

**投稿論文(和文ノート)**

**TECHNICAL  
NOTE**

# 不規則応答解析による曲線桁橋支承部の地震動最悪入力方向についての考察

川神 雅秀<sup>1</sup>・岡林 隆敏<sup>2</sup>・崎山 毅<sup>3</sup>

<sup>1</sup> 正会員 博(工) 大日本コンサルタント(株) (〒812 福岡市博多区博多駅東2番5-19号)

<sup>2</sup> 正会員 工博 長崎大学助教授 工学部社会開発工学科 (〒852 長崎市文教町1番14号)

<sup>3</sup> 正会員 工博 長崎大学 教授 工学部 構造工学科 (〒852 長崎市文教町1番14号)

近年、橋梁支承部は、橋梁本体構造の複雑化、大規模化に伴い、要求機能の高度化に拍車をかける状況にある。しかし、長期にわたって支承部の耐荷力や移動性能を健全に維持するには、解明すべき問題も数多く存在する。本論文では、確率論的手法である確率微分方程式による定常応答解析法により、任意方向の水平地震力を受ける曲線桁橋支承部の動的応答特性について検討を加え、最悪入力方向の推定を行った。

**Key Words :** random vibration, curved girder bridges, horizontal earthquake forces, bearings

## 1. はじめに

従来より中小規模の橋梁の支承は、橋梁本体にくらべ全体構造系の中での盲点となりやすく、場合によっては他の橋梁付属物と同等な取扱いがなされて来たことも否めない。さらに、支承部の維持管理状況も十分であるとは言えず、劣悪な腐食環境、大型車両の走行、地震力の作用などに起因した支承部の損傷事例が警鐘を含め数多く報告<sup>1)</sup>され、支承構造の改善について種々の研究と設計基準の整備が行われて来た<sup>2)</sup>。曲線桁橋の支承部は、構造特性や地震動入力方向などの影響により複雑な反力・移動特性を示し、この結果が曲線桁橋支承部の損傷原因の一因であることが知られていた。これは、ノースリッジ地震で落橋した4地点の全てが、曲線橋か斜橋であることからもうかがえる<sup>3)</sup>。

現在、再現性のない変動荷重を受ける構造物の動的応答を、確率論的手法により解析する方法は、グリーン関数法、スペクトル展開法、モンテカルロ法によるシミュレーション、確率微分方程式による解析などが提案され<sup>4), 5), 6)</sup>種々の問題に適用されている。一方、構造物に最も不利となる地震動入力方向を不規則振動論により解析する方法としては、Der-Kiureghianによる研究<sup>7)</sup>などがある。本研究では、構造-荷重系モデルを伊藤型<sup>8)</sup>の確率微分方程式で定式化し、その応答の分散・共分散の時間的変化を支配する共分散方程式は、著者らの一人が誘導した式<sup>9)</sup>を参考に導出した。また、地盤加速度の

パワースペクトル密度モデルは、金井・田治見型スペクトル密度<sup>10)</sup>にClough-Penzienが拡張したハイパスフィルター<sup>11)</sup>を付与したモデルとした。

本論文では、確率論的手法の確率微分方程式による定常応答解析法により、地震動入力方向が曲線桁橋支承部に与える影響について検討を加え最悪入力方向を推定した。数値解析では、単純曲線桁をモデルとし、最悪入力方向に関する設計資料を提供した。

## 2. 振動方程式と荷重のモデル化

### (1) 曲線桁橋の振動方程式と基準座標

図-1に示すように、橋台および橋脚を含めN個の支点を有する任意曲線桁橋を考える。いま任意の曲線形状を軸線とする部材において、その円弧とみなした微小要素の弧長、曲率半径をそれぞれ $ds, R(s)$ とし、この橋梁の各支点における水平地震変位を $\Delta_j(t)$  ( $j=1, 2, \dots, k, \dots, N$ )、またk支点のみが、 $\Delta_k(t)=1$ なる静変位を生じたときの、部材左端を原点とする軸線上sにおける弾性変形曲線の接線方向変位を $w_k(s)$ 、法線方向変位を $u_k(s)$ とすれば、地盤と構造物との動的相対変位に関する、構造物の強制振動方程式は、式(1)~(6)となる。

ここに、 $Q(s,t), N(s,t), M(s,t), R_{w_j}(t), R_{u_j}(t)$ は、相対変位に伴って生じる、せん断力、軸力、曲げモーメント、中間支分部jの接線方向反力、法線方向反力を、 $w(s,t), u(s,t), \theta(s,t)$ は、静的弾性変形曲線を基線とする動的相対変位で、それぞれ接線方向変位、法線方

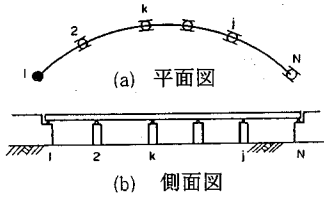


図-1 連続線橋

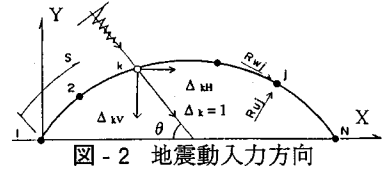


図-2 地震動入力方向

向変位，軸接線回転角を示す。なお  $\delta(s-b_j)$  は、Dirac のデルタ関数である。また  $I, A, E, G, \kappa$  は、それぞれ部材の断面二次モーメント，断面積，弾性係数，せん断弾性係数および平均せん断応力補正係数を表す。さらに  $\rho, \omega, c$  は、単位体積質量，固有円振動数，減衰係数とする。

$$\frac{\partial Q(s,t)}{\partial s} + N(s,t)/R(s) = \rho A \frac{\partial^2 u(s,t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial u(s,t)}{\partial t} + \rho A \sum_{j=1}^N u_j \ddot{\Delta}_j(t) + \sum_{j=1}^N R_{wj}(t) \delta(s-b_j) \quad (1)$$

$$\frac{\partial N(s,t)}{\partial s} - Q(s,t)/R(s) = \rho A \frac{\partial^2 w(s,t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial w(s,t)}{\partial t} + \rho A \sum_{j=1}^N w_j \ddot{\Delta}_j(t) + \sum_{j=1}^N R_{wj}(t) \delta(s-b_j) \quad (2)$$

$$\frac{\partial M(s,t)}{\partial s} - Q(s,t) = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial \theta(s,t)}{\partial s} + M(s,t)/EI = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial w(s,t)}{\partial s} - u(s,t)/R(s) - N(s,t)/EA = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial u(s,t)}{\partial s} + w(s,t)/R(s) - q(s,t) - \kappa Q(s,t)/GA = 0 \quad (6)$$

いま，この運動方程式に振動形解析法を適用し， $n$  次振動までを考慮すると，応答変位は基準座標を用いて次式で与えられる。

$$w(s,t) = \sum_{i=1}^n w_i(s) a_i(t) \quad (7)$$

$$u(s,t) = \sum_{i=1}^n u_i(s) a_i(t) \quad (8)$$

ここに， $w_i(s), u_i(s)$  は， $s$  点における  $i$  次の固有振動モードを， $a_i(t)$  は， $i$  次の基準座標を表す。

式(1)～(6)に，式(7)，(8)を代入し，振動モードの直交性を利用して式を変形する。この結果，基準座標  $a_i(t)$  に関する次の微分方程式が得られる。

$$\ddot{a}_i(t) + 2h_i \omega_i \dot{a}_i(t) + \omega_i^2 a_i(t) = - \sum_{j=1}^N \Omega_j \ddot{\Delta}_j(t) \quad (9)$$

$$\Omega_j = \int_0^1 \{u_j(s)u_i(s) + w_j(s)w_i(s)\} ds / \int_0^1 \{u_i^2(s) + w_i^2(s)\} ds$$

なお， $l$  は橋梁支間， $\dot{\cdot}$  は時間微分を示す。また， $h_i$  は  $i$  次のモード減衰定数である。基準座標を式(7)，(8)に代入すれば応答変位が求まる。ここに式(9)の数値計算はRunge-Kutta-Gill法によった。

## (2) 地震力のモデル化

地盤加速度は，定常確率過程でモデル化し，その確率特性を表すパワースペクトル密度は，金井・田治見型スペクトル密度の次式で表現できたと仮定する。

$$S(\omega) = (\omega_g^4 + 4h_g^2 \omega_g^2 \omega^2) S_0 / \{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4h_g^2 \omega_g^2 \omega^2\} \quad (10)$$

ここに， $\omega_g, h_g$  は地盤の卓越周波数とスペクトルの帯域幅を規定するパラメーターである。

ここで，式(10)のみでは地盤変位が求められないため，Clough-Penzienにより拡張された，次式に示すハイパスフィルターを付与する。

$$|H_p(\omega)|^2 = \omega^4 / \{(\omega_p^2 - \omega^2)^2 + 4h_p^2 \omega_p^2 \omega^2\} \quad (11)$$

ここに， $\omega_p, h_p$  はフィルターの中心周波数と帯域幅を規定するパラメーターである。

以上より，支点に作用する地盤加速度のパワースペクトル密度は，次式となる。

$$S_p(\omega) = |H_p(\omega)|^2 S(\omega) \quad (12)$$

これらの関係式は，平均値0の正規性白色雑音過程  $n(t)$  を入力とするフィルターにより構成できる。

即ち，式(10)のパワースペクトル密度は，次式で示すフィルター方程式の出力  $\gamma(t)$  のパワースペクトル密度で表現できる。

$$\ddot{Z}_1(t) + 2h_g \omega_g \dot{Z}_1(t) + \omega_g^2 Z_1(t) = -n(t) \quad (13)$$

$$\gamma(t) = -2h_g \omega_g \dot{Z}_1(t) - \omega_g^2 Z_1(t) \quad (14)$$

また，式(11)の伝達関数は，次のフィルター方程式の加速度  $\ddot{Z}_2(t)$  の伝達関数である。

$$\ddot{Z}_2(t) + 2h_p \omega_p \dot{Z}_2(t) + \omega_p^2 Z_2(t) = -\gamma(t) \quad (15)$$

## 3. 構造 - 荷重系の確率微分方程式と応答解析

### (1) 状態空間表示による構造 - 荷重系の方程式

いま，振動方程式を状態空間表示するため，基準座標を次式で表す。

$$\mathbf{a}(t) = \{a_1(t) \ a_2(t) \ \dots \ a_i(t) \ \dots \ a_n(t)\}^T \quad (16)$$

また，構造系の状態変数  $\mathbf{Y}(t)$  を次式で定義し，

$$\mathbf{Y}(t) = \{\mathbf{a}(t) \ \dot{\mathbf{a}}(t)\}^T \quad (17)$$

式(17)を用いて，式(9)を書き改めると，構造系の状態方程式，出力方程式は，それぞれ次式となる。

$$\dot{\mathbf{Y}}(t) = \mathbf{A}_Y \mathbf{Y}(t) + \mathbf{B}_Y \ddot{\Delta}(t), \quad \mathbf{Y}(0) = \mathbf{0} \quad (18)$$

$$\mathbf{N}_j(t) = \mathbf{C}_j \mathbf{Y}(t) \quad (19)$$

ここに，

$$\mathbf{A}_Y = \begin{pmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ \mathbf{H} & \mathbf{\Omega} \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{B}_Y = [\mathbf{0} \ \mathbf{B}_{Y1} \ \dots \ \mathbf{B}_{Yi} \ \dots \ \mathbf{B}_{Yn}]^T$$

$$\mathbf{B}_{Yi} = \mathbf{B}_{Yi} \sin \theta + \mathbf{B}_{Hi} \cos \theta, \quad (i=1, 2, \dots, n)$$

$$\mathbf{B}_{vi} = \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^N \Delta_{jvw}^i \\ \sum_{j=1}^N \Delta_{jvu}^i \end{bmatrix} \quad \mathbf{B}_{Hi} = \begin{bmatrix} \sum_{j=1}^N \Delta_{jHw}^i \\ \sum_{j=1}^N \Delta_{jHu}^i \end{bmatrix}$$

ここに、 $\mathbf{I}, \mathbf{H}, \mathbf{Q}$  は、それぞれ、単位行列、減衰項の行列要素、円振動数の行列要素よりなる行列であり、 $\mathbf{C}_j$  は固有振動モードの行列である。 $\mathbf{B}_{vi}, \mathbf{B}_{Hi}$  については付録を参照のこと。また  $\mathbf{N}_j(t)$  は支点  $j$  における反力と変位の応答を示し、次式となる。

$$\mathbf{N}_j(t) = \{ \mathbf{R}_{wj}(t) \quad \mathbf{R}_{uj}(t) \quad \mathbf{w}_j(t) \quad \mathbf{u}_j(t) \}^T \quad (20)$$

地震動入力方向  $\theta$  は、観測地震波の水平直角 2 方向成分の合成方向を指す水平面内での角度である。

本論文では、地震動による影響を明らかとする第一歩として、図-2に示す、 $X-Y$  軸水平面内に斜め方向から地震波が入力し、各座標軸の方向に同じ地震波の分力が作用すると考え、この入力方向を種々変化させて検討する。

一方、荷重系の関係をベクトル表示するため式(21)の状態変数を定義すると、式(13),(14),(15)は、式(22)の荷重系状態方程式で表わせる。

$$\mathbf{Z}(t) = \{ Z_2 \quad \dot{Z}_2 \quad Z_1 \quad \dot{Z}_1 \}^T \quad (21)$$

$$\dot{\mathbf{Z}}(t) = \mathbf{A}_z \mathbf{Z}(t) + \mathbf{B}_z(t) \mathbf{n}(t) \quad (22)$$

また、構造系の支点到作用する地盤加速度  $\ddot{\Delta}(t)$  は、次式となる。

$$\ddot{\Delta}(t) = \mathbf{D} \mathbf{Z}(t) \quad (23)$$

ここに、 $\mathbf{D} = \{-\omega_p^2 \quad -2h_p \omega_p \quad \omega_g^2 \quad 2h_g \omega_g\}$  である。

荷重系の初期条件  $\mathbf{Z}_0$  は、荷重系を定常応答と考えると、次式で規定される。

$$\mathbf{E} \{ \mathbf{Z}_0 \} = \mathbf{0}, \quad \mathbf{E} \{ \mathbf{Z}_0 \mathbf{Z}_0^T \} = \mathbf{R}_{z0} \quad (24)$$

構造系方程式、式(18)と荷重系方程式、式(22)より構造・荷重系方程式は、次式で表わせる。

$$\dot{\mathbf{Y}}(t) = \mathbf{A}_y \mathbf{Y}(t) + \mathbf{B}_y \mathbf{D} \mathbf{Z}(t) \quad (25)$$

$$\dot{\mathbf{Z}}(t) = \mathbf{A}_z \mathbf{Z}(t) + \mathbf{B}_z(t) \mathbf{n}(t) \quad (26)$$

ここで、構造・荷重系の状態変数を次式とする。

$$\mathbf{X}(t) = \{ \mathbf{Y}(t) \quad \mathbf{Z}(t) \}^T \quad (27)$$

構造・荷重系の確率微分方程式は次式となる。

$$\dot{\mathbf{X}}(t) = \mathbf{A}_x \mathbf{X}(t) + \mathbf{B}_x \mathbf{n}(t) \quad (28)$$

ここに、 $\mathbf{A}_x = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_y & \mathbf{B}_y \mathbf{D} \\ \mathbf{0} & \mathbf{A}_z \end{bmatrix}$ 、 $\mathbf{B}_x = [ \mathbf{0} \quad \mathbf{B}_z(t) ]$

また、 $\mathbf{n}(t)$  は平均値 0 の白色雑音過程であり次の自己相関関数を持つ。

$$\mathbf{E} \{ \mathbf{n}(t_1) \mathbf{n}(t_2) \} = \sigma_n^2 \delta(t_1 - t_2) \quad (29)$$

ここに、 $\sigma_n$  は白色雑音強度を示し、式(10)の  $S_0$  とは、 $\sigma_n^2 = 2\pi S_0$  の関係を有す。

## (2) 共分散方程式

表-1 橋梁諸元

型式	単純曲線非合成箱桁橋		
支間(ℓ)	55.0 m	幅員	6.2 m
橋格	二等橋	曲率半径(R)	52.52 m
断面積(A)	0.165 m <sup>2</sup>	断面2次	
死荷重	7.503 t/m	モーメント(I)	0.150 m <sup>4</sup>
断面形状	図-3 参照	減衰定数(h)	0.02
平面骨組形状	図-4 参照	(各モードとも共通)	

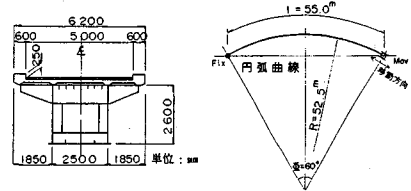


図-3 断面形状 図-4 モデルA橋の平面形状

応答  $\mathbf{X}(t)$  の共分散  $\mathbf{R}_x(t)$  は、次式で与えられる。

$$\mathbf{R}_x(t) = \mathbf{E} \{ \mathbf{X}(t) \mathbf{X}(t)^T \} \quad (30)$$

$$\mathbf{R}_x(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_{vy}(t) & \mathbf{R}_{vz}(t) \\ \mathbf{R}_{zy}(t) & \mathbf{R}_{z}(t) \end{bmatrix} \quad (31)$$

共分散方程式は次式で与えられるが、ここでは結果のみを示す。詳細な共分散方程式の誘導については、文献9)を参照されたい。

$$\dot{\mathbf{R}}_x(t) = \mathbf{A}_x \mathbf{R}_x(t) + \mathbf{R}_x(t) \mathbf{A}_x^T + \mathbf{B}_x \sigma_n^2 \mathbf{B}_x^T \quad (32)$$

ここに初期条件は、 $\mathbf{R}_{x0} = \mathbf{E} \{ \mathbf{X}_0 \mathbf{X}_0^T \}$  である。

いま、応答を  $t \rightarrow \infty$  とした場合の定常状態と仮定すると、共分散の時間的変化がなくなり、式(32)の共分散行列は、 $\dot{\mathbf{R}}_x(t) = \mathbf{0}$  となる。従って、式(32)の共分散方程式は、次式の連立方程式に帰着する。

$$\mathbf{A}_x \mathbf{R}_x(t) + \mathbf{R}_x(t) \mathbf{A}_x^T + \mathbf{B}_x \sigma_n^2 \mathbf{B}_x^T = \mathbf{0} \quad (33)$$

## (3) 応答の確率特性

本論文で求める応答値は、橋梁支承部の反力および変位の分散、共分散である。支点部の反力、変位に関する応答値は、基準座標の共分散行列  $\mathbf{R}_a(t)$  の  $\mathbf{R}_a(t)$  要素と、式(19)から次式となる。

$$\mathbf{E} \{ \mathbf{N}_j(t) \quad \mathbf{N}_j(t)^T \} = \mathbf{C}_j \mathbf{R}_a(t) \mathbf{C}_j^T \quad (34)$$

$$\mathbf{R}_a(t) = \mathbf{E} \{ \mathbf{a}(t) \quad \mathbf{a}(t)^T \} \quad (35)$$

## 4. 橋梁諸元と地震のモデル

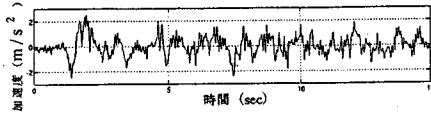
### (1) 橋梁諸元

本解法は、振動形解析法を適用することにより、各種の橋梁型式や連続構造に適用可能である。

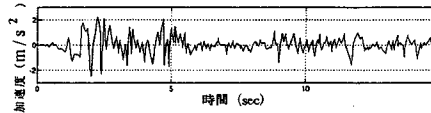
一般に、曲線桁橋の動的地震応答は、地震動のほかに地盤条件や、基礎構造、下部構造、上部構造の各構造諸元が相互に影響し複雑な挙動を示す。本論文では、各構造の影響を明らかとするための第一歩

表-2 固有振動数 (Hz)

次数	1次	2次	3次	4次	5次
モデルA橋	0.814	3.943	9.126	11.650	16.840



(a) 道示・I波



(b) EL-Centro波

図-5 解析用地震加速度波

として、上部構造を対象に支承部の動的応答特性について検討を加え、支承反力におよぼす地震動の最悪入力方向の推定を行う。

モデル橋としては、表-1、図-3、図-4の実橋に近い構造諸元を有する橋梁を想定した。

### (2) 解析モデル橋の固有振動数

当該橋の振動特性を表-2に示す。数値計算では、橋梁の高次振動モードの実現性から、10Hz以下の3次振動までを考慮した。

### (3) 地震のモデル

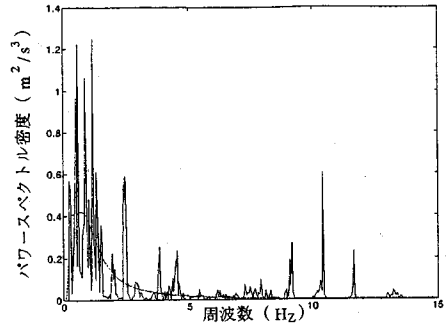
数値計算で使用する地震波は、モデルA橋の1次固有振動数と地震動の卓越周波数の共振点が近接する、I種地盤用「岩盤」標準地震波形（以下、道示・I波）と<sup>12)</sup>、II種地盤の周波数成分をもつEL-Centro波「NS成分」地震波（以下、EL波）とし、最大加速度250gal、継続時間15secで解析した。図-5、図-6にそれぞれの地震加速度波形とパワースペクトル密度曲線を示す。図中の点線は、不規則応答解析および、模擬波作成時に使用する金井・田治見・Clough-Penzien型地震荷重モデルを示す。なお、所要のパラメーターは、非線形最小二乗法による曲線適合から求めている。

## 5. 数値解析結果と考察

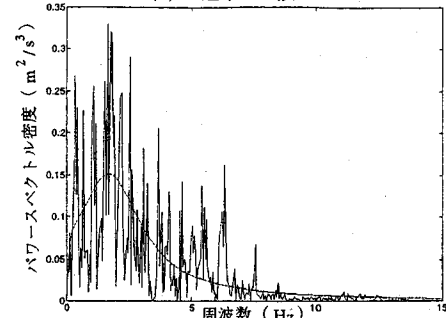
### (1) 地震動の最悪入力方向に関する

本解法とシミュレーションによる検証

#### a) 地震模擬波関数の作成



(a) 道示・I波



(b) EL-Centro波

図-6 解析用地震波パワースペクトル密度曲線

地震の加速度の模擬波関数は、次のような三角関数モデルで表現する<sup>5)</sup>。

$$\ddot{\Delta}(t) = \sum_{k=1}^m a_k \sin(\omega_k t + \phi_k) \quad (36)$$

ここに、 $\omega_k$ は円振動数、 $a_k$ は平均値0、標準偏差 $\sigma_k$ で規定される正規乱数、 $\phi_k$ は $0 \sim 2\pi$ の範囲の一様乱数で、次のようにして与えられる。

$\ddot{\Delta}(t)$ のパワースペクトル密度関数 $S_{\Delta}(\omega)$ の正の $\omega$ 領域において、上限値 $\omega_u$ と下限値 $\omega_l$ との間を $m$ 等分し $\delta\omega = (\omega_u - \omega_l)/m$ とすると $\sigma_k$ は次式となる。

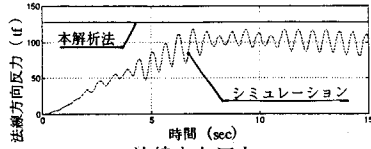
$$\omega_k = \omega_u + (k-1/2)\delta\omega; k=1, 2, \dots, m \quad (37)$$

$$\sigma_k^2 = 4S_{\Delta}(\omega) \delta\omega \quad (38)$$

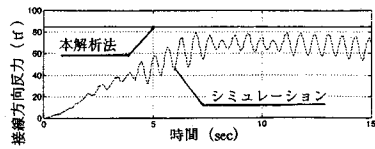
### b) 本解法とシミュレーション

以下に示すシミュレーションとは、50本の標本模擬地震波形を外力とし、確定論的手法による直接応答解析から求めた応答結果である。

図-7は、道示・I波による地震動入力方向60度でのモデルA橋の固定側時刻歴標準偏差反力応答曲線を示す。ここに、実線は本解法の定常応答解析結果を、破線はシミュレーションに対する標準偏差応答曲線を表す。図-8は、モデルA橋の固定支点における地震動入力方向と、接線方向および法線方向反力の標準偏差応答との関係を示した。ここに、地震波は図-5,6の特性を有する道示・I波と、EL波を使用



(a) 法線方向反力



(b) 接線方向反力

図-7 時刻歴標準偏差反力応答曲線

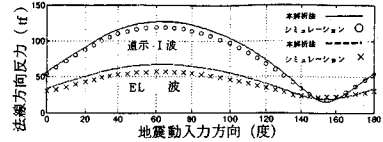
し、構造モデルは、可動支承の移動方向を部材軸接線方向としたモデルで検討した。図-8では、比較のため定常確率過程でモデル化した共分散方程式による解析結果と、シミュレーションから求めた応答結果の標準偏差応答を併記している。なお、地震動入力方向は $\theta = 0 \sim 180$ 度の範囲で最悪入力方向を探索した。この図より最悪入力方向は、60度付近に存在することがわかる。シミュレーションによる標準偏差応答と本解析結果との差違は、本解析法が定常確率過程に基づいた解法であるのに対して、シミュレーションは非定常応答解析であることによる。また最悪入力方向についても両者とも比較的良好一致を示している。

## (2) 最大応答と地震動入力方向

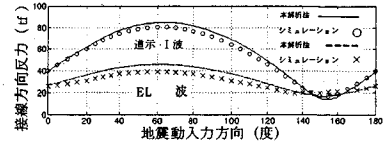
図-9は、地震動入力方向と最大応答反力を示し、共分散方程式で求めた標準偏差応答結果、シミュレーションによる平均最大応答結果、さらに実際の地震波による直接応答解析結果との関係を表す。本解析による標準偏差応答が、シミュレーションでの平均最大応答に対して下回っている様子が見られるが、地震動の最悪入力方向についての両者の差は顕著に生じていない。

Der-Kiureghianらの研究<sup>7)</sup>によると、応答の標準偏差と、平均最大応答値および最大応答値の標準偏差の間には近似的に比例の関係がある。そこで応答の標準偏差に係数を乗じることで平均最大応答値や最大応答値の標準偏差を推定することが可能である。図-9においても、本解析法による標準偏差応答曲線と、シミュレーションでの平均最大応答曲線とは類似の曲線形状を示し、さらに地震動の最悪入力方向に関しては両者に差違が認められない。従って、本論文で提案した近似解法により構造物に対する地震動の最悪入力方向を推定しても実用上問題ないものとする。ただ標準偏差応答値と、平均最大応答値あるいは最大応答値の標準偏差との関係を実用的に関連付ける方法については引き続きの研究を必要とする。

確定論から求めた実際の地震波による地震動の

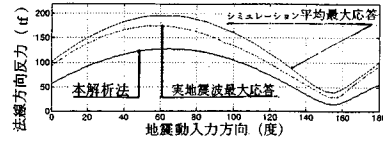


(a) 最大法線方向反力

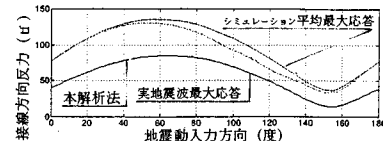


(b) 最大接線方向反力

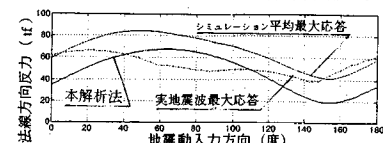
図-8 地震動入力方向と標準偏差反力応答曲線



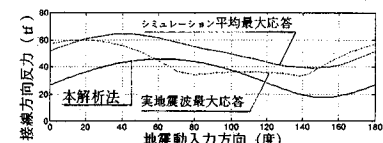
(a) 道示-I波による最大法線方向反力



(b) 道示-I波による最大接線方向反力



(c) EL-Centro波による最大法線方向反力



(d) EL-Centro波による最大接線方向反力

図-9 最大応答反力と地震動入力方向

最悪入力方向は、図-9に示すように確率論的手法の本解析法で求めた結果に対して差違が発生する。地震荷重の再現性を考慮すれば、過去に発生した実際の地震波は、一つの標本地震荷重であり、この地震波による応答結果を設計に直接反映することは慎重に行うべきである。

確率論的手法である本解法最大の有利性は、定常確率過程でモデル化した場合、共分散方程式が連立代数方程式となることであり、この結果、平易に地震動の最悪入力方向の探索が可能となる点にある。

## 6. まとめ

本論文は、曲線桁橋の支承部に対する地震動の最悪入力方向について考察したものである。従来より、設計における曲線桁橋の地震動入力方向の探索は、想定した地震波で確定論的手法により最悪入力方向を決定していたため荷重の再現性の面に検討の余地があった。ここで提案した解法は、確率論的手法の共分散方程式を利用し、定常確率過程でモデル化することで、共分散方程式が連立代数方程式となることから比較的簡単に地震動の最悪入力方向の探索が可能となり、設計の実務に適用可能な実用的近似解法を提案することが出来た。

今後は、本解法を発展させた最大応答値の推定と、下部構造を含めた種々の曲線形状を持つ曲線桁橋最悪入力方向の推定資料を整備し設計資料に供したい。

## 付録 支点変位

支点変位の取扱いは次の通りである。支点  $k$  における任意方向の静的単位変位を  $\Delta_k=1$  とし、図-2に示す、始終端支点の支点間を結ぶ水平軸に対する支点変位の方向角を  $\theta$  で表すと、次の関係式を得る。

$$\Delta_k = \Delta_{kV} \sin\theta + \Delta_{kH} \cos\theta \quad (A-1)$$

ここに、 $\Delta_{kV}$ 、 $\Delta_{kH}$ は、 $\Delta_k$ の垂直および水平成分である。

また、 $B_{kV}$ 、 $B_{kH}$ の行列要素は、次の通りである。

$$\Delta_{kV} = \int_0^1 w_{kV}(s) w_i(s) ds / \int_0^1 \{u_i^2(s) + w_i^2(s)\} ds \quad (A-2)$$

$$\Delta_{kV} = \int_0^1 u_{kV}(s) u_i(s) ds / \int_0^1 \{u_i^2(s) + w_i^2(s)\} ds \quad (A-3)$$

$$\Delta_{kH} = \int_0^1 w_{kH}(s) w_i(s) ds / \int_0^1 \{u_i^2(s) + w_i^2(s)\} ds \quad (A-4)$$

$$\Delta_{kH} = \int_0^1 u_{kH}(s) u_i(s) ds / \int_0^1 \{u_i^2(s) + w_i^2(s)\} ds \quad (A-5)$$

ここに、 $u_{kV}$ 、 $u_{kH}$  および  $w_{kV}$ 、 $w_{kH}$  は、支点  $k$  の単位変位  $\Delta_k$  の垂直および水平成分  $\Delta_{kV}$ 、 $\Delta_{kH}$  による、各々の法線方向、接線方向変位を表す。

## 参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋補修便覧，pp.172-185, 1979.
- 2) 社団法人 日本道路協会：道路橋支承便覧，1991.
- 3) 大町達夫：1994年ノースリッジ地震をどう見るか，土木学会論文集 No.492/VI-23, pp.1-12, 1994.
- 4) Y.K.リン：構造動力学の確率論的方法，培風館，1972.
- 5) 星谷 勝：確率論的手法による振動解析，鹿島出版会，1973.
- 6) Nigam,N.C. : *Introduction to Random Vibrations* ,The MIT Press, 1983 .
- 7) Der - Kiureghian , A. and W . Smeby . : *Probabilistic Response Spectrum Method for Multidirectional Seismic Input* , Trans .7- th SMIRT, Chicago, 1983.
- 8) 伊藤 清：確率論，岩波書店，1969.
- 9) 岡林隆敏：単一走行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文報告集第286号 pp.15-27, 1979.
- 10) Tajimi .H. : *A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake*,Proc.2WCEE,Vol.2, Tokyo, pp.781-797, 1960.
- 11) Clough,R.W. and J. Penzien . : *Dynamics of structures* , McGraw - Hill , New York, 1975.
- 12) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.148-163, 1990.

(1994. 7. 28 受付)

# CRITICAL DIRECTION OF HORIZONTAL EARTHQUAKE INPUTS SUBJECTED TO BEARINGS OF CURVED GIRDER BRIDGES BY RANDOM VIBRATION ANALYSIS

Masahide KAWAKAMI, Takatoshi OKABAYASHI and Takeshi SAKIYAMA

The purpose of this paper is to study the direction of horizontal earthquake inputs which produce the critical dynamic responses subjected to bearings of the curved girder bridges by the stationary random vibration analysis. This method is based on the assumption that the input excitation is the stationary Gaussian process and the response is stationary. We can calculate the deviation of the displacements and the reaction forces of the bearings by employing the stochastic differential equation. Kanai-Tajimi form and Clough-Penzien form were used to obtain a power spectral density for modeling ground acceleration response during earthquakes. The proposed procedure is demonstrated for an example bridge. Computed results based on the proposed method are shown to be in close agreement with Monte Carlo results obtained through time-history analysis.