

塑性設計法を適用した合成補剛 I 桁の正曲げ実験

JFE 技研（株） 正会員 岡田 淳

1. はじめに

少数I桁橋に対する塑性設計法の適用に関しては、AASHTO LRFD¹⁾やEurocode²⁾などの代表的な規準類に設計法が示されている。しかしながら、これらの規準では、塑性設計法に対する降伏強度の上限値が設けられており、AASHTO LRFDは $f_y = 485 \text{ N/mm}^2$ 、Eurocodeは $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ より高強度の鋼材の使用が認められていない。そこで、長支間連続合成 2 主I桁橋の正曲げ域を対象とし、実降伏強度がAASHTO LRFDやEurocodeの上限値を超える高強度鋼を用い、塑性設計を適用したI桁断面の正曲げ実験を実施して、曲げ耐力および破壊モードについて検証することを目的とする。

2. 供試体および実験概要

供試体の諸元を表-1 に、供試体中央部断面を図-1 に示す。また、実験概要を図-2 に示す。80 m + 100 m + 80 m の 3 径間連続合成 2 主I桁橋における中央支間中央部の断面（正曲げ部）を対象モデルとして想定した。供試体は、全長 6750 mm、ウェブ高 $D_w = 750 \text{ mm}$ 、支点間隔 6000 mm、載荷点間隔 1500 mmの上床版付きの合成補剛I桁である。ウェブ高、上フランジ幅、下フランジ幅の縮尺がほぼ 1/4 となるように断面を決定した。また、上床版（幅 470 mm、厚さ 100 mm、ハンチ 30 mm）は塑性中立軸（P.N.A.）がウェブ内となり、かつAASHTO LRFDのコンパクト断面における圧縮域のウェブの幅厚比の限界式(1)を満足するような断面とした。

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

(1)

ここで、 D_{cp} は全塑性モーメント時における圧縮領域のウェブの長さ、 t_w はウェブ厚、 E_s は鋼材のヤング係数、 f_y は鋼材の降伏強度を表す。

表-1 供試体の諸元

供試体	下フランジ幅 b_{lf} (mm)	下フランジ厚 t_{lf} (mm)	ウェブ高 D_w (mm)	ウェブ厚 t_w (mm)	上フランジ幅 b_{uf} (mm)	上フランジ厚 t_{uf} (mm)	床版幅 b_c (mm)	床版厚 t_c (mm)	ハンチ t_h (mm)	D_{cp} / t_w
tw6	180	12	750	6	150	12	470	100	30	8.3
tw4.5	180	16	750	4.5	150	12	470	100	30	4.9

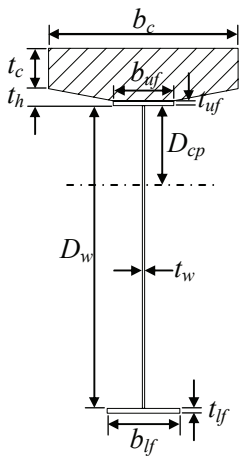


図-1 供試体中央部断面

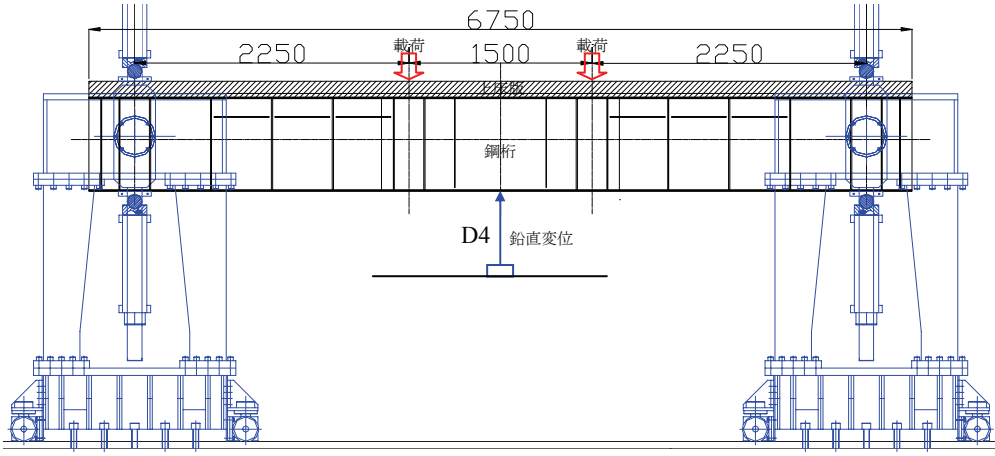


図-2 実験概要

キーワード 合成 I 桁，塑性設計，高強度鋼，正曲げ
連絡先 〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1

表-1 に示すように、供試体はウェブ厚を変えた 2 タイプとした。tw6 供試体は、後述する着目区間のウェブ厚を 6 mm とした。ウェブの幅厚比 (D_w/t_w) は 125 であり、道路橋示方書による水平補剛材のない場合 (SM570) の 110 よりも少し大きい値である。tw4.5 供試体は、着目区間のウェブ厚を 4.5 mm とした。ウェブの幅厚比は 167 であり、上記の 110 よりかなり大きい値であるが、このような大きいウェブの幅厚比を採用した場合でも、全塑性に達することができるかどうかについて調べることを目的としている。

図-2 に示すように、1500 mm の載荷点間隔 (等曲げ区間) を着目区間としており、その両外側については、せん断座屈や横倒れ座屈が先行して生じないように、下フランジの拡幅、ウェブの増厚を行い、比較的剛な水平・垂直補剛材を設置している。

鋼材として溶接構造用高強度鋼 (公称降伏点 450 N/mm^2) を用いた。材料試験から得られた実降伏強度は $499 \text{ N/mm}^2 \sim 578 \text{ N/mm}^2$ である。

3. 実験結果および考察

載荷荷重と支間中央部鉛直変位 D4 (ただし支点沈下分を補正) の関係を図-3 に示す。ここで、tw6 および tw4.5 の引張フランジの曲げ降伏荷重の実強度計算値 P_y はそれぞれ 1350 kN, 1400 kN, 全塑性耐荷力の実強度計算値 P_p はそれぞれ 1680 kN, 1730 kN であり、これらを図中に示している。破壊モードは、支間ほぼ中央部の床版コンクリートの圧壊である。tw6 の最大荷重は 1652 kN であり、わずかに全塑性耐荷力まで到達しなかった ($0.98P_p$)。一方、tw4.5 の最大荷重は 1753 kN であり、全塑性耐荷力に到達した ($1.01P_p$)。tw6 の全塑性耐荷力に対する比が tw4.5 より小さくなった理由は、ウェブおよびフランジの実降伏強度が $533 \sim 540 \text{ N/mm}^2$ であり、公称降伏点 450 N/mm^2 より 18~20% 高くなったため、塑性中立軸位置が床版上縁から 245mm に下がり (断面決定時 192mm)、結果として床版上縁の圧縮ひずみが大きくなることにより、設計時の想定より早い段階で床版が圧壊したためと考えられる。tw4.5 についても同様に、ウェブおよびフランジの実降伏強度が $499 \sim 578 \text{ N/mm}^2$ であり、公称降伏点より 11~28% 高くなったため、塑性中立軸位置が床版上縁から 232mm に下がったが (断面決定時 164mm)、tw6 よりも塑性中立軸位置が若干高い分、全塑性耐荷力に対する比が大きくなったと考えられる。

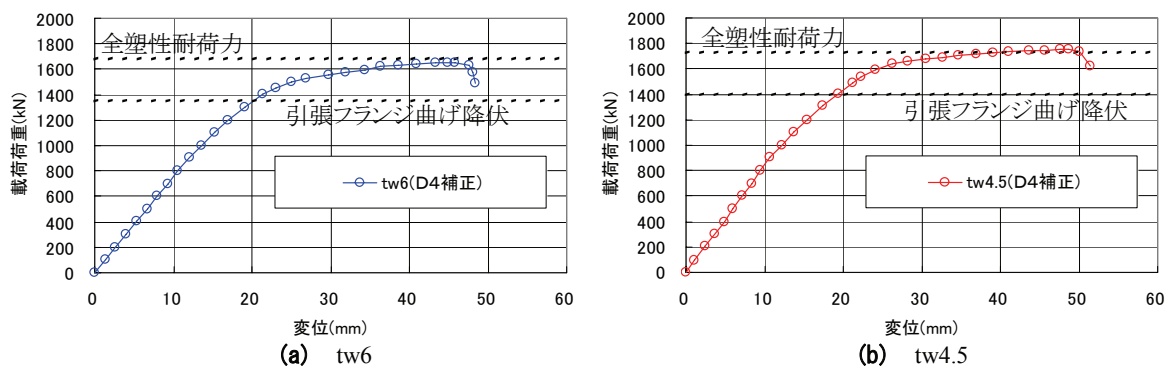


図-3 載荷荷重-鉛直変位関係

4. まとめ

全塑性耐荷力に達するか否かを判断する上で、塑性中立軸位置の影響が大きいことが判明した。とくに今回は、ウェブおよびフランジの実降伏強度が $499 \sim 578 \text{ N/mm}^2$ と高いため、塑性中立軸位置が下がり、床版が比較的早期に圧壊する結果となっており、高強度鋼の適用に当たっては注意が必要であるといえる。その一方で、tw4.5 の結果より、高強度鋼を用い、ウェブの幅厚比を 167 とした場合でも、全塑性耐荷力に達することが可能であることが分かった。

参考文献

- 1) AASHTO : LRFD Bridge Design Specifications, 2005 interim revisions, 2005.
- 2) Eurocode 3 : Design of steel structures, prEN 1993-1-1, 2003.