

鋼 I 桁の仮受け点補強時のひずみゲージによる荷重推定精度の検討

名城大学 学生会員 ○田中啓太
名城大学 正会員 渡辺孝一

1 研究の背景と目的

平成 28 年に発生した熊本地震では、様々な構造物に大きな被害を与えた。損傷した橋梁のうち、走行安定性として規制を伴う損傷が 4 割を占めていたことから、早期復旧・復興に際しては上部工の仮受けが必要な場合がある^[1]。安全で確実な仮受けを実施するためには、ジャッキ荷重が鋼桁に確実に伝達されていることを逐次、モニタリングできれば有用である。既往の研究^[2]において、上載荷重が作用している桁をジャッキアップした際に得られるひずみのデータから高い精度で支点反力を求めることができることを実証した。支承受替時には、仮受け部分にリブ補強を施すことが一般的^[3]であるため、本報告は、支点部近傍のジャッキアップ点に生じるウェブの局所的な応力に配慮して、簡易なアングルでリブ補強した桁に対しての支点反力推定精度を検討する。

2 実験概要

対象とする鋼桁は支間 30m の単純非合成鋼 I 桁橋を参考とし、主桁の支点端部を縮小した部分モデルとした。図 1 に実験桁および実験装置の外観を示す。実験桁は支間 1,600mm、上下フランジ幅 150mm で、両端をピン支承で支持した。表 1 に実験供試体の製作に適用した各部材の材料特性値を示し、図 2 に仮受けジャッキとひずみゲージ位置を示す。

図 2 において、仮受けジャッキ距離は損傷側支点から $d=250\text{mm}$ 位置に設置した。ひずみゲージは、支点から 100mm (以降 A 列)、460mm 位置 (以降 B 列) に 6 箇所ずつ、計 12 か所に貼付した。補強リブとして一辺 50mm の等辺アングルにより、補強パターンを高さ 200mm、400mm の 2 通りと片側、両側の 2 通りの計 4 通り変化させ、実験を行う。ウェブとフランジの溶接ビードを考慮し、補強リブは下フランジから 5mm 程度離し、下フランジと接触していない。実験桁と補強リブはボルトにより接合する。使用するボルトは M16(F10T)であり、トルク法による設計ボルト軸力 106kN 導入されるように締め付けた。締め付けトルクの計算に使用したトルク係数値は $k=0.15$ を用いた^[4]。荷重推定では、A 列のひずみゲージからせん断力 Q_0 を求め、B 列のゲージからせん断力増分 ΔQ_1 を求める。測定するひずみからせん断力への換算は、式 (1)、(2) を用いる^[3]。

$$R_0 = G \cdot t_w \sum \gamma_i h_{wi} \quad (1)$$

$$R_j = R_0 + \Delta Q_1 \quad (2)$$

荷重は段階的に行い、上載ジャッキにより支間中央の矩形領域 (100mm × 150mm) に死荷重相当の 169kN を荷重制御により与える。その後、仮受けジャッキにより 1 辺 120mm の載荷板を介して荷重制御によりジャッキアップを行った。

キーワード ジャッキアップ、リブ補強、ひずみゲージ、せん断ひずみ

連絡先 〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口 1-501 名城大学 TEL052-832-1151

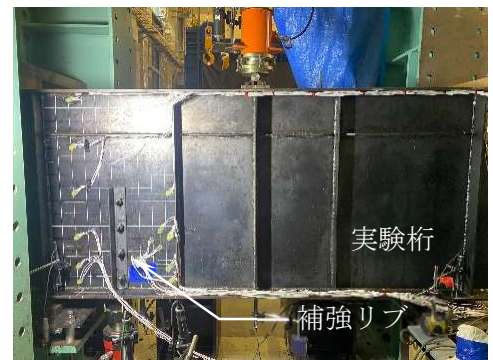


図 1 実験桁外観

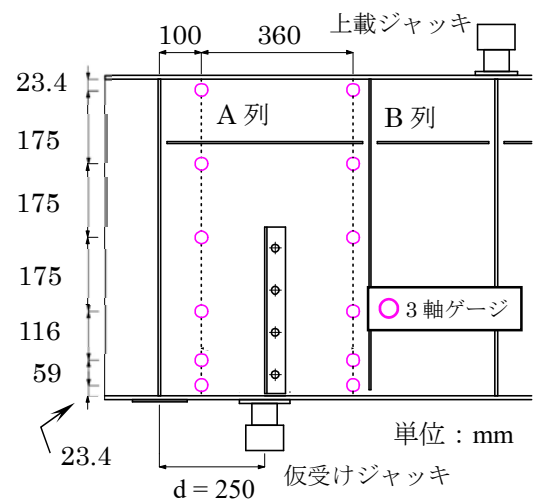


図 2 仮受けジャッキとひずみゲージ位置

表 1 材料定数

適用箇所	降伏点 (MPa)	ヤング率 (GPa)	ポアソン比
ウェブ	305.2	204.6	0.281
補剛材	345.0	200.0	0.300
上下フランジ	304.6	195.2	0.284

3 アンクル補強による荷重推定への影響検討

図3にジャッキアップ完了時におけるA列のせん断ひずみを示す。縦軸はひずみゲージ位置をウェブ高さで除して無次元化している。下フランジ近傍のひずみが若干減少する傾向がみられるが、補強パターンに関係なく分布形状に違いはみられない。よって、桁端部側においては補強によるせん断ひずみへの影響は小さいといえる。

表2にA列のひずみゲージから推定したジャッキアップ完了時の支点反力 R_0 の結果を示し、表3にB列のひずみゲージせん断力増分 ΔQ_1 の結果を補強パターン毎に示す。表中に示す括弧内の値は死荷重支点反力 R_0 およびせん断力増分 ΔQ_1 に対する誤差(%)であり、プラス値は、推定値が実際より高いことを意味する。支点反力 R_0 の推定では、補強時のパターンの違いによらず、4.5%以内で推定しており、推定値への影響は小さい。補強の有無について、補強量に関係なく補強なしの誤差 2.4%に対して、補強有では 2.3 ~ 4.7%の誤差となっており、補強による反力推定への影響は小さい。

表3では、せん断力増分 ΔQ_1 が支点反力 R_0 と比較して小さい値のため、荷重差による比較を行う。推定した値は、最大で+1.3kNの誤差となっており、それぞれの補強パターンに関係なく高い精度で推定できることを確認した。

図4に補強パターンの違いによる推定ジャッキ反力の推移を示す。今回用いた推定方法において、どの補強パターンにおいても推定精度が高いことが分かる。また、ジャッキアップ完了までジャッキアップ反力を線形的に推定し、追跡できている。

以上のことから、支点反力 R_0 、せん断力増分 ΔQ_1 ともに提案した推定式で推定することが可能である。

4 まとめ

本検討では鋼桁の桁端部を縮小したモデルに補強面、リブ高さを変更した4通りでジャッキアップ実験を行い、既存研究で提案した推定手法が補強した構造に対しても推定可能か検討を行った。補強によるせん断ひずみ分布への影響は小さいことを確認した。提案した推定手法でジャッキ反力を推定した結果、どの補強パターンにおいても精度が高く推定している。また、ジャッキアップ進行時のジャッキ反力と推定ジャッキ反力の関係について、線形的に推定し追跡できている。

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] 社団法人 土木学会：道路橋支承部の改善と維持管理技術，2008.
- [3] 川上峻幸，渡辺孝一：鋼桁ジャッキアップ時のひずみ変化による支点反力推定手法の検討，土木学会全国大会第76回年次学術講演会，2021.9.
- [4] 社団法人 土木学会：鋼構造シリーズ 15 高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針（案），丸善，2006.

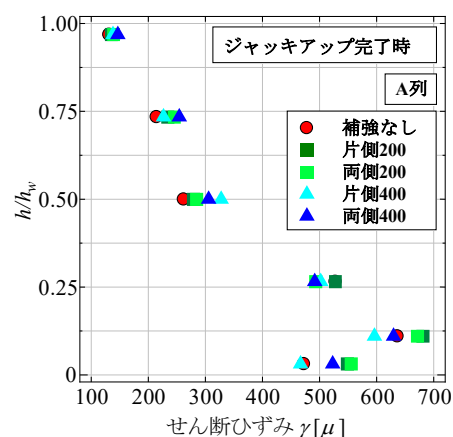


図3 ジャッキアップ完了時におけるA列のせん断ひずみ

表2 支点反力の推定結果

補強パターン	R_0 [kN]	A列
補強なし	85.8	87.9(2.4)
片面200	85.3	89.1(4.5)
片面400	84.6	86.6(2.4)
両面200	84.8	88.1(3.9)
両面400	85.3	89.3(4.7)

表3 せん断力増分の推定結果

補強パターン	ΔQ_1 [kN]	B列
補強なし	16.5	15.7(-4.8)
片面200	17.5	16.3(-6.9)
片面400	18.0	17.1(-5.0)
両面200	17.2	16.3(-5.2)
両面400	17.5	16.2(-7.4)

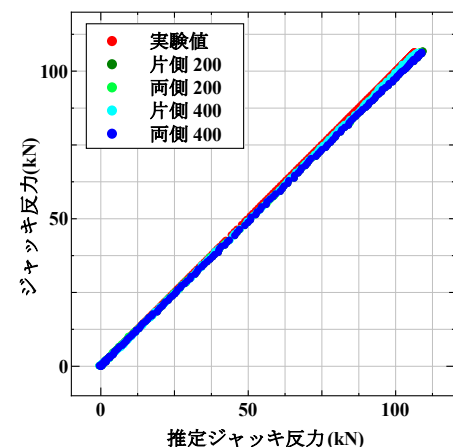


図4 補強パターン毎の推定ジャッキ反力の推移