

地震時における橋梁構造物の信頼性評価

京都大学工学部 正員 山田 善一 京都大学大学院 学生員 ○野田 茂
 京都大学大学院 学生員 小笠原洋一

1. まえがき

古くはLeonardo da Vinciの構造材料強度特性の実験的研究以来、構造物の安全性に関する確率統計的アプローチが盛んに行なわれてきた。一方、構造物の耐震設計に応答スペクトル法・ランダム振動解析などの果している役割は指摘するまでもないが、確定的な地震強度パラメーターで表現しているに過ぎない。耐震設計においてはこうした地震動のばらつきを設計変数として積極的に導入して合理的に反映することが重要と考えられる。本研究はこのような観点から、一つの地震パラメーター（マグニチュードに限定）に含まれるランダム性がスペクトル強度特性と地震応答スペクトルの不確定性に及ぼす影響に注目し、地震時における橋梁の危険度を的確に把握することを目的とした予測手法を試みている。これらの問題の解明のために、具体的には静的信頼性理論と初通過破壊判定法を応用して、一つの安全性照査と橋梁における使用確率の基本的考え方の妥当性を検討したものである。外力のばらつきの情報を構造物の安全性レベル評価に加味した十分な具体例がまだ少なく⁽¹⁾、数値計算例では高橋脚高架橋の機能に与える使用限界を地震動の影響度との定量的対応関係に基づ的に確かめてみた。

2. 地震動と応答スペクトルの統計的特性に関する確率表示

外力の変動係数(0.2-0.6)は抵抗強度の変動(0.05-0.20)に比べて大きく、構造物の応答を確率統計の見地から論ずるには地震動の確率モデルをまず設定しなければならない⁽²⁾。本研究では定量的な外力の尺度として、地震動のマグニチュード(M)、震央距離(Δ)、地震のパワースペクトル密度(S_g)と応答スペクトル(SA)の分布の影響因子を取扱う。

服部の資料⁽²⁾から得られたMと地震の生起数Nの分布がFig.1である。図には非線形回帰から得られた2次曲線も描いている。これよりlogN~M関係は2次分布法則を十分に満足していると言えよう。すなわちMの密度分布(Pdf)は次式で仮定される。

$$f_M(m) = k_m (2\beta_2 m - \beta_1) e^{\beta_1(m - M_2) - \beta_2(m^2 - M_2^2)} \left[H(m - M_2) - H(m - M_u) \right] \quad (1)$$

ここで、 $k_m = \left[1 - e^{\beta_1(M_u - M_2) - \beta_2(M_u^2 - M_2^2)} \right]^{-1}$

2.1) 基盤面での外力強度レベルの変動

基盤面で発生した地震の変動は構造物の建設地盤における接地点外乱 \ddot{z}_g に伝播する。Fig.2はその概略である。今、基盤面での白色雑音的な外力のスペクトル密度S_gのばらつきは、表層地盤の伝達特性より得られる表面地盤での最大加速度(例えばEsteveとRosenbluethによる)の式($\ddot{z}_{gmax} = b_1 e^{b_2 M - b_3}$)⁽²⁾と第1種漸進分布で表わされる最大値の期待値推定式を等置することで得られた。Mが(1)式で支配されると、S_gのPdfは次式のようになる。

$$f_{S_g}(s_g) = \frac{S_{gnorm}}{2\sigma s_g} \left[k_m - 1 \right] \left[\Phi\left(\frac{z}{\sigma}\right) - \Phi\left(\frac{z'}{\sigma}\right) \right] - k_m \left(\frac{\sqrt{b_4 a_3}}{b_1} \right) \Delta \sigma e^{\frac{z^2}{2\sigma^2} - M_2(\beta_1 - \beta_2 M_2)} \left\{ \frac{1}{\sigma^*} \left(1 - \frac{2\beta_2 \sigma^2}{2\sigma^2 \beta_2 + b_2^2} \right) \right\} \quad (3)$$

$$\otimes \left[\Phi\left(\frac{z - \bar{z}}{\sigma^*}\right) - \Phi\left(\frac{z' - \bar{z}}{\sigma^*}\right) \right] + \left[\Phi\left(\frac{z - \bar{z}}{\sigma^*}\right) - \Phi\left(\frac{z' - \bar{z}}{\sigma^*}\right) \right] \left[\frac{\bar{z}}{\sigma^*} \frac{2\beta_2 \sigma^2}{2\sigma^2 \beta_2 + b_2^2} - \frac{\beta_2}{b_2} \ln\left(\frac{\sqrt{b_4 a_3}}{b_1} + V\right) \right] \left[H(A_g - S_g) - H(A_g - S_u) \right]$$

ただし、

$$\begin{aligned} \sigma^* &= \sigma b_2 \sqrt{b_2^2 + 2\sigma^2 \beta_2} \\ \bar{z} &= \sigma^2 \left[\frac{2\beta_2}{b_2} \left\{ \ln\left(\frac{\sqrt{b_4 a_3}}{b_1}\right) + b_3 \ln \Delta \right\} - \beta_1 \right] / (2\sigma^2 \beta_2 + b_2^2) \\ z &= \frac{1}{2} \ln(A_g) - \ln\left(\frac{b_1}{\sqrt{b_4}} e^{b_2 M_u - b_3}\right) \\ z' &= \frac{1}{2} \ln(A_g) - \ln\left(\frac{b_1}{\sqrt{b_4}} e^{b_2 M_2 - b_3}\right) \\ V &= \frac{\beta_2}{b_2} + \frac{\beta_2}{b_2} \ln\left(\frac{\sqrt{b_4 a_3}}{b_1}\right) + 2b_3 \ln(\Delta) \\ W &= \frac{\beta_1 b_3}{b_2} - \frac{\beta_3}{b_2} b_3 \ln(\Delta) \end{aligned}$$

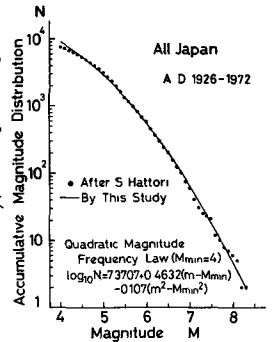


Fig.1 Frequency Magnitude Relationship

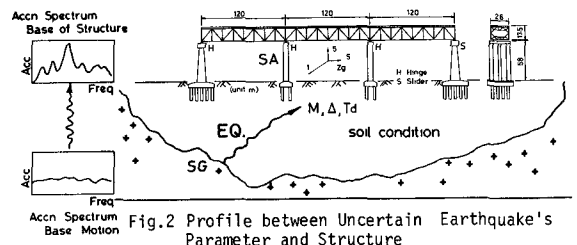


Fig.2 Profile between Uncertain Earthquake's Parameter and Structure

$$b_4 = \sigma_{g5}^2 \left(\sqrt{2 \ln(\sigma_y T_d)} + 0.5772 \sqrt{2 \ln(\sigma_y T_d)} \right), \quad S_{Gnorm} = \text{正規化定数} \quad \text{以上 --- (4)}$$

ここで、 $\Phi(t) = \int_{-\infty}^t \varphi(x) dx$ は標準正規分布を、 σ は(4)式のはらつきを表わす。また $\frac{2}{\beta_2}, T_d, \sigma_{g5}^2$ は表層地盤における地動の擬周期、継続時間と単位の基盤パワーに対する加速度応答の分散を意味する。 S_L と S_u は S_g の最小値と最大値である。なお単一の確率変数 M の分布が低値に集中しているために(5)式の平均時間を用いると短くなるので、 T_d は想定した確定値 \bar{M} に対する $\bar{t}_d = c_1 e^{c_2 M}$ を採用した。 T_d の変動を考慮するには最後(3)の円に積分操作を必要とする。

$$\bar{T}_d = E \left[c_1 e^{c_2 M} \Delta^3 \right] = k_m c_1 \Delta^3 e^{M_e (\beta_2 M_e - \beta_1)} \left[e^{-\beta_2 M_e^2 + (\beta_1 + c_2) M_e} - e^{-\beta_2 M_u^2 + (\beta_1 + c_2) M_u} \right] + \sqrt{\frac{\pi}{\beta_2}} c_2 e^{\frac{(\beta_1 + c_2)^2}{4\beta_2}}$$

$$\textcircled{x} \left\{ \Phi \left(\sqrt{2\beta_2} M_u - \frac{\beta_1 + c_2}{\sqrt{2\beta_2}} \right) - \Phi \left(\sqrt{2\beta_2} M_e - \frac{\beta_1 + c_2}{\sqrt{2\beta_2}} \right) \right\} \quad \text{--- (5)}$$

2.2) 加速度応答スペクトルの確率的変動特性

加速度応答スペクトル(SA)の確率統計的特性は多くの研究がなされている(例えば(6)-(7))が、本研究では Trifuncac (7) の SA-M- Δ 表示式(6)を適用する。

$$\log_{10} [S_A(T, P)] = M + \log_{10} A_0(\Delta) - a(T)P - b(T)M - (T) - d(T)S - e(T)V - f(T)M^2 - g(T)\Delta \quad (6)$$

上式より得られた曲線の一部が Fig. 3 である。M の分布式(1)を用いて不確定量の線形2次近似法により、SAの統計量が固有周期Tの関数形として、次式で表わされる。ただし、

$$\bar{S}_A(T) = S_A |_{\bar{M}} + \frac{1}{2} \sigma_M^2 \frac{d^2 S_A}{dM^2} \Big|_{\bar{M}} \quad \text{以下 --- (7)}$$

$$\sigma_{S_A}^2(T) = \sigma_M^2 \left(\frac{d S_A}{dM} \Big|_{\bar{M}} \right)^2 - \frac{1}{4} \sigma_M^4 \left(\frac{d^2 S_A}{dM^2} \Big|_{\bar{M}} \right)^2 + E[M - \bar{M}]^3 \frac{d^3 S_A}{dM^3} \Big|_{\bar{M}} + \frac{1}{4} E[M - \bar{M}]^4 \left(\frac{d^4 S_A}{dM^4} \Big|_{\bar{M}} \right)^2$$

$$\bar{M} = K \left[e^{-\beta_2 t_u^2} \left(t_u + \frac{\beta_1}{2\beta_2} \right) - e^{-\beta_2 t_e^2} \left(t_e + \frac{\beta_1}{2\beta_2} \right) + \frac{1}{2\beta_2} \sqrt{\frac{\pi}{\beta_2}} \left\{ \Phi(\sqrt{2\beta_2} t_u) - \Phi(\sqrt{2\beta_2} t_e) \right\} \right] \quad \text{以下 --- (8)}$$

$$E[M^2] = \sigma_M^2 + \bar{M}^2 = K^2 \left[e^{-\beta_2 t_u^2} \left(t_u + \frac{\beta_1}{2\beta_2} \right)^2 + \frac{\beta_1^2}{4\beta_2^2} + \frac{1}{\beta_2} - e^{-\beta_2 t_e^2} \left(t_e + \frac{\beta_1}{2\beta_2} \right)^2 + \frac{\beta_1^2}{4\beta_2^2} + \frac{1}{\beta_2} - \frac{\beta_1}{\beta_2} \sqrt{\frac{\pi}{\beta_2}} \left\{ \Phi(\sqrt{2\beta_2} t_u) - \Phi(\sqrt{2\beta_2} t_e) \right\} \right]$$

$$E[M^3] = K \left[\frac{1}{2\beta_2} \left(1 + \frac{3}{2\beta_2} \right) \sqrt{\frac{\pi}{\beta_2}} \left\{ \Phi(\sqrt{2\beta_2} t_u) - \Phi(\sqrt{2\beta_2} t_e) \right\} + e^{-\beta_2 t_u^2} \left\{ t_u^3 + \frac{3\beta_1}{2\beta_2} t_u^2 + \frac{3}{2\beta_2} \left(1 + \frac{\beta_1^2}{2\beta_2} \right) t_u + \frac{\beta_1}{2\beta_2} \left(3 + \frac{\beta_1^2}{4\beta_2} \right) \right\} - e^{-\beta_2 t_e^2} \left\{ t_e^3 + \frac{3\beta_1}{2\beta_2} t_e^2 + \frac{3}{2\beta_2} \left(\frac{\beta_1^3}{2\beta_2} + 1 \right) t_e + \frac{\beta_1}{2\beta_2} \left(3 + \frac{\beta_1^2}{4\beta_2} \right) \right\} \right]$$

など。ここで、 $t_e = M_e - \frac{\beta_1}{2\beta_2}$, $t_u = M_u - \frac{\beta_1}{2\beta_2}$, $K = k_m e^{M_e (\beta_2 M_e - \beta_1) + \frac{\beta_1}{4\beta_2}}$ であり、 $M_e = -\frac{b(T)}{2f(T)}$, $M_u = \frac{1-b(T)}{2f(T)}$

また、SAの分布は Trifuncac を参考にすると、

$$f_{S_A}(S_A(T)) = S_{Anorm} \int_{M_e(T)}^{M_u(T)} \frac{d(T)}{a(T) S_A \ln 10} \exp \left[d(T) P_e(S_A) + \beta(T) \right] \left[1 - \exp \left(-e^{d(T) P_e(S_A) + \beta(T)} \right) \right]^{M-1} f_M(m) dm \quad \text{--- (9)}$$

ここに、 $P_e(S_A) = (m + \log_{10} A_0(\Delta) - b(T)m - (T) - d(T)S - e(T)V - f(T)M^2 - g(T)\Delta - \log_{10} S_A) / a(T)$, S_{Anorm} = 正規化定数

3. 構造物の破壊レベルの算定

構造物の破壊表示は $P\{P_f\} = \int_0^1 P\{P_f | S_A = S_a, \text{ or } S_g = P_g, T_d = t_d\} P\{S_A, S_g, t_d | \text{SoIL} = \rho \omega_i, M = m, \Delta = \delta\} f_{\rho \omega_i}(\rho) f_M(m) f_{\Delta}(\delta) d\rho dm d\delta$ (10) で定義し、本研究での対象をMに限定する。さて、構造物に注目して不確定な地震動パラメータが糸の危険度を与える効果を検討する。運動方程式は接地点外乱 \ddot{z}_g の作用の下でFEM表示をして、

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{\bar{M}\} \ddot{z}_g \quad \text{ただし、} \{\bar{M}\} = [M][K]^{-1}[K_b] \{I_{ng}\} \quad ; n \text{ 要素, } m \text{ 節点糸 --- (11)}$$

ここに、 $\{I_{ng}\}$ は各橋脚点の地震入力方向による強度ベクトル、 $[K_b]$ は支点を含む剛性マトリックスである。各要素の損傷度を $r_i = \frac{\ddot{z}_i - Y_i}{C_i - Y_i}$ ($0 \leq r_i \leq 1$) で定義し、崩壊に至る強度特性 $\ddot{z}_i + (C_i - Y_i)$ と Y_i が不規則に変化すると仮定。このときの破壊のパターン(隆状又は屈座レベルY~部分的損傷~崩壊レベルC)を Fig. 4 のように設定する。なお安全性基準は有限要素節点の応力で判断すると仮定した。

3.1) 加速度応答スペクトルと静的信頼性理論の併用による破壊の推定

危険度評価のために欠かすことができない断面力 $\{F\}$ の期待値と共分散マトリックスは例えば R.S.S. 法を適用すると(8)式の加速度応答スペクトルの統計量を用いた線形1次近似の2近モーメント法で、

$$E\{F\} = \sqrt{\sum_{i=1}^2 ([K]\{\phi_i\} \bar{g}_{i,max})^2}, \quad \text{ただし、} \bar{g}_{i,max} = \left[\frac{\bar{S}_{A_i,max}(T)}{\omega_i^2} \right] \{\Lambda\}$$

$$\{ \Sigma \} = E\{ \{F\} \{F\}^T \} \approx \sum_{i=1}^2 \left[\frac{([K]\{\phi_i\} \bar{g}_{i,max}) ([K]\{\phi_i\} \bar{g}_{i,max}^T)}{\omega_i^2} \right] \sigma_{S_{A_i}}^2$$

$$\sigma_{S_{A_i}}^2 = \sigma_{S_{A_i}}$$

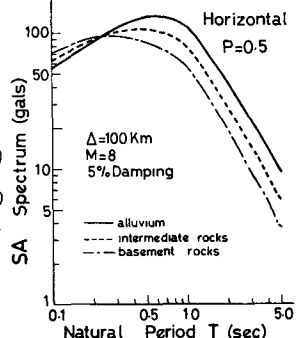


Fig.3 Response Spectra (Trifuncac)

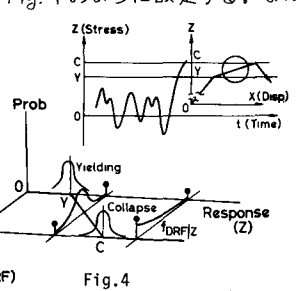


Fig.4 Probability of Different Levels of Damage

但し、 $\frac{\partial \beta_{\lambda_j}^{\max}}{\partial S_{\lambda_j}} = \left[\frac{\partial \beta_{\lambda_j}}{\partial \omega_j^2} \right] \cdot \left[\Lambda \right] \cdot \left[- \right]^2$ はマトリックスの各要素の積後の除算を意味する。ここで $[\omega_j^2]$ 、 $[\Phi]$ 、 $[\Lambda]$ は固有振動数、モードと刺激係数で応答に大きな影響を及ぼす低次モード ($l < n$) のみ取扱った。 δ_{ij} は Kronecker Delta 記号である。一般に不静定構造物の超過確率は、Jorgensen, Stevenson, Yao などの解析法がある。本研究では、Vanmarcke⁽⁹⁾ の近似式を採用してみた。破壊状態 P_f は安全性指標 β_{λ_j} を用いて次式で表現される。

$$P_f^D = \max_{\lambda=1}^m (P_{f\lambda}) \leq P_f \leq P_f^T = P_{f1} + \sum_{\lambda=2}^m \min_{j=1}^{l-1} (a_{\lambda j} P_{f\lambda}) \quad \text{以下} \quad (13)$$

$$P_{f\lambda} = \frac{1}{2} \left[1 - \int_0^{\infty} \text{erf} \left(\frac{\beta_{\lambda}(r)}{\sqrt{2}} \right) dr \right]$$

$$P_{f\lambda j} = P_{f\lambda} = \frac{1}{2} P_{f\lambda} + \frac{1}{2\sqrt{\pi}} \int_0^{\infty} \int_{\beta_{\lambda}(r)/2}^{\infty} e^{-t^2} \text{sgn} \left[\sqrt{2} \rho_{\lambda j}(r) - \beta_{\lambda}(r) \right] \text{erf} \left[\frac{\sqrt{2} \rho_{\lambda j}(r) - \beta_{\lambda}(r)}{\sqrt{2(1-\rho_{\lambda j}^2(r))}} \right] dt dr$$

ここに、 $\beta_{\lambda} = \bar{U}_{\lambda} / \sigma_{U_{\lambda}}$ 、 $\rho_{\lambda j} \approx \bar{U}_{\lambda} \bar{U}_j / \sigma_{U_{\lambda}} \sigma_{U_j}$ 。ただし、 $\bar{U}_{\lambda} = \bar{U}_{\lambda}(r) = r \bar{C}_{\lambda} + (1-r) \bar{Y}_{\lambda} - \bar{Z}_{\lambda}$ 、 $\sigma_{U_{\lambda}}^2 = \sigma_{U_{\lambda}}^2(r) = r^2 \sigma_{C_{\lambda}}^2 + (1-r)^2 \sigma_{Y_{\lambda}}^2 + 2r(1-r) \sigma_{C_{\lambda}} \sigma_{Y_{\lambda}} + \sigma_{Z_{\lambda}}^2$ 。 U_{λ} は λ 要素の余裕強度を、 $\rho_{\lambda j}$ は Y_{λ} と C_{λ} の相関係数で、強度 ($Y \sim C$) と部材力 Z には正規性が仮定された。 \bar{Z}_{λ} と $\sigma_{Z_{\lambda}}^2$ は (12) 式より求まる断面力の統計量である。sgn は符号関数を、erf は Gauss の誤差関数である。添字 D と I は各破壊状態間の従属、独立性を表わしている。

3.2) 初通過破壊理論の応用による危険度の推定

Rice による交差の問題の適用により、不確定な地震動パラメータ S_g を含む構造物の危険度に対する推定は、(3) 式の分布を用いて近似的に評価される。単位の外力パワー $S_g = 1$ に対する断面力の共分散マトリックスは、

$$[Z] = E \{ [f] [f]^T \} = [K] [\Phi] [K] [\Phi]^T [f] [f]^T [K] [\Phi] \otimes [J] \} ([K] [\Phi])^T \quad \text{以下} \quad (14)$$

$[J]$ は外力のスペクトル形状、地盤条件に作られるモード間の連成応答である。死荷重載荷及び地震作用時の橋梁構造物の超過確率は、塑性率 $\mu_{\lambda} = \bar{C}_{\lambda} / \bar{Y}_{\lambda}$ をパラメータに次式で表わされる。

$$P_f^D \leq P_f \leq P_f^T, \quad P_f^D = \max_{\lambda=1}^m (P_{f\lambda}), \quad P_{f\lambda} = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} P_{f\lambda}(r, \rho_g) dr dF_{Sg}(\rho_g) \quad \text{以下} \quad (15)$$

$$P_f^T = \int_0^{\infty} \left(1 - \left[1 - F_Z(0|r, \rho_g) \right] \exp \left[-P_c(0|r, \rho_g) T_d \right] \right) dr dF_{Sg}(\rho_g)$$

$$P_{f\lambda} = 1 - \left[1 - \Phi \left(-\frac{\bar{U}_{\lambda}}{\sigma_{U_{\lambda}}} \right) \exp \left\{ -\frac{T_d \sigma_{U_{\lambda}}}{\pi} \exp \left(-\frac{\bar{U}_{\lambda}^2}{2\sigma_{U_{\lambda}}^2} \right) \right\} \right]$$

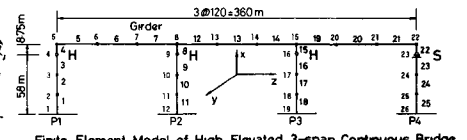
$$F_Z(0|r, \rho_g) = 1 - \prod_{\lambda=1}^m \left[1 - \Phi \left(-\frac{\bar{U}_{\lambda}}{\sigma_{U_{\lambda}}} \right) \right], \quad P_c(0|r, \rho_g) = \sum_{\lambda=1}^m \left(\frac{\sigma_{U_{\lambda}}}{\pi \sigma_{U_{\lambda}}} \exp \left[-\frac{\bar{U}_{\lambda}^2}{2\sigma_{U_{\lambda}}^2} \right] \right) \prod_{j=1}^m \left[1 - \Phi \left(-\frac{\bar{U}_j}{\sigma_{U_j}} \right) \right]$$

\bar{U}_{λ} 、 $\sigma_{U_{\lambda}}$ は 3.1) と同様の定義だが、 \bar{Z}_{λ} は静的解析で得られた断面力を意味し、(14) 式より $\sigma_{Z_{\lambda}}^2 = \sigma_{Z_{\lambda}}^2(\rho_g)$ で、 $\sigma_{U_{\lambda}}^2 = \sigma_{U_{\lambda}}^2(\rho_g) = \sigma_{Z_{\lambda}}^2(\rho_g)$ とする。ただし、応答、強度ともに定常性が仮定されている。

このようにして、危険度推定は最適な信頼性レベル設定のために強震時の桁・橋脚・支承部の損傷、亀裂による走行安全性のチェックとなる。

3. 数値計算例および考察

以上の展開式のプログラム化後、Fig.5 の高架橋モデル⁽¹⁰⁾を対象に数値解析を行い、地震動パラメータの不確定さが系の危険度に及ぼす影響を検討した。Table 1, 2 は岩崎⁽⁶⁾による日本での加速度記録の特性 $b_{\lambda} C_{\lambda}$ ($\lambda=1, 2, 3$) と本研究で求



Finite Element Model of High Elevated 3-span Continuous Bridge
Fig.5

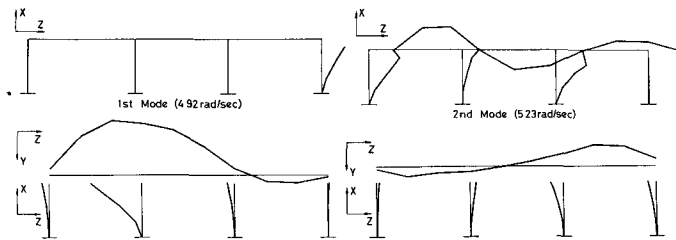


Fig.6 Mode Shapes of Model

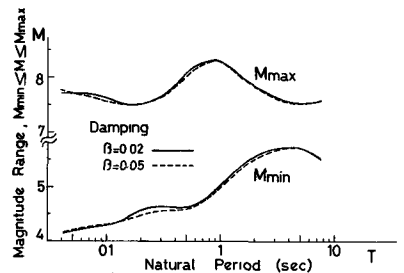
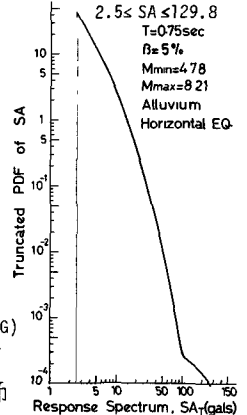
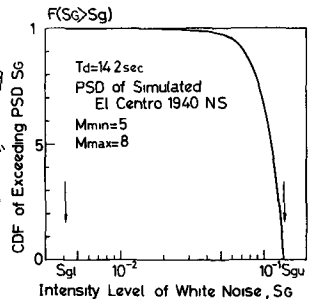


Fig.7 $M_{\min}(T)$ and $M_{\max}(T)$ used in R.S.S. Method

められた M の分布定数 β_{λ} ($\lambda=2$) 及び構造断面定数などを示している。地盤状態は沖積層を想定した。地震動の方向性の比率は $(\bar{z}_{gx}, \bar{z}_{gy}, \bar{z}_{gz}) = (0.5, 1.0, 0.5)$ とする。Table 3 と Fig.6 は系の面内・面外方向の固有振動数とモードを示している。Fig.7 は応答スペクトル法利用における M の上下限値の T に対する変化状態である。この結果より、3.1) と 3.2) の整合性を持たせるために、3.2) の解析では $M_L = 5$ 、 $M_U = 8$ に設定した。 S_A の超過

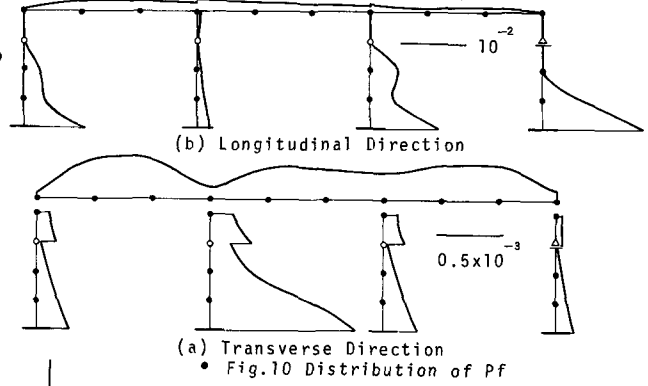
確率(1-P)はM, SA の分布特性からして上界値に10%を仮定(例えば1978年宮城県沖地震M=7.4, Δ=110kmはP=0.9程度でほぼ一致した)するが、厳密には(9)式の分布形を用いてP₀を求めなければならない。これらの基本データを踏まえて以下の考察を行う。Fig.8は日Centro NS成分のPSD形状をもつz̄_gに対する基盤パワーS_gの超過確率である。Fig.9は式(9)のSA_{T=0.75s}のばらつきをフロ



ットしたもので、ほぼ片山の結果と同様に偏向性を示している。ただ領域は広帯域の様相を示しているが、上下限値にそれ程の意味はない。さて、(9)式を適用して単一地震来襲時の系の危険度の分布状態を調べてみよう。Fig.10は節

Fig.8 Probability of being exceeded (SG)
Fig.9 Truncated PDF of SA at Given Natural Period

点の縁応力の破壊規準で求められた面内・面外方向の破壊分布を示している。いずれのケースも橋脚基部 支承部の危険性を帯びている。特に列車走行安全性を考慮すると桁部の破壊の判定規準には応力よりもむしろ変位制約が重要だとも考えられる。Fig.11は降伏応力(r=0), 終局耐力(r=1)の強度特性の差に対する効果を(3)式で求まる3つの擬似外乱(filtered White noise, El Centro NS, Taft NE)についてP₀の比率を示したものである。Table 3より最大加速度z̄_gが同じであ、ても外力との共振現象で破壊率に差が生じていることがわかる。



4 あとがき

本研究は本来不確定な地震動に対する確率モデルを設定し、地震動パラメーターの従属変数で簡単に表現できる構造物の危険度解析に関する予測手法を提案した。いわゆる最大加速度の回帰式のまわりでの更測値のばらつきを考慮した表示法から誘導してみた。今後、他の不確定要因例えばPSDの特性すなわち(10)式の地盤条件の変動と地震の生起確率・継続時間などの影響も定量的な性格のもとで適正なる評価をして解析のプロセスに取入れ明らかにしたいと考えている。

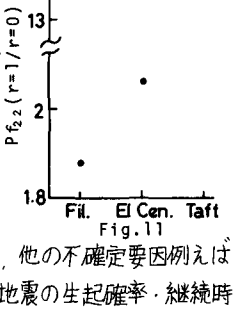


Table 1 EQ. Parameter

$b_1=32.1(\text{gal})$	$C_1=0.0275(\text{sec})$
$b_2=0.584857$	$C_2=0.67005$
$b_3=0.757$	$C_3=0.265$
$B_1=1.06656$	$\Delta=100. \text{km}$
$B_2=0.24638$	$S=V=0$

Table 2 Cross-sectional Properties

	P1,3,4	P2	Girder
A (m ²)	52	114.9	0.6
I _x (m ⁴)	4720	1826	76.9
I _y (m ⁴)	37	6165	38.3
J _z (m ⁴)	46	2206	15.1
p (t/m ³)	2.24	2.24	110

Materials SRC Steel

Table 3 Natural Frequencies

w	In	Out
1	4.92	6.76
2	5.23	8.08
3	8.01	8.35
4	8.61	8.55
5	10.51	9.66
6	13.30	10.31
7	13.87	11.53
8	14.45	11.61
9	20.70	11.81
10	27.47	14.84

(rad/sec)

参考文献

- (1) Cornell, C.A. : Probabilistic Analysis of Damage to Structures under Seismic Loads, DYNAMIC WAVES IN CIVIL ENGINEERING, John Wiley & Sons, Lon., N.Y., 1971, Chapter 27.
- (2) Hattori, S. : Seismicity in and around Japan - Regional Distribution of b Value in log(n)=a-bM - , Bull. Int. Inst. of Seism. and Earthq. Eng., Vol.12, 1974, pp.59-82.
- (3) Merz, H.A. and C.A. Cornell : Seismic Risk Analysis based on a Quadratic Magnitude - Frequency Law, Bull. Seism. Soc. Amer., Vol.63, No.6, 1973, pp.1999-2006.
- (4) Utsu, T. : A Three-Parameter Formula for Magnitude Distribution of Earthquakes, J. Phys. Earthq., Vol.22, pp.71-85, 1974.
- (5) Katayama, T. : Probabilistic Assessment of Maximum Response Acceleration, Proc. of 5th World Conf. Earthquake Eng., Rome, 1973, pp.2864-2867.
- (6) Iwasaki, T., T. Katayama, K. Kawashima and M. Saeki : Statistical Analysis of Strong-Motion Acceleration Records obtained in Japan, Proc. of 2nd Int. Conf. on MICROZONATION, Vol. II, California, Nov., 1978, pp.705-716.
- (7) Trifunac, M.D. and J.G. Anderson : Preliminary Empirical Models for Scaling Absolute Acceleration Spectra, U. South. Calif., Dept. Civ. Engg., Report No. CE 77-23, Aug., 1977.
- (8) Stevenson, J. and F. Moses : Reliability Analysis of Frame Structures, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No. ST11, Proc. Paper 7692, Nov., 1970, pp.2409-2427.
- (9) Vanmarcke, E.H. : Matrix Formulation of Reliability Analysis and Reliability Design, Computers & Structures, Vol.3, Nov. 4, 1973, pp.757-770.
- (10) 土木学会高橋脚橋梁設計小委員会 : 高橋脚橋梁の耐震設計に関する調査研究報告書, 昭和52年3月