

立命館大学理工学部 正会員 野阪 克義
立命館大学理工学部 正会員 川崎 佑磨
大阪市立大学大学院 正会員 ○松村 政秀

大阪市立大学大学院 正会員 角掛 久雄
摂南大学理工学部 正会員 田中 賢太郎

1. はじめに

本研究では、竣工から約 80 年供用された橋梁の上部工の一部を用い、老朽化した橋梁構造物の現有耐力を検証することを目的として静的載荷試験を行った。また、合成作用向上による曲げ剛性の増加を目的としてスタッド溶接を行い、その補強効果を検証した。

2. 供試体および載荷試験概要

供試体は大阪市内で供用されていたコンクリート床版付き H 形鋼単純桁の 5 主桁のうちの中桁 3 体である。路面幅と耐震性向上の必要性から耐震補強の際に下部工からの施工も必要となったため、撤去して更新されることになった橋梁である。H 形鋼は H350×B150mm であり、切断された際の床版幅は約 900mm、床版厚は約 200mm、桁の長さは約 7500mm であり、スラブアンカーが設置されている。桁の断面概略図を図-1 に示す。橋軸方向の鉄筋は D13 が約 200mm 間隔で配置されている。

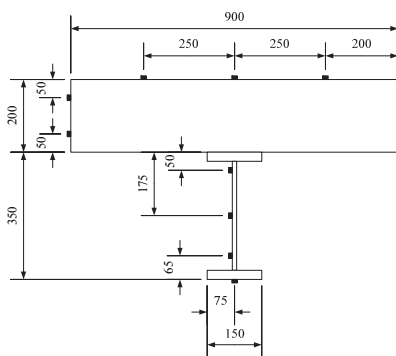


図-1 断面概略図(単位: mm)

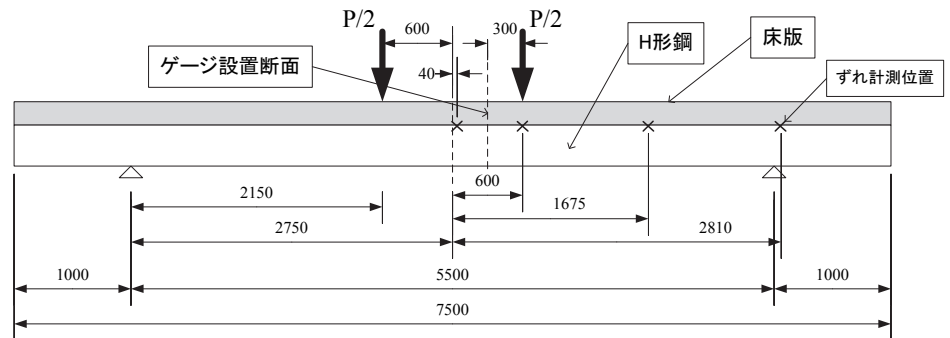


図-2 載荷および計測位置(単位: mm)

載荷試験は、図-2 に示すように 4 点曲げの等曲げモーメント区間を設けて行った。図-2 に示すように、載荷点から 300mm の断面に、図-1 に示すような配置でひずみゲージを貼り付けた。鋼桁とコンクリート床版のずれを計測するために、図-2 の×印で示す位置に変位計を設置した。桁の鉛直方向のたわみはスパン中央で計測し、支点部の支点沈下の影響を考慮したものを桁のたわみとした。

1 体目は無補強で載荷試験を行い、残存耐力を確認した（無補強と呼ぶ）。2 体目は合成作用向上を目的として桁の端部にずれ止めを溶接した（ずれ止めと呼ぶ）。ずれ止めの溶接は、D19 の異形棒鋼 2 本（90mm 間隔）を、両支点から内側に 100mm 間隔で片側 8 列溶接した。道路橋示方書¹⁾に準じて、載荷荷重 $P=200\text{kN}$ のせん断力に対して設計した（図-3）。スタッド溶接後は無収縮モルタルを充填した。3 体目は、ずれ止めに加えて下フランジ上側の両側に超高強度繊維補強コンクリート（UFC : Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete）を接着し補強した（UFC と呼ぶ）。UFC はあらかじめ成形されたものを用い、等曲げモーメント区間の補強を主として、降伏曲げモーメントが 5% 程度増加するように設計した。

載荷試験を行うにあたり、コンクリート床版からコア 3 体を取りし圧縮試験を行った結果、圧縮強度は 27.2N/mm^2 であることが分かった。スタッド溶接後に用いた無収縮モルタルについても圧縮強度を圧縮試験により計測した結果、桁の載荷試験時（施工後 5 日目）の強度で 53N/mm^2 、初期接線弾性係数が約 $19,000\text{N/mm}^2$ であった。UFC はひび割れ



図-3 ずれ止めの溶接

強度が 8N/mm^2 であった。鋼桁については SS400 材相当（降伏強度 235N/mm^2 ，弾性係数 $200,000\text{N/mm}^2$ ）と推定した。

3. 実験結果および考察

図-4 に得られた荷重-たわみ曲線を示す。断面を合成桁と仮定して算出した曲げ剛性（ヤング係数比 $n=10$ として鋼桁換算で $EI=1.581 \times 10^{14}\text{N}\cdot\text{mm}^2$ ）から算出した弾性状態での理論たわみ曲線を赤線で示してある。合成断面と仮定して算出した鋼桁下端が降伏する時の降伏モーメントは $M_y=536\text{kN}\cdot\text{m}$ であり，その時の荷重は約 500kN である。理論たわみ曲線は降伏曲げモーメントまで描かれており， $P=500\text{kN}$ の時に 10.24mm である。なお，荷重はすべて図-2 に示す P の値としてある。

各桁の最大荷重は無補強，ずれ止め，UFC でそれぞれ 509kN ， 670kN ， 674kN であった。いずれもコンクリート床版の圧壊までは到達せず，鋼桁下端が降伏し，荷重が低下するとともにずれが顕著になった時点で終了した。無補強の桁について，鋼・コンクリート床版ともに材料としては健全であったが，スラブアンカーにより連結されている程度であったため，合成桁とした理論値と比べて半分程度の曲げ剛性を示した。

また，図-4 より， $P=500\text{kN}$ 時のたわみ（無補強 27.86mm ，ずれ止め 14.71mm ，UFC 14.26mm ）を理論値と比較すると，2.7 倍から 1.4 倍，1.4 倍と減少しておりずれ止めの効果が顕著に現れているが，合成桁としての挙動までは達しなかった。

図-5 には各点で計測したずれ（mm）を縦軸に荷重をとり比較してある。無補強の場合，ずれはスパン中央から端部に向かって最初は大きくなるが，モーメントが小さくなる支点付近ではずれが一定となっていることが分かる。これは断面力が小さくなっていることに加えて端部ではコンクリート床版が鋼桁の上端を巻き込んでいる箇所もあり，ずれが拘束されていたことも影響していると考えられる。ずれ止めが設置された桁では，ずれが全体的に減少し，ずれ止めが設置された支点付近でもほぼゼロとなっていることが確認でき，ずれ止めの効果が分かる。

図-5，6 には等曲げモーメント区間で計測された断面内のひずみ分布を示している。図-5 がコンクリート床版，図-6 が鋼桁のひずみであり，縦軸はそれぞれ床版下端，鋼桁下端からの距離（mm）を示している。コンクリート床版上端のひずみに大きな変化は見られないが，鋼桁上端のひずみがずれ止めの効果でほぼゼロとなっており中立軸が上に移動していることが分かる。

4. おわりに

桁端へのずれ止めの設置により剛性を向上させることができることを実験的に検証することができた。

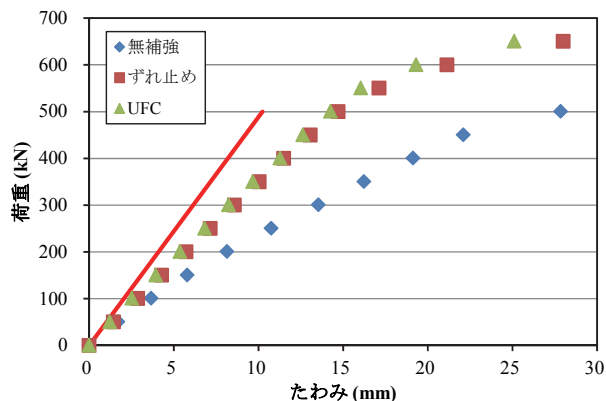


図-4 荷重-たわみ曲線の比較

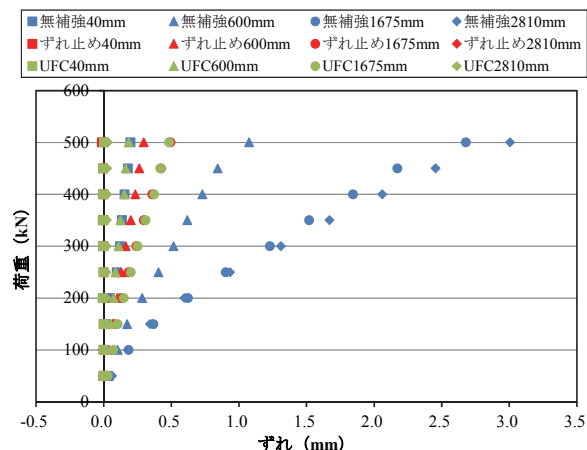


図-5 荷重-ずれの比較

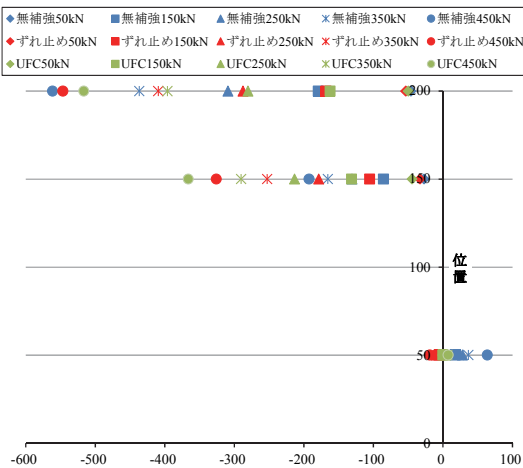


図-5 コンクリート床版内のひずみ分布

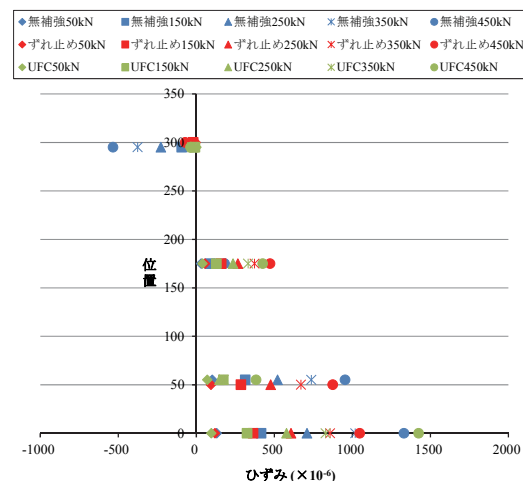


図-6 鋼桁内のひずみ分布