

突起付き T 形鋼ジベル合成床版の片持部静的載荷実験

Static load test of overhung composite slab using “deformed flange T-shapes” with lateral lugs

高須賀丈広*, 上村明弘**, 神田恭太郎**, 長井正嗣***

Takehiro TAKASUKA, Akihiro UEMURA, Kyotaro KANDA and Masatsugu NAGAI

- * 工修 川鉄橋梁鉄構（株）橋梁事業本部 技術部 開発技術室 (〒111-0051 東京都台東区蔵前 2-17-4)
- ** 川鉄橋梁鉄構（株）橋梁事業本部 技術部 開発技術室 (〒111-0051 東京都台東区蔵前 2-17-4)
- *** 工博 長岡技術科学大学 工学部環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

We have developed steel concrete composite slab using deformed flange T-shapes(DFT) which is installed on the bottom plate in the transverse direction of bridges in order to increase bond strength between steel and concrete.

Load carrying capacity, fatigue durability and design method of the slab have already been examined by positive bending test and wheel running test, and we have also showed its applicability to continuous composite girder bridge.

In this paper, we verify the structural characteristics and crack behavior of overhanging part of the slab on main girders by loading test with full-scale specimen (1 panel of the slab). And we also show the fact that neglecting tension side area of concrete is appropriate and crack width can be controlled in its design.

Key words: deformed flange T-shapes, static load test of overhung part, crack behavior, crack width control

1. はじめに

突起付き T 形鋼 (deformed flange T-shapes : 以下 DFT と称す) は、鋼材の圧延段階で形成されたフランジ上面の横筋状突起がコンクリートとのずれ止めとして機能することから、これまでに 260 橋余りの合成床版橋の主部材に使用されている。

この技術を床版構造に応用した突起付き T 形鋼ジベル合成床版は、図-1 に示すとおり DFT および底鋼板等を組み合わせて工場製作される鋼パネル部材と、現場施工される鉄筋およびコンクリートより構成されており、その主な特長は下記の通りである。

- ① 鋼とコンクリートの合成効果により剛性が高く、長支間床版への対応が可能である。
- ② 疲労等級の高い溶接継手を採用しており、疲労耐久性に優れている。
- ③ 連続合成桁の負曲げモーメント部（中間支点部）におけるひび割れ分散性は良好であり、ひび割れ制御が可能である。
- ④ 底鋼板は床版コンクリート打設時の型枠を兼ねるため、工期短縮・工費縮減が可能である。

本床版は、これまでに版としての耐荷力、移動輪荷重に対する疲労耐久性ならびに連続合成桁中間支点部への適用性について実証実験により性能確認が行われている^{1)~6)}。また、日本道路公団向けの広島東インターチェンジのランプ橋（非合成連続 3 主桁桁：写真-1 参照）において、桁下空間の制約から足場および床版の型枠支保工が不要な構造形式として適用され、実施工を通じて施工性および安全性等が実証されている。

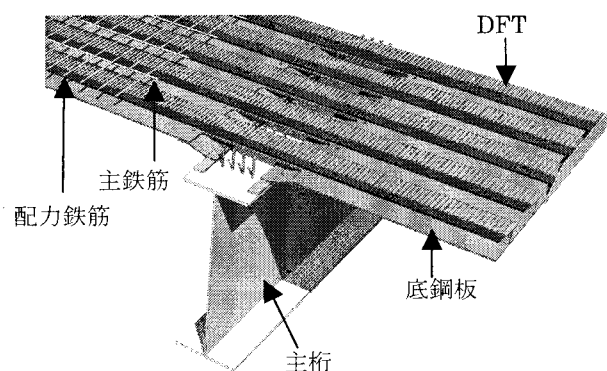


図-1 突起付き T 形鋼ジベル合成床版

本論文では、床版片持部の張出し長が RC 床版の適用範囲を超える場合において、負曲げモーメントに対するコンクリートのひび割れ性状をはじめ本床版の構造特性を明らかにするために実施した片持部の静的載荷実験について報告する。

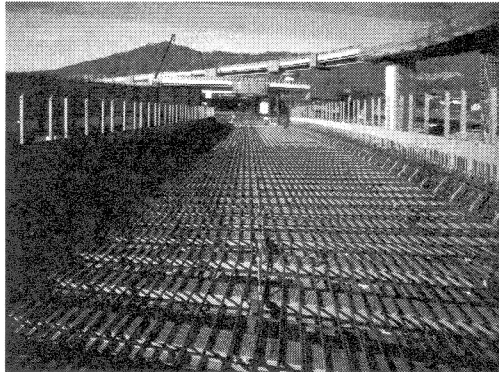


写真-1 広島東インターチェンジ ランプ橋

合を想定して設計を行い、橋軸方向 2.5m、橋軸直角方向 11m、床版厚 260mm の実物大の 1 パネルとした。鋼板パネルは図-3 および写真-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 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 に示す設計基準強度 30N/mm² の普通コンクリート (乾燥収縮補償用膨張材 30kg/m³ 添加) を打設した。なお、壁高欄や舗装等については今回の供試体では再現せず、その死荷重は載荷荷重で調整した。

床版を支持する主桁は上下フランジ幅 800mm、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連結した。

2. 実験内容

2.1 供試体

供試体は、本床版を床版支間長 6m、片持部の張り出し長が 2.5m の 2 主桁桁橋 (図-2 参照) に適用した場

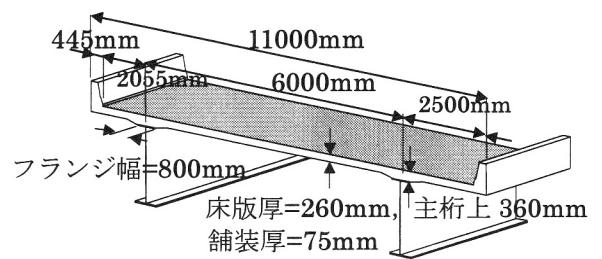


図-2 リファレンスモデル

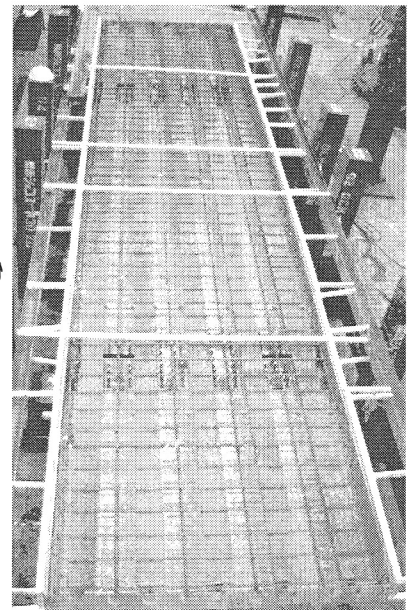


写真-2 供試体

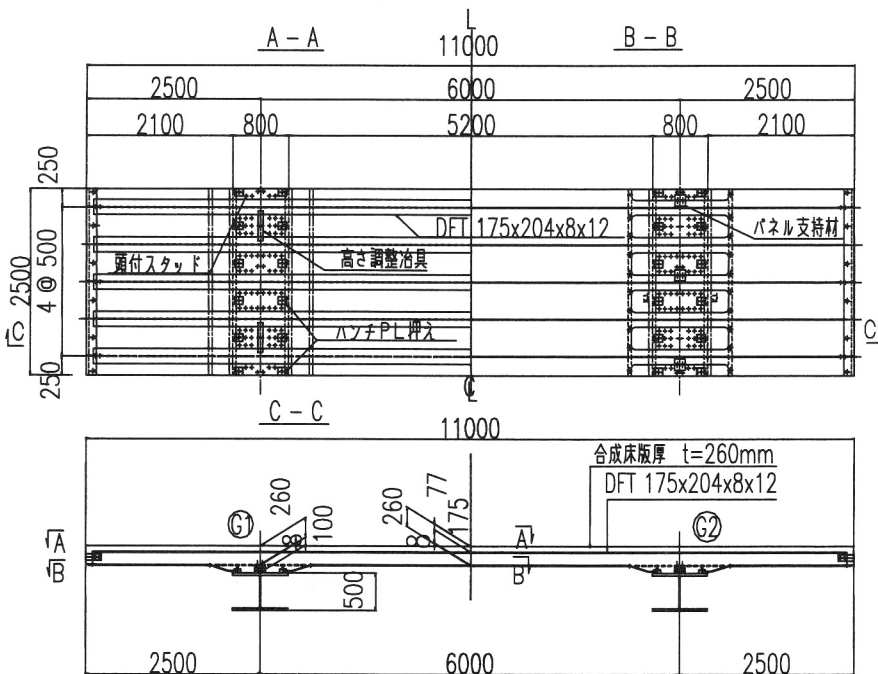


図-3 供試体鋼板パネル

表-1 示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スラング (cm)	水セメント比 (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)					
					水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材	混和剤
20	8	49	4.5	41.6	161	299	735	1088	30	3.3

2.2 実験方法

供試体は水平に設置し、荷重点側の主桁下フランジは荷重による主桁の回転等の影響を考慮するため水平・回転変位を許容する支持条件とした。一方、荷重点と反対側の主桁は、浮上り防止のため下フランジを固定した。

荷重は、道路橋示方書で規定されている T 荷重が舗装内を 45° 分布すると仮定した面積 (350mm×650mm) を用いて載荷し、その位置は壁高欄の幅を考慮のうえ図-4 に示すとおりとした。

設計で想定した応力を DFT および主鉄筋等に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設定した。

載荷荷重は x0 点に着目し、その位置における設計上のひび割れ発生荷重 (P=89kN) の載荷と除荷を 3 回繰り返した後、引張鋼材である DFT が設計上許容応力度 (P=240kN) となる荷重レベルまで単調に増加させる計画とした。ところが、想定した荷重ではひび割れは発生しないため荷重をさらに増加させたところ x1 点に第一ひび割れが発生した。そこで、図-5 の模式図に示すとおりそのひび割れ発生荷重 (P=123kN) を上限として繰り返し載荷を実施し、その後 x0 点における DFT の発生応力度が許容応力度となる荷重まで単調に増加させることとした。写真-3 は実験状況を示す。

2.3 計測項目

計測項目は表-2 のとおりであり、ひび割れ幅については標点距離 100mm の ϵ ゲージにより計測した。 ϵ ゲージは図-4 に示す載荷荷重中心ライン上に設置するものとし、載荷板の端から 50mm 離れた位置から 2.5m の範囲に 25 個取り付け、その間に発生したひび割れを全て検出できるようにした。

2.4 使用材料

DFT ならびに底鋼板は材質 SM400 の鋼板を使用し、主鉄筋・配力鉄筋は材質 SD345 の異形鉄筋を使用した。実験に先立ち異形鉄筋、DFT および鋼板は引張試験を実施した。その結果は表-3-a), b) に示す通りであり、異形鉄筋、DFT および鋼板の平均降伏点・平均引張強さは公称値以上となることを確認した。

載荷実験当日 (コンクリート打設日から 36 日目) に供試体と養生条件を合わせたコンクリート供試体の材料試験を行った。その結果は表-4 に示すとおりで、コンクリートの平均圧縮強度は設計基準強度 (30N/mm²) 以上であり、また静弾性係数の平均値は道路橋示方書の規定値 2.80×10^4 と比較して 6.0%低い値であった。

実験床版の断面剛性の評価に用いたヤング係数比はコンクリートの材料試験結果に基づき $n=7.6$ とし、ポアソン比は 0.167 を採用した。

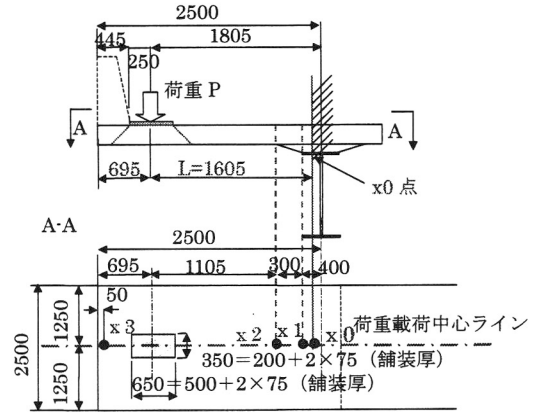


図-4 載荷荷重位置

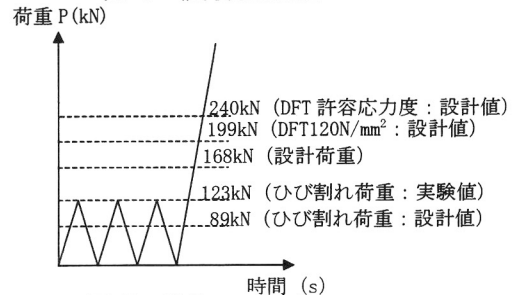


図-5 載荷ステップ

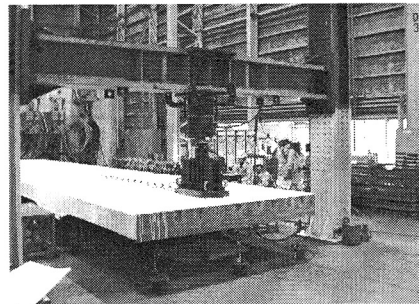


写真-3 実験状況

表-2 計測項目

荷重	変位	ひずみ	ひび割れ
載荷荷重	・鉛直変位	・DFTひずみ ・主鉄筋ひずみ ・配力筋ひずみ ・底鋼板ひずみ	・床版ひび割れ幅 ・床版ひび割れ間隔

表-3-a) 鉄筋の引張試験結果

番号	鉄筋			
	配力鉄筋		主鉄筋	
	D19 (SD345)		D22 (SD345)	
	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
1	381	586	379	580
2	380	586	379	580
3	380	587	380	581
平均値	380	586	379	580
公称値	345~440	490以上	345~440	490以上

表-3-b) DFT および鋼板の引張試験結果

番号	形鋼		鋼板	
	DFT (SM400A)		PL (SM400A)	
	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
1	295	458	295	447
公称値	245以上	400~510	245以上	400~510

表-4 コンクリートの材料試験結果

番号	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 ($\times 10^4$)
1	30.8	2.64
2	30.7	2.55
3	31.8	2.70
平均値	31.1	2.63
公称値	30.0	2.80

3. 実験結果

3.1. 載荷荷重と変位の関係

片持部先端から 50mm の x3 点 (図-4 参照) における荷重-変位関係は図-6 に示すとおりで、縦軸は載荷荷重を、横軸は x3 点の鉛直変位を表す。また同図中に全断面有効 (状態 I と称す) および引張側コンクリートを考慮しない場合 (状態 II と称す) における FEM 解析結果の荷重-変位関係を合わせて示す。FEM 解析では床版を実断面と等価な剛性を有する等方性のシェル要素でモデル化し、主桁上フランジ端部位置においてピン支持とした。また、解析結果は供試体の主桁回転変位量を考慮して補正を行った。

本結果から、x1 点においてひび割れが発生して剛性が低下した載荷荷重 123kN (ひび割れ発生荷重の設計想定値 87kN の 1.41 倍) まで x3 点の実験値は状態 I の荷重-変位直線にほぼ近接し、その後剛性は徐々に低下するものの x0 点が許容応力度に達する荷重レベルまで状態 II の剛性を上回っていることを確認した。

3.2 床版断面のひずみ分布と中立軸位置の変化状況

コンクリートにひび割れが発生した主桁フランジ端部 (x1 点) とハンチ終了端 (x2 点) における床版断面のひずみ分布を各荷重段階毎にまとめた結果およびその位置における中立軸位置の変化状況は図-7-a), b) に示すとおりである。a) 図の縦軸は x1 点では主桁上フランジ上面からの距離を、x2 点では底鋼板上面からの

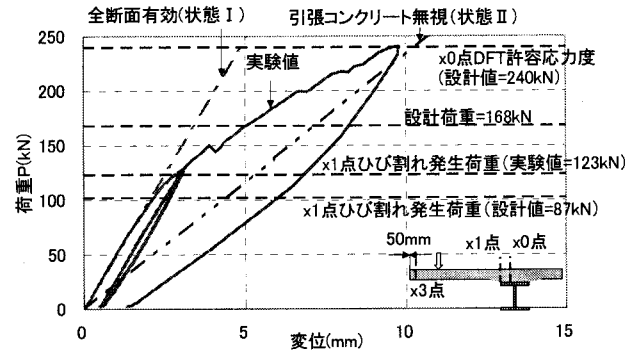


図-6 載荷荷重—変位の関係

距離を表し、横軸は床版断面のひずみ量を表す。一方 b) 図の縦軸は a) 図と同様であり、横軸は載荷荷重を表す。また、同図中に状態 I および状態 II の中立軸位置も示す。

a) 図のひずみ分布図から、x1 点および x2 点では床版にひび割れが発生するまでは引張側コンクリートを含めた全ての断面で、ひび割れ発生後はひび割れた上面コンクリート部材を除いた断面で平面保持の仮定が成立していることが確認できる。

a) 図および b) 図から、x1 点、x2 点においてはひび割れが発生する荷重までは本床版はほぼ状態 I で挙動し、荷重の増加とともに剛性が低下するものの、DFT の発生応力度が設計上許容応力度相当 (140N/mm^2) となる荷重レベルにおいても状態 II 以上の剛性を保持していることが確認できる。

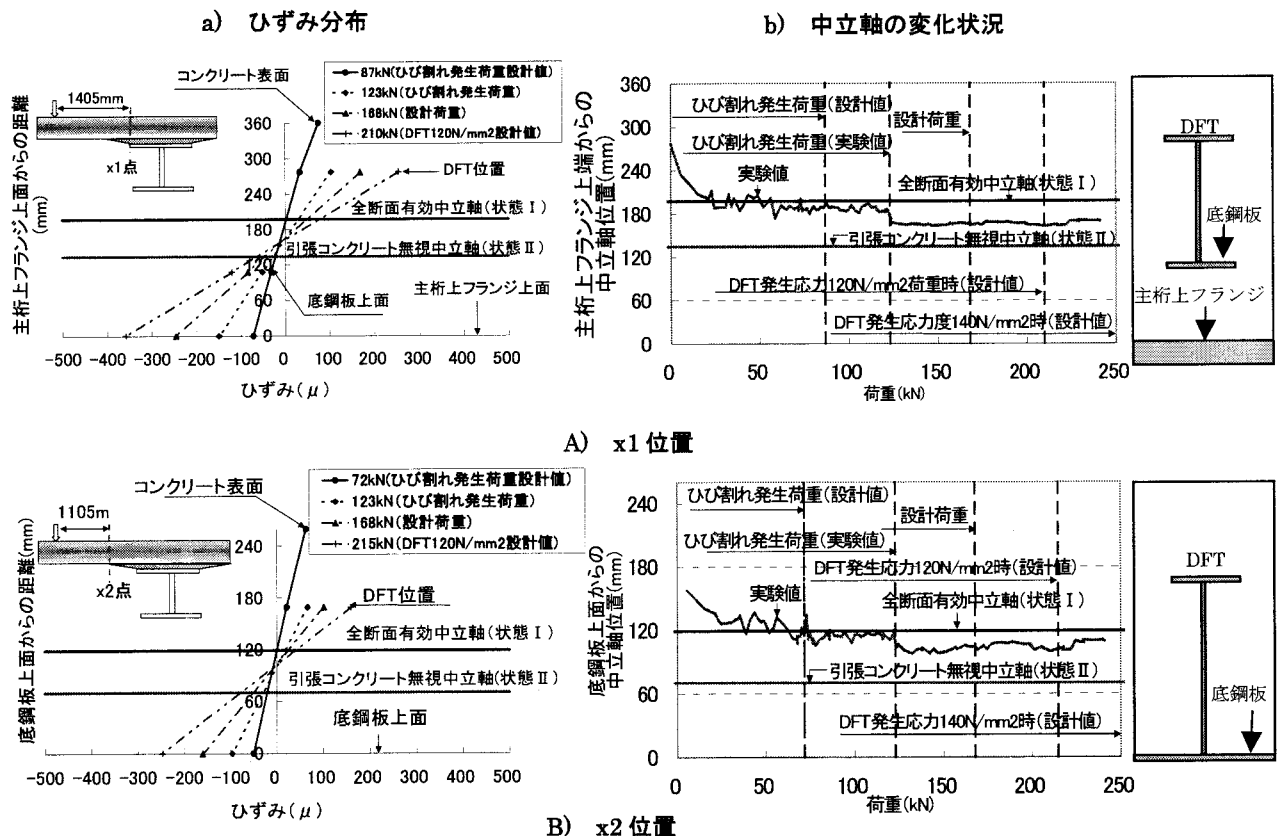


図-7 床版断面のひずみ分布と中立軸位置の変化状況

3.3 床版支間方向における引張鋼材のひずみ

x1点とx2点における引張鋼材（主鉄筋およびDFTフランジ）の荷重-ひずみ関係は図-8-a, b)に示すとおりである。本図の縦軸は載荷荷重を、横軸は引張鋼材に発生したひずみを表す。また同図中に状態Iおよび状態IIの荷重-ひずみ関係の理論値もあわせて示す。

本図から、x1点、x2点において引張鋼材の荷重-ひずみ関係はひび割れが発生するまでは状態Iと良い一致を示すことが確認できる。ひび割れ発生後は引張鋼材のひずみは増加するが状態IIより小さく、ひび割れが発生していない引張側コンクリートが応力伝達に寄与するテンションステイニング効果が確認できる。

引張側コンクリートの有効性を示す β 値 β を算出すると、x1点ではDFT部で0.76、主鉄筋部で0.55であり、x2点ではDFT部で0.87、主鉄筋部で0.84となり、初期ひび割れ時のRC床版に対する β 値の推奨値0.6に対して大きめの値（引張コンクリートの有効性大）となった。本来 β 値は、引張鋼材の平均ひずみを用いて計算する必要があるが、x1点、x2点における引張鋼材のひずみ値は、いずれもひび割れ部近傍でピーク値に近い値である。そのため平均ひずみによる評価を実施すれば β 値はさらに大きな値になると考えられる。

また、x2点での β 値はx1点よりも高く算出された。これは、x2点の初期ひび割れはx1点でひび割れが進展した後に生じたことから、ひび割れ深さがx1点に比較して浅く、引張側コンクリートの健全な部分が多かったことによると考えられる。

さらに、x1点、x2点とも主鉄筋よりDFTの β 値が大きな値となっており、引張鋼材の86%を占めるDFTフランジ周辺のコンクリートがひび割れ発生後も有効に寄与することを示唆している。これは、鉄筋部では鉄筋下面までひび割れが進展しやすいことに対して、フランジ幅が204mmあるDFT部ではひび割れがフランジ下面まで進展し難く、その部分のコンクリートが引張応力の伝達に寄与しているためと考えられる。

なお、 β 値については、床版コンクリートのひび割れ挙動を評価できる分散ひび割れモデルを用いた3次元FEM解析⁹⁾により引張鋼材の平均ひずみを推定して再検証することが今後の課題である。

3.4 コンクリートのひび割れ幅・ひび割れ間隔

図-9は設計荷重時（載荷荷重 $P=168\text{kN}$ ）のひび割れ分布を示し、図-10はx0点、x1点、x2点における載荷荷重と π ゲージの計測値（ひび割れ幅）との関係をまとめたものである。図-9の橋軸方向の線は配力鉄筋位置を示し、図-10の縦軸は載荷荷重を、横軸はひび割れ幅を表す。また表-5は設計荷重時におけるひび割れ幅の計測値とコンクリート標準示方書によって算出したひび割れ幅の推定値^{9),10)}をまとめた結果である。ひび割れ幅の推定で必要となる鉄筋間隔は、DFTおよび

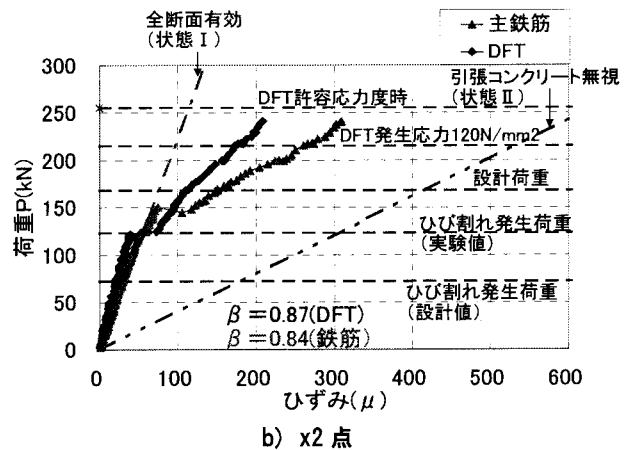
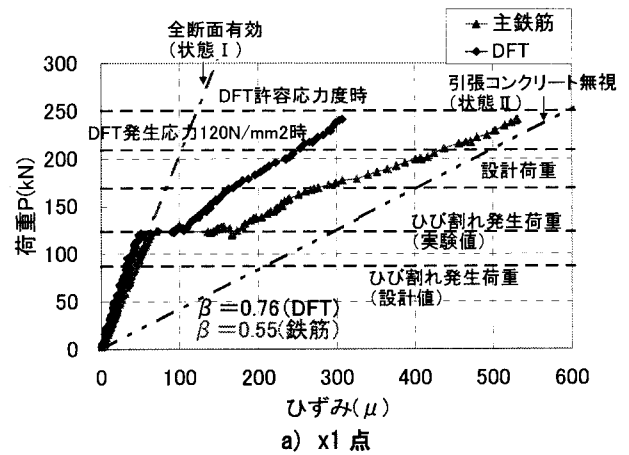


図-8 引張鋼材の荷重-ひずみ関係

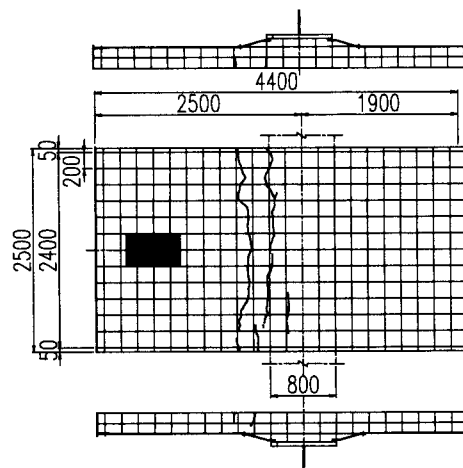


図-9 設計荷重時のひび割れ分布

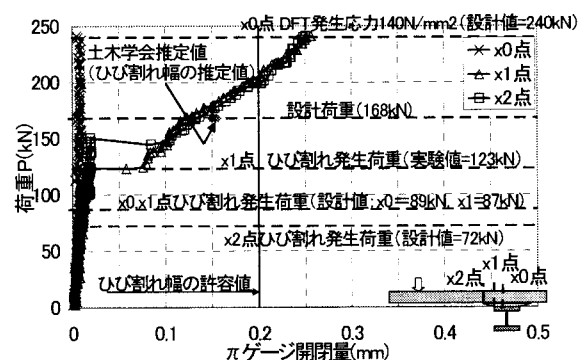


図-10 載荷荷重と π ゲージの計測値

ひび主鉄筋を異形鉄筋 D22 に換算した場合の鉄筋本数から逆算し、また、膨張材の効果が認められたため、コンクリートの乾燥収縮ひずみは考慮しないこととした。

ひび割れ間隔は、橋軸方向（2.5m 幅方向）の 4 等分点におけるひび割れ間隔の計測値を平均化することにより算出した。また、ひび割れ幅は前述のとおり、床版上面の載荷荷重ライン（図-4 参照）に設置した 25 個の π ゲージにより計測した。

設計荷重時のひび割れは、図-9 に示すとおり、x1 点、x2 点近傍を通り橋軸方向に貫通したものが 2 本発生し、その平均間隔は 285mm で配力鉄筋間隔 200mm の約 1.4 倍程度であった。また、x1 点近傍のひび割れはほぼ配力鉄筋上に、x2 点近傍のひび割れは x2 点を挟む配力鉄筋間に発生した。本結果から、ひび割れは主桁フランジ端部やハンチ終了端といった断面急変部または配力鉄筋位置に発生しやすいと考えられる。

ひび割れ幅については図-10 および表-5 に示すとおり、x0 点、x1 点、x2 点における設計荷重時の計測値は推定値以下となり、H8 年版の推定値に近い値であった。また、最大ひび割れ幅は x2 点で発生した 0.133mm であり、土木学会で規定している特に厳しい腐食環境下の許容ひび割れ幅（0.2mm）^{9),10)}以下となることも確認できた。

なお、コンクリート標準示方書のひび割れ幅推定式は、異形鉄筋を使用したコンクリート構造物の安定ひび割れ状態に対するものであることから、DFT を用いた供試体の曲げひび割れ幅を精度良く推定するためには、安定ひび割れ状態を再現した実験を数多く行い、データを更に蓄積していくことが必要であると考えられる。

表-5 ひび割れ幅・ひび割れ間隔の集計

荷重/位置 検証項目		設計荷重時 P=168kN		
		x0点	x1点	x2点
片持部のひび割れ本数	(本)	2		
平均ひび割れ間隔	(mm)	285		
ひび割れ幅	(mm)	0.003	0.123	0.133
ひび割れ幅の推定 (2002版：土木学会推定式)	(mm)	0.153	0.151	0.157
ひび割れ幅の推定 (H8版：土木学会推定式)	(mm)	0.139	0.137	0.143
ひび割れ幅の許容値	(mm)	0.200		

4. まとめ

突起付き T 形鋼ジベル合成床版の片持部静的載荷実験から得られた知見は下記のとおりであり、本合成床版では片持部の張出し長が長い場合にも床版としての要求性能を満足する設計が可能であることが明らかとなった。

- (1) ひび割れ発生荷重は設計想定値の 1.41 倍であった。
- (2) 床版支点部近傍の DFT が許容応力度相当となる荷重状態においても本床版は平面を保持する。
- (3) 本床版はひび割れが発生するまでは全断面有効とした断面剛性を有し、ひび割れ発生後は剛性の低下はあるものの床版支点部の DFT が許容応力度相

当となる荷重レベルまで引張側コンクリートを考慮しない設計断面以上の剛性を保持している。

- (4) 引張鋼材の 86% を占める DFT フランジ下面側コンクリートはひび割れが進展しにくく、DFT 部ではテンションスティフニング効果が大きいと考えられる。
- (5) ひび割れは主桁フランジ端部・ハンチ終了端等断面急変位置または配力鉄筋位置に発生しやすい。
- (6) 設計荷重時の最大ひび割れ幅（0.133mm）は、許容値（0.2mm）以下となる。

【参考文献】

- 1) 田中祐人, 末田明, 上村明弘: 突起付き T 形鋼ジベルを用いた合成床版の静的載荷試験, 土木学会第 56 回年次学術講演会, CS7-009, pp.398-399, 2001 年 10 月.
- 2) 田中祐人, 末田明, 上村明弘: 突起付き T 形鋼ジベルを用いた合成床版の輪荷重走行試験, 土木学会第 57 回年次学術講演会, CS4-054, pp.217-218, 2002 年 9 月.
- 3) 末田明, 田中祐人, 上村明弘: 突起付き T 形鋼ジベル合成床版の構造特性と疲労耐久性, 鋼構造年次論文集, 第 10 巻, pp.157-164, 2002 年 11 月.
- 4) 高須賀丈広, 末田明, 田中祐人, 上村明弘, 長井正嗣: 突起付き T 形鋼ジベル合成床版の連続合成桁への適用性検証, 第三回道路橋床版シンポジウム, pp.229-234, 2003 年 6 月.
- 5) 上村明弘, 高須賀丈広, 田中祐人, 末田明, 長井正嗣, 神田恭太郎: 突起付き T 形鋼ジベルを用いた合成床版の負曲げ試験 (その 1: 合成桁挙動の確認), 土木学会第 58 回年次学術講演会, CS6-047, pp.245-246, 2003 年 9 月.
- 6) 高須賀丈広, 上村明弘, 田中祐人, 末田明, 長井正嗣, 神田恭太郎: 突起付き T 形鋼ジベルを用いた合成床版の負曲げ試験 (その 2: ひび割れ挙動の検証), 土木学会第 58 回年次学術講演会, CS6-048, pp.247-248, 2003 年 9 月.
- 7) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治: 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, pp.427-437, 2002 年 7 月.
- 8) Kaiser-uz-Zaman KHAN, Takuji HONDA, Yoshiaki OKUI and Masatsugu NAGAI: A METHOD FOR CRACK WIDTH EVALUATION OF CONTINUOUS COMPOSITE GIRDER BRIDGES ACCOUNTING FOR SHEAR-LAG EFFECT, Structural Eng./ Earthquake Eng., JSCE, Vol.20, No.2, 131s-141s, 2003 July.
- 9) 社団法人土木学会: 平成 8 年制定 コンクリート標準示方書[設計編], pp.87~pp.92, 1996.
- 10) 社団法人土木学会: 2002 年制定 コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.97~pp.102, 2002.