る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ほど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成果を報告してきた。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)。

$$E_1I_1\frac{\partial^4 y_1}{\partial {x_1}^4}+b_1K_A\left(1-\frac{x_1}{d}\right)y_1+\rho_1 a_1\frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2}=0,\qquad E_2I_2\frac{\partial^4 y_2}{\partial {x_2}^4}+\rho_2 a_2\frac{\partial^2 y_2}{\partial t^2}=0 \quad\cdots\cdots(1)$$

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。

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

式 (2) を式 (1) に入れると，

$$E_1I_1\frac{d^4u_1}{d{x_1}^4}+\left\{b_1K_A\left(1-\frac{x_1}{d}\right)-n^2\rho_1a_1\right\}u_1=0,\qquad E_2I_2\frac{d^4u_2}{d{x_2}^4}-n^2\rho_2a_2u_2=0 \quad\cdots\cdots(3)$$

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。

$$\frac{d^4u_1}{d\xi^4}+\xi u_1=0,\quad \text{ただし}\quad \xi=\sqrt[5]{\frac{b_1K_A}{E_1I_1d}}\left(d-x_1-\frac{d\,\rho_1a_1}{b_1K_A}n^2\right) \quad\cdots\cdots(4)$$

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，

$$M_A=\frac{b_1K_Ac_1^3}{12}\varphi_A,\qquad \begin{cases} b_1,c_1：\text{根入部巾及び厚さ}, \\ K_A,\varphi_A：A\ \text{点の反力係数及び撓み角}。\end{cases} \quad\cdots\cdots(5)$$

として静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，動揺両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という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。

$$K(x_1)=p(x_1)/\eta_1(x_1),\quad \eta_1(x_1)=-\iint\frac{M(x_1)}{EI}dx_1dx_1+C_1x_1+C_2 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

式 (6) で C_1, C_2 は地表面の η_B を測定し，かつ $p(x_1)_D:\eta_D=0$ という2条件から決定して $\eta(x_1)$ を求めた。

本研究は昭和 27 年度科学研究助成補助費による「橋梁下部構造の振動性状に関する基礎的研究」の成果の一部である。

(4—13) 橋梁の動力学的研究

(ランガートラス橋那珂川大橋の振動及び応力)

正員　東京大学工学部　工博　平　井　敦
正員　同　○奥　村　敏　恵

本報告は標題の文部省科学綜合研究に関連して行つた研究報告の一部である。この研究ではまず実験室において，桁及びトラスの模型をつくり，スパン中央に偏心荷重をもつ強制振動荷重を与え，撓み及び応力を測定し，これ等の桁の振動に関する基本的性格を明らかにしようと試みた。また実在の多くの橋梁の振動及び応力を測定し，その動的効果をしらべた。本報告はそのうちのランガートラス橋那珂川大橋に関する報告である。

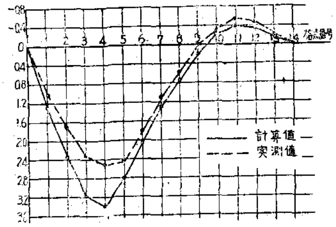
橋梁の振動の性格に関してはすでに多くの報告がなされているが，なお十分な性格をつかむに到つていないようである。特にランガー橋はよく振動するといわれているが，設計の指針となる性格については十分究明されていない。本実験ではその点の究明に重点をおいた。

主要な測定事項は桁の $^1/_2$ 点と $^1/_4$ 点の撓み及び振動に関する性格の比較，電気抵抗線歪計 12 個のきりかえ装置を有する静的測定装置と 6 成分の動的測定装置を用い上弦拱材，トラス部材，吊材のうち応力の流れに関し主要なる部材の応力測定，固有振動の測定等であつた。荷重としては満載 12t のトラック 2 台を用い，単車，連行，並行の3種類の状態について速度効果をしらべた。なお $^1/_4$ 点においた障害物の影響もしらべた。固有振動の測定はかけ足によつた。

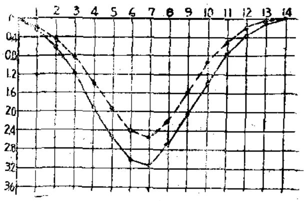
測定結果　主要な測定結果をあげると次のようである。

図—1, 2 は計算と実測の撓みの結果を比較したものである。これによると実測値は計算値の大体 74～83% になつている。なお有効スパンに対する撓みをその桁の剛度と考えると，明らかに $^1/_4$点の撓みは $^1/_2$点の撓みに比較し危険側の値になつている。すなわち設計に関しては $^1/_4$ 点の撓みを重視すべきである。走行荷重による動的効果の一例を表—1 に示す。

図—1　$^1/_4$ 点撓み影響線



図—2　$^1/_2$ 点撓み影響線



表—1

障害物なし			障害物を 1/4 点におく		
走行速度 (km/h)	1/4 点撓み増加率	1/2 点撓み増加率	走行速度 (km/h)	1/4 点撓み増加率	1/2 点撓み増加率
11.0	0.147	0.160	12.0	0.240	0.160
21.0	0.216	0.142	21.0	0.240	0.197
28.6	0.229	0.165	28.6	0.248	0.222
38.2	0.163	0.177	37.0	0.177	0.238
42.0	0.097	0.209	42.0	0.195	0.241

比較的低速度で動的効果の影響がいちじるしくなり，特に障害物のある場合にこの傾向いちじるしく，かつ障害物により動的効果を増加することが示された。

かけ足による振動は一種の唸りに似た振動波形が得られた。これを解析した結果 $^1/_4$ 点で 3.00 サイクル/sec, $^1/_2$ 点で 2.98 サイクル/sec，大体において約 3 サイクル/sec の固有振動を持つことが明らかとなつた。振動撓み