_1 + w_1) \cdot \text{死}\mathfrak{A}_1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲線 } BC &= p_{2+3} \cdot {}_{\text{右}}L_2 + p_1 \cdot \mathfrak{A}_1 + P \cdot {}_{\text{右}}L_1 \\ &\quad + W_{2+3} \cdot ({}_{\text{左}}\bar{L}_2 + {}_{\text{右}}\bar{L}_2) + w_{2+3} \cdot ({}_{\text{左}}L_2 + {}_{\text{右}}L_2) + (W_1 + w_1) \cdot \text{死}\mathfrak{A}_1 \end{aligned}$$

ここで、 \bar{L} は吊橋としての曲げモーメント影響線縦距である。次に、図 II-14 の影響部の面積を計算する。

$$\triangle AB'D = \int_0^{k_{B'}} \widehat{AB} - \int_0^{k_{B'}} \widehat{AB'} + \int_{k_{B'}}^{k_D} \widehat{AB} + \int_{k_{B'}}^{k_D} \widehat{B'C'} \dots \dots \dots \text{常に負}$$

$$\square BCC'D = \int_{k_D}^{k_B} \widehat{B'C'} + \int_{k_D}^{k_B} \widehat{AB} + \int_{k_B}^{0.5} \widehat{B'C'} - \int_{k_B}^{0.5} \widehat{BC} \dots \dots \dots \text{常に正}$$

最終的な利益面積は

$$\square BCC'D + \triangle AB'D = \int_0^{k_B} \widehat{AB} - \int_{k_B}^{0.5} \widehat{BC} - \int_0^{k_{B'}} \widehat{AB'} + \int_{k_{B'}}^{0.5} \widehat{B'C'}$$

となり、 \widehat{AB} と $\widehat{B'C'}$ との交点 D の位置 k_D を取って求めなくてもよいことがわかる。この式をさらに計算すると

$$\begin{aligned} \square BCC'D + \triangle AB'D &= \int_0^{k_B} \widehat{AB} - \int_0^{k_{B'}} \widehat{AB'} + \int_{k_{B'}}^{0.5} \widehat{B'C'} - \int_{k_B}^{0.5} \widehat{BC} \\ &\doteq - \int_0^{k_{B'}} W_{2+3} \left\{ ({}_{\text{左}}L_2 + {}_{\text{右}}L_2) - ({}_{\text{左}}\bar{L}_2 + {}_{\text{右}}\bar{L}_2) \right\} + \int_{k_B}^{0.5} W_{2+3} \left\{ ({}_{\text{左}}L_2 + {}_{\text{右}}L_2) - ({}_{\text{左}}\bar{L}_2 + {}_{\text{右}}\bar{L}_2) \right\} \\ &= - \int_0^{k_D} W_{2+3} \left\{ ({}_{\text{左}}L_2 + {}_{\text{右}}L_2) - ({}_{\text{左}}\bar{L}_2 + {}_{\text{右}}\bar{L}_2) \right\} + \int_{k_D}^{0.5} W_{2+3} \left\{ ({}_{\text{左}}L_2 + {}_{\text{右}}L_2) - ({}_{\text{右}}\bar{L}_2 + {}_{\text{左}}\bar{L}_2) \right\} \end{aligned}$$

この右辺の第1項は負、第2項は正である。しかるに

$$\begin{aligned} \pm L_2 + \text{右} L_2 &= l_2 \{ -(1-k_1) + D \} + l_2 \{ -k_1 + D \} = (-1+2D) l_2 \\ &= \{ -1+5k_1(1-k_1) \gamma_L \} l_2, \\ \pm \bar{L}_2 + \text{右} \bar{L}_2 &= \{ -1+5k_1(1-k_1) \gamma_S \} l_2 \\ \therefore (\pm L_2 + \text{右} L_2) - (\pm \bar{L}_2 + \text{右} \bar{L}_2) &= 5k_1(1-k_1)(\gamma_L - \gamma_S) l_2 \end{aligned}$$

となる。従って

$$\square BCC'D + \triangle AB'D \doteq W_{2+3} \cdot \left[-\int_0^{k_D} 5k_1(1-k_1)(\gamma_L - \gamma_S) l_2 + \int_{k_D}^{0.5} 5k_1(1-k_1)(\gamma_L - \gamma_S) l_2 \right]$$

となり、2次拋物線となる。

$k_1 l_1 = x$ であるから

$$\begin{aligned} \square BCC'D + \triangle AB'D &\doteq W_{2+3} \cdot (\gamma_L - \gamma_S) l_2 \cdot \left[-\int_0^{x_D} 5 \left(\frac{x}{l_1} - \frac{x^2}{l_1^2} \right) dx + \int_{x_D}^{\frac{l_1}{2}} 5 \left(\frac{x}{l_1} - \frac{x^2}{l_1^2} \right) dx \right] \\ &= 5W_{2+3} \cdot (\gamma_L - \gamma_S) l_2 \left\{ \frac{l_1^2}{12} - 2 \left[\frac{x^2}{2l_1} - \frac{x^3}{3l_1^2} \right]_0^{x_D} \right\} \\ &= 5W_{2+3} \cdot (\gamma_L - \gamma_S) l_2 \left\{ \frac{l_1}{12} - 2 \left(\frac{x_D^2}{2l_1} - \frac{x_D^3}{3l_1^2} \right) \right\} \end{aligned}$$

となる。これは、支間中央に対して左半分であるから、支間 l_1 全体では、これを2倍しなければならない。結局、prestress による曲げモーメントの最終利益面積 $[A]$ は次式で表わすことができる。

$$[A] \doteq 10W_{2+3}(\gamma_L - \gamma_S) \cdot l_2 \left\{ \frac{l_1}{12} - 2 \left(\frac{x_D^2}{2l_1} - \frac{x_D^3}{3l_1^2} \right) \right\} \quad (\text{II. 48})$$

翔竜橋では

$$\begin{aligned} W_{2+3} &= 7.284 \text{ t} & \gamma_L &= 0.97585 & \gamma_S &= 0.765 \\ l_2 &= 6.5 \text{ m} & l_1 &= 65.0 \text{ m} & x_D &= 14,625 \text{ m} \end{aligned}$$

であったから、式 (II. 48) により prestress による最終利益面積は $[A] = 263.519 \text{ tm}^2$ である。

2. 側径間にさらに surcharge を補充する場合の prestress 量の算定

側支間にさらに surcharge として g なる等分布荷重を吊橋として作用させ、arch crown 鉋結後、この補充した g なる荷重を除去する載荷法に対して prestress 量を次に算定してみる。

まず図 II-14 の影響部をとり出すと、図 II-15 a になることは前述のとおりである。次に、さらに temporary な surcharge g を吊橋の状態で側支間に作用させると、 g によって、中央支間に図 II-15 b の曲げモーメント図が生ずる。次いで、arch crown 部鉋結後、この surcharge を除去すると、図 II-15 c のような曲げモーメント図が加わる。そして、最終的には、図 II-15 d のような prestress 量が生ずる結果になる。すなわち、surcharge g を吊橋として作用させ、Langer 橋として除去すれば、prestress 量曲線は

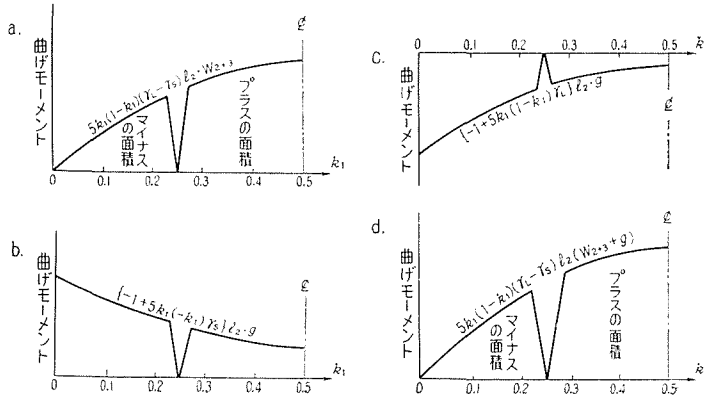


図 II-15-a~d

$$5k_1(1-k_1)(T_L-T_S)L_2g$$

の形で増加する。これは重要なことである。

すなわち、図 II-13 b, c のようにして prestress を導入した場合と、surcharge g を吊橋として作用させ Langer 橋として g を除去した場合とでは、結果は全く同じであるということである。

3. 最も有効な prestress 量の算定

Side span surcharge method によって、prestress を導入する場合、曲げモーメントの最終利益面積 $[A]$ は、架設中、吊橋として載荷する側支間死荷重および補充 surcharge 量の関数であることが、前述の解析の結果判った。この側支間荷重と最終利益面積 $[A]$ との関係性を、翔竜橋の場合に計算してみると下表のとおりである。

これを図示すると図 II-16 のとおりである。これを近似的に 2 次拋物線とみなし、吊橋として載荷する側支間荷重を $[W]$ とすれば、翔竜橋では

$$[A] = -0.5924[W]^2 + 50.3529[W] \tag{II. 49}$$

	吊橋として載荷する側支間荷重	最終利益面積 $[A]$ (tm^2)
①	$W_3 = 3.480 \text{ t}$	130.400
②	$W_2 + W_3 = 7.284 \text{ t}$	261.520
③	$W_3 + w_3 = 26.901 \text{ t}$	914.172
④	$W_3 + w_3 + W_2 = 30.705 \text{ t}$	975.964
⑤	$W_3 + w_3 + W_2 + w_2 = 37.920 \text{ t}$	1055.657
⑥	$W_2 + w_2 + W_3 + w_3 + g = 47.920 \text{ t}$	1050.227
⑦	$W_2 + w_2 + W_3 + w_3 + g = 52.920 \text{ t}$	997.363
⑧	$W_2 + w_2 + W_3 + w_3 + g = 57.920 \text{ t}$	925.110
⑨	$W_2 + w_2 + W_3 + w_3 + g = 67.920 \text{ t}$	644.560

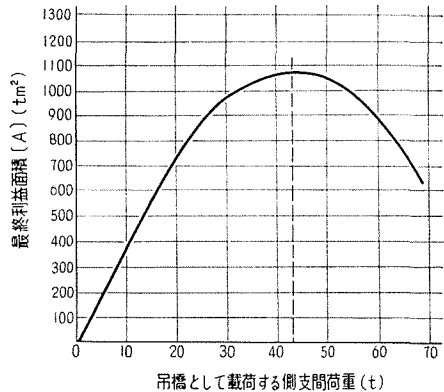


図 II-16

で表現され、最も有効な側支間荷重は $[W]=42.5\text{ t}$ であり、最大最終利益面積は $[A]=1070\text{ tm}^2$ である。

III. 室内模型実験

§ 1. 実験目的と実験方法

1. 実験目的

室内模型実験は、翔竜橋の実際上の設計施工、特に prestress 導入を想定し、写真 III-1 (chain cable) あるいは写真 III-2 (wire cable) のような模型橋梁を用いて prestress 導入実験を行ない、すでに作成した応力調整中の変形理論などを吟味し、さらに翔竜橋における実際の prestress 導入に資するを目的としている。

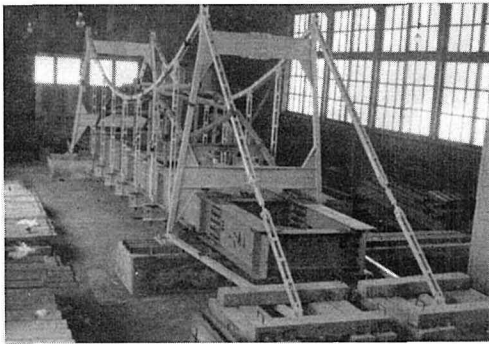


写真 III-1

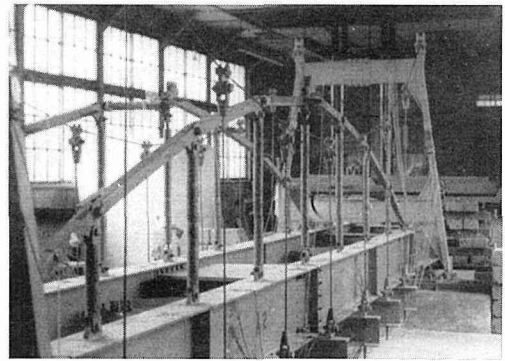


写真 III-2

2. 実験方法

この実験に使用した模型橋梁は、中央支間 7 m、両側突桁長各 1.65 m、主桁高 0.42 m、Langer 拱々矢 1 m、両側主桁間隔 0.9 m、横桁および上横構をもつ Langer 橋で、これを支持する架設用吊橋は、塔柱高 2.2 m、cable 垂矢 1 m、主桁は Langer 橋と共通で、cable は chain cable と wire cable の両種を使いわけ、吊材はこれに対応して両種を使いわけることができる。実験の種類は次のとおりであった。

(i) 単純桁のみの場合、(ii) Langer 桁のみの場合、(iii) 吊橋のみの場合、(iv) Langer 桁と吊橋との組みあわせ構造の場合、(v) 支承に楔を挿入したときの影響、(vi) 拱頂部の摩擦の影響、(vii) 上横構の有無の影響、(viii) 拱頂部の開閉量に関する実験 (写真 III-3)。

載荷方法は、中央支間あるいは突支間上とし、荷重として concrete block を用い、各

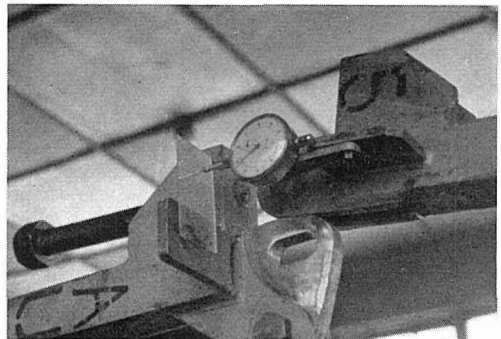


写真 III-3

実験毎の各部の変位と静的歪（歪測定点全 74 箇所）を測定した。実験回数は 163 回であった。

§ 2. 相関直線による実験資料の解析と不静定係数

実験資料というものは、いろいろな外的条件や実験操作などの影響をうけているから、必ずしも所期通りの値を示しているとは限らない。すなわち、何らかの誤差を含んでいる。このような未知の誤差を含む実験資料を解析する場合に、ただ平均値をとるという一般的な方法のほかに、一つの値を四方八方から検討して誤差の所在を発見しつつある真なる平均値を算出することができれば甚だ便利である。ここでは、次のような解析方法を採用した。すなわち、本実験においては、ある一つの実験において、必ず桁の曲げモーメント、部材軸力および桁の撓みを同時に実測してある。しかも荷重は、中央支間と突支間にそれぞれ載荷している。すると、これらの測定値は、理論的に相互に密接不可分の関係にあるから、これらの値の相関性をあらかじめ求めておけば、この相関性に基づいて、これらの資料を正しくあるべき値を探することができる。すなわち、曲げモーメント、軸力（水平力）、撓みの値がすべて満足されるべきである一つの値が求める値であり、この値に向って測定資料を検討するのである。次に相関性を理論的に導くことにする。

1. 吊橋における相関性

中央支間 l_1 に等分布荷重 q_1 を満載する場合と両突支間 l_2 に等分布荷重 q_2 を満載する場合とを考える。吊橋の不静定係数 γ_s が既知とすれば、桁の曲げモーメント図は、それぞれ図 III-1-a, b のようになる。また不静定水平力 H_s は次式より求められる。

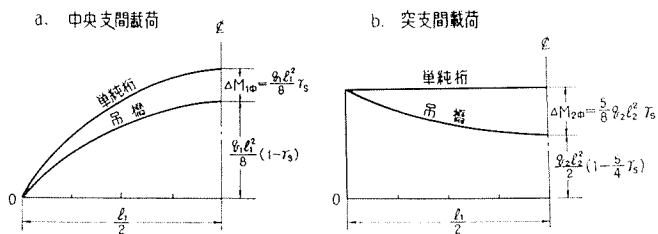


図 III-1-a~b

$$\left. \begin{aligned} H_{s1} &= \frac{\Delta M_1}{f_s} = \frac{q_1 l_1^2}{8 f_s} \gamma_s \dots\dots\dots \text{中央支間載荷} \\ H_{s1} &= \frac{\Delta M_2}{f_s} = \frac{5 q_2 l_2^2}{8 f_s} \gamma_s \dots\dots\dots \text{突支間載荷 (両側)} \end{aligned} \right\} \text{(III. 1-2)}$$

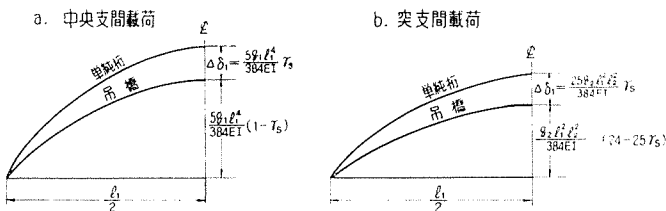


図 III-2-a~b

ここで、 f_s は cable の垂矢である。

また中央支間の撓み図は、図 III-2 a, b のようになる。

さて、いま、曲げモーメントによる桁の支間中央の fiber の歪みを ϵ_M 、桁の支間中央の撓みを δ 、cable の $H_S \sec \alpha$ の歪みを ϵ_H 、tower の V_T による歪みを ϵ_T とすれば (図 III-3)。

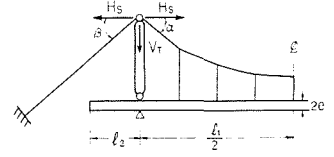


図 III-3

この実験模型橋梁においては、次の相関性が存在する。以降 suffix 1, 2 は、それぞれ中央支間载荷、突支間载荷を示す。

(1) $\Delta \epsilon_M$ と ϵ_H との相関性

$$\left. \begin{aligned} \Delta \epsilon_{M1\text{中}} &= \frac{\Delta M_{1\text{中}}}{EI} e = \frac{q_1 l_1^2}{8} \gamma_s \cdot \frac{e}{EI} \\ \Delta \epsilon_{M2\text{中}} &= \frac{\Delta M_{2\text{中}}}{EI} e = \frac{5q_2 l_2^2}{8} \gamma_s \cdot \frac{e}{EI} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \epsilon_{H1} &= \frac{q_1 l_1^2}{8} \gamma_s \cdot \frac{\sec \alpha}{f_s EA_c} \\ \epsilon_{H2} &= \frac{5q_2 l_2^2}{8} \gamma_s \cdot \frac{\sec \alpha}{f_s EA_c} \end{aligned}$$

$$\therefore \frac{\Delta \epsilon_{M1\text{中}}}{\epsilon_{H1}} = \frac{\Delta \epsilon_{M2\text{中}}}{\epsilon_{H2}} = \frac{ef_s A_c \cos \alpha}{I} = \frac{21 \times 100 \times 10.56 \times 0.894}{21613} = 0.917 \quad (\text{III. 3})$$

(2) $\Delta \epsilon_M$ と $\Delta \delta$ との相関性

$$\left. \begin{aligned} \Delta \epsilon_{M1\text{中}} &= \frac{q_1 l_1^2}{8} \gamma_s \cdot \frac{e}{EI} \\ \Delta \epsilon_{M2\text{中}} &= \frac{5q_2 l_2^2}{8} \gamma_s \cdot \frac{e}{EI} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \Delta \delta_1 &= \frac{5q_1 l_1^4}{384EI} \gamma_s \\ \Delta \delta_2 &= \frac{25q_2 l_2^4}{384EI} \gamma_s \end{aligned}$$

$$\therefore \frac{\Delta \epsilon_{M1\text{中}}}{\Delta \delta_1} = \frac{\Delta \epsilon_{M2\text{中}}}{\Delta \delta_2} = \frac{48e}{5l_1^2} = \frac{48 \times 21}{5 \times 700^2} = 4.11 \times 10^{-4} \left[\frac{1}{\text{cm}} \right] \quad (\text{III. 4})$$

(3) $\Delta \epsilon_M$ と ϵ_T との相関性

$$\left. \begin{aligned} \Delta \epsilon_{M1\text{中}} &= \frac{q_1 l_1^2}{8} \gamma_s \cdot \frac{e}{EI} \\ \Delta \epsilon_{M2\text{中}} &= \frac{5q_2 l_2^2}{8} \gamma_s \cdot \frac{e}{EI} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \epsilon_{T1} &= \frac{q_1 l_1^2}{8f_s} \gamma_s \cdot \frac{(\tan \alpha + \tan \beta)}{EA_T} \\ \epsilon_{T2} &= \frac{5q_2 l_2^2}{8f_s} \gamma_s \cdot \frac{(\tan \alpha + \tan \beta)}{EA_T} \end{aligned}$$

$$\therefore \frac{\Delta \epsilon_{M1\text{中}}}{\epsilon_{T1}} = \frac{\Delta \epsilon_{M2\text{中}}}{\epsilon_{T2}} = \frac{ef_s A_T}{I(\tan \alpha + \tan \beta)} = \frac{21 \times 100 \times 11.288}{21613(0.5714 + 0.8162)} = 0.774 \quad (\text{III. 5})$$

2. Langer 橋における相関性

中央支間 l_1 に等分布荷重 q_1 を満載する場合と両突支間 l_2 に等分布荷重 q_2 を満載する場合とを考える。Langer 橋の不静定係数 γ_L が既知とすれば、桁の曲げモーメント図は、それぞれ

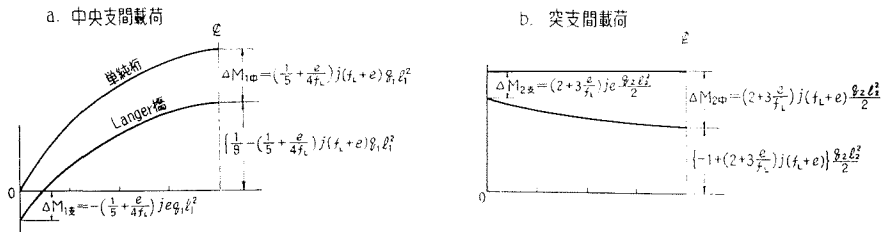


図 III-3-a~b

図 III-4 a, b のようになる。

ここで

$$j = \frac{57L}{8f_L \left(1 + \frac{5e}{2f_L} + \frac{15}{8} \frac{e^2}{f_L^2} \right)}$$

なることは、式 (II. 12) と同じである。また、不静定水平力 H_L は次式より求められる。

$$\left. \begin{aligned} H_{L1} &= \left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L} \right) j q_1 l_1^2 \dots\dots\dots \text{中央支間载荷} \\ H_{L2} &= - \left(2 + 3 \frac{e}{f_L} \right) j \frac{q_2 l_2^2}{2} \dots\dots \text{突支間载荷 (両側)} \end{aligned} \right\} \quad \text{(III. 6)}$$

また、中央支間の桁の撓み図は、図 III-5 a, b のようになる。

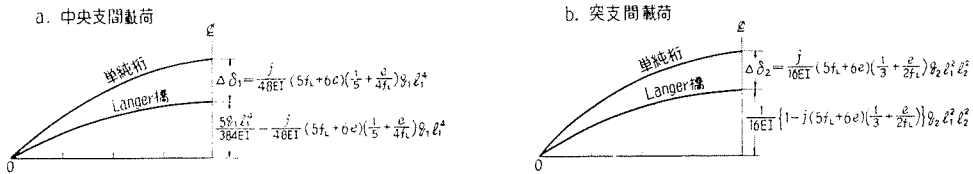


図 III-5-a~b

さて、いま、曲げモーメントによる桁の支間中央の fiber の歪みを $\epsilon_{M中}$ 、支点の fiber の歪みを $\epsilon_{M支}$ 、arch の $H_L \cdot \sec \alpha$ の歪みを ϵ_{H} 、桁の中央の撓みを δ とすれば、この実験模型橋梁においては次の相関性が存在する。

(1) ΔM と ϵ_H との相関性

$$\left. \begin{aligned} \Delta \epsilon_{M1中} &= \frac{\Delta M_{1中}}{EI} \cdot e = \frac{\left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L} \right) j (f_L + e) q_1 l_1^2}{EI} \cdot e \\ \Delta \epsilon_{M2中} &= \frac{\Delta M_{2中}}{EI} \cdot e = \frac{\left(2 + 3 \frac{e}{f_L} \right) j (f_L + e) \frac{q_2 l_2^2}{2}}{EI} \cdot e \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \epsilon_{H1} &= \frac{\left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L} \right) j (f_L + e) q_1 l_1^2}{(f_L + e) EA_r \cos \alpha} \\ \epsilon_{H2} &= \frac{\left(2 + 3 \frac{e}{f_L} \right) j (f_L + e) \frac{q_2 l_2^2}{2}}{(f_L + e) EA_r \cos \alpha} \end{aligned}$$

$$\therefore \frac{\Delta \epsilon_{M1中}}{\epsilon_{H1}} = \frac{\Delta \epsilon_{M2中}}{\epsilon_{H2}} = \frac{e (f_L + e) A_r \cos \alpha}{I} = \frac{21 \times 121 \times 11.288 \times 0.894}{21613} = 1.186 \quad \text{(III. 7)}$$

また

$$\left. \begin{aligned} \Delta \epsilon_{M1支} &= \frac{\Delta M_{1支}}{EI} \cdot e = \frac{- \left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L} \right) j \cdot q_1 l_1^2 \cdot e}{EI} \\ \Delta \epsilon_{M2支} &= \frac{\Delta M_{2支}}{EI} \cdot e = \frac{\left(2 + 3 \frac{e}{f_L} \right) j \frac{q_2 l_2^2}{2} \cdot e^2}{EI} \end{aligned} \right\}$$

$$\therefore \frac{\Delta \epsilon_{M1支}}{\epsilon_{H1}} = \frac{\Delta \epsilon_{M2支}}{\epsilon_{H2}} = \frac{e^2 A_r \cos \alpha}{I} = \frac{21^2 \times 11.288 \times 0.894}{21613} = 0.206 \quad \text{(III. 8)}$$

(2) $\Delta \epsilon_M$ と $\Delta \delta$ との相関性

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{M1\text{中}} &= \frac{\left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L}\right) j(f_L+e) q_1 l_1^2}{EI} \cdot e \\ \Delta \varepsilon_{M2\text{中}} &= \frac{\left(2+3\frac{e}{f_L}\right) j(f_L+e) \frac{q_2 l_2^2}{2}}{EI} \cdot e \end{aligned} \left\{ \begin{aligned} \Delta \delta_1 &= \frac{j}{48EI} (5f_L+6e) \left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L}\right) q_1 l_1^2 \\ \Delta \delta_2 &= \frac{j}{96EI} (5f_L+6e) \left(2+3\frac{e}{f_L}\right) q_2 l_2^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\therefore \frac{\Delta \varepsilon_{M1\text{中}}}{\Delta \delta_1} = \frac{\Delta \varepsilon_{M2\text{中}}}{\Delta \delta_2} = \frac{48 \left(1 + \frac{e}{f_L}\right) e}{\left(5+6\frac{e}{f_L}\right) l_1^2} = \frac{48 \left(1 + \frac{21}{100}\right) 21}{\left(5+6 \times \frac{21}{100}\right) 700_2} = 3.98 \times 10^{-4} \left[\frac{1}{\text{cm}} \right] \quad (\text{III. 9})$$

(3) 中央支間荷重と突支間荷重との相関性

$$\begin{aligned} \Delta M_{1\text{中}} &= \left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L}\right) j(f_L+e) q_1 l_1^2 \\ \Delta M_{1\text{支}} &= -\left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L}\right) j e q_1 l_1^2 \end{aligned} \left\{ \begin{aligned} \Delta M_{2\text{中}} &= \left(2+3\frac{e}{f_L}\right) j(f_L+e) q_2 \frac{l_2^2}{2} \\ \Delta M_{2\text{支}} &= \left(2+3\frac{e}{f_L}\right) j e q_2 \frac{l_2^2}{2} \end{aligned} \right\}$$

$$\therefore \frac{-(\Delta M_{1\text{中}})}{\Delta M_{1\text{支}}} = \frac{\Delta M_{2\text{中}}}{\Delta M_{2\text{支}}} = \frac{f_L+e}{e} = \frac{100+21}{22} = 5.76 \quad (\text{III. 10})$$

結局、式 (III. 3), (III. 4), (III. 5), (III. 7), (III. 8), (III. 9), (III. 10) においては次のような特性がある。

(i) 相関性は定数になるから、相関値と名づけ、これを図示すると直線になるので、これを相関直線と称することができる。

(ii) 中央支間荷重と突支間荷重の相関値は、うまいことに、等しいから、この両者の実験資料を、共に同一の相関直線上で処理してよい。

(iii) 実験橋梁の支点の影響、hinge や cable anchor の弾性変位の影響などは、 γ 値の減少として表われるが、相関係には γ を含まないから、このような場合でも、相関直線上で処理してよい。

(iv) 荷重重 q 、ヤング率 E などにも無関係であるから、それだけ精度が高い。

3. 実験値より不静定係数 γ を求める方法

いま、 ε_{M0} = 曲げモーメントによる単純桁の支間中央の歪みとすれば、図 III-1, 図 III-4 により次の関係があり、これによって不静定係数 γ を計算することができる。

(1) 吊橋で中央支間荷重の場合

$$\begin{aligned} \varepsilon_{M0} &= \frac{q_1 l_1^2 e}{8EI}, \quad \Delta \varepsilon_{M1\text{中}} = \frac{q_1 l_1^2 e}{8EI} \gamma_S \\ \therefore \gamma_S &= \frac{\Delta \varepsilon_{M1\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \end{aligned} \quad (\text{III. 12})$$

(2) 吊橋で突支間荷重の場合

$$\varepsilon_{M0} = \frac{q_2 l_2^2 e}{2EI}, \quad \Delta \varepsilon_{M2\text{中}} = \frac{5q_2 l_2^2 e}{8EI} \gamma_S$$

$$\therefore \gamma_s = \frac{4}{5} \times \frac{\Delta \varepsilon_{M2\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \quad (\text{III. 12})$$

(3) Langer 橋で中央支間载荷の場合

$$\varepsilon_{M0} = \frac{q_1 l_1^2 e}{8EI}, \quad \Delta \varepsilon_{M1\text{中}} = \frac{\left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L}\right) j (f_L + e) q_1 l_1^2}{EI} \cdot e$$

$$\therefore \frac{\Delta \varepsilon_{M1\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} = 8 \left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L}\right) j (f_L + e), \quad \therefore j = \frac{\Delta \varepsilon_{M1\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \times \frac{1}{8 \left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L}\right) (f_L + e)}$$

しかるに、

$$j = \frac{5\gamma_L}{8f_L \left(1 + \frac{5e}{2f_L} + \frac{15e^2}{8f_L^2}\right)}$$

だから、

$$\begin{aligned} \gamma_L &= \frac{\Delta \varepsilon_{M1\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \times \frac{f_L \left(1 + \frac{5e}{2f_L} + \frac{15}{8} \frac{e^2}{f_L^2}\right)}{5 \left(\frac{1}{5} + \frac{e}{4f_L}\right) (f_L + e)} = \frac{\Delta \varepsilon_{M1\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \times \frac{100 \left(1 + \frac{5 \times 21}{2 \times 109} + \frac{15}{8} \times \frac{21^2}{100^2}\right)}{5 \left(\frac{1}{5} + \frac{21}{4 \times 100}\right) (100 + 21)} \\ &= \frac{1}{0.95} \times \frac{\Delta \varepsilon_{M1\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \quad (\text{III. 13}) \end{aligned}$$

(4) Langer 橋で突支間载荷の場合

$$\varepsilon_{M0} = \frac{q_2 l_2^2 e}{2EI}, \quad \Delta \varepsilon_{M2\text{中}} = \frac{\left(2 + \frac{3e}{f_L}\right) j (f_L + e) q_2 l_2^2}{EI} \cdot e,$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{M2\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} = \left(2 + \frac{3e}{f_L}\right) j (f_L + e), \quad \therefore j = \frac{\Delta \varepsilon_{M2\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \times \frac{1}{\left(2 + \frac{3e}{f_L}\right) (f_L + e)}$$

$$\begin{aligned} \gamma_L &= \frac{\Delta \varepsilon_{M2\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \times \frac{8f_L \left(1 + \frac{5e}{2f_L} + \frac{15}{8} \frac{e^2}{f_L^2}\right)}{5 \left(2 + \frac{3e}{f_L}\right) (f_L + e)} = \frac{\Delta \varepsilon_{M2\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \times \frac{8 \times 100 \left(1 + \frac{5 \times 21}{2 \times 100} + \frac{15}{8} \times \frac{21^2}{100^2}\right)}{5 \left(2 + \frac{3 \times 21}{100}\right) (100 + 21)} \\ &= \frac{1}{1.231} \times \frac{\Delta \varepsilon_{M2\text{中}}}{\varepsilon_{M0}} \quad (\text{III. 14}) \end{aligned}$$

4. 相関直線による実験資料の解析

例えば、Langer 橋の場合、式 (III. 7), (III. 9), (III. 10) を図示すると、図 III-6 のような相関直線が得られる。いま、中央支間载荷の 1 回の実験で、 $\Delta \varepsilon_{M1\text{支}}$ 、 $\Delta \delta_1$ 、 ε_{H1} が実測でき、同時に $\Delta \varepsilon_{M1\text{中}}$ がきまる。また、突支間载荷の 1 回の実験で、 $\Delta \varepsilon_{M2\text{中}}$ 、 $\Delta \delta_2$ 、 ε_{H2} が実測でき、同時に $\Delta \varepsilon_{M2\text{支}}$ がきまる。

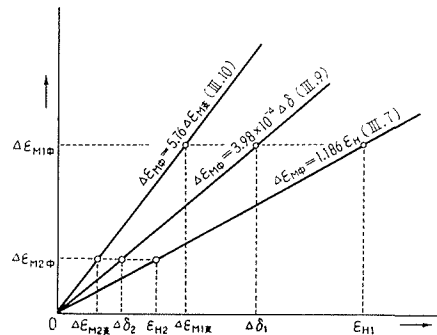


図 III-6

$\Delta \epsilon_{M1}$ 中, $\Delta \epsilon_{M2}$ 中がきまれば, 式(III-13) および式(III-14)により r_L が求まる。実験回数 131 回の資料に対して, この方法で求めた実験模型橋梁の不静定係数 r_s および r_L は, 表(III-1)のとおりであった。

また, そのときの桁のフランジの歪みおよび桁の撓みは 図 III-7~10 のとおりであり, あきらかに理論的傾向を辿っていることが確認された。

表 III-1

状態		cable	支 承	anchor	crown	滑 度	不 静 定 係 数	
							設計値	実験値
(I)	吊 橋	chain	楔なし	補 強			0.358	0.172
(II)	吊 橋	chain	楔なし	未補強				0.122
(III)	吊 橋	chain	楔あり	未補強				0.074
(IV)	吊 橋	wire	楔なし	補 強				0.110
(V)	Langer 橋		楔なし		hinge	緊 結	0.761	0.654
(VI)	Langer 橋		楔なし		slot	磨かず		0.622
(VII)	Langer 橋		楔なし		hinge	磨 き		0.453
(VIII)	Langer 橋		楔なし		slot	磨 き		0.307
(IX)	Langer 橋		楔あり		slot	磨 き		0.255

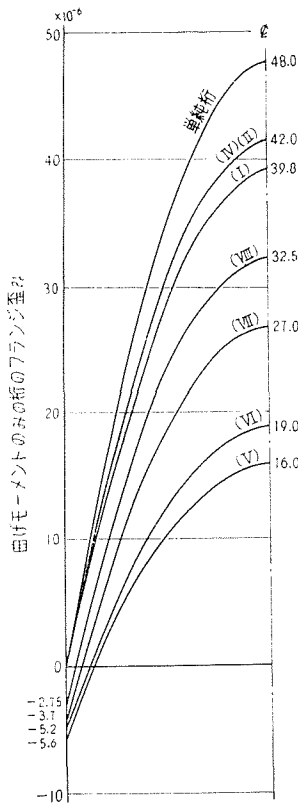


図 III-7 中央支間載荷

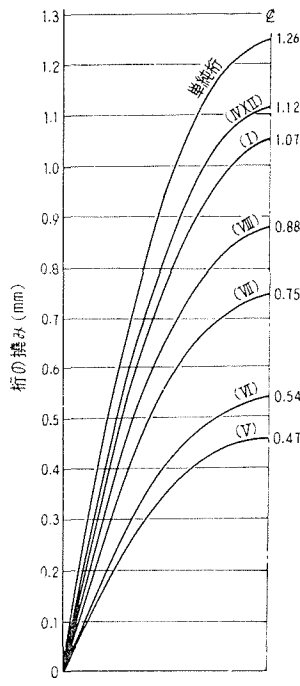


図 III-8 中央支間載荷

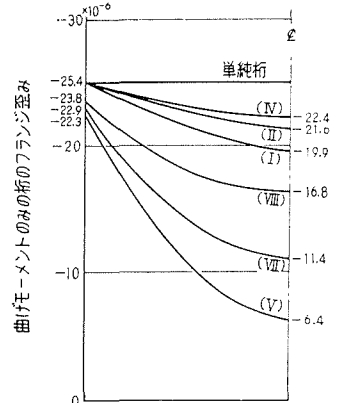


図 III-9 突支間載荷

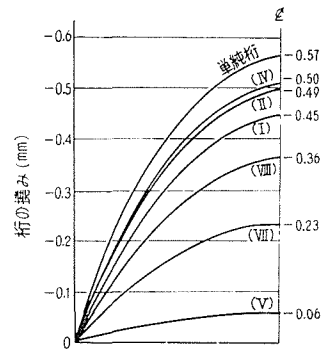


図 III-10 突支間載荷

§ 3. 吊橋の anchor の弾性移動を考慮したときの吊橋の不静定係数 γ_s

実験模型橋梁は、図 III-11 のような backstay anchor をもっており、backstay に力が生ずると、鋼床板が垂直方向に幾分弾性変形をする。この垂直弾性変形を dial gauge で実測し、バネ常数 δ_B を求めてみたら

$$\delta_B = 0.000095 \text{ cm/kg}$$

であった。

従って、吊橋の anchor の弾性移動を考慮したときの不静定係数 γ_s は、式 (II. 7) により

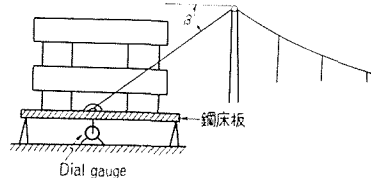


図 III-11

$$\gamma_s = \frac{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx}{\int_0^l \frac{M_x^2}{EI} dx + 2\gamma_s \delta_B \sec \beta} \cdot \gamma_s = \frac{\frac{1}{EI} \frac{8}{15} f_s^2 l_1}{\frac{1}{EI} \frac{8}{15} f_s^2 l_1 + 2\gamma_s \cdot \delta_B \cdot \sec \beta}$$

であり、いま表 (III-1) の吊橋の不静定係数の設計値 $\gamma_s=0.358$ を代入すれば

$$\gamma_s = \frac{\frac{8 \times 100^2 \times 700}{2.1 \times 10^6 \times 21613 \times 15}}{\frac{8 \times 100^2 \times 700}{2.1 \times 10^6 \times 21613 \times 15} + 2 \times 0.358 \times 0.95 \times 10^{-4} \times 1.31} \times 0.358 = 0.480 \times 0.358 = 0.172$$

となる。これは、表 (III-1) の吊橋の不静定係数の実験値 0.172 に一致した。

§ 4. Arch crown 部の開閉量

表 (III-1) において、chain cable 吊橋の不静定係数は $\gamma_s=0.172$ であった。また arch crown 関の開閉量の実験は、図 III-12 b, c, d, e のような 4 種の载荷状態について行なった。

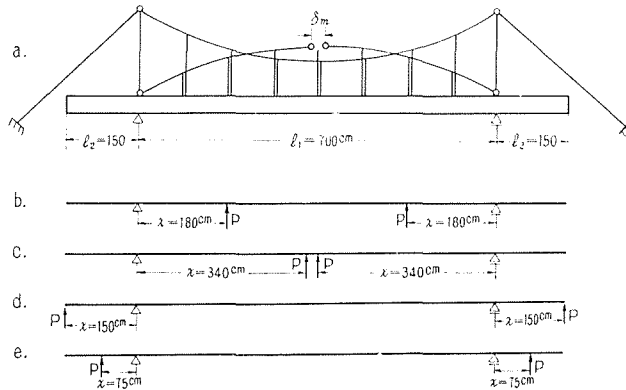


図 III-12-a~e

arch crown 部の開閉量の影響線理論式は、式 (II-44) および式 (II-46) により

$$\left. \begin{aligned} \delta_m &= \frac{P}{EI} \left\{ \frac{f_L l_1^2}{3} \left(\frac{x}{l_1} - \frac{2x^3}{l_1^3} + \frac{x^4}{l_1^4} \right) (1-\gamma_s) + \frac{e l_1^2}{2} \left(\frac{x}{l_1} - \frac{x^2}{l_1^2} \right) \right\} \cdots \text{中央支間載荷} \\ \delta_m &= \frac{P}{EI} \left\{ \frac{f_L l_1}{3} (1-\gamma_s) + \frac{e l_1}{2} \right\} x \cdots \cdots \cdots \text{突支間載荷} \end{aligned} \right\} \text{(III. 15-16)}$$

であった。これに $f_L=100$ cm, $l_1=700$ cm, $e=21$ cm, $EI=4.63 \times 10^{10}$ kg cm², $\gamma_s=0.172$ および 図 III-12 b~e の x の値を代入したときの δ_m と P との間の理論直線を図示し、同時に δ_m の実測値 (dial gauge で測定) を、プロットしたら (○印), 図 III-13~16 のとおりであった。すなわち, 理論値と実測値とは, よく一致していた。結局, 不静定係数 γ_s が合理的に決定される限り, 両値の完全な合一性を示し, また arch crown 部の水平変位の制御が円滑に行なわれ, 同時に, 式 (II. 44) および式 (II. 46) などの影響線理論式が正しいものであることを確認した。これらによって, side span surcharge method による prestress 工法は, 翔竜橋架設の実地に応用して良好な成果を期待しうるものと確信するに至った。

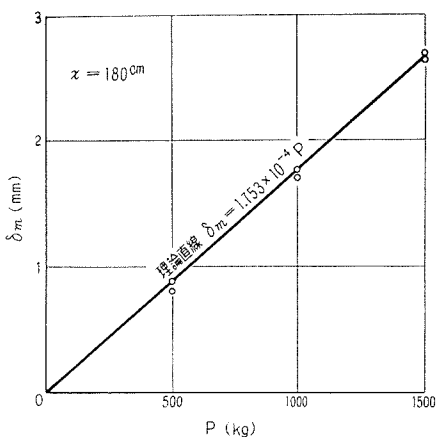


図 III-13 中央支間載荷

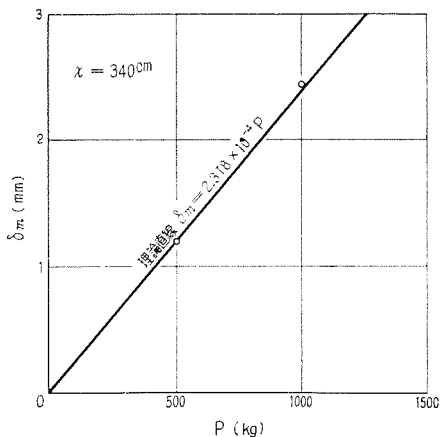


図 III-14 中央支間載荷

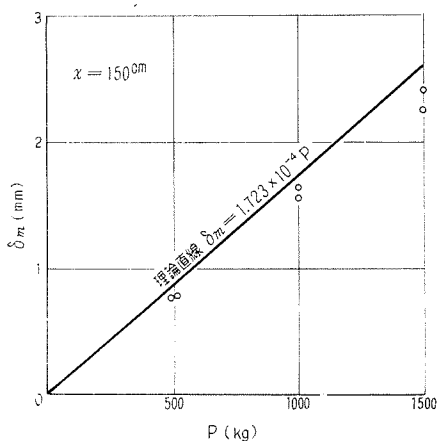


図 III-15 突支間載荷

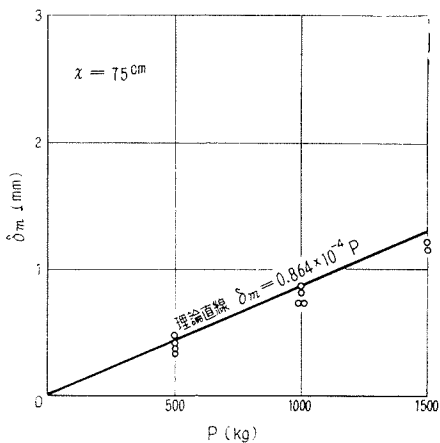


図 III-16 突支間載荷

IV. 翔竜橋の現場実験

§1. 概 要

翔竜橋は、北海道空知川に、北海道開発局によって新設されたもので、中央支間 65 m、突支間 6.5 m、吊支間 21.1 m、主桁間隔 7.5 m、橋長 246.8 m、活荷重 TL-14 を負担する 2 等級 balanced Langer 桁橋で、架設計画は、本研究の prestress 導入工法にもとづいて、調整荷重として側支間鋼死荷重を突桁端に載荷して、開放拱頂部の水平変位を完了せしめる後に、拱頂部をを鉸結閉合して架設用吊橋を撤去する方法を採用した。翔竜橋の架設状態は、写真 IV-1 のとおりである。



写真 IV-1

架設中、prestress 導入時の実験項目は次のとおりであった。

(i) 突桁端の垂直変位量, (ii) 中央支間の桁の支間中央および 4 分の 1 点の垂直変位量, (iii) arch crown 部の開閉量, (iv) 中央支間の桁の応力分布, (v) backstay cable の張力, (vi) cable anchor block の移動量。そして、主構の歪み測定点として 66 箇所を選定した。

§2. 現場実験の資料の解析

I. 翔竜橋の換算断面二次モーメントと不静定係数

翔竜橋の実際の断面諸元を用いて、式 (II. 27) ー 式 (II. 37) により、換算断面二次モーメントを計算すると表 IV-1 のとおりである。

表 IV-1

載荷状態	条 件	式	換 算 断 面 二 次 モー メ ン ト
	支点撓角を等しくするような 支間中央の撓みを等しくするような	(II. 27) (II. 28)	1250874 cm ⁴ 1082098
	載荷支点の撓角を等しくするような 無載荷支点の撓角を等しくするような 支間中央の撓みを等しくするような	(II. 29) (II. 30) (II. 31)	1314357 1129015 1082098
	支点撓角を等しくするような 支間中央の撓みを等しくするような	(II. 32) (II. 33)	1082098 1048251
	支点撓角を等しくするような 支間中央の撓みを等しくするような	(II. 34) (II. 35)	1128399 1061349
	突桁端の撓角を等しくするような 突桁端の撓みを等しくするような	(II. 36) (II. 37)	2086863 2280571

また、翔竜橋の理論的な不静定係数は次のとおりであった。

$$\gamma_L = 0.976, \quad \gamma_S = 0.765 \quad (\text{架設用吊橋})$$

2. 応力調整中の部材の変形

応力調整中の部材の変形について、その理論値と実測値とを比較すれば表IV-2のとおりであった。

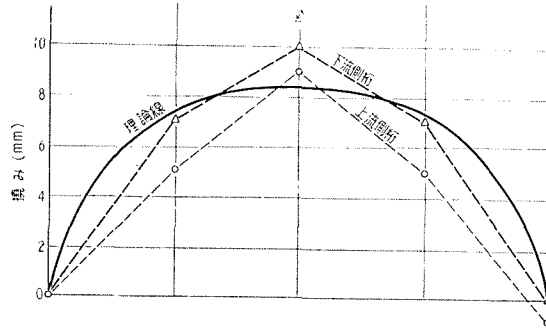


図 IV-1 実験 I

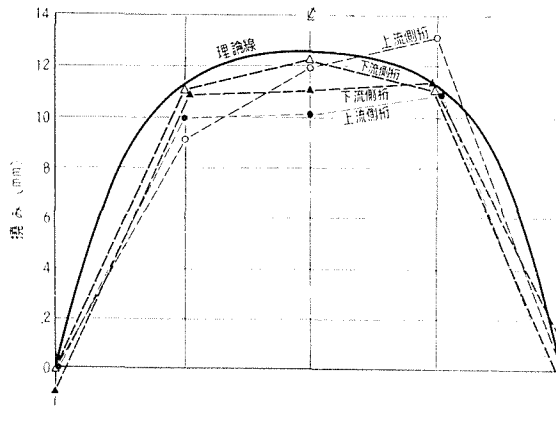


図 IV-2 実験 II

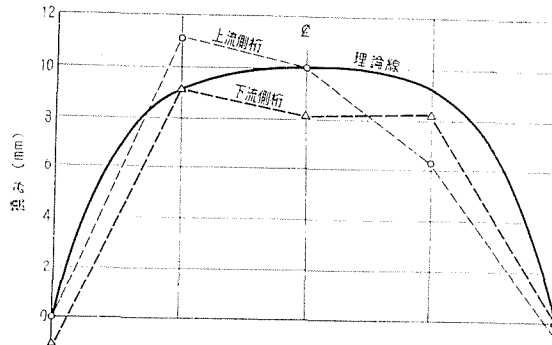


図 IV-3 実験 III

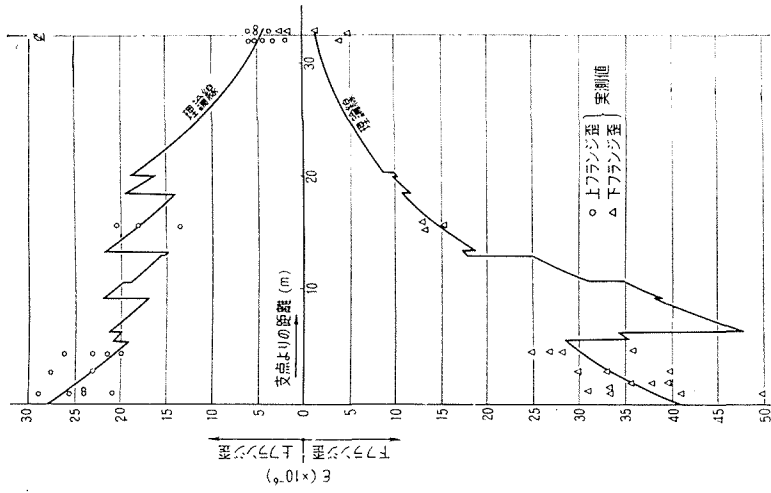


図 IV-6 実験 III

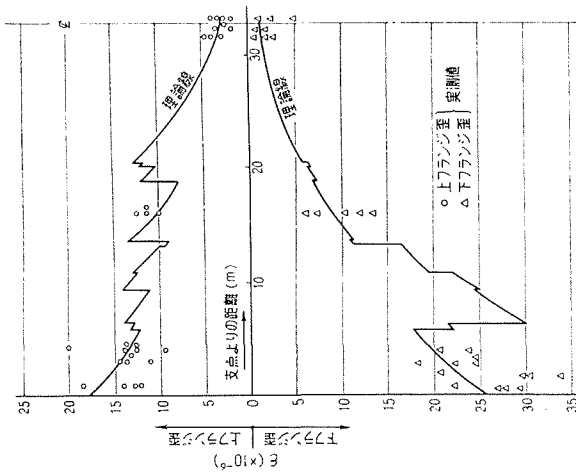


図 IV-5 実験 II

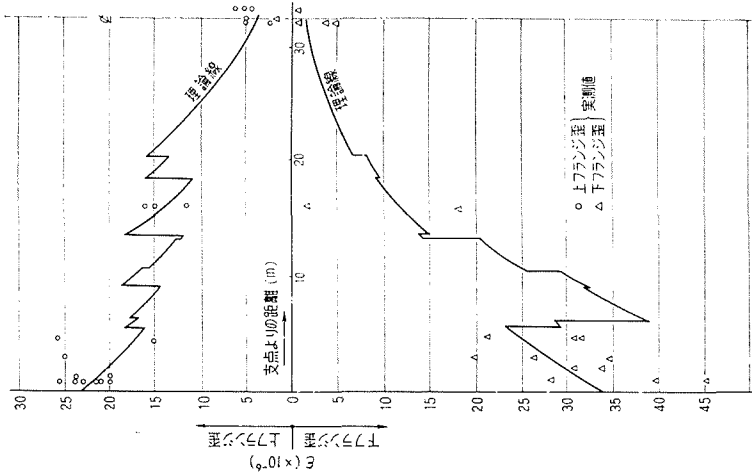


図 IV-4 実験 I

表 IV-2

	実 験 I		実 験 II		実 験 III	
	理論値	実測値	理論値	実測値	理論値	実測値
実桁端の垂直変位 (mm)	5.00	5.00	7.63	7.63	6.06	5.81
支間中央の垂直変位 (mm)	8.15	9.50	12.40	11.25	9.86	9.00
arch crown 部の開閉量 (mm)	6.00	7.20	10.99	10.50	8.75	6.50

また、中央支間の桁の変形について、理論線と実測値とを比較すれば図 IV-1~3 のとおりであった。

また、中央支間の桁の歪みについて、理論線と実測値とを比較すれば図 IV-4~6 のとおりであった。すなわち、いずれも、理論値と実測値とがよく合っており、当初に期待せられた prestress は、良好な精度と制御性をもって中央支間補剛桁に計画的に導入しえたものと確認された。

V. あとがき

Side span surcharge method による balanced Langer 橋の prestress 工法について、まずその理論的体系を立て、これを室内模型による多種広汎な実験によってその適用性を吟味し、ついで翔竜橋の新設工事に当つてこれを応用して良好な結果を得、結局、経済的 prestress 工法である side span surcharge method の実用化に成功した。本研究は、昭和 33 年末より昭和 36 年 2 月まで、約 2 カ年の期間行なわれたものである。この間、昭和 34、35 年度の 2 カ年間、文部省科学試験研究費の助成をうけ、さらに、実験模型橋梁の製作設置等について、北海道開発局の援助をうけたことに対して謝意を表す。また、本研究の全般を通じて、北海道大学工学部今俊三教授に、適切なる助言と御指導をいただき感謝にたえない。なお、翔竜橋の現場実験については、北海道開発局大島久枝官に、また、室内模型実験については、北海道大学工学部橋梁研究室菅原登助手、三浦登助手に御協力をいただき謝意を呈する次第である。