

1. はじめに

許容応力度設計法 (ASD) に基づくわが国の建築構造基・規準は、1980 年代に荷重耐力係数設計法 (LRFD) に移行した先進諸外国と、設計体系が異なるという重大な問題を抱えている。そこで本論は、わが国に LRFD を確立する上での障害事項を分析する。試みに、鋼構造について、新材と旧材を用いた場合の耐力係数を算定する。

2. 荷重耐力係数設計法

構造設計の目標は、個々の部材に生じる荷重効果 Q が、その耐力 R 以下となるように制御することといえる。 Q と R を、互いに独立な確率変数とみなすと、設計目標は式(1)で表される。

$$R \geq Q \quad (1)$$

式(1)を、 $R - Q \geq 0$ 、または、両辺の自然対数をとって、 $\ln(R/Q) \geq 0$ と変形できる。

平均値を標準偏差で除した値 β は、当該部材の安全性を表現し、信頼性指標と称される。 Q と R が正規分布、あるいは対数正規分布にしたがう場合、 β を式(2)、または式(3)で表せる。

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2)$$

$$\beta \approx \frac{\ln(\mu_R/\mu_Q)}{\sqrt{(\sigma_R/\mu_R)^2 + (\sigma_Q/\mu_Q)^2}} \quad (3)$$

ここに、 μ は下添字の確率変数の平均値を、 σ は標準偏差を表す。図 1 に、 Q と R 、 β の関係を概念的に示す。 β が大きいと、(1)式的设计目標が満足されない破壊確率を小さく制御できる。

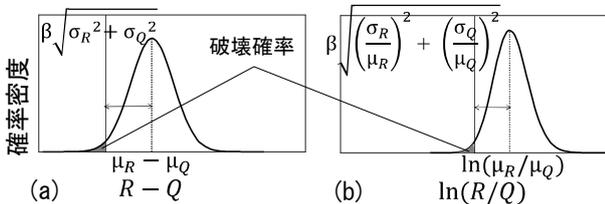


図 1 構造設計目標の概念表現 : (a) $R - Q \geq 0$; (b) $\ln(R/Q) \geq 0$

設計目標に対応する β の値を、目標信頼性指標 β_T と表記すると、設計要件は式(4)で示される。

$$\beta \geq \beta_T \quad (4)$$

構造系の全部位に統一的な β_T を用いることで、

合理的な設計を実現できる。

式(3)の分母を線形化するために、分離係数 α_Q 、 α_R を導入する。

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_R}{\mu_R}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_Q}{\mu_Q}\right)^2} = \alpha_R \frac{\sigma_R}{\mu_R} + \alpha_Q \frac{\sigma_Q}{\mu_Q} \quad (5)$$

厳密には、 α_Q と α_R は、 Q と R の両方に依存し、定数ではない。分離係数と、設計に用いられる公称値 Q_n 、 R_n を用いて式(4)を変形して、LRFD の設計要件式が得られる。

$$\phi R_n \geq \gamma Q_n \quad (6)$$

$$\phi = \exp(-\alpha_R \beta_T \sigma_R/\mu_R) \mu_R/R_n \quad (7)$$

$$\gamma = \exp(\alpha_Q \beta_T \sigma_Q/\mu_Q) \mu_Q/Q_n \quad (8)$$

ここに、 ϕ は耐力係数、 γ は荷重係数と称される。

3. 分離係数の導出

わが国で、LRFD が適用されない原因の一つに、分離係数を定めなかったことが挙げられる。米国の場合、 Q_n と R_n が独立に開発されることを念頭に、当初から分離係数の近似値が定められた。特に、Galambos ら¹⁾は、実用的には、 $\alpha_Q = \alpha_R = 0.55$ として支障がないことを証明し、この値がいまも米国 LRFD の根幹となっている。式(4)を式(9)のように変形し、式(10)の中央安全係数 θ を定義する。

$$\mu_R \geq \theta \cdot \mu_Q \quad (9)$$

$$\theta = \exp\left(\beta_T \sqrt{(\sigma_R/\mu_R)^2 + (\sigma_Q/\mu_Q)^2}\right) \quad (10)$$

テイラー展開と線形二次モーメント法を用いて近似し、耐力、偶発の不確実性、自重と積載荷重に関する分離係数 α_R 、 α_A 、 α_D と α_L を導入して、 θ を式(11)の θ_a で近似できる。

$$\theta_a = \exp\left(\alpha_R \beta_T \frac{\sigma_R}{\mu_R}\right) \cdot \exp\left(\alpha_A \beta_T \frac{\sigma_A}{\mu_A}\right) \cdot$$

$$\left\{ 1 + \frac{c_D \mu_D \alpha_D \beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_X}{\mu_X}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_D}{\mu_D}\right)^2}}{c_D \mu_D + c_L \mu_L} \right.$$

$$\left. + \frac{c_L \mu_L \alpha_L \beta_T \sqrt{\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_L}{\mu_L}\right)^2}}{c_D \mu_D + c_L \mu_L} \right\} \quad (11)$$

Galambos ら¹⁾と同じ設定条件で、 θ と θ_a の誤差を最小化する分離係数を、サンプル数 10000 個のモンテカルロシミュレーションで探索した結果を、図 2 に示す。最急降下法、準ニュートン法、Nelder-Mead 法、逐次二次計画法のどのアルゴリズムに用いても、おおむね $\alpha = 0.55$ で誤差が最小になったことから、Galambos ら¹⁾の結果の根拠を確認できた。

4. 曲げ材の耐力係数

「鋼構造限界状態設計 設計例²⁾」に示される鋼構造 4 階建事務所建築の例で、自重・積載荷重・地震荷重の組合せによる構造計算を実施し、ある梁に生じる曲げモーメントの最大値 Q と、その梁の曲げ耐力 R から、その設計が達成する β と破壊確率を求めた。鋼材を、SN400B の新材、または SS41/SM41 の旧材とした。 Q を、偶発性 (A)、各荷重の公称値に対する仮定 (D, L, E) と、各荷重にかかる構造解析の仮定 (X, Y, Z) といった確率変数で表し、 R を、材料強度 (M_1)、構造要素の形状・寸法 (M_2)、設計に用いる耐力式の予測誤差 (F)、実構造物と設計耐力との差異 (P) に関わる確率変数の積とした。表 1 と 2 に、文献^{3),4),5),6)}を参考に設定した各確率変数の分布形状、平均値と標準偏差を整理する。

図 3 に、モンテカルロシミュレーションで得た Q と R の分布を示す。新材を用いた場合は、 $\beta = 3.23$ で破壊確率が 0.88%、旧材を用いた場合は $\beta = 2.26$ で破壊確率が 2.02%、と両者の差異が算定された。なお、 $\alpha_R = 0.55$ として(7)式で算定される耐力係数は、新材で $\phi = 1.01$ 、リユース材で新材と同じ $\beta_T = 3.23$ を達成するためには $\phi = 0.75$ であった。

5. 地震経験の有無による柱梁耐力比

地震による塑性変形を経験した鋼材は、ひずみ硬化とひずみ時効により、当初より耐力が上昇することが知られている⁷⁾。耐力上昇は、設計に有

表1 Qの算定に考慮した不確実性の統計情報

変数	不確実性	分布形状	μ	σ
A	偶発性	正規	1.000	0.050
X	構造解析の仮定	正規	1.000	0.040
Y		正規	1.000	0.200
Z		正規	1.000	0.200
D	自重の仮定	正規	1.000	0.100
L	積載荷重の仮定 (基準階)	グンベル	0.431	0.168
	積載荷重の仮定 (屋根)	グンベル	0.597	0.233
E	地震荷重の仮定	フレシエ	1.030	1.120

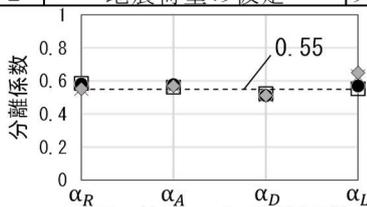


図2 算定した分離係数

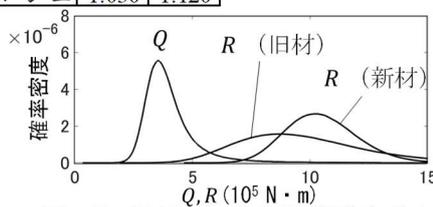


図3 曲げ材における荷重耐力分布

利な面もあるが、崩壊機構を変更する危険性もある。その代表例として、同一節点における梁の全塑性モーメントの和に対する柱の全塑性モーメントの和と定義される、柱梁耐力比を確認した。

柱は H-400×400×13×21、梁は H-596×199×10×15 のいずれも SN400B の、中間層内柱節点を考えた。大地震を受けると、梁のみが繰返し塑性変形を受けると仮定した。地震前と、大地震に相当する振幅 0.02 rad までの繰返し载荷を受けた場合を比較した。後者については、中川⁷⁾の実験結果に基づいて、ひずみ硬化とひずみ時効による耐力上昇率を、 $\mu = 1.25$ 、 $\sigma = 0.051$ と仮定した。

図 4 に、算定された柱梁耐力比を比較する。大地震を経る前は平均 1.67 で、建築基準法が定める必要値 1.5 を超えたが、大地震後は平均値が 1.33 まで割り込んだ。地震を経験した建築物から採取した鋼材をリユースする場合は、こうした耐力バランスの変化を確認する必要がある。

6. まとめ

- 1) 米国で確立された LRFD の歴史的経緯を整理し、特に、分離係数 $\alpha_Q = \alpha_R = 0.55$ の根拠を確認した。
- 2) LRFD によって、鋼材リユースを推進する設計の枠組みを構築できる可能性を提示した。

参考文献

- 1) Galambos T.V. et al.: Tentative Load And Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings. Res. Report. 18, Civil. Engrg. Dpt., Washington Univ., St. Louis, 1973
- 2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計 設計例 1990
- 3) Ravindra M.K. et al.: Load and resistance factor design for steel. J. Struct. Div., ASCE, 104(ST9), 1337-1353, 1978.9. 1978
- 4) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説 2015
- 5) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説 1998
- 6) 日本鉄鋼連盟：SN鋼統計調査 2024
- 7) 中川 春香：繰返し塑性変形とひずみ時効を経た鋼梁の残存耐震性能とリユース性，修士論文，北海道大学 2023

表2 Rの算定に考慮した不確実性の統計情報

変数	不確実性	分布形状	新材		旧材	
			μ	σ	μ	σ
M_1	梁の断面積	正規	0.996	0.0119	0.996	0.0119
M_2	材料強度	σ_y による	1.323	0.074	1.300	0.161
F	梁の横座屈耐力	正規	0.990	0.075	0.990	0.075
P	実構造物と設計耐力の差異	正規	1.000	0.050	0.950	0.100

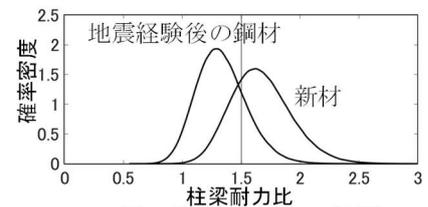


図4 柱梁耐力比の結果