

鋼橋設計に対する塑性設計法の適用に関する一検討

長崎大学工学部 学生会員 ○池田 洋 長崎大学工学部 正会員 中村 聖三
 長崎大学工学部 フェロー会員 高橋 和雄 長崎大学大学院 学生会員 伊田 義隆

1. まえがき

近年、鋼橋事業のさまざまな分野で合理化追求の流れが起きている。土木構造物の設計基準においては世界的に許容応力度法から限界状態設計法に移行しつつあり、アメリカの AASHTO では、供用性にすぐれ、長期間にわたる維持管理が容易で、一定の安全性の確保を目指した設計基準の作成が行われてきた。本研究では、AASHTO のコンパクト断面設計の規定を準用して標準的なプレートガーダー橋を試設計し、現行の道路橋示方書に基づく設計結果と比較する事により、塑性設計法の適用による鋼橋の合理化の可能性について検討する。

2. 設計法の概要

① 道路橋示方書による合成桁設計

単純合成桁の道路橋ではウェブ高の支間長に対する比は 1/17～1/22 程度が一般的とされている。また、フランジの板厚は 10mm 以上（下フランジは 12mm）と規定されており、最大厚は 38mm 以下とすることが望ましい。フランジ幅は 200mm 以上とし、ウェブ高の 1/3 以下であるのがよいとされている¹⁾。この条件のもと、ウェブの厚さと高さ、フランジの厚さと幅を変化させて、以下に示す (1)～(5) の手順で照査を行い、全ての照査を満足する断面のうち鋼重が最小になるものを最適断面とする。

(1) 合成桁の設計条件の入力 (2) 断面の算定 (3) ウェブ・フランジの細長比の照査 (4) 曲げ強度の照査 (5) せん断力の照査

② コンパクト断面

コンパクト断面は、終局限界状態において全塑性モーメントに達することができるように設計された断面である。連続桁においては、曲げ降伏抵抗を超える曲げモーメントが作用しても、降伏がモーメントの再分配を起こす。AASHTO LRFD²⁾では、表-1 に示す条件を満足する断面をコンパクト断面であるとしている。

表-1 コンパクト断面の条件

	正曲げ	負曲げ
ウェブの幅厚比	$2D_{cp}/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_{yc}}$	$2D_{cp}/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_{yc}}$
フランジの幅厚比	強度限界状態に対して規定せず	$b_f/2t_f \leq 0.382\sqrt{E/F_{yc}}$
フランジの横支持	強度限界状態に対して規定せず	$L_b \leq [0.124 - 0.0759(M_t/M_p)][r_y E/F_{yc}]$

ここに、 M_t : 公称曲げモーメント (N・mm), M_p : 全塑性モーメント (N・mm), M_y : 降伏曲げモーメント (N・mm), R_h : フランジ応力低減係数, E : 鋼材のヤング率 (MPa), F_{yc} : 圧縮フランジの降伏強度 (MPa), D_{cp} : 全塑性モーメント時の圧縮領域のウェブ高 (mm), t_w : ウェブ厚 (mm), b_f : 圧縮フランジ幅 (mm), t_f : 圧縮フランジ厚 (mm), L_b : 固定点間距離 (mm), M_t : 係数倍した荷重に対する着目点間の端部最小曲げモーメント (N・mm), R_y : 横支持間のウェブ面内における鉛直軸に関する鋼断面の最小断面二次半径 (mm) である。

また、全塑性モーメント時の圧縮を受けるウェブ高 D_{cp} は以下のように決定される。

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[\frac{F_{yt} A_c - f_{yc} A_c - 0.85 f'_s A_s - f_{yw} A_w}{F_{yw} A_w} \right] + 1 \quad (\text{正曲げを受ける断面の場合})$$

$$D_{cp} = \frac{D}{2 A_w F_{yw}} (F_{yt} A_c + F_{yw} A_w + F_{yt} A_r - F_{yc} A_c) \quad (\text{負曲げを受ける断面の場合})$$

ここに、 D : ウェブの高さ (mm), A_t : 引張フランジの面積 (mm²), A_w : ウェブの面積 (mm²), A_r : 断面内の軸方向鉄筋の面積 (mm²), F_{yt} : 引張フランジの規定最小降伏応力 (MPa), F_{yc} : 引張フランジの規定最小降伏応力

(MPa), F_{yw} : ウェブの規定最小降伏応力(MPa), F_{yr} : 軸方向鉄筋の規定最小降伏応力(MPa), f'_c : コンクリートの28日の規定最小降伏応力(MPa)である。

終局限界状態の照査は、次式により行うものとする。

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \geq \phi R_n$$

ここに、 η : 荷重補正係数 ($=\eta_R \cdot \eta_D \cdot \eta_i$), η_R : リダンダンシー係数, η_D : ダクティリティ係数, η_i : 重要度係数, γ_i : 荷重係数, Q_i : 荷重効果, ϕ : 抵抗係数, R_n : 公称抵抗力である。

この Q_i および R_n がそれぞれ公称曲げモーメント・せん断抵抗と、降伏曲げモーメント・せん断抵抗にあたる。曲げとせん断の抵抗値を表-2 に示す。各係数については文献2)を参考にされたい。なお、コンパクト断面では、塑性応力状態に対しての断面の曲げ強度を算定するので、乾燥収縮、およびクリープの影響は無視するものとする。

表-2 公称曲げ抵抗 M_n およびせん断抵抗 V_n

(a) 曲げ抵抗 M_n	
正曲げ	負曲げ
$M_n = M_p \leq 1.3 R_n M_y$	$M_n = M_p$

(b) せん断抵抗 V_n	
$D/t_w \leq 2.46 \sqrt{E/F_{yw}}$ の場合	$V_n = V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$
$2.46 \sqrt{E/F_{yw}} < D/t_w \leq 3.07 \sqrt{E/F_{yw}}$ の場合	$V_n = 1.48 t_w^2 \sqrt{E f_{yw}}$
$D/t_w > 3.07 \sqrt{E/F_{yw}}$ の場合	$V_n = 4.55 t_w^3 F/D$

3. 試設計条件

表-3 に示す設計条件のもとで断面の設計を行うものとする。この設計条件は文献3)の合成桁設計計算例で使用されていたものを引用したものである。ここに記したものは設計条件の一部であるが、合成桁の試設計に用いる数値のみを表記しており、この数値を用いて断面の算定を行った。

表-3 試設計条件

支間	32400 (m)	合成桁ヤング係数比	$n=7$
鋼材	SM490Y	合成前設計曲げモーメント	28061.2 (N・m)
フランジ固定点間距離	5.400 (m)	合成後設計曲げモーメント	44591.8 (N・m)
床版	R C床版 220 (mm)	合成前設計せん断力	3469.4 (N)
桁間距離	2.500 (m)	合成後設計せん断力	9367.3 (N)

4. 試設計結果

表-4 に道路橋示方書に基づき設計された断面の一例を示す。ここに示すものは、先に述べた計算例で使用されている断面である。今後、最小断面積の算出を行い最終的に得られた数値をもって最適断面とする。また、コンパクト断面の試設計結果についても講演当日報告する予定である。

表-4 断面設計例

ウェブ高さ	ウェブ幅	上フランジ厚	上フランジ幅	下フランジ厚	下フランジ幅	断面積
170.0 (cm)	0.9 (cm)	1.6 (cm)	35.0 (cm)	3.2 (cm)	54.0 (cm)	381.8 (cm ²)

参考文献

- 1) 日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説、1995
- 2) AASHTO：LRFD Bridge Design Specifications, 1994
- 3) 泉満明、近藤明雄：改訂橋梁工学、コロナ社、1997