

## 地盤変形を考慮に入れた鋼管橋脚の地震応答の統計解析

### STATISTICAL ANALYSIS OF EARTHQUAKE RESPONSE OF STEEL-PIPE BRIDGE PIER WITH CONSIDERATION OF UPPER LAYER DEFORMATION

小坪 清真\*・高西 照彦\*\*

By Seima Kotsubo and Teruhiko Takanishi

#### 1. ま え が き

著者らは前論文<sup>1)</sup>において、比較的硬い地盤で得られた地震記録を下層基盤での入力波として用い、上層軟弱地盤の変形を考えた場合の鋼管橋脚の地震応答を計算した。その際、鋼管橋脚と上層地盤をそれぞれ多質点系に置換し、modal analysisの手法を用いて、一つの入力地震波に対して刻々の橋脚天端の変位を数値積分によって求めた。したがって、この解析法では、いろいろの入力地震波に対する橋脚の地震応答を推定しようとする場合には個々の入力地震波に対していちいち同じような計算をくり返す必要があり、計算時間も長くなる。本論はスペクトル解析の手法を用いて、地盤の変形を考慮に入れた場合の橋脚の地震応答を統計的に計算し、比較的容易に橋脚の地震応答の最大値が推定できる計算図表を製作して鋼管橋脚の耐震設計の一資料を提供しようとするものである。

#### 2. 解析の基本的な考え方

田治見<sup>2)</sup>は地震動およびそれに対する構造物の応答をエルゴード性をもつ定常確率過程とみなし、それらの分散の平方根がそれぞれの最大値に比例すると考え、構造物の地震応答を統計的に算出する方法を提案した。本論は地盤の変形を考慮に入れた場合の鋼管橋脚の地震応答もやはり、エルゴード性をもつ定常確率過程であるとみなし、地盤変形を考慮する場合の鋼管橋脚の応答の最大値と地盤変形を考慮しない場合のそれとの比が、それぞれの場合の応答の分散の平方根に比例するものと考え、地盤変形を考慮する場合の鋼管橋脚の地震応答の最大値を統計的に算出しようとするものである。

いま、 $y_{\max}$ 、 $\sigma^2$ をそれぞれ地盤の変形を考慮する場合の橋脚天端の地震動による最大応答変位およびその分散とし、地盤の変形を考慮しない場合には肩に添字0をつけて表わし(以後これにしたがう)、つぎの式が成り立つものとする。

$$y_{\max}/y^0_{\max} = \sigma/\sigma^0 = \lambda \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $\lambda$ は地盤の変形を考慮する場合と考慮しない場合の橋脚の地震応答変位の分散の比の平方根である。

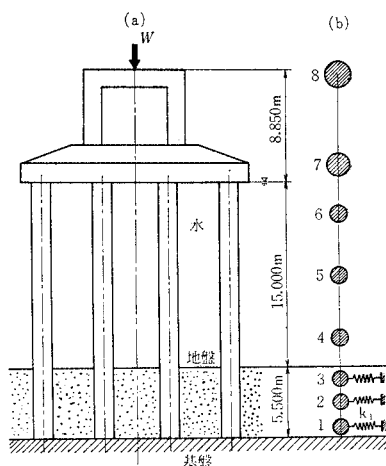
$\lambda$ が求められれば $y^0_{\max}$ が既知の場合には、式(1)から $y_{\max} = \lambda \cdot y^0_{\max}$ によって $y_{\max}$ が推定できる。 $y^0_{\max}$ の値は、たとえばG.W. Housnerの平均速度スペクトル<sup>3)</sup>、田治見の加速度伝達率<sup>2)</sup>等からその値を推定することができる。

#### 3. 応答計算理論

##### (1) 鋼管橋脚の振動モデル

前論における地震応答計算結果と本論による統計的計算結果とを比較検討することを考慮して、解析には前論と全く同一の鋼管橋脚を用いた。すなわち、図-1(a)に示すような鋼管橋脚を図-1(b)に示すような多質点系に置換して計算を行なった。

図-1 鋼管橋脚とその振動モデル



##### (2) 地盤の変位応答

地震加速度 $\ddot{\phi}(t)$ が与えられた場合の橋脚の応答を求めるには、まず $\phi$ による地盤の動きを求めなければならない。しかし、地震時における地盤の運動を解析するには厳密には波動論によらなければならないが、これはきわめて困難な問題である。したがって本論では、地盤

\* 正会員 工博 九州大学助教授 工学部土木工学教室  
\*\* 正会員 九州工業大学講師 開発土木工学教室

のせん断弾性係数  $G$  は深さのみの関数であると仮定し、また地盤変形を次節で述べる橋脚の振動方程式に導入する便宜上、基礎地盤を集中質量系に置換し modal analysis によってその運動を求めることにした。

地盤が下層基盤から不規則な地震加速度  $\ddot{\phi}$  を受けた場合、地盤中の  $i$  点の変位  $u_i$  は地盤の第  $p$  次の振動型を  $U_{pi}$  とすれば次式のように表わせる。

$$u_i = \sum_{p=1}^P b_p U_{pi} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $P$  は採用する土の振動型の最高次数、 $b_p$  は第  $p$  次の振動型の大きさを表わすものでつぎの微分方程式から求められる。

$$\ddot{b}_p + 2h_{gp}n_{gp}\dot{b}_p + n_{gp}^2 b_p = -\delta_p \ddot{\phi} \dots\dots\dots (3)$$

$$\delta_p = \left( \sum_{i=1}^q \frac{w_i}{g} U_{pi} \right) / \left( \sum_{i=1}^q \frac{w_i}{g} U_{pi}^2 \right) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $n_{gp}$ 、 $h_{gp}$  はそれぞれ地盤の第  $p$  次の振動の固有円振動数、減衰定数、 $q$  は地盤中の質点の数、 $w_i$  は質点  $i$  の重量、 $g$  は重力の加速度である。 $w_i$  は基礎地盤を深さ方向に  $\Delta l$  に等分した場合、単位幅および単位奥行の土を考慮して  $w_i = \rho_s \cdot \Delta l$  で与えられる。 $\rho_s$  は土の単位体積重量。

以上より基盤の地震加速度  $\ddot{\phi}$  が与えられれば式(2)、(3) から刻々における  $u_i$  を計算することができる。

(3) 橋脚の変位応答の理論

橋脚の第  $r$  次の振動型を  $Y_{ri}$  とすれば、橋脚の  $i$  点の変位はつぎのように書ける。

$$y_i = \sum_{r=1}^R a_r Y_{ri} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $R$  は採用した振動型の最高次数、 $a_r$  は第  $r$  次の振動型の大きさを表わすものでつぎの微分方程式から求めることができる。

$$\ddot{a}_r + 2h_{sr}n_{sr}\dot{a}_r + n_{sr}^2 a_r = -\xi_r \ddot{\phi} + \sum_{p=1}^P \tau_{rp} n_{gp} n_{gr} b_p \dots\dots\dots (6)$$

ここに、

$$\xi_r = \left( \sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{ri} \right) / \left( \sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{ri}^2 \right) \dots\dots\dots (7)$$

$$\tau_{rp} = \left( \sum_{i=1}^q K_i Y_{ri} U_{pi} \right) / \left( n_{gr} n_{gp} \sum_{i=1}^m \frac{W_i}{g} Y_{ri}^2 \right) \dots\dots\dots (8)$$

上式で、 $m$  は橋脚天端の質点番号、 $n_{sr}$ 、 $h_{sr}$  はそれぞれ橋脚の第  $r$  次の振動の固有円振動数、減衰定数、 $W_i$  は土と水の付着質量を考慮に入れた場合の橋脚の質点  $i$  の重量、 $K_i$  は  $i$  点の地盤のばね定数で  $K_i = kDNC \Delta l$  である。

ここに、 $k$  は地盤反力係数、 $D$  は鋼管外径、 $N$  は鋼管数、 $C$  は群杭効果を示す係数である。

いま、橋脚の天端  $m$  点において振動型  $Y_{rm}$  を 1 にとれば天端の変位  $y_m$  は式(5) からつぎのように表わ

せる。

$$y_m = \sum_{r=1}^R a_r \dots\dots\dots (9)$$

以上の結果から、橋脚と地盤の減衰定数  $h_{sr}$ 、 $h_{gp}$  が与えられれば、地震応答計算に必要な諸定数を用いて、橋脚天端の変位  $y_m$  は式(3)、(6)、(9) の各式から  $\ddot{\phi}$  に応じて刻々計算することができる。

4. 統計的解析

式(2)、(9) でそれぞれ  $P=2$ 、 $R=2$  とした場合、すなわち、地盤と橋脚の振動次数をそれぞれ第2次までとった場合に式(1)の  $\lambda$  の値を求める計算式について述べる。

式(3) および式(6) より  $b_p$ 、 $a_r$  のフーリエ変換  $B_p(i\omega)$ 、 $A_r(i\omega)$  を求め、これを用いて変位  $y$  の分散  $\sigma^2$  を求めると次式で表わされる。

$$\sigma^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \int_0^\infty \frac{2\pi}{T} \left| \sum_{p=1}^R A_p(i\omega) \right|^2 d\omega \dots\dots\dots (10)$$

ここに、

$$A_r(i\omega) = \frac{-\xi_r F(i\omega) + \sum_{p=1}^P \tau_{rp} n_{gp} n_{gr} B_p(i\omega)}{n_{sr}^2 - \omega^2 + 2h_{sr}n_{sr}(i\omega)} \dots\dots\dots (11)$$

$$B_p(i\omega) = \frac{-\delta_p F(i\omega)}{n_{gp}^2 - \omega^2 + 2h_{gp}n_{gp}(i\omega)} \dots\dots\dots (12)$$

また、 $F(i\omega)$  は  $\ddot{\phi}(t)$  のフーリエ変換である。

$\sigma^2$  を式(1)に代入し積分を遂行し、 $\lambda^2$  の式の形を簡単にすると結局次式のように表わすことができる。

$$\lambda^2 = \frac{\lambda_{11}^2 + 2\eta R_0^{12} \lambda_{12}^2 + \eta^2 R_0^{22} \lambda_{22}^2}{1 + 2\eta R_0^{12} + \eta^2 R_0^{22}} \dots\dots\dots (13)$$

ここに、

$$\eta = \left( \frac{\xi_2}{\xi_1} \right) / \left( \frac{n_{s2}}{n_{s1}} \right)^2 \dots\dots\dots (14)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_{11}^2 &= \sum_{k=0}^2 \sum_{j=0}^2 \alpha_{1k} \alpha_{1j} R_{kj}^{11}, \\ \lambda_{12}^2 &= \sum_{k=0}^2 \sum_{j=0}^2 \alpha_{1k} \alpha_{2j} R_{kj}^{12}, \\ \lambda_{22}^2 &= \sum_{k=0}^2 \sum_{j=0}^2 \alpha_{2k} \alpha_{2j} R_{kj}^{22} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

$$R_0^{12} = I_{00}^{12} / I_{00}^{11}, \quad R_0^{22} = I_{00}^{22} / I_{00}^{11} \dots\dots\dots (16)$$

式(15)において、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{10} &= 1, \quad \alpha_{11} = \frac{\tau_{11}\delta_1}{\xi_1}, \quad \alpha_{12} = \left( \frac{\tau_{12}\delta_2}{\xi_1} \right) / \left( \frac{n_{g2}}{n_{g1}} \right) \\ \alpha_{20} &= 1, \quad \alpha_{21} = \left( \frac{\tau_{21}\delta_1}{\xi_2} \right) / \left( \frac{n_{g2}}{n_{g1}} \right), \quad \alpha_{22} = \frac{\tau_{22}\delta_2}{\xi_2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

$$\left. \begin{aligned} R_{kj}^{11} &= I_{kj}^{11} / I_{00}^{11}, \quad R_{kj}^{12} = I_{kj}^{12} / I_{00}^{12}, \\ R_{kj}^{22} &= I_{kj}^{22} / I_{00}^{22} \\ R_{jk}^{11} &= R_{kj}^{11}, \quad R_{jk}^{22} = R_{kj}^{22}, \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

式(16)、(18)の  $I$  はつぎに示すような分積値を表わす。

$$\begin{aligned}
 I_{00}^{11} &= \int_0^\infty \frac{\Phi(\omega)}{S_1(\omega)} d\omega \\
 I_{01}^{11} &= \int_0^\infty \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g1}^2}\right) \frac{\Phi(\omega)}{N_1(\omega)S_1(\omega)} d\omega \\
 I_{02}^{11} &= \int_0^\infty \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g2}^2}\right) \frac{\Phi(\omega)}{N_2(\omega)S_1(\omega)} d\omega \\
 I_{11}^{11} &= \int_0^\infty \frac{\Phi(\omega)}{N_1(\omega)S_1(\omega)} d\omega \\
 I_{12}^{11} &= \int_0^\infty \frac{N_3(\omega)\Phi(\omega)}{N_1(\omega)N_2(\omega)S_1(\omega)} d\omega \\
 I_{22}^{11} &= \int_0^\infty \frac{\Phi(\omega)}{N_2(\omega)S_1(\omega)} d\omega
 \end{aligned}
 \tag{19}$$

$$\begin{aligned}
 I_{00}^{12} &= \int_0^\infty \frac{S_3(\omega)\Phi(\omega)}{S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega, \quad I_{01}^{12} = I_a - 4h_{g1}I_d \\
 I_{02}^{12} &= I_b - 4h_{g2}I_e, \quad I_{10}^{12} = I_a + 4h_{g1}I_d \\
 I_{11}^{12} &= \int_0^\infty \frac{S_3(\omega)\Phi(\omega)}{N_1(\omega)S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega, \\
 I_{12}^{12} &= I_c - 4I_f \\
 I_{20}^{12} &= I_b + 4h_{g2}I_e, \quad I_{21}^{12} = I_c + 4I_f \\
 I_{22}^{12} &= \int_0^\infty \frac{S_3(\omega)\Phi(\omega)}{N_2(\omega)S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega \\
 I_a &= \int_0^\infty \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g1}^2}\right) \frac{S_3(\omega)\Phi(\omega)}{N_1(\omega)S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega, \\
 I_b &= \int_0^\infty \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g2}^2}\right) \frac{S_3(\omega)\Phi(\omega)}{N_2(\omega)S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega \\
 I_c &= \int_0^\infty \frac{N_3(\omega)S_3(\omega)\Phi(\omega)}{N_1(\omega)N_2(\omega)S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega, \\
 I_d &= \int_0^\infty \frac{\omega^2}{n_{g1}n_{s2}} \frac{S_4(\omega)\Phi(\omega)}{N_1(\omega)S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega \\
 I_e &= \int_0^\infty \frac{\omega^2}{n_{g2}n_{s2}} \frac{S_4(\omega)\Phi(\omega)}{N_2(\omega)S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega, \\
 I_f &= \int_0^\infty \frac{\omega^2}{n_{g2}n_{s2}} \frac{N_4(\omega)S_4(\omega)\Phi(\omega)}{N_1(\omega)N_2(\omega)S_1(\omega)S_2(\omega)} d\omega
 \end{aligned}
 \tag{20}$$

$I_{kj}^{22}$  は式 (19) において  $S_1(\omega)$  の代りに  $S_2(\omega)$  とすればよい。また、式 (19), (20) において、

$$\begin{aligned}
 N_1(\omega) &= \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g1}^2}\right)^2 + 4h_{g1}^2 \frac{\omega^2}{n_{g1}^2} \\
 N_2(\omega) &= \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g2}^2}\right)^2 + 4h_{g2}^2 \frac{\omega^2}{n_{g2}^2} \\
 N_3(\omega) &= \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g1}^2}\right) \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g2}^2}\right) + 4h_{g1}h_{g2} \frac{\omega^2}{n_{g1}n_{g2}} \\
 N_4(\omega) &= \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g1}^2}\right)h_{g2} - \frac{n_{g2}}{n_{g1}} \left(1 - \frac{\omega^2}{n_{g2}^2}\right)h_{g1}
 \end{aligned}
 \tag{21}$$

$S_1(\omega) \sim S_4(\omega)$  は上式で添字  $g$  を添字  $s$  に書き直せばよい。

また、 $\Phi(\omega)$  は地震加速度  $\ddot{\phi}(t)$  のパワー スペクトルを示し、 $\ddot{\phi}(t)$  のフーリエ変換を  $F(i\omega)$  とすれば  $\Phi(\omega)$  は次式のように表わされる。

$$\Phi(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{2\pi}{T} |F(i\omega)|^2 \tag{22}$$

以上、 $\lambda$  の計算式について述べたが、実際問題として  $\lambda$  を求めるのに個々の場合に式 (19), (20) の積分値を計算するのはきわめて複雑であり実用的でない。そこであらかじめ地盤と橋脚の固有振動数、減衰定数等 ( $n_g, h_g, n_s, h_s$  等) の値をいろいろに変えて  $I_{kj}^{11}$  等の積分値を計算し式 (16), (18) の  $R_{kj}^{11}, R_0^{12}$  等の値を求めてその結果を図表化しておくという方法を用いることにした。このようにすれば実際にある一定の  $n_g, n_s, h_g, h_s$  等の値に対して  $\lambda$  を求めようとする場合、 $\eta, \alpha_{kj}$  等は式 (14), (17) から計算できる既知の定数であるから、与えられた  $n_g, n_s, h_g, h_s$  等の値に必ず  $R_{kj}^{11}, R_0^{12}$  等の値を図表から読み取って式 (15), (13) に入れば  $\lambda$  の値は比較的容易に求めることができる。

### 5. $R_{kj}^{11}$ 等の数値計算

$R_{kj}^{11}$  等の値を求めるには  $I_{kj}^{11}$  等の積分を行なわねばならないが、それには基盤における地震加速度  $\ddot{\phi}(t)$  のパワー スペクトル  $\Phi(\omega)$  の式の形がわかっていなければならない。本節の計算にはつぎに示す式<sup>2)</sup>を用いた。

$$\Phi(\omega) = C_0 \frac{1 + 4h_0^2 \frac{\omega^2}{n_0^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{n_0^2}\right)^2 + 4h_0^2 \frac{\omega^2}{n_0^2}} \tag{23}$$

ここに、 $C_0$  は一定値、 $n_0$  は地震加速度 スペクトルの卓越円振動数、 $h_0$  はスペクトルの山の形に関係する量である。なお、地震加速度がランダムな波形をもっていると考えられる場合にはそのパワー スペクトルは一定値となり

$$\Phi(\omega) = C_0 \tag{24}$$

$R_{kj}^{11}$  等の計算は地盤と橋脚に対していずれも第2次振動までを考えた場合に相当する  $P=R=2$  の場合について行なった。また  $I_{kj}^{11}$  等の積分は電子計算機を使用して留数計算を行なうことによって求めた。なお、 $R_{kj}^{11}, R_0^{12}$  等の計算図表はその一部を後節に示した。

### 6. 計算例および考察

著者らは前論において図一1に示した鋼管橋脚の地震応答を計算し、地盤の変形を考慮する場合と考慮しない場合の橋脚天端の最大応答変位の比を地盤の性質をいろいろ変えた場合について求めた。本節の目的は第1に本論の一適用例を示すこと、第2に本論の統計的計算によって得られた結果と前論ですでに得られている数値計算結果とを比較検討することの2つである。そのため地盤や橋脚の諸元等はすべて前論の場合と同一の数値を用いた。

前論の計算では入力地震波  $\ddot{\phi}(t)$  としてエルセントロ地震 (May 18, 1940) を用いたので、本論でも式 (23) の  $n_0$  の値はエルセントロ地震の卓越周期を0.5秒前後と見て  $n_0=12.56$  を採用した。 $h_0$  の値については田治

見<sup>2)</sup>にしたがって  $h_0=0.3$  とした。

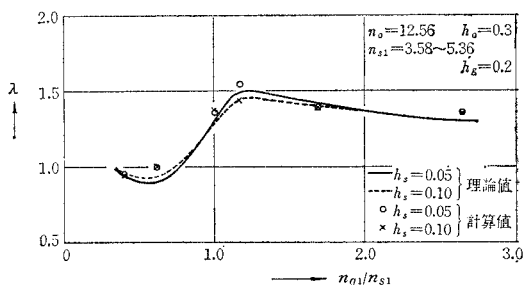
前述のごとく地盤変形の影響を明らかにするために、地盤の性質を前論と同じく表-1 に示すように No. 1 から No. 6 まで6通りに変えた。いずれの場合にも、地盤反力係数  $k$  は深さ方向に三角形分布とし、地盤の厚さ 5.5 m を3等分 ( $q=3$ ) し、地盤のせん断弾性係数  $G$  との比  $G/k=20$  とした。なお計算は橋脚の下端が基礎地盤とヒンジ結合をなしている場合について行なった。

表-1 地盤の性質

No.	1	2	3	4	5	6
$k_0$ (kg/cm <sup>3</sup> )	4.0	1.0	0.4	0.29	0.1	0.04
$G_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	80	20	8.0	5.80	2.0	0.80

計算結果を図-2 に示す。図-2 は地盤の変形を考慮する場合の橋脚天端の変位応答の分散と地盤の変形を考慮しない場合のそれとの比の平方根  $\lambda$  (式 (1) からこの値は橋脚の各最大変位の比に等しい) を  $n_{g1}/n_{s1}$  を横軸にとり、橋脚の減衰定数をパラメータとして表わしたものである。実線は  $h_s=0.05$  の場合を、点線は  $h_s=0.1$  の場合を示す。図中の○印と×印は前論に示したエルセントロ地震に対する応答計算結果を示したもので、○印は同図中の実線に、×印は点線にそれぞれ対応するものである。図-2 から前論のエルセントロ地震記録に対して電子計算機によって刻々求めた応答計算値と本論による統計的計算値とは比較的良好に一致していることがわかる。

図-2 振幅の比  $\lambda$



なお、入力地震波に対する橋脚の刻々の変位応答を計算しようとする場合、これを modal analysis の手法を用いて行なうときにどれくらいの振動次数までとればよいかの一つの目安として式 (14), (16) から  $\eta R_0^{12}$ ,  $\eta^2 R_0^{22}$  の値を採用するのも有用な方法の一つになりうると考えられる。

### 7. 基礎での地震動の性質の影響

式 (18) の  $R_{kj}^{11}$  等の計算には  $h_s, n_s/n_g$  の値のみでなく  $n_0, h_0, h_g$  等パラメータの数が多く、したがっていろいろの入力地震波に対する応答を統計的に計算しようとする場合にはそのパラメータの値をいろいろに変えて多くの図表を作らねばならないことになる。しかし  $n_0,$

$h_0$  の値をそれぞれいろいろ変えて橋脚の応答を統計的に計算して地盤の変形を考慮する場合の変位応答の分散と地盤の変形を考慮しない場合のそれとの比の平方根  $\lambda$  をとると、この  $\lambda$  の値は  $n_0, h_0$  の値の変化による影響をわずかしか受けず、上層地盤の性質に応じてほぼ一定値を有するとみてよいことがわかった。極端な場合として、入力地震波として全くランダムな波を考えたとき、すなわち、入力地震波の特性値  $n_0, h_0$  を全く無視して  $\phi(\omega)=C_0$  とした場合について統計的計算を行なった結果、 $\lambda$  の値の変化はわずかであった。統計的計算がある現象のいろいろな現われ方に対する一種の平均値的な意味合いを持つことを考慮すれば  $n_0, h_0$  の変化による  $\lambda$  の値のわずかの相違は図表の単純化の点からも無視してよいのではないと思われる。このように考えてよいとすれば、パラメータの数が少なくなって  $h_s, h_g, n_s/n_g$  のみとなり入力地震波の性質をほとんど考えることなしに橋脚の変位応答におよぼす地盤変形の影響を図表を使って比較的簡単な計算から見積ることができることになる。

### 8. 応答計算図表

図-3 (1), (2), (3) は基礎から入射する地震動を

図-3 (1)  $R_0^{12}, R_0^{22}, R_{kj}^{11}$  の値

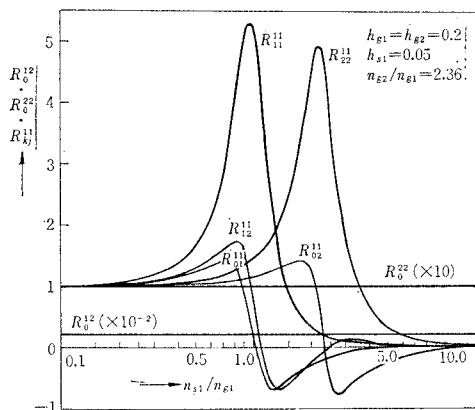


図-3 (2)  $R_{kj}^{12}$  の値

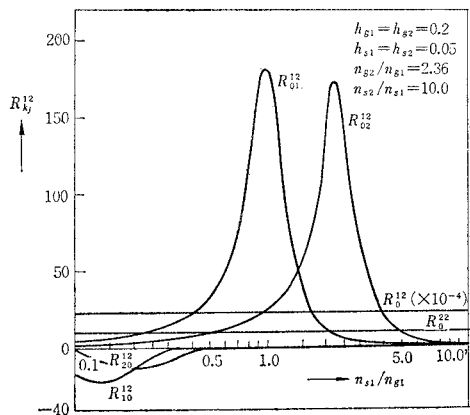
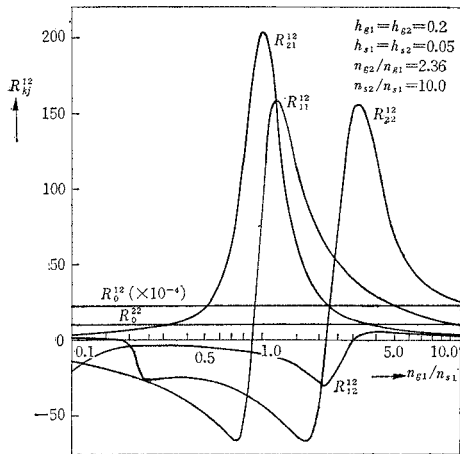


図-3 (3)  $R_{kj}^{12}$  の値

ランダムとして、 $h_s$  および  $h_g$  を factor として  $n_{s1}/n_{g1}$  の値を横軸にとり、 $R_0^{kj}$ ,  $R_{kj}^{11}$ ,  $R_{kj}^{22}$  の値を図示したものである。実際の耐震設計においては、この図を用いることにより地盤変形を考慮する場合の鋼管橋脚の地震

応答の最大値を容易に求めることができる。

### 9. む す び

地盤および鋼管橋脚の振動型と固有振動周期がわかれば統計理論より得られた簡単な図表を用いて、地盤変形を考慮に入れた鋼管橋脚の地震応答を容易に求めることがわかった。しかし実際問題として水中にある軟弱地盤の固有振動周期を推定することには相当の困難があるであろう。われわれはこの問題についても目下考察中である。

### 参 考 文 献

- 1) 小坪清真・高西照彦：「鋼管橋脚の耐震性におよぼす基礎地盤変形の影響」, 土木学会論文集 148 号, 昭和 42 年 12 月.
- 2) 田治見宏：「耐震理論に関する基礎的研究」, 東大生産技術研究所報告, Vol. 8, No. 4, 昭和 34 年 3 月.
- 3) G.W. Housner: Behavior of Structures during Earthquake, Proc. ASCE., Vol. 85, EM 4. Oct. 1959.

(1967.12.25・受付)

土木学会論文集編集委員

委員長	○林 泰 造	副委員長	○山 口 柏 樹	委員	高 野 博	委員	宮 田 一
委員	青 木 康 夫	委員	栗 林 栄 一	委員	丹 保 憲 仁	委員	宮 田 尚 彦
委員	秋 山 成 博	委員	倉 西 月 隆	委員	土 中 野 昭	委員	森 下 忠 晴
委員	阿 部 島 武 訓	委員	神 是 合 木	委員	中 瀬 明 男	委員	福 成 深 水
委員	岩 崎 藤 郁 夫	委員	合 木 下 林 正 几	委員	永 尾 勝 義	委員	深 水 正 元
委員	遠 藤 井 純 功	委員	小 清 水 藤 伸 夫	委員	西 中 村 和 主 税 知 雄	委員	矢 谷 内 田 昌 高 志 臣
委員	岡 本 堯 生 衛 一	委員	首 須 田 島 二 郎	委員	二 重 作 藤 井 宏 幸 義 滿 一	委員	山 口 田 清 和 也
委員	柏 谷 山 晃 三	委員	須 田 島 二 郎	委員	○前 田 浦 義 滿 一	委員	山 田 村 欽 史
委員	○神 鍛 治 晃 三	委員	田 村 重 四 郎	委員	松 田 真 一	委員	山 村 湯 淺
委員兼幹事	西 脇 威 夫	委員	田 村 重 四 郎	委員	松 田 真 一	委員	湯 淺 欽 史

○印 部会長

昭和 43 年 8 月 15 日 印刷  
昭和 43 年 8 月 20 日 発行

土木学会論文集 第 156 号

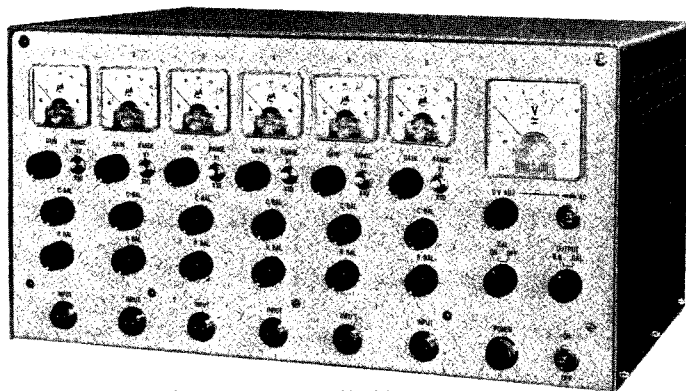
定価 200 円 (千 20 円)

編集兼発行者 東京都新宿区四谷一丁目  
印刷者 東京都港区赤坂 1-3-6

社団法人 土木学会 羽 田 巖  
株式会社 技 報 堂 大 沼 正 吉

発行所 社 団 法 人 土 木 学 会 振替東京 16828 番  
東京都新宿郵便局区内 新宿区四谷一丁目 電話 (351) 代表 5138 番

# 水理実験波高解析にどうぞ!!



(CA-101型 水位計増幅器)

- ☆波高計(抵抗式)と記録器をつなげばOK
- ☆簡単な取扱いで直線性良好
- ☆価格低廉
- ☆豊富な納入実績を持っています

カタログ請求先

## 計測技研株式会社

東京都武蔵野市中町3丁目29番地19号

TEL (0422) (51) 8958

### トルクレット コンクリート

西ドイツ・トルクレット社の技術導入による  
工期短縮・工費節減に大きく役立ちます。  
●お申し込み次第資料をご送付致します。

●営業種目＝特殊土木工事(トルクレットコンクリート吹付)、ボーリング、測量、物探、地質調査、一般土木工事、建築、その他

開発工事株式会社 社長 前沢

肥 東京都新宿区新宿 1丁目7番地(共益ビル)  
電話 東京(352)6251(11線) 0501-2(直通)

# PARTNER K12 パートナー エンジンカッター 切る

## ■誰でも切れる

スターターを引張るだけで誰にでも簡単にエンジンがかけられます。切断作業は一人で行い、特別の熟練を要しません。

## ■どこでも切れる

小型で軽量ですから持ち運びに至便です。その割に馬力は強く、どの様な姿勢でも操作出来、どこでも切れます。

## ■何でも切れる

鉄、コンクリート、その他何でも切れます。ヒューム管、土管、鉄骨、鉄筋など土木建設、その他種々の業務の切断作業に威力を発揮します。

## ■はやく切れる

例えばコンクリート道路で3 cmの深さ、15 mの長さに要する切断時間はわずか約15分です。

## ■きれいに切れる

切口はきれいに切れます。切断作業の後バリトリとか仕上とかの必要はほとんどありません。

## ■安全に切れる

特にパートナーカッター用に製作したディスクを用いておりますので切断作業は極めて安全且、迅速に行えます。

## 日本アレン機械部

東京都豊島区巣鴨7丁目1-8 75番地 TEL(944) 1711(代)  
本社 東京都千代田区内神田2丁目4-4 TEL(256) 6551(代)  
大阪支店 大阪市北区牛丸町55東洋ビル内 TEL(372) 4571(代)  
福岡営業所 福岡市森町1-4-9 TEL(53) 1515  
広島営業所 広島市三川町10-13 TEL広島(47)-6351  
北海道出張所 北海道苫小牧市音羽町13の11 TEL(苫小牧)2-5016



- 鋳 鉄 管
- ダ ク タ イ ル 管
- ヒ ュ ー ム 管
- 道 路
- ワ イ ヤ ー ・ ケ ー ブ ル