

論文 負曲げを受ける RC 床版の上面補修界面の挙動に関する実験的検討

小沢 拓弥*1・田中 良樹*2・古賀 裕久*3・石田 雅博*4

要旨: コンクリート床版の上面補修には、劣化箇所を部分的に除去して補修する工法がよく用いられるが、早期に再劣化する事例が報告されている。この原因として、既存コンクリートと補修材の界面から早期に水が浸入することが挙げられる。本研究では、上面補修した床版に負曲げが生じた際の補修界面の挙動を把握するため、補修界面の位置や深さが異なるはり供試体を用いて負曲げ試験を実施した。ここでの試験の範囲では、曲げひび割れ発生荷重の2~3倍程度で補修端部から水平界面の割れが生じること、鉄筋下まで補修した場合は水平界面の割れが生じなかったが、補修端部付近の水平界面にせん断応力が生じることがわかった。
キーワード: 上面補修, 界面挙動, 負曲げ, 曲げ試験, 繊維補強コンクリート

1. はじめに

国内の道路橋鉄筋コンクリート床版（以下、RC 床版）の劣化形態は、疲労が主であったが、凍結防止剤の散布量の増加とともに、塩化物イオンの浸入による塩害、アスファルト舗装下でのコンクリートの土砂化など多様化している¹⁾。劣化した RC 床版の上面補修には、現交通への影響が少ない方法として、劣化箇所を部分的に除去して断面補修する工法が多く用いられている。しかし、この工法では早期に再劣化する事例²⁾が報告されている。

上面補修における再劣化の原因として、既存コンクリートの劣化部位が残存している、または既存コンクリートと補修材の界面から水の浸入により劣化が促進される2点が挙げられる。特に後者については、RC 床版に水が浸透すると疲労寿命が極端に短くなることが知られており、その水に塩化物イオンが含まれていると塩害の原因となり、また凍害や ASR の促進要因にもなる。

これらの事例では、既存コンクリートと補修材の界面で割れが生じていることが多く、これまで付着特性の改善として材料面や施工面の観点から検討が行われている。しかし、既存コンクリートと補修材との界面は、交通荷重により構造的な弱点になりうる場合もあるため、界面の力学的な挙動を把握することも重要である³⁾。文献⁴⁾では、補修材が版の中に組み込まれた際の輪荷重下における補修材単体の変形挙動や界面の開口挙動を把握した。その他に、主桁上などの負曲げモーメントが作用する位置に界面があると、界面が開く可能性が高くなるためその隙間から水が浸入することが考えられる。

そこで、床版上面補修における構造特性のうち、既存コンクリートと補修材の界面に負曲げが生じた際の界面割れの発生や進展など上面補修特有の挙動に着目して検討を行った。基礎的な検討として、補修端部の位置や

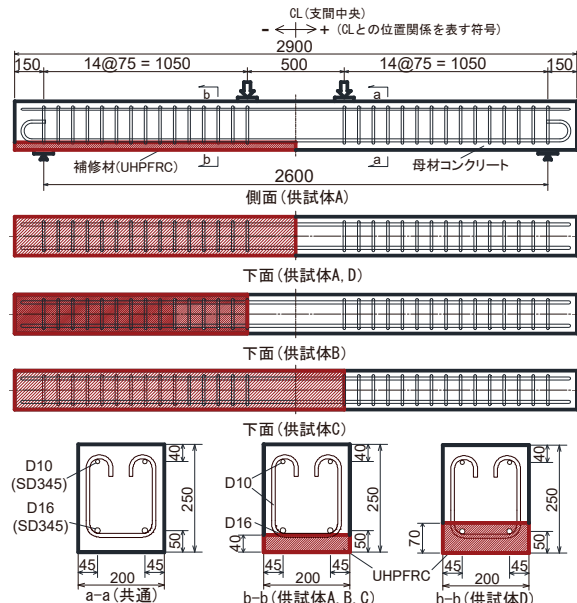


図-1 上面部分補修を模擬したはり供試体の諸元

補修深さをパラメータとしたはり供試体を製作し、その補修端部に負曲げを作用させる静的曲げ試験を実施した。

2. 試験方法

2.1 はり供試体の諸元

供試体4体それぞれの諸元を図-1に示す。補修端部の位置は、支間中央または載荷点直下とした。補修深さは、劣化した RC 床版の表層を補修する場合を想定して40mm、鉄筋下まで補修することを想定して70mmとした。供試体の断面は、幅200mm、支間2,600mmとし、有効高さを200mmとした。

2.2 使用材料

コンクリートの材料物性値を表-1に示す。供試体の母材コンクリートには、レディーミクストコンクリート

*1(国研) 土木研究所 先端材料資源研究センター 研究員(正会員)

*2(国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 総括主任研究員 博(工)(正会員)

*3(国研) 土木研究所 先端材料資源研究センター 上席研究員 博(工)(正会員)

*4(国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員

(普通 24 12 20 N) を用いた。補修材⁵⁾には、鋼繊維 (長さ 15mm, 直径 0.2mm, 体積混入率 2vol.%) を配合した現場打ち超高性能繊維補強コンクリート (UHPRC) を用いた。図-2 に、ダンベル型の試験体による直接引張試験⁷⁾から得られた補修材の引張挙動を示す。最大荷重に到達した後、ひずみが 5,190 μ まで最大荷重を保持し、ひび割れ発生後も繊維が荷重を負担して 26,000 μ まで伸びた。また、鉄筋の材料物性値を表-2 に示す。補修材の打設時に使用したエポキシ樹脂系接着剤⁵⁾の弾性係数は、3,280 N/mm² であり、引張付着試験により母材コンクリートで引張破壊が生じることを確認した。

2.3 はり供試体の製作

母材コンクリートは、補修部分に予め押出発泡ポリスチレン板を設置した状態で打設することにより断面欠損部を設けた。打設後は、供試体の全体をシート養生して材齢 7 日以降に型枠を脱型し、材齢 28 日まで静置した。補修材は、母材コンクリートとの界面をディスクサンダーで素地調整して接着剤を全面に塗布した後、直ちに打設した。なお、接着剤と補修材が型枠の隙間に流れ込まないように、図-3 に示すように、母材コンクリートの側面の隙間にシリコン系シール材を塗布した。補修材の表面及び母材コンクリートとの界面をラップで封緘し、供試体の全体は養生マットを敷いてある程度保温した状態で材齢 28 日まで気中養生した。

2.4 荷重及び計測の方法

荷重は、図-1 に示したとおり、2点単純支持、2点載

表-1 コンクリートの材料物性値

種別	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比(-)	材齢 (日)
母材	31.3	2.2	24,900	0.172	73
補修材	168.7	9.3	46,100	0.235	54

注) いずれも材料試験による 3 体の平均値で、荷重時の材齢

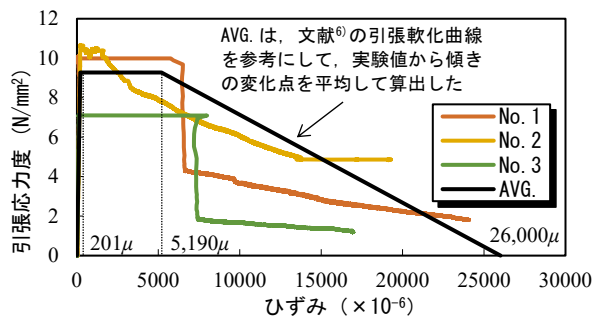


図-2 補修材 (UHPRC) の引張挙動

表-2 鉄筋の材料物性値

種別	呼び径	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
引張鉄筋	D16	SD345	386	193,000
圧縮鉄筋	D10	SD345	371	193,000
せん断補強筋	D10	SD345	380	193,000

注) いずれも材料試験による 3 本の平均値

荷による静的曲げ試験とした。供試体は、天地逆転させて鉛直界面に引張が作用するように設置した。荷重は、500kN 疲労試験機で変位制御により単調増加させた。

母材コンクリートと補修材の界面付近に設置した計測機器の状況を図-4 に示す。荷重中は、供試体の全体挙動を把握するため、荷重と供試体中央の側面に設置した高感度変位計 (CDP) により鉛直変位を測定した。そして、ひび割れ発生状況や進展状況を把握するため、ひび割れ観察を荷重が 5~10kN 間隔、鉄筋降伏後では試験機変位が 5~10mm 間隔で、荷重を停止させて行った。ただし、シール材等の影響で界面割れの状態を確認することが難しく (図-3(b)), 荷重中の観察による界面割れの発生確認は遅れる傾向にあった。また、母材コンクリートと補修材の界面挙動 (割れの発生時期や界面の応力状態) を把握するため、界面に設置したずれセンサ⁸⁾及びパイ型変位計 (以下、PI ゲージ)、補修材の側面と下面に設置したひずみゲージにより界面の開きや補修材のひずみを計測した。測定詳細は、3 章の各節で示す。

3. 結果と考察

3.1 荷重—変位関係

(1) 実験結果

供試体 A~D における荷重—変位関係の実験結果を図-5 に示す。なお、図-5(a) の図中には、母材コンクリート側面の界面付近に設置したひずみゲージから、鉛直界面の割れに伴う曲げひび割れの発生荷重を確認した値も併記している。また、荷重は 2点載荷の合計である。

図-5(a) より、供試体 A~D における荷重—変位関係は、荷重が供試体 A では 10kN 時、供試体 B では 7kN 時、供試体 C では 15kN 時、供試体 D では 10kN 時で母

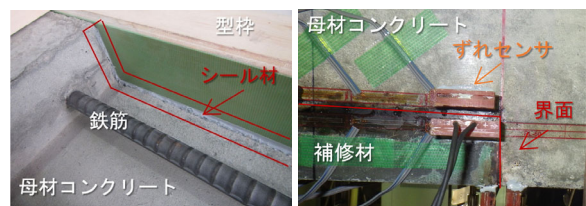


図-3 母材コンクリートと補修材の界面状況

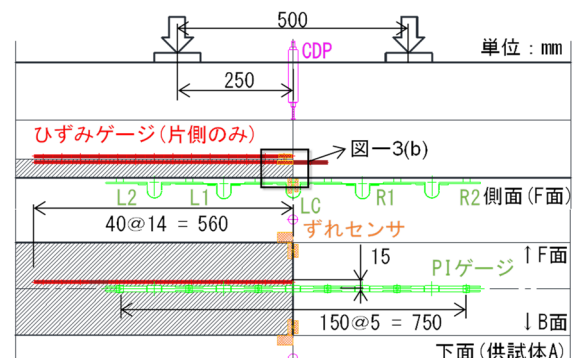


図-4 界面付近に設置した計測機器の状況

材コンクリートのひび割れ、または界面の割れに伴いはり全体のたわみとして傾きの変化が確認できる。これは、供試体 B に対して、純曲げ区間が補修材である供試体 C では、補修材によって曲げひび割れ発生が抑制されたためと考えられる。また、供試体 D は、鉄筋下まで補修しているが、供試体 D と補修端部の位置が同じで補修深さが浅い供試体 A と変化点の荷重が同程度であった。

(2) 計算値との比較

断面分割法により算定した荷重—変位関係の計算結果（以下、計算値）を図—5(b)に示す。ここで、図中の凡例に示す無補修は、全長にわたって母材コンクリートのみとした場合、全補修は全長にわたって深さ 40mm の補修が行われたと仮定した場合、部分補修は支間中央で断面形状が変化する供試体 A と同じにした場合である。計算値で使用した構成則は、文献 9) に示されているものを原則用いて、補修材の引張側の構成則では、図—2 の直接引張試験の結果を用いた。なお、計算値では母材コンクリートと補修材の界面がはく離するような挙動は考慮していない。

まず、供試体 A~D における荷重—変位関係は、いずれの供試体も荷重が 60kN 時前後で引張鉄筋が降伏して急激な傾きの変化が生じたことが確認できた。また、供試体 A と計算値（部分補修）の荷重—変位関係は、ひび割れ発生と引張鉄筋の降伏による傾きの変化の傾向が実験値と計算値でよく一致していた。

計算値（無補修）と（全補修）における荷重—変位関係は、ひび割れ発生による傾きの変化が 10kN 時と 34kN 時、引張鉄筋が降伏することによる傾きの変化が 58kN 時と 81kN 時で確認できた。計算値（部分補修）と（無補修）における荷重—変位関係を比較すると、傾きが変化する荷重は同様の傾向であった。これは、いずれも純曲げ区間の母材コンクリートでひび割れが発生し、引張鉄筋で荷重を負担するため部分的な補修効果による影響が小さかった。一方で、計算値（部分補修）と（全補修）における荷重—変位関係を比較すると、ひび割れ発生時の荷重が大きく異なることから、補修材の効果が顕著に表れており、全長にわたる補修の方が部分的な補修よりも補修効果が高いことがわかる。

3.2 界面割れの発生状況や進展状況

界面付近に着目したひび割れ図を図—6 に示す。図中には、支間中央から±500mm の範囲において、35kN 時まで確認できたひび割れを赤線、それ以外を黒線で示した。なお、鉄筋降伏までは目視により確認できたひび割れの発生荷重も併記した。ただし、前述のとおり、界面付近では目視での発生確認が遅れる傾向にあったため、ここでの発生荷重の値は参考値として扱う。

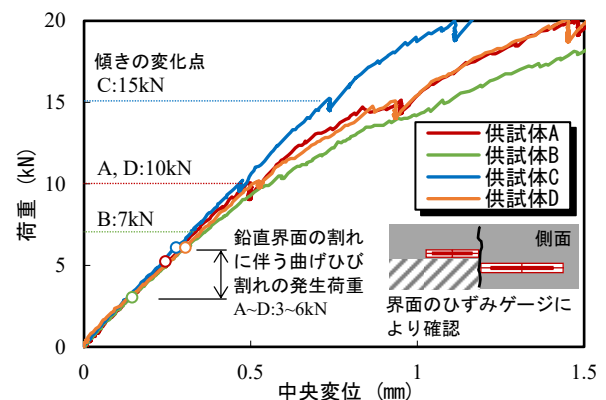
次に、界面割れの発生時期をより明確に把握するた

め、界面に設置したずれセンサ及び PI ゲージの測定結果を図—7 に示す。これらの測定結果は、図—8 で示すように、下面のずれセンサ及び PI ゲージの値から鉛直界面に沿ったひび割れの開き、側面のずれセンサの値から水平界面に沿ったひび割れの開き、下面のずれセンサの値から水平界面の開きに起因する下面の母材コンクリートと補修材の段差を捉えたものである。

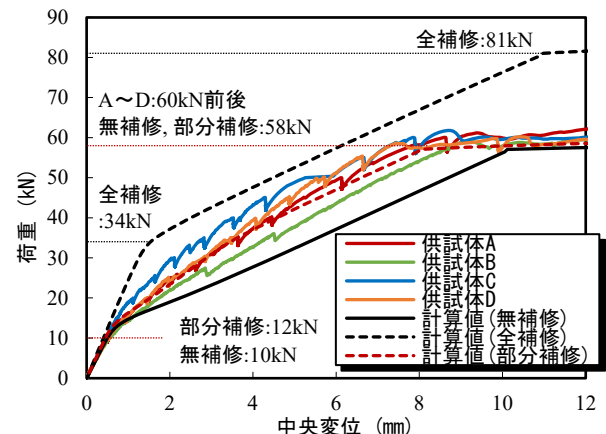
(1) 補修端部の位置による違い

図—6 より、補修端部の位置が異なる供試体 A~C のひび割れ図を比較する。いずれの供試体でも、鉛直界面の割れ（図中①）に伴う曲げひび割れ（図中②）が生じた。そして、鉛直界面の割れにより補修端部と母材コンクリートの縁が切れると、水平界面に長さ 50mm 程度の割れ（図中③）またはひび割れが生じ、母材コンクリート側の斜めひび割れ（図中④）として進展した。純曲げ区間に補修材がある供試体 A と C では、母材コンクリート側に斜めひび割れが進展した後、さらに引張鉄筋に沿った水平方向のひび割れ（図中⑤）の進展も見られた。

図—7 より、供試体 A と B における鉛直界面の荷重—開きの関係は、界面割れによる明確な傾きの変化点を確認できなかった。一方で、水平界面における荷重—開き、荷重一段差の関係は、供試体 A では荷重が 30kN 時前後、供試体 B では 20kN 時前後で傾きが変化しており、界面



(a) 傾きの変化点に着目（実験値のみ）



(b) 鉄筋降伏時に着目（計算値を併記）

図—5 荷重—変位関係

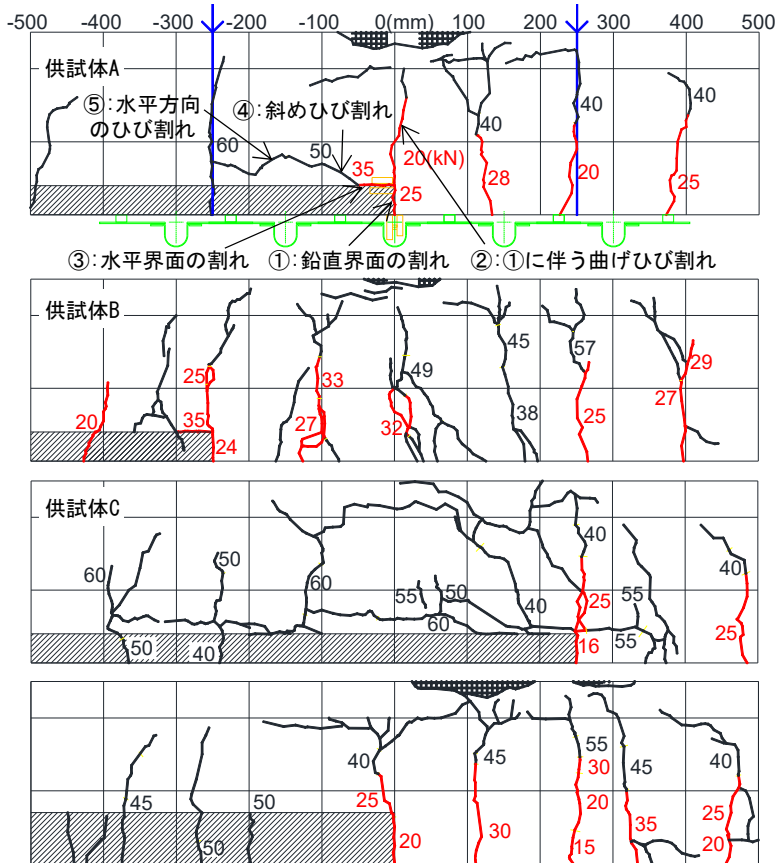


図-6 ひび割れ図 (数値は目視により確認した発生荷重)

割れの発生時期を捉えることができた。つまり、図-7の測定結果からは、補修端部の位置で水平界面の割れの発生時期が異なることを確認できた。なお、供試体CはBと同様の挙動を示した。

(2) 補修深さによる違い

図-6より、補修深さが異なる供試体AとDのひび割れ図を比較する。供試体Aでは、水平界面の割れが30kN時前後で生じたが、鉄筋下まで補修した供試体Dでは、母材コンクリート上縁側の圧壊まで荷重しても水平界面の割れが確認できなかった。

図-7より、供試体Dにおける鉛直界面の荷重-開きの関係は、供試体A~Cと同様に界面割れによる明確な傾きの変化点が確認できなかった。また、水平界面における荷重-開きは、荷重が60kN時前後(鉄筋降伏した値)でも傾きに変化がなかった。なお、供試体Dは荷重-一段差の関係がF面とB面で符号が異なった。中央変位でも荷重初期からF面とB面に若干の差が生じており、ねじれの影響がずれセンサに影響を与えたものとする。

3.3 界面割れに関する考察

(1) 鉛直界面の割れ

前節の結果から、いずれの供試体でも、鉛直界面における割れの発生時期を明確に捉えることができなかった。そこで、図-7の鉛直界面の開きと純曲げ区間の母材コンクリートに設置したPIゲージ(図-4)の変位を

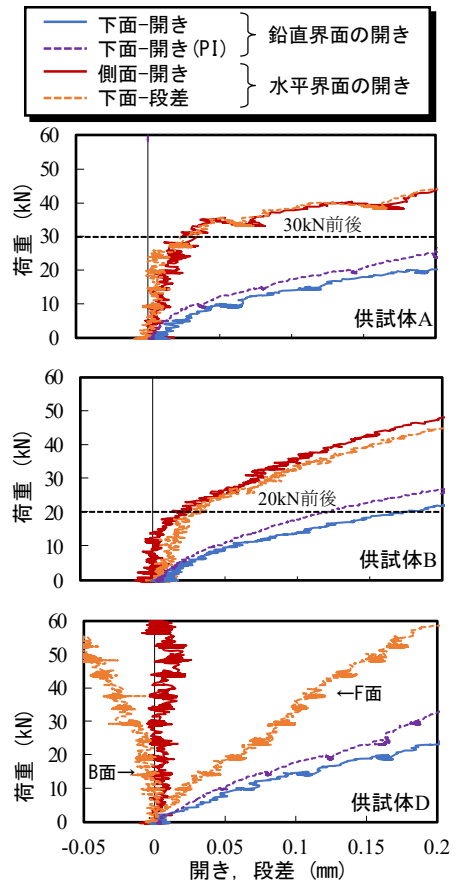


図-7 界面割れの測定結果

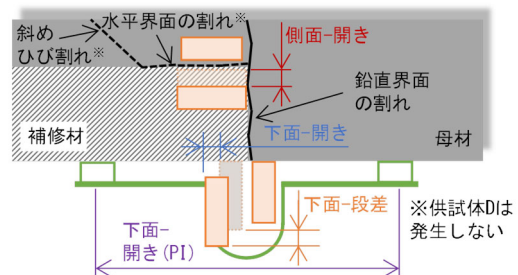


図-8 界面割れと測定位置の関係

比較することで、鉛直界面の割れの発生時期を考察する。図-9に、縦軸を鉛直界面の開き、横軸を母材コンクリートの変位を対比して示した。一例として、供試体Aは支間中央に鉛直界面があるため、縦軸ではLCの値、横軸ではそれぞれR1とR2の値を使用する。また、図中には、図-5(a)の荷重-変位関係から、傾きに変化が確認できた荷重と対応する鉛直界面の開き量を併記した。

いずれの測定位置でも、鉛直界面の開き量が0.04mm程度までは、母材コンクリートの変位と比較して、鉛直界面の開き量が大きい傾向にある。つまり、鉛直界面の表面付近では、主として母材コンクリートの乾燥収縮等の影響により、試験のかなり早い段階から界面に割れが生じていた可能性がある。

(2) 水平界面の応力状態

供試体A~Cでは、水平界面の割れを確認し、鉄筋下

まで補修した供試体Dでは、水平界面の割れが確認できなかった。ここでは、母材コンクリートと補修材の水平界面に生じるせん断応力度（付着応力度） τ_b からその界面割れの状況を考察する。せん断応力度 τ_b は、図-10に示す補修材の隣り合うひずみの差分から式(1)で算出した¹⁰⁾。ここでの τ_b は、仮に補修材の曲げを無視して、水平界面の応力状態を相対的に比較するものである。図-11に、それぞれの供試体における支間中央からの距離に対する界面のせん断応力度 τ_b の分布を示す。

$$\tau_b = t_r \cdot E_r \cdot (a \cdot \Delta \varepsilon_s + \Delta \varepsilon_u) / (2 \cdot \Delta L) \quad (1)$$

ここで、 t_r 及び E_r は補修材の厚さ及び弾性係数、 $\Delta \varepsilon_s$ 及び $\Delta \varepsilon_u$ は側面及び下面の隣り合う実測ひずみの差分（例えば、 $\Delta \varepsilon_s = \varepsilon_{s,1} - \varepsilon_{s,2}$ ）、 a は ε_s を界面の位置のひずみに換算する補正值（ $a = (t_r / 2) / [(t_r / 2) - 6.5]$ ）、 ΔL はひずみゲージの設置間隔である（図-10）。

図-11(a)では、供試体Aを例に10kN~35kNにおけるせん断応力度の分布について比較した。せん断応力度 τ_b の分布は、水平界面に割れが生じる前の20kNでは、支間中央から-40mm~-200mmの区間でせん断応力度 τ_b が発生し、-80mmの位置で最大値を示した。そして、水平界面に割れが生じた30kN時では、最大値の位置が一つ隣の位置である-120mmに移動する挙動が確認できた。図-6のひび割れ図では、水平界面の割れの長さが50mm程度であったことから、せん断応力度の最大値が移動した位置とも概ね対応している。既往の研究¹⁰⁾では、炭素繊維シートがコンクリートからはく離する現象をせん断応力度の最大値が移動する位置で確認しているが、本検討でも同様の測定で水平界面の割れを捉えることができた。水平界面の割れが生じた後、母材コンクリート側に斜めひび割れが進展したり、補修材に曲げひび割れが生じたりしたため、その後のはく離挙動は明確に捉えることができなかった。図-11(a)において、35kN時に荷重点で値が急激に大きくなるのは、補修材にひび割れが発生したことによる影響である。

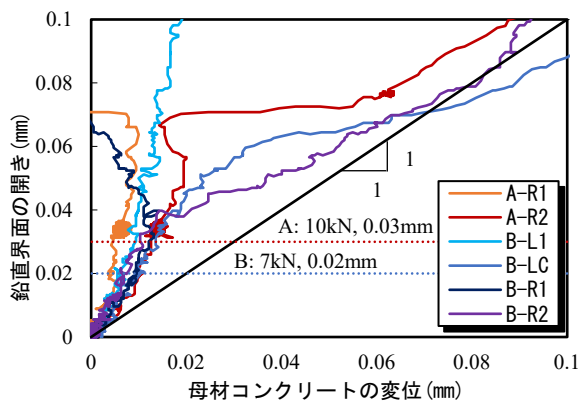


図-9 鉛直界面の開きと母材変位の比較

図-11(b)では、供試体A~Dにおけるせん断応力度 τ_b の分布について、10kN時を例に比較した。せん断応力度 τ_b の分布は、供試体A及びCでは補修端部から200mmまでの区間、供試体Dでは160mmまでの区間、供試体Bでは120mmまでの区間で発生していることから、補修端部の位置や深さで傾向が異なった。せん断応力度 τ_b の最大値は、いずれの供試体においても補修端部から80mmの位置であった。

また、供試体Dでは、水平界面に割れが生じなかったがせん断応力度が発生していたことから、鉄筋による引張力の伝達だけでなく、補修端部から160mmまでの区間で付着を保持して力のある程度伝達していたと考えられる。なお、せん断応力度 τ_b の分布は、鉄筋による引張力の分担があるため、供試体Dでは供試体Aと比較して小さくなると思っていたが、ほとんど変わらなかった。また、この分布形状は、鉄筋降伏の直前（50kN時）まで荷重増加とともにそのまま最大値も増加した。

(3) 水平界面の割れ

補修端部の変形挙動を確認するため、供試体Aを例に補修材の側面と下面におけるひずみ ε_s 、 ε_u の分布を図-12に示す。いずれのひずみ分布も支間中央から荷重点

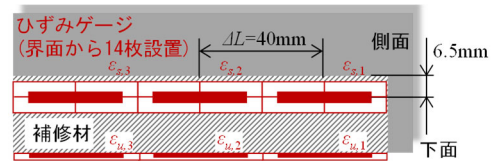
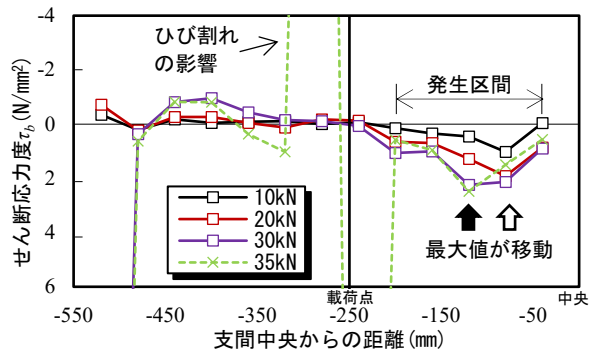
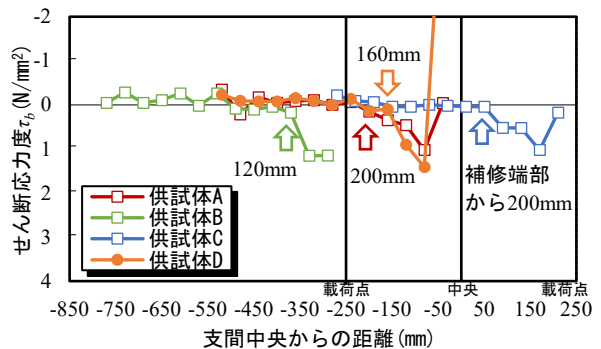


図-10 ひずみゲージの設置位置の概要



(a) 供試体Aにおける10~35kNの比較



(b) 10kN時における供試体A~Dの比較

図-11 せん断応力度 τ_b の分布

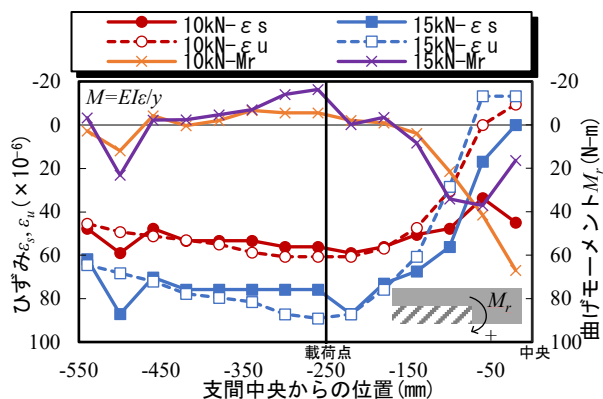


図-12 曲げモーメント M_r の分布 (供試体 A)

(-250mm の位置) にかけてひずみの値が増加し、せん断区間でほぼ一定の値となるが、-20~-140mm の区間においては、側面のひずみ ε_s と下面のひずみ ε_u で傾向が異なった。この区間では、側面のひずみ ε_s と比較して下面のひずみ ε_u の値が小さいため、補修端部が下面側に变形するような挙動になっていたと考えられる。

図-12 に、側面と下面のひずみ差から弾性理論に基づき算出した補修材に生じる曲げモーメント M_r の分布を併記した。曲げモーメント M_r の分布は、10kN 時では、-20~-140mm の区間で補修端部が下方にそるような曲げモーメントが発生した。そして、15kN 時では、最大値の位置が一つ隣の-60mm に移動して、その付近が下方にそるような曲げモーメントが発生していたと考えられる。鉄筋下まで補修した供試体 D でも供試体 A~C と同様に水平界面にせん断応力が発生していたが、水平界面での割れが生じなかった。その理由として補修材の厚さの影響と鉄筋の効果が挙げられるが、両者の影響の程度は、今後、解析も加えてさらに検討する必要がある。

4. まとめ

本研究は、上面部分補修を模擬したはり供試体を用いて負曲げ試験を行った。その結果、この試験の範囲で次の知見が得られた。

- (1) 鉛直界面の割れまたはその付近で曲げひび割れが生じた後は、供試体 D のように、鉄筋下まで補修した場合であっても、負曲げを受けると補修端部付近の水平界面にせん断応力が作用することがわかった。ただし、せん断応力度の分布の大きさは、鉄筋による引張力の分担があってもほとんど変わらなかった。
- (2) 供試体 A~C では、荷重 20~30kN、換算すると無補修の RC はりにおける計算曲げひび割れ発生荷重の 2~3 倍程度で、補修端部付近の水平界面に割れが生じ始めた。一方、供試体 D では、水平界面にせん断応力が作用したが、水平界面の割れは生じなかった。なお、鉛直界面の割れは、主として母材コンクリートの

乾燥収縮の影響などにより、いずれの供試体においてもかなり早い段階で生じていたと考えられる。そのため、鉛直界面の割れについては、補修の範囲や深さの影響を把握することができなかった。

謝辞

本研究は、(国研) 土木研究所と、大成建設(株)、カナフレックスコーポレーション(株)、J-ティフコム施工協会、(株) エスイーおよび鹿島建設(株)との「短繊維補強コンクリートを用いた橋梁床版の耐久性向上技術に関する共同研究」における成果の一部をまとめたものである。大成建設(株) から UHPFRC の材料の提供、施工の協力を頂いた。ここに記し謝意を表する。

参考文献

- 1) 村越潤, 田中良樹: 道路橋 RC 床版の劣化形態の多様化と防水対策, 土木施工, Vol.55, No.6, pp.68-71, 2014.
- 2) 国土交通省, 国立研究開発法人土木研究所: 道路橋コンクリート床版の土砂化対策に関する調査研究, 土木研究所資料, 第 4398 号, 2020.
- 3) 西沢辰男, 福田正, 松野三朗: コンクリート舗装版の横目地における力学的挙動の解析, 土木学会論文集, 第 378 号/V-6, pp.185-193, 1987.
- 4) 小沢拓弥, 田中良樹, 古賀裕久, 上仙靖: 道路橋コンクリート床版の上面補修界面における開口挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.295-300, 2022.
- 5) 橋本理, 越川喜孝: UHPFRC で上面を打ち替えた RC 床版の耐疲労性の評価, 第 12 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.279-284, 2022.
- 6) 土木学会: 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー113, 2004.
- 7) 牧田通, 渡邊有寿: 既設部材の補修・補強に用いる場所打ち UHPFRC の引張特性および拘束条件下における挙動に関する研究, 土木学会論文集 E2, Vol.77, No.3, pp.92-107, 2021.
- 8) 独立行政法人土木研究所, 株式会社東京測器研究所: コンクリート打継目のずれセンサーに関する共同研究報告書, 共同研究報告書, 第 448 号, 2013.
- 9) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.
- 10) 上原子晶久, 下村匠, 丸山久一, 西田浩之: 連続繊維シートとコンクリートの付着・剥離挙動の解析, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.197-208, 1999.