

部分係数設計法による鋼 I 桁橋の試設計と許容応力度設計法との比較検討

(独) 土木研究所 正会員 村越 潤 正会員 梁取 直樹
大日本コンサルタント(株) 正会員 清水 英樹

1. はじめに

道路橋に関する技術基準である道路橋示方書については、現在、性能の検証法として部分係数設計法の導入が検討されている。筆者らは鋼道路橋上部構造を対象とし、現行の道示 鋼橋編に従った単純鋼 I 桁橋の許容応力度設計(以下、現行設計)を行って信頼性指標を算出し、抵抗側部分係数について検討した^{1),2)}。部分係数の設定にあたっては、試算で得られた部分係数を用いて鋼橋の設計を行い、得られた断面および信頼性指標を現行設計と比較して妥当性を判断する必要がある。本検討では図-1に示す断面を有する支間長 30,40,50m の単純非合成 I 桁橋を対象として、許容応力度設計法と部分係数設計法の比較を行う。

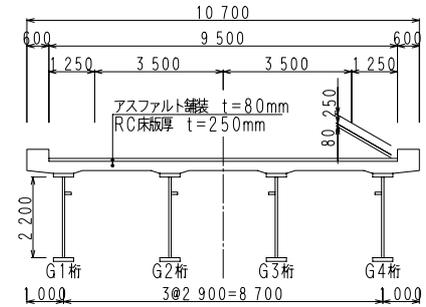


図-1 対象橋梁断面図

2. 試設計条件

文献1)では、活荷重の最大値を現行B活荷重の2.0倍の確定値と仮定した上で、現行設計の鋼 I 桁の信頼性指標が約3以上の値で分布していることを確認した。部分係数の試算にあたっては目標信頼性指標 γ_T を3.5と設定し、死荷重係数は統計データで平均値が基準値をわずかに超えるものがあつたため1.1とし、活荷重係数はの算出と同様2.0とした。その結果、鋼 I 桁橋の曲げ引張強度の抵抗係数として0.90、非合成鋼 I 桁の曲げ圧縮強度の抵抗係数として0.85が得られている。本検討では、これらの部分係数を用いて式(1)、(2)に示す部分係数書式により照査した。全体調整係数 γ_a は1.0を仮定した。構造計算は許容応力度設計での主桁・横桁剛度を基にして、活荷重影響線載荷した格子計算によって断面力を算出している。照査位置は外桁(G1)、内桁(G2)の添接位置と曲げモーメント極大位置(支間中央等)とし、上下フランジの板厚を1mm単位で変化させて得られる断面力と鋼重を収束させながら、照査式を満足するようにした。

・曲げ引張強度照査式

$$\gamma_D M_{Dk} + \gamma_L M_{Lk} \leq \frac{\phi_t \left(\frac{\min(1.1 A_{net-k}, A_{gross-k})}{A_{gross-k}} \sigma_{yk} \frac{I_k}{y_{tk}} \right)}{\gamma_a} \quad (1)$$

・曲げ圧縮強度照査式

$$\gamma_D M_{Dk} + \gamma_L M_{Lk} \leq \frac{\phi_c \left(\frac{\sigma_{crk}}{\sigma_{yk}} \sigma_{yk} \frac{I_k}{y_{ck}} \right)}{\gamma_a} \quad (2)$$

ここに、

γ_D : 死荷重係数 (= 1.1)

γ_L : 活荷重係数 (= 2.0)

γ_a : 全体調整係数 (= 1.0)

M_{Dk} : 死荷重による公称曲げモーメント

M_{Lk} : 活荷重による公称曲げモーメント

ϕ_t : 曲げ引張強度に関する抵抗係数 (= 0.90)

ϕ_c : 曲げ圧縮強度に関する抵抗係数 (= 0.85)

σ_{yk} : 鋼材の降伏強度基準値

$A_{gross-k}$: 引張フランジ公称総断面積

A_{net-k} : 引張フランジ公称純断面積

I_k : 鋼部材の公称断面2次モーメント

y_{tk} : 中立軸から部材引張縁までの公称距離

y_{ck} : 中立軸から部材圧縮縁までの公称距離

$\frac{\sigma_{crk}}{\sigma_{yk}}$: 座屈強度に関する基準値

σ_{yk}

$\min()$: ()内の値の小さいものを採用

3. 信頼性指標の算出

現行設計による断面、および部分係数設計法により得られた鋼 I 桁断面の有する信頼性指標は、文献1)と同様の方法により算出し、モンテカルロシミュレーションを用いた。鋼材降伏強度、鋼材物理定数、自由突出板の座屈強度、死

荷重強度は文献 2)に示す統計量を使用し、すべて正規分布すると仮定した。活荷重については、抵抗側部分係数 の設定時と同様に、現行B活荷重の 2.0 倍を確定値として用いた。

4. 検討結果

仮定した部分係数を用いて設計した鋼単純I桁橋の断面を図 - 2 に示す。得られる断面は T の設定により変化するものであるが、 $T = 3.5$ とした本検討では現行設計と比較して、支間長の短い場合に圧縮フランジが大きくなる傾向が見られた。これは、曲げ圧縮強度のばらつきが大きいことを考慮して $\phi_c = 0.85$ と曲げ引張の $\phi_t = 0.90$ よりも小さな値としたためと考えられる。また支間 30m では単位橋面積あたりの鋼重が現行設計に比べ 2.2%の増加であるが、支間 40m ではほぼ同じで、支間 50m では 1.1%の減少となっている。

また、各照査位置での を図 - 3 に示す。許容応力度設計法では、が最小値 3.0 から最大値 4.5 までばらつき、死荷重曲げモーメント比率に応じて大きくなる傾向が見られる。また、曲げ圧縮に関する が曲げ引張に比べて下方に分布する。一方、部分係数設計法による は最小値が $T = 3.5$ に近く、最大値も 4.0 とばらつきも小さい。死荷重曲げモーメント比率に応じた増加も見られない。また、曲げ圧縮に関する と曲げ引張に関する の差も小さくなっている。

5. 今後の課題

仮定した部分係数を用いて単純鋼I桁橋を設計したところ、現行設計と比較して の最小値は T に近くなり、のばらつきも小さくなった。これは部分係数設計法の利点であるが、橋の支間が長くなり、死荷重曲げモーメント比率が増加すると現行設計とのかい離が大きくなると考えられ、現行設計との安全率の調整や、現行設計では必ずしも明示的でない要求性能への適合性等を検討する必要がある。今後は部分係数の設定手法をとりまとめるとともに、支間、橋梁形式等の検討ケースを追加し、より合理的な鋼橋の断面が設計される手法が確立できるよう、検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 村越潤, 清水英樹, 有馬敬育: 鋼I桁橋の信頼性指標 の評価と部分係数に関する基礎検討, 構造工学論文集 Vol.53A, 2007.3.
- 2) 清水英樹, 村越潤, 梁取直樹: 鋼I桁橋の目標信頼性指標 T と部分係数に関する一検討, 第 62 回年次学術講演会 (投稿中)

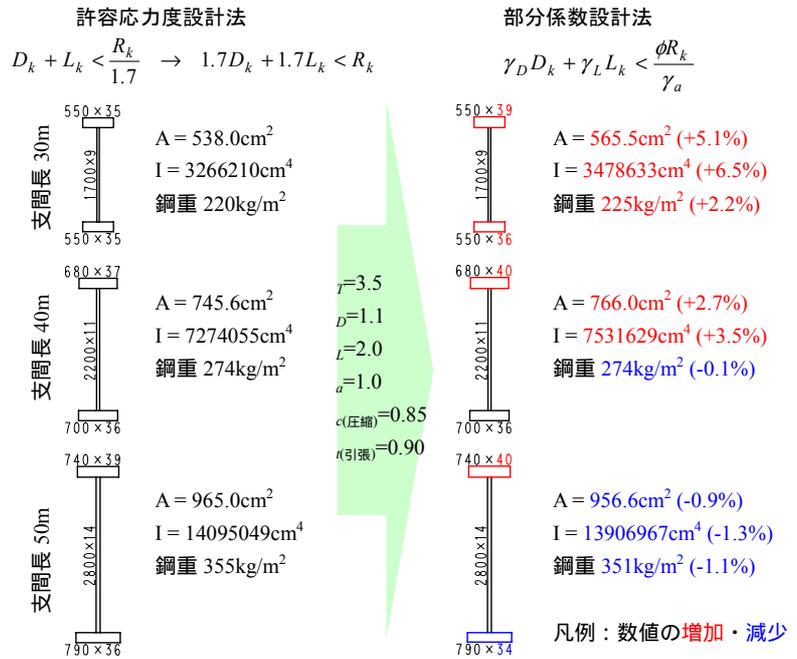


図 - 2 断面構成比較 (G1 桁支間中央)

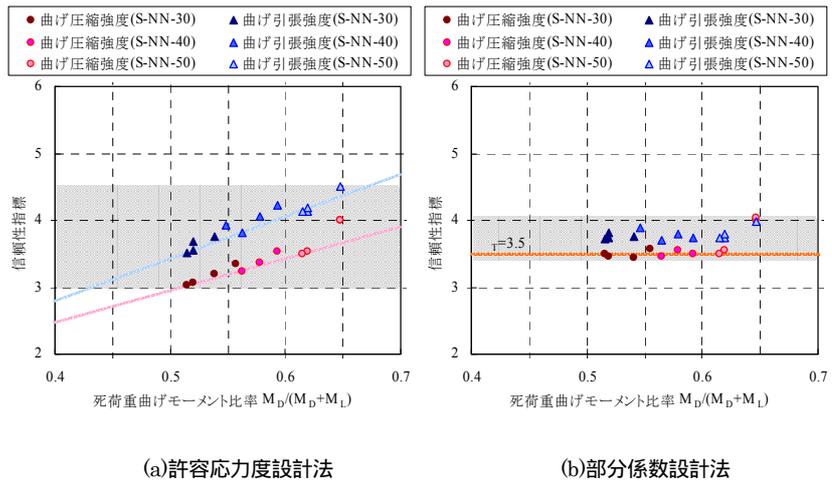


図 - 3 信頼性指標 の分布