

## MCMC を用いた水平補剛材一段最適取り付け位置の提案

中央大学理工学部土木工学科 学生会員 笠井 良真  
 中央大学理工学部土木工学科 正会員 佐藤 尚次

### 1. はじめに

鋼プレートガーダー腹板の座屈設計は定型化されており、その限界状態にかかわる近年の研究も、フランジ・補剛材に囲まれたパネルの座屈にかかわるものに集約されている。最適水平補剛材設計位置の設定を含めた腹板全体のシステム評価は 40 年ほど前にほぼ議論が終わった状態であるが、今日のシミュレーションの進歩・信頼性の観点の進展の状況のもとでは、パネル相互の信頼性の比較、組み合わせ応力状態の別による要求性能の対比にもさらに異なった視点からの議論が可能になりつつある。道路橋示方書<sup>1)</sup>によると、鋼プレートガーダー橋に垂直補剛材及び水平補剛材を用いる場合、水平補剛材の取り付け位置として、全高を**b**とすると上から 0.2**b**の位置に取り付けることとされている。この規定の背景にある直応力とせん断応力を受ける板の局部座屈の限界状態の式を検討してみると、水平補剛材で仕切られた上下のパネルの安全領域は上側のそれが極めて大きいのに対し、下側のそれが極めて小さく完全に包含されているというアンバランスな設計となっている。単純に考えると、水平補剛材の設置位置を下側にずらし安全領域のバランスをとる方が初期の局部座屈に対して破壊確率を小さくすることにつながり好ましく考えられる。一方、初期の局部座屈は性能という意味では終局限界状態というよりは修復限界状態のニュアンスで、これに続く断面全体での終局限界状態の破壊確率をどのようにコントロールするかが併せて考えられる。本研究では、活荷重シミュレーションで桁各部の応力状態を同時比較し、水平補剛材位置のもつ意味について考察していく。

### 2. 解析の概要

#### 2.1 弾性域に限定した弾性限界

構造の弾性限界として上下どちらか一方のパネルが局部座屈したときと定義とする。限界状態関数は図 1 の  $\lambda$  をパラメータとする以下の二式である。

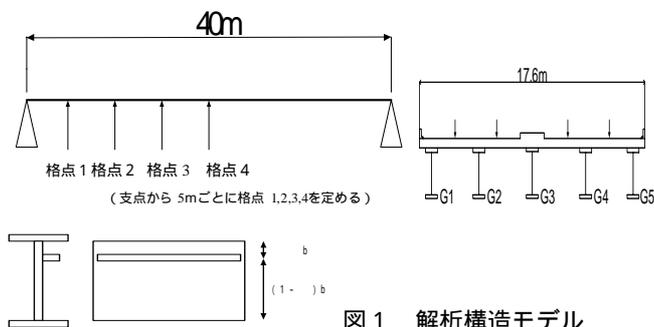


図 1 解析構造モデル

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{\sigma}{3650/\beta^2}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{810/\beta^2 + 610(b/a)^2}\right)^2 \right] \leq 1 \quad (1.1)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{(1-2\beta)\tau}{3650/(1-\beta)^2}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{810/(1-\beta)^2 + 610(b/a)^2}\right)^2 \right] \leq 1 \quad (1.2)$$

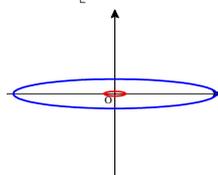


図 2 λ = 0.2 の局部座屈の限界状態関数

#### 2.2 塑性域まで考慮した終局限界状態

現行の設計法(λ = 0.2)では式(1)の関係から下のパネルを先行させて座屈させる設計となっている。この理由は小松のまとめ<sup>2)</sup>によると下のパネルが座屈によって塑性化した後の斜張力が重要な役割を果たしていると考えられる。斜張力による応力再分配が機能することにより終局耐力が増加すると一般的には考えられている。本解析では下のパネルが先行して塑性化する範囲(λ = 0.20 ~ 0.35)に限って行うものとする。なお、λ がこれを越えると、上パネルの座屈の先行があり得て、斜張力場の機能は期待できないので式(1)を終局限界と考えることになる。ここで、下のパネルが塑性化したあとの上のパネルの限界状態関数は以下のようなになる。

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{\sigma_1 + 2(1+\beta - \sqrt{2\beta})\Delta\sigma}{3650/\beta^2}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1 + (1/\beta)\Delta\tau}{810/\beta^2 + 610(b/a)^2}\right)^2 \right] \leq 1 \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_1$ ,  $\tau_1$  は下の板が塑性化したときの  
 曲げ応力,せん断応力  
 $\Delta\sigma$ ,  $\Delta\tau$  は塑性後に上のパネルに働く  
 曲げ応力,せん断応力の増分

### 3.手法

#### 3.1 シミュレーションによる信頼性解析

信頼性解析として活荷重シミュレーションを行い、破壊確率の算定を行う。データには高速道路で実測された交通流データをもとに行うこととする。

#### 3.2MCS と MCMC

MCS(単純モンテカルロ法)は乱数を用いて発生させた車両の載荷シミュレーションを繰り返すことにより近似解を求める手法である。一方、MCMC(マルコフ連鎖モンテカルロ法)も試みる。これはある部分空間にサンプルを発生させる方法である。損傷に対して危険な部分空間を自動的に設定し、その空間内へサンプルを発生させるという subset 法が提案されている。

### 4.解析結果

#### 4.1 弾性限界に限定したときの破壊確率

活荷重シミュレーションを行い、MCS で破壊確率の算定を行った。以下に結果の一部として G3 桁の結果を示す。

	G3			
	格点1	格点2	格点3	格点4
現行	0.20			
現行 Pf	5.39E-02	0.309	0.173	0.145
最適	0.40	0.37	0.37	0.36
最適 Pf	9.00E-06	1.00E-05	5.00E-06	2.00E-06

表1 弾性域に限定したときの破壊確率

#### 4.2 塑性後の挙動まで考慮した破壊確率

これは「初期座屈が発生している」という条件のもとに、そこでの発生応力に対して式(2)を適用していくことになる。4.1と同様の活荷重シミュレーションの方法でこれを求めることをはじめ考えたが、基本的にPfが小さい現象にあるのでこの条件付確率を求めるのは困難である。そこで、改めて想定断面に対して実際の荷重よりも大きめの値が生じるように( , )の「仮想確率分布」を与えて、別途にシミュレーションを行い「初期座屈が発生したケースの中で、さらに終局限界まで行く割合」を求め、これを近似的に「条件付確率」として利用することとして、4.1の結果との積をとることでPfを求めることとした。解析においては橋梁の支点付近の応力( が小、 が大)と中央付近の応力( が大、 が小)の2パタ

ーンについて行った。そしてMCS,MCMCを用いて破壊確率を算定する。その際に  $\mu_1, \sigma_1$  はある確定値として与え、  $\mu_2, \sigma_2$  を乱数とし扱っていくこととする。また解析は  $\mu$  を 0.20~0.35 の中で 0.05 刻みで変化させた。以下にその結果をまとめる。

橋梁支点付近を想定した場合(  $\mu=1500, \sigma=1000$  )

	Pf	1	1
0.20	2.15E-07	1000	500
0.25	6.79E-07	900	700
0.30	4.31E-05	1300	600
0.35	7.48E-06	1200	750

(応力の単位 : kgf/cm<sup>2</sup>)

表2 塑性後の挙動まで考慮した支点付近の破壊確率

橋梁中央付近を想定した場合(  $\mu=6000, \sigma=600$  )

	Pf	1	1
0.20	< 1.00E-07	1800	250
0.25	< 1.00E-07	2300	350
0.30	1.06E-06	3500	300
0.35	< 1.00E-07	4400	400

(応力の単位 : kgf/cm<sup>2</sup>)

表3 塑性後の挙動まで考慮した中央付近の破壊確率

### 5.今後の課題

今後は破壊確率の算定において MCMC を用いることにより計算の効率化をしつつ最適化を図る必要がある。また、これらの結果と半破壊時及び全破壊時の修復コストを考えることにより、コスト面での最適設計が図れるのでそれらの解析も進めていくこととする。

### 参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会 : 「道路橋示方書・同解説 共通編 鋼橋編」
- 2) 小松定夫 : 「鋼構造の補剛設計」 森北出版
- 3) 社団法人 土木学会 : 「座屈設計ガイドライン」
- 4) 吉田 郁政、鈴木 修一 : 「MCMC を用いた低損傷確率の算定法」 第 10 回信頼性設計技術 W.S.
- 5) 星谷 勝、石井 清 : 「構造物の信頼性設計法」 鹿島出版
- 6) 成瀬輝男、松下貞義 : 「土木学会編 新体系土木工学 38 鋼構造物の設計」 技報堂出版