

下面増厚工法によって補強されたRC床版の経年調査結果

Performance Survey of Strengthening Effect of Bottom Thickness Increasing Method on RC-Slab after Five Years

伊藤利和*、松井繁之**、牧添幸徳***、財津公明****

Toshikazu ITO and Shigeyuki MATSUI and Yukinori MAKIZOE and Kimiaki ZAITSU

*建設省豊岡工事事務所 所長 (〒668-0025 兵庫県豊岡市幸町 10-3)

**工博 大阪大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

***財団法人 道路保全技術センター近畿支部 支部長 (〒540-0012 大阪府中央区谷町 2-1-22)

****財団法人 道路保全技術センター近畿支部 (〒540-0012 大阪府中央区谷町 2-1-22)

In December 1994, a deteriorated RC slab of a composite girder bridge was strengthened with a Bottom Thickness Increasing Method using PP-mortar. The slab had many penetrated cracks and grid like cracks on the bottom surface. After completion of the repairing works, a series of field loading test using trucks was carried out to verify effect of the strengthening works. Slab deflections, crack behaviors and stress distribution of the supporting girders were measured and those were certified to coincide with calculated values under assumption that the slab was repaired as a composite slab of existing cracked slab, the newly added reinforcements and PP mortar.

In May 1999 four and a half years later from the repairing, the authors had a chance to survey the bridge again to get a trace data of the repairing method of slabs and same loading tests by trucks were carried out. Furthermore, in May 2000 five years later, once again a same field-loading test was carried out because in the second test the data showed some deterioration of the repaired slab by lapse of time even though any crack was not found on the PP mortar.

From the third test, all data from the third ones were almost same to the first data and good suspension of performance of the strengthening works was recognized. The difference of the second data seems to be caused by stiffness change of asphalt pavement due to difference of temperature. The paper reports the field test results of two field tests after five years and discussion on soundness of the repaired works.

Key words : tracing field test, change of repairing effect by elapse of time, strengthened RC slab, Bottom Thickness Increasing Method, asphalt pavement

1. まえがき

道路橋のRC床版は、車両荷重や環境条件等の影響によって、橋梁部材の中でも損傷が最も発生しやすい部位であることは、これまで報告された多くの事例によって広く知られている¹⁾。近年のRC床版は、設計法の改訂を経て耐久性の向上が図られている。これに対し既設床版の多くは、建設当時の基準により施工されているため、耐荷力が不足している場合が多く、損傷が進行しているものが少なくない。また平成5年には、道路輸送の効率化に対する社会的要請から、橋梁の設計活荷重が増加された²⁾。

今回報告を行う橋梁は、昭和36年に施工されたもので、貫通びわれが発生する等、床版の損傷が大きく、検討の結果補強を行うこととし、平成6年10月にPAE系ポリマーセメントモルタル（以下PPモルタル）を使用した下面増厚工法によってB活荷重に対応した補強を実施した。その補強効果を確認するため、補強前、補

強直後の実橋載荷試験を実施し、その結果についてはすでに報告を行っている³⁾。

経年後の補強効果確認の目的で、補強後4年半経過時の平成11年5月に再度試験を実施した。この結果、その時点においても補強効果の残存は確認されたが、当初の予想を上回る補強効果の低下が見られた。原因の検討を行ったところ、補強部には特に変状が見られなかったことから、補強直後の計測が冬期（12月）に行われたのに反し、補強4年半後の測定を夏季（5月）に実施したことによる外気温差による舗装剛性の相違が、測定値に影響を及ぼした可能性があることが考えられた。よって舗装部の剛性の影響を検証するため、平成12年3月に再度載荷試験を実施した。その結果、現時点において補強効果の継続性に問題のないことが明らかとなった。

本報告は、これまで報告されることの少なかったRC床版補強工法の効果の持続性について、一連の試験結果を明らかにするものである。

2. 工法概要

2. 1 標準断面

本工法は、既設床版下面に配置された格子鉄筋が、表-1に示す性能を有するPPモルタルで合成されることによって、補強効果を発揮するものである。この標準的な断面を図-1に示す。

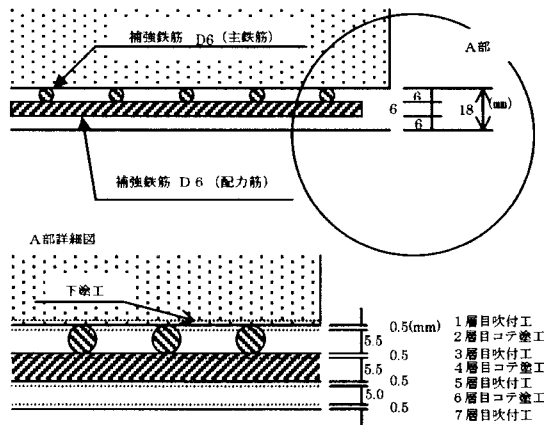


図-1 標準補強断面

2. 2 施工手順

(1) ケレン工：既設床版下面の遊離石灰、塵芥、レイタンス等をプラスト等によって除去する。

(2) 下塗り工：ケレン面にプライマーとして、タイプIのPPモルタル（以下、タイプI）を吹付ける。

(3) 補強鉄筋取付工：補強に必要な量の溶接鉄筋網をコンクリートアンカーで床版下面に止める。

(4) 1層目吹付け工：(5)の作業で使用するコテ塗り用PPモルタル（以下、タイプII）の接着を目的としたタイプIを吹付ける。

(5) 2層目コテ塗り工：増厚用のタイプIIをタイプIが乾燥しないうちに上側鉄筋の下面まで塗り込む。

(6) 繰り返し：(4)、(5)と同様の作業を2回繰り返し、最後に仕上げの7層目吹付け工を行い、完了する。

以上のように、本工法は、増厚部を全体で7層に分割して施工するものである。これは、PPモルタル1層あたりの層厚を厚くした場合に、自身の自重に耐えきれず剥離・落下する危険性があり、このように薄層に分割している。

表-1 PPモルタルの物性

| 種別 | 試験名称 | 物性 |
|-------------------------|---------|---|
| タイプI 吹付用 (接着用) | 付着強度試験 | 1.5 N/mm ² 以上 |
| | 促進耐水性試験 | 3000時間異常なし |
| | 中性化促進試験 | コンクリートの1/5 |
| | 凍結融解試験 | 300サイクル重量変化なし |
| タイプII コテ塗り用 (増厚用) | 圧縮強さ試験 | 24.0 N/mm ² 以上 |
| | 曲げ強さ試験 | 6.0 N/mm ² 以上 |
| | 引張強度試験 | 2.0 N/mm ² 以上 |
| | 静弾性試験 | 1.1~2.0×10 ⁴ N/mm ² |

3. 橋梁概要

3-1 橋梁諸元

試験を実施した橋梁は、単純活荷重合成鉸桁橋で図-2に示すようである。本橋はひびわれが格子状に発生し、一部には遊離石灰、錆汁が確認されるもの（貫通ひびわれ）もあり、要補修段階であった。また、既設床版の応力照査をB活荷重で行ったところ、鉄筋量が不足していることが判明し、あわせて補強も行うこととした。補強工法には、重交通を考慮して交通止めを必要としないPPモルタルによる下面増厚工法を採用した。以下に本橋の諸元を示す。

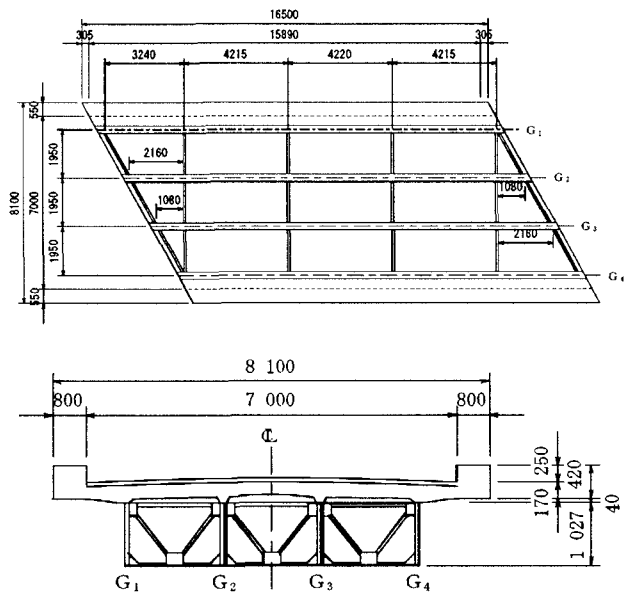


図-2 橋梁一般図

- (1) 橋長：47.2cm (3径間)
- (2) 幅員：8.1m
- (3) 有効幅員：7.0m
- (4) 橋梁支間：15.9m (試験径間)
- (5) 橋梁形式：単純活荷重合成鉸桁橋 (斜角 60°)
- (6) 床版厚：17.0cm
- (7) 架橋年度：昭和 36 年

3-2 設計計算

補強工事にあたって、実橋の寸法諸元に基づき、B活荷重を用いて、不足分の鉄筋量を計算した。ただし、設計計算は、(1)～(3)の仮定に基づいている。

- (1) 増厚部のPPモルタルの引張強度は無視する。
- (2) 補強鉄筋は、PPモルタルによって既設床版と合成し、既設引張鉄筋と協同して引張力を負担する。
- (3) 増厚後の断面の維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。

以上の仮定を踏まえた計算方法は以下のとおりである。

計算方法

長方形断面の中立軸位置の計算は、次式による(図-3)。

$$X = (-A + (A^2 + 2 \cdot b \cdot B)^{0.5}) / b \dots \dots \dots (1)$$

X : 中立軸の圧縮縁からの距離 (mm)

ここに、

$$A = n (A_s + A_s' + A_R) \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \dots \dots \dots (2)$$

n : コンクリートと鉄筋の弾性係数比 (E_s/E_c)

A_s : 既設引張鉄筋断面積 (mm^2/m)

A_s' : 既設圧縮鉄筋断面積 (mm^2/m)

A_R : 既設引張鉄筋断面積 (mm^2/m)

$$B = n (A_s \cdot d + A_s' \cdot d' + A_R \cdot d_R) \dots \dots \dots (3)$$

d, d', d_R : それぞれ既設引張鉄筋、既設圧縮鉄筋、補強鉄筋のコンクリート圧縮縁からの距離 (mm)

式 (1) によって求めた中立軸の位置を用いて、断面 2 次モーメントを求める。

$$I = I_c + n \cdot I_s$$

$$= (b \cdot X^3) / 3 + n \cdot A_s' \cdot (d - X)^2 + n \cdot A_s \cdot (d' - X)^2 + n \cdot A_R \cdot (d_R - X)^2 \dots \dots \dots (4)$$

上式より I (mm^4/m) を求め、以下の式によって応力を算出する。

コンクリートの応力度

$$\sigma_c = M \cdot X / I \quad (\text{N}/\text{mm}^2) \dots \dots \dots (5)$$

既設引張鉄筋の応力度

$$\sigma_s = M \cdot n \cdot (d - X) / I \quad (\text{N}/\text{mm}^2)$$

既設圧縮鉄筋の応力度

$$\sigma_s = M \cdot n \cdot (X - d') / I \quad (\text{N}/\text{mm}^2)$$

補強鉄筋の応力度

$$\sigma_R = M \cdot n \cdot (d_R - X) / I \quad (\text{N}/\text{mm}^2)$$

M : 設計曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}/\text{m}$)

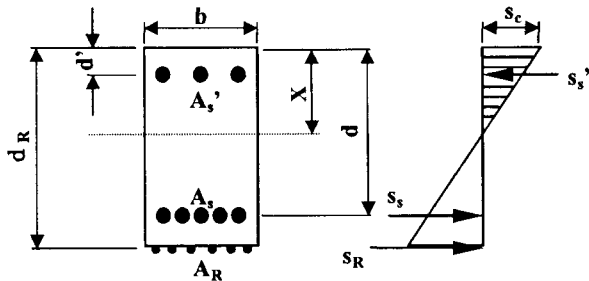


図-3 中立軸

4. 荷重試験内容

4-1 静的荷重試験

補強前、補強直後、補強後 4.5 年後いずれもダンプトラック (総重量 245kN、後輪軸重 98kN) を使用して行った。補強後 5.0 年後については、静的荷重試験を実施していない。静的荷重試験では以下の項目の計測を行った (図-4)。

- (1) 既設鉄筋応力度 (橋軸方向、橋軸直角方向)
- (2) 補強鉄筋応力度 (橋軸方向、橋軸直角方向)
- (3) 1 方向ひびわれ変位 (橋軸方向ひびわれ)
- (4) 3 方向ひびわれ変位 (橋軸直角方向ひびわれ)
- (5) 床版たわみ
- (6) 主桁応力度
- (7) 主桁たわみ

また、荷重ケースは全体で 6 ケース行ったが、紙面の関係上すべてを示すことはできないため、測定項目ごとに代表的なケースを 1 つ示し、これを図-7、12、14 に示す。

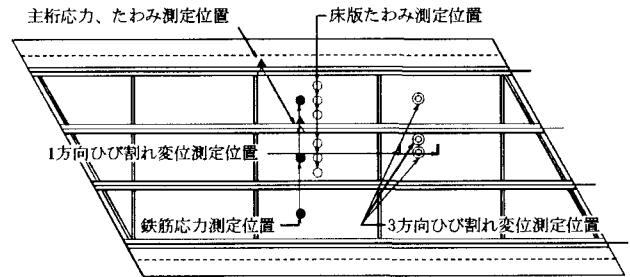


図-4 測定機器の位置

4-2 走行試験

走行荷重に静的荷重試験に使用したダンプトラックを使用し、補強前、補強直後、補強後 4.5 年後、補強後 5.0 年後について測定を行った。計測項目は、静的荷重試験と同様の項目としたが、測定結果として、既設および補強鉄筋ひずみ、床版たわみ、3 方向ひびわれ変位を示すこととした。走行位置、ケースについては図-5 にダンプトラックの左側車輪の中心位置で示した。

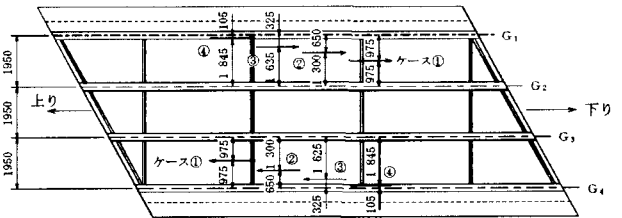


図-5 走行位置、荷重ケース

5. 試験結果および考察

5-1 理論値計算の仮定

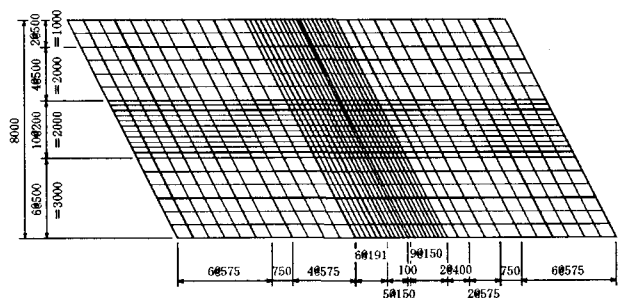


図-6 要素

実橋荷重試験の測定結果と比較を行う理論値を、オフセットビームを用いた直交異方性版理論に基づいた有限要素法で図-6 に示す要素モデルを使用して計算した。ただし、設計計算時の仮定とは以下の点が異なっている。

- (1) 既設コンクリート断面の引張領域を無視した断面と、全断面有効とした断面の 2 種類について計算する。
- (2) 補強部 PP モルタルは有効に働くものとする。
- (3) 断面性能は、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれについて異なるが、それを考慮する (直交異方性)。

5-2 材料の性質

計算に使用した材料の性質を表-2に示す。

表-2 材料定数

| | |
|-------------|-----------------------------------|
| 鉄筋の弾性係数 | $2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ |
| コンクリートの弾性係数 | $3.04 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ |
| PPモルタルの弾性係数 | $1.41 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ |

5-3 静的載荷試験

(1) 既設鉄筋応力度

橋軸直角方向（主鉄筋応力度）

図-7にトラック載荷位置と計測位置を示し、計測結果および理論値を図-8に示す。その結果、補強後4.5年後の実測値（以下、4.5年値という）は、補強直後の実測値（以下、直後値）と比較してわずかに増加しているが、ほぼ引張り無視の理論値と同一の値となっている。これを、補強前の実測値（以下、前値）を100とし、補強直後の実測値との差もしくは再測値との差が占める割合を低減率とした場合、補強直後の低減率は約80%、4.5年値の低減率は約70%となり、それほど大きな変化は見られない。よって補強の効果は十分継続していると考えられる。

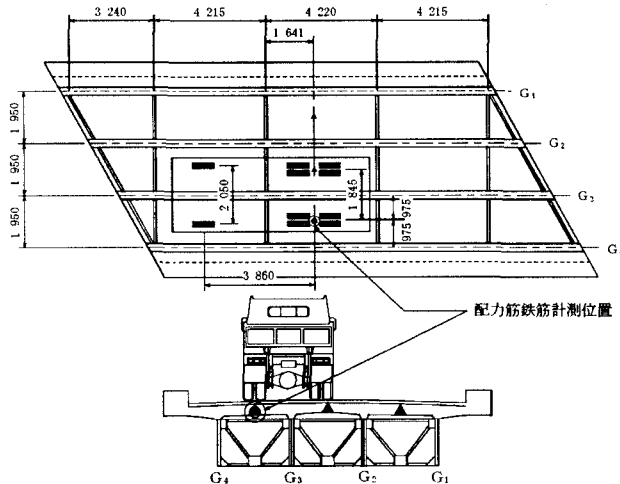


図-7 載荷位置

橋軸方向（配力鉄筋応力度）

計測結果および理論値を図-9に示す。既設鉄筋応力の前値、直後値、4.5年値は、いずれも2種類の理論値よりも小さい値となっている。これは、理論値が完全な合成桁であるのに対し、実際には鋼桁と床版との間に弱冠のずれがあり、床版に発生する軸力が小さくなっているためと考えられる。また輪荷重の載荷面積も、理論計算上の面積より大きいと考えられるため、荷重分散された影響も考えられる。また、低減率は直後値で約70%、4.5年値で約60%となり、配力鉄筋に対する補強の効果も十分継続していると考えられる。

(2) 補強鉄筋応力度

橋軸直角方向（主鉄筋応力度）

図-10より、直後値、4.5年値を単純比較すると、一方は4.5年値のほうが小さい値を示し、もう一方は約20%程度の応力増が見られる。この割合は、既設鉄筋の増加分とほぼ同程度である。このことから、走行荷重等の影響によって、徐々に疲労の影響を受けていることが考えられる。しかし、引張り無視の理論値よりも小さな値であることから、十分補強の効果は継続しているといえる。

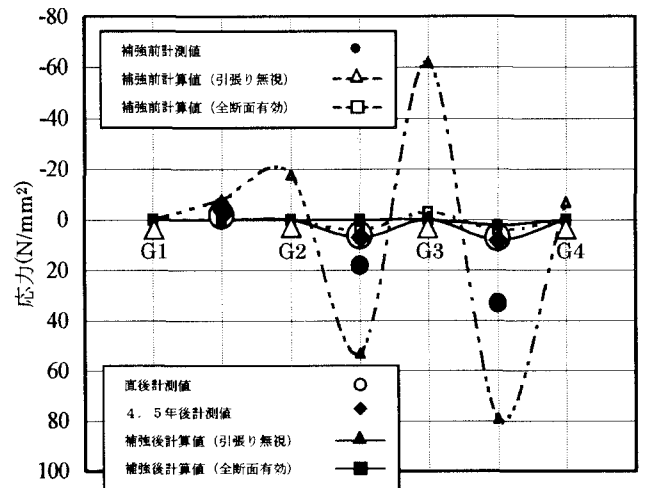
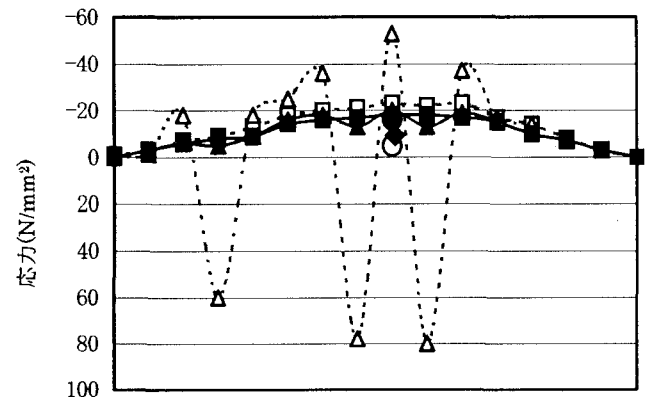


図-8 既設鉄筋（主鉄筋）の応力比較



注) 凡例は、図-8と同様。

図-9 既設鉄筋（配力鉄筋）の応力度の比較

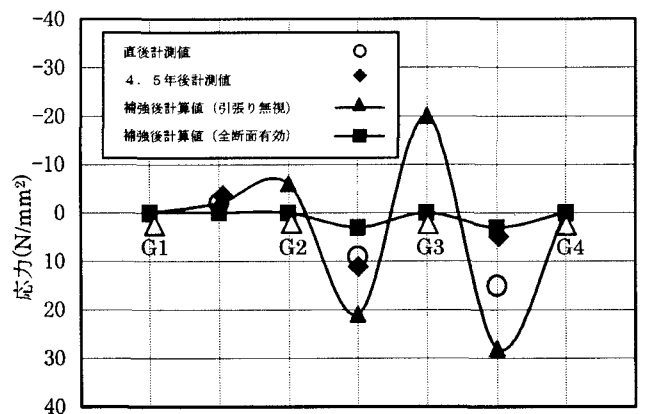


図-10 橋軸直角方向の補強鉄筋応力

橋軸方向（配力鉄筋応力度）

図-11より、直後値、4.5年値を比較した場合わずかに応力が増加した。また、どちらの値も既設鉄筋と同様、軸力が小さくなっている。この理由についても、既設鉄筋の現象と同様であると考えられる。このことから、走行荷重等の影響によって、徐々に剛性低下が進行していることが考えられる。しかし、これも引張り無視の理論値よりも小さな値であることから、十分補強の効果は継続しているといえる。

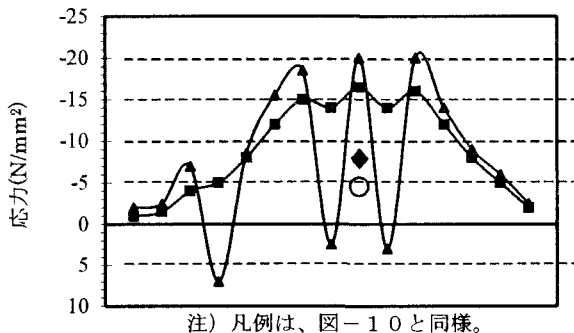


図-11 橋軸方向の補強鉄筋応力

(3) 床版たわみ

図-12にトラック載荷位置と計測位置を示し、各計測値を図-13に示す。これによれば、端支間における低減率は、直後値が約30%、4.5年値が約10%となった。また中間支間は、直後値が約50%、4.5年値が約30%となった。これによれば、特に端支間において床版の剛性が、ほぼ補強前の状態に戻っていることとなる。

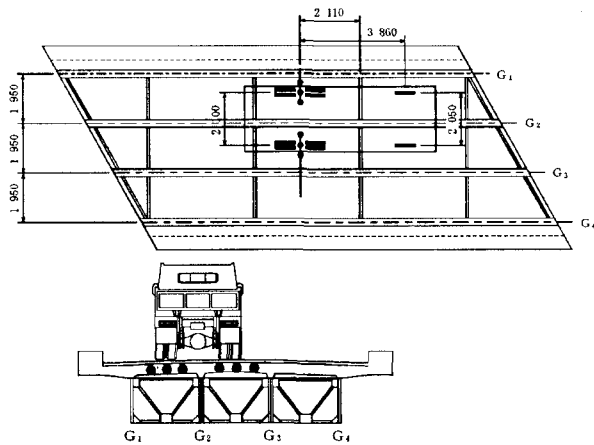


図-12 床版たわみの計測位置

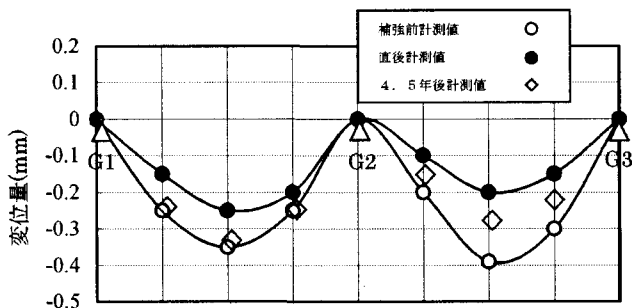


図-13 床版たわみ比較

(4) 主桁応力度と主桁たわみ

図-14にトラック載荷位置と計測位置を示し、図-15に各計測値と理論値を示す。主桁応力については、直後値と4.5年値にほとんど変化が見られない。

また、前値と比較した場合には、直後値、4.5年値ともに中立軸がわずかに上方に移動していることがわかる。これは、補強部と既設床版の一体化によるものと考えられる。

一方、図-16のたわみに関しては、4.5年値が前値のレベルとほぼ同じ程度の大きな値となっている。これによれば、主桁の剛性は、補強前の状態に戻っていることとなる。この主桁たわみのみに大きな変化が見られたと言える。

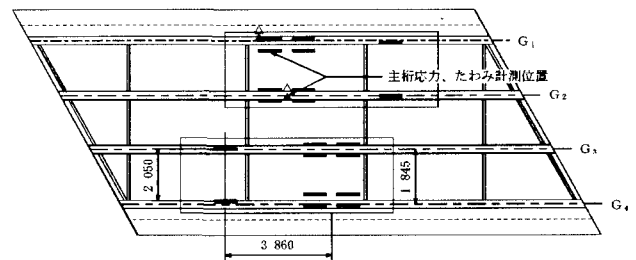


図-14 主桁応力、たわみの計測位置

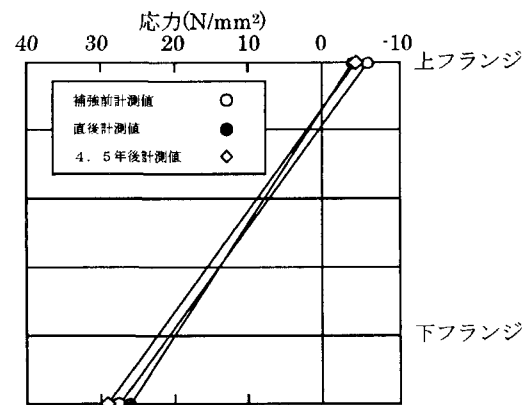


図-15 主桁応力分布

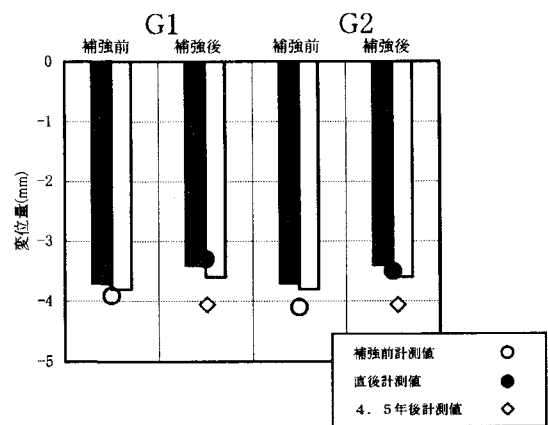


図-16 主桁たわみ比較

4-4 走行試験

上記のように補強後4年半経過時の平成11年5月の実測結果において、補強効果は確認された。しかし、当初の予想を上回る補強効果の低下が一部に見られた。

しかし、補強部には浮き・剥離等の変状が見られなかったことから、補強直後の計測は冬期(12月)に行い、補強4.5年後の測定を夏季(5月)に実施したことで、外気温差による舗装剛性の相違が測定値に影響を及ぼした可能性があることが考えられた。よってその影響を検証するため、平成12年3月に走行試験の床版たわみと3方向ひびわれ変位に限り、再度载荷試験を実施し、5年値と呼ぶ結果が得られた。

以下に、走行試験に関する前値から5年値の一連の試験結果を示す。

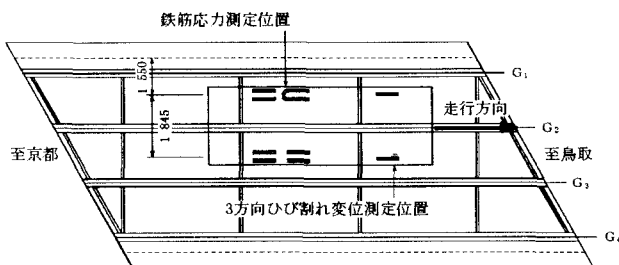


図-17 荷重走行位置 (ケース①)

(1) 既設鉄筋ひずみ

橋軸直角方向 (主鉄筋応力度)

図-17 にトラック走行位置と鉄筋ひずみ計測位置を示し、各計測結果を図-18 に示す。その結果、前値を100とし、直後値との差もしくは4.5年値との差の割合を低減率とした場合、直後値の低減率は約70%、4.5年値の低減率は約60%となる。

橋軸方向 (配力鉄筋応力度)

計測結果および理論値を図-19 に示す。これによれば、直後値の低減率は約75%、4.5年値の低減率は約55%となる。

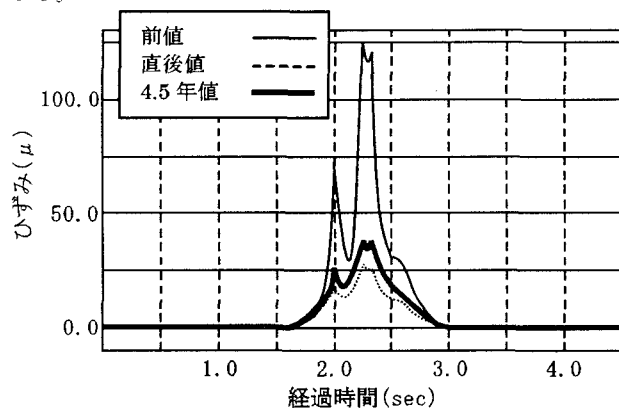


図-18 既設鉄筋 (主鉄筋) のひずみ分布比較

(2) 補強鉄筋応力度

橋軸直角方向 (主鉄筋応力度)

図-20 に各計測値を示す。これによれば、直後値、4.5年値を単純比較すると、約3割程度応力が増加している。

橋軸方向 (配力鉄筋応力度)

図-21 に各計測値を示す。これによれば、直後値と4.5年値を比較したところ、約1.85倍の応力増となっている。これは、静的载荷試験の2倍とほぼ同一である。

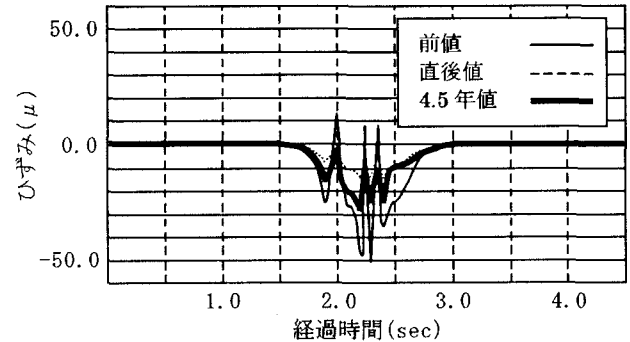


図-19 既設鉄筋 (配力鉄筋) のひずみ分布

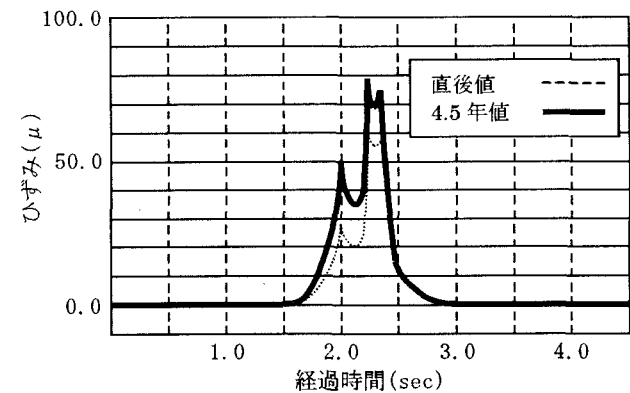


図-20 補強鉄筋 (主鉄筋) のひずみ分布比較

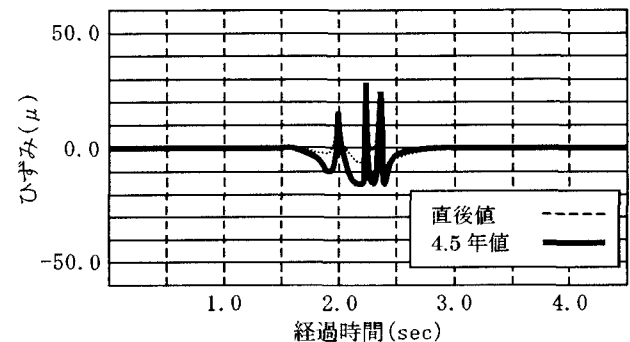


図-21 補強鉄筋 (配力鉄筋) のひずみ分布

(3) 床版たわみ

図-17 に測定の際のトラック走行位置および変位計の設置位置を示し、支間中央部のたわみを図-22 に示す。図-22 により、直後値の低減率は約60%、4.5年値の低減率は約25%、5年値の低減率は約55%となる。よって、4.5年値の低減率が減少したが、5年値はもとに戻ったことが確認できた。

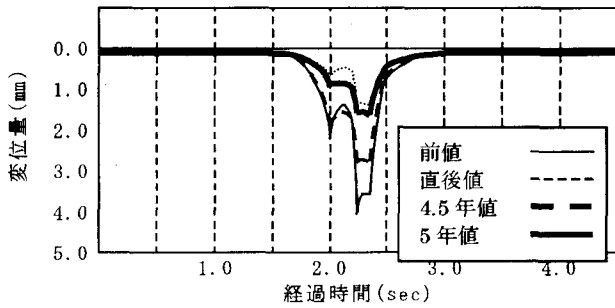


図-22 床版たわみ比較

(3) 3方向ひびわれ変位

橋梁床版を劣化させる大きな要因の一つが貫通ひびわれの“スリ研き”の現象である³⁾。つまり、貫通ひびわれが活荷重の作用によって3方向（橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向）に複雑に挙動し、上部から浸透してくる“水”との相互作用によって、床版コンクリートを短期間で劣化させてしまうのである。

この要因を検証するため、この橋梁には貫通ひびわれに3方向変位計を設置する箱抜きを設け、継続的に計測が可能となるよう配慮を行っている。

測定の際のトラック走行位置および変位計の設置位置を図-17に、結果を図-23～図-25に示す。

橋軸方向のひらき

橋軸方向のひらきを図-23に示す。これによれば、直後値での低減率は約80%、4.5年値での低減率は約60%、5年値での低減率は約80%となる。さらに残留変位についても、直後値と5年値を比較した場合、ほとんど変化はない。よって、経年による劣化はほぼ認められず、補強効果が継続しているといえる。この計測項目についても床版たわみと同様、計測時期による影響が顕著に表れている。

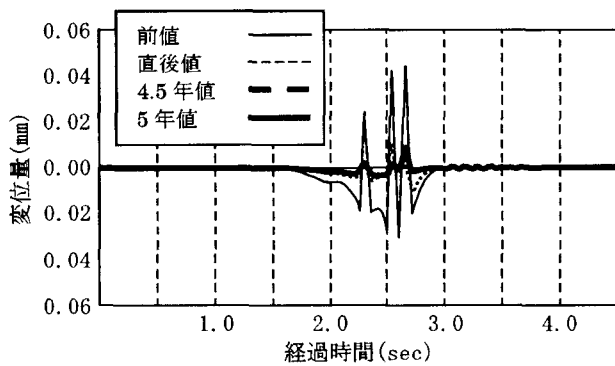


図-23 ひびわれの橋軸方向のひらき

橋軸直角方向のずれ

橋軸直角方向のずれは、直後値での低減率は約70%、4.5年値での低減率も約70%、5年値での低減率も約70%となる。さらに残留変位についても、直後値と5年値を比較した場合、ほとんど変化はない。よって、経年による劣化は認められず、補強効果が継続しているといえる。この計測項目については、計測時期による影響は特に見られない。

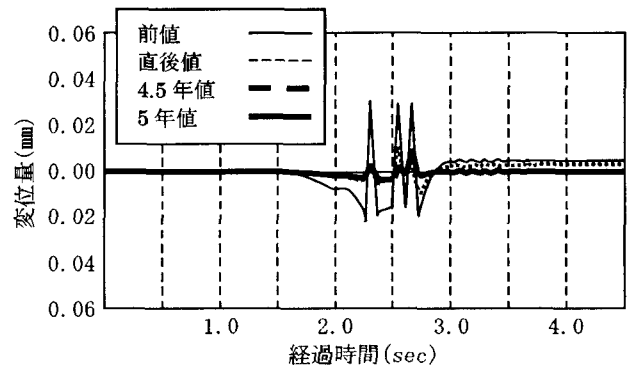


図-24 ひびわれの橋軸直角方向のずれ

上下方向のずれ

上下方向のずれは、直後値での低減率は約65%、4.5年値での低減率も約60%、5年値での低減率も約70%となる。さらに残留変位についても、直後値と5年値を比較した場合、ほとんど変化はない。よって、経年による劣化はまったく認められず、補強効果が継続しているといえる。この計測項目についても床版たわみと同様、計測時期による影響が顕著に表れている。

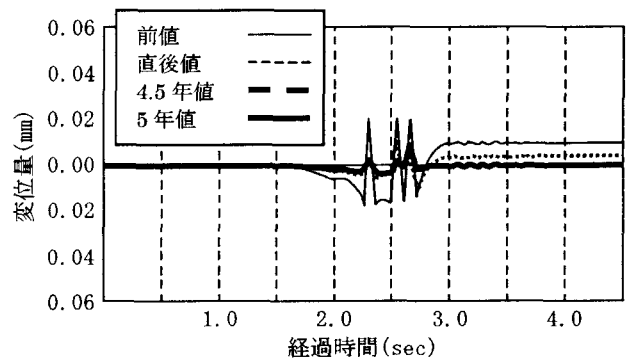


図-25 ひびわれの上下方向ずれ

6. まとめ

6-1 静的載荷試験

試験の結果のまとめを表-3に示す。

これまでの結果より、以下のことが明らかとなった。

- ① 直後値に比べて、4.5年値はどの測定項目においても低減値が減少しており、補強効果の継続性は見られるものの、早ければ5～6年で補強前の状態に戻る可能性がある。しかし、これは舗装温度の相違による影響である。
- ② 特に主桁のたわみについては、すでに補強前のレベルに戻っていたが、応力分布を見た場合には、中立軸の位置に変化はない。
- ③ 測定時期が、夏期と冬期で異なっているため、舗装温度が極端に異なり、測定値の比較ができなくなったと考えられる。よって上記の再度の検証を必要とする。

表-3 静的載荷試験測定値比較表

| | | 前値 | 直後値 | 4.5年値 |
|-----------------------------------|-----|----------|-----------|-----------|
| 既 σ_s N/mm ² | 橋直 | 32(0) | 6(80) | 10(70) |
| | 橋軸 | -18(0) | -5(70) | -7(60) |
| 補 σ_s N/mm ² | 橋直 | — | 9(100) | 11(120) |
| | 橋軸 | — | -4(100) | -8(200) |
| 主桁 σ | 端桁 | — | 中立軸上昇 | 直後と同じ |
| | 中桁 | — | 中立軸上昇 | 直後と同じ |
| 主桁 δ mm | 端桁 | 3.8(0) | 3.4(10) | 4.1(-10) |
| | 中桁 | 4.1(0) | 3.7(10) | 4.1(0) |
| 床版 δ mm | 端支 | 0.35(0) | 0.25(30) | 0.32(10) |
| | 中支 | 0.39(0) | 0.20(50) | 0.27(30) |
| 橋直ひびわれ δ mm | ひらき | 0.014(0) | 0.001(90) | 0.006(60) |
| | 横ずれ | 0.015(0) | 0.003(80) | 0.005(70) |
| | 縦ずれ | 0.013(0) | 0.003(80) | 0.004(70) |

注) () 内は低減率を示す。(単位%)

補強鉄筋は低減率ではなく直後値を100としている。

6-2 走行試験

試験の結果のまとめを表-4に示す。その結果より、以下のことが明らかとなった。

- ① 直後値に比べて、4.5年値はどの測定項目においても低減率が減少しているが、5.0年値においては、むしろ直後値に近い低減率となった。この測定は舗装温度がほぼ同じであることから、ほとんど劣化の兆候はないと思われる。
- ② 特にひびわれ変位については、まったく劣化の兆候が見られない。
- ③ 上記の結果は、測定時期が、夏期と冬期で異なっているために生じたと考えられる。これに最も影響を受けるのはアスファルト舗装温度であり、そのために床版剛性が変化していると考えられる。

表-4 走行試験低減率比較表(単位%)

| | | 直後値 | 4.5年値 | 5.0年値 |
|-----------------|-----|-------|-------|-------|
| 既 σ_s | 橋直 | 70 | 60 | — |
| | 橋軸 | 75 | 55 | — |
| 補 σ_s | 橋直 | 100 | 130 | — |
| | 橋軸 | 100 | 185 | — |
| 主桁 σ | 端桁 | 中立軸上昇 | 直後と同じ | — |
| | 中桁 | 中立軸上昇 | 応力増加 | — |
| 主桁 δ | 端桁 | 10 | 0 | — |
| | 中桁 | 10 | 0 | — |
| 床版 δ | 端支 | 55 | 20 | 45 |
| | 中支 | 60 | 25 | 55 |
| 橋直ひびわれ δ | ひらき | 80 | 60 | 80 |
| | 横ずれ | 70 | 70 | 70 |
| | 縦ずれ | 65 | 60 | 70 |

注) 前値はすべて0%であるので示していない。

7. 結論

本報告は、5年前に行われた床版の補強工事に伴って実施された下面増厚工法の効果確認実験の経年変化を報告するものである。昨年5月の経年調査の結果では、一見劣化の兆候が見られた。しかし、補強直後に比較して気温が高く、舗装温度が上がり、床版剛性が小さくなったためと考えられた。そこで、補強直後の計測と同じ時期である冬期に載荷試験を実施することで、舗装が床版の剛性に影響を与えていることを証明することとした。

その結果、床版たわみ4.5年値で劣化の傾向を示したものにおいて、5年値の計測のデータでは、ほぼ補強直後のデータにもどり、補強効果はほぼ完全に残っていると確認できた。

特にひびわれ変位は、変位量自体に増加はほとんどなく。残留変位についてもほとんど変化はない。よって、補強してから5年後の補強効果の減少はほとんどないと結論づけられる。

あとがき

本調査の結果を踏まえ、今後は、適当な時期に再度測定を行い、鉄筋応力、床版たわみ、ひびわれ変位等の増加傾向を把握する必要があると考える。ただし、試験を実施する時期は、舗装温度の影響をなくすため、冬期とすることが必要となる。さらに、実橋の載荷試験を実施する際には、計測時期もしくは、気温等を一定にして行うことも重要であることが分かった。

また今回、種々の項目について測定を行ったが、どの項目にも関連性があることから、今後床版補強工法の効果確認試験を行う際には、比較的測定が容易かつ効果の確認が容易である3方向のひびわれ変位、床版たわみ等の測定で十分検証が可能と思われる。

さらに試験方法には、交通規制をほとんど伴わない走行試験を推奨する。

最後に本調査には、大阪大学土木工学科の学生諸氏、マグネ化学(株)、(株)さとうベネックのご協力を得た。ここに謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 松井他：移動荷重を受ける道路橋床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告集、vol.9、No. 2、pp.627~632(1987.10)
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、共通編、鋼橋編(1996)
- 3) 軽尾他：PPモルタルを用いた下面増し厚工法の床版補強効果確認実験、橋梁と基礎、97-5、pp.23~29、(1997.5)