突起付き T 形鋼ジベル合成床版の片持部静的載荷実験

川鉄橋梁鉄構㈱　正会員　○高須賀丈広　川鉄橋梁鉄構㈱　正会員　上村　明弘
川鉄橋梁鉄構㈱　正会員　神田恭太郎　長岡技術科学大学　正会員　長井　正嗣

１．はじめに

突起付き T 形鋼ジベル合成床版（**図-1**）はずれ止め機能を有する主部材が T 形鋼（DFT）で構成されているため剛性が高く，床版支間部および片持部の長支間化への対応が容易に実現できる特長を有している．現在までに床版正曲げ部の耐荷力・疲労耐久性，連続合成桁の中間支点部の負曲げモーメントに対するひび割れ性状については検証済みであり，形鋼に囲まれたコンクリートが床版のねじり挙動等に対して有効に抵抗することも明らかとなりつつある．

こうした中，床版の片持部に着目して設計の妥当性や構造特性の確認を目的として静的載荷実験を実施した．

本報では，本実験の内容とその結果について概説する．

２．載荷実験

２．１　試験体

試験体は，本床版を少数主桁に適用した場合を想定し，床版厚 260mm の実物大の 1 パネル(11m×2.5m)をモデル化した．鋼板パネルは**図-2** に示すとおり，DFT-175×204×8×12 を橋軸方向に 500mm 間隔で配し，板厚 8mm の底鋼板にすみ肉溶接することにより製作した．この鋼板パネルに床版上面側の橋軸直角方向 500mm 間隔（DFT 間中間部）に主鉄筋 D22 を，橋軸方向 200mm 間隔に配力筋 D19 を配筋後，**表-1** に示す呼び強度 30N/mm² の普通コンクリートを打設した．床版を支持する主桁は桁高さ 500mm の架台として設計し，スタッドジベルを用いて床版と合成した．

２．２　載荷方法

試験体は水平に設置し，荷重による主桁の回転変形の影響を考慮するため載荷点側の主桁下フランジは拘束せず，載荷点と反対側の主桁は，浮き上がり防止のため下フランジを完全に固定した．荷重は舗装内の応力分散を考慮した T 荷重を**図-3** に示す位置に与えた．設計で想定した応力を発生させるために必要な荷重 P は，主桁上フランジの 1/4 点を固定端（x0 点）と考えた場合の単位幅当たりの曲げモーメントが設計モーメントと等価となるように設定した．

荷重載荷ステップは，x1 点のひび割れ発生荷重（123kN）の載荷と除荷を 3 回繰り返した後，x0 点における DFT が許容応力度となる荷重（240kN）まで単調に増加させることとした．

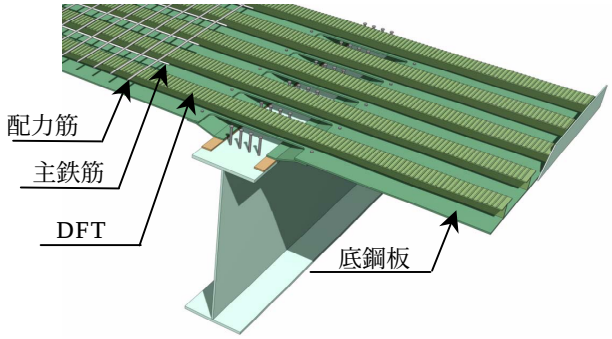

図-1　突起付 T 形鋼ジベル合成床版

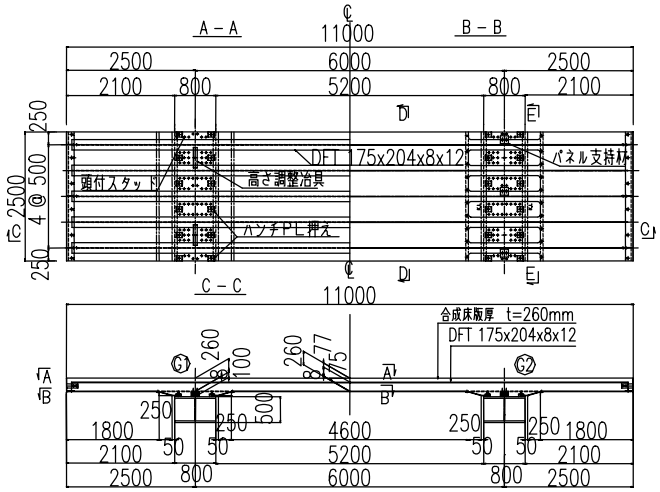

図-2 試験体鋼板パネル

表-1　コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	空気量 (%)	膨張材 (kg/m³)
20	8	49	4.5	30

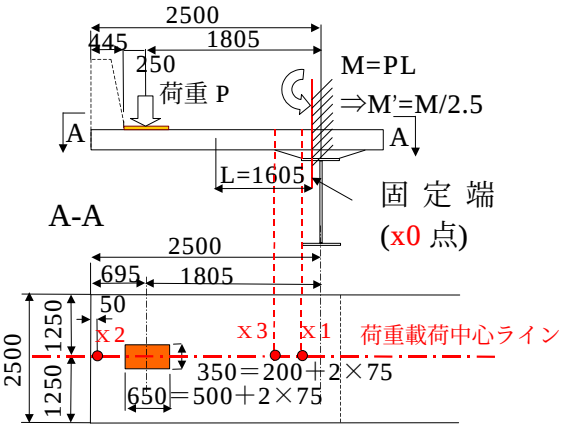

図-3　荷重載荷位置と設計モーメント算出法

キーワード：合成床版，突起付 T 形鋼，床版片持部，ひび割れ幅，ひび割れ間隔，ひび割れ制御設計
連絡先　　：川鉄橋梁鉄構㈱　橋梁事業本部　技術部
〒111-0051 東京都台東区蔵前 2 丁目 17 番 4 号　TEL：03－5825－1757，FAX：03－5825－1697

３．実験結果

３．１　載荷荷重と主鉄筋・DFT ひずみの関係

ひび割れが最初に発生した x1 点（**図-3 参照**）における主鉄筋ならびに DFT の荷重-ひずみ関係は**図-4** に示すとおりである．本図から，本床版はひび割れが発生するまでは全断面有効であり，ひび割れ発生後はテンションスティフニング効果が認められる．引張側コンクリートの有効性を表すβを初期ひび割れ時に検証した結果，βは DFT 位置では 0.7，鉄筋位置では 0.6 となり，初期ひび割れ時の推奨値 0.6[1)]と良い一致を示す．なお，本データはひび割れ発生位置近傍の計測値であることから，ひずみはピーク値に近い．今後はひび割れ部近傍の平均ひずみを推定し，上記βを検証する必要がある．

３．２　断面のひずみ分布状況および中立軸の変化

x1 点における床版内部のひずみ分布を各荷重段階ごとにまとめた結果は**図-5** に示すとおりである．またその位置における荷重の増加に伴う中立軸の変化は**図-6** に示すとおりである．**図-5** および**図-6** から，本床版はひび割れ発生荷重までは全断面有効で挙動し，荷重の増加とともに剛性が低下するものの，DFT(x1 点)の発生応力度が 120N/mm² となる荷重までは引張側コンクリートを考慮しない設計仮定断面以上の剛性を保持していることがわかる．

３．３ 載荷荷重と変位の関係

図-3 の x2 点における荷重－変位関係は**図-7** に示すとおりである．本結果から，x1 点においてひび割れが発生した載荷荷重 123kN までは FEM 解析（主桁上フランジ両端をピン支持；主桁回転変形を実験値より補正）で算定した全断面有効の荷重-変位曲線に近接し，その後剛性は低下する．

３．４ ひび割れ幅・ひび割れ間隔

x0 点におけるモーメントが設計荷重（168kN）に到達した際のひび割れ分布は**図-8** に示すとおりである．ひび割れは，設計荷重時には x1，x3 点に各 1 本発生し，その間隔は 285mm であった．また最大ひび割れ幅（x3 位置：0.133mm）は許容値(0.2mm)[2)]および理論値(0.193mm)[2)]以下になることが分かり，本床版では理論値を用いればひび割れ幅を安全側に推定できることが確認できた．

４．まとめ

(1) 本床版は，引張側コンクリートを考慮しない断面で安全側の設計が可能である．

(2) 本床版の片持部では負の曲げモーメントに対してひび割れ制御設計が可能である．

【参考文献】

1) 長井他：連続合成桁の各種ひび割れ幅算定法とその相違に関する一考察，土木学会論文集 No.710,I-60,427-437,2002.7

2) 土木学会：コンクリート標準示方書「構造性能照査編」，pp97-98,100-102，2002.3

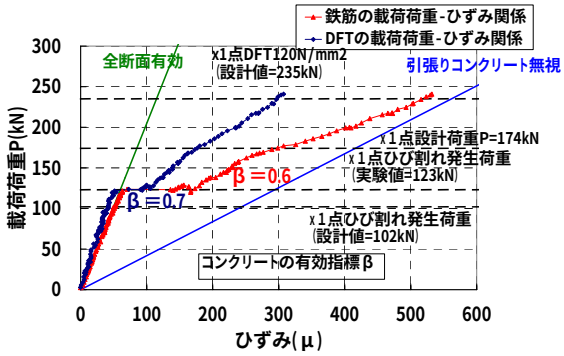

図-4　主鉄筋・DFT の荷重-ひずみ関係(x1 点)

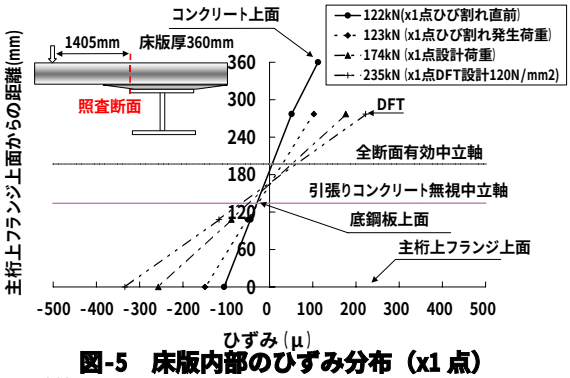

図-5　床版内部のひずみ分布（x1 点）

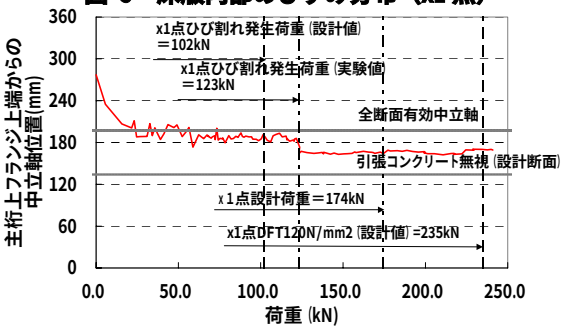

図-6　中立軸の移動（x1 点）

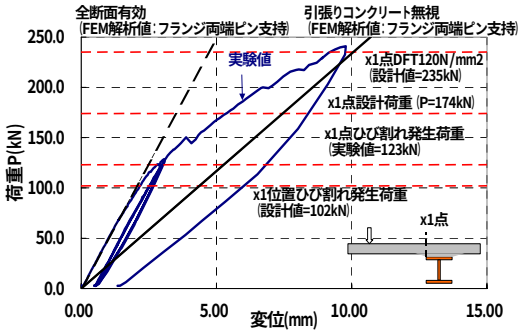

図-7　荷重-変位関係（x2 点）

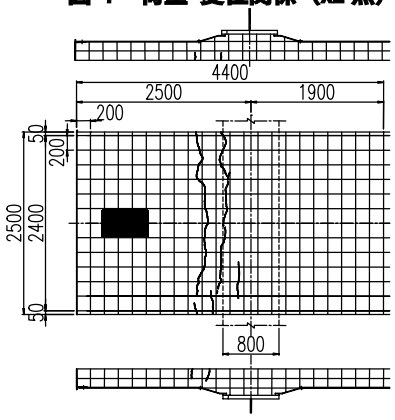

図-8　ひび割れ分布（x0 点設計荷重時）