

テフコムを用いた橋梁補修の耐荷力評価

Load power evaluation of the bridge repair using THIFCOM(Thixotropic Hardening Impermeable Fiber Reinforced Composite)

(株)砂子組	正 員	○平島 博樹 (Hiroki Hirashima)
(株)砂子組	非正員	工藤 仁 (Hitoshi Kudo)
(株)砂子組	正 員	近藤 里史 (Satoshi Kono)
(株)砂子組	正 員	田尻 太郎 (Taro Tajiri)
(株)サンブリッジ	正 員	三田村 浩 (Hiroshi Mitamura)

1. はじめに

一般的に用いられる橋梁補修方法には、1)鋼板接着、2)カーボン・アラミド等の繊維系新素材を用いる方法、3)PP モルタル断面修復、等があげられるが、施工性・耐久性に問題もある。1)2)はいずれも、損傷部を補修材料で覆うものであるため、損傷部の下地処理等の手間があり、橋梁損傷の大きな要因の一つである水に対して、止水、防水効果を余り期待できない。1)は全面ボンド付けとボルト定着が前提であるが、全面付着の確認は困難で、ボルトは損傷部を完全に除去しないと定着が不完全になる可能性がある。2)の付着は湿気および海風等への耐久性に乏しく、施工時に付着しない可能性もある。また材料自体は、飛び石等への耐久性が乏しい。3)は間詰め材としての性格が強く、構造部材とみなせない点がある。超緻密高強度繊維補強材料である J-ティフコム（以下テフコム）は、止水性をもち、高い流動性から施工が容易であり高強度でもある。今後も既存橋梁に対する維持・管理・補強・補修は増加すると考えられることから、これを橋梁補修材として注目した。

2. 第2床丹橋の補修履歴

一般国道 231 号第2床丹橋は昭和 48 年に竣工した RCT 桁の 5 主桁橋である。同橋梁は海浜に接しアルカリ骨材反応、塩化物イオン濃度等の影響もあり、平成 1 年に主桁のひび割れおよび鉄筋露出が確認された。平成 4～16 年に対策として塩害塗装、損傷部はつり後の短繊維コンクリート吹き付け工、連続メッシュによる補修補強が実施されたが、実施直後に、せん断によると思われるひび割れが生じ、7 ヶ月後にはほぼ全面にわたって、ひび割れ本数の増加、拡大、亀甲状ひび割れの出現となった。経過観察で平成 18 年に、変状進行の収束は確認された。

3. テフコムの概要

表-1 に J-ティフコムの材料特性値を示す。テフコムは鋼繊維補強コンクリートの一種で、そのため練り混ぜには専用ミキサーを要するが、高流動性から補修材として用いた場合損傷部への定着が良く、下地処理不要である。また劣化因子を遮断し、止水効果も大きいため、床版防水層を省略できる。さらに高強度なので、外面プロテクターとして使用でき、一般構造材としての適用も可能である。価格は若干高めであるが、ライフサイクルコ

ストまで含めて考えれば、使用法によっては、コストパフォーマンスは良いと考えられる。

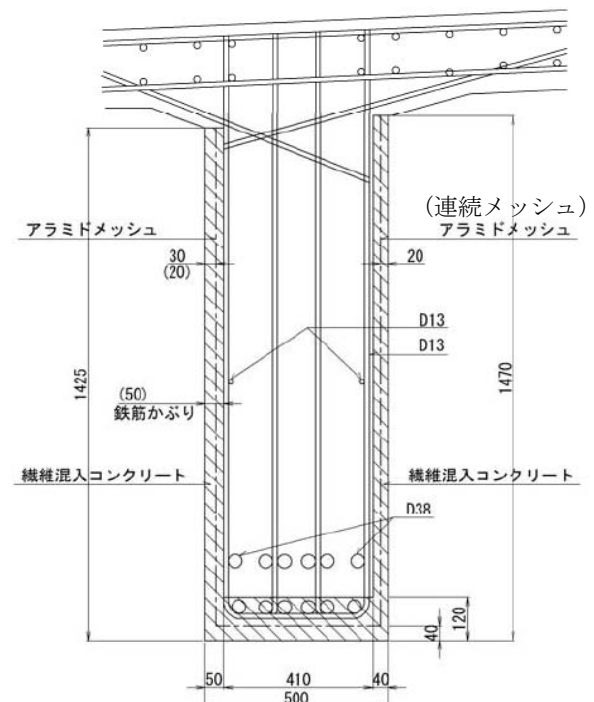


図-1 第2床丹橋の補修概要



写真-1 損傷状況（海側外桁、最大ひび割れ幅 0.7 mm）

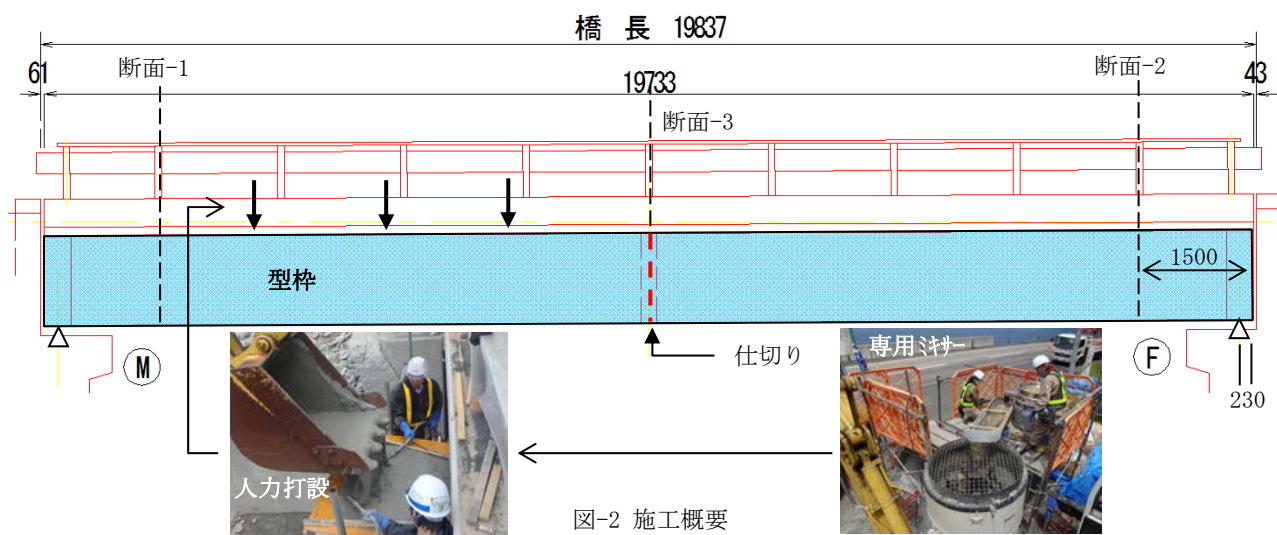


図-2 施工概要

表-1 J-ティフコンの材料特性値

項目	特性値	備考
圧縮強度 ※1	130 N/mm ² 以上	1日で100 N/mm ² 以上
引張強度 ※2	13 N/mm ²	ひび割れ発生強度10 N/mm ²
曲げ強度 ※2	35 N/mm ²	試験JIS A 1171(材齢28日)
ヤング係数	3.5×10 ⁴ N/mm ²	材齢28日
フロー値 ※3	270mm～320mm	試験JIS R 5201 モルタルフロー
付着強度 ※4	2.1 N/mm ²	試験JIS A 1171(材齢28日)
長さ変化率 ※5	収縮128×10 ⁻⁶	試験JIS A 6202(材齢28日)
塩化物イオン浸透深さ ※6	0mm	試験JIS A 1171(材齢28日)
中性化深さ ※7	0mm	試験JIS A 1171(材齢28日)
透気係数 ※8	0.001×10 ⁻¹⁶ m ² 以下	透気係数試験(トレント法)

4. 今回の補修方法

第2床丹橋の今回の補修は当初、過去の補修方法を再適用する方針だったが、同様な損傷が再発する恐れがあったため、テフコンによる補修を採用した。

まず図-1 に示した既設補修部分をはつり、図-2 の型枠を設置した。テフコンは流動性が高いため、専用ミキサーで練り混ぜた後に、人力で型枠上部の隙間から流し込む事が可能であった。既設吹き付けコンクリートをテフコンで置きかえる施工となり、補修は海側外桁のみで行われた(既設も海側外桁のみ)。

5. 現地での載荷試験概要

補修前後で 20tf ダンプ荷重による載荷試験を行った。測定断面を図-2 に、計測器配置を図-3 に示す。断面-1, 2 はせん断歪み測定用で、図-2 右向きを水平軸正として、+45°, 0°, -45° 方向の 3 軸歪みゲージ、断面-3 は曲げ歪み測定用で、0° の 1 軸歪みゲージである。載荷方法は、断面-3 に対しては図-4 のダンプ①, ②を海側地覆より 500 mm 離して配置し、断面-1, 2 に関しては①または②だけを、さらに 500 mm 間隔で 2 台配置した。

断面-1, 2 において水平軸より θ 傾いた直応力は、 $\sigma_\theta = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2 \tau_{xy} \cos \theta \sin \theta$ となるので、 σ_x , σ_y , τ_{xy} は、 $\sigma_x = \sigma_0$, $\sigma_y = \sigma_{45} + \sigma_{-45} - \sigma_0$, $\tau_{xy} = (\sigma_{45} - \sigma_{-45})/2$ で与えられる。

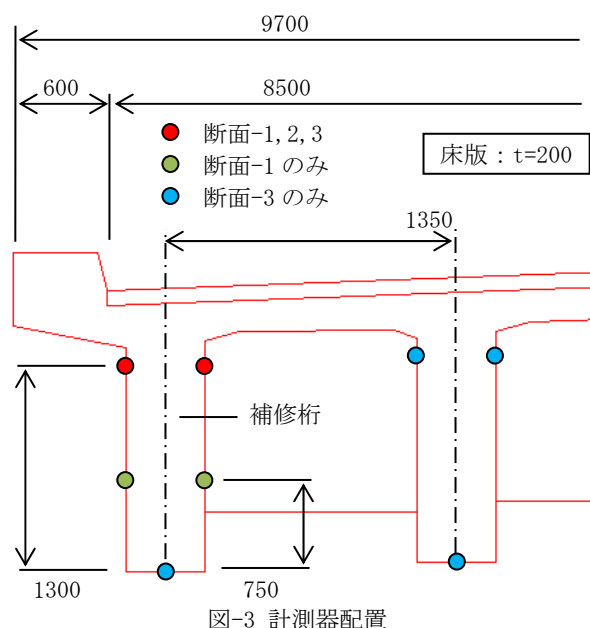


図-3 計測器配置

6. 補修効果に関する解析

現補修以前と現補修後との状態を 2 次元 FEM で解析し、補修効果の傾向把握を行う。解析は RCT 桁の 1 個のみを取り出し、図-2 に示したようにスパン 19.377 m の単純桁として計算する。床版厚は 200 mm で、床版有効幅は両側に 1350/2=675 mm を仮定する(図-3)。桁高はハンチの上まで取り、平均で 1500 mm とする。

現補修前の断面剛性は全面に損傷が見られたので、正確な剛性指定は困難と判断し、コンクリートに対して $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$, $E = 25000 \text{ N/mm}^2$ を仮定した。現補修後の断面については、かぶり 5 cm をテフコンでおきかえた断面を用いる(図-1)。表-1 と図-1 より補修後については、桁ヤング率を $E = (25000 \times 400 + 35000 \times 100) / 500 = 27000 \text{ N/mm}^2$ とした。桁底面の補修部は、奥行き 500 mm, 厚 120 mm, $E = 35000 \text{ N/mm}^2$ の梁要素として表現する。ポアソン比は 1/6。主鉄筋 D38×6 は棒要素で考慮した ($E = 210000 \text{ N/mm}^2$)。

作用荷重は図-4 において、ダンプ 1 台について前輪と後輪×2 に、10tf と 5tf×2 の集中荷重を用いた。

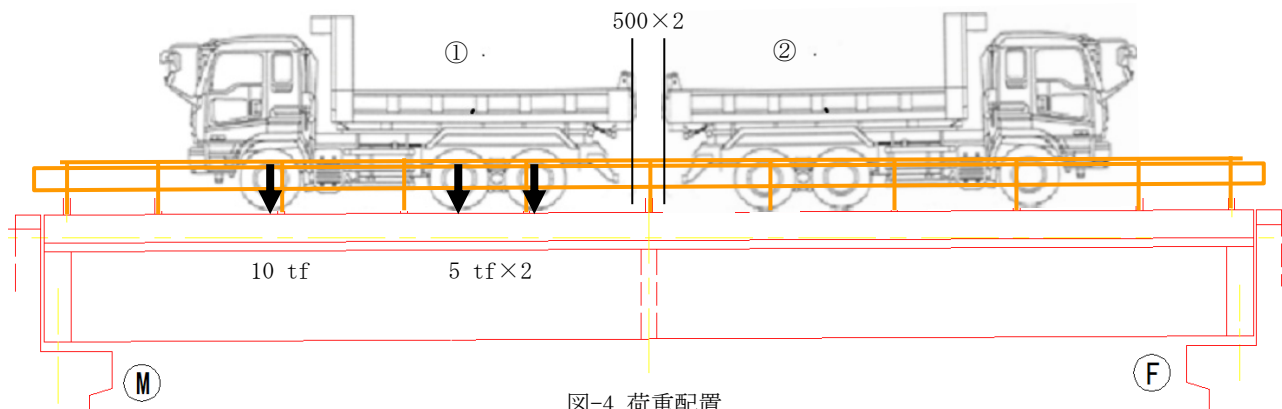


図-4 荷重配置

7. 現補修前の測定結果と解析結果の比較

表-2 に、現補修前の各断面の測定結果を示す。表中の応力は、歪み測定結果に $E=25000 \text{ N/mm}^2$ をかけて応力変換した。表-3 は、現補修前の各断面の解析結果で、表-4 は応力比（解析／測定）を表す。

断面-1, 2 の位置 750 mm では、 σ_x も σ_y も応力比は 1 に近い。断面-3 の 0 mm 位置で応力比が 3 倍なのは、損傷の影響と考えられる。図-3 に示した中桁底面位置での測定では、クラック部と健全部とで歪み測定を行ったが、健全部の歪みはクラック部の約 3 倍であった。解析上のせん断応力が実測の 3~4 倍あるのは、実際には 5 主桁橋であり、また僅かな曲線橋でもあることから、外桁側にトラックを寄せて載荷した事による捻じれの影響も考えられるが、損傷の影響は否定できない。なお測定位置 1300 mm の応力比が大きいのは、測定位置がほぼ中立軸上にあり、0/0 に近い計算を行ったためと考えられる。

以上より解析結果は、実測を完全に再現するものではないが、概ね妥当なモデルであると判断した。

8. 現補修後の測定結果と解析結果の比較

表-5, 6, 7 に現補修後の前項と同様の結果を示す。ただし補修後は桁部分がテフコムで覆われたため、測定歪みにテフコムのヤング率 $E=35000 \text{ N/mm}^2$ をかけた。

位置 1300 mm の応力比は大きくはあるが、補修前に比べて 1/3~2/3 となっている。断面-3 の 0 mm 位置での応力比は、補修前の 3 倍から 2 倍に近づいた。断面-1, 2 の 750 mm 位置での応力比は σ_x でほぼ 1 に近く、特に補修前には 4 倍程度あった τ_{xy} の応力比は 1.3 まで近づいた。全体として補修後の測定結果は、解析結果（健全な状態）により近づいたと考えられる。

9. まとめ

図-5 に解析モデル、図-6, 7 に補修前後でのせん断応力分布、図-8, 9 に補修前後での曲げ応力分布を示す。

せん断応力分布では、補修前の支点部での応力集中が補修後には緩和され、補修後の応力集中部分の応力値は、補修前の約半分になる。

曲げ応力分布は全体的に、補修後は補修前より約 2 割減の応力値であり、端部の応力集中も緩和される。

ここで桁下部の引張領域に注目すると、補修前の引張構造材は $D38 \times 6 \times 2$ で、ヤング係数比を 15 とし鉄筋のコンクリート換算断面積は、 $11.35 \times 12 \times 15 = 2040 \text{ cm}^2$ 。

表-2 現補修前 載荷試験結果

断面-1

位置	1300 mm				750 mm			
応力 (N/mm^2)	+45°	-0.163	σ_x	-0.038	+45°	-0.075	σ_x	0.113
	0°	-0.038	σ_y	0.013	0°	0.113	σ_y	-0.050
	-45°	0.138	τ_{xy}	0.150	-45°	0.138	τ_{xy}	0.106

断面-2

断面-3 (外桁)

位置	1300 mm				位置	1300 mm	0 mm
応力 (N/mm^2)	+45°	-0.163	σ_x	-0.013	応力	σ_x	-0.075
	0°	-0.013	σ_y	-0.050		σ_x	0.850
	-45°	0.100	τ_{xy}	0.131		σ_x	0.850

表-3 現補修前 解析結果

断面-1, 2

断面-3

位置	1300 mm		750 mm	位置	1300 mm		0 mm
応力 (N/mm^2)	σ_x	-0.517	σ_x	0.113	応力	σ_x	-1.228
	σ_y	0.028	σ_y	0.053		σ_x	2.639
	τ_{xy}	0.435	τ_{xy}	0.446		σ_x	2.639

表-4 現補修前 応力比（解析／測定）

断面-1, 2

断面-3

位置	1300 mm		750 mm	位置	1300 mm		0 mm
応力比	σ_x	20.67	σ_x	1.00	応力	σ_x	16.376
	σ_y	1.49	σ_y	1.06		σ_x	3.105
	τ_{xy}	3.09	τ_{xy}	4.20		σ_x	3.105

表-5 現補修後 載荷試験結果

断面-1

位置	1300 mm				750 mm			
応力 (N/mm^2)	+45°	-0.123	σ_x	0.018	+45°	-0.420	σ_x	0.018
	0°	0.018	σ_y	-0.105	0°	0.018	σ_y	-0.175
	-45°	0.035	τ_{xy}	0.079	-45°	0.263	τ_{xy}	0.341

断面-2

断面-3 (外桁)

位置	1300 mm				位置	1300 mm	0 mm
応力 (N/mm^2)	+45°	-0.385	σ_x	-0.175	応力	σ_x	-0.018
	0°	-0.175	σ_y	-0.035		σ_x	1.015
	-45°	0.175	τ_{xy}	0.280		σ_x	1.015

表-6 現補修後 解析結果

断面-1, 2

断面-3

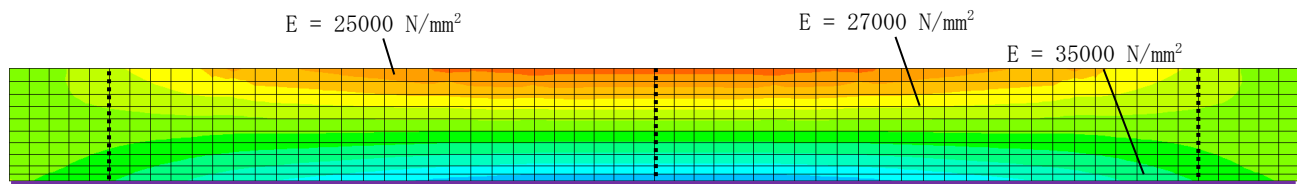
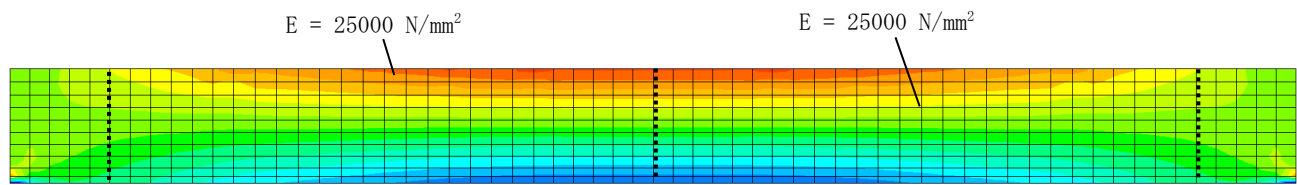
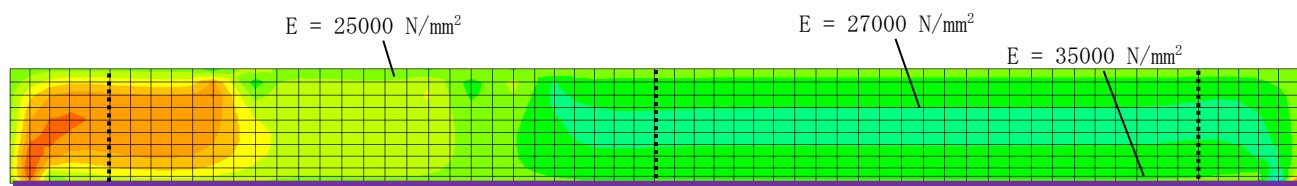
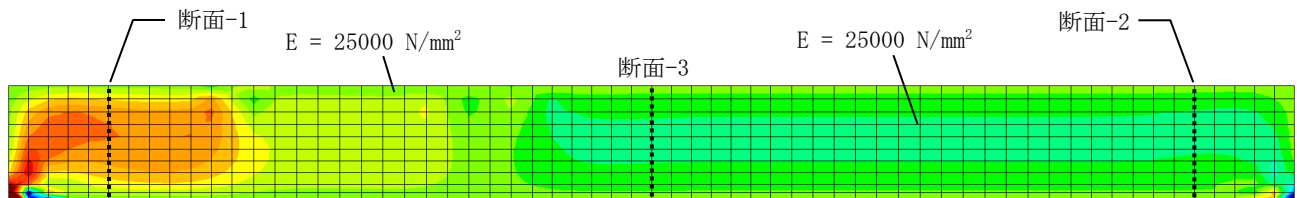
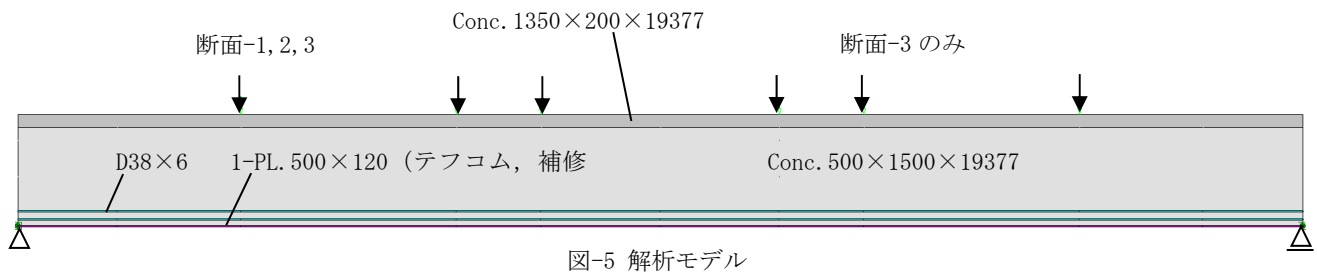
位置	1300 mm		750 mm	位置	1300 mm		0 mm
応力 (N/mm^2)	σ_x	-0.494	σ_x	0.015	応力	σ_x	-1.245
	σ_y	0.019	σ_y	0.038		σ_x	2.094
	τ_{xy}	0.397	τ_{xy}	0.444		σ_x	2.094

表-7 現補修後 応力比（解析／測定）

断面-1, 2

断面-3

位置	1300 mm		750 mm	位置	1300 mm		0 mm
応力比	σ_x	6.27	σ_x	0.87	応力	σ_x	71.133
	σ_y	0.27	σ_y	0.22		σ_x	2.063
	τ_{xy}	2.21	τ_{xy}	1.30		σ_x	2.063



一方、桁底面と桁側面に打設されたテフコムの桁高の半分までを引張構造材とみなすと、 $12 \times 50 + 5 \times 75 = 975 \text{ cm}^2$ 。ここで $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ の通常コンクリートを標準にして考えると、そのヤング係数比は、 $35000/25000 = 1.5$ 程度なので、引張構造材としてのテフコムのコンクリート換算断面積は、約 $975 \times 1.5 = 1463 \text{ cm}^2$ となり、 $D38 \times 12$ の引張鉄筋の換算断面積と遜色ないものとなる。

従ってテフコムが引張応力に対してひび割れる事なく有効に働けば、補修後の桁はダンプトラック程度の活荷重には、一種のハイブリッド構造になっている事になる。

解析による曲げ引張応力の最大は、 3 N/mm^2 程度であり、テフコムの引張強度（ひび割れ発生強度） 10 N/mm^2 より十分小さい。写真-2 に、現補修後の完成形を示す。