

鋼桁のひずみ測定による作用力の推定に関する基礎的検討

名城大学 学生会員 ○川上 峻幸

名城大学 正会員 渡辺 孝一

1. はじめに

平成 28 年に発生した熊本地震では、中小の既設橋梁の桁端部の損傷が多く確認された¹⁾。損傷した桁橋を適切に補修補強し、早期に橋の機能を回復させることは被災地の復旧復興のために重要であり、かつ急性が求められる。地震によって桁橋の支承部を含めた主桁端部周辺が損傷した場合、機能回復のための構造解析では橋の設計荷重で計算され、作用応力が安全側になるよう余裕を見た断面補強が行われる。過度に安全側の補修によって予期せぬ応力集中の発生や疲労損傷等も考慮すると、実橋梁の実測応力を適切に反映した補強構造が適用されることは、補修後の橋梁を長期的かつ安全に使用する観点からも重要である。本研究はこうした補修補強構造を適切な断面とするための設計手法の確立を目標としている。そのための基礎的検討として、単純支持桁を対象に荷重作用時に得られる実測ひずみデータから推定される桁の支点反力の推定精度を検討する。

2. 解析概要

検討対象とする桁は長さ 1,800mm の H 鋼（呼び寸法 300×150）を使用する。支間は 1,600mm の単純支持形式とし、桁端から 100mm と支間中央部のウェブ両側にそれぞれ縦リブを設けた。図 1 に解析モデル概形を示す。モデル寸法は供試体断面を実測して与え、ウェブ高さ $H_w=282\text{mm}$ 、ウェブ厚 $t_w=6.5\text{mm}$ 、フランジ厚 $t_f=8.45\text{mm}$ 、フランジ幅 $B_f=150\text{mm}$ をシェル要素により作成した。初期たわみや残留応力は与えていない。材料定数は実験結果に合わせ、降伏応力 $\sigma_y=302\text{MPa}$ 、ヤング率 $E=200\text{GPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ とし、材料構成則は二次勾配が $E/100$ のバイリニア型を与えた。

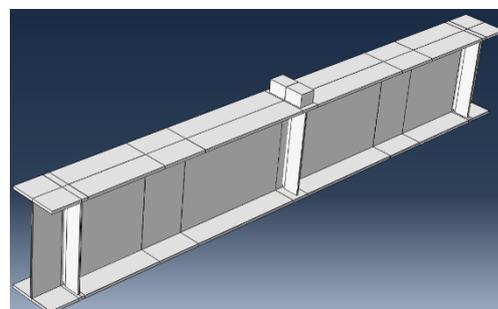


図 1 解析モデル概形

荷重は支間中央部に載荷板を介して強制変位として与え、実験結果と比較するため後述するひずみゲージ位置と同様の位置で比較検討を行う。

3. 実験概要

図 2 に実験桁と載荷装置の外観、図 3 に実験供試体のひずみゲージ設置位置を示す。ひずみゲージ（3 軸型式 KFGS-3-120-D17-11 L5M3S）の測定位置は、文献 2)より支点から 16%と 30%の位置でウェブ高さ方向に 5 箇所片面に貼付した。荷重は 1MN 容量の油圧ジャッキで与え、変位制御により載荷を行う。支間中央の鉛直たわみや支点沈下は、ダイヤルゲージ（最小読み 1/500mm）を用いて載荷装置とは独立させ測定した。

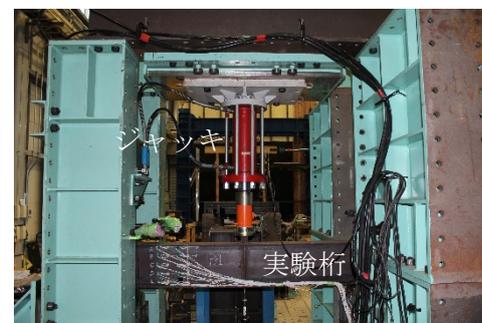
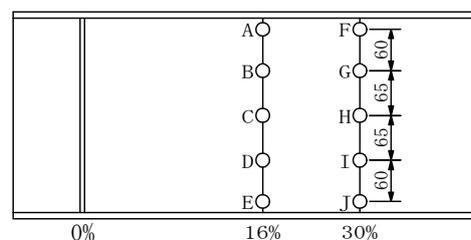


図 2 実験装置外観

4. 実験結果

図 4 に実験値と解析値を比較した荷重載荷直下での荷重変位曲線を示す。本実験桁は桁高さと支間長の比率が 0.19 であり、荷重作用時のせん断変形の影響は 35%程度である。

実験結果を基準した場合、弾性範囲内での剛性は実験値が 115kN/mm に対して解析値は 104kN/mm となり、解析値が 11%程度



単位：(mm)

図 3 ひずみゲージ設置位置

キーワード ひずみ, せん断応力, 曲げ応力

連絡先 〒468-85032 愛知県名古屋市天白区塩釜口 1-501 名城大学 TEL052-832-1151

小さくなった。これは縦リブの溶接による熱影響や、初期たわみなどの幾何的要因が影響していると考えられる。

弾性範囲内の同一変位におけるせん断応力分布について検討した結果を図5に示す。図5より、解析値と比較して安全側に推定している。最大せん断応力が算出される中立軸位置では、15%高めに評価している。これは、同一変位における荷重が解析値に比べ12%大きい値となっているためであると考えられる。全体の傾向としては、一般的なせん断応力分布がみられた。

次に同一変位における曲げ応力分布について検討した結果を図6に示す。図6より、平面保持の仮定の通り、概ね直線分布が得られた。また、今回の実験桁が対称断面であり中立軸が桁高さの半分に位置することに対して、実験値は中立軸位置でも圧縮の応力が作用している。

表1にそれぞれの応力から推定される支点反力の結果を示す。表1に示す平均せん断応力は取得したひずみデータの応力平均値を平均せん断応力として推定、最大せん断応力は桁高さの半分の位置を中立軸としてその位置の値により推定、最大曲げ応力は取得したひずみデータから近似直線を算出し、そこから推定される最大曲げ応力から推定している。今回の実験で推定された最大曲げ応力は66.7MPaである。それぞれを測定値と比較すると、せん断応力により推定する場合はどちらも誤差が1%以内に収まっている。曲げ応力による推定では誤差が3.6%とせん断応力に比べ誤差が大きい。これは、曲げ応力がせん断応力より分布形状やひずみ抽出位置の影響を受けているためであると考えられる。今回の実験において、一部ひずみゲージの欠損により、得られるせん断応力のデータが少なかったため、平均せん断応力による推定に関してはやや信頼性に欠けていて、今後検討が必要である。

5. まとめ

今回のような対称断面かつ単純な荷重条件のもとでひずみデータを取得した結果、弾性範囲内においてせん断応力は曲げ応力に比べ作用力を適切に反映できているため高い精度で反力を推定できる。しかし、実際の支点反力に対して推定支点反力がどの程度の誤差であれば、推定できているといえるかについては今後検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本橋梁建設協会：「熊本地震橋梁被害調査報告書」，2016.10.
- 2) 川上峻幸，渡辺孝一：鋼桁のひずみ測定による桁の応力推定精度に関する実験的検討，土木学会中部支部研究発表会概要，2020.3.5.

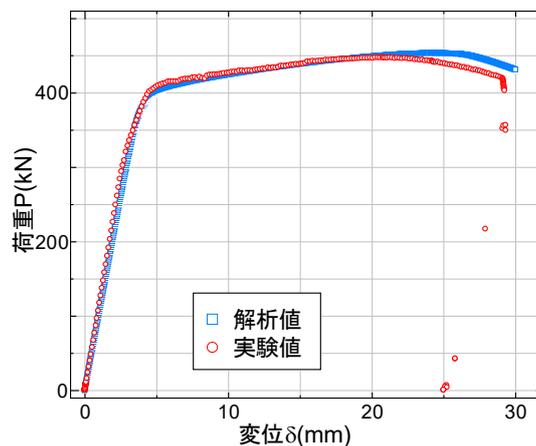


図4 荷重変位曲線

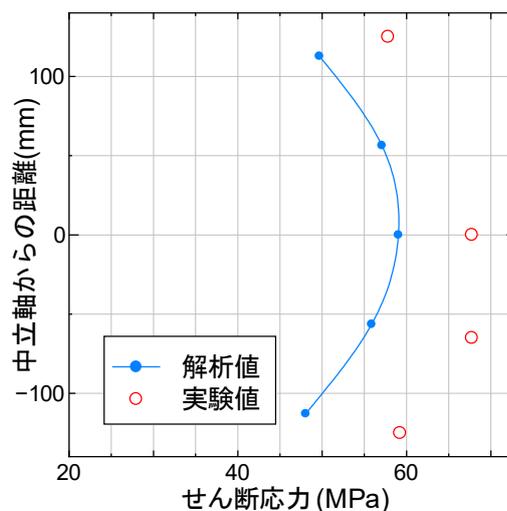


図5 せん断応力分布(16%位置)

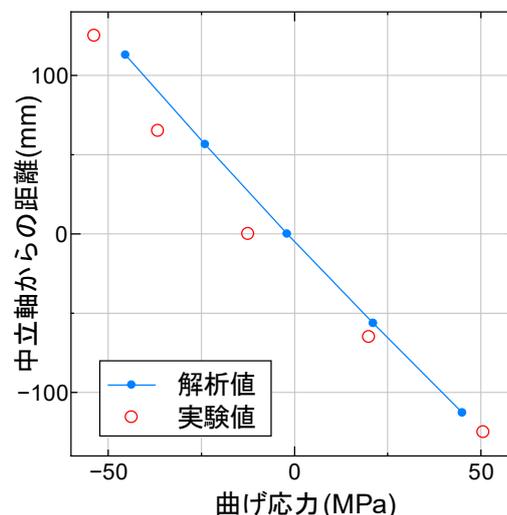


図6 曲げ応力分布(16%位置)

表1 推定支点反力 (kN)

	測定値	平均せん断 応力	最大せん断 応力	最大曲げ 応力
実験値	115.2	115.7	116.2	119.3
解析値	101.3	98.9	101.3	103.0

($\delta=1.95\text{mm}$ 時)