

鋼橋脚の安全性指標に関する基礎的研究

徳島大学大学院 学生員 〇玉置 裕規
 徳島大学工業短期大学部 正会員 平尾 潔
 徳島大学工学部 正会員 児嶋 弘行
 徳島大学工学部 正会員 成行 義文

1. まえがき

従来から用いられてきた許容応力度設計法は、多くの実績があり、実用的かつ簡便である等の長所を有している反面、本来バラツキを有する外力、材料強度等を確定量として取り扱っていること、終局強度に対する安全性（安全率）が不明確である等の欠点を有している。そのため、許容応力度法におけるこれらの欠点を改良し、より合理的（確率論的）な設計法を確立する試みが多くの研究者によってなされているが、現時点では、確率変数の2次までのモーメントである平均値と分散のみにより定義される安全性指標を用いた設計法（二次モーメント法）が、実設計への適用性にすぐれた手法として注目されている。そこで本研究では、この安全性指標を用いた設計法に対する基礎的研究として、¹⁾図1に示すような片持柱形式および門型ラーメン形式の鋼橋脚が、昨年5月改訂された道路橋示方書・耐震設計編で規定された震度法ならびに修正震度法による静的な地震力を受けた場合の、機構崩壊に対する安全性指標を計算し、材料強度、水平震度のバラツキ、柱の高さ、支承間距離、地盤種別等が、塑性設計されたこれら鋼橋脚の安全性指標に及ぼす影響について、若干の比較検討を試みた。

2. 二次モーメント法

Cornell, Ang, Hasofer and Lindらによって、提案された二次モーメント法では、一般に破壊モード i の破壊基準関数 Z_i が式(1)で与えられているとき、このモードに対する安全性指標 β_i は式(2)により得られる。

$$Z_i = \sum_{j=1}^m a_{ij} X_j \quad \text{----(1)} \quad , \quad \beta_i = \mu_{Z_i} / \sigma_{Z_i} = \sum_{j=1}^m a_{ij} \mu_{X_j} / \sqrt{\sum_{j=1}^m a_{ij}^2 \sigma_{X_j}^2} \quad \text{----(2)}$$

ここに、 X_j は確率変数、 a_{ij} はその係数、 μ_{X_j} 、 $\sigma_{X_j}^2$ は X_j の平均値および分散、 μ_{Z_i} 、 $\sigma_{Z_i}^2$ は Z_i の平均値および分散であり、 $X_1, \dots, X_m$ は互いに独立としている。

また、不静定構造物のように、同一の構造物に多数（ n 個）の破壊モードが存在し、かつそれらに相間がある場合の、全体の安全性指標 β_a は近似的に式(3)により得られる。²⁾

$$\beta_a = \Phi^{-1} \left\{ \sum_{i=1}^n \Phi(\beta_i) - \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{k=i+1}^n \Phi(\beta_{i,k}) \right\} \quad \text{----(3)}$$

ここに、 $\Phi(\cdot)$ は標準確率分布関数、 $\beta_{i,k}$ はモード i とモード k の同時破壊に対する安全性指標であり、式中の $\beta_{i,k}$ の算出には、確率変数の標準化空間の幾化学的性質より、式(4)が提案されている。³⁾

$$\beta_{i,k} = \begin{cases} \beta_{i,k} & (\beta_{i,k} \leq \beta_i / \rho_{i,k}) \\ \beta_k & (\beta_{i,k} > \beta_i / \rho_{i,k}) \end{cases} \quad , \quad \beta_{i,k} = \sqrt{\frac{\beta_i^2 + \beta_k^2 - 2\rho_{i,k}\beta_i\beta_k}{1 - \rho_{i,k}^2}} \quad \text{----(4)}$$

ここに、 $\rho_{i,k}$ はモード i とモード k の間の相関係数である。ただし、式(4)は $\beta_i < \beta_k$ の場合であり、 $\beta_i \geq \beta_k$ の場合には β_i と β_k を入れかえればよい。

3. 解析上の仮定と破壊基準関数

解析上考慮した外力、および破壊モードは図1のようであり、解析のさいには、(1)地震力としては、上部工重量 W による慣性力 H のみを考慮する、(2)橋脚躯体は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに対称な正方箱型断面とし、等断面とする、(3)基礎地盤の変形の影響は無視する、(4)上部工重量は確定量とし、確率変数としては橋脚の保有する全塑性モーメントおよび設計水平震度のみとし、前者の変動係数は0.1、後者のそれは0.2を採用する、などの仮定を設けた。また、片持柱形式および門型ラーメン形式に対する橋軸直角方向の、機構崩壊に対する破壊基準関数 Z を示しておけば、それぞれ式(5)、(6)のようである。

$$\begin{aligned}
 Z &= M_p - (h+h') W k_R & (5) \\
 Z_1 &= 4 M_p - h W k_R \\
 Z_2 &= \left\{ 2(l+l')/l' \right\} M_p - (h+h') W k_R - (l/2) W \\
 Z_3 &= \left\{ (4l-2l')/(l-l') \right\} M_p - \{ h-l'h'/(l-l') \} W k_R - \{ l'l/2(l-l') \} W \\
 Z_4 &= (2l/l') M_p - h' W k_R - (l/2) W & (6) \\
 Z_5 &= \left\{ 2(l-l')/l' \right\} M_p - h' W k_R - \{ (l-2l')/2 \} W \\
 Z_6 &= \left\{ 2l/(l-l') \right\} M_p + \{ l'h'/(l-l') \} W k_R - \{ l'l/2(l-l') \} W \\
 Z_7 &= \left\{ 2(l-l')/(l-2l') \right\} M_p + \{ l'h'/(l-2l') \} W k_R - (l'/2) W
 \end{aligned}$$

ここに、 M_p は橋脚の保有する全塑性モーメント、 k_R は設計水平震度であり、 h, h', l, l' は図1に示す諸寸法である。

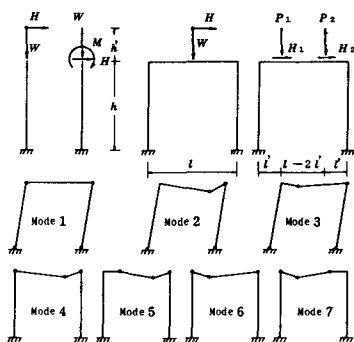


図1

4. 計算例

本研究では、式(3)の歪(ε)を正規分布で近似し、柱高 h 、全塑性モーメント比 αM_p 、地盤種別、上部工重量、支承間距離、設計水平震度の変動係数等を2、3変化させた場合の、片持柱形式および門型ラーメン形式の鋼橋脚(図1参照)の安全性指標 β を計算し、若干の考察を加えている。その詳しいことは、講演会当日O.H.P.等で紹介することとし、ここでは地盤種別ごとの、柱高 h を変化させた場合、および全塑性モーメント比 αM_p を変化させた場合の結果のみを紹介しておけば、図2(片持柱形式)、図3(門型ラーメン形式)、および図4(片持柱形式)のようである。ただし、図中の αM_p は標準設計水平震度 $k_R=0.2$ のときに、式(5)、式(6)の第1式(Z_1)を0とする M_p を基準とした、全塑性モーメントの比を表わす。

5. 結論

本研究で得られた主な結論を列挙すると、次のようである。(1)ラーメン形式においては、その形状および上部工重量の変化が、全体の安全性指標 β に大きく影響する場合がある。(2)修正震度法では、モデル化された平均応答スペクトル倍率の性質上、 β の変化率に大きな差を生じる点が現われる。(3)原則として、 $h > 15m$ では修正震度法を用いるように規定されているが、 $h = 15m$ の橋脚に同一の全塑性モーメント M_p を与えても、どちらの方法を採用するかにより、 β が大きく異なることがある。(4)修正震度法を用いると、地盤別補正係数0.9~1.2の相違に比べ、地盤種別ごとの β に極めて大きな差を生じる部分がある。(5)ある条件の β のグラフを平行移動すれば、他の条件とはほぼ重なるものが多く見られる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1980年5月
- 2) Siraishi, N. and H. Furuta: "Safety Analysis and Minimum-Weight Design of Rigid Frames Based on Reliability Concept", The Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto Univ. Vol 41, Part 4, pp. 476~478, Oct. 1979
- 3) 白石、古田、中野：安全性指標の信頼性解析への適用に関する2、3の考察，土木学会論文報告集，第301号，pp. 13~22，1980年9月

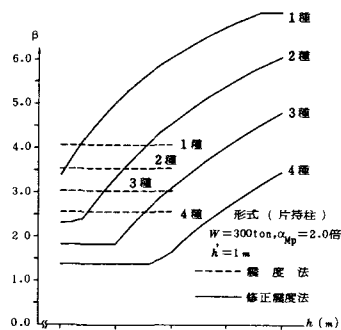


図2

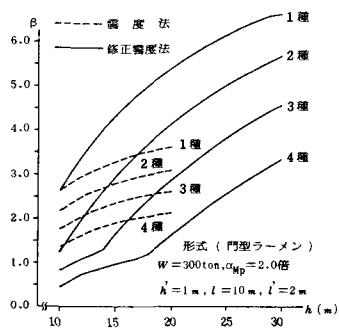


図3

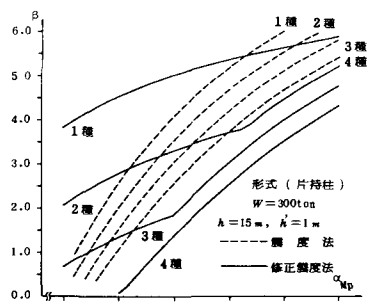


図4