

鋼製橋脚の座屈設計における部分安全係数決定法の提案

A suggestion on the determination of partial safety factors for buckling design of steel piers

梶田幸秀*, 高橋拓大**, 園田佳巨***, 香月智****

Yukihide Kajita, Takuhiro Takahashi, Yoshimi Sonoda and Satoshi Katsuki

* 博(工) 九州大学大学院助教授, 工学研究院建設デザイン部門(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

** 九州大学大学院, 工学府建設システム工学専攻(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

*** 工博 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**** 工博 防衛大学校教授, 建設環境工学科(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

This paper presents a new determination method of partial safety factors for reliability design method. A structure designed by the partial safety factors obtained from FOSM method could not be satisfied with the target reliability index. Our proposal method is to prepare several partial safety factors around the ones obtained from FOSM method in advance. We check the usability of this proposal method by designing a steel pier to withstand local buckling. As a result, it is confirmed that our proposal method can provide the partial safety factors which can improve safety efficiency and economic efficiency.

Key Words: partial safety factors, limit state design method, local buckling, steel pier

キーワード: 部分安全係数, 限界状態設計法, 局部座屈, 鋼製橋脚

1. 緒言

近年, 道路橋示方書¹⁾をはじめとして土木構造物の設計は「性能設計」を意識した改訂が進められている²⁾. 性能設計法は, 設計で目標とする性能を明示して, それを満足する構造物を設計する方法である. 目標とする性能を限界状態として表し, その性能を確率量で表すならば, 性能設計法は限界状態設計法としてとらえることができる³⁾.

限界状態設計法は確率や構造信頼性理論に基づく設計法であるが, 構造信頼性理論は確率の扱い方によりレベル I からレベル III の 3 段階に分けて扱われる⁴⁾. 確率の計算を実設計で行うのは煩雑であり, 設計法の実用性を考えると, できるだけ簡単な設計式で構造物を設計できることが望ましい. そこで 1980 年代には, レベル I の構造信頼性理論を用いた部分安全係数設計法(荷重・耐力係数設計法)が開発された. 先に述べたように土木構造物の設計法が性能設計体系へ移行する流れをふまえると, 1998 年に発行された ISO2394(構造物の信頼性に関する一般原則)⁵⁾の付属書にも位置づけられた部分安全係数設計法が設計規準類に示す標準的な設計法になると考えられる.

部分安全係数設計法で重要なのは部分安全係数(荷重係数, 耐力係数もしくは強度係数)の値の決定である. 小出ら⁶⁾はコンクリート構造の部分安全係数値の決定に関する研究を行っており, 長尾ら⁷⁾は栈橋式係船岸の地震動に対

し, 部分安全係数値を求め, 試設計を実施している. これら 2 つの研究を含め, 部分安全係数設計法に関する研究の多くは, 構造物に作用する荷重の分布や構造部材の材料特性の分布を統計的に処理することに重点が置かれており, 部分安全係数の値は統計処理された確率分布の平均値と標準偏差から一意的に求められている. すなわち, 目標安全性指標(許容破壊確率)と荷重や材料特性を確率分布で表すことにより, 部分安全係数値を一意的に求めている.

ところが設計の重要部分である安全性照査では通常, 仮定した荷重分布に基づき構造計算を行い, 断面に発生する応力と材料特性分布に基づいた応力とを比較するが, 構造計算を行うためには部材断面の大きさが必要となる. ここで荷重は力で与えられ, 材料特性は通常応力で与えられるため, 限界状態線は部材断面の大きさにより変化する. しかし, 部分安全係数の値は部材断面の大きさには関係なく求まるため, 荷重と材料特性の確率分布より求めた部分安全係数値を用いて設計しても, 目標安全性指標を満足しない構造物を設計する可能性が残されている. そのため, 白木ら⁸⁾および井面ら⁹⁾は道路橋鋼製ラーメン橋脚において地震時の塑性崩壊を限界状態として設定した部分安全係数値の算定方法として, 部分安全係数値を確率分布から算定するのではなく適当に仮定し, 予め定めた目標安全性指標と設計された構造物の安全性指標の誤差を最小とするような部分安全係数値を探索する方法を示している.

以上のように、部分安全係数値の求め方に関する研究は数多く存在するが、部分安全係数設計法が性能設計体系における標準的な設計法になると考えられることをふまえ、本研究では、現場の設計者ではなく、コードライターの視点にたった部分安全係数値の求め方を検討する。すなわち、規準の中に部分安全係数値を示した場合、その部分安全係数値を用いれば、いかなる設計断面でも認可せざるを得ないというリスクを背負うコードライターのための部分安全係数値の求め方を提案するものである。本研究では、白木らの方法と概念を同じくして、まず、部分安全係数の初期値設定においては、荷重と材料特性の確率分布から FOSM 法⁴⁾を用いて求めた値を用い、初期値の周辺に複数の部分安全係数の設定値を設け、それぞれに対し設計を実施し、目標安全性指標を下回る設計例を極力少なくしつつ、かつ安全すぎる設計例も極力少なくなる部分安全係数値を決定する手法を提案するものである。

具体的には、鋼製ラーメン橋脚の地震時における局部座屈に対する安全性の検討を取り上げ、鋼製ラーメン橋脚の大きさ（橋脚高さや橋脚幅）に関わらず、統計的処理により定めた荷重と材料特性の分布が与えられれば、最適な部分安全係数値を決定する手法を提案し、その有用性を検討するものである。

2. 提案手法

ここでは、FOSM 法による部分安全係数値の算定方法について簡単に記し、それを基にした提案手法の手順について述べる。

2.1 FOSM 法に基づく部分安全係数の評価⁴⁾

まず、信頼性設計で用いる設計基準式が次式で与えられるものとする。

$$\phi \cdot R_n \geq \gamma \cdot S_n \quad (1)$$

ここで、 ϕ 、 γ はそれぞれ耐力係数、荷重係数であり、 R_n 、 S_n はそれぞれ耐力と荷重の公称値である。

いま、性能関数として、

$$Z = \ln R - \ln S \quad (2)$$

が与えられる場合を考えれば、安全性指標 β は、

$$\beta = \frac{\ln(\mu_R / \mu_S)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} \quad (3)$$

となる。ここで、 μ_R 、 μ_S はそれぞれ耐力と荷重の平均値、 V_R 、 V_S はそれぞれ耐力と荷重の変動係数である。

したがって、信頼性設計のレベル II の段階であれば、 β が目標安全性指標 β_T 以上の値となるように断面を決定することになるから、式(3)より、

$$\mu_R \geq \mu_S \exp\left(\beta_T \sqrt{V_R^2 + V_S^2}\right) \quad (4)$$

となる。

ここで、式(4)の右辺は荷重と耐力の変動性を表す統計量

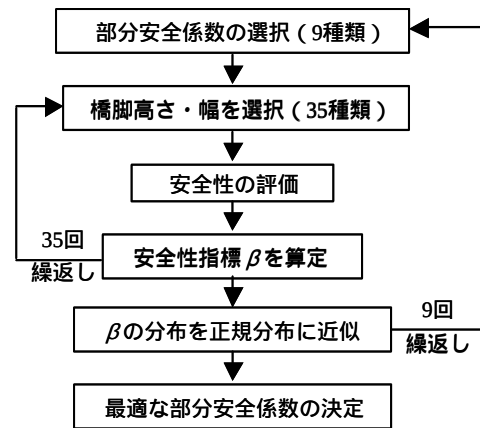


図-1 提案手法の手順

が混在しているので、それぞれに関する量に分け、式(4)を設計基準式(1)に帰着し、部分安全係数 ϕ 、 γ を決定する。一般的に、

$$\sqrt{V_R^2 + V_S^2} \cong \alpha_1 V_R + \alpha_2 V_S \quad (5)$$

が成り立つ。ただし、 α_1 、 α_2 の値にはこの近似式による誤差を最小とするような特定の数値を与える。

式(5)の近似式を用いて、式(4)を設計基準式(1)に帰着させると、部分安全係数 ϕ 、 γ は、

$$\phi = \exp(-\alpha_1 \beta_T V_R) \quad \gamma = \exp(\alpha_2 \beta_T V_S) \quad (6)$$

と表すことができる。

2.2 問題点

2.1 節で示した方法で、荷重と耐力（材料特性）の確率分布が定まれば部分安全係数を決定することができるが、厳密に考えると耐力 R は設計変数（部材の断面積など）の関数であり、設計者によって決定される設計変数の決定過程に発生する不確定性は、式(1)から式(6)の段階では考慮されていない。安全性照査時では設計者による設計変数である部材断面の大きさを用いて、想定荷重により構造物に作用する部材力（断面力）と耐力を評価することになる。このように、設計者による設計変数によって各々の構造の有する限界状態線と設計基準（式(1)）で想定した限界状態線には差異が生じ、設計点にもばらつきが生ずる。

2.3 提案手法の特徴と手順

式(6)より、目標安全性指標と荷重・耐力の確率分布より求めた部分安全係数の値は、部材断面の不確定性を考慮していないこともあり、規準類に示す部分安全係数値として最適かどうか疑問の余地がある。そこで提案手法では、式(6)で求めた部分安全係数を初期設定値とし、その周辺にいくつかの部分安全係数の候補値を設け、最適な部分安全係数値を求めるものである。具体的には図-1に示すとおりであり、9種類用意した部分安全係数値の中から一つ値を決め、次に35種類用意した鋼製ラーメン橋脚に対し設計を行い、ある部分安全係数値で設計した場合の安全性指標を正規分布で表し、部分安全係数値毎に得られた正規分布の

形状から最適な部分安全係数値を決定するものである。

3. 検討条件

ここでは、提案手法を用いた具体的な設計例について解説する。本研究で対象とした設計例は、鋼製一層門型ラーメン橋脚が地震時においても座屈しないという限界状態に対する条件の設計例であり、この設計例における部分安全係数値の決定を試みる。なお目標とする安全性は、供用期間 50 年間で座屈する確率を 50% と設定した。

3.1 対象構造物

対象構造物は図-2 に示すような鋼製一層門型ラーメン橋脚である。中井らの論文¹⁰⁾によると、ある地域での鋼製一層門型ラーメン橋脚の高さと幅のデータは図-3 に示すとおりである。これら 35 個の既設構造物の形状データ (case1 ~ case35) を対象としての設計を代表設計例として、部分安全係数値のチューニングを行う。既設構造物のデータを用いる理由は、今後作成される鋼製一層門型ラーメン橋脚のプロポーシオンもこの分布内に存在すると考えたからである。なお、支間長についてはいずれのケースも 40m と一定値を用い、各フランジ幅は鋼構造物標準図集¹¹⁾を参考に以下のように決定した。

- (柱部面内フランジ幅) = (支間長) / 20
- (柱部面外フランジ幅) = (橋脚幅 + 橋脚高さ) / 20
- (梁部面内フランジ幅) = (支間長) / 20
- (梁部面外フランジ幅) = (橋脚幅) / 20

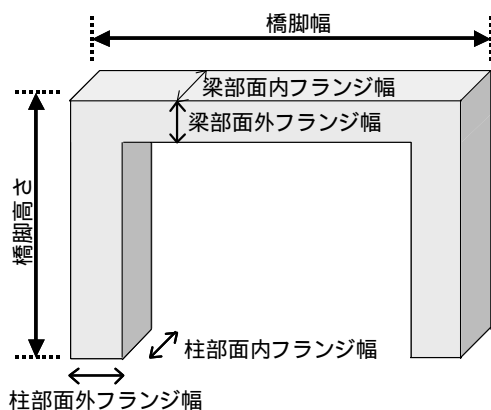


図-2 鋼製一層門型ラーメン橋脚

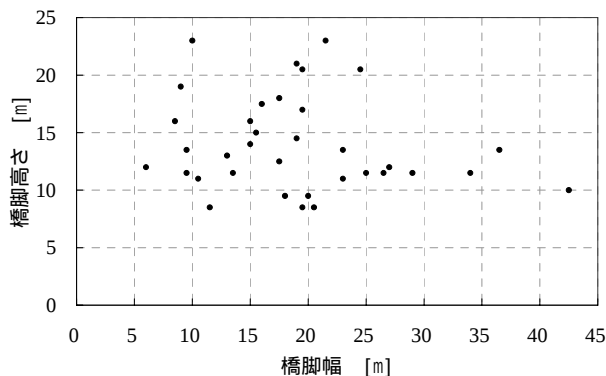


図-3 鋼製ラーメン橋脚の高さと幅のデータ

3.2 鋼製ラーメン橋脚柱部の局部座屈応力の設定(耐力 R の設定)

今回、ラーメン橋脚に使用される鋼材を一般構造用圧延鋼材 (JIS G 3101, 材質 SS400) とした。板厚により多少の差があるものの通常、SS400 材における降伏応力はおおよそ平均値 296N/mm²、変動係数 0.08 の正規分布で管理されている¹²⁾。

鋼製ラーメン橋脚柱部の局部座屈応力 $\sigma_{buckling}$ は道路橋示方書 鋼橋編¹³⁾に示される以下の式(7)を用いて求めた。

$$\sigma_{buckling} = \begin{cases} \sigma_{yield} & (R \leq 0.7) \\ \frac{0.5}{R^2} \sigma_{yield} & (0.7 < R) \end{cases} \quad (7)$$

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yield}}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}$$

ここで、

- $\sigma_{buckling}$: 局部座屈応力
- σ_{yield} : 鋼材の降伏応力の平均値
- b : 板幅 (柱部面内フランジ幅)
- t : 板厚
- E : 鋼材のヤング率 (200000N/mm²)
- ν : ポアソン比 (0.3)
- k : 座屈係数 (両縁支持板の場合 4.0)

本研究では、文献¹²⁾を参考にし、SS400 材の降伏応力の平均値を 300N/mm² と定め、その値を σ_{yield} として式(7)に代入して求めた局部座屈応力を平均値 μ_R とし、変動係数 V_R を 0.1 とした対数正規分布を耐力の確率分布として設定した。ここで、式(7)より求めた局部座屈応力 (耐力の平均値 μ_R) の分布図を図-4 に示す。なお、式(7)は既出の設計基準式であるため、式(7)より求めた局部座屈応力は真の局部座屈応力よりも小さな値をとると考えられるが、本研究ではそれを無視している。

3.3 最大地震加速度の設定 (荷重 S の設定)

本研究では、荷重として上部構造の死荷重を確定値として、地震動による慣性力を確率量として与えた。

最大地震加速度の分布を決める上で、「1 年間に 1 回地震動が発生するとして、50 年間で発生する地震動の中で最大地震加速度が 600gal 以上の地震動の割合が 1% である」と設定した。すなわち、50 年間で最大地震加速度が 600gal

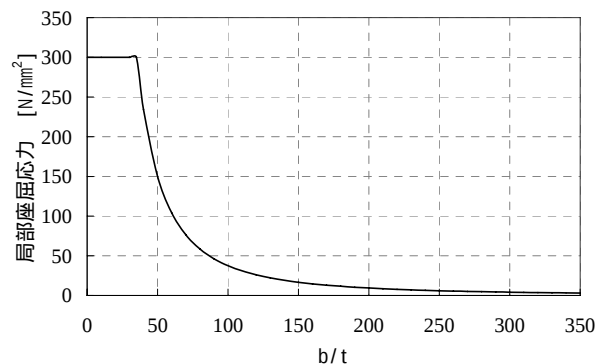


図-4 局部座屈応力の分布図

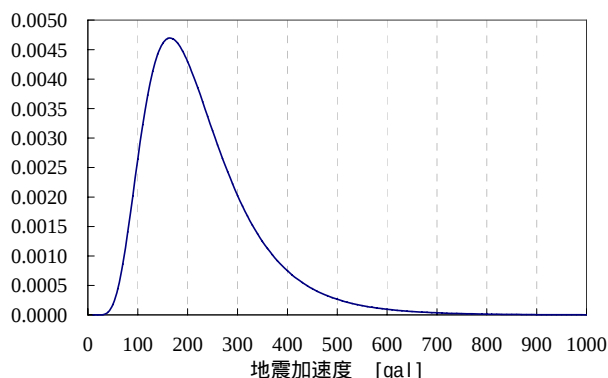


図-5 最大地震加速度の確率密度関数

以上の地震動が 0.5 回発生するという仮定になっている．ここでは，震度法での設計において水平震度 0.2 が一般的であるため，平均値は 200gal 付近になるように設定している．本来ならば，文部科学省の地震調査研究推進本部¹⁴⁾による長期評価や強震動評価，文献¹⁵⁾などを参考に地震加速度の確率分布を決定しなければならないと考えられるが，本研究では部分安全係数決定の提案手法の検討が目的であるため，最大地震加速度の確率分布については簡略化した．最大地震加速度の確率密度関数を対数正規分布で表し，平均値は 227gal，変動係数は 0.49 となった．図-5 に最大地震加速度の確率密度関数を示す．

3.4 FOSM 法に基づく部分安全係数の 1 次設定

耐力と荷重の確率分布を基に，式(6)を用いて部分安全係数の 1 次設定値を求めた．本研究では鋼製ラーメン橋脚の局部座屈を限界状態と設定している．前述したとおり，目標とする安全性として，鋼製ラーメン橋脚の供用期間を 50 年間と仮定し，50 年間で「座屈を起こす」すなわち限界状態を超える確率を 50% と設定すると，許容破壊確率は 0.0138 となり，目標安全性指標 β_T は 2.2 となる．

最後に式(5)の α_1 と α_2 の決定であるが，設定した変動係数 V_R, V_S を代入し，式(5)を満足するように $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.85$ とした．以上より，設定した耐力と荷重の変動係数 V_R, V_S と目標安全性指標 β_T から，部分安全係数 ϕ, γ は次のように与えられ，これらを部分安全係数の 1 次設定値とした．

$$\begin{aligned}\phi &= \exp(-0.85 \cdot 2.2 \cdot 0.10) = 0.829 \approx 0.8 \\ \gamma &= \exp(0.85 \cdot 2.2 \cdot 0.49) = 2.500 \approx 2.5\end{aligned}\quad (8)$$

この 1 次設定値の近傍で，表-1 のように 9 組の部分安全係数値の組合せ (caseA ~ caseI) について設計を行うことにした．なお，本研究で取り扱う問題では，「荷重効果の設計断面による非線形性が小さいので，FOSM 法による部分安全係数決定の元となる設計点が最適解の設計点の近傍に存在する」という仮定に基づき，FOSM 法による解を初期値とした．

3.5 骨組解析条件

本解析は，鋼製ラーメン橋脚を梁要素で図-6 のようにモデル化した荷重として死荷重(上部構造重量 $W=5420\text{kN}$)

表-1 部分安全係数値の組合せ

	ϕ	γ
caseA	0.7	2.4
caseB	0.7	2.5
caseC	0.7	2.6
caseD	0.8	2.4
caseE	0.8	2.5
caseF	0.8	2.6
caseG	0.9	2.4
caseH	0.9	2.5
caseI	0.9	2.6

(caseE が 1 次設定値)

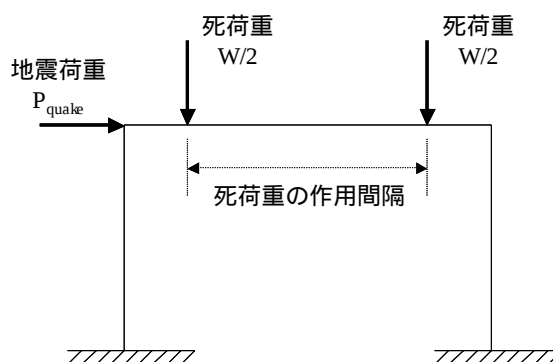


図-6 鋼製ラーメン橋脚の骨組解析モデル

と地震荷重 ($P_{\text{quake}} = \gamma \times \text{上部構造質量 } 5420\text{ton} \times \text{最大地震加速度の平均値}$) を作用させて，柱部の頂部と底部に作用する軸力と曲げモーメントを算定し，断面照査の対象とした．その際，死荷重の作用間隔は橋脚幅が 10m 未満なら 5.4m，橋脚幅が 10m 以上なら 10.8m としている．本論文では 3.1 節で述べたとおり支間長を 40m と一定にしているが，鋼製ラーメン橋脚の幅による上部構造重量の変化は無視している．

モデルとしては，橋軸直角方向のみを考慮した 2 次元モデル (model-1) と，橋軸方向と橋軸直角方向を考慮した 3 次元モデル (model-2) の 2 ケースを考えた．すなわち，両モデルに構造諸元 (断面積や断面係数など) についての違いはないが，3 次元モデルを用いるケースでは，荷重設定において橋軸方向の地震荷重を考慮し，断面照査において橋軸方向の挙動も考慮した照査 (次節参照) を行う．

3.6 断面照査による最適断面設計

本研究では，設計における構造変数として鋼製ラーメン橋脚の板厚 t を取り上げる．板厚 t を変化させながら骨組解析を繰り返し行い，式(9)に示す軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の断面照査式¹³⁾を満たす最小な板厚を最適板厚とし，それを鋼製ラーメン橋脚柱部の最適断面構造とした．ただし，梁部の板厚は柱部の板厚と等しく，面外フランジと面内フランジの板厚は等しいと仮定した．

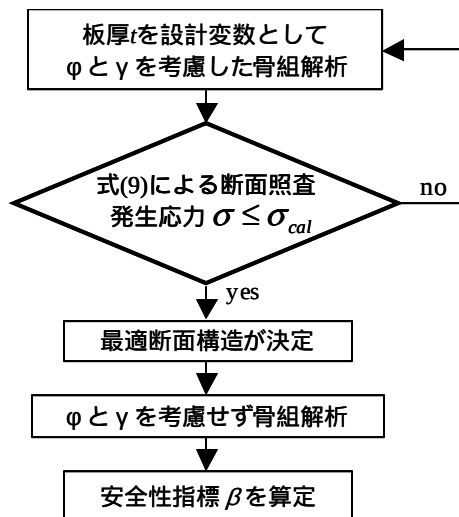


図-7 安全性照査のフローチャート

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{cal} \quad (9)$$

ここで、

σ_c ：照査する断面に作用する軸方向による圧縮応力度

σ_{bcy} , σ_{bcz} ：強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度

σ_{eay} , σ_{eaz} ：強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度

σ_{cal} ：局部座屈に対する許容応力度 ($\sigma_{cal} = \phi \cdot \sigma_{buckling}$)

なお、2次元モデル(model-1)では式(9)の第3項は無視して照査を行い、3次元モデル(model-2)では式(9)の第3項も考慮している。

使用可能な板厚はデザインデータブック¹⁶⁾を参考にした。ただし、データブックに記載されている値(6~32mm)を超える場合は40mmから10mm刻みで板厚を変化させている。

3.7 設計された構造物の安全性指標 β の計算

3.6節で計算された最適断面の構造に死荷重と地震荷重の平均値を作用させ、骨組解析により得られた断面の応力を荷重作用(S)の確率分布の平均値とし、変動係数は最大地震加速度の確率分布における変動係数(0.49)とした。耐力(R)の確率分布パラメータ μ_R , V_R には、設計時に設定した局部座屈応力の対数正規確率分布のものをを用いると、式(3)より安全性指標 β が計算される。以上をフローチャートに示すと図-7のように表される。

3.8 最適部分安全係数値の決定方法

以上より、1組の部分安全係数値の組合せにつき35種類の鋼製ラーメン橋脚の形状における安全性指標 β が求まる。ここで確率的評価を定量的に行うために、鋼製ラーメン橋脚の形状による安全性指標 β のばらつきを正規分布で近似し、それぞれの確率分布パラメータ(平均値、変動係数など)を求め、それを基に最適な部分安全係数の組合

せを導き出す。最適化の手法として本研究では下限コントロール法を用いる。

下限コントロール法は、目標安全性指標 β_T に対して、最適設計での安全性指標 β の集団の一部が下回る確率がある指定値 P_{β} 以下にした上で、集団の平均値をなるべく小さくするものである。そうすることで、目標安全性指標を下回る構造物が設計される確率をある一定値以下に抑えることができ、かつ安全すぎる構造物が設計される可能性も抑えることができる。

本研究では、この P_{β} を10%とし、目標安全性指標 $\beta_T(2.2)$ を下回る構造物を10%以下にした上で、安全すぎる設計を行わないような部分安全係数の組合せを最適とする。

4. 検討結果

本論文の検討項目として、次の3項目を挙げる。

FOSM法(1次設定値)と提案手法(1次設定値の近傍)との比較

解析モデル(2次元解析と3次元解析)の違いによる影響

想定荷重(最大地震加速度の確率分布)の違いによる影響

4.1 FOSM法と提案手法との比較

ここでは、FOSM法で求めた部分安全係数の1次設定値($\phi = 0.8$, $\gamma = 2.5$)での設計と、提案手法で設定した部分安全係数値での設計との比較を行った。なお、解析モデルには2次元モデル(model-1)を用いた。

9組の部分安全係数値(caseA~caseI)それぞれで設計した時の、各構造物の大きさによる安全性指標 β のばらつきを表す確率分布パラメータを表-2に示す。1次設定値であるcaseEの結果を見ると、非超過確率10%時の安全性指標 β が1.46と目標安全性指標である2.2よりも大幅に小さくなっており、かつ平均値も2.2より小さくなっていることから、目標としていた2.2を下回るものが半分以上設計されてしまうことが分かる。

ここで下限コントロール法により、「非超過確率10%時の安全性指標 β が $\beta_T(2.2)$ よりも大きく、平均値が $\beta_T(2.2)$ に近い」ものを最適とするのだが、表-2を見ると分かる通り、全ての部分安全係数値で非超過確率10%時の安全性指標 β が2.2を下回っている。よってここでは「非超過確率10%時の安全性指標 β と平均値が $\beta_T(2.2)$ に近い」ものを選ぶことにする。すると、caseB($\phi = 0.7$, $\gamma = 2.5$)およびcaseC($\phi = 0.7$, $\gamma = 2.6$)が選ばれ、この組合せが最適な部分安全係数値であると言える。

図-8にcaseBとcaseEでの安全性指標 β の確率密度関数を示す。caseBの方が僅かだが変動係数が小さく、平均値が大きいことから、既存の鋼製ラーメン橋脚のプロポーションならば、安全性を向上させ、かつ目標安全性指標を下回る橋脚は少なくなることが分かる。

表-2 安全性指標 β の確率分布パラメータ (model-1)

部分安全係数 (φ, γ)	平均値	変動係数	非超過確率10%時の 安全性指標 β
caseA (0.7, 2.4)	2.33	0.21	1.70
caseB (0.7, 2.5)	2.44	0.20	1.82
caseC (0.7, 2.6)	2.45	0.20	1.83
caseD (0.8, 2.4)	1.96	0.23	1.37
caseE (0.8, 2.5)	2.09	0.24	1.46
caseF (0.8, 2.6)	2.13	0.23	1.50
caseG (0.9, 2.4)	1.86	0.23	1.31
caseH (0.9, 2.5)	1.91	0.22	1.38
caseI (0.9, 2.6)	1.92	0.22	1.39

(caseE が1次設定値)

表-3 安全性指標 β の確率分布パラメータ (model-2)

部分安全係数 (φ, γ)	平均値	変動係数	非超過確率10%時の 安全性指標 β
caseA (0.7, 2.4)	2.34	0.08	2.11
caseB (0.7, 2.5)	2.43	0.06	2.24
caseC (0.7, 2.6)	2.49	0.06	2.29
caseD (0.8, 2.4)	2.12	0.08	1.90
caseE (0.8, 2.5)	2.19	0.07	1.99
caseF (0.8, 2.6)	2.22	0.07	2.01
caseG (0.9, 2.4)	1.98	0.10	1.73
caseH (0.9, 2.5)	1.99	0.10	1.74
caseI (0.9, 2.6)	2.03	0.08	1.82

(caseE が1次設定値)

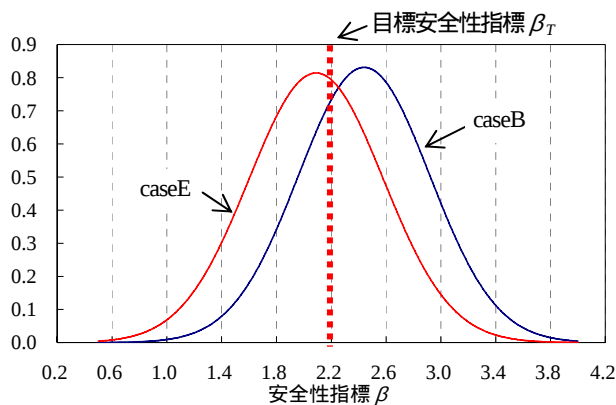


図-8 安全性指標 β の確率密度関数 (model-1)

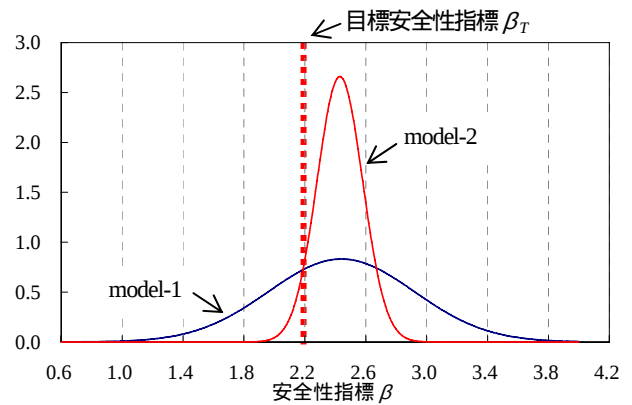


図-9 安全性指標 β の確率密度関数 (caseB)

4.2 解析モデルの違いによる影響

ここでは2次元モデル(model-1)と3次元モデル(model-2)での結果を比較することで設計におけるモデル化の違いによる安全性への影響を検討する。2次元モデルは前節で行ったので、ここでは3次元モデルを用いて、これまでと同様に、9組の部分安全係数における安全性指標 β を求め、その分布を表す確率分布パラメータを求める。求めた確率分布パラメータを表-3に示す。ここで、下限コントロール法を用いて最適な部分安全係数を求めると、2次元モデルと3次元モデルともcaseB ($\varphi=0.7, \gamma=2.5$) が最適な部分安全係数の組合せであると判定される。

そこで、2次元モデルと3次元モデルでの結果の違いとして、図-9に示すcaseBにおける安全性指標の確率密度関数や、表-2と表-3を比較して検討する。これらを見ると、3次元モデルの方が変動係数は小さいことが分かる。すなわち、3次元モデルを用いた方が様々な大きさの鋼製ラーメン橋脚においても、均等な安全性を確保する設計を行えることを示唆している。すなわち、最適設計の際に橋軸直角方向と橋軸方向ともに考慮することにより、より安全で経済的な設計ができる可能性を示唆している。

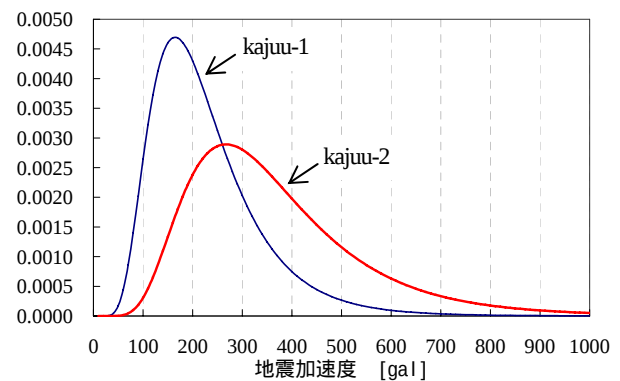


図-10 最大地震加速度の確率密度関数

4.3 荷重分布の違いによる影響

3.3節でも述べたとおり、地震動を統計的に分析し、確率モデルを作成するための様々な調査・観測データが蓄えられてきている。そこで最後に、荷重分布の違いにより構造物の安全性指標にどのような影響を受けるかを検討する。3.3節では、最大地震加速度の平均値を227gal、変動係数を0.49とし、600gal以上の地震が起きる確率を1%としていたが、ここでは、変動係数はそのままとし、600gal以上の地震が起きる確率を10%とした。600gal以上の地震が起きる確率が1%の場合をkaju-1、10%の場合をkaju-2と呼び、それぞれの場合における最大地震加速度の確率密度

表-4 安全性指標 β の確率分布パラメータ (caseB)

想定荷重	平均値	変動係数	非超過確率10%時の 安全性指標 β
kajuu-1	2.43	0.06	2.24
kajuu-2	2.44	0.04	2.30

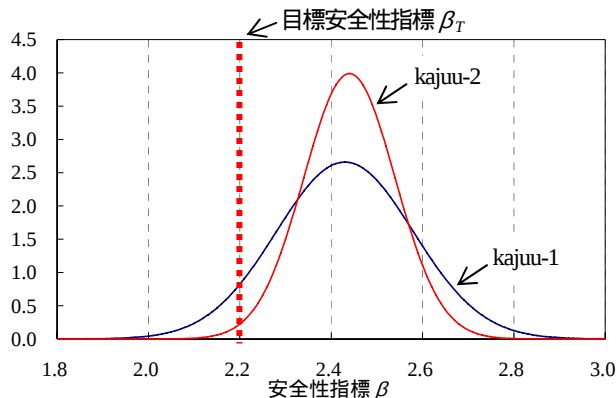


図-11 安全性指標 β の確率密度関数 (caseB)

関数を図-10 に示す．変動係数を同じにしたのは，部分安全係数の初期設定値を同じにするためである．

これまでと同様に9組の部分安全係数における安全性指標 β を求め，その分布を表す確率分布パラメータを求め，下限コントロール法を用いて最適な部分安全係数を求めると，kajuu-1 の場合と kajuu-2 の場合とも caseB($\phi = 0.7$, $\gamma = 2.5$) が最適な部分安全係数の組合せであると判定された．次に，caseB における安全性指標の確率分布パラメータを表-4 に，確率密度関数を図-11 に示す．これらと比較すると，平均値はほとんど等しい値となっている．しかし，kajuu-1 の方が変動係数は若干大きくなっており，鋼製ラーメン橋脚の形状によって安全性にばらつきのある設計になっている．すなわち，荷重分布の変動係数を同じにし，式(6)による部分安全係数の初期設定値を同じにしても，安全性指標のばらつきに違いが生じることを想定に入れる必要があると考えられる．

5. 結言

本論文では，限界状態を設定し，統計的处理により定めた荷重と材料特性の分布が与えられれば，最適な部分安全係数値が求められる手法を提案し，その有用性について，道路橋の一層門型鋼製ラーメン橋脚の座屈問題を設計例として検討を行った．本研究で得られた知見を箇条書きで記す．

- (1) FOSM 法と提案手法との設計例の結果を比較することで，提案手法の方が安全性を向上させる部分安全係数を導き出すことができることを確認した．したがって提案手法は，構造物の型式や幾何形状に関する統計データがある程度揃っており，将来の構造設計が概ねその統計に従う場合に有効であると考えられる．
- (2) 2次元モデルと3次元モデルを比較すると設計される構

造物の安全性指標の平均値はほぼ同じであるが，変動係数は3次元モデルの方が小さくなった．すなわち，3次元モデルの方が設計される構造物の安全性のばらつきは小さく，安全でかつ経済的な設計が行えることが分かった．

- (3) 最大地震加速度の確率分布の設定により安全性指標に影響が現れることを示した．確率分布を設定するための統計データが少ないとき，どのような確率分布を設定したらよいかは今後の課題である．

最後に，本提案手法は，FOSM 法から導き出された部分安全係数値を基に適当な候補値から最適な値を見つけ出す手法であり，一例ではあるがその有用性については確認できたと考えられる．今後はさらなる設計問題への適用や，荷重分布の設定方法などについて検討を行い，部分安全係数決定法の一手法として役立てていきたい．

謝辞

本論文における設計計算の一部は村上将也氏(当時 防衛大学校建設環境工学科 本科学学生)の協力の下行われたものであり，ここに感謝します．

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I 共通編，2002.3
- 2) (社)土木学会:性能設計概念に基づいた構造物設計コード作成のための原則・指針と用語，
- 3) 神田順(監修):限界状態設計法の挑戦，建築技術，ISBN4-7677-0102-3，2004.10
- 4) 星谷勝，石井清:構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，ISBN4-306-02238-2，1986.5
- 5) ISO:ISO2394 - General principles on reliability for structures - ，1998.6
- 6) 小出英夫，尾坂芳夫:コンクリート構造の部分安全係数の決定に関する研究，土木学会論文集，No.422/I-14，pp.245-254，1990.10
- 7) 長尾毅，菊池喜昭，藤田宗久，鈴木誠，佐貫哲朗:栈橋式係船岸のレベル1地震動に対する信頼性設計法，構造工学論文集，Vol.52A，pp.201-208，2006.3
- 8) 白木渡，松島学，堂垣正博，井面仁志:道路橋鋼製橋脚の耐震信頼性設計に用いる部分安全係数の試算，JCROSSAR2003 論文集，pp.961-968，2003.12
- 9) 井面仁志，白木渡，堂垣正博，石川浩:道路橋鋼製橋脚の荷重係数設計フォーマットの提案 材料，Vol.53，No.1，pp.76-83，2004.1
- 10) 中井博，河井章好，吉川紀，北田俊行，酒造敏廣:鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上) 橋梁と基礎，Vol.16，No.6，pp.35-40，1982.6.
- 11) 阪神高速道路公団:鋼構造物標準図集，1991
- 12) 土木学会鋼構造委員会:鋼構造シリーズ(6)，鋼構造物

の終局強度と設計，土木学会，1994.

- 13) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編，
2002.3
- 14) 文部科学省地震調査研究推進本部，
<http://www.jishin.go.jp/main/index.html>
- 15) 坂本順，小浜芳朗，太田博章，山崎暢：荷重・抵抗係
数設計法における地震荷重の確率・統計モデルに關す
る考察，日本建築学会論文報告集，第346号，1984.12
- 16) (社)日本橋梁建設協会：デザインデータブック，
2006.4

(2006年9月11日受付)