

橋梁下部構造の振動性状について

准員 後藤 尚 男*

ON A VIBRATION CHARACTERISTICS OF THE
BRIDGE SUBSTRUCTURE

(JSCE April 1953)

Hisao Gotō, C.E. Assoc. Member

Synopsis For the fundamental studies on the earthquake-proof of the bridge, the vibration characteristics of the independent bridge substructure are investigated theoretically taking the flexibility of the foundation ground into consideration. The flexibility of the foundation ground is expressed as the foundation reaction coefficient K increases with the depth of the foundation. The computed values and the measured values of the natural periods are compared with and discussed.

要旨 橋梁の耐震性に関する基礎的研究として基礎地盤の可撓性を考慮に入れた橋梁下部構造単体の振動性状を理論的に取扱つたものである。この場合基礎地盤の可撓性は下部構造の根入方向に増大する基礎反力係数 K で表わし、特に固有周期を計算して現地橋梁における実測値と比較検討した。

1. 緒 言

橋梁下部構造の振動性状が橋梁震害の重大な原因となるという事実に着目して、筆者は先に基礎地盤の可撓性を考慮に入れた橋梁下部構造の振動性状に関する理論解を導いて、この結果を中角橋梁に適用してある程度の成果をえた²⁾。しかし実際には基礎反力係数 K は根入方向に増大している方が適当であるので、 K が1次的に増大する場合につき静撓み曲線 η を近似的に計算した³⁾。本文ではこの η を厳密に計算して振動性状を一層明確にした。

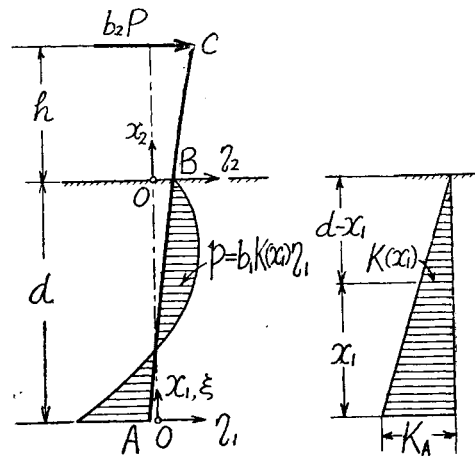
下部構造根入部の反力分布は物部博士が Engel 教授の実験結果を引用して2次曲線とし⁴⁾、また Otto Stötzner 氏は G. Sulzberger 博士が基礎係数は1次的に増大するとしたことより、反力分布を2次曲線で表わしている⁵⁾。しかしこれらは結局井筒または送電線柱の剛性を無限大としてその回転のみを考えて、

変位(1次)×基礎係数(1次)=基礎反力(2次)として取扱つている。本文ではこの点橋脚井筒の剛性を考慮して厳密に微分方程式から解くことにする。

* 京都大学講師，工学部土木工学教室

**実際には橋脚，井筒接続点は基礎地表面とほとんど一致しているので，AB, BC はそれぞれ井筒，橋脚を表わすと考えてよい。

図-1



さて橋梁下部構造単体を図-1のようにABCで表わし，ABを根入部，BCを地上部とする**。この場合振動の微分方程式はAB, BC区間で別個にたつが，A, C点が自由端であり，しかも K が常数でないことから振動方程式はいちじるしく複雑となり，これから振動方程式に従って固有周期を数値計算することはほとんど不可能となる。このような場合 Rayleigh, Ritz, Galerkin, Grammel 等の方法が考えられるが，本文では静撓み曲線を用いる Rayleigh の方法を適用することにする。

2. 振動曲線 η

時間-変位曲線 y が静撓み曲線 η に相似であると考え，図-1に示すように橋脚頂部cに水平荷重 b_2p が

作用した場合の η_1, η_2 を η に採用する*。反力係数 K は 図-1 のように座標を選ぶと一般に、

$$K(x_1) = K_A \left(\frac{d-x_1}{d} \right)^n$$

と表わされ、 $n=1, 2, 3, \dots$ の各場合は同様な取扱いで解くことができる**。しかしこの $K(x_1)$ の形は実験的に決定されねばならないので本文では一応 $n=1$ を代表的に取扱う。この $n=1$ と考えることは後述のようになり合理的である。

こうしたことから基礎反力 p は

$$p = b_1 K(x_1) \eta_1 = b_1 K_A \frac{d-x_1}{d} \eta_1$$

で表わされるので、荷重 $b_2 p$ の作用に対して AB, BC 区間でそれぞれ次式が成立つ。

$$E_1 I_1 \frac{d^4 \eta_1}{dx_1^4} + b_1 K_A \frac{d-x_1}{d} \eta_1 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$E_2 I_2 \frac{d^4 \eta_2}{dx_2^4} = 0 \dots\dots\dots (2)$$

ここに EI, b, d は下部構造の曲げ剛性、奥巾及び根入深さを表わす。式(1)において変換

$$\xi = \sqrt[5]{\frac{b_1 K_A}{E_1 I_1 d}} (d-x_1) = m(d-x_1) \dots\dots\dots (3)$$

を行うと式(1)は

$$\frac{d^4 \eta_1}{d\xi^4} + \xi \eta_1 = 0 \dots\dots\dots (4)^+$$

$$\eta_1 = \{A_1 f_1(\xi) + A_2 f_2(\xi) + A_3 f_3(\xi) + A_4 f_4(\xi)\} P,$$

$$f_1(\xi) = 1 - \frac{1}{5!} \xi^5 + \frac{6}{10!} \xi^{10} - \frac{11 \cdot 6}{15!} \xi^{15} + \frac{16 \cdot 11 \cdot 6}{20!} \xi^{20} - \dots\dots\dots,$$

$$f_2(\xi) = \xi - \frac{2}{6!} \xi^6 + \frac{7 \cdot 2}{11!} \xi^{11} - \frac{12 \cdot 7 \cdot 2}{16!} \xi^{16} + \frac{17 \cdot 12 \cdot 7 \cdot 2}{21!} \xi^{21} - \dots\dots\dots,$$

$$f_3(\xi) = \xi^2 - \frac{3 \cdot 2}{7!} \xi^7 + \frac{8 \cdot 3 \cdot 2}{12!} \xi^{12} - \frac{13 \cdot 8 \cdot 3 \cdot 2}{17!} \xi^{17} + \frac{18 \cdot 13 \cdot 8 \cdot 3 \cdot 2}{22!} \xi^{22} - \dots\dots\dots,$$

$$f_4(\xi) = \xi^3 - \frac{4 \cdot 3 \cdot 2}{8!} \xi^8 + \frac{9 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 2}{13!} \xi^{13} - \frac{14 \cdot 9 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 2}{18!} \xi^{18} + \frac{19 \cdot 14 \cdot 9 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 2}{23!} \xi^{23} - \dots\dots\dots,$$

..... (6)

また式(2)の一般解は周知のとおり、

$$\eta_2 = (B_1 x_2^3 + B_2 x_2^2 + B_3 x_2 + B_4) P \dots\dots\dots (7)$$

で与えられる。式(6), (7)における A, B 8箇の積分定数⁺

$$A_1 = B_4 = \frac{1}{\alpha} \left\{ -\beta_1 f_2'''(\xi_A) + \beta_2 f_2''(\xi_A) \right\}, A_2 = -\frac{B_3}{m} = \frac{1}{\alpha} \left\{ \beta_1 f_1'''(\xi_A) - \beta_2 f_1''(\xi_A) \right\}$$

$$A_3 = 3mhA_4 = \frac{b_2 h P}{2E_1 I_1 m^2}, B_1 = -\frac{B_2}{3h} = -\frac{b_2 P}{6E_2 I_2}$$

$$\text{ここに, } \alpha = f_1''(\xi_A) f_2'''(\xi_A) - f_1'''(\xi_A) f_2''(\xi_A),$$

$$\beta_1 = A_3' f_3''(\xi_A) + A_4 f_4''(\xi_A), \beta_2 = A_3 f_3'''(\xi_A) + A_4 f_4'''(\xi_A)$$

..... (8)

また $f_1''(\xi_A) \sim f_4''(\xi_A), f_1'''(\xi_A) \sim f_4'''(\xi_A)$ は式(6)の各 $f(\xi)$ の微分値に $\xi = \xi_A$ とおいた値で ξ_A

* すべて AB 区間は添字 1, BC 区間は添字 2 を付することにする。

** その他本文式(4)の係数が ξ の冪級数で展開されるときは本文の計算法と同様になる。

+ となる。式(4)の解は A を未知数として次の冪級数で与えられる。

$$\eta_1 = \{A_1 + A_2 \xi + A_3 \xi^2 + A_4 \xi^3 + A_5 \xi^4 + A_6 \xi^5 + \dots\} P \dots\dots\dots (5)$$

これを順次微分して η_1'''' を求め、これと $\xi \eta_1$ とを原式(4)に代入して変数 ξ の各冪の各係数を 0 に等しいとおくことによつて次の関係を得る。

$$A_5 = 0, A_6 = -\frac{A_1}{5!}, A_7 = -\frac{2}{6!} A_2,$$

$$A_8 = -\frac{3 \cdot 2}{7!} A_3,$$

$$A_9 = -\frac{4 \cdot 3 \cdot 2}{8!} A_4, A_{10} = -\frac{A_5}{9 \cdot 8 \cdot 7 \cdot 6} = 0,$$

$$A_{11} = -\frac{A_6}{10 \cdot 9 \cdot 8 \cdot 7} = \frac{3 \cdot 2}{10!} A_1,$$

$$A_{12} = -\frac{A_7}{11 \cdot 10 \cdot 9 \cdot 8} = \frac{7 \cdot 2}{11!} A_2,$$

$$A_{13} = -\frac{A_8}{12 \cdot 11 \cdot 10 \cdot 9} = \frac{8 \cdot 3 \cdot 2}{12!} A_3,$$

$$A_{14} = -\frac{A_9}{13 \cdot 12 \cdot 11 \cdot 10} = \frac{9 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 2}{13!} A_4 \dots\dots\dots.$$

これらを式(5)に入れると式(4)の一般解は次式となる⁶⁾。

+ 数は 図-1 において A 端で自由: 2, B 点で接続: 4, C 端で自由: 2 の合計 8 箇の条件式から次のように決定される。

は式(3)から次式で与えられる。

$$\xi_A = (\xi)_{x_1=0} = \sqrt[5]{\frac{b_1 K_A}{E_1 I_1 d}} d = md \dots\dots\dots (8')$$

3. 固有振動

振動曲線 η が式(6), (7)及び(8)で決定されたので時間-変位曲線 y_j は q_t を時間函数として AB, BC 両

区間を一体と考えることにより次式で表わされる。

y_j = \eta_j q_t, j=1, 2, \dots (9)

これから位置のエネルギー V は外力仕事 b_2 P \eta_c / 2^+

V = [\frac{E_1 I_1 m^3}{2} \int_0^{\xi_A} (\frac{d^2 \eta_1}{d\xi^2})^2 d\xi + \frac{b_1 K_A}{2 m^2 d} \int_0^{\xi_A} \xi \eta_1^2 d\xi + \frac{E_2 I_2}{2} \int_0^h (\frac{d^2 \eta_2}{dx^2})^2 dx] q_t^2 = \frac{b_2 P}{2} \eta_c q_t^2 = \lambda q_t^2
T = [\frac{w_1 a_1}{2 m g} \int_0^{\xi_A} \eta_1^2 d\xi + \frac{w_2 a_2}{2 g} \int_0^h \eta_2^2 dx + \frac{W}{2 g} \eta_c^2] \dot{q}_t^2 = \mu \dot{q}_t^2
F = [\frac{k_1 w_1 a_1}{2 m g} \int_0^{\xi_A} \eta_1^2 d\xi + \frac{k_2 w_2 a_2}{2 g} \int_0^h \eta_2^2 dx + \frac{b_1 R}{2 m} \int_0^{\xi_A} \eta_1^2 d\xi + \frac{b_2 f}{2} \eta_c^2] \dot{q}_t^2 = \nu \dot{q}_t^2
.....(10)

ここに \xi_A, m は式(8'), \eta_c = (\eta_2)_{x_2=h}, W は頂部 C に載荷される上部構造の重量で, その他はすべて先回と同じ号とする。これから Lagrange の運動方程式を適用して固有振動の式を求める。固有振動数 n, \omega^+

+ に等しいとき, 運動のエネルギー T, 散逸函数 F 先回と同様に考えて?),

+ つて固有周期 T は式(6), (7), (8)の結果を用いて計算を遂行すると次式となる。

T = \frac{2 \pi}{n} = 2 \pi \sqrt{(\mu_1 + \mu_2 + \mu_3) \frac{b_2 P}{2} \eta_c} \dots (11)

ここに, \eta_c = (B_1 h^3 + B_2 h^2 + B_3 h + B_4) P,

\mu_1 = \frac{w_1 a_1}{2 m g} \int_0^{\xi_A} \eta_1^2 d\xi = \frac{w_1 a_1}{2 m g} P^2 I(\xi_A),

I(\xi_A) = A_1^2 \xi_A^4 (1 - 277.777 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.661375 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 17.286413 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ A_2^2 \xi_A^3 (0.333 - 69.444 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.064750 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 1.091421 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ A_3^2 \xi_A^5 (0.200 - 23.809601 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.010784 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 0.121050 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ A_4^2 \xi_A^7 (0.142865 - 9.920633 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.002492 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 0.019200 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ 2 A_1 A_2 \xi_A^2 (0.500 - 158.730145 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.209603 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 4.455374 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ 2 A_1 A_3 \xi_A^3 (0.333 - 119.047624 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.089802 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 1.586488 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ 2 A_1 A_4 \xi_A^4 (0.250 - 99.206311 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.047489 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 0.696945 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ 2 A_2 A_3 \xi_A^4 (0.250 - 44.091777 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.026842 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 0.371409 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ 2 A_2 A_4 \xi_A^5 (0.200 - 33.730185 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.013592 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 0.156812 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots)
+ 2 A_3 A_4 \xi_A^6 (0.1666 - 16.233806 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.005272 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - 0.049128 \times 10^{-10} \xi_A^{15} + \dots),
.....(11')

\mu_2 = \frac{w_2 a_2 h P^2}{2 g} [\frac{B_1^2}{7} h^6 + \frac{B_2^2}{5} h^4 + \frac{B_3^2}{3} h^2 + B_4^2 + 2 h \{ \frac{B_1 B_2 h^4}{6} + \frac{B_1 B_3 h^3}{5} + \frac{1}{4} (B_1 B_4 + B_2 B_3) h^2 + \frac{B_2 B_4}{3} h + \frac{B_3 B_4}{2} \}],

\mu_3 = \frac{W}{2 g} (B_1 h^3 + B_2 h^2 + B_3 h + B_4)^2 P^2

しかるに 図-1 で ABC は変形して一般には最下端 A は回転するので x_1 方向に底面反力をうける。この取扱い方も先回と全く同様に考え, しかも A 点における x_1 方向の反力係数は \eta_1 方向の K_A とほぼ同値とみなしてよい。この底面反力によるエネルギーを式(10)に加算すると, この場合の n, T は(12)式となる。

T = \frac{2 \pi}{n} \sqrt{= 2 \pi (\mu_1 + \mu_2 + \mu_3) \left\{ \frac{b_2 P}{2} \eta_c + \frac{b_1 K_A s^3 (m \eta_A')^2}{6} \right\}} \dots (12)

ここに,

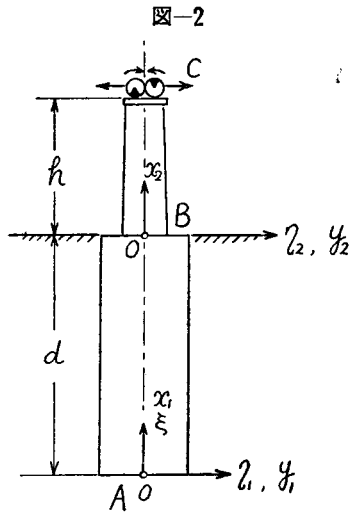
\eta_A' = \left(\frac{d \eta_1}{d \xi} \right)_{\xi = \xi_A} = \{ A_1 \xi_A^4 (-4166.666 \times 10^{-5} + 1.653441 \times 10^{-5} \xi_A^5 - 0.00007571 \times 10^{-5} \xi_A^{10} + \dots)
+ A_2 (1 - 1666.666 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.385802 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - \dots)
+ A_3 \xi_A (2 - 833.333 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.120250 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - \dots)
+ A_4 \xi_A^2 \} P (3 - 476.19040 \times 10^{-5} \xi_A^5 + 0.045094 \times 10^{-5} \xi_A^{10} - \dots)。

s は底面反力の作用長さ \mu_1, \mu_2, \mu_3 は式(11') に示す。

4. 強制振動

地震動による強制振動は式(6), (7)で決められた \eta_1, \eta_2 を用いて先回と全く同様に取扱えるので略す。ここで

は橋脚頂部を振動器で加振する振動試験の場合を取扱う。図-2 で振動器の偏心錘の質量を m, 回転軸中心から偏心錘重心までの距離を r とすると, 回転によつて遠心力 m r \omega^2 を生じその構造上強制力 u m r \omega^2 \cos(\omega t + \varphi)



を生ずる。ただし u は偏心錘の数である。この振動器で図-2のように橋脚頂部を水平加振したときの強制外力による一般力 $Q(x_2, t)$ は

$$Q(x_2, t) = (\eta_2) x_2 = u \sin \nu r \omega^2 \cos(\omega t + \varphi) \dots (13)$$

で表わされるから、式(10)の各エネルギーと式(13)の一般力とをLagrangeの方程式に入れると次式をうる。

$$2\mu \ddot{y}_t + 2\nu \dot{y}_t + 2\lambda y_t = \eta_c u m r \omega^2 \cos(\omega t + \varphi) \dots (14)$$

式(14)を常微分法の法で解き、これに式(9)の関係を用いると、強制振動の解が次のように計算される。

$$y_j = \eta_j e^{\epsilon t} (c \cos \sigma t + c' \sin \sigma t) + \eta_j \frac{2\mu \nu}{(n^2 - \omega^2)^2 + 4\omega^2 \epsilon^2} \cos \left(\omega t + \varphi - \tan^{-1} \frac{2\omega \epsilon}{n^2 - \omega^2} \right) - \eta_j \frac{2\mu \nu \{ (n^2 - \omega^2)^2 + 4\omega^2 \epsilon^2 \} e^{-\epsilon t}}{\dots} \times (\delta \cos \sigma t + \delta' \sin \sigma t) \dots (15)$$

ここに c, c' : 初期条件により決まる常数,

$$\delta = (n^2 - \omega^2) \cos \varphi + 2\omega \epsilon \sin \varphi,$$

$$\delta' = \frac{1}{\sigma} \left\{ (n^2 + \omega^2) \epsilon \cos \varphi - (n^2 - \omega^2) - 2\epsilon^2 \right\} \omega \sin \varphi \dots (15')$$

$$\sigma = \sqrt{n^2 - \omega^2 - \epsilon^2}, \quad n^2 = \frac{\lambda}{\mu}, \quad \epsilon = \frac{\nu}{2\mu}$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 + \mu_3; \text{ 式(10), (11')}$$

振動器による振動実験では定常振動の場合であるから、式(15)の第2項のみが残る。したがって図-2のように橋脚頂部C点加振によるC点の最大振幅は、式(15)から、

$$y_{c-\max} = \frac{\eta_c^2 u m r \omega^2}{2\mu \sqrt{(n^2 - \omega^2)^2 + 4\omega^2 \epsilon^2}} \dots (16)$$

で与えられることになる。

5. 現地実験と数値計算

(1) 九頭龍橋振動実験 九頭龍橋は昭. 25.5 舟橋として新設されたが、下部構造完成時(昭. 25.5)に第3, 4号橋脚, 上部構造完成開通後(昭. 25.10)に第3, 4号橋脚及び第4連トラスにおいて振動実験を行い、その後昭. 26.9 上部構造ランガートラスの撓み試験を実施した。これらの結果はすでに福井県当局に報告したか¹⁰⁾、そのうち下部構造完成時の第3号橋脚の振動器加振による共振曲線の1例は図-3実線に示すとおりである。これから当橋脚の固有周期実測値 0.20 sec をえた。

(2) 数値計算 上記第3号橋脚の資料,

$$E_1 I_1, E_2 I_2 = 2073.20 \times 10^5, 256.85 \times 10^5 \text{ t} \cdot \text{m}^2,$$

$$a_1, a_2 = 40.64, 27.33 \text{ m}, \quad b_1, b_2 = 14.60, 12.07 \text{ m},$$

図-3 九頭龍橋第3号橋脚振動器による共振曲線

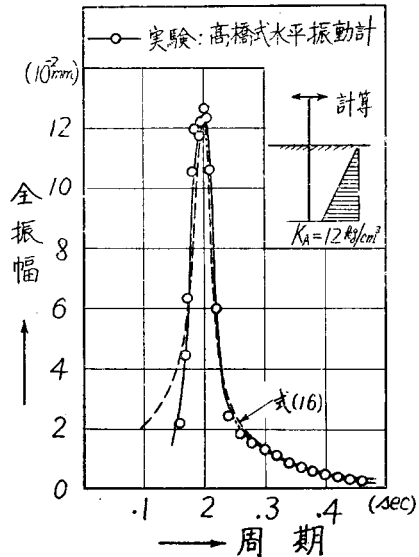
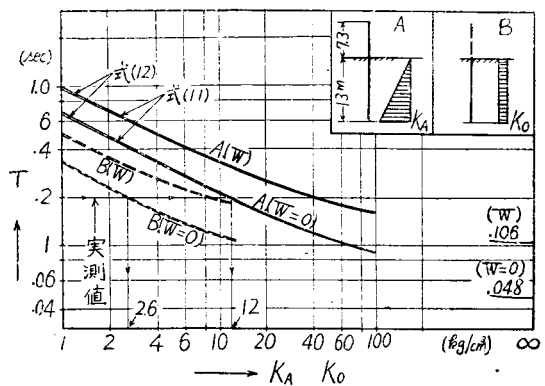


図-4 九頭龍橋第3号橋脚固有周期計算値



$$w_1 = w_2 = 2.4 \text{ t/m}^3, W = 443.16 \text{ t}, h = 7.30 \text{ m}, \\ d = 13.00 \text{ m}, s = 2.60 \text{ m}.$$

を用い式(11), (12)によつて K_A-T 関係を計算すると 図-4 実線となり, K_0-T 関係は点線となる¹¹⁾。下部構造完成時は上部構造なく $W=0$ であるから, 実測値 0.20 sec に相当する K の値は $K_A=12$, $K_0=2.6 \text{ kg/cm}^3$ であることがわかる。これより橋脚地点では $K_A=12 \text{ kg/cm}^3$ と考え実験に用いた振動器の資料, $m=w/g=10.35 \times 10^{-3} \text{ t/g}=1.056 \times 10^{-3} \text{ t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$, $r=0.115 \text{ m}$, $w=4$ 及び式(11')の η_0, μ を用いて式(16)を計算する。この場合減衰係数 ε が充分測定できなかつたので, 図-3 の共振曲線から $\varepsilon=6.0 \text{ sec}^{-1}$ を求めて計算すると¹²⁾, 共振点で $7.9 \times 10^{-2} \text{ mm}$ となつた*。そこで便宜上共振点 0.20 sec で実験値 $12.6 \times 10^{-2} \text{ mm}$ に合致するような $\varepsilon=3.65 \text{ sec}^{-1}$ を用いて式(16)を計算した結果を 図-3 に点線で示した。

6. 結 言

橋梁下部構造単体の振動性状を基礎地盤を考慮して取扱つたが, この場合地盤の性質を弾性と考へて可撓性だけに局限し, しかも可撓性をバネ係数で表わしたわけである。この研究から概略次のことがわかつた。

1. 図-4 より実測値 0.20 sec と合致する K_A が, 12 kg/cm^3 であることは理論解がおおむね合理的であるといえると思う。
2. 事実昭.25.10. 九頭龍橋橋脚地点左岸河床で弾性波式地下探査で地盤の縦波伝播速度を測定し, 参考文献2), 式(35)で概算した K_A は井筒底面載荷に対して 18 kg/cm^3 , 測面載荷に対して 10 kg/cm^3 となつた。これは上記 1. の 12 kg/cm^3 とあまりかけ離れていない。
3. 式(6)及び式(11')は $K_A=10 \text{ kg/cm}^3$ で第3項, $K_A=100 \text{ kg/cm}^3$ で第5項までとれば完全に収斂する。
4. K_0 は本文当初の $K_A(1-x_1/d)^n$ において $n=0$ に相当する。図-4 より $K_0=2.6 \text{ kg/cm}^3$ で実測値に合致するので, 中角橋梁(参考文献2))のように橋脚根入が3~6m というように浅い場合は割合よいが, 九頭龍橋のように井筒根入が13m となると妥当でないといえる。
5. 図-3 の実験曲線は振動台で検定した振動計の特性曲線から求め, 式(16)からの計算曲線は共振点で合致する ε を用いた。この両者とも検討すべき点が多くここではごく一般的に取扱いをしたにすぎない。本文ではもつぱら Rayleigh 法によつて下部構

* これは実際には粘性減衰のみでないことが大きな原因であると思われる。

造単体を取扱つたが, 固有値 n の決定には直接微分方程式からの振動数方程式, または階差方程式からの近似計算を行い, また Fourier 級数からの η_1 の決定等についても検討している。また上部構造の影響をとり入れた取扱い, ないしは橋梁の上下部構造の振動性状も考究中でその一部は引き続き報告する予定である。

橋梁の耐震性を理論実験の両面から基礎的に究明しようとしてこの研究を実施したが, なお不備不足の点が多く今後次の諸点に重点をおきたいと思う。

1. $K_A(x_1)$ 分布の正体は実際地盤で比較的大きな模型で実験する準備を進めている。動の実験を同時に行い, $K_A(x_1)$ をさらに $K_A(x_1, \eta_1)$ としても検討する。
2. 下部構造は 図-2 に示すとおりかなり剛(ただし AB 区間は中空のことが多い)であるので本文のように曲げのみの考慮では不充分である。剛体としての研究も行い, 上部構造との関連をも解明する。
3. 直接震害に関係ある地震波動の本質から AB 及び BC 区間に作用する地震力の分布並びに地震時の基礎地盤の土質性状をも考究する。このため野外模型実験では発振機構として振動器とダイナミットの発破とを併用する計画である。

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」の成果の一部であり, 終始御指導を頂いた京大教授小西博士に深謝の意を表す。

参考文献その他

- 1) 後藤尚男: 橋梁下部構造の振動性状, 土木学会第8回年次講演会(昭.27.5.25)における講演結果に若干の考察を加えたものである。
- 2) 小西一郎, 後藤尚男: 橋梁橋脚の震害に関する動力学的考察, 土木学会論文集第6号, pp 58-70, 昭.26.8
- 3) Ichirō Konishi and Hisao Goto: Vibration Characteristics of Bridge Piers, Proceedings of the 1st Japan National Congress for App. Mech., May. 1952.
- 4) 物部長穂: 土木耐震学, pp 178-184, 昭.27.9.
- 5) Otto Stötzner: Beitrag zur Berechnung der Fundierung von Freileitungsmasten mit Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Erdreichs, Der Stahlbau, 20 Jahrgang, Heft 7, Juli 1951, S. 84-88.
- 6) 式(6)の結果のみは鬼頭史城教授も示されている, 応用力学, 第2巻第8号, 1949.3, pp 15-17
- 7) 上掲文献2) p.59.
- 8) 上掲文献2) p.59. 図-1 参照, ただしこの図-1の右図は x_1-y_1 座標が直角水平であるのが $\delta-y_1$ 座標が直角水平であるように誤植されているので訂正する。
- 9) 上掲文献5) に G. Sulzberger 博士の結果がの

- のついている。
- 10) 小西, 畑中, 後藤, 西村: 舟橋橋脚の振動試験と耐震性に関する考察, 第3回関西工学連合講演会で講演, 昭.25.10.14
- 11) K_0 は K が地表面 B から根入最下端 A まで全

- 区間 *const.* であることを示し, K_0-T 曲線は上掲文献2)式(8)で計算した。
- 12) 松平 精: 基礎振動学, p. 60, 昭.25.12. (昭.27.12.17)

udc 624.137.5 : 624.131.6

降雨時擁壁の附加圧力算定について

准員 赤 井 浩 一*

ON THE COMPUTATION OF NEUTRAL PRESSURE ACTING ON THE RETAINING WALLS DURING RAINFALL

(JSCE April 1953)

Kōichi Akai, C.E. Assoc. Member

Synopsis In order to investigate the influence of seepage water pressure respecting the structural type of drainage in the retaining wall backfill, the distribution of water pressure is obtained for the simplest case when the steady seepage flow exists in the backfill during long-continued rainfall. Namely, the numerical calculation for the flow net in the backfill is performed for the case of some types of backfill face or drainage structure, mainly using the "Relaxation Method" which has been introduced by Southwell. As the results, it has become clear that the neutral pressure the influence of which has never been considered so serious has considerable defect to the stability of the retaining wall if the structural type of drainage is not suitable.

要旨 擁壁裏込めの排水工の構造によつて擁壁に加わる水圧が影響される模様を検討するため, 長期降雨により裏込め内に定常流が生じているような最も単純な場合を仮定して水圧分布を求めた。すなわち地表面及び排水工の種々な場合について, おもに Relaxation 法を用いて裏込め内に生ずる流線網の数値計算を行い, それらの結果について若干の考察を試みた。

1. はしがき

擁壁の安定計算には主働土圧のほか裏込め内の水圧も附加されるが, この水圧分布については従来きわめて限られた境界条件の下に 1, 2 の理論解が見出されたに過ぎない。しかしながら降雨によつて生ずる裏込め内の滲透水流は, 擁壁の安定に無視できない影響を及ぼすものと考えられる。たとえば Steinbrenner¹⁾ が行つた理論的研究によれば, 水平な地表面を有する背部の排水が完全な鉛直擁壁の場合, 連続降雨による土圧は, 滲透水流を考えないものより約 50% も大きくなることあり得ることを示しており, また

Terzaghi²⁾ の与えた計算例では 33% の増加がある場合を取り扱つている。

いままで擁壁の土圧計算には降雨の影響を考えに入れなかつたのが普通であるが, 上に述べたようなことを考えると擁壁の破壊が強い降雨の際に生ずることに不思議はない。従来はこれらの破壊は擁壁背後の排水が不完全なために起る滞水が原因のようにいわれてきたが, これは不十分な考えであることがわかる。

一般に滲透問題を取り扱う場合, 媒質内部の滲透の状態を知るために図上に画いた等ポテンシャル線をそれに直交する流線とで形成される流線網を利用すると都合がよい。この流線網により媒質内各点における速度ポテンシャル, 圧力ポテンシャル, 水頭分配, 滲透流速, 流量及び附加水圧 (neutral pressure) などが計算できるから, 土構造物の滲透作用に対する安定解析の大半がなされる。

流線網作製的手段には, 種々の方法が提案されて³⁾, その優劣についても論議されている⁴⁾。ここでは一般的な境界条件に対しても相当高い精度で数値を得る

* 京都大学講師, 工学部土木工学教室