

# 鋼構造骨組のCOFが地震時の最大応答変位に与える影響に関する確率論的一考察

指導教官 井戸田 秀樹 助教授

山田 智也

## 1. 序

鉄骨骨組構造物の耐震設計において、特定層へのエネルギー集中を避け、骨組構造物が崩壊するまでに系全体で大きな塑性変形エネルギーを吸収するためには、梁降伏先行型全体崩壊機構が一般に望ましい崩壊形式であるとされている<sup>1)</sup>。

確定論的には、柱・梁強度比（Column Over-design Factor, 以下、COFと呼ぶ）が、1.0を越えると梁降伏先行型全体崩壊機構になるとされている。しかし、実際の建築物に使われている構造用鋼材には、その強度にばらつきがあるため、確定論的に定義されたCOFが1.0を越えていても100%梁崩壊先行形式をとって崩壊するとは限らない。こうした問題点に対し、静的水平外力下での骨組の崩壊モード種別を確率論的に検討することにより、梁降伏先行型全体崩壊機構をとる最適なCOFの評価が行われている<sup>2)3)</sup>。しかし、最頻崩壊モードによる検証は、直接的に骨組のエネルギー吸収能力には結びつかないため、より直接的に骨組の耐震安全性を検討するためには最大応答変位とCOFとの統計的な関係を明確にする必要がある。

本研究は、鋼構造ラーメン骨組を対象に、梁降伏先行型全体崩壊機構を実現するために必要な骨組のCOFを、動的解析に基づく最大応答変位との関係で統計的に評価することを目的としたものである。

## 2. 骨組の動的地震応答解析方法

### 2-1. 解析対象骨組

本研究は、梁崩壊先行形式をとって崩壊する6層3スパン(各階高mm, 1スパン8m, 各階の重量120t)鋼構造骨組を解析対象骨組とする。数値解析は、COFを1.0から1.5まで変化させた6種類の骨組を使用し、各部材強度は各骨組が同じ保有水平耐力を持つように設定した。骨組の形状、強度比を、それぞれ図1、表1に示す。表中 $M_b$ 、 $M_c$ は、COFに応じて与えられる。また復元力特性としては、トリリニア標準型を用いる。

COFについては、 $k$ 番目の節点に接合する $n$ 個の柱部材の終局耐力の平均値 $M_{pci}$  ( $i=1, 2, \dots, n$ )の和と、梁部材の終局耐力の平均値 $M_{pbi}$ の和を比で表したものを節点COFと定義した。

$$COF(k) = \frac{\sum_{i=1}^n M_{pci}}{\sum_{i=1}^n M_{pbi}} \quad (1)$$

また、本研究においては、全節点にお

いて同じCOFを用いることによって骨組構造物全体において一つのCOFを設定した。

各部材耐力は表1に示す平均値を有する正規確率変数として扱い、変動係数は30%と設定した。統計的な計算に関しては、3 Point Estimate法を用いた<sup>4)</sup>。なお、各部材間の相関が全体崩壊機構を実現するのに必要なCOFに与える影響は小さい<sup>3)</sup>ことから、本研究において各部材耐力間の統計的な相関性は存在しないものと仮定している。

以上のように設定した解析対象骨組に対し、動的時刻歴応答解析を行う。数値解析プログラムにはRESP-F<sup>5)</sup>を用い、地震波はEl-Centro NS波(1940)を採用した。

### 2-2. 入力地震加速度の設定方法

入力地震加速度の大きさは、構造特性係数 $D_s$ を0.25、荷重係数 $\gamma_E$ を1.4とした場合の地震荷重 $W_E$ を、骨組に与えた保有水平耐力 $Q_R$ を用いて次式<sup>6)</sup>、

$$W_E = \frac{Q_R}{D_s \cdot \gamma_E} \quad (2)$$

より求め、その $W_E$ に対して次式、

$$W_E = \sqrt{\sum_{m=1}^k \left[ \left( \sum_{j=i}^n w_j \beta_m u_{jm} \right) S_A(T_m, h_m) / g \right]^2} \quad (3)$$

を満足するような応答加速度を解析骨組に与えるような地震波をEl-Centro NS波を原波として与えた。ただし、 $w_j$ は $j$ 層の重量(tf)、 $\beta_m$ は $m$ 次刺激係数、 $u_{jm}$ は $j$ 層の $m$ 次振動形、 $S_A(T, h)$ は固有周期 $T$ 、減衰定数 $h$ をもつ1質点系の加速度応答スペクトルの基本値、 $T_m$ は $m$ 次固有周期、 $h_m$ は $m$ 次減衰定数、 $k$ は考慮する固有振動形の次数の最大値、 $n$ は層数、 $g$ は重力加速度( $\text{cm/s}^2$ )である。なお、本計算では、 $\beta_m=1.0$ 、 $h_m=0.05$ 、 $k=1$ と設定し計算を行った。

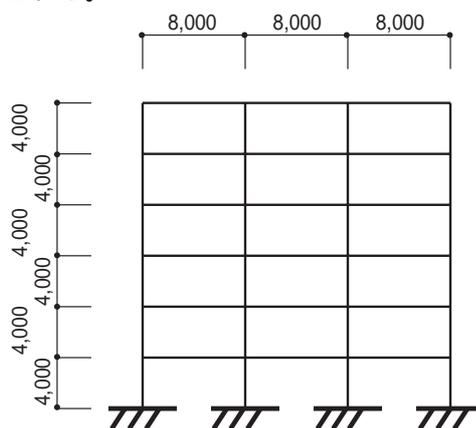
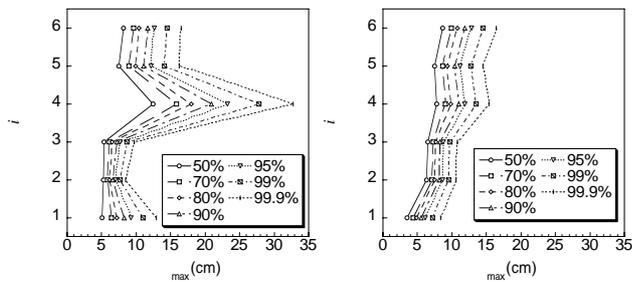


図1 解析骨組

表1 部材強度比

部材番号	部材強度比
	1.0 $M_c$
	0.7 $M_c$
	0.5 $M_c$
	2.0 $M_c$
	1.4 $M_c$
	2.0 $M_b$
	1.7 $M_b$
	1.4 $M_b$
	1.2 $M_b$
	0.5 $M_b$



(a) COF=1.0の時 (b) COF=1.5の時  
図2 各階の最大層間応答変位

### 3. 骨組の動的地震応答解析結果

各階の応答変位量を統計的に検討するため、解析で得られた平均値・標準偏差の値を用いて、分布形を正規分布と想定することにより、いくつかの非超過確率に対する*i*階の最大応答変位量  $\max$  をCOF=1.0, 1.5の場合について示したのが図2の(a), (b)である。COF=1.0の場合4階だけに変形が集中し、非超過確率が高くなるほどその傾向は強くなっているのに対し、COF=1.5の場合は、いずれの非超過確率に対する最大応答変位も各階で均等化していることがわかる。

図3は、各階の最大層間応答変位の変動係数*V*をCOF毎に示したものである。全体的に、変形の集中した4階と地上階で変動係数が大きくなる傾向が見られた。相対的にCOFの小さい場合には特定層の変動係数が集中して大きくなり、COFの大きい場合には変動係数は各層で比較的均等化される傾向も見られた。

このように、各層の最大応答変位の変動係数はCOFに大きく影響される。この影響を考察するため、各非超過確率に対する骨組の最大応答層間変位とCOFの関係を示したのが図4である。非超過確率50%に対する最大層間応答変位は、COFが1.0から1.5までの範囲において30%程度しか変化していないのに対し、99.9%の非超過確率に対する最大応答変位は2倍前後変化していることがわかる。

### 4. 解析骨組の許容変形量による考察

前章で得られた最大応答変位の統計的な特徴に基づいて、解析対象骨組の安全性について検討を行う。

安全性の検討にあたっては、まず各解析対象骨組に対して限界状態となる変形量を与える必要がある。ここでは、ある構造特性係数に対する塑性率を変形限界に対応させ、最大応答変位がその変形限界を超過する確率とCOFの関係に基づいて考察する。

まず減衰定数を考慮に入れた構造特性係数と許容塑性率の関係<sup>7)</sup>に基づき、次式より骨組の各階での許容塑性率  $\mu$  を算出する。

$$\mu = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{\beta}{D_s} \right)^2 + 1 \right\} \quad (4)$$

ここに  $\beta$  は減衰の効果で、次式より求まる。

$$\beta = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (5)$$

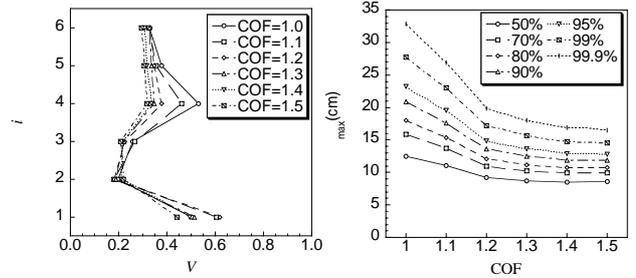


図3 各階の最大層間応答変位の変動係数

ここに*h*は減衰定数であり、本解析は0.05と設定した。

図5はいずれかの層が(4)式で与えられる許容の最大応答変位を超過する確率  $P_e$  とCOFの関係を構造特性係数  $D_s$  毎に示したものである。序論でも述べたとおり、COFによる崩壊モードの制御は塑性変形に伴う吸収エネルギー量にかかっている。したがって、大きな塑性変形が期待される比較的  $D_s$  値の小さな骨組では超過確率  $P_e$  はCOFに対して非常に敏感になっているのに対し、比較的  $D_s$  値の大きな骨組ではCOFが  $P_e$  に与える影響は小さい。なおここでは、解析用地震荷重の設定段階で一律に与えた  $D_s$  値に対して、異なる変形限界を設定して考察を行ったものである為、破壊確率は各解析結果の比較の為の相対的な量として捉えるべきである。

### 5. 結論

(1) COFが小さい場合には特定層の変動係数が集中的に大きくなり、COFが大きい場合には変動係数の値は各層で比較的均等化される傾向がある。

(2) 比較的  $D_s$  値の

小さな骨組では、変形限界に対する超過確率はCOFに対して非常に敏感になるが、比較的  $D_s$  値の大きな骨組ではCOFが超過確率に与える影響は小さい。

本研究では、特定の骨組を用いてケーススタディーを行い、その結果を示したが、今後はこの結果を拡張し、骨組形式ごとの一般的な評価を行っていきたい。

#### 【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990
- 2) Tetsuro Ono, Yan-Gang Zhao and Takuya Ito, " Probabilistic Evaluation of Column Overdesign Factor for Frames ", Journal of the Structural Engineering, Vol.126, No.5, pp. 605-611, May, 2000
- 3) 奥山 隆, 趙 行剛, 小野徹郎：鉄骨骨組構造物における柱・梁耐力比の確率的評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp. 29-30, 2000.9 (東北)
- 4) Hideki Idota and Tetsuro Ono: " A Method of Reliability Evaluation for Highly Redundant Structural Systems ", Applications of Statistics and Probability, Proc. of ICASP-7, pp. 1087-1094, 1995.
- 5) (株) 構造計画研究所：RESP-F (建築構造物の2次元フレーム弾塑性解析プログラム), 第8.00版, 1997
- 6) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説, 1998
- 7) 柴田明徳：最新耐震構造解析, 森北出版, pp. 321-322, 1981

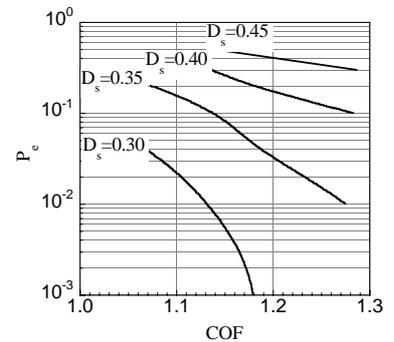


図5 COF -  $P_e$  関係