

表-1

	自己振動週期	倍率
上下動	0.95 sec	12 倍
水平動	0.90 "	30 "

調査した。振動計は、変位振動計で「上下動と水平動の1方向及び時間の刻みとをゼンマイ装置による繰出し式——平均速度 10 mm/sec——の1連の紙上に同時にインクで記録するものであり、振子の自己振動週期及び倍率は表-1 のようである。

本試験に対し多大の援助を受けた神奈川県技師来島 武氏に謝意を表す。

(4-11) ゲルバー橋の振動について

正員 建設省土木研究所 安 部 清 孝

ゲルバー橋の設計に当つては、高次の固有振動ができるだけ離れて起るように鉸位置、構造様式並びに部材の選定に細心の注意を払わなければならないが、この報告ではゲルバー橋の揺れやすいことに対する実証のための実験並びに計算結果につき簡単に説明する。

〔1〕 模型ゲルバー桁の振動実験結果 ここでは図-1 に示すような断面の巾 3.0 cm, 厚さ 0.68 cm なる檜製模型ゲルバー桁の振動実験結果につき説明する。

ゲルバー橋の起振には人の指力を使用し、振動測定には手持振動計を不動支持台に載せて桁の裏側に測定尖端をあてたもの

を使用した。桁のいろいろな場所をいろいろな力で起振し、いろいろな場所で測定を行つた結果、つぎのごとき固有振動周期が得られた。

第 n ($n=1, 2, \dots, 7$) 次の固有振動周期の実測値 T_{an} は

$$\begin{aligned} T_{a1} &= 0.0875 \sim 0.0950 \text{ sec}, & T_{a2} &= 0.0390 \sim 0.0445 \text{ sec}, & T_{a3} &= 0.0288 \sim 0.0325 \text{ sec}, \\ T_{a4} &= 0.0180 \sim 0.0202 \text{ sec}, & T_{a5} &= 0.0137 \sim 0.0145 \text{ sec}, & T_{a6} &= 0.0095 \sim 0.0113 \text{ sec}, \\ T_{a7} &= 0.0065 \sim 0.0073 \text{ sec}, \end{aligned}$$

〔2〕 模型ゲルバー桁の固有振動周期の計算値 (1) 第 I 種ゲルバー桁としての固有振動周期の計算値 (図-1 参照)

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.09528 \text{ sec}, & T_2 &= 0.04500 \text{ sec}, & T_3 &= 0.03285 \text{ sec}, & T_4 &= 0.02035 \text{ sec}, & T_5 &= 0.01498 \text{ sec}, \\ T_6 &= 0.01158 \text{ sec}, & T_7 &= 0.00737 \text{ sec}, & T_8 &= 0.00611 \text{ sec}, & T_9 &= 0.00599 \text{ sec}, & T_{10} &= 0.00433 \text{ sec}. \end{aligned}$$

この場合の振動の正規函数は図-4 のごとくである。

(2) 第 I 種旋着桁としての非連成固有振動周期の計算値 (図-3 参照)

図-4

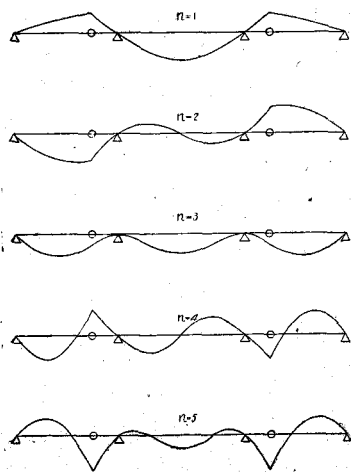
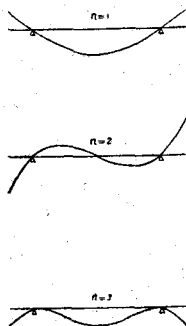


図-5



$$\begin{aligned} T_1' &= 0.09500 \text{ sec}, & T_2' &= 0.04372 \text{ sec}, \\ T_3' &= 0.02984 \text{ sec}, & T_4' &= 0.01499 \text{ sec}, \\ T_5' &= 0.00764 \text{ sec}, & T_6' &= 0.00438 \text{ sec}. \end{aligned}$$

この場合の振動の正規函数は図-5 のごとくなる。

(3) 第 II 種吊桁としての非連成固有振動周期の計算値 (図-3 参照)

$$\begin{aligned} T_1'' &= 0.03706, & T_2'' &= 0.01384 \text{ sec}, \\ T_3'' &= 0.00538 \text{ sec}. \end{aligned}$$

〔3〕 結 語

例えば図-1 に示すようなゲルバー桁は ∞^5 個の正則振動型の振動をするものであるか、 ∞^1 個の正則振動型の振動をするものであるかということはまだ不明のままに残されているけれども、工学上の目的を達するという意味においては、 ∞^1 個の正則型の振動をするものであるという仮定の下に得られたゲルバー桁の振動性状に關す

いろいろな上記の理論結果は有意義なものであり、かつ実測結果に割合よく合致するものであることが確かめられた。理論結果よりして、ゲルバー桁が揺れやすいことの理由が判明し、それと同時に振動学的に最も合理的な鉸位置の選定方法はいかにすべきかという一般的考察も可能となり、さらにゲルバー桁の碇着部分の低次の振動は碇着桁の非連成振動によつて充分に表わされること、及びゲルバー桁の高次の振動は吊桁の振動の影響が効いてくることが判明した。変断面ゲルバー桁橋並びにゲルバートラス橋の振動に関する一般的説明は“建設省土木研究所報告 86 号”に委ねる。

(4-12) 橋梁下部構造の振動性状に関する二、三の基礎的問題

准員 京都大学工学部 後 藤 尚 男

基礎地盤を考慮した橋梁下部構造の振動性状が橋梁耐震学の動力学的取扱いの根幹をなすものであるという着眼から、講演者はここ数年来各種の研究結果を報告してきた。本講演では同一の研究目的から次の2課題を対象として、新たに収めた研究成果を報告する。

- (1) 橋梁下部構造は基礎地盤と関連して、弾性振動するものであるか、動揺振動するものであるか。
- (2) 基礎地盤を簡単にバネ係数 $K(x)$ で表わす場合、 $K(x)$ は根入深さ方向にいかなる分布をとるか。

上記(1)に対しては固有周期、(2)に対しては模型実験に重点をおいた。

1. 弾性振動理論による固有周期 基礎反力係数 $K(x_1)$ を1次変化と仮定すると、根入部区間1、地上部区間2に対して、自由振動の基礎微分方程式がそれぞれ次式で与えられる(記号は講演時に示す)。

$$E_1 I_1 \frac{\partial^4 y_1}{\partial x_1^4} + b_1 K_A \left(1 - \frac{x_1}{d}\right) y_1 + \rho_1 a_1 \frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2} = 0, \quad E_2 I_2 \frac{\partial^4 y_2}{\partial x_2^4} + \rho_2 a_2 \frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2} = 0 \quad (1)$$

現地実験から根入、地上両区間は実質的に1体となつて振動すると考えてよいことがわかつたので、正規函数 $u(x_1)$, $u(x_2)$ 、時間函数は共通に q を用いると、式(1)の解は次式で表わされる。

$$y_1 = u(x_1)q, \quad y_2 = u(x_2)q, \quad \text{ただし} \quad q = A \cos nt + B \sin nt. \quad (2)$$

式(2)を式(1)に入れると、

$$E_1 I_1 \frac{d^4 u_1}{dx_1^4} + \left\{ b_1 K_A \left(1 - \frac{x_1}{d}\right) - n^2 \rho_1 a_1 \right\} u_1 = 0, \quad E_2 I_2 \frac{d^4 u_2}{dx_2^4} - n^2 \rho_2 a_2 u_2 = 0 \quad (3)$$

式(1)、(3)の第2式は周知のとおりであるので省略する。式(3)第1式を次のように変形する。

$$\frac{d^4 u_1}{dx_1^4} + \xi u_1 = 0, \quad \text{ただし} \quad \xi = \sqrt{\frac{b_1 K_A}{E_1 I_1 d} \left(d - x_1 - \frac{d \rho_1 a_1}{b_1 K_A} n^2 \right)} \quad (4)$$

根入部：式(4)、地上部：式(3)第2式を境界及び接続条件を満足するように連立させると、8行8列の行列式をうる。これを解いて振動数方程式をつくり、試算繰返法によつて振動数 n 、したがつて固有周期 T を算出した。

2. 動揺振動理論による固有周期 第8回年次講演会報告結果(昭.27.5.25)に下部構造根入部最下端の底面反力を考慮する。この結果前回根入部最下端 A で曲げモーメント $M_A = 0$ であつたのを、

$$M_A = \frac{b_1 K_A c_1^3}{12} \varphi_A, \quad \begin{cases} b_1, c_1: \text{根入部巾及び厚さ,} \\ K_A, \varphi_A: A \text{ 点の反力係数及び撓み角.} \end{cases} \quad (5)$$

として撓み曲線を決定して、エネルギー法を用いて第1次固有周期を計算した。

3. 弾性、動揺振動に関する実験研究

(1) 室内模型実験 基礎地盤を寒天でつくり、その上に弾性振動に対しては非常に撓みやすい断面極小の鉄材橋脚、動揺振動に対してはほとんど撓まないやや断面の大きい檜材橋脚をつくつて、各種の寒天濃度に対して第1次固有周期を測定した。この結果1、2とも定性的には理論解が合理的であることがわかつた。

(2) 現地橋脚での実験結果 現在までに実測した現地橋脚の第1次固有周期実験値は、地表面で完全固定とした計算値のいずれも約4倍となつている。この比は結局現地の橋梁下部構造は定量的に動揺振動の傾向が強いことを表わしている。

4. 基礎反力係数 $K(x_1)$ 分布の実験 大型模型鉄材橋脚を軟弱地盤上につくり、これに抵抗線歪計：曲げモーメント $M(x_1)$ 測定、及び抵抗線歪計利用の小型土圧計：土圧 $p(x_1)$ 測定、を根入深さ方向に数個設置した。