

道路橋 RC 床版の炭素繊維シート補強法における
耐疲労性の評価に関する研究

土木工学専攻

元 燦豪

< 目 次 >

第 1 章 序 論

| | |
|-----------------------------|---|
| 1.1 研究背景 | 1 |
| 1.2 既往の研究 | 2 |
| 1.2.1 輪荷重走行試験装置の開発 | 2 |
| 1.2.2 RC 床版の耐荷力性能および耐疲労性の評価 | 2 |
| 1.2.3 RC 床版の補強法 | 3 |
| 1.2.4 連続繊維シートを用いた補強工法 | 4 |
| 1.3 本論文の目的と構成 | 5 |
| 参考文献 | 8 |

第 2 章 道路橋RC床版の現状および点検要領

| | |
|------------------------------------|----|
| 2.1 はじめに | 11 |
| 2.2 RC 床版の現状および道路橋予防保全型維持管理計画の概念 | 11 |
| 2.2.1 日本における一般道路の橋梁数 | 11 |
| 2.2.2 道路橋長寿命化修繕計画事業の概念 | 12 |
| 2.3 道路橋 RC 床版の疲労損傷メカニズムおよび点検要領 | 13 |
| 2.3.1 橋梁の点検・調査における損傷区分の判定 | 13 |
| 2.3.2 ひび割れ損傷と累積損傷度の関係 | 14 |
| 2.4 道路橋 RC 床版の損傷状況および損傷区分, 劣化過程 | 15 |
| 2.4.1 大型車両の混入率の高い路線の道路橋 RC 床版 | 15 |
| 2.4.2 海岸線付近の重要路線に建設された RC 床版の損傷状況 | 16 |
| 2.4.3 積雪寒冷地域に建設された RC 床版の損傷状況 | 17 |
| 2.5 RC 床版の各種補修・補強法 | 18 |
| 2.5.1 損傷区分 a, b および劣化過程が潜伏期の RC 床版 | 18 |
| 2.5.2 損傷区分 c および劣化過程が進展期の RC 床版 | 19 |
| 2.5.3 損傷区分 d および劣化過程が加速期の RC 床版 | 19 |
| 2.5.4 損傷区分 e および劣化過程が劣化期の RC 床版 | 19 |
| 2.6 RC 床版の各種補修法 | 19 |
| 2.6.1 ひび割れ補修法 | 20 |
| 2.6.2 橋面防水工 | 20 |
| 2.6.3 RC 床版の上面補修法 | 21 |
| 2.7 RC 床版の各種補強法 | 23 |
| 2.7.1 SFRC 上面増厚補強法 | 23 |
| 2.7.2 CFS 下面接着補強法 | 26 |
| 2.7.3 下面増厚補強法 | 27 |
| 2.7.4 鋼板接着補強法 | 29 |

| | |
|---------------------------------|----|
| 2.8 RC 床版の予防保全型維持管理計画 | 30 |
| 2.8.1 概要 | 30 |
| 2.8.2 予防保全型維持管理計画における PDCA サイクル | 31 |
| 2.9 まとめ | 32 |
| 参考文献 | 34 |

第 3 章 炭素繊維材料の基本概念および力学特性

| | |
|------------------------------------|----|
| 3.1 はじめに | 36 |
| 3.2 道路橋 RC 床版の補強に用いる連続繊維シートの適用性 | 36 |
| 3.2.1 RC 床版の補強に用いる材料 | 36 |
| 3.2.2 CFS を用いた RC 床版の設計・施工法 | 37 |
| 3.3 炭素繊維材料の分類および種類 | 38 |
| 3.3.1 炭素繊維材料の分類 | 38 |
| 3.3.2 炭素繊維材料の材料特性値 | 39 |
| 3.4 連続繊維シートの分類および種類 | 41 |
| 3.4.1 炭素繊維シート(CFS) | 41 |
| 3.4.2 炭素繊維ストランドシート(CFSS) | 42 |
| 3.4.3 炭素繊維プレート(CFP) | 43 |
| 3.4.4 アラミド繊維シート(AFS) | 44 |
| 3.5 炭素繊維材料による下面接着補強の一般的な施工 | 45 |
| 3.5.1 点検・調査・準備工 | 47 |
| 3.5.2 ひび割れ処理・断面修復 | 48 |
| 3.5.3 下地処理 | 48 |
| 3.5.4 プライマー | 49 |
| 3.5.5 不陸修正 | 50 |
| 3.5.6 含浸・接着 | 50 |
| 3.5.7 仕上げ工 | 51 |
| 3.5.8 炭素繊維シートと炭素繊維ストランドシートの施工時間の比較 | 51 |
| 3.6 まとめ | 52 |
| 参考文献 | 54 |

第 4 章 CFS全面接着・CFSS格子接着補強したRC床版の耐疲労性の評価

| | |
|---------------------|----|
| 4.1 はじめに | 56 |
| 4.2 供試体概要 | 56 |
| 4.2.1 使用材料 | 56 |
| 4.2.2 供試体寸法および鉄筋の配置 | 58 |
| 4.2.3 CFS 全面接着補強法 | 60 |
| 4.2.4 CFSS 格子接着補強法 | 61 |

| | | |
|-------|-----------------------|----|
| 4.3 | 輪荷重走行疲労実験 | 63 |
| 4.3.1 | 輪荷重走行疲労試験装置の概要 | 63 |
| 4.4 | 輪荷重走行疲労実験による実験結果および考察 | 65 |
| 4.4.1 | 等価走行回数 | 65 |
| 4.4.2 | たわみと等価走行回数の関係 | 68 |
| 4.4.3 | ひずみと等価走行回数の関係 | 70 |
| 4.4.4 | 破壊形状 | 79 |
| 4.5 | まとめ | 81 |
| | 参考文献 | 84 |

第 5 章 CFS全面接着補強RC床版の耐疲労性の評価および 各種劣化要因を適用したS-N曲線式

| | | |
|-------|---|-----|
| 5.1 | はじめに | 85 |
| 5.2 | RC 床版の設計法の変遷 | 85 |
| 5.2.1 | RC 床版の設計基準の変遷 | 85 |
| 5.3 | 実験方法 | 88 |
| 5.3.1 | 供試体概要 | 88 |
| 5.3.2 | 使用材料 | 89 |
| 5.3.3 | 供試体寸法および鉄筋の配置 | 90 |
| 5.4 | 実験方法および等価走行回数 | 91 |
| 5.4.1 | 実験方法 | 91 |
| 5.4.2 | 等価走行回数 | 91 |
| 5.5 | 結果および考察 | 92 |
| 5.5.1 | 等価走行回数 | 92 |
| 5.5.2 | たわみと等価走行回数の関係 | 93 |
| 5.6 | CFS 全面接着補強 RC 床版の劣化曲線の算定 | 94 |
| 5.6.1 | たわみによる健全度評価法 | 94 |
| 5.6.2 | 性能低下曲線(D-N 曲線) | 97 |
| 5.6.3 | 各種劣化係数 | 100 |
| 5.6.4 | 性能低下曲線および各種劣化要因を適用した補強等価走行回数 | 101 |
| 5.6.5 | 性能低下曲線および各種劣化要因を適用したたわみと 補強等価走行回数の関係 | 103 |
| 5.7 | RC 床版の S-N 曲線図および押抜きせん断耐荷力式 | 105 |
| 5.7.1 | 既往の研究における RC 床版の S-N 曲線式および 押抜きせん断耐荷力式 | 105 |
| 5.7.2 | CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力 | 108 |
| 5.7.3 | RC 床版および CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力 | 109 |
| 5.7.4 | RC 床版および CFS 全面接着補強 RC 床版の S-N 曲線における縦軸 S | 112 |

| | |
|--------------------------------------|-----|
| 5.7.5 CFS 全面接着補強 RC 床版の S-N 曲線 | 113 |
| 5.8 乾燥・湿潤・再補強時期推定の走行回数の算定 | 115 |
| 5.9 まとめ | 116 |
| 参考文献 | 117 |

第 6 章 実橋RC床版の寿命予測との整合性

| | |
|---|-----|
| 6.1 はじめに | 119 |
| 6.2 道路橋示方書の変遷に伴う床版厚さ | 119 |
| 6.2.1 RC 床版の設計条件 | 119 |
| 6.2.2 RC 床版の設計厚 | 120 |
| 6.2.3 補修・補強法および対策区分と対策工法 | 122 |
| 6.3 RC 床版および CFS 全面接着補強法における破壊等価走行回数の算定 | 123 |
| 6.3.1 RC 床版の諸元 | 123 |
| 6.3.2 RC 床版および CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力 | 125 |
| 6.4 RC 床版および CFS 全面接着補強後の余寿命の推定 | 134 |
| 6.4.1 1964 年改訂道示の RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の 破壊走行回数 | 135 |
| 6.4.2 1968 年暫定基準および 1973 年改訂道示の RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の破壊走行回数 | 138 |
| 6.4.3 1980 年改訂道示の RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の 破壊走行回数 | 139 |
| 6.4.4 1994 年改訂道示の RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の 破壊走行回数 | 142 |
| 6.5 まとめ | 143 |
| 参考文献 | 145 |

第 7 章 道路橋RC床版の予防保全型維持管理における サイクル補強

| | |
|---------------------------------|-----|
| 7.1 はじめに | 146 |
| 7.2 劣化予測概念 | 146 |
| 7.3 使用材料および供試体寸法 | 147 |
| 7.3.1 使用材料 | 147 |
| 7.3.2 供試体の種類および寸法・鉄筋配置 | 148 |
| 7.3.3 供試体の作製方法 | 150 |
| 7.4 輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数 | 151 |
| 7.4.1 輪荷重走行疲労実験方法 | 151 |
| 7.4.2 輪荷重走行疲労実験における等価走行回数 | 151 |
| 7.5 実験結果および考察 | 152 |

| | | |
|-------|-------------------------------|-----|
| 7.5.1 | 乾燥状態における等価走行回数 | 152 |
| 7.5.2 | 湿潤状態および各種劣化要因を適用した補強等価走行回数 | 154 |
| 7.6 | ひび割れ状況およびたわみとひび割れ損傷の関係 | 156 |
| 7.6.1 | 破壊時のひび割れ状況 | 156 |
| 7.6.2 | 補強時のたわみとひび割れ損傷の関係 | 156 |
| 7.7 | たわみと等価走行回数の関係 | 159 |
| 7.7.1 | 破壊等価走行回数と疲労損傷度との関係 | 159 |
| 7.7.2 | たわみと補強等価走行回数の関係 | 160 |
| 7.8 | ひずみと等価走行回数の関係 | 162 |
| 7.8.1 | ひずみと等価走行回数・補強等価走行回数の関係 | 162 |
| 7.9 | 予防保全型維持管理 | 164 |
| 7.9.1 | 予防保全型維持管理計画における RC 床版の補修・補強概念 | 164 |
| 7.9.2 | 道路橋 RC 床版の維持管理計画 | 165 |
| 7.9.3 | RC 床版の 1 次, 2 次補強法 | 165 |
| 7.10 | まとめ | 167 |
| | 参考文献 | 168 |

第 8 章 総 括

| | | |
|-----|----|-----|
| 8.1 | 総括 | 169 |
| | 謝辞 | 173 |

Study on Fatigue Resistance of Highway Bridge RC Slabs Strengthened with Carbon Fiber Sheets

by Chanho Won

Bridges constructed during Japan's period of high economic growth period 50 years ago are deteriorating rapidly. RC slabs are deteriorating the most and urgently require new repair and reinforcement technologies and maintenance management techniques.

This paper describes a study of the reinforcing effects and fatigue resistance of RC slabs reinforced with continuous carbon fiber sheets (CFS) and carbon fiber strand sheets (CFSS) bonded to the underside of RC slabs on road bridges. The S-N curve equation is proposed for estimating the remaining service life of RC slabs. Fatigue resistance was evaluated using the cycle reinforcement method. The following findings were obtained from the study.

1. CFS and CFSS are lightweight and excel in workability when bonded to the underside of RC slabs. When the compressive strength of the deteriorated RC slabs remains above the design compressive strength, CFS and CFSS increased the compressive strength to 16.4-25.3 times that of RC slabs fabricated to the same design standard. When the compressive strength of the deteriorated RC slabs was lower than the design standard strength, however, CFS and CFSS increased the reinforcing effects by a factor of only 0.3-0.4, i.e., did not increase fatigue resistance. Therefore, CFS or CFSS should be applied only after confirming that the RC slab's compressive strength satisfies the design standard requirements.
2. The proposed D-N curve equation uses the relationship between deflection and equivalent travel frequency in the wheel loading travel fatigue test to calculate the decline in performance due to fatigue deterioration. The proposed S-N curve equation for CFS-reinforced RC slabs calculates the reduction coefficient for the environmental conditions acting on a bridge. Using these two equations, the service life of RC slabs after CFS reinforcement can be estimated.
3. The design methods and loading conditions for RC slabs have varied as design standards evolved. By applying the S-N curve equation to CFS-reinforced RC slabs fabricated under design standards before and after 1980, when the standards were revised, the remaining service life and re-reinforcement cycle can be estimated.
4. Preventive maintenance management plans for RC slabs include several cycles of reinforcement. By incorporating the optimal reinforcement cycle in a maintenance management plan, deteriorated RC slabs can achieve a service life of 100 years.

These findings can significantly enhance underside bonding and preventive maintenance management methods for RC slabs reinforced with CFS and CFSS.

第 1 章 序 論

1.1 研究背景

日本における社会資本の多くは、高度経済成長期(1955 年~1973 年)に整備された。近年、高度経済成長期に整備された社会資本ストックが同時期に老朽化を迎え、その維持管理が重要な課題となっている。とくに、日本経済の発展に大きく貢献してきた道路構造物である橋梁は、一般に橋梁の寿命と言われている建設後 50 年が経過する老朽化した橋梁が年々増大することになる^{1.1), 1.2)}。これらの橋梁に対しての従来の維持管理は、部材の損傷が顕在化した時期に大規模な修繕や架け替えを行う事後的な維持管理が行われてきた。しかし、事後的な維持管理を行った場合は、膨大な費用が必要となり、道路管理者の財政難が懸念される。そこで国土交通省では、橋梁の損傷が軽微な段階で修繕を繰り返し、橋梁の長寿命化および修繕費用の平準化を図るための「予防保全型維持管理計画」、すなわち「道路橋長寿命化修繕計画事業」を策定した^{1.3)}。これによって、地方公共団体では、2007 年から一斉に橋梁点検を実施して健全度を評価し、建設後 100 年間維持するための修繕計画が立案され、報告されている^{1.4)}。橋梁点検結果によると橋梁部材の中で最も損傷が著しいのは鉄筋コンクリート(以下、RC とする)床版である^{1.5)}。その損傷の多くは、大型車両の繰り返し走行による疲労損傷であり、耐荷力性能および耐疲労性が低下している^{1.5)}。道路橋 RC 床版のひび割れ損傷による耐荷力性能および耐疲労性の回復を図るための補強材として、軽量かつ施工性に優れている炭素繊維シート(以下、CFS とする)を用いた下面接着補強(以下、CFS 下面接着補強とする)法が採用されている^{1.4)}。CFS は比較的新しい材料であることから、各研究機関により耐荷力性能や耐疲労性に関する実験研究が進められ、多くの研究成果が報告され^{1.6)-1.12)}、実橋においても 20 年以上の実績がある。また最近では、CFS と同様な材料特性値を有し、CFS 下面接着補強法に比して、さらに施工の合理化・省力化を図るために炭素繊維ストランドシート(以下、CFSS とする)が新たな補強材として開発された^{1.13), 1.14)}。しかし、CFSS は新材料であり、補強法においても軸方向および軸直角方向を同時に接着補強する新補強(以下、CFSS 格子接着補強とする)法であることから、実橋 RC 床版の補強材および補強法としての実用性を評価するための耐疲労性の検証に関する実験研究は行われていないのが現状である。

一方、予防保全型維持管理計画における道路橋 RC 床版の維持管理では、橋梁点検結果を基に、損傷の進行状況を予測し、補修・補強対策が検討され、ライフサイクルコスト(以下、LCC とする)が算定され、最小 LCC となる補強法が計画されている。また、寿命予測については劣化過程の理論式をベースにした理論的な方法と点検データから統計的に劣化速度を分析して予測するデータベース的な方法がある。しかし、理論的な手法においては、種々の環境に応じた材料の劣化速度に関わる定数の決定や予測精度の検証に多くの時間が要し、また、点検結果に基づいたデータベース化においても点検データが少ないなど、現状では汎用的な精度の高い手法は見当たらないのが現状

である。したがって、CFS 下面接着補強を施した RC 床版の耐疲労性の評価、さらには再劣化に対する再補強時期の推定のための寿命予測式、すなわち S-N 曲線式の提案が必要である。

そこで本研究は、道路橋 RC 床版の長寿命化を図るために、CFS 下面接着補強した RC 床版供試体および新材料および新補強法である CFSS 格子接着補強した RC 床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、CFSS 格子接着補強法における補強効果および耐疲労性を検証し、実用性を評価する。次に、CFS 下面接着補強した RC 床版の残存寿命の推定を行うための S-N 曲線式および再劣化に対する再補強時期の推定を行うための新たな S-N 曲線式を提案する。さらに、道路橋 RC 床版を 100 年間維持するために CFS による下面接着補強法と鋼繊維補強コンクリート(以下、SFRC とする)による上面増厚補強(以下、SFRC 上面増厚補強とする)法とのサイクル補強法についても提案し、RC 床版に対する補強法の確立と維持管理に伴う最適な補強サイクルを見出すことなど、多角的視点から総合的に評価するものである。

1.2 既往の研究

1.2.1 輪荷重走行試験装置の開発

鋼道路橋 RC 床版のひび割れ損傷は 1965 年頃から顕在化し、各研究機関で RC 床版のひび割れ損傷に関する原因究明やその防止対策の調査・研究が行われ、多くの成果が報告されている。これらの研究報告によると、RC 床版のひび割れ損傷は、自動車荷重の繰り返し走行が起因する広義の疲労現象であると結論されている^{1.5)}。そこで、各大学・各研究機関では、RC 床版供試体を用いて、定点载荷による疲労実験^{1.15)-1.18)}、多数点载荷による繰り返し载荷実験^{1.19), 1.20)}、輪荷重走行疲労試験装置を用いた疲労実験^{1.21)-1.23)}が行われてきた。その結果、実橋のひび割れ損傷や破壊メカニズムが解明されてきた。一方、輪荷重走行疲労試験装置には、荷重载荷方法および走行を再現する機構がそれぞれの研究機関によって異なっている。例えば、日本大学^{1.24)}、大阪大学、(独)土木研究所、(独)土木研究所寒地土木研究所、(一社)施工技術総合研究所、石川島播磨重工業が所有している輪荷重走行疲労試験装置はモーターの回転をクランク・スライダ機構により水平運動に変換して輪荷重を往復運動させる試験装置である^{1.25)}。また、大阪工業大学、東京都、ショーボンド建設(株)、横河ブリッジ(株)が所有している輪荷重走行疲労試験装置は走行車両と同様にゴムタイヤで自走する試験装置である^{1.26)}。さらに、日本大学^{1.24)}では、大型車両の動的影響を考慮した荷重、すなわち走行振動疲労試験装置を開発し、動的影響を再現した実験研究が行われている^{1.27)}。

1.2.2 RC床版の耐荷力性能および耐疲労性の評価

輪荷重走行疲労試験装置を用いた RC 床版の耐荷力性能、すなわち押抜きせん断耐荷力に関する研究に対して、角田ら^{1.15)}は、北海道における道路橋 RC 床版の損傷問題が発生して以来、供試体 60 体を用いて押抜きせん断実験を行い、既往の実験結果も加えて影響因子の統計解析を行い、押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力式

を提案している。その後、前田ら^{1.21)}は1964年改訂の設計基準に準拠して製作したRC床版を用いて静荷重実験を行い、破壊メカニズムから押抜きせん断力学モデルを提案している。また、松井ら^{1.28)}は輪荷重走行疲労実験を行い、破壊メカニズムからはり幅Bを考慮した押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力式を提案している。一方、阿部ら^{1.29)}は1994年改訂の道路橋示方書・同解説(以下、道示とする)に準拠して製作したRC床版を用いて静荷重実験を行い、破壊メカニズムから押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力式が提案されている。さらに、走行荷重実験を行い、破壊メカニズムから走行荷重が及ぼす押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力式が提案されている^{1.30)}。

RC床版の設計基準は、現行示方書の規定に至るまで数回改訂されている。そこで、RC床版の破壊に至るまでの耐疲労性を評価するS-N曲線式が提案されている。松井ら^{1.31)}は、1964年改訂の設計基準に準拠したRC床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、疲労寿命を推定するS-N曲線式を提案している。この当時のRC床版は鉄筋に丸鋼が使用されている。その後、園田ら^{1.32)}は異形鉄筋を用いたS-N曲線式を提案した。そこで、松井ら^{1.33)}は、供試体の鉄筋に丸鋼を用いた輪荷重走行疲労実験から評価した松井式と供試体に異形鉄筋を用いて評価した園田らの提案式を併せたS-N曲線式を提案している。松井らが提案したS-N曲線式には、松井らが提案するはり幅Bを考慮した押抜きせん断耐荷力を適用して、RC床版の寿命推定がなされている。一方、阿部ら^{1.34), 1.35)}は1994年改訂の道示に準拠して製作したRC床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、松井らが提案するS-N曲線式の傾きの絶対値の逆数mを適用した等価走行回数によるS-N曲線式を提案している。また、疲労寿命の算定には阿部らが提案する押抜きせん断耐荷力式が適用されている。さらに、川井ら^{1.36)}は園田らや松井ら、阿部らにより提案されたRC床版のS-N曲線式の傾きを解析し、破壊確率を考慮したS-N曲線を提案している。

以上より、RC床版の耐疲労性の評価においては、床版構造を大きく分類すると鉄筋に丸鋼が使用された1964年改訂の設計基準および1973年改訂の道示で設計されたRC床版の余寿命の推定には松井式が適用される。また、1980年改訂の道示と1994年改訂の道示は、設計活荷重が大きく異なるものの鉄筋には異形鉄筋が使用され、床版厚の算定には、大型車両の計画交通量の影響などが考慮されていることから、1980年改訂の道示以降は阿部らの提案式が有効になるものと考えられる^{1.34)}。

1.2.3 RC床版の補強法

道路橋RC床版は損傷が1965年頃から首都圏の道路橋や高速道路の橋梁で顕在化し、その原因の究明と補強対策が行われてきた。道路橋RC床版の補強法を大別すると、上面補強法と下面補強法がある。

RC床版の上面補強法には、鋼繊維を配合したコンクリート(SFRC)を増厚する補強法がある。近年では、増厚界面の付着性を高める材料として児玉ら^{1.37)}はエポキシ系の高耐久型接着剤を開発し、鋼床版の上面増厚補強法に用いた。この技術を応用して阿

部ら^{1.38)}は、RC床版上面に高耐久型接着剤を塗布した上面増厚補強法を提案し、輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を評価している。一方、(財)高速道路調査会^{1.39)}および土木学会^{1.40)}では、低下した耐荷力性能や耐疲労性の向上を図るための一般的な補強法を示し、マニュアル化している。

一方、RC床版の下面補強法には、炭素繊維材料を用いた下面接着補強法、セメントモルタルによる下面増厚補強法および鋼板接着補強法がある^{1.40)}。

CFS下面接着補強法は、材料が軽量であり、施工性および耐化学性に優れた材料であるとともに、通行止めを必要としないことから、近年、最も多く採用されている補強法である。CFS下面接着補強したRC床版の耐疲労性の評価について、星島ら^{1.6)}は1998年にCFSを下面に接着補強したRC床版の補強効果および耐疲労性を評価しており、阿部ら^{1.8)}はCFSを下面接着補強したRC床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を評価している。また、澤野ら^{1.7)}は、積層数が及ぼす補強効果の実験研究や疲労実験についても報告している。また、CFS下面接着補強法は、道路橋RC床版の補強法として多くの施工実績があり、(独)土木研究所^{1.41)}や土木学会では、補修・補強に関する設計・施工指針や維持管理についてもマニュアル^{1.40)}などの技術基準が示されている。

次に、下面増厚補強法はポリマーセメントモルタルを吹き付けることで床版下面を増厚し、一体化を図る工法であり、この工法に対して横山ら^{1.42)}は鉄筋応力度やたわみ量の低減を確認し、疲労耐久性について評価している。近年では、小森ら^{1.43)}は下面増厚層内に鉄筋に変る材料として炭素繊維強化プラスチック(以下、CFRPとする)を格子状に加工したCFRP格子筋を配置した下面増厚補強法も提案している。

鋼板接着補強法は、床版の引張側(下面)に鋼板を接着し、エポキシ樹脂を注入することで一体化することで不足している鉄筋量を補うことや曲げ耐荷力の向上が期待できる工法である。この鋼板接着補強法に対して中谷ら^{1.44)}は、1964年改訂の道示に準拠して製作した供試体に比較的大きな損傷を与えた後、鋼板接着補強を行い、輪荷重走行試験を実施した結果、1973年改訂の道示の基準、一部は1996年改訂の道示の基準で設計された床版と同等な破壊走行回数を有することを報告している。しかし、鋼板接着補強法は鋼板を接着することから施工条件に制約が発生するケースが多く、補強後、死荷重の増加や雨水の滞水、さらに雨水による鋼板の発錆が問題とされている。

1.2.4 連続繊維シートを用いた補強工法

道路橋RC床版のひび割れ損傷やたわみの増加を抑制するための補強材としてCFSが使用されている。CFSは、施工性、高耐久性、耐化学性に優れていることからRC床版の下面接着補強法として採用され、既に20年の実績がある。道路橋RC床版のCFS下面接着補強法についての既往の研究は、比較的新しい材料であることから、多くの研究機関や企業で研究開発が進められている。ここでは、CFSを用いたRC床版の補強法に関する既往の研究について述べる。

高井ら^{1.45)}は、1995年にCFSを下面接着補強したRC床版供試体を用いて輪荷重走行

疲労実験を行い、補強効果および耐疲労性を評価している。それ以降、CFS は道路橋 RC 床版の補強材として評価され、実績も多い。また、阿部ら^{1.9)}は、2002 年改訂の道示に準拠した RC 床版の下面に CFS 接着補強した供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を評価している。また、高野ら^{1.46)}は走行振動荷重が及ぼす影響についても輪荷重走行疲労実験を行い、破壊メカニズムや耐疲労性を評価している。さらに、道路橋 RC 床版をモデルとしたはり部材を用いて、移動荷重や走行振動荷重による耐荷力性能および破壊メカニズムを検証して、CFS の補強効果などの成果も報告されている。また、RC 床版の下面に CFS を全面に接着した補強法における CFS の積層数が及ぼす接着層の増減についての補強効果に関する実験研究や疲労実験も進められ、その成果も報告されている^{1.9)}。澤野、阿部ら^{1.7), 1.8)}は、CFS の積層数を考慮した RC 床版の押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力式を提案している。西ら^{1.47)}は積雪寒冷地において、塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の補強対策として炭素繊維プレート格子状に接着補強した場合の補強効果についての実験研究が行われ、その成果が報告されている。しかし、CFS 下面接着補強法に関する残存寿命の推定式、すなわち S-N 曲線式の提案や再劣化における再補強時期の推定に関する研究はあまり行われていないのが現状である。

1.3 本論文の目的と構成

本論文は、前述した背景から実橋 RC 床版をモデル化(1/2 モデル, 3/5 モデル)した供試体を用いて CFS 全面接着補強および CFSS 格子接着補強を行い、輪荷重走行疲労実験における耐疲労性を評価するものである。また、コンクリートの圧縮強度が CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強工法に与える影響についても検証を行う。

一方、輪荷重走行疲労実験において評価された RC 床版の寿命予測をするための S-N 曲線式および押抜きせん断耐荷力式が提案されているが、全て乾燥状態で研究が行われ、実橋における環境条件とは異なっているのが現状である。よって、湿潤状態における各種劣化要因とともに設計基準による鉄筋の補正係数、炭素繊維材料接着補強における劣化係数などを考慮した S-N 曲線式の提案および実橋 RC 床版の寿命との整合性について検証する。

また、長寿命化修繕計画における道路橋 RC 床版を 100 年間維持するために 2 次補強対策までが計画されている。しかし、これらについての耐疲労性の評価は行われていないことから CFS 全面接着補強法および SFRC 上面増厚補強法を用いて 2 次補強まで施し、RC 床版の耐疲労性について検証を行うものである。

本論文は、全 8 章 48 節より構成されており、以下に各章ごとの要旨を述べる。

第 1 章「序 論」では、社会資本整備における土木構造物の設計・施工の合理化・省力化やメンテナンスフリーを背景とした社会的要請を踏まえ、道示は性能型設計法へと改訂された。しかし、高度経済成長期に建設された道路橋は、一般的に橋梁の寿命と言われる建設後 50 年を経過する橋梁が年々増大している。特に、RC 床版の損傷が

最も著しく、その維持管理が課題となっている。これらの研究背景、既往の研究を整理し、余寿命の推定を行う意義を述べて、本研究目的の位置づけを論じる。

第2章「道路橋RC床版の現状および点検要領」では、道路橋 RC 床版の損傷状況、損傷事例などの現状を述べるとともに、橋梁点検要領および維持管理マニュアルに基づく道路橋の点検・調査および各種補強法の現状について述べ、RC 床版の損傷状況および劣化過程に対応する各種補強法との適合性を検証する。

第3章「炭素繊維材料の基本概念および力学特性」では、道路橋 RC 床版の補修・補強に用いられる連続繊維シートの種類や分類、力学特性を述べる。また、連続繊維シートを用いた補強工法における一般的な施工法を示すとともに、本研究で使用する CFS および施工の合理化を目的とした新材料である CFSS の特徴や施工の合理化について述べる。

第4章「CFS全面接着・CFSS格子接着補強したRC床版の耐疲労性の評価」では、CFS 全面接着補強および CFSS 格子接着補強における補強効果および耐疲労性を評価するため、コンクリートの圧縮強度および寸法の異なる 3 タイプの RC 床版供試体を製作した。実験では、それぞれの供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、コンクリートの圧縮強度の影響および寸法効果が耐疲労性に及ぼす影響について考察する。

第5章「CFS全面接着補強RC床版の耐疲労性の評価および各種劣化要因を適用したS-N曲線式」では、第 4 章での輪荷重走行疲労実験は乾燥状態で実験を行い、等価走行回数を評価したが、この等価走行回数を基に残存寿命を推定すると過大評価となる傾向がある。そこで、第 4 章で得られた等価走行回数に、CFS 全面接着補強後の性能低下を考慮した D-N 曲線式および湿潤状態などの各種劣化要因を適用した補強等価走行回数を算定し、残存寿命、再劣化に対する補強時期を推定する S-N 曲線式を提案する。

第6章「実橋RC床版の寿命予測との整合性」では、第 5 章で提案された S-N 曲線式を用いて、高度経済成長期に建設された当時の設計基準(1964 年)から現行示方書(2012 年)までの改訂年度ごとに設計された RC 床版の耐用年数および RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の残存寿命および再劣化に対する補強時期の推定を行う指針を示した。

第7章「道路橋RC床版の予防保全型維持管理におけるサイクル補強」では、道路橋を 100 年間維持するための「予防保全型維持管理計画」において数回の補強対策が計画され、RC 床版においても、数回の補強対策が計画されていることから、疲労損傷を与えた RC 床版供試体に対して 1 次補強を施し、次に、再劣化に対応する損傷を与えて 2 次補強した RC 床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、累積等価走行回数を算定し、サイクル補強における耐疲労性を評価し、RC 床版を 100 年間維持するための補強対策の

一助とする。

第8章「総括」では、各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果としている。すなわち、本研究により道路橋 RC 床版に対する CFS 全面接着補強および CFSS 格子接着補強は、耐荷力性能と耐疲労性の向上を図るために有用な補強法であることを実験によって検証することができた。また、環境条件および設計基準を考慮した S-N 曲線式を提案することにより道路橋 RC 床版の余寿命の推定が可能となり、2 次補強まで補強対策を講じることで 100 年間道路橋を維持させる長寿命化修繕計画に一助とする。

参考文献

- 1.1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の寿命推計に関する調査研究，国総研資料，第 223 号，2004.
- 1.2) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，2011.
- 1.3) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の計画的管理に関する調査研究－橋梁マネジメントシステム(BMS)，2009.
- 1.4) 千葉県：千葉県長寿命化修繕計画報告書，2010.
- 1.5) 阪神高速道路公団，阪神高速道路管理技術センター：道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性，1991.
- 1.6) 星島時太郎，太田黒博文，坂井広道，松井繁之：損傷した道路橋床版の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究，橋梁と基礎，pp.1-6，1998.
- 1.7) 澤野利章，阿部忠，徐銘謙，木田哲量，西林聖武：CFS 補強 RC 床版の補強効果および押抜きせん断耐荷力評価式，材料，Vol.56 No.10，pp.42-49，2007.
- 1.8) 阿部忠，木田哲量，澤野利章，小森篤也，樋田俊一：積層数の異なる CFS 接着補強 RC 床版の合成面のせん断強度および力学特性，第 57 回理論応用力学講演会講演論文集，pp.230-231，2008.
- 1.9) Tadashi Abe, Tetsukazu Kida, Toshiaki Sawano, Atsuya Komori and Syuniti Hida : Reinforcement Effect and Mechanical Characteristics of CFS Reinforced RC Slabs with Different Number of Layers, THEORETICAL AND APPLIED MECHANICS JAPAN, Vol.57, pp.105-112, 2009.
- 1.10) Ming-Chien Hsu, Tetsukazu Kida, Tadashi Abe, Toshiaki Sawano and Yoshitaka Ozawa : Modified Bending Moment Capacity Equation for CFS Reinforced RC Beam Compared with FEM and Theoretical Results, THEORETICAL AND APPLIED MECHANICS JAPAN, Vol.57, pp.57-65, 2009.
- 1.11) 阿部忠，木田哲量，元燦豪，小森篤也：CFS 補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価および維持管理：セメント・コンクリート論文集，No.65，pp.493-500，2012.
- 1.12) 元燦豪，阿部忠，高野真希子，小森篤也：CFS 接着補強 RC 床版の耐疲労性の評価および S-N 曲線式の提案，構造工学論文集，Vol.59A，pp.1075-1083，2013.
- 1.13) 小森篤也，小林朗，阿部忠，秀熊佑哉：RC 床版の劣化予測と補修・補強技術－道路橋 RC 床版の連続繊維補修材料について－，第 44 回日本大学生産工学部学術講演会，pp.425-428，2011.
- 1.14) 小林朗，小森篤也，阿部忠，高野真希子：橋梁長寿命化修繕計画における RC 床版の補強対策：FRP を用いた道路橋 RC 床版補強の現状と長寿命化対策，第 43 回日本大学生産工学部学術講演会，pp.41-44，2010.
- 1.15) 角田与史雄，井藤昭夫，藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押し抜きせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.229，pp.105-115，1974.

- 1.16) 倉田宗章, 園田恵一郎, 実松秀夫, 竹村康弘: 既設道路 RC 床版の疲労破壊実験と疲労破壊機構に関する一考察, 第 22 回構造工学シンポジウム, pp.63-70, 1972.
- 1.17) 前田幸雄, 松井繁之: 鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式, 土木学会論文報告集, No.348, pp.133-141, 1984.
- 1.18) 佐藤修治, 庄中憲, 井口忠司, 谷倉泉, 檜貝勇: 23 年間供用された鋼道路橋 RC 床版の押し抜きせん断耐力, 土木学会第 48 回年次学術講演会, I-68, pp.284-285, 1993.
- 1.19) 前田幸雄, 松井繁之, 小島一雄, 西木祐司: 道路橋 RC 床版の疲労破壊特注について, 土木学会関西支部昭和 51 年度年次学術講演会概要集, I-46, 1976.
- 1.20) 岡田清, 岡村宏一, 園田恵一郎, 島田功: 道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれ損傷と疲労性状, 土木学会論文報告集, 第 321, pp.49-61, 1982.
- 1.21) 前田幸雄, 松井繁之: 輪荷重移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究, 第 6 回コンクリート工学年次講演会論文報告集, pp.221-224, 1984.
- 1.22) 園田恵一郎, 今井宏典, 堀川都志雄, 船越博行: 輪荷重の反復の下での RC 床版の挙動, 第 6 回コンクリート工学年次講演会論文報告集, pp.649-652, 1984.
- 1.23) 川口昌宏, 川口隆, 原田浩二, 高橋三雅: 模型橋梁床版の疲労実験と余寿命診断の試み, 土木学会論文集, 第 380 号, I-7, pp.283-292, 1987.
- 1.24) 阿部忠, 木田哲量, 澤野利章, 水口和彦, 近藤崇: 走行振動試験装置の性能検証に関わる RC はりの走行実験研究, 日本大学生産工学部研究報告, 第 34 巻, 第 2 号, pp.1-10, 2002.
- 1.25) 土木学会: 道路橋床版の要求性能と維持管理技術, 鋼構造委員会, 道路橋床版の合理化検討小委員会, 2008.
- 1.26) 関口幹夫, 長屋優子, 横山広, 大西弘志, 上條崇, 堀川都志雄: ゴムタイヤ式輪荷重走行疲労試験機による RC 床版のはり幅の検討, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp.1521-1528, 2009.
- 1.27) 阿部忠, 木田哲量, 星埜正明, 加藤清志, 徐銘謙: 走行振動荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究, 土木学会論文集, No.808/I-74, pp.33-45, 2006.
- 1.28) 松井繁之: 移動荷重を受ける道路橋 RC 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.
- 1.29) 阿部忠, 木田哲量, 徐銘謙, 澤野利章: 道路橋 RC 床版の押し抜きせん断耐荷力評価式に関する研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.199-207, 2007.
- 1.30) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 川井豊: 走行荷重が作用する道路橋 RC 床版の押し抜きせん断耐力評価式, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1468-1477, 2009.
- 1.31) 松井繁之: 橋梁の寿命予測, 安全工学, Vol.30, No.6, pp.432-440, 1991.
- 1.32) 園田恵一郎, 堀川都志雄: 輪荷重の反復作用下での道路橋 RC 床版の低サイクル疲労特性, 土木学会論文報告集, 第 390 号, V-8, pp.97-106, 1988.
- 1.33) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.

- 1.34) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊: 道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集 A1, Vol.67, No.1, pp.39-54, 2011.
- 1.35) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 川井豊: 輪荷重走行疲労実験における車輪寸法が RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響および評価法, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1305-1315, 2011.
- 1.36) 川井豊, 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子: 道路橋 RC 床版の S-N 曲線に関する一考察, 土木学会第 7 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.263-268, 2012.
- 1.37) 児玉孝喜, 後藤和満, 加形護, 近藤充志: 併用下における SFRC による鋼床版の疲労対策: 橋梁と基礎, pp.30-38, 2006.
- 1.38) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 小森篤也, 児玉孝喜: 輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1270-1281, 2010.
- 1.39) (財)高速道路調査会: 上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995.
- 1.40) 土木学会: 道路橋床版の維持管理マニュアル, 鋼構造委員会, 道路橋床版の維持管理評価に関する検討小委員会, 2012.
- 1.41) 土木研究所: 炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案), コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告(Ⅲ), 1999.
- 1.42) 横山和昭, 佐藤貢一, 日野伸一: 下面増厚した RC 床版のせん断補強効果と疲労耐久性の評価に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.4, pp.768-779, 2007.
- 1.43) 小森篤也, 阿部忠, 水口和彦, 荒添正棋: FRP 格子筋を用いた床版下面増厚補強の耐疲労性評価, 第 57 回日本学術会議材料工学連合講演会講演論文集, pp.65-66, 2013.
- 1.44) 中谷昌一, 内田賢一, 西川和廣, 神田昌幸, 宮崎和彦, 川間重一, 松尾伸二: 道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 国総研資料, 第 28 号, 2002.
- 1.45) 高井剣, 松井繁之, 森成道, 小林朗: 炭素繊維シートによる床版補強に関する研究, 土木学会第 50 回年次学術講演会, I-163, pp.326-327, 1995.
- 1.46) Makiko Takano, Tadashi Abe, Tetsukazu Kida, Akira Kobayashi, Atsuya Komori: Fatigue Characteristics of CFS-Reinforced RC slabs Sustaining Running Vibration Loads and Running Constant Load, THEORETICAL AND APPLIED MECHANICS JAPAN, Vol.58, pp.31-39, 2010.
- 1.47) 西弘明, 今野久志, 三田村浩, 佐藤京, 表真也, 横山博之, 中村直久, 高玉波夫, 宮本修司: 積雪寒冷地における性能低下を考慮した構造物の耐荷力向上に関する研究, 土木研究所研究成果, 2010.

第 2 章 道路橋RC床版の現状および点検要領

2.1 はじめに

道路橋 RC 床版は、自動車の大型化、交通量の増大、過積載車の走行により、ひび割れ損傷が床版に多く発生している。また、遊離石灰や鉄筋には錆が見られる。さらには陥没に至っている床版もある^{2.1), 2.2)}。特に、1955 年から 1973 年の高度経済成長期に建設された道路橋は老朽化に加え、2012 年改訂の道示^{2.3)}で設計された床版と比べると、床版厚が薄く、鉄筋量も少ない。さらに鉄筋には丸鋼が使用されていることから損傷が著しい。これらの RC 床版については喫緊に補修・補強を施し、延命化を図る対策が必要となる。また、RC 床版を建設後 100 年間維持するための管理計画、すなわち「予防保全型維持管理計画」を適切に行う必要がある。これらのことから、国土交通省^{2.4), 2.5)}では 2004 年に橋梁点検要領(案)^{2.4)}(以下、点検要領(案)とする)を発行し、地方公共団体を中心に橋長 15m 以上および重要路線に建設された橋梁に対して点検が開始された。そして、2007 年(2007 年~2011 年度)には、延命化を図ると同時に予算の平準化を図るために「道路橋長寿命化修繕計画事業」を策定し、これに基づいて都道府県および政令都市で「道路橋長寿命化修繕計画」を立案し、その結果が報告されている^{2.6)}。現在(2007 年~2013 年度)は市町村でも実施している。橋梁点検結果によると最も損傷が著しい橋梁部材は RC 床版であり、修繕費用の 47%を占めている県もある^{2.6)}。よって、道路橋 RC 床版を建設後 100 年間維持するための補強対策および維持管理が重要な課題となっている。

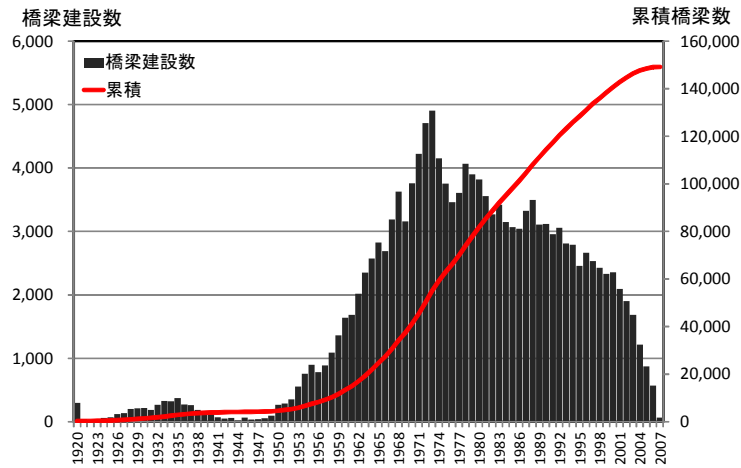
第 2 章では、現在の道路橋 RC 床版の現状および道路橋 RC 床版を建設後 100 年間維持するための「道路橋長寿命化修繕計画」の概念を述べるとともに点検要領(案)および維持管理マニュアル^{2.7)}に基づく道路橋の点検・調査の要領を示す。また、現在の道路橋 RC 床版と損傷区分および劣化の関連性を示し、RC 床版の補修または補強対策の必要性について述べるとともに、現在採用されている主な補修・補強法を記述する。

2.2 RC床版の現状および道路橋予防保全型維持管理計画の概念

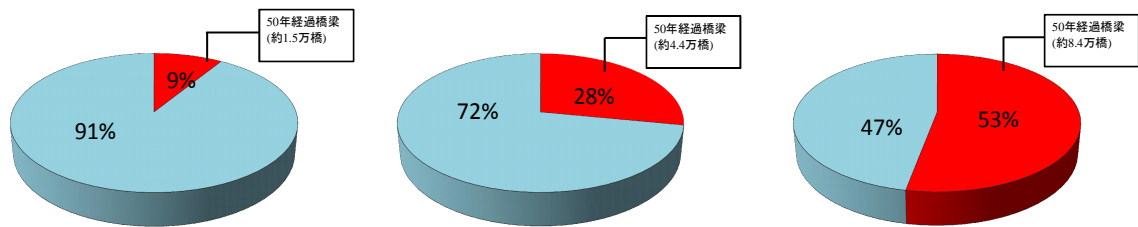
2.2.1 日本における一般道路の橋梁数

日本における一般道路の橋梁数は 2010 年 4 月現在で 66 万橋ある。その内、長寿命化修繕計画で対象としている橋長 15m 以上の橋梁数は 15.7 万橋である。ここで、橋長 15m 以上の建設年度別橋梁数を図 - 2.1 に示す。また、建設後 50 年を経過する橋梁数の推移(橋長 15m 以上)^{2.8)}を図 - 2.2 に示す。

建設後 50 年を経過する橋梁数は 1.5 万橋、約 9%である。今後、10 年後には約 4.4 万橋、約 28%、20 年後には約 8.4 万橋、全橋梁数の 53%に増加すると推定されている。20 年後には一般的な橋梁の寿命と言われる建設後 50 年を超える橋梁が半数以上を占めることから、橋梁を管理する地方公共団体では架け替えも含めた修繕費用の増大が懸念されている。一方、橋長 15m 未満の橋梁数は約 50.8 万橋であり、全橋梁数の 77%を占



図－ 2.1 建設年度別橋梁数(橋長 15m 以上)^{2.9)}



(1) 2011 年

(2) 2021 年

(3) 2031 年

図－ 2.2 建設後 50 年を経過する橋梁数の推移(橋長 15m 以上)^{2.10)}

めている。今後、橋長 15m 未満の橋梁点検および道路橋長寿命化修繕計画の立案が必要となる。

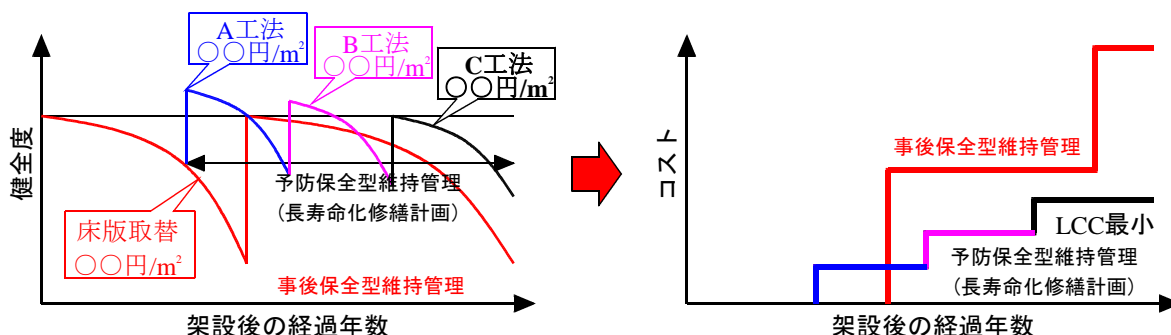
以上のように、建設後 50 年を越える、老朽化する橋梁数は 2031 年には 53%に達する。また、現行の 2012 年改訂の道示^{2.3)}と建設当時の設計基準(1964 年, 1973 年, 1980 年改訂の道示)と比較すると、設計活荷重が 80kN から 100kN へと増大された。さらに、床版厚、鉄筋量が不足している。よって、旧示方書により設計された RC 床版は耐荷力性能および耐疲労性の向上を図り、建設後 100 年間維持するための延命化を図るための補強法の提案および維持管理計画の立案が必要となる。

2.2.2 道路橋長寿命化修繕計画事業の概念

国土交通省は 2007 年に、一般道路の橋梁を対象とした点検要領(案)を示し、道路橋を維持管理する地方公共団体では、一斉に橋梁点検が開始された。そして、2009 年に「道路橋長寿命化修繕計画事業」を策定した。これに伴って、都道府県および政令都市では、橋長が 15m 以上の橋梁を対象に、橋梁点検結果から部位ごとに損傷区分を区分し、健全性を評価し、建設後 100 年間維持するために、損傷が軽微な段階で修繕を繰り返す補修・補強法が計画されるとともに、LCC を算定し、修繕に関わる費用の平準化を図る「道路橋長寿命化修繕計画」が実施され、その計画が報告されている^{2.6)}。現在、2013 年度までに市町村を対象に「道路橋長寿命化修繕計画(以下、長寿命化修繕

計画とする)」が実施されている。

ここで、長寿命化修繕計画における「事後保全型維持管理計画」と「予防保全型維持管理計画」における健全度と架設後の経過年数の関係およびコストと経過年数の関係図－2.3に示す^{2.6)}。



(1) 健全度と架設後の経過年数の関係

(2) コストと架設後の経過年数の関係

図－2.3 健全度およびコストと経過年数の関係^{2.6)}

事後保全型維持管理計画では、図－2.3(1)に示すように、橋梁の損傷が顕在化した時期に、大規模な補強工事や部材の取り替え、あるいは橋の架け替えを行う。事後保全型維持管理計画を実施した場合は、図－2.3(2)に示すように費用が膨大となる。また、事後保全型維持管理計画の場合は、大規模な工事となることから長期間の通行止めが必要となり、その地域の経済にも大きく影響するものと考えられる。これに対して、定期的に橋梁を点検し、健全度を評価し、損傷が軽微な段階で補修・補強を繰り返し行い、橋梁の架け替えも含めた予防保全型維持管理計画では、小規模な補修・補強を繰り返すことから、図－2.3(2)に示すように修繕費用が大幅に低減されることになる。よって、地方公共団体では、団体が管理する橋梁数に対して、修繕や架け替えも含めたLCCを算定し、予算を平準化した長寿命化修繕計画が立案されている^{2.6)}。

2.3 道路橋RC床版の疲労損傷メカニズムおよび点検要領

本研究の目的の一つは、橋梁部材の中で最も損傷が著しい道路橋RC床版の補強法および維持管理計画における最適補強サイクルを見出す研究である。よって、点検要領(案)に示す道路橋RC床版の点検内容、損傷状況による損傷区分および土木学会「コンクリート標準示方書[維持管理編]」^{2.11)}に示す劣化過程との関連性について述べる。







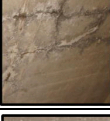
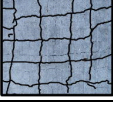

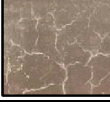



2.3.1 橋梁の点検・調査における損傷区分の判定^{2.4)}

国土交通省の点検要領(案)には、RC床版の損傷状況と損傷区分の関係を以下のように示している。RC床版の点検項目は①ひび割れ幅、②はく離・鉄筋の露出、③漏水・遊離石灰であり、それぞれの点検項目ごとに損傷区分を示すと、軽微な段階では損傷区分a、損傷が著しくなるにつれ損傷区分がb, c, d, eとしてランク付けしている。

一方、土木学会^{2.11)}では、劣化過程をランク付けしている。すなわち、損傷が軽微な

段階を潜伏期とし、損傷が著しくなるにつれて進展期、加速期、劣化期としている。それぞれの損傷状況と損傷区分の関係および土木学会^{2.11)}が示す劣化過程、玉越ら^{2.12)}が提案する累積損傷度を表-2.1に示す^{2.13)}。

表-2.1 点検要領(案)に示すRC床版の損傷区分と損傷状況^{2.12), 2.13)}

| 損傷区分 | ひび割れ幅に着目した程度 | 損傷状況 | 累積損傷度 $D=N/N_f$ | はく離・鉄筋露出に関する一般的状況 | 損傷状況 | 漏水・遊離石灰に関する一般的状況 | 損傷状況 |
|------|------------------------------------|---|----------------------|-------------------------|---|---|---|
| a | ひび割れは主として1方向のみで、最小ひび割れ間隔が概ね1.0m以上 |  | $D < 0.10$ | 損傷なし |  | 損傷なし |  |
| | ひび割れ幅が0.05mm以下(ヘアクラック程度) | | | | | | |
| b | 1.0m~0.5m, 1方向が主で直角方向は従、かつ格子状ではない。 |  | $0.10 \leq D < 0.20$ | | | | |
| | 0.1mm以下が主であるが、一部に0.1mm以上も存在する。 | | | | | | |
| c | 0.5m程度, 格子状直前のもの |  | $0.20 \leq D < 0.50$ | はく離のみが生じている。 |  | ひび割れから漏水が生じているが、錆汁や遊離石灰がほとんど見られない。 |  |
| | 0.2mm以下が主であるが、一部に0.2mm以上も存在する。 | | | | | | |
| d | 0.5m~0.2m程度, 格子状に発生 |  | $0.50 \leq D < 0.75$ | 鉄筋が露出しているが、鉄筋の腐食は軽微である。 |  | ひび割れから漏水が生じているが、錆汁はほとんど見られない。 |  |
| | 0.2mm以上が目立ち部分的な角落ちもみられる。 | | | | | | |
| e | 0.2m以下, 格子状に発生 |  | $0.75 \leq D < 0.80$ | 鉄筋が露出しており、鉄筋が著しく腐食している。 |  | ひび割れから著しい漏水や遊離石灰が生じている。あるいは漏水に著しい錆汁の混入が認められる。 |  |
| | 0.2mm以上がかなり目立ち連続的な角落ちが生じている。 | | | | | | |
| — | | | $0.8 \leq D < 1.0$ | | | | |

2.3.2 ひび割れ損傷と累積損傷度の関係

(1) 破壊走行回数

RC床版の疲労劣化の予測には、RC床版のS-N曲線式から破壊走行回数 N_f が算出される。よって、破壊走行回数 N_f は式(2.1)として与えられる^{2.7)}。

$$N_f = 10^\beta \quad (2.1)$$

$$\beta = [\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\} / m] \quad (2.1-1)$$

ここで、 N_f ：破壊走行回数(回)、 S ：S-N曲線におけるS値、 m ：S-N曲線の傾きの絶対値の逆数、 P ：基準荷重(kN)、 P_{sx} ：RC床版の押抜きせん断耐荷力(kN)

RC床版の破壊に至る耐用年数は、破壊等価走行回数を道示^{2.3)}に規定する大型自動車の1日1方向当たりの計画交通量で除することで算出される。よって、耐用年数は式(2.2)として与えられる。

$$\text{耐用年数} = \text{破壊等価走行回数} / (\text{1日1方向の計画交通量} \times 365 \text{日}) \quad (2.2)$$

(2) 累積損傷度

累積損傷度 D と劣化過程の関係について玉越ら^{2,12)}は、疲労破壊に至る走行回数 N_f と累積される走行回数 N_D の比を累積損傷度 D とし、累積損傷度 D はマイナーの線形累積疲労被害則により、式(2.3)として与えられている。

$$D = N_D/N_f \quad (2.3)$$

ここで、 D ：累積損傷度， N_D ：走行回数(回)， N_f ：疲労破壊に至る走行回数(回)

劣化過程と累積損傷度 D の関係は、表－ 2.1 に示すように、潜伏期は $D=0.1\sim 0.2$ ，進展期が $D=0.2\sim 0.5$ ，加速期(前期)が $D=0.5\sim 0.75$ ，加速期(後期)が $D=0.75\sim 0.80$ ，劣化期が $D=0.8\sim 1.0$ としている。RC 床版の損傷状況による各劣化過程に達するまでの推定する走行回数 N は、破壊走行回数 N_f に累積損傷度 D を乗じることで算定できる。よって、劣化過程に達するまでの走行回数は、式(2.4)として与えられる。

$$N = D \times N_f \quad (2.4)$$

ここで、 N ：劣化過程に達するまでの走行回数(回)， D ：累積損傷度(表－ 2.1)， N_f ：疲労破壊に至る走行回数(RC 床版の S-N 曲線式から算定される破壊に至る走行回数)(回)

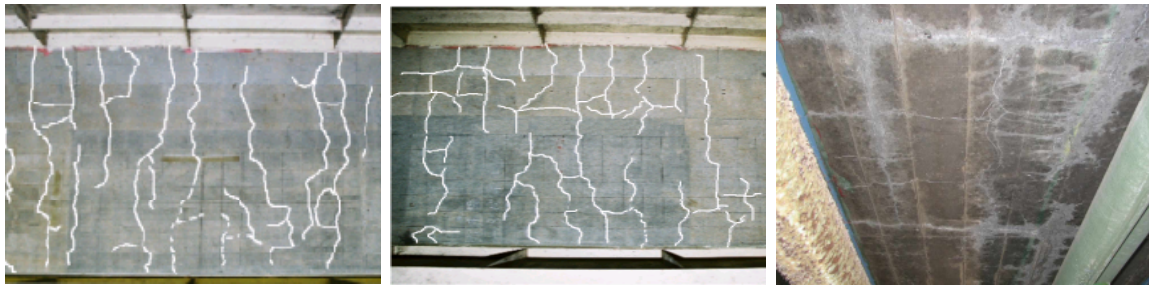
なお、現状における点検要領(案)では、ひび割れによる損傷を主として点検され、余寿命が推定されているが、実橋における RC 床版は、はく離や鉄筋が露出し、さらに橋面防水工が施されていない RC 床版は漏水や遊離石灰が発生している。すなわち、複合劣化を考慮した点検要領および累積損傷度 D が必要になるものと考えられる。

2.4 道路橋RC床版の損傷状況および損傷区分，劣化過程

橋梁点検結果によると、橋梁部材の中で最も損傷が著しいのは、走行車両の荷重を直接に受ける RC 床版である。RC 床版の損傷を大きく分類すると①大型車両の混入率の高い路線の道路橋 RC 床版，②海岸線付近の重要路線に建設された RC 床版，③積雪寒冷地域の RC 床版であり、それぞれ特徴のある損傷である。

2.4.1 大型車両の混入率の高い路線の道路橋RC床版

大型車両の混入率の高い路線の道路橋 RC 床版は、大型車両の交通量の増大、過積載車両の通行による疲労損傷が主である。ここで、大型車両の混入率の高い路線の道路橋 RC 床版の損傷状況の事例を写真－ 2.1 に示す^{2.6), 2.14)}。



(1) 1 方向ひび割れ (2) 2 方向ひび割れ (3) 2 方向ひび割れと遊離石灰
 写真－ 2.1 大型車両の混入率の高い路線の道路橋 RC 床版の損傷事例^{2.6), 2.14)}

写真－ 2.1(1)は、高速道路の橋梁床版であり、1971年に開通し、供用開始から27年経過した時点の損傷状況である。この床版は、伸縮継手を通過した付近であり、大型車両の変動荷重が最も著しく、そのために1方向のひび割れが発生している。ひび割れの発生状況は橋軸直角方向、すなわち主鉄筋配置位置に10cmから30cm程度の間隔で発生し、一部に軸方向にもひび割れが発生している。また、主げた直上からハンチ部にもひび割れが発生していることから貫通ひび割れ、すなわち、このRC床版は既にはり状化しているものと考えられる。表－ 2.1に示す損傷区分はc、土木学会が示す劣化過程は進展期に相当する損傷状況である。また、写真－ 2.1(2)は、同橋梁の床版であり、高速道路出口付近の損傷状況である。ひび割れ間隔は20cmから40cmで発生し、格子状を形成している。なお、橋面防水工が施されていることから両床版下面には遊離石灰が見られない。表－ 2.1に示す損傷区分はc、すなわち進展期に相当する損傷である。次に、写真－ 2.1(3)は、一般道の橋梁床版であり、2方向のひび割れが発生し遊離石灰が沈着している。表－ 2.1に示す損傷区分によると、ひび割れのみの損傷から判定すると損傷区分はc、すなわち進展期に相当する損傷である。しかし、表－ 2.1に示す漏水・遊離石灰の判定では損傷区分dに相当する。よって、疲労損傷と漏水・遊離石灰の発生などが複合されることにより損傷度はd、すなわち加速期(前期)に相当する損傷であると考えられる。

2.4.2 海岸線付近の重要路線に建設されたRC床版の損傷状況

海岸線付近の重要路線に建設された橋梁のRC床版は、大型車両の走行による疲労損傷に加え、飛来塩分により塩害の影響を受けている。ここで、大型車両の疲労損傷と飛来塩分による塩害を受けたRC床版の損傷状況の事例を写真－ 2.2に示す^{2.6), 2.15)}。

海岸線付近の重要路線に建設され、かぶり不足により鉄筋が露出したRC床版は、写真－ 2.2(1)に示すように、鉄筋に発錆が見られる。また、ひび割れから漏水し、遊離石灰が発生している。劣化過程は鉄筋が露出し、さらに漏水により遊離石化が発生しているなど複合損傷を受けている。よって、損傷区分はd、劣化過程は加速期(後期)に相当する損傷である。次に、写真－ 2.2(2)に示すRC床版は、漏水と遊離石灰が発生し、一部に錆汁が見られ、内部鉄筋に発錆が見られる。よって、詳細な点検が必要となるが点検要領(案)に示す損傷区分はd、劣化過程は加速期(後期)から劣化期に相当する損



(1) 鉄筋の露出 (2) 錆汁の沈着 (3) 内部鉄筋の発錆
 写真－ 2.2 海岸線付近の重要路線に建設された RC 床版の損傷状況^{2.6), 2.15)}

傷である。次に、写真－ 2.2(3)は、建設後 47 年間供用された橋梁の RC 床版であり、劣化期を迎え、撤去された RC 床版である。この RC 床版は 1963 年に建設された床版であることから、鉄筋には丸鋼が使用されている。1985 年に耐荷力性能の向上を図るために SFRC で上面増厚され、1982 年に塩害対策として床版下面にポリマーセメントライニングが施されている。しかし、撤去時の RC 床版下面には錆の発生は見られないものの、床版内部の鉄筋には全てに発錆が見られ、さらに付着切れが生じている。また、SFRC 上面増厚界面が全面にわたり、はく離が見られた。よって、目視点検では、損傷区分は d、劣化過程は加速期(後期)に相当するが、内部診断では劣化期に相当する RC 床版である。今後は加速期(後期)に相当する床版は、劣化状態を適切に診断する必要がある。

2.4.3 積雪寒冷地域に建設されたRC床版の損傷状況

積雪寒冷地域に建設された RC 床版は、大型車両の走行が少ないにも関わらず損傷が著しい。ここで、積雪寒冷地域に建設された RC 床版の損傷状況の事例を写真－ 2.3 に示す^{2.16), 2.17)}。

積雪寒冷地域の RC 床版は、大型車両の繰り返し走行による疲労損傷に加え、融雪剤の散布による塩害と凍害の影響を受け、建設後 30 年程度で撤去されている事例もある^{2.17)}。写真－ 2.3(1)は、舗装にポットホールや亀裂が発生し、RC 床版上面は融解時に湿潤状態となり、輪荷重の走行によりセメント成分が溶出し、骨材が露出している。写真－ 2.3(2)は、さらに走行の繰り返しにより、かぶりコンクリートがスケーリングしている。この状態での点検要領(案)に示す損傷区分は e、劣化過程は劣化期に相当し、補強も困難となる。橋梁点検においては、積雪寒冷地域の RC 床版は、アスファルト舗装が敷設されていることから点検時において損傷を発見するのは困難となる。したがって、損傷が確認された時点では劣化期相当の損傷に至っている。次に、写真－ 2.3(3)は、写真－ 2.3(2)の下面である。疲労損傷と RC 床版上面のスケーリング時に発生するセメント成分が貫通ひび割れを通して、床版下面に沈着している。ここで、断面方向の損傷状況の事例を写真－ 2.3(4)に示す。アスファルト舗装の界面からかぶりコンクリートが凍結・融解作用により、セメント成分が溶出して、砂利化に至っている。写真－ 2.3(5)は、融雪剤の散布により鉄筋に発錆が見られる。写真－ 2.3(6)においても、



(1) 床版上面の骨材露出 (2) かぶりコンクリートのスケーリング (3) 遊離石灰の発錆



(4) かぶりコンクリート (5) 融雪剤散布による塩害 (6) 圧縮鉄筋まで砂利化の砂利化

写真－2.3 積雪寒冷地域に建設された RC 床版の損傷状況^{2.16), 2.17)}

アスファルト舗装が敷設されているが、舗装部が健全であるにも関わらず、かぶりコンクリートから圧縮鉄筋の下縁まで砂利化に至っている。いずれの RC 床版においても 30 年程度で撤去されている。

以上より、積雪寒冷地域の RC 床版は交通量が少ないにも関わらず、融雪剤の散布による塩害、凍結・融解の繰り返しによるスケーリングや砂利化に至っている。したがって、橋梁点検においては、早期の上面損傷の発見が重要となる。

2.5 RC床版の各種補修・補強法

道路橋 RC 床版の補修・補強法は、大きく分けて、通行止めを必要とする上面からの補修・補強法と通行止めを必要としない床版下面からの補修・補強法に大別される。ここでの補修法とは、設計された当時の機能に回復させるものとし、補強法とは設計当時の機能以上の性能に向上させるものである。道路橋 RC 床版の損傷状況による損傷区分および劣化過程の区分によって、補修・補強対策が示されている^{2.7), 2.18)}。

2.5.1 損傷区分 a, b および劣化過程が潜伏期の RC 床版

RC 床版の損傷区分 a, b, すなわち劣化過程が潜伏期の損傷は、供用開始から 10 数年程度の橋梁床版である。損傷区分 a は損傷が見られないが、5 年ごとの定期点検は必要である^{2.4)}。次に、損傷区分 b の段階では、橋面防水工が施されていない床版は、漏水が見られる場合、下面からの補修法であるひび割れ注入工などを施す。また、舗装打ち替え時には橋面防水工を施すものとする^{2.7)}。

2.5.2 損傷区分cおよび劣化過程が進展期のRC床版

予防保全型維持管理計画では、損傷が軽微な段階で修繕を繰り返す補修・補強対策が計画されている。その目安は、RC床版の損傷状況が損傷区分c、劣化過程が進展期で補強対策が計画されている。この段階で橋面防水工が施されていない床版では橋面防水工やひび割れ注入工などの補修が必要となる。補強対策としては、耐荷力性能および耐疲労性の向上を図るための補強対策を講じる。主な補強対策としては、一般的に、通行止めを必要としない、下面からの補強法が優先される。例えば、炭素繊維材料を用いた下面接着補強、セメント系材料を用いた下面増厚補強、鋼板接着補強が採用されている。

予防保全型維持管理計画では、再劣化に対する点検要領および補修・補強対策、さらには100年間維持管理するための最適な補強サイクルは検討されていないものの、再劣化したRC床版においても損傷区分c、劣化過程が進展期で補修・補強対策が計画され、LCCが算定されている²⁶⁾。

2.5.3 損傷区分dおよび劣化過程が加速期のRC床版

RC床版の損傷区分dおよび劣化過程が加速期(前期)の床版においては、損傷区分cおよび劣化過程が進展期のRC床版と同様な補強対策が行われている。

損傷区分dおよび劣化過程が加速期(後期)の床版は、損傷および劣化も著しいことから緊急対応が必要な床版である。現在は、緊急対応が必要な床版であることから長寿命化修繕計画では短期計画として、各種補強対策が実施されている。補強対策においてはRC床版を詳細に点検し、既設RC床版の材料特性値に関する試験や劣化診断を適切に行い、各種の補強対策を講じる必要がある。また、高野ら²¹⁹⁾は加速期(後期)から劣化期を迎え、供用開始後47年間供用された後、撤去された旧銚子大橋の床版を用いて、上面から接着剤塗布型SFRC上面増厚補強と下面から炭素繊維材料による下面接着補強を併用した補強法で、耐疲労性を評価している。予防保全型維持管理計画では、補強後は損傷が軽微な段階で、再補強対策が検討されている。

2.5.4 損傷区分eおよび劣化過程が劣化期のRC床版

RC床版の損傷が著しく、機能を維持することが困難であるほどの床版、すなわち損傷区分e、劣化過程が加速期(後期)においては、補強後の寿命予測と平行して、床版取り替えの検討も必要となる。現在では、1964年改訂の設計基準で設計されたRC床版は、鉄筋に丸鋼が使用され、現行示方書の基準で設計されたRC床版に対して性能が大きく低下することから補強対策としては、RC床版や合成床版に取り替えられている。1973年改訂の道示では鉄筋に異形鉄筋が使用され、性能も向上することから鉄筋を残して、コンクリートを打ち換える床版打ち換え補強や部分打ち換え補強が検討される。

2.6 RC床版の各種補修法

道路橋RC床版の点検結果による損傷区分および劣化過程ごとに補修・補強法が検討

されている。道路橋 RC 床版における補修は，劣化発生の未然防止，劣化進行の抑制を初期の段階から行うことで，建設当時の性能に回復させるための補修法，さらには，現行示方書が規定する性能を満足するための補修法に区分されている。

2.6.1 ひび割れ補修法^{2.7)}

道路橋 RC 床版は車両の走行により RC 床版に下面のひび割れが発生し，貫通ひび割れから漏水し，遊離石化が沈着している。ひび割れに対する主な補修法にはひび割れ注入工法がある。ここで，2 方向ひび割れと漏水による損傷状況の事例を写真－ 2.1 (3) に示した。ひび割れ注入工法は，写真－ 2.1 (3) に示す 2 方向のひび割れが幅 0.2mm 以上となった場合に，エポキシ系樹脂接着剤やセメント系材料を注入する補修法である。ここで，ひび割れ注入工法の事例を写真－ 2.4 に示す。



写真－ 2.4 ひび割れ注入工法の事例^{2.7)}

ひび割れ注入工法は施工する前にひび割れの幅，ひび割れの今後の進行性の有無などの事前調査に基づいて行う必要がある。また，エポキシ系樹脂やセメント系材料を注入する場合，注入箇所が内部が湿潤状態である場合は，接着不良や施工不良となる可能性が高くなることから，湿潤状態に対応可能な注入材の検討，もしくは対策を考慮しなければならない工法である。

ひび割れ注入工法に主に用いられている材料は，エポキシ樹脂などの有機系，セメント系のポリマーセメントスラリー(低粘度)がある。

2.6.2 橋面防水工^{2.20)}

橋面防水工はアスファルト舗装と既設 RC 床版の界面に防水層を施すことで雨水の浸入や融雪剤などに起因する塩水の浸入を防止する補修法である。例えば，写真－ 2.1 (3) に示す 2 方向ひび割れから漏水に伴う遊離石灰の沈着が見られる。よって，橋面防水工が施されていない RC 床版であることから，補修法としては，アスファルト舗装打ち替え時に橋面防水工を施す必要がある。橋面防水材には，シート系防水材，塗膜系防水材，複合的な防水材，舗装に防水の機能を結合させる防水材などに分けられている。

(1) シート系床版防水層

シート系床版防水層は，ポリエステル系不織布や織布，ガラス繊維などに改良アス

ファルトを含浸・被覆させて積層としたシートによる防水材である。施工は接着力を高めるためにプライマーを塗布した床版にシートを貼り付ける方法である。シート系床版防水層は施工方法によって流し貼り付け型，加熱溶着型，常温粘着型の3種類に分類されている。シート系床版防水工の特徴はシートの製造が工場で行われ，管理性が高く，品質が安定している。ここで，シート系防水工の施工事例を写真－2.5に示す。



写真－2.5 シート系床版防水工



写真－2.6 塗膜系防水工

RC床版と防水材との接着は，貼り付け用アスファルトを流し貼りされる時に熱溶着する機構であり，防水材と舗装との接着においても，敷設時のアスファルト混合物の熱と転圧荷重によってシート表面の改質アスファルトとアスファルト混合物が熱溶着する機構である。シートの流し貼りは人力により行われる。

(2) 塗膜系床版防水層

塗膜系床版防水層は，合成ゴムや樹脂などで改質されたアスファルト加熱型，クロロプレンゴムなどで合成ゴムを揮発性溶剤に溶かしたゴム溶剤型，ウレタンなどの合成樹脂を用いた反応樹脂型などがある。ここで，塗膜系防水工の施工事例を写真－2.6に示す。

例えば，アスファルト加熱型とは，合成ゴムや樹脂などで改質されたアスファルトを加熱装置で熔融し，刷毛による塗布や機械散布によって施工される防水層である。塗布あるいは散布された時に床版と熱溶着する。防水材と舗装との接着については，敷設におけるアスファルト混合物の熱と転圧による圧力によって接着する工法である。

2.6.3 RC床版の上面補修法

(1) RC床版上面の損傷状況

RC床版の上面損傷は，舗装が敷設されていることから，橋梁点検においては損傷が顕在化した時に発見され，事後的な補修が行われている。ここで，道路橋RC床版の上面損傷の事例を写真－2.7に示す。

RC床版の上面損傷は，アスファルト舗装にポットホール(写真－2.7(1))やひび割れ(写真－2.7(2))が発生している。舗装を撤去すると床版上面はスケーリングしている(写真－2.7(3))。また，貫通ひび割れから水が浸入し，下面に遊離石灰が発生している。特に，積雪寒冷地域のRC床版上面は，凍結・融解により，長期間湿潤状態となる



(1) ポットホール (2) ひび割れ (3) スケーリング

写真－2.7 RC床版の損傷状況の事例^{2.16)}

ことから、車両が繰り返し走行することにより、ノロが発生し、骨材化やスケーリングに至っている場合が多い。したがって、床版上面損傷の点検においては、舗装の損傷を早期発見することが重要となる。また、舗装にポットホールやひび割れが著しく発生している箇所は舗装を撤去し、詳細に点検する必要がある。

(2) RC床版の上面損傷に対する補修方法

RC床版の上面損傷に対する補修事例を写真－2.8に示す。RC床版の上面損傷における部分補修法は、舗装にポットホールやひび割れの発生が見られた場合、アスファルト舗装を切削し、スケーリングしている部分(写真－2.8(1))の脆弱したコンクリートを除去(写真－2.8(2))し、超速硬性無収縮モルタルや超速硬コンクリートなどのセメント系材料で補修を行い(写真－2.8(3))、養生後に防水工、舗装が敷設されている。



(1) 上面劣化 (2) 脆弱部除去 (3) 補修

写真－2.8 RC床版の補修法



(1) 脆弱部除去 (2) 接着剤の塗布 (3) 補修

写真－2.9 接着剤塗布型上面補修法^{2.16)}

しかし、この補修方法は薄層補修であることから既設床版と補修コンクリートの界面にはく離やひび割れや割れなどが発生し、早期に再補修が行われた事例も多い^{2.16)}。一方、RC床版の上面補修法は早期にはく離が生じている。そこで、薄層での上面補修法にはく離を防止するために、接着剤を塗布した上面補修(以下、接着剤塗布型上面補修とする)法が提案され、既に実施工されている^{2.16)}。ここで、接着剤塗布型上面補修法を写真-2.9に示す。

接着剤塗布型上面補修法は、脆弱したコンクリートを除去した後(写真-2.9(1))、エポキシ系接着剤を塗布し(写真-2.9(2))、補修厚さに応じて超速硬性無収縮モルタルや超速硬コンクリートなどのセメント系材料で補修を行い(写真-2.9(3))、養生後に防水工法、アスファルト舗装の敷設を行う。この補修方法は補修界面に接着剤を塗布することで既存床版と補修コンクリートの一体性が確保され、延命効果が期待できるものである。

2.7 RC床版の各種補強方法

道路橋RC床版における補強対策は建設時より高い性能への向上を目標として行い、一般的に活荷重の増加による荷重条件の変化の場合、損傷の進展により耐荷力の低下が著しい場合、劣化予測で設計当時の供用期間も満たすことが不可能な場合などに補強の対策が施されている。現在、主に施されている方法にはRC床版の上面からの補強対策とRC床版の下面からの補強対策に大きく分けられている。RC床版の上面からの損傷では上面増厚補強法、下面からは下面増厚補強法、炭素繊維材料による下面接着補強法、鋼板接着補強法が主な補強方法として用いられている^{2.7)}。

2.7.1 SFRC上面増厚補強法^{2.7), 2.21)}

積雪寒冷地域のRC床版は、大型車両の走行による疲労損傷と凍害の影響により床版上面は骨材の露出やスケーリングが生じている。ここで、積雪寒冷地域のRC床版上面コンクリートのスケーリングの事例を写真-2.3(2)に示した。

既存の上面増厚補強法は、既設RC床版の上面を切削後、研掃を行い、増厚コンクリートを打ち込み、新旧コンクリートを一体化させる補強方法である。また、最近ではRC床版の上面劣化に対する補強方法としてSFRCを用いたSFRC上面増厚補強法が施されている^{2.7), 2.16), 2.21)}。

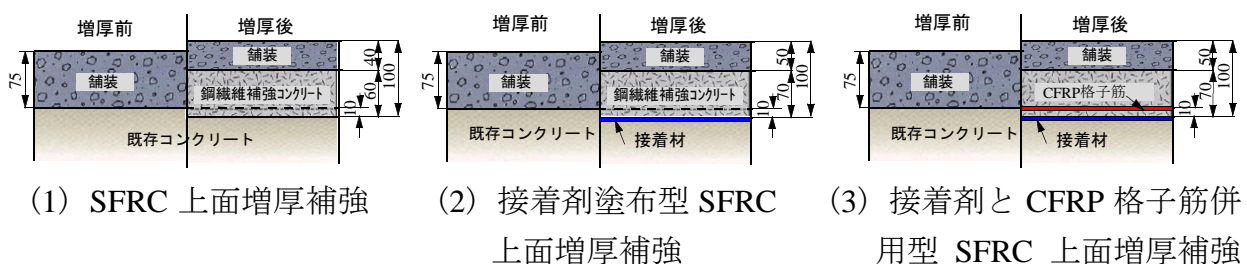


図-2.4 各種上面増厚補強法^{2.7)}

RC 床版の上面増厚補強法には、既存 RC 床版上面を切削・研掃後、直接 SFRC を上面に増厚する補強法と切削・研掃後、既設 RC 床版と SFRC の付着性を高めるために増厚界面に接着剤を塗布した上面増厚補強^{2.22), 2.23), 2.24)}、さらには、SFRC 内に CFRP 格子筋を配置した増厚補強法が提案されている^{2.25)}。ここで、各種上面増厚補強法を図－2.4 に示す^{2.7)}。

(1) SFRC上面増厚補強法^{2.7), 2.16), 2.21)}

SFRC 上面増厚補強法は、1980 年頃から耐荷力性能および耐疲労性の向上を目的として採用された補強方法である。施工手順は、切削機により切削後、研掃を行い、SFRC を直接上面増厚する補強方法である。1980 年当時は付着性を高める目的で増厚界面にせん断筋(RC 床版に 50mm 程度挿入)が配置された事例もある。最近では、付着性を高めるためにショットブラストによる研掃(投射密度 150kg/m²)が行われ、既設 RC 床版と SFRC との付着性を高めている。

使用材料は、鋼繊維を配合したコンクリート(SFRC)が用いられている。一般的に、8 時間程度で交通開放する場合の SFRC のセメントには、材齢 3 時間で設計基準強度(24N/mm²)が確保できる超速硬セメントを使用する。骨材には、最大寸法 15mm の粗骨材、鋼繊維には長さ 30mm の鋼繊維を混入率 1.27Vol.%(100kg/m³)で配合されている。一方、10 日以上通行止めが可能な場合の SFRC のセメントには早強セメントが使用されており、骨材には、最大寸法 15mm の粗骨材が使用されている。

上面増厚補強の最小厚さは、現行示方書の床版厚さで決まる場合と、骨材最大寸法の 2.5 倍から決まる場合がある。骨材最大寸法 20mm では最小厚さは 50mm、骨材最大寸法 15mm では最小厚さは 40mm となる。SFRC 上面増厚補強法は、既設 RC 床版を 10mm 切削して、その上に適切厚さを増厚するものである。耐荷力性能および耐疲労性の向上を図るためには SFRC の増厚全厚は 60mm 必要となる。これは、SFRC 上面増厚補強法においては、増厚界面が早期にはく離し、一体性が失われ、上面増厚部と既設 RC 床版との 2 層床版となることから十分な厚さを確保する必要があるからである。ここで、実施工における SFRC 上面増厚補強事例を写真－2.10 に示す。



(1)床版上面

(2)切削

(3)研掃

(4)SFRC 打設

(5)表面仕上げ

写真－2.10 SFRC 上面増厚補強法^{2.7), 2.16)}

(2) 接着剤塗布型SFRC上面増厚補強法^{2.7), 2.22), 2.23), 2.24)}

SFRC 上面増厚補強法は、大型車両の繰り返し走行に加え、上面から雨水の浸入により、増厚界面に滞水し、はく離が生じている。この問題を解決し、さらに耐疲労性を

高めるために増厚界面には上面増厚専用の接着剤を塗布して、直ちに SFRC を上面増厚する補強(以下、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強とする)法がある。

補強方法は、SFRC 上面増厚補強法と同様に、既設 RC 床版上面を切削機で切削し、ショットブラストによる研掃を行った後、接着剤を平均 1.0mm 厚で塗布して SFRC を上面増厚する補強方法である。また、上面コンクリートが劣化した部分については脆弱部をウォータージェット等で完全に除去した後、接着剤を塗布して SFRC を上面増厚補強する。なお、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法における耐疲労性の評価については、阿部ら^{2.24)}による輪荷重走行試験では、接着剤を全面に塗布することで、塗布しない場合と比較し、輪荷重の等価走行回数が 2.1~3.5 倍程度になり、床版の耐疲労性が向上することが確認されている。また、ウォータージェット等により増厚界面が湿潤状態で接着剤を塗布した場合についても耐疲労性が評価されている。接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、跨線橋の補強法として一部の公共団体で採用され、施工実施もある。また、首都高速においては鋼床版の補強方法としても接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法が採用されている。ここで、実施工における接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法の事例を写真－ 2.11 に示す。



(1) 切削 (2) 研掃 (3) 接着剤塗布 (4) SFRC 打設 (5) 表面仕上げ

写真－ 2.11 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法^{2.7)}

(3) 接着剤とCFRP格子筋併用型SFRC上面増厚補強法^{2.25)}

SFRC 上面増厚補強法においては鉄筋の不足や耐荷力性能の向上を図るために増厚層コンクリート内に鉄筋を配置している。この場合は、増厚層の厚さは 100mm となり、地方公共団体が管理する道路橋 RC 床版においては、死荷重の増大が懸念される。そこで、SFRC 上面増厚補強法と同様な厚さで増厚できる補強法として CFRP 格子筋を配置した上面増厚補強法が提案されている。この補強方法はコンクリート切削・研掃後、接着剤を塗布してから CFRP 格子筋を所定の位置に配置し、SFRC を増厚する補強(以下、接着剤と CFRP 格子筋併用型 SFRC 上面増厚補強とする)法である。この補強法は増厚部が従来工法と同等の厚さで施工できることから、鉄筋を配置する補強方法に比して大幅に軽量化が図られる。この CFRP を配置した補強法は鋼床版の疲労対策として、既に施工実績がある。

以上のように、SFRC 上面増厚補強法において、通常では従来型の SFRC 上面増厚補強法が採用されているが、交通量の多い道路橋 RC 床版や上面劣化が著しい床版においては増厚界面の付着性を高めるために接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強が採用されている。なお、増厚界面に CFRP 格子筋を配置した床版は、鋼床版の増厚補強法として

採用されている。

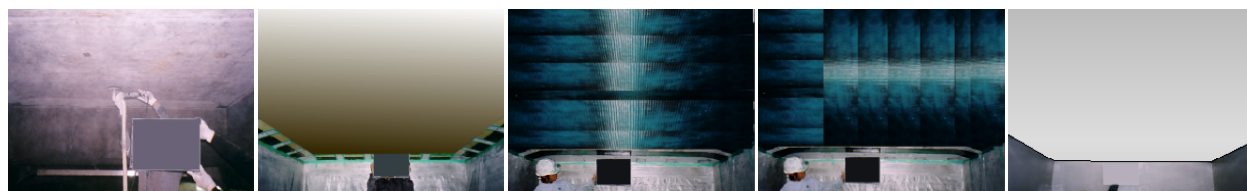
2.7.2 CFS下面接着補強法^{2.7), 2.26), 2.27)}

RC床版には、大型車両の繰り返し作用により2方向ひび割れが発生する。ここで、大型車両の走行による2方向ひび割れの発生状況を写真－2.1(2)に示した。

RC床版の疲労損傷による2方向ひび割れを抑制し、耐疲労性の向上を図る補強方法としてCFS下面接着補強法が採用されている。この補強方法は走行車両の通行止めを必要としないことから最も多く採用されている補強方法である。

(1) CFS下面接着補強法(全面貼り)

CFS下面接着補強法は、施工の合理化・省力化、さらには構造的には曲げによるたわみや応力度の低減、ひび割れの拘束、疲労寿命の向上など多くの利点があり、施工実績も多い。よって、長寿命化修繕計画におけるRC床版の補強方法として最も多く計画されている補強方法である。ここで、施工現場で接着剤を含浸・硬化させて接着するCFS下面接着補強法の施工事例を写真－2.12に示す。



(1)下地処理 (2)プライマー塗布 (3)1層目接着 (4)2層目接着 (5)表面保護

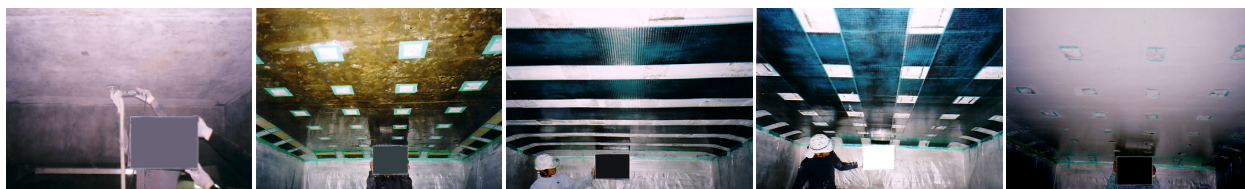
写真－2.12 CFS下面接着補強法の施工事例^{2.7), 2.27)}

CFS下面接着補強法はRC床版下面にCFSを全面接着する補強方法が基本的である。施工手順は、写真－2.12に示すように、RC床版供試体の下面の不純物を除去し、コンクリートサンダーで研磨して平滑に仕上げる(写真－2.12(1))。次に、表面仕上げした後、コンクリートとCFSの付着性を高めるためにプライマーを塗布、含浸させ、12時間以上の養生を行う(写真－2.12(2))。その後、エポキシ系接着剤を塗布し、幅500mmのCFSを軸直角方向に1層目を全面接着し、12時間以上の養生を行う(写真－2.12(3))。同様に、軸方向に2層目を接着する(写真－2.12(4))。最後にCFSを紫外線から保護するためにセメントモルタルで表面保護を行う(写真－2.12(5))。

(2) CFS格子接着補強法(格子貼り)

CFS下面接着補強法(全面貼り)には、床版上面から雨水が貫通ひび割れから侵入し、CFS接着層に滞水することから、CFSを格子状に接着補強(CFS格子接着補強とする)し、格子間からの排水を目的とした補強が行われている。ここで、CFS格子接着補強法の施工手順を写真－2.13に示す。

CFS格子接着補強法の施工手順は、基本的にはCFS下面接着補強法(全面貼り)と同



(1)下地処理 (2)プライマー塗布 (3)1層目接着 (4)2層目接着 (5)表面保護

写真－ 2.13 CFS 格子接着補強法の施工事例^{2.7), 2.27)}

様な手順である。まず、写真－ 2.13 に示すように、RC 床版供試体の下面の不純物を除去し、コンクリートサンダーで研磨して平滑に仕上げる(写真－ 2.13(1))。次に、表面仕上げした後、コンクリートと CFS の付着性を高めるためにプライマーを塗布、含浸させ、12 時間以上の養生を行う(写真－ 2.13(2))。その後、エポキシ系接着剤を塗布し、幅 500mm の CFS を軸直角方向に 1 層目を全面接着し、12 時間以上の養生を行う(写真－ 2.13(3))。同様に、軸方向に 2 層目を接着する(写真－ 2.13(4))。格子間は設計法によっても異なるが床版厚さ程度である。最後に CFS を紫外線から保護するためにセメントモルタルで表面保護を行う(写真－ 2.13(5))。CFS 格子接着補強法は雨水の排出の他に、格子間からひび割れ等の事後観察が可能であることから、橋梁点検が容易となる。

以上のように、CFS による補強方法においては、材料が多種にわたり、施工方法においても各企業によっても異なっている。本研究で示した CFS 下面接着補強法については約 20 年の実績があり、今後、益々普及するものと考えられる。しかし、接着剤等の寿命については追跡調査の結果が少ないことから、今後の課題となる。

2.7.3 下面増厚補強法^{2.7)}

(1) 下面増厚補強法

床版厚の不足やかぶり不足、さらにはコンクリートのはく離など、劣化過程が加速期(後期)に相当する床版は、脆弱したコンクリートを除去し、鉄筋を配置し、吹き付け工法による下面増厚補強法が実施されている。ここで、かぶり不足による鉄筋の露出による損傷事例を写真－ 2.2(1)に示した。

床版の下面増厚補強法は「ポリマーセメントモルタル吹き付け工法」で行い、RC 構造物の耐荷力性能、疲労耐久性能の向上を図る工法である。ポリマーセメントモルタル吹き付けによる下面増厚補強(以下、下面増厚補強とする)法は、RC 構造物で問題となっている高架橋やトンネルの耐荷力向上を目的に補強する対策として開発された工法である。特に、道路橋 RC 床版の交通荷重による疲労や通行車両の大型化に対応するために、補強鉄筋を配置し、ポリマーセメントモルタル増厚で一体化を図る工法である。また、過積載車両による疲労損傷した道路橋 RC 床版や耐荷力不足、設計荷重の変更により、耐荷力向上が必要となった RC 構造物の補修・補強にも適用可能である。下面増厚補強法の施工事例を写真－ 2.14 に示す。

下面増厚補強法の施工手順は、写真－ 2.14 に示すように、下面増厚する範囲(写真－



(1) 損傷状況 (2) 下地処理 (3) 補強鉄筋配置 (4) モルタル吹き付け (5) 完成

写真－ 2.14 下面増厚補強法の施工事例^{2.28)}

2.14(1))の下地処理を行う(写真－ 2.14(2))。さらに、ポリマーセメントモルタルの付着性を高めるため、吸水防止用プライマを塗布し、養生を行う。指触にて乾燥を確認後、鉄筋を取り付けするために φ5mm、長さ 30mm のアンカー穴を穿孔し、その後、増厚界面に鉄筋をアンカーで固定する(写真－ 2.14(3))。鉄筋を取り付けた後、ポリマーセメントモルタルを引張材が見えなくなる程度を吹き付けし(写真－ 2.14(4))、養生を行う。その後、残りの厚さにポリマーセメントモルタルを吹き付けし、養生する。最後に、コテ塗り工法で表面仕上げして、養生を行う(写真－ 2.14(5))。

(2) 接着剤塗布型CFRP格子筋下面増厚補強(新工法)

下面増厚補強法には、鉄筋を配置する工法が一般的であり、この場合に高重量となることから人力での施工は困難である。また、鉄筋を用いた場合は、軸方向、軸直角方向に格子状に配置することから増厚層が厚くなり、死荷重の増大が懸念されている。これらを改善する材料として CFRP 格子筋が開発された。格子間は鉄筋配置間隔とほぼ同等な網目寸法で、厚さが 4mm であるが、鉄筋を格子状に配置した場合と比較し、厚さが薄く、死荷重の軽減が図られる。また、軽量であることから施工性に優れている。CFRP 格子筋はトンネルの増厚にも使用されている。ここで、接着材を塗布し、CFRP 格子筋を配置した下面増厚補強(以下、接着材塗布型 CFRP 格子筋下面増厚補強とする)法における施工手順を写真－ 2.15 に示す。



(1) 切削・研掃 (2) 接着剤塗布 (3) CFRP 格子筋配置 (4) モルタル吹き付け (5) こて仕上げ

写真－ 2.15 接着材塗布型 CFRP 格子筋下面増厚補強^{2.29)}

接着材塗布型 CFRP 格子筋下面増厚補強における施工手順は、写真－ 2.15 に示すように従来型と同様に、切削・研掃までの下地処理(写真－ 2.15(1))を行う。ここで、接着剤と付着性を高めるために、下地処理と平行して CFRP 格子筋に専用プライマーを塗布し、養生を行う。下地処理後、増厚界面に接着剤を塗布し(写真－ 2.15(2))、予め

プライマーを塗布した CFRP 格子筋を RC 床版下面に取り付し，再度，接着剤を塗布する。これ以降の施工手順は，従来工法の接着剤を用いない補強方法と同様の施工手順である。

以上のように，下面増厚補強法においても，従来の鉄筋配置から CFRP 格子筋が用いられ，さらに増厚界面に接着剤を塗布することで，耐久性の向上が図られる補強方法も提案されている。

2.7.4 鋼板接着補強法^{2.7)}

鋼板接着補強法は，RC 床版下面に 4.5mm 程度の薄鋼板をアンカーボルトを利用して取り付けた後，RC 床版と鋼板間に設けた 2~3mm の隙間にエポキシ樹脂を充填して，鋼板と床版の合成効果を発揮させる工法である。この補強方法の採用初期の施工時には，先に床版下面に樹脂を塗布し，次に鋼板を押し付けて接着する圧着工法が取られていたが，現在は充填工法が主流である。後者の方法によると，低圧であるものの樹脂がひび割れ内に徐々に浸透し，もとの RC 床版自体の剛性回復が期待できる利点もある。

この工法は，RC 床版に鋼板を樹脂で接着させるので，鋼板としての曲げ剛性だけではなく，せん断剛性も大幅に向上し，疲労耐久性が大きく改善される工法と言える。輪荷重走行試験装置による疲労実験の事例があるが，設計荷重の 3 倍程度の荷重でも 200 万回の繰り返し載荷に耐えると言う，優れた耐久性が検証されているが，鋼板が腐食することやアンカーボルトの抜けの心配および施工後の損傷の追跡調査が難しくなるなどの問題点が挙げられている^{2.30)}。ここで，鋼板接着工法の概略図を図- 2.5 に示す。

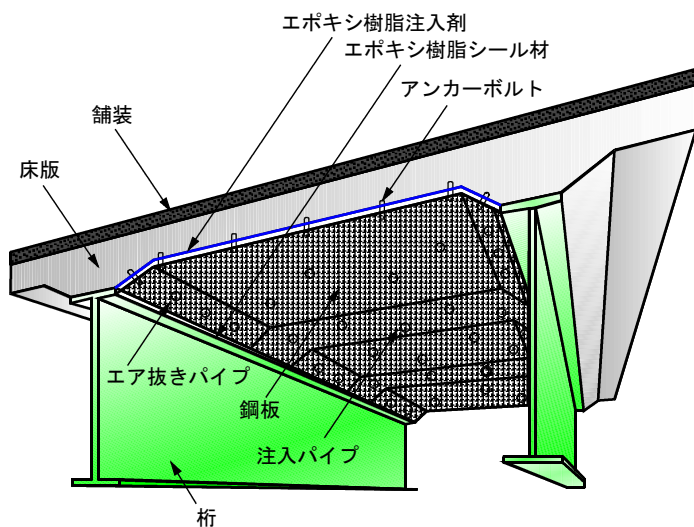


図- 2.5 鋼板接着補強法の概略図



(1) 上面



(2) 下面

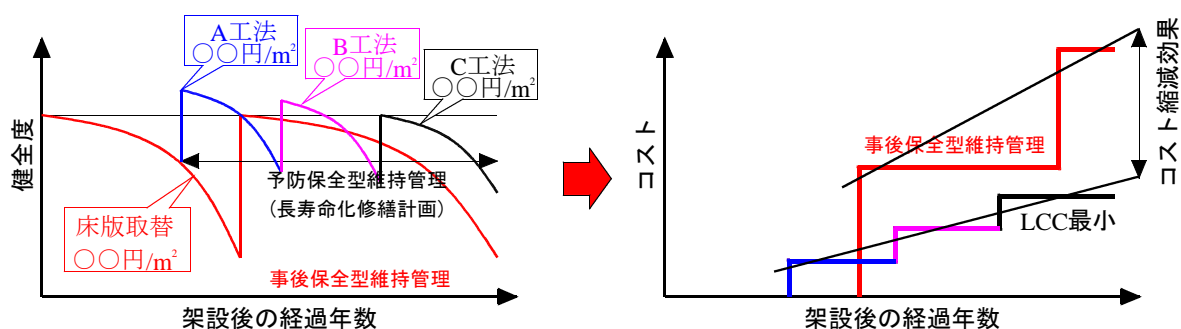
写真- 2.16 鋼板接着補強法の損傷事例^{2.31)}

近年、鋼板接着補強した RC 床版の抜け落ちなどの損傷が発生している。ここで、鋼板接着補強法における損傷事例を写真－ 2.16 に示す。この床版は、長野県に建設された道路橋 RC 床版であり、補強対策として 4.5mm 厚の鋼板で接着補強され、冬季には融雪剤散布による塩害と凍害の複合劣化よりコンクリートは砂利化し、鋼板には浮きや錆が発生している^{2.31)}。結果的には、写真－ 2.16 に示すように鋼板接着補強を施した床版は雨水の滞水や凍害が原因となり、部分抜け落ちに至っている。

2.8 RC床版の予防保全型維持管理計画

2.8.1 概要

日本における道路橋の維持管理計画では、従来は損傷が顕在化した段階で、大規模な修繕計画や架け替えも含めた事後保全型維持管理計画を実施していた。しかし、事後保全型維持管理計画を行った場合は、これを管理する地方公共団体などでは維持管理費用が膨大となる。特に、橋梁は一般的に橋梁の寿命と言われている建設後 50 年を越える橋梁が年々増大し、大規模な修繕あるいは架け替えが余儀なくされている。これらの橋梁が一斉に更新時期を迎えた場合は、それを管理する団体では財政難が予想される。これらのことから、維持管理費用の平準化を図る目的で、従来の事後保全型維持管理計画から、橋梁を定期的に点検し、健全性を評価しながら、損傷が軽微な段階で修繕を繰り返す予防保全型維持管理計画へと移行されている。ここで、予防保全型維持管理計画におけるコストの縮減効果を図－ 2.6 に示す。



図－ 2.6 予防保全型維持管理計画におけるコストの縮減効果^{2.6)}

予防保全型維持管理計画では、損傷が軽微な段階、すなわち劣化過程が進展期で修繕を行い、以後、5年ごとに橋梁点検を実施し、再劣化に対しても進展期で修繕を行い、建設後 100 年間の維持管理を行うものである。そして、図－ 2.6 に示すように損傷に対する補修・補強を数回実施し、LCC を最小とし、さらに橋梁の寿命化を図るものである。長寿命化修繕計画におけるコストの縮減効果は事後保全型維持管理計画で実施した場合の費用と予防保全型維持管理計画を実施した場合の費用を比較すると 50%から 60%のコスト縮減効果が算定されている^{2.6)}。

2.8.2 予防保全型維持管理計画におけるPDCAサイクル

予防保全型維持管理計画，すなわち長寿命化修繕計画では，2004年から橋梁点検を行い，2009年から長寿命化修繕計画が開始され，2011年には2回目の橋梁点検が行われている。1回目の長寿命化修繕計画では，劣化予測の精度，仮定した諸条件，シミュレーションの再現性などにおいて未だに多くの課題が残されているものと考えられる。劣化予測の信頼性を高め，計画で期待した効果が十分に得られるようなものとするためには，橋梁の基本データの整理や点検結果，補修履歴等のさらなる蓄積と劣化予測技術等の改善が必要となる。また，長寿命化修繕計画を適切に反映させるためには，損傷の将来予測技術に関するデータ蓄積を図るための点検の体制や方法，実施した対策工法の修繕効果を確認するための追跡調査を行うことが重要となる。ここで，予防保全型維持管理計画におけるPDCAサイクルを図-2.7に示す。

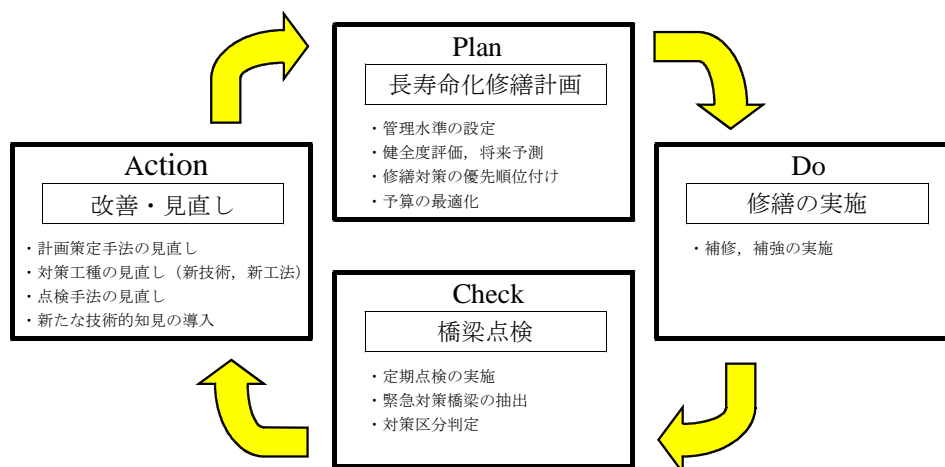


図-2.7 予防保全型維持管理計画におけるPDCAサイクル^{2.6)}

現在は，第1回目の長寿命化修繕計画に基づき修繕を実施しているが，さらに実効性のある具体的な実施計画とするためには，PDCAサイクルを継続的に繰り返し，次期修繕時期の設定，点検・モニタリング計画，最新技術の採用などをPDCAサイクルに偏りなく反映していく必要がある。次に，RC床版の性能低下に伴う補強サイクルの事例を図-2.8に示す。

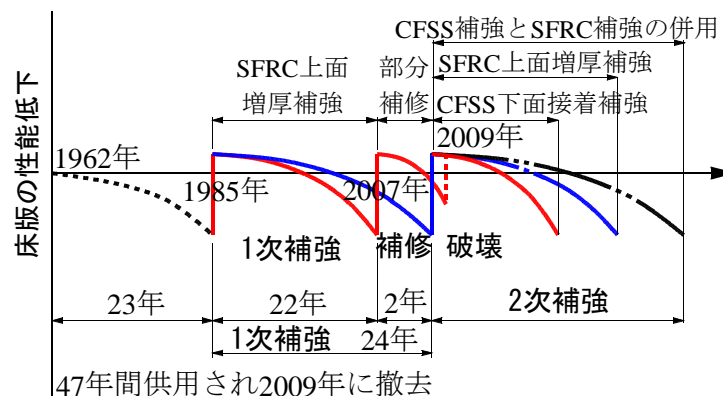


図-2.8 補強サイクルの事例^{2.32)}

その一例として示す旧銚子大橋は 1962 年に供用開始され、交通量の増大に伴い、供用開始後 23 年後の 1985 年に、RC 床版上面に 70mm の SFRC 上面増厚補強が施された。その後、22 年経過した 2007 年に再劣化により部分打ち換えされ、2009 年に撤去されている。その後、日本大学で再劣化に対する劣化診断や補強対策に関する実験研究が進められ、新材料および新工法による補強法を行うことで耐疲労性が向上する結果が報告されている^{2.33)}。今後は、PDCA サイクルにおける定期的な点検を行い、点検記録を基に、損傷が軽微な段階で行う予防保全型維持管理計画を立案し、100 年間維持する必要があると考えられる^{2.32), 2.33)}。

2.9 まとめ

第 2 章では、日本の道路橋における現状に対応して実施されている長寿命化修繕計画の概念について述べた。また、長寿命化修繕計画で実施している点検要領(案)に基づいた道路橋 RC 床版の点検・調査の方法を示し、劣化過程と損傷区分の関係から日本の道路橋 RC 床版の損傷状況の事例を示した。そして、道路橋 RC 床版の補修・補強方法の概念および工法について述べるとともに RC 床版を 100 年間維持管理するための PDCA サイクルおよび補強サイクルについて述べた。ここで、本章で得られた知見は、以下に示す通りである。

- (1) 1960 年代の高度経済成長期に建設された数多くの道路橋 RC 床版は現在、橋梁の一般的な寿命と言われている建設後 50 年を迎え、老朽化が生じていることから国土交通省では「道路橋長寿命化修繕計画策定事業」を実施し、従来の事後的維持管理計画から供用開始後 100 年間維持するための予防保全型維持管理計画へと移行された。
- (2) 道路橋 RC 床版における予防保全型維持管理計画を実施するためには RC 床版の損傷状況を的確に把握する必要があることから橋梁点検が最も重要である。また、道路橋 RC 床版は首都圏の交通量の増大による疲労損傷や材料の経年劣化、建設地域の環境条件による損傷状況が異なることから複合劣化に対する点検要領を示す必要がある。また、再劣化に対する RC 床版の点検要領が必要となる。
- (3) 道路橋 RC 床版の補修・補強においては、床版の損傷メカニズムの把握が重要であり、国土交通省の点検要領(案)では、RC 床版の損傷度を a, b, c, d, e の 5 段階に区分し、また土木学会では劣化過程を潜伏期、進展期、加速期、劣化期に区分している。これらの劣化度を示す区分により道路橋 RC 床版の対策工法が提案されているが、損傷程度に基づいて LCC を考慮した補修・補強法の選定が重要である。
- (4) 道路橋 RC 床版における補修法には劣化過程が潜伏期ではひび割れ補修や橋面防水工が検討されている。また、補強対策としては疲労寿命の向上を図るための対策

工法として炭素繊維材料を用いた下面接着補強が優先されている。また，上面損傷や耐荷力性能の向上を図るためには SFRC 上面増厚補強，下面損傷や耐荷力性能の向上を図るためにはポリマーセメントモルタルによる下面増厚補強法および鋼板接着補強が検討される。今後は再劣化に対してはこれらの複合補強方法も検討される。

参考文献

- 2.1) 道路橋補修・補強委員会：道路橋補修・補強事例集，(株)オフィススペース，2013.
- 2.2) 日本道路協会：道路橋補修・補強事例集，社団法人日本道路協会，2009.
- 2.3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，2012.
- 2.4) 国土交通省：橋梁定期点検要領(案)，2004.
- 2.5) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，2011.
- 2.6) 千葉県：千葉県長寿命化修繕計画報告書，千葉県県土整備部道路環境課，2010.
- 2.7) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，公益社団法人土木学会，2012.
- 2.8) 国土交通省：国土技術政策総合研究所：平成 20 年度道路構造物に関する基本データ集，国総研資料，第 545 号，2009.
- 2.9) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の寿命推計に関する調査研究，国総研資料，第 223 号，2010.
- 2.10) 国土交通省資料 <http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobol_1.pdf> (2013/11/10 アクセス)
- 2.11) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，2008.
- 2.12) 玉越隆史，大久保雅憲，渡辺陽太：道路橋の計画的な管理に関する調査研究－橋梁マネジメントシステム(BMS)，国土交通省国土技術政策総合研究所，2009.
- 2.13) 阿部忠：RC 床版の劣化診断技術と補修・補強対策－長寿命化修繕計画における RC 床版の現状①，月刊誌「セメント・コンクリート」(セメント協会)，No.776，pp.35-42，2011.
- 2.14) 阿部忠，木田哲量，星埜正明，加藤清志，徐銘謙：走行振動荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究，土木学会論文集，No.808/I-74，pp. 33-45，2006.
- 2.15) 阿部忠：RC 床版の劣化診断技術と補修・補強対策－塩害および塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の診断技術②－，月刊誌「セメント・コンクリート」(セメント協会)，No.777，pp.50-56，2011.
- 2.16) 阿部忠：RC 床版の劣化診断技術と補修・補強対策－鋼繊維補強コンクリート(SFRC)上面増厚補強法の耐疲労性④－，月刊誌「セメント・コンクリート」(セメント協会)，No.779，pp.44-52，2012.
- 2.17) 伊藤清志，阿部忠，岩崎正二，大塚裕太：塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の上面増厚補強法による耐疲労性の評価，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 13 巻，pp.373-380，2013.
- 2.18) 土木学会：道路橋床版の要求性能と維持管理技術，鋼構造委員会，道路橋床版の合理化検討小委員会，2008.
- 2.19) 高野真希子，阿部忠，木田哲量，小森篤也，児玉孝喜，小川洋二：47 年供用した RC 床版の CFSS 下面補強および SFRC 上面増厚補強による耐疲労性，構造工

- 学論文集, Vol.57A, pp.1286-1296, 2010.
- 2.20) 土木学会・道路橋床版の維持管理評価に関する検討小委員会：道路橋床版防水システムガイドライン(案), 2012.
- 2.21) (財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995.
- 2.22) 木田哲量, 阿部忠, 児玉孝喜, 伊藤清志：増厚界面に接着剤を塗布した上面増厚 RC 床版の耐疲労性および破壊状況, セメント・コンクリート論文集, No. 63, pp.538-545, 2010.
- 2.23) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 児玉孝喜：SFRC 上面増厚補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験による S-N 曲線式の提案, 構造工学論文集 Vol.58A, pp.1156-1165, 2012.
- 2.24) 伊藤清志, 阿部忠, 児玉孝喜, 山下雄史, 一瀬八洋：乾燥・湿潤状態で接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強法の耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.1178-1188, 2012.
- 2.25) 高野真希子, 阿部 忠, 木田哲量, 小森篤也：CFRP 格子筋を用いた RC 床版上面増厚補強法における疲労特性, セメント・コンクリート論文集, No.63, pp.530-537, 2010.
- 2.26) 土木研究所：炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案), コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告(Ⅲ), 1999.
- 2.27) 阿部忠：RC 床版の劣化診断技術と補修・補強対策－炭素繊維材料を用いた RC 床版下面接着補強法の耐疲労性③－, 月刊誌「セメント・コンクリート」(セメント協会), No.778, pp.48-55, 2011.
- 2.28) 佐藤貢一, 肥田研一, 引地健彦：吹付け下面増厚補強した道路橋 RC 床版の補強効果, コンクリート工学論文集 Vol.22, No.3, pp517-522, 2000.
- 2.29) 小森篤也, 阿部忠, 水口和彦, 荒添正棋：FRP 格子筋を用いた床版下面増厚補強の耐疲労性評価, 第 57 回日本学術会議材料工学連合講演会講演論文集, pp.65-66, 2013.
- 2.30) 国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 国総研資料, 第 28 号, 2002.
- 2.31) 土木研究所：CAESAR の臨床研究事例, 構造物メンテナンス研究センター, 2011.
- 2.32) 阿部忠：RC 床版の劣化診断技術と補修・補強対策－道路橋 RC 床版の長寿命化修繕計画における補強対策および維持管理⑥－, 月刊誌「セメント・コンクリート」(セメント協会), No.781, pp.50-59, 2012.
- 2.33) 高野真希子, 阿部忠, 木田哲量, 小森篤也, 児玉孝喜, 小川洋二：47 年供用した RC 床版の CFSS 下面補強および SFRC 上面増厚補強による耐疲労性, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1286-1296, 2010.

第 3 章 炭素繊維材料の基本概念および力学特性

3.1 はじめに

道路橋 RC 床版の補強対策に関しては、各研究機関や大学などにより研究が行われている^{3.1)~3.6)}。道路橋 RC 床版の補強対策は、大きく分類すると床版上面からの補強対策と下面からの補強対策に分けられる。道路橋 RC 床版の上面にスケーリングなどの損傷が生じ、上面からの補強対策が必要な場合には、SFRC を用いた上面増厚補強が採用されている^{3.2)}。SFRC 上面増厚補強は交通止めや交通規制が必要となるが、有効断面を増やすことで RC 床版の押抜きせん断耐力や正曲げ耐力を向上させる工法である。また、経年劣化、交通量の増大、大型化により床版下面にひび割れ損傷が生じ、RC 床版下面からの補強対策が必要な場合は、ひび割れの進展を抑制するために CFS を用いて床版下面の全面あるいは格子状に接着補強を行う補強方法が採用されている^{3.7)}。

道路橋 RC 床版の補強に用いる CFS は連続繊維シート的一种である。この連続繊維シートには、炭素繊維を原料とした炭素繊維材料やアラミド繊維を原料としたアラミド繊維材料、ガラス繊維を原料としたガラス繊維材料がある。また、最近では炭素繊維材料の中、最も一般的に使われる CFS の他に施工の合理化、省力化を図る目的で炭素繊維をストランド状に加工した CFSS も開発されている。CFS やアラミド繊維材料の一種であるアラミド繊維シート(以下、AFS とする)を用いた下面接着補強法は、これらの材料が開発された当時は土木用として比較的新しい材料であることから多くの研究機関で材料試験や補強方法に関する各種構造実験が行われ、その成果を基に実橋でも多く採用され、既に 20 年もの実績がある。しかし、CFSS は新材料であることから下面接着補強法に関する実験研究はあまり行われていないのが現状である。特に、RC 床版の耐疲労性に関する研究は日本大学^{3.4)~3.6)}や一部の研究機関^{3.8)}で行われているのみである。

第 3 章では、道路橋 RC 床版の補強に用いられる代表的材料である炭素繊維材料の種類や分類、力学特性を述べる。また、炭素繊維材料を用いる補強工法における一般的な施工について示すとともに、本研究で使用する CFS および施工の合理化を目的とした新材料である CFSS の特徴や施工の合理性について述べる。

3.2 道路橋RC床版の補強に用いる連続繊維シートの適用性

3.2.1 RC床版の補強に用いる材料

連続繊維シートとは、高強度、高弾性の特徴を持つ炭素繊維、アラミド繊維、ガラス繊維をエポキシ樹脂、ビニルエステル樹脂などと組み合わせ、工場で行うそれぞれの成型・加工により形状が異なっている繊維シートの総称である^{3.9)}。

連続繊維シートには繊維の原料により、炭素繊維材料、アラミド繊維材料、ガラス繊維材料などがあり、シート状にする含浸工法や製造方法によりドライシート、ストランドシート、プレート、プリプレグに分かれている。なお、本論文では連続繊維シ

ートの中、主原料が炭素繊維で製造された全ての形状のものを炭素繊維材料と称する。

これらの中でドライシート状の連続繊維シートは、道路橋 RC 床版の補強に使われている材料である。連続繊維シートを RC 床版の下面に接着補強する場合は、点検結果に基づき、損傷要因、劣化診断、補強後の健全度を適切に評価した上で適用性の検討を行う。また、炭素繊維材料は化学的耐久性にも優れていることから飛来塩分などの外的要因を遮断する目的で建設物の表面補修材としても用いられる場合がある。

連続繊維シートを用いた RC 床版の補強方法には、連続繊維シートは高強度・高弾性を有する材料であることから、主として曲げモーメントに抵抗するための引張材として用いられる。連続繊維シートはせん断抵抗は小さいことから、道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力の向上を図るための補強方法には適さない。澤野ら^{3,10)}によると RC 床版下面に CFS を 2 方向に全面接着した補強法の耐荷力性能は同一条件で製作した未補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力に比して 1.09~1.34 倍の補強効果が得られている。なお、補強効果は使用する連続繊維シートおよび繊維目付量によっても異なる。したがって、補強材としても十分効果が得られている。このような特徴を有する連続繊維シートを道路橋 RC 床版の下面に接着補強する場合は CFS、AFS が多く用いられる。

3.2.2 CFSを用いたRC床版の設計・施工法

CFS を用いた RC 床版の設計法および施工方法の特徴について以下に示す。補強に用いる CFS の設計用値(ヤング係数, 繊維目付量, 引張強度)は土木学会が示す設計・施工指針(案)^{3,7)}に準じて定められ、シートの断面積および厚さは標準値を適用して良いとされている。

(1) 設計法

- 1) 補修に用いる CFS は、繊維目付量 200g/m^2 の高強度型 CFS の 1 層を最小とする。貼り付け方向は、ひび割れに直交する方向など最も効果が得られる方向とする。
- 2) 補強に用いる CFS は、RC 床版の疲労耐久性は床版厚、鉄筋量、支間などの構造諸元および交通量に依存する。また、積層数が多くなるほど施工性においては経済性、施工性を失う。よって、構造諸元、交通量を考量した連続繊維の量および積層を選定する必要がある。また、CFS による接着補強は曲げひび割れの拘束効果、曲げ応力やたわみの低減などの補強効果を持つものである。これらの補強効果は CFS の引張剛性に大きく依存し、CFS の引張剛性が同等であれば RC 床版に対する補強効果も同等であると考えられる。CFS の引張剛性 $E_{cf} \cdot A_{cf}$ は式(3.1)^{3,7)}にて表される。

$$E_{cf} \cdot A_{cf} = E_{cf} \times t_{cf} \times n \quad (3.1)$$

ここで、 E_{cf} : CFS のヤング係数 (kN/mm^2)、 A_{cf} : CFS の断面積 (mm^2/mm)、 t_{cf} : CFS の設計厚さ (mm)、 n : CFS 積層数 (層)

- 3) 連続繊維シートの貼り付けは、劣化・損傷状況に応じて最大の効果を得るため、ひび割れ注入工、鉄筋の発錆部の処理、断面修復などと組み合わせて行う。

(2) 施工法

- 1) CFS の接着は支点直近を除いて、CFS の間隔を空けずに全面に接着補強する。
- 2) CFS 接着による補強後のひび割れなどの観察や雨水の排水のため、CFS の間隔を空けることや格子状に接着補強することを妨げるものではない。
- 3) 一般的に CFS 接着による補強を施す場合の 1 層当たりの厚さは床版厚さに比べ非常に薄いことから中立軸からの距離の差は無視できる。
- 4) CFS による接着補強を行う場合、引張剛性 $E_{cf} \cdot A_{cf}$ は各方向それぞれ 82kN/mm とし^{3.7)}、CFS の種類、積層数、貼り付ける範囲、最小継手長さを明記するものとする。

連続繊維シートの特性を利用し、RC 床版の補修・補強方法の他にも、曲げモーメントを受けるトラス橋の縦げたや横げたに接着補強法として用いられている^{3.11)}。また、鋼部材が発錆による断面欠損が生じているトラス橋の下弦材、斜材、アーチ橋の吊材にも鋼材のあて板の代わりに使用されている。さらに、耐震補強として橋脚に CFS を巻き立てを行う補強方法にも連続繊維シートが採用されるなど補強材として適用事例も多い^{3.12)}。

3.3 炭素繊維材料の分類および種類

3.3.1 炭素繊維材料の分類

高度経済成長期に建設された道路橋は、建設後 50 年が経過し、老朽化が進んでいる。中でも大型車両の過酷な荷重条件に強いられている RC 床版の損傷が著しい。特に、1964 年改訂の道示の設計基準では、鉄筋に丸鋼が使用され、床版厚も薄いことから、耐荷力性能および耐疲労性が大きく低下している。これらの RC 床版の損傷状況は、大型車両の繰り返し走行や車両の大型化、過積載などの原因によって、2 方向のひび割れや貫通ひび割れが発生している。このような 2 方向ひび割れ損傷に対する補強材には炭素繊維材料の一種である CFS が主な材料として使用されている。

ここで、炭素繊維材料の主原料となる炭素繊維は、衣料などの原料で使われているアクリル繊維などの有機繊維、石油、石炭からとれるピッチ等の無機物を繊維化して、その後、特殊な熱処理工程を経て炭素繊維が作られ、樹脂により補強された CFRP となる。炭素繊維は、使用する原料により PAN 系、ピッチ系に分類されている^{3.13)}。

(1) PAN系炭素繊維

PAN 系炭素繊維とは、PAN プリカーサー(ポリアクリロニトリル繊維)を炭素化して得られるものである。PAN 系炭素繊維はピッチ系炭素繊維に比べ、高強度を有する繊維であることから、道路橋 RC 床版の補強材として使われている。また、高強度・高弾

性の性質を持つことから航空宇宙や産業分野の構造材料やスポーツ・レジャー分野など広範囲な用途に使われている。

(2) ピッチ系炭素繊維

ピッチ系炭素繊維とは、ピッチプリカーサー(コールタールまたは、石油重質分を原料として得られるピッチ繊維)を炭素化して得られるものである。材料特性値としては、低弾性から超高弾性まで広範囲の特性を有している。超高弾性の炭素繊維は、高剛性を必要とする補強材に使われている。

3.3.2 炭素繊維材料の材料特性値

PAN 系炭素繊維の引張強度とヤング係数の関係は図- 3.2 に示すように、ヤング係数は $230\sim 500\text{kN/mm}^2$ 、引張強度 $3,500\sim 7,000\text{N/mm}^2$ の範囲である。また、ピッチ系炭素繊維は、ヤング係数 $100\sim 800\text{kN/mm}^2$ 、引張強度 $2,500\sim 4,000\text{N/mm}^2$ の範囲の材料特性値を有している^{3.14)}。ここで、連続繊維シートの応力とひずみの関係を図- 3.1 に、引張強度とヤング係数の関係を図- 3.2 に示す。

(1) 応力とひずみの関係

連続繊維シートの応力とひずみの関係を図- 3.1 に示す。

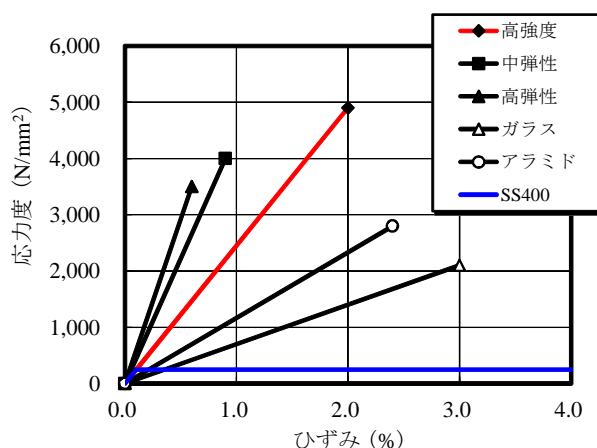
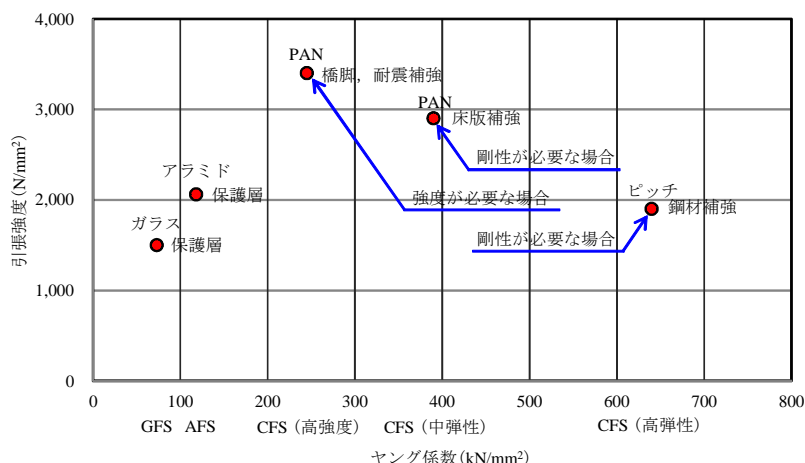


図- 3.1 連続繊維シートの応力とひずみの関係^{3.15)}

連続繊維シートの応力とひずみの関係は終局まで直線であり、鉄筋のような降伏現象は見られない。高強度、中弾性、高弾性の CFS の応力とひずみ曲線は引張試験の結果に基づき、破断まで直線であるとし、ヤング率が高いほどグラフの傾きは立つことになる。また、設計引張強度としては、破壊形状が直線的な強度増加の過程の中で脆性的な突然破壊になることから設計時においては十分に安全率を考慮する必要がある。

(2) 引張強度とヤング係数の関係

連続繊維シートの引張強度とヤング係数の関係を図- 3.2 に示す。なお、図- 3.2 に



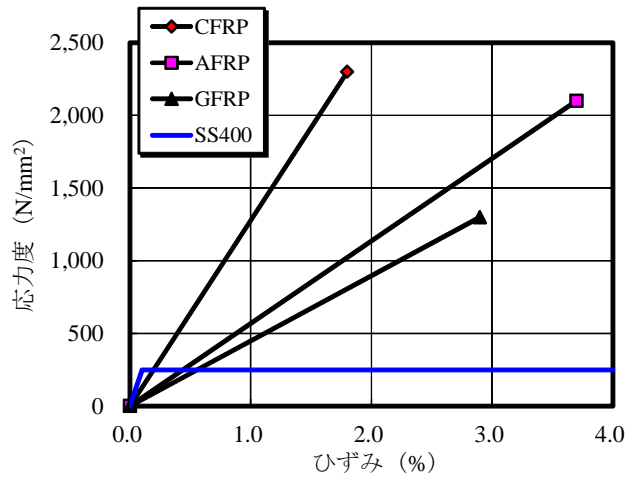
図－ 3.2 連続繊維シートの引張強度とヤング係数の関係

はガラス繊維シート(以下、GFS とする)および AFS も併記した。

図－ 3.2 に示す CFS は、炭素繊維材料を繊維補強プラスチック(以下、FRP とする)化したものである。また、ガラス繊維シートは、主材料が炭素繊維ではなく、ガラス繊維を主原料とし、FRP 化したガラス繊維補強プラスチック(以下、GFRP とする)化したものであり、AFS はアラミド繊維を主原料とし、FRP 化したアラミド繊維補強プラスチック(以下、AFRP とする)化したものである。

図－ 3.2 に示すように、GFS の引張強度は $1,500\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数は 73kN/mm^2 を有し、AFS の引張強度は $1,900\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数は 118kN/mm^2 の材料特性値を有する。AFS は引張強度およびヤング係数が低いことから高強度もしくは高弾性の材料特性値を要求する道路橋 RC 床版においての補修・補強対策を講じる材料としては適用しにくい材料である。次に、CFS には高強度、中弾性、高弾性の 3 タイプがある。高強度の CFS は、引張強度が $3,400\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数が 245kN/mm^2 の材料特性値を有する PAN 系の材料である。この CFS は高強度を有することから橋脚の補強や耐震補強材に多く採用されている。また、RC 床版の 2 方向ひび割れや曲げ剛性の向上を図るための補強材としても採用されている。次に、中弾性の CFS は、引張強度が $2,900\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数が 390kN/mm^2 の材料特性値を有する PAN 系の材料である。この材料は高強度、中弾性を有し、高速道路の RC 床版補強材として採用されている。高弾性の CFS は、引張強度が $1,900\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数 640kN/mm^2 の材料特性値を有するピッチ系材料である。このような CFS は、高弾性の性質を有し、引張強度は低いことから、高い弾性率が要求される鋼橋梁部材などの補強材として用いられている。次に、FRP 化した連続繊維シートは上記に述べたように炭素繊維で製造された CFRP、GFRP、AFRP があり、これらの各種 FRP の 1 軸引張時の応力とひずみの関係を図－ 3.3 に示す^{3.9)}。

FRP の材料特性は繊維材料と結合材である樹脂材料に依存することになる。また、一般的に FRP の機械的性質は強化繊維の方向に支配的な特性、いわゆる異方性を示すことから鋼材とは異なるものとなる。よって、図－ 3.3 に示すように CFRP の力学特徴は引張強度が鉄筋と比して非常に高く(鉄筋の約 10 倍)、弾性率が鉄筋とほぼ同じで、



図－3.3 各種のFRP(1軸引張時)の応力とひずみの関係^{3.9)}

他の繊維に比べ高いが、鉄筋に見られるような降伏現象は見られない。

ここで、道路橋RC床版の一般的な補修・補強材として用いられているのはCFRPを成形・加工したCFS、CFSS、炭素繊維プレート(以下、CFPとする)、炭素繊維グリッド(以下、CFGとする)があり、GFRPではGFS、AFRPではAFSが主に用いられ、これらの連続繊維シートの分類や種類については次の節に説明する。

3.4 連続繊維シートの分類および種類

3.4.1 炭素繊維シート(CFS)^{3.9)}

CFSは、炭素繊維を1方向または2方向に配列し、シート状に成形したものである。一般的に、道路橋RC床版の補修・補強に用いられる場合はドライシート状に製造し、現場へ運搬し、CFS専用のエポキシ樹脂を用いて炭素繊維を含浸・硬化させながら接着することで合成構造となり、CFRP化するものである。ここで、CFSを写真－3.1に、種類および性能を表－3.1に示す。ここで、設計厚さは1m²当たりの炭素繊維重量を比重(単位体積重量)で除したものとして求められた値である。また、CFSのポアソン比は0.3である。



写真－3.1 CFS

表－3.1 CFSの種類および性能^{3.9)}

| 繊維種類 | 繊維目付量 (g/m ²) | 設計厚さ (mm) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
|-----------|------------------------------|--------------|------------------------------|--------------------------------|
| 炭素繊維(高強度) | 200 | 0.111 | 3,400 | 245 |
| 炭素繊維(高強度) | 300 | 0.167 | 3,400 | 245 |
| 炭素繊維(高強度) | 400 | 0.222 | 3,400 | 245 |
| 炭素繊維(高強度) | 450 | 0.250 | 3,400 | 245 |
| 炭素繊維(高強度) | 600 | 0.333 | 3,400 | 245 |
| 炭素繊維(中弾性) | 300 | 0.165 | 2,900 | 390 |
| 炭素繊維(中弾性) | 300 | 0.163 | 2,400 | 440 |
| 炭素繊維(高弾性) | 300 | 0.143 | 1,900 | 540 |
| 炭素繊維(高弾性) | 300 | 0.143 | 1,900 | 640 |

表一 3.1 の CFS の種類および性能に示すように CFS には高強度型 CFS, 中弾性型 CFS, 高弾性型 CFS の種類があり, それぞれ繊維目付量や設計厚さ, ヤング係数, 引張強度が異なっている。これらの CFS を専用の含浸・接着樹脂を用いて CFRP 化することで道路橋 RC 床版の不足鉄筋量を補い, せん断耐力, 曲げ耐力, 疲労寿命を向上させ, ひび割れ抑制にも効果が考えられるが, CFS に用いる含浸・接着樹脂の種類や使用条件によって発現する引張強度やヤング係数が異なる。よって, 炭素繊維と含浸・接着樹脂を選定する場合は各々の組み合わせについて「連続繊維シートの引張試験方法(JSCE-E541)^{3.16)}」により引張強度・ヤング係数などを測定した上で, 適切な材料を選定することが重要である^{3.17)}。

CFS を用いた補強方法は, CFS を RC 床版の下面に接着することでひび割れの開閉を拘束し, たわみと鉄筋応力度を低減させ, 耐荷力性能と耐疲労性を向上させる工法であり, RC 床版の補強のみではなく損傷が軽微な場合においても今後の劣化が予想される RC 床版の予防保全的な対策にも講じられている工法である。

道路橋 RC 床版における一般的な CFS 下面接着補強法の施工手順はまず, 断面修復やひび割れ処理を行い, 次に下地処理を行い, RC 床版部との接着力を高めるためのプライマー処理, エポキシ樹脂を用いて CFS を含浸・硬化させながら接着し, 養生をすすむ手順で行う。また, CFS 下面接着補強法は鋼橋およびコンクリート橋においても施されている。

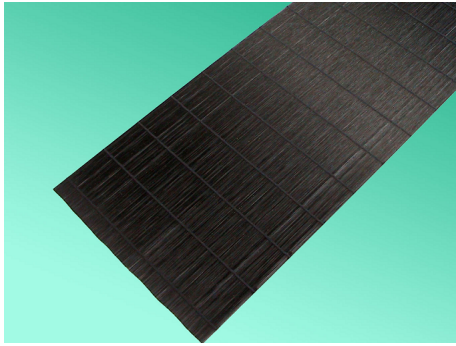
CFS 下面接着補強に関する実験研究は, 比較的新材料であることから材料製造メーカーや各研究機関では, 材料特性値や RC 部材を用いた耐荷力試験を実施し, 耐荷力性能, 破壊メカニズムなどが検証されている。一方, RC 床版の下面に CFS を全面に接着補強した場合の耐荷力性能および補強効果や耐疲労性が評価されている^{3.4)~3.6)}。本研究においては, RC 床版の下面に CFS を全面に接着補強した補強法における耐疲労性を評価(第 4 章)するとともに, CFS 下面接着補強法における残存寿命の推定式の提案(第 5, 6 章)および予防保全型維持管理計画における最適なサイクル補強法を提案(第 7 章)する。

3.4.2 炭素繊維ストランドシート(CFSS)^{3.9)}

CFSS は炭素繊維を 12,000~24,000 本程度束ね, 工場においてエポキシ樹脂で棒状に硬化し, 1 方向に配列させ, すだれ状に加工し, CFRP 化したものである。工場での硬化を済ませることで, 品質的に安定し, 現場においては常温硬化型接着剤を用いて床版表面に接着を行うものであることから施工性にも優れている材料である。CFSS は CFS と同様に炭素繊維を材料として製造されることから軽量かつ施工性, 高強度, 高弾性の性能, 耐防食性のような特徴を有しており, CFSS においても CFS と同様に高強度型 CFSS, 中弾性型 CFSS, 高弾性型 CFSS の種類があり, それぞれ繊維目付量や設計厚さ, ヤング係数, 引張強度が異なっている。ここで, CFSS を写真一 3.2 に, 種類および性能を表一 3.2 に示す。

表－ 3.2 CFSS の種類および性能^{3.9)}

| 繊維種類 | 繊維目付量 (g/m ²) | 設計厚さ (mm) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
|---------------|------------------------------|--------------|------------------------------|--------------------------------|
| 炭素繊維 (高強度) | 600 | 0.333 | 3,400 | 245 |
| 炭素繊維 (中弾性) | 600 | 0.330 | 2,900 | 390 |
| 炭素繊維 (高弾性) | 600 | 0.286 | 1,900 | 640 |
| 炭素繊維 (高弾性) | 900 | 0.429 | 1,900 | 640 |



写真－ 3.2 CFSS

CFSS の特徴は、工場で樹脂が含浸・硬化された CFRP を用いるため、施工現場では炭素繊維への樹脂含浸工程が不要なため、不陸修正剤兼用のペースト状の接着剤で床版表面に接着することが可能で、不陸修正工程が省略でき、含浸不良や浮き・膨れなどの施工不良の低減が可能である^{3.15)}。さらに、CFSS は RC 部材と一体化した状態では CFS と同等の力学的特性を有するので、設計上は CFS と同様に取り扱うことが可能である^{3.15)}。また、CFSS は CFS と同等なヤング係数を有しているにも関わらず繊維目付量は 2 倍~3 倍程度、設計厚さも 2 倍~3 倍に製造することが可能であることから、全面接着を行う CFS 接着補強法と同等な補強量として格子状に接着補強することが可能となる。

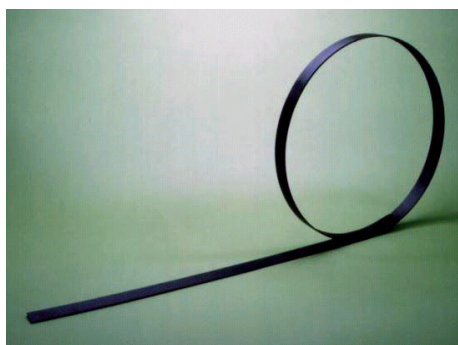
しかし、CFSS 格子接着補強した RC 床版の補強効果および耐疲労性の評価、破壊メカニズムの検証については、新材料であることから解明には至っていないのが現状である。したがって、本研究において、新材料である CFSS の接着補強法において、実用性の評価をするために輪荷重走行疲労実験を実施し、補強効果および耐疲労性の評価、破壊メカニズムの検証を(第 4 章)する。

3.4.3 炭素繊維プレート(CFP)^{3.9)}

CFP は、1 方向配列の CFS をエポキシ樹脂で含浸させ、板状に成形・硬化させ、CFRP 板化したものである。CFP は CFSS と同様に現場で結合材との含浸・硬化ではなく工場において結合材と含浸させ、炭素繊維に張力を加えながらエポキシ樹脂などを用いて含浸しながら板状に成形する。CFS や CFSS は接着補強する量によって重ねて接着補強する積層接着作業が行われるのが一般的であるが、CFP は工場で成形を行うことから予め積層接着しておくことも可能である。例えば、工場において積層施工を行うと繊維目付量 200g/m² の CFS に比して 6 層分に相当する CFP を成形することが可能で、現場において大きな補強効果と施工の合理化・短縮が図られる。また、CFS に比べて単位幅当たりの強度と剛性が高い特性を有することから、補修部位において全面接着する必要がなく、間隔を空けてスライド状に施工するのも可能である。しかし、CFP による補修・補強は剛性の高い CFP が鋼部材に接着されるため、その端部の接着剤には応力集中が生じ、はく離しやすくなることから、設計、施工に十分な配慮が必要とな

る。なお、高弾性型 CFP は、剛性が高いため、巻き取ることができない場合がある。

CFP の材料特性は炭素繊維材料を用いることから高強度型 CFP、中弾性型 CFP、高弾性型 CFP に分けられ、それぞれ強度やヤング係数などの物理特性が異なる。また、CFS と CFSS と同様に軽量、高強度、高弾性、高耐腐食性など優れた特性を有している。ここで、CFP を写真－ 3.3 に、種類および性能を表－ 3.3 に示す。



写真－ 3.3 CFP

表－ 3.3 CFP の種類および性能^{3.9)}

| 炭素繊維の種類 | 設計厚さ (mm) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
|---------|--------------------|---------------------------|-----------------------------|
| 高強度型 | 1.0, 1.2, 1.5, 2.0 | 2,400 | 167 |
| 中弾性型 | 1.2, 2.0 | 1,500 | 285 |
| 高弾性型 | 1.2, 2.0 | 1,230 | 392 |
| 高弾性型 | 1.2, 2.0, 4.0 | 1,200 | 450 |

3.4.4 アラミド繊維シート (AFS)^{3.9)}

AFS は、アラミド繊維を 1 方向あるいは 2 方向に配列してシート状にした材料であり、工業用高機能素材として開発されたものであることから高強度、耐衝撃性、耐腐食性に優れ、軽量かつ柔軟な非導電性有機繊維である。アラミド繊維は一般的にメタ系とパラフィン系に分けられ、補修・補強の用途としては、高強度で耐衝撃性に優れたパラフィン系の AFS が用いられている。また、アラミド繊維は炭素繊維に比べ特性に差異があり、非導電性であるため、電気腐食の危険性や繊維の飛散による電気ショートへの恐れがない。さらに、アラミド繊維は耐衝撃性に優れるため、FRP 接着による補修・補強後の最外層に、保護層として接着し、塗装の塗り替え時にケレン作業等により FRP の損傷を防ぐ役割としても使用されている。施工事例としては、CFS 接着による補修・補強後の保護層として補助的に用いられているのが現状である。ここで、AFS を写真－ 3.4 に、種類および性能を表－ 3.4 に示す。



写真－ 3.4 AFS

表－ 3.4 AFS の種類および性能^{3.9)}

| 繊維方向 | 繊維目付量 (g/m ²) | 設計厚さ (mm) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
|------|---------------------------|---------------|---------------------------|-----------------------------|
| 1方向 | 280 | 0.193 | 2,060 | 118 |
| 1方向 | 415 | 0.286 | 2,060 | 118 |
| 1方向 | 623 | 0.430 | 2,060 | 118 |
| 1方向 | 830 | 0.572 | 2,060 | 118 |
| 2方向 | 90 | 0.0310/0.0310 | 2,060 | 118 |
| 2方向 | 180 | 0.0621/0.0621 | 2,060 | 118 |

AFS の品質は、AFS が含浸して硬化した状態のものについて規定され、引張強度、ヤング係数、終局ひずみについて、各々の特性値として定められている^{3.16)}。AFS は、含浸接着樹脂の種類や使用条件の違いによって、発現する引張強度やヤング係数が異なるため、AFS と含浸接着樹脂の個々の組み合わせに対しては、その特性値を確認して使用されている。

3.5 炭素繊維材料による下面接着補強の一般的な施工

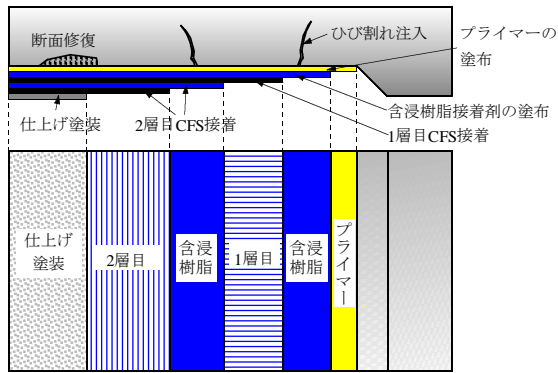
現在、道路橋 RC 床版は自動車の大型化、交通量の増大、過積載車両の走行によりひび割れ損傷などの損傷事例が多く報告されている^{3.18)}。特に、橋梁の一般的な寿命と言われる建設後 50 年を経過する高齢化橋梁が現在は 9 %程度を示しているが、10 年後には 28 %程度、また、20 年後には 53 %程度と予測されることから長寿命化修繕計画を策定し、実施されている^{3.19), 3.20)}。長寿命化修繕計画により道路橋 RC 床版の損傷が最も著しいのが確認され、RC 床版に対しての点検・調査から架け替えまで整備されている。このような状況の中で、炭素繊維材料は上記に示したように軽量、高強度、簡便な施工性、錆が発生しない耐防食性などに優れている特徴を有し、耐疲労性の向上が期待できることから RC 床版のひび割れ損傷が進展期から加速期(前期)の補強対策に採用されている。また、予防保全型維持管理計画では、損傷が軽微な段階、すなわち劣化過程が進展期に CFS や AFS による接着補強が計画されている。

この節では、このように損傷のある RC 床版の補修・補強対策に用いられている連続繊維シート接着による補強の一般的な施工手順について述べる。

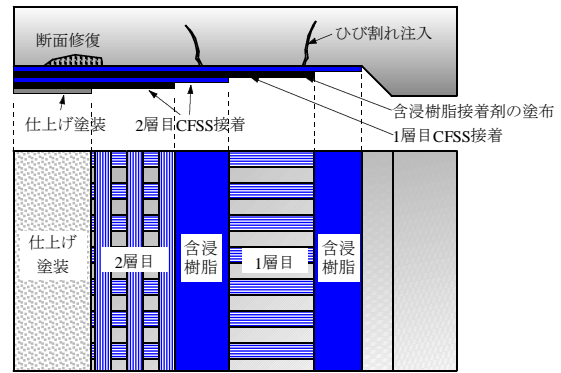
(1) 炭素繊維シート(CFS)

CFS 下面接着補強法は、0.2mm 以上のひび割れに対して、ひび割れ注入工法を行い、はく離などの損傷に対しては断面修復工を行うなどの下地処理を行う。次に、コンクリート部と CFS の専用接着樹脂との付着性を高めるためにプライマーを塗布し、12 時間以上の養生を行う。その後、プライマーに発生している気泡などを除去し、専用の含浸・接着用のエポキシ樹脂を塗布し、CFS を含浸しながら接着を行い、12 時間以上の養生を行う。CFS を積層する場合は、エポキシ樹脂の塗布と CFS の接着を繰り返す行う。積層の作業が終わったら各積層数ごとに 12 時間以上の養生を行い、最後に仕上げ処理を行う。ここで、CFS による RC 床版の補強後の断面図を図-3.4 に示す。

CFS 下面接着補強法は、2 方向のひび割れ進展の抑制効果や飛来塩分の影響を受ける海岸線に建設された RC 床版には防食効果が期待できる。しかし、ひび割れ注入工や橋面防水工が施されていない床版の補強の場合は、雨水が CFS と既設 RC 床版の界面に滞水することや事後の点検方法が懸念される。しかし、CFS 下面接着補強法においては多くの研究により耐疲労性が評価されている。



図－ 3.4 CFS 下面接着補強



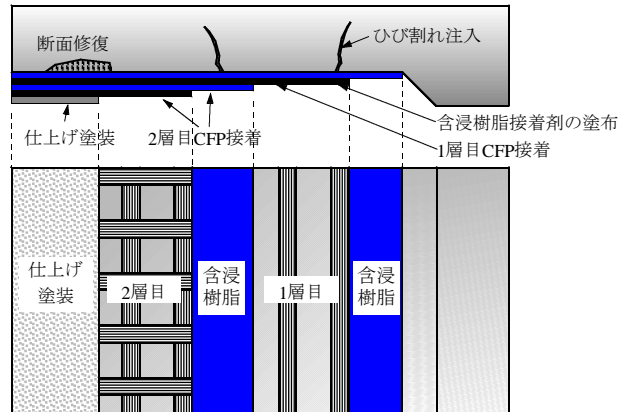
図－ 3.5 CFSS 格子接着補強

(2) 炭素繊維ストランドシート (CFSS)

CFS 下面接着補強法におけるプライマー処理や 1 層目の CFS 接着および 2 層目の CFS 接着において、それぞれの工程で 12 時間以上の養生時間が必要となる。また、CFS 下面接着補強法においては全面接着補強を基本とすることから塩害地域の床版には鉄筋の防食効果が期待できる。しかし、飛来塩分の発生が見られない地域の床版は、上面からの雨水の浸入により CFS と既設 RC 床版の界面に滞積し、劣化を促進することが懸念されている。これらの施工時間を短縮するために CFS と同等以上の特性値を有する CFSS が開発された。この CFSS を用いて格子状に接着補強する補強法が提案された。施工法においては下地処理後、格子間にマスキングテープを接着した後、接着剤を塗布し、1 層目の CFSS を接着する。接着剤はすだれ状に加工された空間部に接着剤を挿入し、直ちに 2 層目の CFSS を接着する。よって、養生時間は CFS の 1/3 に短縮されるものである。また、CFSS を格子状に接着補強することから雨水の排出や事後の点検が容易となるものである。ここで、CFSS を用いた RC 床版の補強断面を図－ 3.5 に示す。しかし、CFSS を用いた格子接着補強法については新材料であることから RC 床版の補強材および補強法としての実用性を評価するための輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の検証は行われていないのが現状である。よって、本研究においては、第 4 章で CFSS 格子接着補強法における補強効果および耐疲労性の評価について考察する。

(3) 炭素繊維プレート (CFP)

CFP の施工手順は、ひび割れ損傷に対するひび割れ注入工、断面修復工、下地処理工まで CFS 下面接着補強法と同様である。また、CFP の施工は下地処理後、直ちにエポキシ樹脂接着剤を用いて接合が可能であり、接着力を高めるためのプライマーの処理は不要である。この補強方法は CFSS 格子接着補強法と同様である。まず、下地処理を行い、接着補強範囲に合わせて CFP をエポキシ樹脂を用いて接着を行う。樹脂の層とプレートとの間に空気による浮きが発生しないように圧縮をかけながら清掃および不陸修正を行う。積層作業を行う場合、これらの作業を繰り返し行う。積層の作業が終わると養生を行い、最後には仕上げ材を塗布する。ここで、炭素繊維プレートによる RC 床版の補強後の断面図を図－ 3.6 に示す。



図－3.6 CFP 接着補強後の断面図

炭素繊維プレートを用いた補強方法においては輪荷重走行疲労実験が行われ、その評価が報告されている^{3,21)}。

3.5.1 点検・調査・準備工

炭素繊維材料を用いた下面接着補強法は、CFS または CFSS を含浸・接着樹脂を用いて強度や耐疲労性が低下している床版に接着し、一体化を図ることで必要な強度および耐疲労性の向上を発揮させる工法である。しかし、CFS による接着補強を行う場合は、道路橋における現在の損傷状況や施工条件、CFS 下面接着補強法の適用性、道路橋の建設地域における環境条件を確認し、有効的な計画を立てなければならない。

まず、補強対象である道路橋床版の詳細な点検や調査を行わなければならない。これらの結果に基づいて床版の劣化・損傷要因、劣化・損傷の程度、要求性能を判断する。例えば、劣化・損傷の程度が軽微であり、損傷度の判定の潜伏期の初期程度である場合は、優先的に床版上面の防水工やひび割れ補修、表面被覆のような工法が適する。また、積雪寒冷地域におけるスケーリングや床版上面の砂利化などが著しい場合は上面増厚工法、床版コンクリートの圧縮強度の低下およびはく離などの断面の欠損が激しい場合は下面増厚工法や床版の架け替えを考慮する必要がある。CFS 下面接着補強法はひび割れ損傷や耐疲労性の低下により疲労損傷度が進展期から加速期前期までの損傷に有効であり、化学的に安定な特徴を有することから飛来塩分の影響が多い海岸線付近の道路橋 RC 床版の補強法として有効である。

次に、道路橋の点検・調査により炭素繊維材料による下面接着補強法が最適であると判断された場合は、CFS、CFSS および CFP のような製造の違いによるもの、また、引張強度や繊維目付量、ヤング係数がそれぞれ差異があることから適用するシートの種類、施工方法や積層枚数等も補強計画立案の際、検討する必要がある。

次には、施工環境条件を考慮しなければならない。CFS 下面接着補強法の手順はプライマー工、不陸修正工、CFS の接着におけるエポキシ樹脂による含浸・硬化の作業があり、これらの材料の粘度、可使時間、硬化時間などは現場の気温などに影響が懸念される。よって、施工現場における気温や積雪の可能性などの環境条件を考慮し、

材料の選定や方法を考慮しなければならない。例えば、プライマー工を行う場合、プライマーは気温の影響が硬化に影響を与えることから、冬期(5℃未満)においては施工現場で加湿養生を行うか、低温用のプライマー、含浸・接着樹脂または接着剤を用いる必要がある。

3.5.2 ひび割れ処理・断面修復

道路橋 RC 床版下面のひび割れ損傷は、自動車の走行による疲労により発生するのが一般的である。これらのひび割れは大型自動車の継続的な走行や交通振動などにより開閉が繰り返され、ひび割れは進展する。また、上面にひび割れが発生した場合には上面から雨水などが浸透し、床版内に滞水することで鉄筋の錆や下面の遊離石灰の原因となる。炭素繊維材料による接着補強を行う場合においてもひび割れ損傷は炭素繊維材料に応力の集中を起こす大きな原因となる。よって、点検・調査でひび割れ損傷が発見された場合には、ひび割れ損傷に対する補修を行った上で、CFS を用いた接着補強を行わなければならない。ひび割れ損傷の対策工法は、ひび割れ注入工と断面修復工に大分かれ、炭素繊維材料による接着補強工法を行う前のひび割れ損傷に対する対策には一般的に低圧注入工法などの処理対策が行われている。なお、ひび割れ注入工の施工を終了した後は樹脂の硬化した程度を確認する必要がある。

次に、断面修復工は、はく離などによる鉄筋の露出や断面欠損および豆板などの不良部を除去し、設計当時の断面に修復する工法である。炭素繊維材料による接着補強を施す前に断面修復処理を施すことで炭素繊維材料の接着による補強効果を発揮させることが可能である。点検・調査の段階で、断面欠損が確認され、鉄筋まで露出している場合は鉄筋の詳細点検・調査も同時に行い、鉄筋の錆の除去や発錆防止の処理などを断面修復の施工と同時に行うのが一般的である。最後には、断面修復した部分と炭素繊維材料との接着力を高めるために断面修復した部位を平滑に処理を行わなければならない。なお、CFSS による接着補強の場合は接着する専用のエポキシ樹脂にパテの機能が兼用されていることから断面修復の施工は省略可能な場合がある。

3.5.3 下地処理

炭素繊維材料による下面接着補強法は、含浸・接着樹脂によるコンクリートとの接着耐久性により、工法の信頼性、耐久性が確保されるものである。よって、道路橋の点検・調査をもとに施工対象となった RC 床版表面の風化層やレイタンス層等による強度の低下した部分および汚れや型枠はく離剤層等は、これをディスクサンダー等の適切な下地処理方法により除去し、連続繊維シートのはく離発生をしないようにすることが必要である。また、コンクリート面に突起や段差などの凹凸があると連続繊維シートに浮きが発生する恐れがあるため、段差は出来る限り小さくし、出隅部は必要に応じた丸み付けを行う必要がある。

3.5.4 プライマー

プライマーの施工は、コンクリートの表面と炭素繊維材料が確実に一体化するために予めコンクリートの表面に塗布を行う処理である。また、施工中あるいは養生中に直射日光などに露出されるとコンクリート部と炭素繊維材料の層の間に気泡や浮きが生じる可能性があるが、プライマーの処理で気泡や浮きの発生を抑制させることが可能である。プライマーには一般的にエポキシ樹脂系、2液・常温硬化型のものが用いられているが、炭素繊維材料を含浸・硬化させる含浸・硬化接着剤とプライマーとの接着強度を必ず確認する必要がある^{3.15)}。ここで、プライマーの基本性能および種類を表-3.5および表-3.6に示す。

表-3.5 プライマーの基本性能^{3.15)}

| 項目 | 性状と物性 | 備考 |
|-------------|-------------------------|-----------------------------|
| 材質 | エポキシ樹脂 | 2液・常温硬化型 |
| コンクリートの付着強度 | 1.9N/mm ² 以上 | JIS A 6909 または JIS K5400に準拠 |

表-3.6 プライマーの種類^{3.15)}

| 主な用途 | 適用温度 (°C) | 可使用時間 (分)@20°C | 硬化乾燥時間 (時間)@20°C | 主剤・硬化剤 (重量比) | 性状 | |
|------|-----------|----------------|------------------|--------------|-----|------|
| 標準用 | 春秋用 | 10~25 | 40 | 10 | 2:1 | 無溶剤系 |
| | 夏用 | 20~35 | 120 | 12 | 2:1 | 無溶剤系 |
| | 冬用 | 5~15 | 20 | 7 | 2:1 | 無溶剤系 |
| 湿潤面用 | 春秋用 | 10~25 | 40 | 12 | 2:1 | 無溶剤系 |
| | 夏用 | 20~35 | 120 | 16 | 2:1 | 無溶剤系 |
| | 冬用 | 5~15 | 20 | 10 | 2:1 | 無溶剤系 |
| 浸透性 | 通年用 | 5~35 | 120 | 3 | 1:1 | 溶剤系 |

表-3.6に示すようにプライマーには春・秋用および夏用、冬用に分かれています。一般的に炭素繊維材料のプライマーに用いられているのはエポキシ系であり、これらのエポキシ樹脂系は5°Cから35°Cの間で使用可能な可使用時間が調整されている。現場においては作業のため、約40分以上の可使用時間が要求されることから施工温度における適切な季節別の選択が重要である。図-3.7にプライマーの温度と可使用時間の関係を示す。

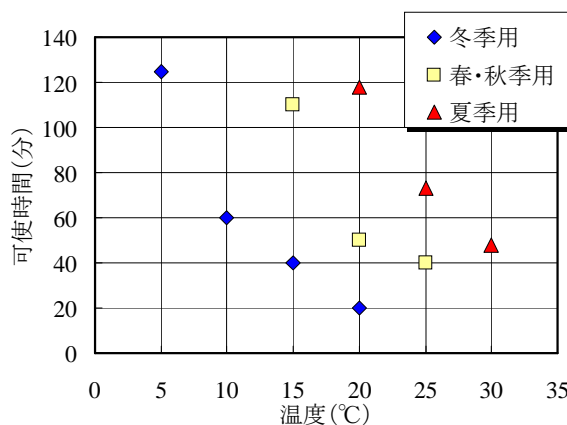


図-3.7 使用時プライマーの温度と可使用時間の関係^{3.15)}

3.5.5 不陸修正

不陸修正は、炭素繊維材料を接着補強するコンクリートの表面の段差や凹凸を除去することで、炭素繊維材料の接着に用いる含浸・硬化剤との接着力を高めることやエポキシ樹脂などの磨り付け作業を円滑に行うための作業である。また、プライマーの塗布後、その上面に気泡や樹脂のたまりが発生した場合は施工欠陥になる可能性が高いため、不陸修正を行い、平坦に仕上げる必要がある。また、不陸修正材はエポキシ樹脂や含浸接着剤との付着強度を確認する必要がある。

3.5.6 含浸・接着

炭素繊維材料接着補強法における炭素繊維材料の接着には、一般的にエポキシ系の含浸・接着樹脂が用いられている^{3.15)}。エポキシ系の含浸・接着樹脂は、炭素繊維の間に含浸・接着樹脂を塗布し含浸させながら硬化させることで各々の繊維が一体化され、炭素繊維材料全体に応力を分散させることで強度や補強効果を発揮させるのに重要な材料・施工の工程である。また、炭素繊維材料による接着工法に用いる含浸・接着樹脂は、連続繊維シートに対して確実な含浸性を有していることが重要であり、施工においては含浸しつつ、炭素繊維材料を保持しなければならないことから適切な粘度や可使用時間の確保が重要である。含浸・接着樹脂の粘度および可使用時間は、プライマーと同様にエポキシ系材料であり、建設地域の温度条件や気候条件により変化が生じることから、適切な含浸・接着樹脂を選定する必要がある。ここで、エポキシ系の含浸・接着樹脂の基本性能を表－3.7に、施工現場における温度条件と可使用時間によるエポキシ系含浸・接着樹脂の種類を表－3.8に示す。

表－3.7 エポキシ系含浸・接着樹脂の基本性能^{3.15)}

| 項目 | 性状と物性 | 備考 |
|---------|-------------------------|---------------|
| 材質 | エポキシ樹脂 | 無溶剤・2液・常温硬化型 |
| 引張強度 | 29N/mm ² 以上 | JIS K 7113に準拠 |
| 曲げ強度 | 39N/mm ² 以上 | JIS K 7203に準拠 |
| 引張せん断強度 | 9.8N/mm ² 以上 | JIS K 6850に準拠 |

表－3.8 エポキシ系含浸・接着樹脂の種類^{3.15)}

| 主な用途 | 適用温度 (°C) | 可使用時間 (分) @ 20°C | 硬化乾燥時間 (時間) @ 20°C | 主剤・硬化剤 (重量比) |
|------|-----------|------------------|--------------------|--------------|
| 春秋用 | 10~25 | 40 | 10 | 2:1 |
| 夏用 | 20~35 | 120 | 12 | 2:1 |
| 冬用 | 5~15 | 20 | 7 | 2:1 |

エポキシ系含浸・接着樹脂は、表－3.7に示すように無溶剤・2液・常温硬化型が一般的であり、主剤と硬化剤に構成されている。主剤には、ビスフェノール A 型エポキシ樹脂が代表的であり、硬化剤にはポリアミン類が代表的である。また、その主な用途は、表－3.8に示すようにエポキシ系含浸・接着樹脂は温度条件により種類分けされ

てあり、可使時間が約 40 分確保されている。また、その主成分は、エポキシ系や MMA 系の含浸・接着樹脂の他に不飽和ポリエステルや炭素繊維グリッドの含浸・硬化に用いるビニルエステル樹脂などがあるが、工場での含浸作業を主目的としており、道路橋 RC 床版の補修・補強材としては適する材料ではない。

3.5.7 仕上げ工

仕上げ工は、炭素繊維材料による接着補強後に美観的および補強設計で要求される耐疲労性や耐荷力性能が十分に発揮するように必要に応じて行う工法である。また、仕上げ工の目的として炭素繊維材料による接着補強後の表面に対して耐候性、耐火性、耐衝撃性などの性能を付与するため、さらに、炭素繊維材料の接着に用いる含浸・接着樹脂は紫外線に露出されると表面劣化が生じ、樹脂の変色や含浸・接着樹脂の表面から分解が始まり、炭素繊維により接着補強効果の消失を防止するためである。仕上げ工は一般的に炭素繊維などの材料を接着し、含浸・接着樹脂の初期硬化を確認した後に行う。

仕上げ工には、仕上げ材の塗装により行う方法とポリマーセメントモルタルを用いて 10mm 程度の厚さで保護する方法の 2 種類がある。仕上げ材を塗装により行う方法は、一般的に炭素繊維材料による補強後や補修などの施工を行った後に表面が紫外線を防ぐ場合に用いられている。次に、ポリマーセメントモルタルを用いて表面を保護する仕上げ方法は火災などが生じた場合、対象となる構造物を守らなければならない場合に用いられている。また、河川や海上に建設されている道路橋の橋脚を漂流物や船舶などの衝突などの事故から保護する場合に用いられている。

3.5.8 炭素繊維シートと炭素繊維ストランドシートの施工時間の比較

CFSS は、炭素繊維を工場において炭素繊維と熱硬化型エポキシ樹脂を含浸・硬化させて製造し、すだれ状に加工したものである。CFS と同様に軽量および素材が薄く、現場の制約が少ない。また、CFS に比べ、加工が工場生産することから品質は安定し、CFRP 化済みであることから専用エポキシの含浸や発生する気泡の脱泡の作業が省略可能となる。そして、CFS の大きな問題点であったシートの浮き、膨れ、空気の巻き込みによる含浸性の低下を防止することが可能である。

また、CFS と CFSS に使用する専用の接着剤も差異があり、CFSS 専用のエポキシ樹脂はコンクリート不陸修正用のパテや、コンクリートとシートの接着性を高めるためのプライマーを兼ねてあることから各段階における施工手順の合理化、樹脂の含浸の時間が短縮ができ、現場における施工は合理化が図られる。ここで、現場における CFS 下面接着および CFSS 格子接着補強法の施工時間の比較を表 3.9 に示す。

表 3.9 に示すように CFSS では、プライマーと不陸修正工および各々の養生時間が短縮される。また、ストランドシート型連続繊維シートでは工場での含浸作業が完了しているため施工時間には各積層当たり約 37% 短縮され、施工速度の向上に効果的である。全体の工程は、約 41.7% 短縮される。

表一 3.9 現場における施工時間の比較(100m²)^{3,15)}

| 施工工程 | 現場含浸型 CFS | 工場含浸型 CFSS |
|------------------|------------------|------------------|
| 下地処理工 | 2.50 | 2.50 |
| プライマー塗布工 | 1.79 | 0.00 |
| 硬化養生 | 0.50 | 0.00 |
| 不陸修正工 | 4.17 | 0.00 |
| 硬化養生 | 0.50 | 0.00 |
| 連続繊維シート接着工橋軸直角方向 | 5.00 | 3.13 |
| 硬化養生 | 0.50 | 0.50 |
| 連続繊維シート接着工橋軸方向 | 5.00 | 3.13 |
| 硬化養生 | 0.50 | 0.50 |
| 保護塗装中塗り | 2.08 | 2.08 |
| 硬化養生 | 0.50 | 0.50 |
| 保護塗装上塗り | 2.08 | 2.08 |
| 硬化養生 | 0.50 | 0.50 |
| 合計日数 | 25.62 (204.96時間) | 14.92 (119.36時間) |

単位：日（8時間）

また、地方公共団体が実施している長寿命化修繕計画における5年後ごとの橋梁維持管理のための点検が必要となっている^{3,22)}。点検におけるCFS下面接着補強法はRC床版底面にCFSを下面接着することから、床版上面からの浸入した雨水がRC床版とCFS接着界面に滞水し、接着剤の経年劣化が懸念されるとともに、補強後の事後点検が困難である。これに対してCFSS格子接着補強法の場合は、CFSSを格子状に接着補強することから、RC床版内部の雨水が格子間から排水され、さらに事後のひび割れ状況が目視点検で確認できることから点検が容易となる。

3.6 まとめ

第3章では、現在の道路橋RC床版に生じている損傷の対策として用いられている連続繊維シートについて炭素繊維材料を中心に述べた。また、これらの連続繊維シートの道路橋に対しての適用性も述べた。また、道路橋における連続繊維シートの適用範囲は道路橋の様々な部材に適用が可能であり、これは連続繊維シートは主原料による分類、製造・加工による分類、引張強度やヤング係数による種類に分けられていることから可能であり、連続繊維シートの分類により特徴や種類による特徴を述べた。さらに、連続繊維シートの中で最も道路橋RC床版の補修・補強に用いられている炭素繊維材料の一般的な施工手順について示し、他の連続繊維シートを用いた施工手順と比較を行った。本章で得られた知見は、以下の通りである。

- (1) 連続繊維シートはシート状に加工・製造する含浸工法によりドライシート、ストランドシート、プレート、プリプレグに分かれている。また、繊維の原料により炭素繊維、ガラス繊維、アラミド繊維などがある。これらの連続繊維シートは繊維目付量、設計厚さ、引張強度、ヤング係数により種類分けされている。

- (2) 連続繊維シートによる道路橋 RC 床版の接着補強は点検結果に基づき、その劣化、損傷要因、健全度を適切に評価した上で適用性の検討を行うものである。連続繊維シートは化学的に安定しており、耐久性に優れていることから海岸部に接近している橋梁の場合は塩害、積雪寒冷地域の橋梁の場合は凍結防止のため散布する凍結防止剤などの外的要因に対しての補修・補強が可能であり、適用範囲は汎用的である。また、加工・製造によりシート状、ストランド状、プレート状に成形することが可能であり、それぞれ繊維目付量、設計厚さ、引張強度、ヤング係数により種類分けされていることから施工条件や損傷度に適した連続繊維シートを選定することが可能である。
- (3) 連続繊維シートの 1 種である炭素繊維材料の一般的な施工の流れは、まず、発生しているひび割れをひび割れ注入工法などにより処理し、はく離などの断面が欠損している部分を断面修復工により設計当時の断面まで修復する。次に、コンクリート部と炭素繊維材料の専用接着樹脂との接着性を高めるためにプライマーを塗布し、養生を行う。その後、プライマーに発生している気泡などを除去し、専用の含浸・接着用のエポキシ樹脂を塗布し、炭素繊維材料を含浸しながら接着を行い、養生を行う。最後に仕上げ処理を行う。
- (4) 炭素繊維材料の一般的な施工の流れに対して炭素繊維ストランドシートは工場において炭素繊維をすだれ状に含浸・硬化し、接着に用いるエポキシ樹脂もパテとプライマー兼用であることから断面修復とプライマーの処理が不要であり、それに対する養生時間も省略できる。炭素繊維プレートにおいても同様であるが、プレート状であることから複雑な場所への施工においては制限がある。

参考文献

- 3.1) 太田実：床版の損傷と対策，橋梁と基礎，Vol.4，No.10，1970.
- 3.2) (財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995.
- 3.3) 高野真希子，阿部忠，木田哲量，小森篤也，児玉孝喜，小川洋二：47年 供用した RC 床版の CFSS 下面補強および SFRC 上面増厚補強による耐疲労性，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1286-1296，2010.
- 3.4) 元燦豪，阿部忠，木田哲量，高野真希子，小森篤也：CFS・CFSS 補強した RC 床版の補強効果および耐疲労性，構造工学論文集，Vol. 58A，pp. 1189-1196，2012.
- 3.5) 元 燦豪，阿部 忠，木田哲量，小森篤也：CFS・CFSS 格子接着補強した RC 床版の耐疲労性の評価および S-N 曲線式の提案，セメント・コンクリート論文集，No.66，pp. 576-583，2013.
- 3.6) 阿部忠，水口和彦，元燦豪，川井豊：疲労損傷を受けた RC 床版の一次・二次補強法における耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol. 59A，pp.1101-1111，2013.
- 3.7) 土木研究所：炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)，コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告(Ⅲ)，1999.
- 3.8) 西弘明，三田村浩，佐藤京，表真也，吉田英二：積雪寒冷地における性能低下を考慮した構造物の耐荷力向上に関する研究，寒地土木研究所，寒地構造チーム，2010.
- 3.9) 土木学会：FRP 接着による鋼構造物の補修・補強技術の最先端，2012.
- 3.10) 澤野利章，阿部忠，徐銘謙，木田哲量，西林聖武：CFS 補強 RC 床版の補強効果および押抜きせん断耐荷力評価式，材料，第 56 巻，第 10 号，pp.977-984，2007.
- 3.11) 杉浦江，大垣賀津雄，長井正嗣，小林朗：炭素繊維シート(CFRP)を用いた鋼部材部分補修に関する実験研究，複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，第 6 巻，48-1~48-6，2005.
- 3.12) 西浩嗣，長田光司，矢島尚彦，岡田尚久：炭素繊維シート巻立てによる空中高橋脚の耐震補強－東名高速道路酒匂川橋－，土木施工，第 39 巻 4 号，68-73，1998.
- 3.13) 連続繊維による補修・補強「炭素繊維・アラミド編」，理工図書，2000.
- 3.14) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー 101，2004.
- 3.15) FORCA トウシート・ストランドシート床版下面土木施工積算書，新日鉄住金マテリアルズ，2013.
- 3.16) JSCE-E541-2000「連続繊維シートの引張試験方法(案)」
- 3.17) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修・補強指針，2000.
- 3.18) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，2011.
- 3.19) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省

- 道路局国道・防災課道路保全企画室，2011.
- 3.20) 千葉県：千葉県長寿命化修繕計画報告書，2010.
- 3.21) 加藤貴久，久部修弘，松井繁之，三田村浩：CFRP プレートを用いた床版の疲労耐久性向上に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.1309-1314，2010.
- 3.22) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の計画的管理に関する調査研究－橋梁マネジメントシステム(BMS)，2009.

第 4 章 CFS全面接着・CFSS格子接着補強したRC床版の耐疲労性の評価

4.1 はじめに

道路橋 RC 床版は、大型車両の繰り返し作用による疲労劣化や材料の経年劣化などにより、ひび割れ損傷が生じ耐荷力性能および耐疲労性が低下している。そこで、道路橋 RC 床版の経年劣化やひび割れ損傷による性能低下の回復を図るために、軽量かつ施工性に優れている CFS を用いた下面接着補強法が採用されている^{4.1)}。また、CFS と同様な材料特性値を有し、施工性に優れ、合理化が図られる CFSS が新たな補強材として開発されている。CFS は、比較的新しい材料であることから耐荷力性能および耐疲労性が評価され^{4.2), 4.3)}、実橋においても 20 年以上の実績がある。しかし、CFSS は材料特性値が CFS と同等であるが、CFS は全面接着するのに対して CFSS は格子状に接着するものであり、新材料であることから輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の検証は一部での機関で行われているのみで^{4.4)~4.6)}、あまり行われていないのが現状である。

一方、長寿命化修繕計画における修繕対象となっている RC 床版は、コンクリートが経年劣化して、圧縮強度が設計当時の基準を下回る結果も報告されている^{4.7)}。

そこで第 4 章では、RC 床版下面に CFS を全面に接着補強(以下、CFS 全面接着補強とする)と CFSS を格子状に接着補強(以下、CFSS 格子接着補強とする)した供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、RC 床版に対する補強効果を検証する。また、RC 床版が塩害や凍害の影響によりコンクリートの圧縮強度が設計基準強度を下回っている場合の補強効果および耐疲労性に及ぼす影響についても検証し、道路橋長寿命化修繕計画における RC 床版の補強法の適用検討の一助とする。

4.2 供試体概要

本実験に用いる RC 床版供試体は、道示^{4.8)}の規定に基づいて設計し、設計支間 2,400mm とし、大型車両の計画交通量を 1 日 1 方向 2,000 台以上を想定して決定した。また、実験には浮き上がり防止を設けない 4 辺単純支持とする。

供試体の寸法は、道示に規定する活荷重載荷面幅 500mm を基準に、実験に用いる輪荷重の載荷幅の比を基にモデル化した。例えば、本実験装置における輪荷重を載荷する車輪幅が 250mm で実験する場合は 1/2 モデル(=250/500)、車輪幅が 300mm で実験する場合は 3/5 モデル(=300/500)とする。ここで、1/2 モデルとした 2 種類の供試体の供試体名称は A タイプおよび B タイプとする。また、3/5 モデルとした供試体の供試体名称は C タイプとする。

4.2.1 使用材料

(1) RC床版

本実験における供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと 5mm~20mm

の砕石を使用した。道示では、道路橋 RC 床版に用いるコンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 以上とされている⁴⁸⁾。そこで、本実験では圧縮強度が異なる 2 タイプの供試体を製作し、それぞれ A タイプと B タイプとする。まず、A タイプの供試体のコンクリートは、塩害や凍害および遊離石灰などによるコンクリートの経年劣化を想定した設計基準強度 24N/mm^2 以下を目標に配合した。次に、B タイプの供試体のコンクリートは、設計基準強度が 24N/mm^2 以上となるように配合した。鉄筋は両供試体ともに SD295A, D10 を用いた。RC 床版の配合を表-1 に、実験時におけるコンクリート圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-4.2 に示す。また、C タイプの供試体のコンクリートは、A, B タイプと同様に普通ポルトランドセメントと 5mm~20mm の砕石を使用し、コンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 以上を目標に配合した。鉄筋には SD295A, D13 を用いた。実験時におけるコンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-4.2 に併記した。

表-4.1 RC 床版の配合表

(1) A タイプ

| W/C (%) | s/a | 単位量 (kg/m^3) | | | | | |
|---------|------|-------------------------|-----|-----|-----|-------|-------|
| | | C | W | S | G | AE減水剤 | AE剤 |
| 74.6 | 48.6 | 246 | 176 | 887 | 965 | 2.5 | 0.737 |

(2) B, C タイプ

| スランプ (cm) | W/C (%) | s/a | 単位量 (kg/m^3) | | | | | 混和剤 (ml) | |
|-----------|---------|------|-------------------------|-----|-----|-----|------|----------|--|
| | | | C | W | S | G | SP | AE | |
| 18±2.5 | 51.4 | 51.2 | 319 | 164 | 953 | 886 | 1.91 | 16 | |

表-4.2 材料特性値

| 供試体 | コンクリート圧縮強度 (N/mm^2) | | 鉄筋 (SD295A) | | |
|-------|--------------------------------|----|--------------------------|--------------------------|----------------------------|
| | | | 降伏強度 (N/mm^2) | 引張強度 (N/mm^2) | ヤング係数 (kN/mm^2) |
| A タイプ | RC,CFS, CFSS | 18 | 368 | 516 | 200 |
| B タイプ | RC,CFSS | 35 | 368 | 516 | 200 |
| | CFS | 32 | | | |
| C タイプ | RC,CFS, CFSS | 30 | 370 | 511 | 200 |

(2) 炭素繊維シート (CFS)

本実験に用いた CFS は、目付量 202g/m^2 、設計厚 0.111mm の連続繊維シートであり、他にプライマー、CFS 用の接着材を用いた。ここで、CFS の材料特性を表-4.3 に示す。

表－ 4.3 CFS および CFSS の材料特性値^{4,9)}

| 補強材料名 | 目付量 (g/m ²) | 設計厚さ (mm) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
|-------|----------------------------|--------------|------------------------------|--------------------------------|
| CFS | 202 | 0.111 | 4,420 | 235 |
| CFSS | 606 | 0.333 | 4,310 | 245 |

(3) 炭素繊維ストランドシート (CFSS)

本実験に用いた CFSS は、樹脂を含浸・硬化させた CFRP ストランドをすだれ状に加工した材料である。本補強には、目付量 606g/m²、設計厚 0.333mm の CFSS を用いた。ここで、CFSS の材料特性を表－ 4.3 に併記する。

4.2.2 供試体寸法および鉄筋の配置

(1) 最小床版厚

大型車両の交通量が多い道路橋における RC 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために大きな曲げモーメントが付加される場合は、想定による床版の最小全厚より厚さを増加させて設計して良いとされている。よって、最小床版厚は式(4.1)として与えられている^{4,8)}。

$$d = k_1 \times k_2 \times d_0 \geq 160 \text{ mm} \quad (4.1)$$

ここで、 d : 床版厚(mm)、 k_1 : 大型車の交通量による係数(1 日 1 方向あたりの大型車の計画交通量 2,000 台以上の場合=1.25)^{4,8)}、 k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数(=1.0)^{4,8)}、 d_0 : 道示Ⅱの規定による最小厚さ単純版(=(40L+110))^{4,8)}、 L : 床版支間(=2.4m)

支間 2.4m、大型車両の 1 日 1 方向あたりの計画交通量を 2,000 台以上とした場合の RC 床版の厚さを式(4.1)より算出する。

$$\begin{aligned} d &= k_1 \times k_2 \times d_0 \geq 160 \text{ mm} \\ &= 1.25 \times 1.0 \times (40L + 110) \\ &= 1.25 \times 1.0 \times (40 \times 2.4 + 110) = 260 \text{ mm} \end{aligned}$$

本実験装置の輪荷重幅は 250mm および 300mm であり、これに対して道示Ⅱに規定する輪荷重幅が 500mm である。よって、本実験装置の輪荷重幅は道示Ⅱに規定する輪荷重幅の 1/2 である場合は供試体寸法も 1/2 モデル(=250/500)とし、輪荷重幅の 3/5 である場合は供試体寸法も 3/5 モデル(=300/500)とする。すなわち、本供試体の設計では、床版支間を 2,400mm、床版厚 260mm であることから、1/2 モデルの RC 床版供試体の寸法は、支間 1,200mm、床版厚を 130mm とする。また、3/5 モデルの RC 床版供試体

の寸法は、支間 1,400mm, 床版厚を 150mm とする。

(2) 活荷重^{4,8)}

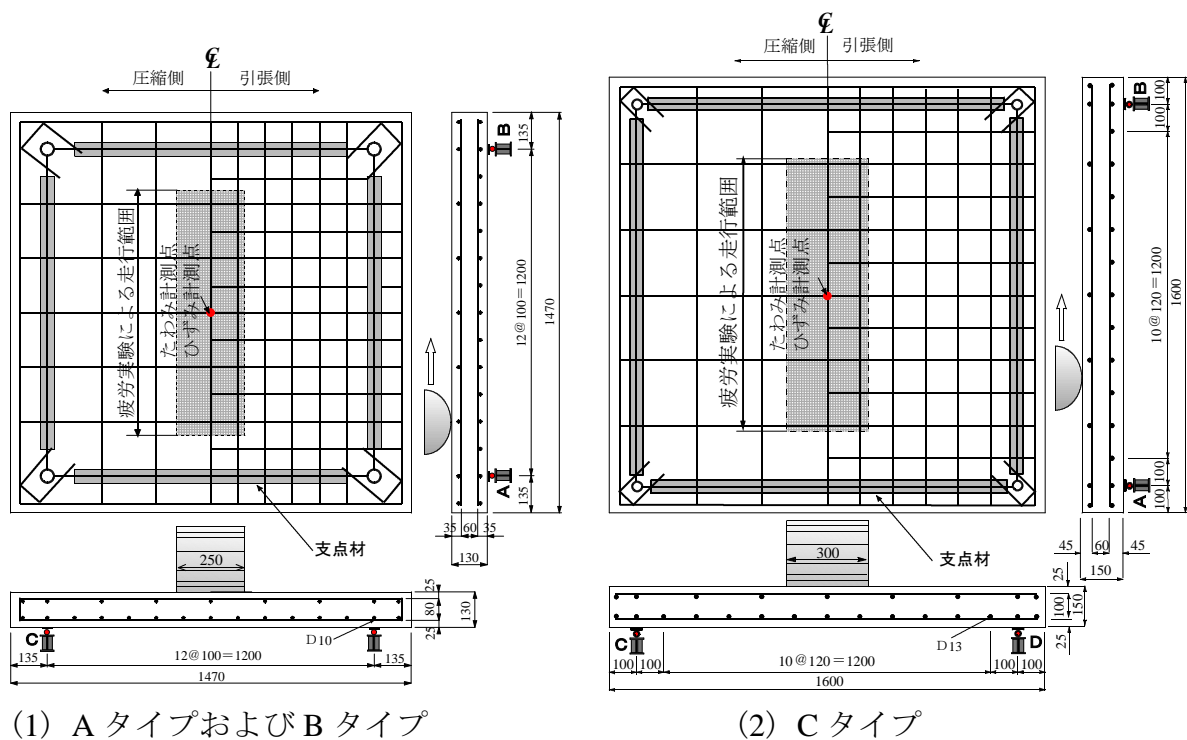
RC 床版の設計荷重は道示 I に規定する B 活荷重に対応するものとする。よって、床版には荷重 100kN として、衝撃を含む活荷重モーメントから算定した鉄筋量を配置する。なお、鉄筋量は、設計値に近い状態で配置し、押抜きせん断耐荷力は、配置された鉄筋量を基に評価する。また、実験には活荷重 100kN の 1/2 および 3/5 であることからそれぞれ 50kN および 60kN を基準荷重とする。

(3) 供試体寸法および鉄筋の配置

1) A, B タイプ

A タイプおよび B タイプの供試体の寸法は、全長 1,470mm, 支間 1,200mm, 床版厚 130mm とした。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側主鉄筋(軸直角方向)に D10 を 100mm 間隔で配置し、有効高を 105mm とした。また、配力筋(軸方向)も D10 を 100mm 間隔で配置し、有効高を 95mm とした。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。

コンクリートの圧縮強度が 18N/mm^2 である A タイプの供試体は 1 体製作したことから供試体記号を A-RC-1 とする。また、コンクリートの圧縮強度が 35N/mm^2 である B タイプの供試体は供試体を各 2 体製作したことから供試体記号を B-RC-1, 2 とする。ここで、本供試体寸法および鉄筋配置を図-4.1(1)に示す。



(1) A タイプおよび B タイプ

(2) C タイプ

図-4.1 供試体寸法および鉄筋配置

2) Cタイプ

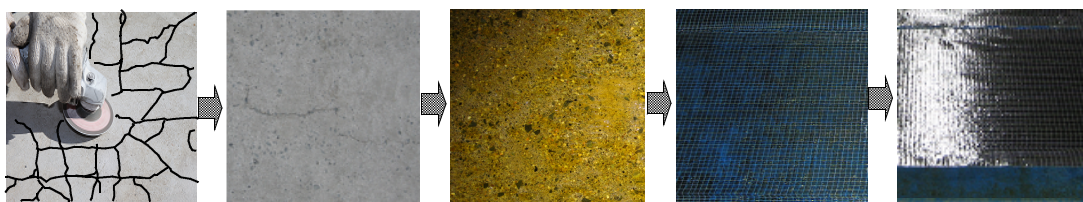
Cタイプの供試体の寸法は、全長 1,600mm、支間 1,400mm、床版厚 150mm とした。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側主鉄筋(軸直角方向)に D13 を 120mm 間隔で配置し、有効高を 125mm とした。また、配力筋(軸方向)も D13 を 120mm 間隔で配置し、有効高を 105mm とした。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。

コンクリートの圧縮強度が 30N/mm^2 である Cタイプの供試体は 2 体製作したことから供試体記号を C-RC-1, 2 とする。ここで、本供試体寸法および鉄筋配置を図-4.1(2)に示す。

4.2.3 CFS全面接着補強法^{4.1)}

(1) CFS全面接着補強法

CFS 全面接着補強法は、炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)^{4.1)}に準拠して製作した。CFS 全面接着補強法の施工手順を写真-4.1に示す。



(1) 研磨 (2) 表面処理 (3) プライマー (4) 1層目接着 (5) 2層目接着

写真-4.1 CFS 全面接着補強法の施工手順^{4.10)}

まず、RC 床版供試体の下面の不純物を除去し、コンクリートサンダーで研磨して平滑に仕上げる(写真-4.1(1), (2))。次に、表面仕上げした後、コンクリートと CFS の付着性を高めるためにプライマーを塗布・含浸させ、12 時間以上の養生を行う(写真-4.1(3))。その後、CFS 用エポキシ系接着剤を塗布し、幅 500mm の CFS を軸直角方向に 1 層目を全面接着し、12 時間以上の養生を行う(写真-4.1(4))。同様に、軸方向に 2 層目を接着し、12 時間以上の養生を行う(写真-4.1(5))。

本実験における CFS 全面接着補強は CFS の接着による補強効果および耐疲労性の検証を行うことから、損傷のない RC 床版を製作し、CFS による接着補強を行った。よって、現場においてはプライマー処理の後に断面修復工を行うのが一般的であるが、本供試体製作においては損傷のない供試体を用いたことから断面修復工は省略した。また、施工後、短期間で実験を行うことから接着剤の劣化を防止するために行う表面処理工においても省略した。

(2) CFS全面接着補強RC床版の供試体寸法

1) A, Bタイプ

本実験に用いる CFS は、目付量 202g/m^2 、設計厚 0.111mm である。また、CFS

の接着範囲は、A タイプおよび B タイプの供試体ともに、供試体支間の内側 1,100mm×1,100mm の範囲とする。ここで、A タイプおよび B タイプ供試体における CFS 全面接着補強後の CFS 接着範囲の概略を図-4.2(1)に示す。

コンクリートの圧縮強度が 18N/mm^2 である A タイプの供試体は 1 体製作したことから供試体記号を A-CFS-1 とする。また、コンクリートの圧縮強度が 32N/mm^2 である B タイプは供試体を各 2 体製作したことから、供試体記号を B-CFS-1, 2 とする。

2) C タイプ

本実験における C タイプ供試体に用いる CFS は、目付量 202g/m^2 、設計厚 0.111mm の A タイプおよび B タイプに用いたものと同様である。CFS 全面接着補強範囲は $1,300\text{mm}\times 1,300\text{mm}$ の範囲とする。ここで、C タイプ供試体における CFS 全面接着補強後の CFS 接着範囲の概略を図-4.2(2)に示す。

コンクリートの圧縮強度が 30N/mm^2 である C タイプの供試体は 2 体製作したことから供試体記号を C-CFS-1, 2 とする。

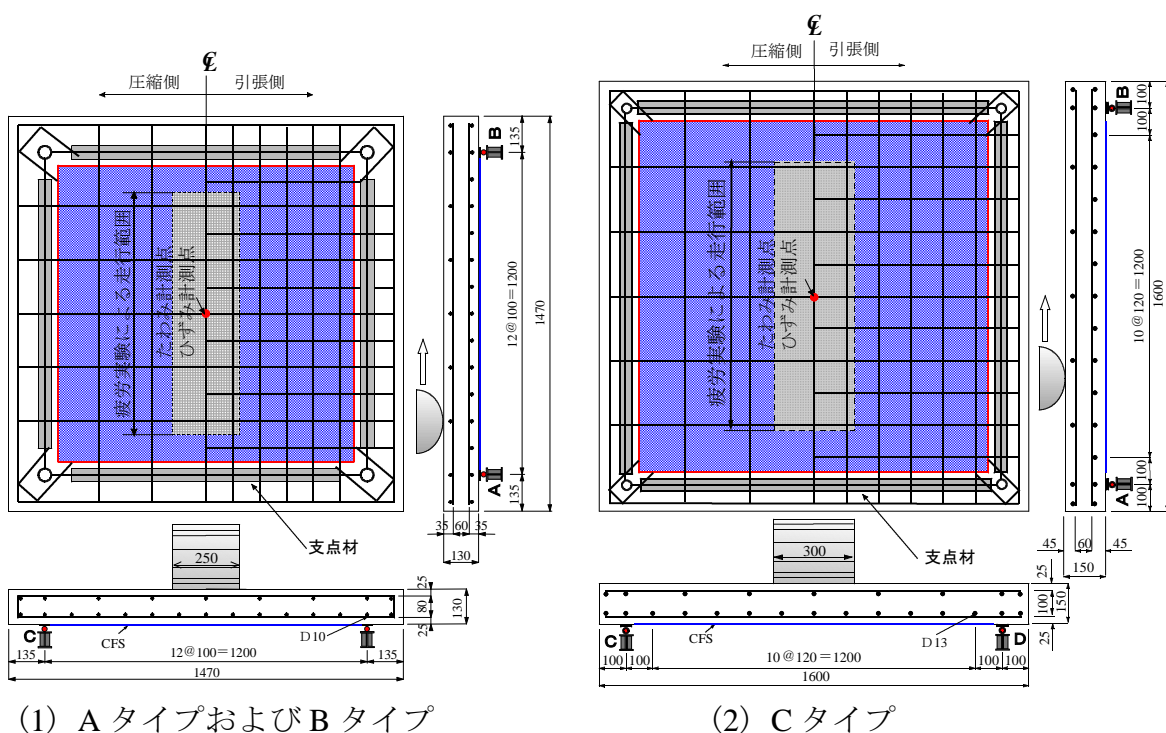


図-4.2 CFS 全面接着補強範囲の概略

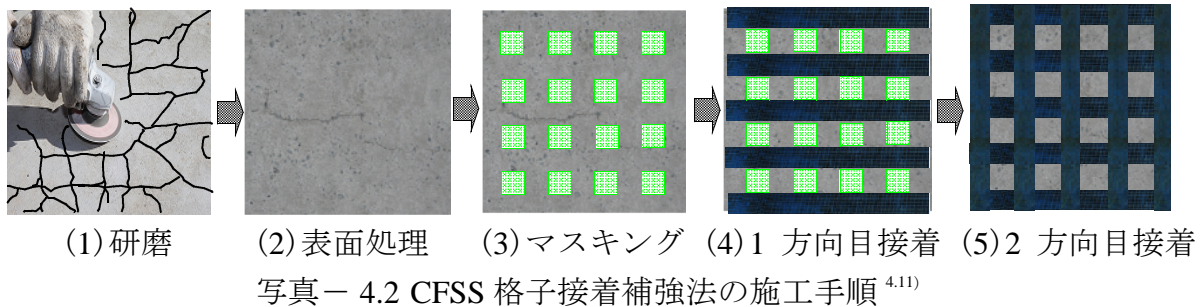
4.2.4 CFSS格子接着補強法^{4.1), 4.9)}

(1) CFSS格子接着補強法

CFSS 格子接着補強法は、RC 床版下面をコンクリートサンダーで研磨し、平滑に仕上げる(写真-4.2(1), (2))。ここまでの工程は、CFS 全面接着補強法と同様である。次に、RC 床版下面における CFSS 格子接着補強する以外の面、すなわち格子間にマスキングテープを接着する(写真-4.2(3))。その後、CFSS を 150mm 間隔で軸直角方向

に仮止めし、すだれ状の空間部から CFSS 専用のエポキシ系樹脂接着剤を浸透させる(写真- 4.2(4))。その後、軸方向に CFSS を接着して格子状を形成し(写真- 4.2(5))、12 時間以上の養生を行う。

本実験における CFSS 格子接着補強は供試体の製作から短時間で実験を行うことから接着剤の劣化を防ぐための表面処理は省略した。



(2) CFSS格子接着補強RC床版の供試体寸法

1) A, B タイプ

A, B タイプ供試体の CFSS の設計量は、1/2 モデル供試体の床版支間内 1,100mm×1,100mm の範囲内に軸直角方向および軸方向に CFS を各 1 層全面接着した繊維目付量と同等とした。よって、A, B タイプ供試体には、目付量 606g/m² の CFSS を長さ 1,100mm、幅 50mm に切断し、軸直角方向および軸方向に 100mm 間隔ずつ、格子状を形成するように接着する。ここで、A タイプおよび B タイプ供試体における CFSS 格子接着後の CFSS 接着範囲の概略を図- 4.3(1)に示す。

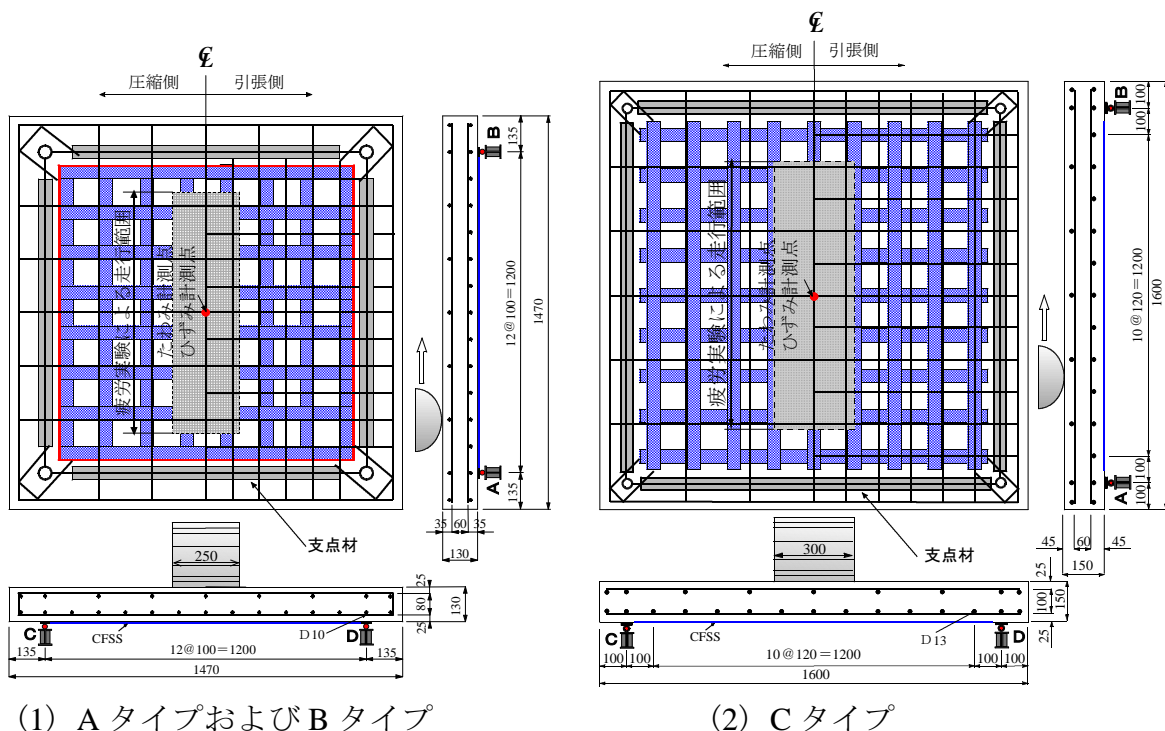


図- 4.3 CFSS 格子接着補強範囲の概略

コンクリートの圧縮強度が 18N/mm^2 である A タイプの供試体は 2 体製作したことから供試体記号を A-CFSS-1, 2 とする。また、コンクリートの圧縮強度が 35N/mm^2 である B タイプは供試体を各 2 体製作したことから、供試体記号を B-CFSS-1, 2 とする。

2) C タイプ

C タイプ供試体には、3/5 モデル供試体の床版支間の内側 $1,300\text{mm}\times 1,300\text{mm}$ 内に、目付量 606g/m^2 の CFSS を長さ $1,300\text{mm}$ 、幅 50mm に切断し、軸直角方向の床版中央に 1 本接着し、これを中心に 100mm 間隔で接着する。また、同様に軸方向にも接着し格子状を形成するように接着する。ここで、C タイプ供試体における CFSS 格子接着後の CFSS 接着範囲の概略を図-4.3(2)に示す。

コンクリートの圧縮強度が 30N/mm^2 である C タイプの供試体は 2 体製作したことから供試体記号を C-CFSS-1, 2 とする。

4.3 輪荷重走行疲労実験

4.3.1 輪荷重走行疲労試験装置の概要

鋼道路橋 RC 床版の損傷問題が発生して以来、諸大学・研究機関ではひび割れ損傷問題の原因究明や対策について調査・研究が行われてきた。RC 床版のひび割れ損傷は、自動車荷重の繰り返し走行が起因する広義の疲労現象であると結論づけている。しかし、実橋の RC 床版の破壊メカニズムと異なることから、大型自動車が走行する荷重を再現できる実験装置の開発・製作が行われてきた。そこで、本研究に用いる輪荷重走行疲労試験装置は鋼製反力フレーム (400kN) のほりに鋼製の輪荷重 (タイプ 1: 幅= 250mm , タイプ 2: 幅= 300mm) を取り付けた油圧式の振動疲労試験機を固定し、供試体を設置した台車をモータとクランクアームにより水平方向に往復運動させて輪荷重の走行状態を再現するものである。すなわち本試験装置は、①鉛直方向の荷重載荷、②供試体を設置する台車、③台車を水平方向へ往復運動させる装置により構成されている。輪荷重走行疲労試験装置の一般図を図-4.4 および写真-4.3 に示す。

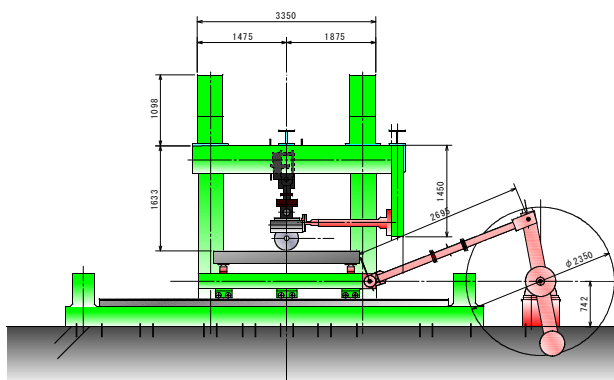


図-4.4 輪荷重走行疲労試験装置の一般図

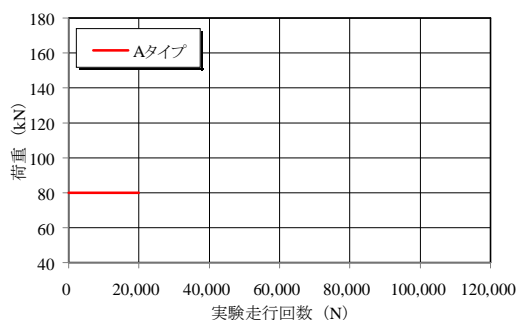


写真-4.3 輪荷重走行疲労試験装置

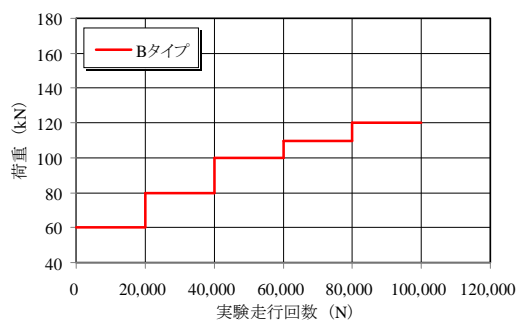
(1) 荷重載荷条件および計測回数

本実験における輪荷重走行疲労試験装置による繰返し走行の荷重載荷は、国土技術政策総合研究所による「走行回数が多くなるに従い段階的に載荷荷重を大きくすることにより、劣化を促進させる階段状荷重漸増載荷法」に準じて所定の走行回数ごとに荷重を増加させる段階荷重載荷とした⁴⁴⁾。

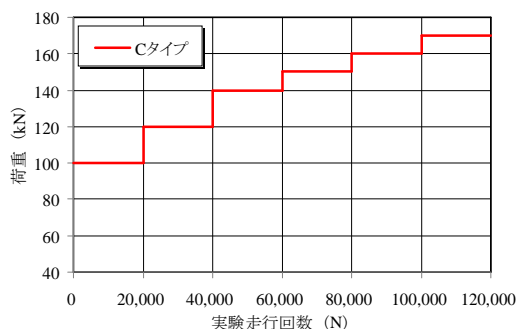
A タイプの供試体への荷重条件は、荷重 80kN から走行開始した。B タイプの供試体は 60kN を初期荷重とし、100kN まで 20,000 回ごとに荷重 20kN ずつ増加させた。100kN 以降は走行 20,000 回ごとに荷重 10kN ずつ増加させながら供試体が破壊するまで荷重の増加と走行を繰り返し行った。また、C タイプの供試体は初期荷重を 100kN とし、140kN まで 20,000 回ごとに荷重 20kN ずつ増加させた。140kN 以降は B タイプの供試体と同様に走行 20,000 回ごとに荷重 10kN ずつ増加させながら供試体が破壊するまで荷重の増加と走行を繰り返し行った。ここで、各供試体における段階載荷状態を図-4.5 に示す。なお、本実験は数年間にわたり実験を行ったことから、初期荷重の設定は異なっている。いずれにおいても、本実験による補強効果は、等価走行回数を基準に評価することから、輪荷重走行疲労実験における初期荷重は等価走行回数には影響を及ぼさないものである。



(1) Aタイプ



(2) Bタイプ



(3) Cタイプ

図-4.5 段階荷重載荷実験における荷重条件

本実験におけるたわみと鉄筋のひずみの計測は、荷重はロードセル(型式; LCT-300kN463, 定格容量; 500kN), たわみは変位計(型名; CDP-50-D, 容量; 50mm, 定格出力; 5mV/V (10,000×10⁻⁶) ±0.1%, 感度; 200×10⁻⁶)を用いた。また、ひずみはひずみゲージ(鉄筋; FLA-5-11, コンクリート; PL-60)およびブリッジボックス

(SB-120SB-8, 3 台)を用いた。次に、荷重, たわみ, ひずみの測定器には動ひずみ測定器(DRA-107A, 5 台)を用いた。本実験装置に関わる計測システムを図- 4.6 に示す。なお, たわみの計測はマイナー則に従い, 1, 10, 100, 1,000 回とし, その後は 5,000 回ごとに実施する。また, 変位およびひずみの計測位置は変形量が最も多い供試体中央において計測を行った。

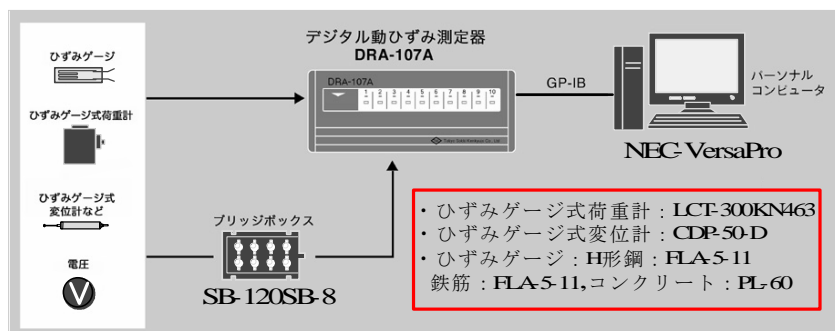


図- 4.6 計測システム^{4.12)}

(2) 等価走行回数

輪荷重走行疲労実験は, 20,000 回走行ごとに荷重を増加させることから, 基準荷重 P と載荷荷重 P_i および実験走行回数 n_i の関係から等価走行回数 N_{eq} を算出して補強効果および耐疲労性を評価する。輪荷重走行による等価走行回数 N_{eq} は, マイナー則に従うと仮定すると, 式(4.2)で与えられる。なお, 式(4.2)に適用する $S-N$ 曲線の傾きの絶対値の逆数 m には, 松井らが提案する RC 床版の $S-N$ 曲線の傾きの絶対値の逆数 12.7 を適用する^{4.13)}。式(4.2)における基準荷重は, 本実験に用いた供試体は道示 I の活荷重に基づいて設計し, 1/2 モデルの場合は, 活荷重 100kN の 1/2 に安全率 20%を考慮して 60kN とする。また, 3/5 モデルの場合は, 活荷重 100kN の 3/5 に安全率 20%を考慮して 72kN とする。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (4.2)$$

ここで, N_{eq} : 等価走行回数(回), P_i : 載荷荷重(kN), P : 基準荷重(A タイプおよび B タイプ: 60kN, C タイプ: 72kN), n_i : 実験走行回数(回), m : $S-N$ 曲線の傾きの逆数 (=12.7)^{4.13)}

4.4 輪荷重走行疲労実験による実験結果および考察

4.4.1 等価走行回数

本実験における A タイプ, B タイプおよび C タイプの無補強 RC 床版供試体および CFS 全面接着補強, CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体の等価走行回数 N_{eq} (式(4.2))を表- 4.4 に示す。

表－ 4.4 実験回数および等価走行回数

| 供試体 | | 荷 重 | | | | | | | 等価走行回数 合計 | 平均等価 走行回数 | 走行回数 比 |
|----------|--------|--------|---------|------------|------------|-------------|------------|-------------|--------------|--------------|-----------|
| | | 60 kN | 80 kN | 100 kN | 110 kN | 120 kN | 140 kN | 150 kN | | | |
| A-RC-1 | 実験走行回数 | | 763 | | | | | | | 29,462 | — |
| | 等価走行回数 | | 29,462 | | | | | | | | |
| A-CFS-1 | 実験走行回数 | | 12,476 | | | | | | | 481,724 | 16.4 |
| | 等価走行回数 | | 481,724 | | | | | | | | |
| A-CFSS-1 | 実験走行回数 | | 19,897 | | | | | | | 768,262 | 21.4 |
| | 等価走行回数 | | 768,262 | | | | | | | | |
| A-CFSS-2 | 実験走行回数 | | 12,694 | | | | | | | 490,140 | 21.4 |
| | 等価走行回数 | | 490,140 | | | | | | | | |
| B-RC-1 | 実験走行回数 | | 20,000 | 10,009 | | | | | | 7,346,848 | — |
| | 等価走行回数 | | 772,240 | 6,574,607 | | | | | | | |
| B-RC-2 | 実験走行回数 | | 20,000 | 11,809 | | | | | | 8,529,213 | — |
| | 等価走行回数 | | 772,240 | 7,756,972 | | | | | | | |
| B-CFS-1 | 実験走行回数 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 15,830 | | | | 163,317,396 | 18.7 |
| | 等価走行回数 | 20,000 | 772,239 | 13,137,391 | 44,075,395 | 105,332,371 | | | | | |
| B-CFS-2 | 実験走行回数 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 11,300 | | | | 133,194,905 | 18.7 |
| | 等価走行回数 | 20,000 | 772,239 | 13,137,391 | 44,075,395 | 75,189,879 | | | | | |
| B-CFSS-1 | 実験走行回数 | | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 18,500 | | | | 181,083,502 | 21.1 |
| | 等価走行回数 | | 772,240 | 13,137,391 | 44,075,395 | 123,098,475 | | | | | |
| B-CFSS-2 | 実験走行回数 | | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 14,500 | | | | 154,467,615 | 21.1 |
| | 等価走行回数 | | 772,240 | 13,137,391 | 44,075,395 | 96,482,589 | | | | | |
| C-RC-1 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 15,135 | | | | 11,238,624 | — |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 9,941,720 | | | | | |
| C-RC-2 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 19,934 | | | | 14,390,941 | — |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,094,037 | | | | | |
| C-CFS-1 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 20,000 | 20,000 | 13,480 | | 258,123,028 | 20.6 |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,137,391 | 93,053,635 | 150,635,099 | | | |
| C-CFS-2 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 20,000 | 20,000 | 14,500 | | 269,521,233 | 20.6 |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,137,391 | 93,053,635 | 162,033,304 | | | |
| C-CFSS-1 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 20,000 | 20,000 | 17,422 | | 302,173,738 | 25.3 |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,137,391 | 93,053,635 | 194,685,808 | | | |
| C-CFSS-2 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 20,000 | 20,000 | | | 346,047,779 | 25.3 |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,137,391 | 93,053,635 | 223,494,212 | 15,065,638 | | |

(1) Aタイプ

A タイプの供試体は圧縮強度が 18N/mm^2 であり、寸法は実橋床版の 1/2 モデルの供試体である。無補強 RC 床版である A-RC-1 の等価走行回数 N_{eq} は 29,462 回である。この RC 床版供試体の等価走行回数を基準に CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体の補強効果を評価する。

CFS 全面接着補強 RC 床版供試体 A-CFS-1 の等価走行回数 N_{eq} は 481,724 回であり、RC 床版供試体の 16.4 倍の補強効果が得られた。また、CFSS 格子接着補強 RC 供試体 A-CFSS-1, 2 の等価走行回数 N_{eq} はそれぞれ 768,262 回, 490,140 回であり、平均は 629,201 回となり、RC 床版供試体に比して 21.4 倍の補強効果が得られた。

また、CFS 全面接着補強 RC 床版供試体と CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体の平均等価走行回数 N_{eq} を比較すると、CFSS 格子接着補強供試体が 1.3 倍の補強効果が得られた。これは、CFS を 2 方向に全面貼り付けした量と同じ量を配置しているが、幅 5cm の CFSS を 15cm 間隔で格子状に貼り付けしたことから交差部においては CFS の繊維目付量を上回っていることから 1.3 倍の補強効果が得られたものと考えられる。

(2) Bタイプ

B タイプの供試体は圧縮強度が 35N/mm^2 であり、寸法は実橋床版の 1/2 モデルの供試体である。無補強 RC 床版である B-RC-1 の等価走行回数 N_{eq} は 7,346,848 回、B-RC-2 の等価走行回数 N_{eq} は 8,529,213 回であり、平均等価走行回数は 7,938,030 回である。こ

の RC 床版供試体の等価走行回数を基準に CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体の補強効果を評価する。

CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 B-CFS-1, 2 の等価走行回数 N_{eq} はそれぞれ 163,317,396 回, 133,194,905 回であり, 平均等価走行回数は 148,256,151 回である。無補強 RC 床版供試体の等価走行回数 N_{eq} の平均に対して CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 B-CFS-1, 2 は 18.7 倍の補強効果が得られた。また, CFSS 格子接着補強 RC 供試体 B-CFSS-1, 2 の等価走行回数 N_{eq} はそれぞれ 181,083,503 回, 154,467,615 回であり, 平均は 167,775,558 回である。CFSS 格子接着補強を施した場合は無補強 RC 床版供試体に比して 21.1 倍の補強効果が得られた。CFS 全面接着補強 RC 床版供試体と CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体の等価走行回数 N_{eq} の平均を比較すると, CFSS 格子接着補強供試体が 1.1 倍の補強効果が得られた。

コンクリートの圧縮強度の差による等価走行回数 N_{eq} を比較すると, コンクリートの経年劣化を想定した圧縮強度 18N/mm^2 の供試体 A-RC の等価走行回数 N_{eq} は, コンクリートの圧縮強度 35N/mm^2 の供試体 B-RC の等価走行回数 N_{eq} の平均の 0.4% 程度である。また, CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 A-CFS は, コンクリートの圧縮強度 32N/mm^2 の供試体 B-CFS の平均の 0.3% 程度であり, CFSS 格子接着補強を施した RC 床版供試体 A-CFSS においても 0.4% 程度となった。したがって, 道示に規定するコンクリート圧縮強度が設計基準強度以下の場合は, 道路橋 RC 床版としての耐疲労性は評価できない結果となった。しかし, 設計基準強度以上の場合は, CFS 全面接着補強および CFSS 格子接着補強ともに耐疲労性が十分に保持しており, 道路橋 RC 床版の補強法として評価されるものである。

(3) Cタイプ

C タイプの供試体の寸法は実橋床版の 3/5 モデルの供試体であり, 圧縮強度が 30N/mm^2 である。無補強 RC 床版である C-RC-1 の等価走行回数 N_{eq} は 11,238,624 回, B-RC-2 の等価走行回数 N_{eq} は 14,390,941 回であり, 平均等価走行回数は 12,814,782 回である。この RC 床版供試体の等価走行回数を基準に CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体の補強効果を評価する。

CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 C-CFS-1 の等価走行回数 N_{eq} は 258,123,028 回, 供試体 C-CFS-2 の等価走行回数 N_{eq} は 269,521,233 回である。平均等価走行回数は 263,822,131 回であり, 無補強 RC 床版供試体 C-RC-1, 2 の平均等価走行回数 N_{eq} と比較すると 20.6 倍の補強効果が得られた。次に, CFSS 格子接着補強 RC 供試体 C-CFSS-1 の等価走行回数 N_{eq} は 302,173,738 回, C-CFSS-2 の等価走行回数 N_{eq} は 346,047,779 回である。平均等価走行回数 N_{eq} は 324,110,759 回である。これを無補強 RC 床版供試体と比較すると 25.3 倍の補強効果が得られた。また, CFS 全面接着補強 RC 床版供試体と CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体の等価走行回数 N_{eq} の平均を比較すると, CFSS 格子接着補強供試体が 1.2 倍の補強効果が得られた。

4.4.2 たわみと等価走行回数との関係

本実験における RC 床版供試体および CFS 全面接着補強, CFSS 格子接着補強した RC 床版供試体のたわみと等価走行回数との関係をそれぞれ A タイプは図-4.7 に, B タイプは図-4.8 に, また, C タイプは図-4.9 に示す。

(1) Aタイプ

実橋床版の 1/2 モデルで圧縮強度が 18N/mm^2 の A タイプ供試体のたわみと等価走行回数との関係は図-4.7 に示している。A タイプ供試体 A-RC-1 の初期荷重載荷時からたわみ量は大きく, たわみが 3.0mm , すなわち床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。たわみが等価走行回数 3,862 回付近で 3.0mm となり, その後, 急激にたわみが増加して破壊に至った。

次に, CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 A-CFS-1 は, 等価走行回数 387,688 回付近でたわみが 3.0mm に達し, その後の走行を繰り返すことによりたわみが著しくなり, 破壊に至った。CFS 全面接着補強した A-CFS-1 供試体のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時の等価走行回数を RC 床版供試体 A-RC-1 と比較すると 100.4 倍の補強効果が得られた。

CFSS 格子接着補強した供試体 A-CFSS-1, 2 においてもたわみが床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみの増加が著しい。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は, それぞれ 598,474 回, 392,083 回であり, 平均等価走行回数は 495,278 回である。供試体 A-CFSS-1, 2 のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時の等価走行回数を RC 床版供試体 A-RC-1 と比較すると 128.2 倍の補強効果が得られた。

以上の結果, RC 床版に CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強することにより, 全ての供試体においてたわみの増加が抑制されており, たわみが床版支間 $L/400$ に達する等価走行回数が増加した。しかし, たわみの増加は抑制され補強効果は評価されるものの, コンクリートの圧縮強度が 18N/mm^2 の設計基準強度 24N/mm^2 を下回っていることから, 押抜きせん断破壊が先行し, 耐疲労性が認められない。このような結果から炭素繊維材料による接着補強を施す前には道路橋 RC 床版の劣化点検や圧縮強度の確認

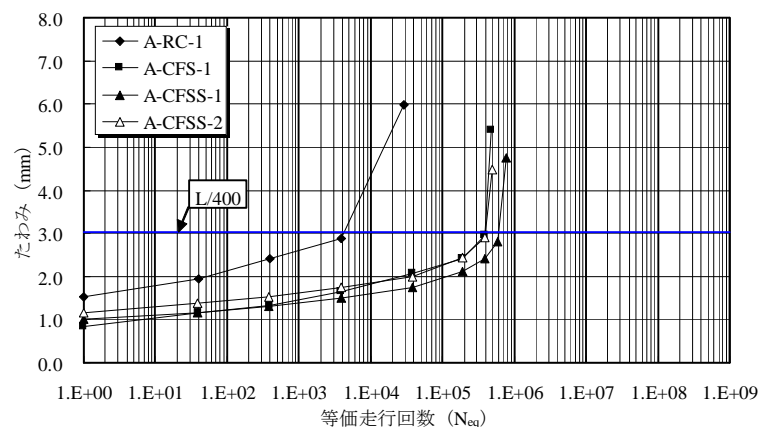


図-4.7 Aタイプ供試体のたわみと等価走行回数との関係

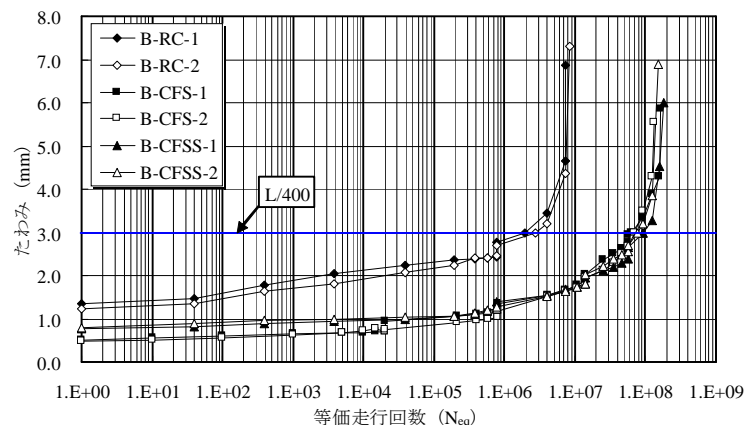
などの事前検査が必要であると考えられる。また、RC 床版のたわみが床版支間 L の $1/400$ を超えた付近で、たわみの増加が著しくなることから、この時点から CFS のはく離が始まるものと考えられる。

(2) Bタイプ

図－4.8 に示すたわみと等価走行回数との関係では、RC 床版供試体のたわみが 3.0mm 、すなわち床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。そこで、RC 床版供試体のたわみが 3.0mm となる等価走行回数は、供試体 B-RC-1 では 1.98×10^6 回、B-RC-2 では 2.78×10^6 回であり、平均等価走行回数は 2.38×10^6 回である。その後の走行からたわみの増加が著しくなり、破壊に至った。

次に CFS 全面接着補強した供試体も、たわみが床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみの増加が著しい。たわみが 3.0mm となる等価走行回数は供試体 B-CFS-1, 2 でそれぞれ、 63.40×10^6 回、 70.40×10^6 回であり、平均等価走行回数は 66.90×10^6 で、RC 床版供試体の 28.1 倍となる。

また、CFSS 格子接着補強した供試体 CFSS-1, 2 のたわみが床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみの増加が著しい。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は、それぞれ 93.40×10^6 回、 77.50×10^6 回であり、平均等価走行回数は 85.45×10^6 回であり、RC 床版供試体の 35.9 倍となった。また、CFS 全面接着補強した供試体の 1.2 倍の補強効果が得られた。



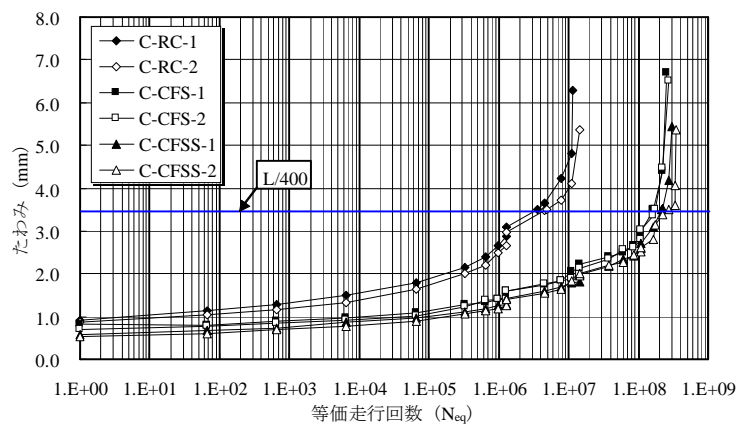
図－4.8 Bタイプ供試体のたわみと等価走行回数の関係

(3) Cタイプ

図－4.9 に示すように、CタイプのRC 床版供試体は、たわみが 3.5mm 、すなわち床版支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。ここで、Cタイプ供試体の床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数を算出すると、RC 床版供試体 C-RC-1 では 3.61×10^6 回、供試体 C-RC-2 では 4.91×10^6 回であり、平均等価走行回数 4.26×10^6 回である。その後の荷重増加と繰り返し走行によりたわみの増加が著しくなっている。

次に、CFS 全面接着補強した供試体 C-CFS-1 は、たわみ 3.5mm を超えた付近から急激に増加し、破壊に至っている。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は供試体 C-CFS-1, 2 で、それぞれ 165.40×10^6 回, 173.20×10^6 回であり、平均等価走行回数は 169.30×10^6 回であり、RC 床版供試体のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した等価走行回数の平均と比較すると 39.7 倍となった。

また、CFSS 格子接着補強した RC 床版供試体 C-CFSS-1, 2 は、RC 床版供試体 C-RC に比して大幅にたわみの増加が抑制されている。CFSS 格子接着補強した供試体 CFSS-1, 2 のたわみが 3.5mm に達した時点の等価走行回数は、それぞれ 215.90×10^6 回, 255.70×10^6 回であり、平均等価走行回数は 235.80×10^6 回であり、RC 床版供試体の 55.3 倍となった。また、CFS 全面接着補強床版供試体の 1.4 倍の補強効果が得られた。



図－ 4.9 C タイプ供試体のたわみと等価走行回数の関係

以上の結果より、A タイプ、B タイプおよび C タイプの全ての供試体において床版支間 $L/400$ から急激にたわみが増加し、破壊に至ることが確認され、この時期に RC 床版の補修・補強の対策を講じる必要があると考えられる。

4.4.3 ひずみと等価走行回数の関係

本実験における軸直角方向(主鉄筋)に配置した床版中央の鉄筋ひずみと等価走行回数の関係および CFS・CFSS のひずみと等価走行回数の関係を、A タイプは図－ 4.10, B タイプは図－ 4.12, C タイプは図－ 4.14 に示す。また、軸方向(配力筋)の鉄筋ひずみおよび CFS・CFSS ひずみを A タイプおよび B タイプ, C タイプそれぞれを図－ 4.11, 図－ 4.13, 図－ 4.15 に示す。ここで、A タイプおよび B タイプ供試体の降伏ひずみは $1,840 \times 10^{-6}$ (=鉄筋の降伏強度 368N/mm^2 /鉄筋のヤング係数 200kN/mm^2) であり、C タイプ供試体の降伏ひずみは $1,850 \times 10^{-6}$ (= $370\text{N/mm}^2/200\text{kN/mm}^2$) である。

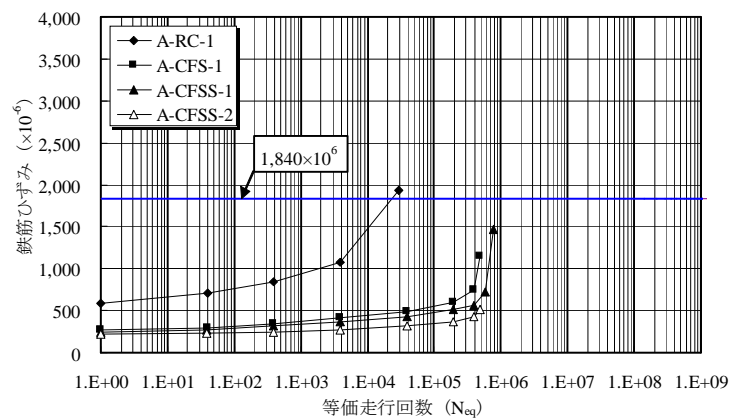
(1) Aタイプ

1) 軸直角方向(主鉄筋)

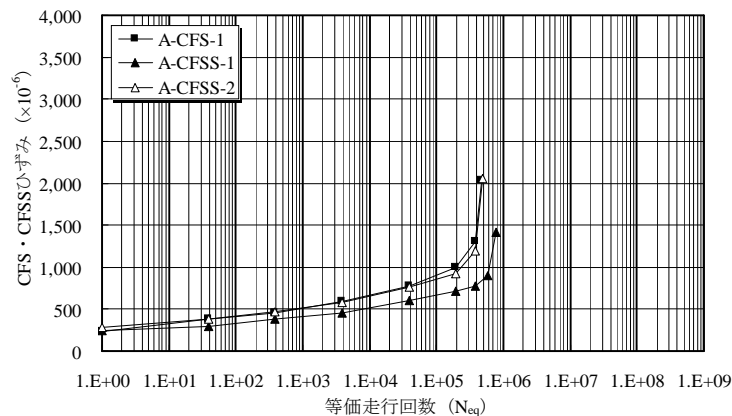
鉄筋ひずみと等価走行回数の関係は図－ 4.10(1)に示すように、RC 床版供試体

A-RC-1 の場合、荷重 80kN 載荷した時点のひずみは 580×10^{-6} である。また、たわみが床版支間 $L/400$ に達する等価走行回数、すなわち、等価走行回数 3,862 回でのひずみは $1,080 \times 10^{-6}$ である。その後の走行回数からひずみの増加が著しくなり、破壊時は等価走行回数 29,462 回で、ひずみは $1,930 \times 10^{-6}$ である。これに対して、CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 A-CFS-1 のひずみは荷重 80kN 載荷時にひずみは 270×10^{-6} であり、等価走行回数が 387,688 回超えた付近からひずみの増加が大きくなっている。等価走行回数 387,688 回の時のひずみは 760×10^{-6} である。破壊時は、等価走行回数 481,724 回で、ひずみは $1,150 \times 10^{-6}$ である。次に、CFSS を格子状に接着した供試体 A-CFSS-1 は、荷重 80kN 載荷時で 240×10^{-6} であり、その後の走行からひずみが徐々に増加している。等価走行回数 598,474 回でのひずみは 726×10^{-6} 、破壊時の等価走行回数 768,262 回で、ひずみは $1,460 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 A-CFSS-2 においても同様な増加傾向を示し、破壊時の等価走行回数 490,140 回で、ひずみは 510×10^{-6} となり、コンクリートの圧縮強度が低いことから、鉄筋が降伏に至る前に押抜きせん断破壊となった。

次に、CFS ひずみと等価走行回数の関係は図-4.10(2)に示すように、CFS 全面接着補強した供試体 A-CFS-1 は、荷重 80kN 載荷時の CFS ひずみは 240×10^{-6} であ



(1) 鉄筋ひずみ



(2) CFS・CFSS ひずみ

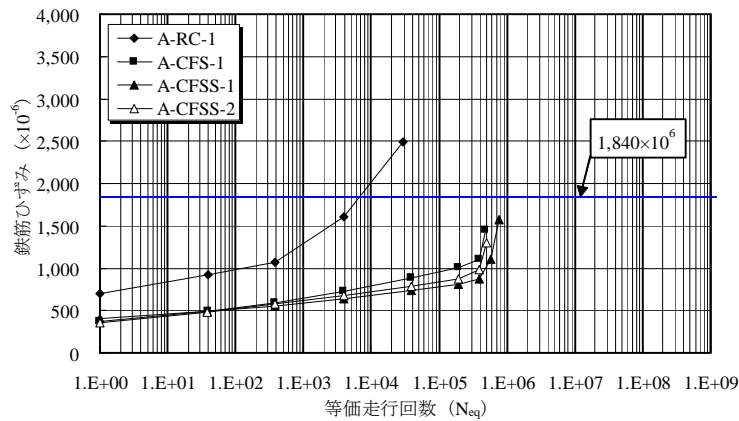
図-4.10 軸直角方向の鉄筋およびCFS・CFSSひずみ(Aタイプ)

るが、その後の走行から鉄筋ひずみの増加に比してやや大きい。等価走行回数が 387,688 回で、CFS ひずみは $1,300 \times 10^6$ であり、破壊時の等価走行回数 481,724 回で、CFS ひずみは $2,030 \times 10^6$ である。

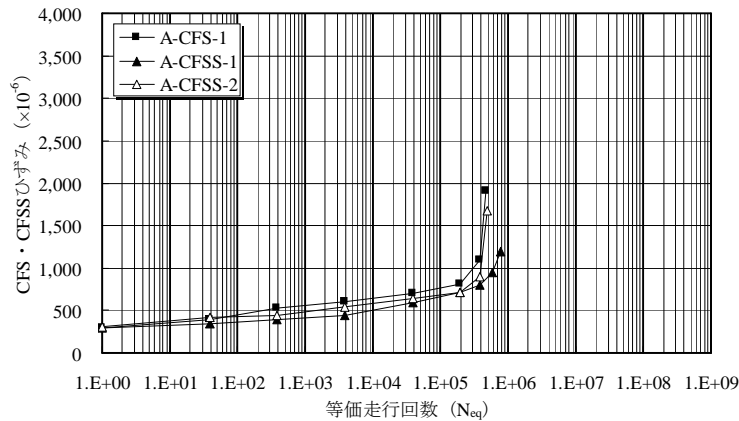
次に、CFSS 格子接着補強した供試体 A-CFSS-1 は、荷重 80kN 載荷時のひずみは 250×10^6 である。その後の走行回数から徐々に増加し、破壊時のひずみは $1,420 \times 10^6$ である。また、供試体 A-CFSS-2 の荷重 80kN 載荷時の CFSS ひずみは 280×10^6 であり、その後の走行から CFS ひずみの増加に比している。破壊時の CFS ひずみは $2,050 \times 10^6$ となり、CFS 全面接着補強した供試体と同等となっている。いずれにおいても、鉄筋と CFS および CFSS が荷重を分担しているのが確認された。また、CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強することで、鉄筋ひずみの増加が大幅に抑制されている。

2) 軸方向(配力筋)

軸方向に配置した鉄筋のひずみは図- 4.11(1)に示すように、初期荷重 80kN 載荷時のひずみは 700×10^6 であり、軸直角方向のひずみを上回っている。その後の走行からひずみの増加が著しくなり、等価走行回数 3,862 回でのひずみは $1,610 \times 10^6$ である。破壊時のひずみは等価走行回数 29,462 回で $2,500 \times 10^6$ であり、鉄筋の降



(1) 鉄筋ひずみ



(2) CFS・CFSS ひずみ

図- 4.11 軸方向の鉄筋および CFS・CFSS ひずみ(A タイプ)

伏ひずみを超えている。次に、CFS 全面接着補強した供試体 A-CFS-1 および CFSS 格子接着補強した供試体 A-CFSS-1, 2 は同様な増加傾向を示している。初期荷重 80kN 載荷時のひずみは、それぞれ 360×10^{-6} 、 400×10^{-6} 、 350×10^{-6} であり、無補強 RC 床版供試体の鉄筋ひずみの 50%程度である。破壊時のひずみは、それぞれ $1,450 \times 10^{-6}$ 、 $1,570 \times 10^{-6}$ 、 $1,300 \times 10^{-6}$ であり、いずれも降伏に至っていない。

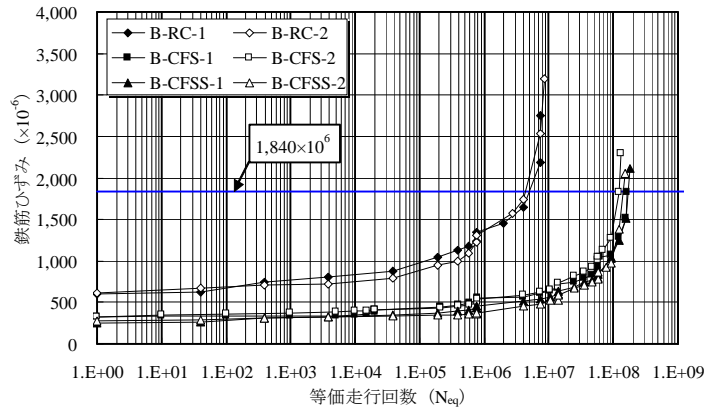
CFS および CFSS のひずみと等価走行回数の関係は図- 4.11 (2)に示すように、供試体 A-CFS-1 および A-CFSS-1, 2 の初期荷重 80kN 載荷時のひずみは、ともに 290×10^{-6} である。CFS 全面接着補強した供試体 A-CFS-1 は、等価走行回数 386,121 回を超えた付近から CFS ひずみの増加が大きくなっている。破壊時は、等価走行回数 481,724 回で、CFS ひずみは $1,900 \times 10^{-6}$ である。次に、CFSS を格子状に接着した供試体 A-CFSS-1 は、荷重 80kN 載荷時から走行を繰り返すごとに増加し、破壊時のひずみは $1,190 \times 10^{-6}$ である。供試体 A-CFSS-2 は、CFS 全面接着補強した供試体と同様な増加傾向を示している。破壊時のひずみは $1,670 \times 10^{-6}$ である。

以上より、コンクリートの圧縮強度が 18N/mm^2 の A タイプ供試体は鉄筋および CFS・CFSS の引張力を有効に活用できる前に、押抜きせん断破壊に至っている。したがって、CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強法を採用する場合は、コンクリートの設計基準強度が確保されているかを診断する必要がある。

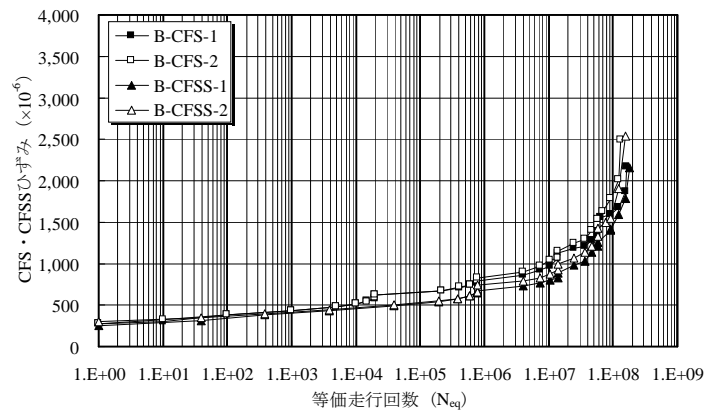
(2) Bタイプ

1) 軸直角方向(主鉄筋)

RC 床版供試体 B-RC-1, 2 の鉄筋ひずみは図- 4.12 (1)に示すように、荷重 80kN 載荷した時点のひずみは、それぞれ 600×10^{-6} 、 610×10^{-6} である。その後、床版支間 $L/400$ である等価走行回数 2.38×10^6 回を超えた付近からひずみの増加が著しくなっている。供試体 B-RC-1 は、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近は等価走行回数 1.98×10^6 回で、ひずみが $1,450 \times 10^{-6}$ である。破壊のひずみは等価走行回数 7.93×10^6 回で $2,750 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 B-RC-2 は、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近は等価走行回数 2.78×10^6 回でひずみが $1,560 \times 10^{-6}$ である。したがって、RC 床版供試体においても床版支間 L の $1/400$ に達した付近では、鉄筋ひずみは降伏ひずみに達していないことが確認できる。次に、CFS 全面接着補強した供試体 B-CFS-1, 2 は、初期荷重 60kN で走行し、その時点の鉄筋ひずみは、それぞれ 320×10^{-6} 、 330×10^{-6} ある。供試体 B-CFS-1 のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近の等価走行回数は 63.40×10^6 回であり、ひずみが $1,050 \times 10^{-6}$ である。破壊時のひずみは等価走行回数が 163.31×10^6 回で、 $1,820 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 B-CFS-2 のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近の等価走行回数は 70.40×10^6 回であり、ひずみが $1,120 \times 10^{-6}$ である。破壊時のひずみは等価走行回数 133.19×10^6 回で、ひずみが $2,300 \times 10^{-6}$ である。CFSS 格子接着補強した供試体 B-CFSS-1, 2 では、初期荷重 80kN でのひずみは、それぞれ 250×10^{-6} 、 280×10^{-6} であり、その後の走行と荷重増加においても急激なひずみの増加は見られない。たわみが床版支間 L



(1) 鉄筋ひずみ



(2) CFS・CFSS ひずみ

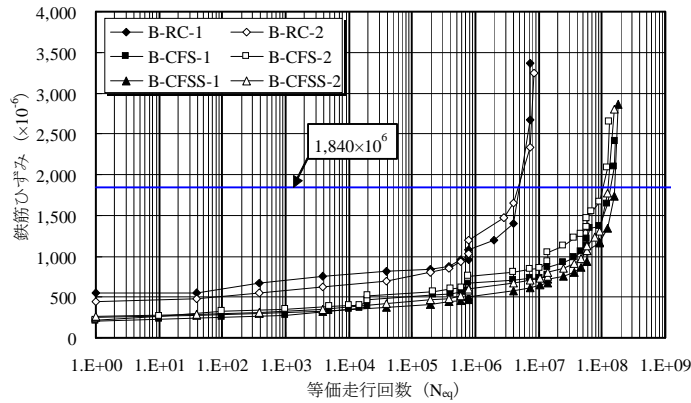
図－ 4.12 軸直角方向の鉄筋および CFS・CFSS ひずみ(B タイプ)

の 1/400 に達した付近の等価走行回数は、それぞれ 93.40×10^6 回、 77.50×10^6 回で、ひずみは、それぞれ $1,050 \times 10^6$ 、 924×10^6 である。いずれにおいても鉄筋ひずみは降伏ひずみに達していない。なお、破壊時のひずみは、等価走行回数 181.08×10^6 回、 154.46×10^6 回で、それぞれ $2,120 \times 10^6$ 、 $2,050 \times 10^6$ である。

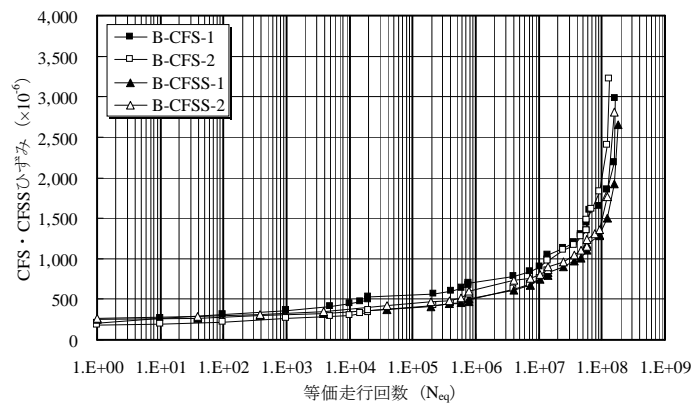
CFS のひずみは図－ 4.12(2)に示すように、供試体 B-CFS-1, 2 では初期荷重 60kN の時点の CFS ひずみは、それぞれ 270×10^6 、 280×10^6 である。たわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近では、 $1,560 \times 10^6$ 、 $1,620 \times 10^6$ である。破壊時でも、それぞれ $2,100 \times 10^6$ 、 $2,500 \times 10^6$ である。また、CFSS 格子接着補強した供試体 B-CFSS-1, 2 では、初期荷重 80kN で、CFSS ひずみは 250×10^6 、 300×10^6 である。たわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近での CFSS ひずみは $1,410 \times 10^6$ 、 $1,500 \times 10^6$ である。CFS 全面接着補強した供試体の CFS ひずみと比較すると 20%程度下回っている。破壊時のひずみは、それぞれ $2,150 \times 10^6$ 、 $2,540 \times 10^6$ である。

2) 軸方向(配力筋)

RC 床版供試体 B-RC-1, 2 の鉄筋ひずみは、図－ 4.13(1)に示すように、荷重 80kN 載荷した時点では、それぞれ 550×10^6 、 440×10^6 である。その後、等価走行回数 4.05×10^6 回を超えた付近からひずみの増加が著しくなっている。供試体 B-RC-1 は、



(1) 鉄筋ひずみ



(2) CFS・CFSS ひずみ

図－ 4.13 軸方向の鉄筋および CFS・CFSS ひずみ (B タイプ)

たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近の等価走行回数 1.98×10^6 回で、ひずみが $1,200 \times 10^6$ である。破壊時のひずみは等価走行回数 7.34×10^6 回で $3,370 \times 10^6$ である。また、供試体 B-RC-2 では、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近の等価走行回数 2.78×10^6 回で、ひずみが $1,470 \times 10^6$ である。したがって、RC 床版供試体においても床版支間 L の $1/400$ に達した付近では、鉄筋ひずみは降伏ひずみに達していないことが確認できる。次に、CFS 全面接着補強した供試体 B-CFS-1, 2 は、初期荷重 60kN で走行し、その時点の鉄筋ひずみは、それぞれ 200×10^6 , 210×10^6 である。供試体 B-CFS-1 のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近の等価走行回数は 63.40×10^6 回であり、ひずみが $1,330 \times 10^6$ である。破壊時のひずみは等価走行回数は 163.31×10^6 回で、 $2,407 \times 10^6$ である。また、供試体 B-CFS-2 のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近の等価走行回数は 70.40×10^6 回であり、ひずみが $1,540 \times 10^6$ である。破壊時のひずみは等価走行回数 133.19×10^6 回で、ひずみが $2,650 \times 10^6$ である。CFSS 格子接着補強した供試体 B-CFSS-1, 2 は、初期荷重 80kN でのひずみは、それぞれ 250×10^6 , 270×10^6 であり、その後の走行と荷重増加においても急激なひずみの増加は見られない。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近の等価走行回数は、それぞれ 93.40×10^6 回, 77.50×10^6 回で、ひずみは $1,173 \times 10^6$,

$1,231 \times 10^6$ である。いずれにおいても鉄筋ひずみは降伏ひずみに達していない。なお、破壊時のひずみは、それぞれ $2,870 \times 10^6$ 、 $2,800 \times 10^6$ である。

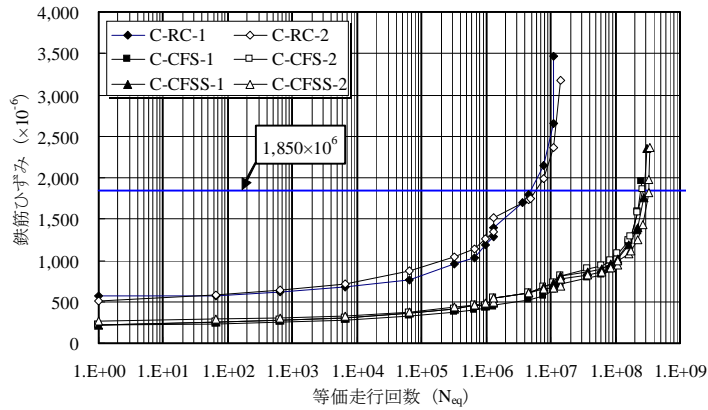
CFS のひずみは図－ 4.13(2)に示すように、供試体 B-CFS-1, 2 の初期荷重 60kN 時点の CFS ひずみは、それぞれ 210×10^6 、 180×10^6 である。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近では、両供試体ともに $1,600 \times 10^6$ である。破壊時では、それぞれ $3,200 \times 10^6$ 、 $2,800 \times 10^6$ である。また、CFSS 格子接着補強した供試体 B-CFSS-1, 2 は、初期荷重 80kN で、それぞれ 250×10^6 、 270×10^6 である。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近の CFSS ひずみはそれぞれ $1,290 \times 10^6$ 、 $1,310 \times 10^6$ である。CFS 全面接着補強した供試体の CFS ひずみと比較すると 20%程度下回っている。破壊時のひずみは、それぞれ $2,680 \times 10^6$ 、 $2,800 \times 10^6$ である。

(3) Cタイプ

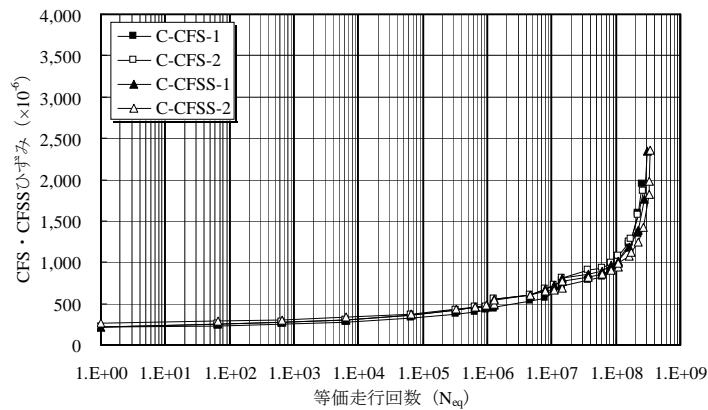
1) 軸直角方向(主鉄筋)

RC 床版供試体 C-RC の軸直角方向の鉄筋ひずみは図－ 4.14(1)に示すように、供試体 C-RC-1 は荷重 100kN 載荷した時点の初期ひずみは、 574×10^6 であり、供試体 C-RC-2 は 508×10^6 である。その後の走行に伴いひずみは徐々に増加し、C-RC-1,2 それぞれの等価走行回数 3.61×10^6 および 4.91×10^6 回から急激なたわみおよびひずみの増加が見られる。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近のひずみは供試体 C-RC-1 は、 $1,700 \times 10^6$ 、供試体 C-RC-2 は、 $1,745 \times 10^6$ である。この結果より、RC 床版供試体においては床版支間 L の $1/400$ に達した付近では、鉄筋ひずみは降伏ひずみに達してはならないが、降伏ひずみ付近まで増加したことが確認できた。破壊時のひずみは C-RC-1,2 それぞれ $3,470 \times 10^6$ 、 $3,180 \times 10^6$ である。次に、CFS 全面接着補強した供試体 C-CFS-1 に荷重 100kN 載荷した時の初期ひずみは 317×10^6 であり、供試体 C-RC-2 は、 219×10^6 である。また、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近のひずみは $1,330 \times 10^6$ (等価走行回数： 165.40×10^6)であり、供試体 C-CFS-2 のひずみは $1,280 \times 10^6$ (等価走行回数： 173.20×10^6)である。破壊時のひずみは C-CFS-1,2 それぞれ $2,050 \times 10^6$ (等価走行回数： 258.12×10^6)、 $1,860 \times 10^6$ (等価走行回数： 269.52×10^6)である。CFSS 格子接着補強した供試体 C-CFSS-1, 2 では、初期荷重 100kN で初期ひずみはそれぞれ 219×10^6 および 270×10^6 であり、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近のひずみは供試体 C-CFSS-1, 2 それぞれ $1,370 \times 10^6$ (等価走行回数： 215.90×10^6)、 $1,430 \times 10^6$ (等価走行回数： 255.70×10^6)である。いずれにおいても鉄筋ひずみは降伏ひずみに達していない。破壊時のひずみは C-CFSS-1,2 それぞれ $2,350 \times 10^6$ (等価走行回数： 302.17×10^6)、 $2,360 \times 10^6$ (等価走行回数： 346.04×10^6)である。

C タイプ供試体の軸直角方向の CFS・CFSS ひずみは図－ 4.14(2)に示す。供試体 C-CFS-1, 2 では初期荷重 100kN の時点での初期 CFS ひずみはそれぞれ 310×10^6 および 320×10^6 である。また、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近では、 $1,610 \times 10^6$ 、 $1,420 \times 10^6$ である。破壊時でも、それぞれ $2,050 \times 10^6$ 、 $1,782 \times 10^6$ である。



(1) 鉄筋ひずみ



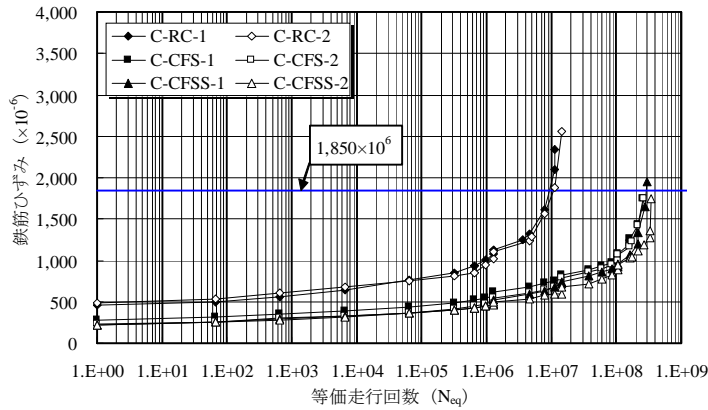
(2) CFS・CFSS ひずみ

図－ 4.14 軸直角方向の鉄筋および CFS・CFSS ひずみ(C タイプ)

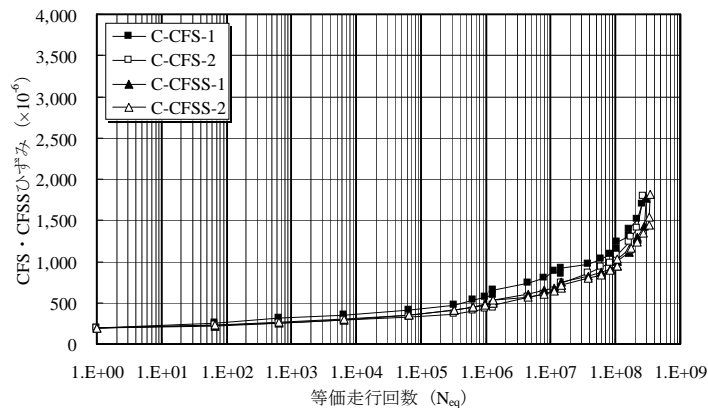
CFSS 格子接着補強した供試体 C-CFSS-1, 2 では、初期荷重 100kN で、CFSS ひずみは 318×10^6 , 320×10^6 である。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近での CFSS ひずみは $1,130 \times 10^6$, $1,640 \times 10^6$ である。破壊時でも、それぞれ $1,621 \times 10^6$, $2,140 \times 10^6$ である。

2) 軸方向(配力筋)

RC 床版供試体 C-RC の軸方向の鉄筋ひずみは図－ 4.15(1)に示す。まず、荷重 100kN 載荷した時点の供試体 C-RC-1 の初期ひずみは、 462×10^6 であり、供試体 C-RC-2 は 480×10^6 である。その後の走行に伴いたわみが床版支間 L の $1/400$ に至るまでひずみは徐々に増加し、その後の走行を繰り返すことで破壊に至る。たわみが床版支間 L の $1/400$ に至る時の C-RC の軸方向の鉄筋ひずみはそれぞれ $1,240 \times 10^6$ (等価走行回数： 3.61×10^6)と $1,280 \times 10^6$ (等価走行回数： 4.91×10^6)である。破壊時のひずみは C-RC-1,2 それぞれ $2,340 \times 10^6$ (等価走行回数： 11.23×10^6)、 $2,559 \times 10^6$ (等価走行回数： 14.39×10^6)である。RC 床版供試体はたわみが床版支間 L の $1/400$ に至るまでは鉄筋ひずみは降伏ひずみに達してはならないが、破壊時には降伏に至っていた。次に、CFS 全面接着補強した供試体 C-CFS-1 に荷重 100kN 載荷した時の初期ひずみは 280×10^6 であり、供試体 C-RC-2 は、 230×10^6 である。たわみ



(1) 鉄筋ひずみ



(2) CFS・CFSS ひずみ

図- 4.15 軸方向の鉄筋および CFS・CFSS ひずみ(C タイプ)

が床版支間 L の $1/400$ に達した付近のひずみは $1,270 \times 10^6$ (等価走行回数 : 165.40×10^6) であり, 供試体 C-CFS-2 のひずみは $1,220 \times 10^6$ (等価走行回数 : 173.20×10^6) である。破壊時のひずみは C-CFS-1,2 それぞれ $1,743 \times 10^6$ (等価走行回数 : 258.12×10^6), $1,743 \times 10^6$ (等価走行回数 : 269.52×10^6) である。また, CFSS 格子接着補強した供試体 C-CFSS-1, 2 では, 初期荷重 100kN で初期ひずみはそれぞれ 224×10^6 および 220×10^6 であり, たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近のひずみは供試体 C-CFSS-1, 2 それぞれ $1,200 \times 10^6$ (等価走行回数 : 215.90×10^6), $1,185 \times 10^6$ (等価走行回数 : 255.70×10^6) である。破壊時のひずみは C-CFSS-1,2 それぞれ $1,974 \times 10^6$ (等価走行回数 : 302.17×10^6), $1,745 \times 10^6$ (等価走行回数 : 346.04×10^6) である。

C タイプ供試体の軸方向の CFS・CFSS ひずみは図- 4.15(2)に示ように供試体 C-CFS-1, 2 では初期荷重 100kN の時点での初期 CFS ひずみはそれぞれ 200×10^6 および 190×10^6 である。また, たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近では, $1,390 \times 10^6$, $1,300 \times 10^6$ である。破壊時でも, それぞれ $1,702 \times 10^6$, $1,794 \times 10^6$ である。CFSS 格子接着補強した供試体 C-CFSS-1, 2 では, 初期荷重 100kN で, CFSS ひずみは 188×10^6 , 190×10^6 である。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した付近での CFSS

ひずみは $1,270 \times 10^{-6}$ 、 $1,350 \times 10^{-6}$ である。破壊時でも、それぞれ $1,770 \times 10^{-6}$ 、 $1,822 \times 10^{-6}$ である。

以上の結果より、A、BタイプおよびCタイプともにCFS全面接着およびCFSS格子接着補強をすることによりRC床版の主鉄筋および配力筋ともに、CFSおよびCFSSの補強効果により、ひずみの増加が抑制されている。また、CFSおよびCFSSが供試体の破壊時までにはく離することなく分担しており、補強効果が得られた。したがって、CFS全面接着およびCFSS格子接着補強法はRC床版の補強法として有効な工法であると考えられる。

4.4.4 破壊形状

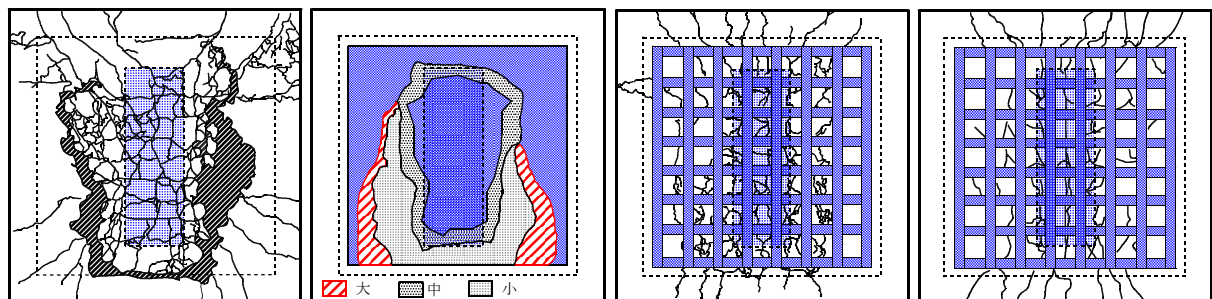
本実験におけるRC床版供試体およびCFS全面接着補強、CFSS格子接着補強したRC床版供試体の破壊状況の一例を示す。Aタイプの一例を図-4.16に示し、Bタイプの一例を図-4.17に示す。また、Cタイプの一例を図-4.18に示す。CFSのはく離の大小は、打音法により、完全にはく離している位置の音を大、濁音を中、やや濁音のある部分を小とした。

(1) Aタイプ

コンクリートの圧縮強度が 18N/mm^2 のRC床版供試体A-RC-1のひび割れ状況は図-4.16(1)に示すように、主鉄筋および配力筋の配置位置に2方向のひび割れが発生し、格子状を形成している。輪荷重載荷位置から45度の下面はダウエル効果の影響によりコンクリートのはく離は広範囲にわたっている。

CFS全面接着補強RC床版供試体A-CFS-1は図-4.16(2)に示すように、輪荷重載荷位置から45度の下面、すなわち無補強RC床版がダウエル効果の影響を受ける範囲でCFSのはく離が見られる。このはく離はRC床版のコンクリート部で生じたものである。破壊は輪荷重が走行中に押抜きせん断破壊となり、CFSの破断は見られない。

次に、CFSS格子接着補強RC床版供試体A-CFSS-1は、図-4.16(3)に示すように軸方向のCFSS格子間にひび割れが多く発生している。破壊は走行中に押抜きせん断破壊



(1) A-RC-1

(2) A-CFS-1

(3) A-CFSS-1

(4) A-CFSS-2

図-4.16 Aタイプの破壊状況

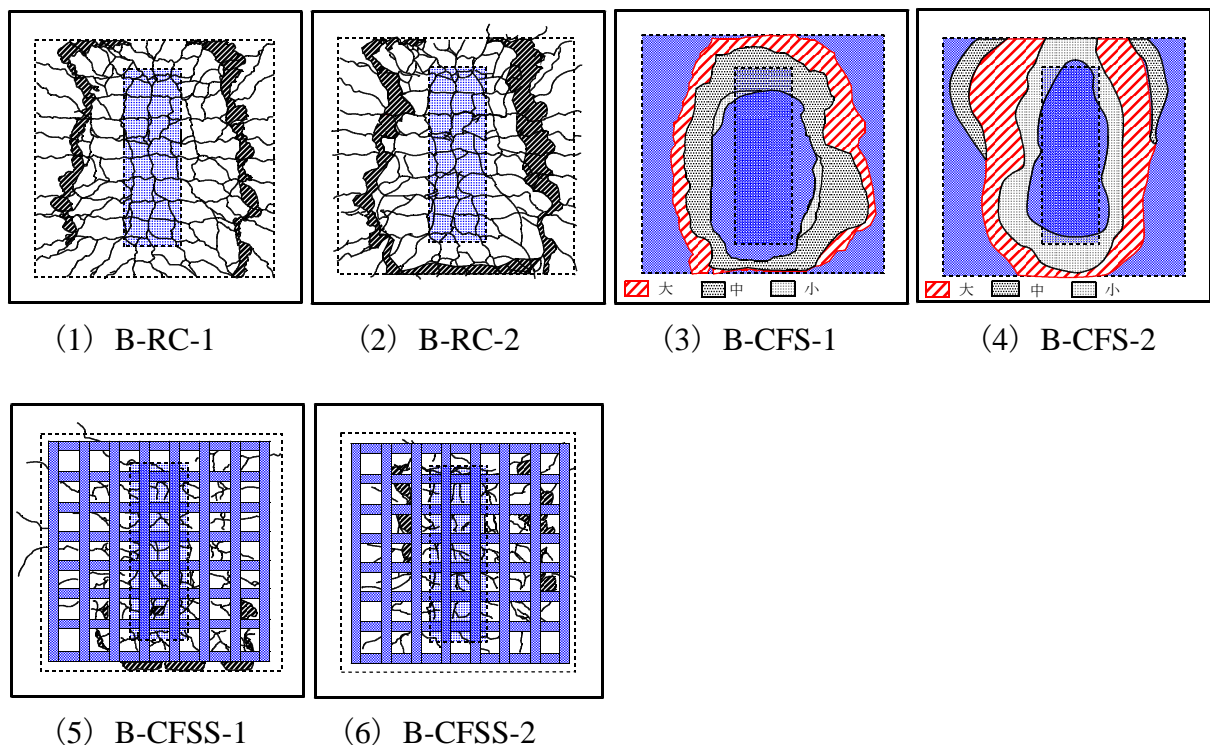
となり、CFSS の破断は見られない。したがって、CFSS 格子接着補強は橋梁点検におけるひび割れ発生の確認が容易となる。CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体 A-CFSS-2 は、図－ 4.16(4)に示すように軸方向の CFSS 格子間にひび割れが多く発生している。破壊は走行中に押抜きせん断破壊となり、CFSS 材の破断は見られない。したがって、CFSS 格子接着補強は橋梁点検におけるひび割れ発生の確認が容易となる。

(2) Bタイプ

コンクリートの圧縮強度が 35N/mm^2 の RC 床版供試体 B-RC-1 のひび割れ状況は図－ 4.17(1), (2)に示すように、主鉄筋および配力筋の配置位置で、2 方向のひび割れが発生し、格子状を形成している。破壊状況は輪荷重の接地面から約 45 度の下面コンクリートはダウエル効果によりはく離している。破壊モードは輪荷重が走行中に押抜きせん断破壊となった。

次に、CFS 全面接着補強 RC 床版供試体 B-CFS-1 は図－ 4.17(3), (4)に示すように、輪荷重載荷位置から 45 度の下面の位置、すなわち、無補強 RC 床版のダウエル効果が及ぼす範囲で CFS のはく離が著しい。また、その周辺ではややはく離が見られる。CFS 全面接着補強における押抜きせん断破壊に伴う CFS の破断は見られない。

CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体 B-CFSS-1 は図－ 4.17(5), (6)に示すように、軸直角方向および軸方向の 2 方向ひび割れが発生している。破壊は輪荷重走行中に押抜きせん断破壊となった。



図－ 4.17 B タイプの破壊状況

(3) Cタイプ

コンクリートの圧縮強度が 30N/mm^2 であり、供試体の寸法が実橋の 3/5 モデルである C タイプ供試体の破壊状況を図- 4.18 に示してある。図- 4.18(1), (2)に示すように RC 床版供試体 C-RC-1, 2 のひび割れ状況は A タイプと B タイプ供試体と同様に鉄筋配置位置、すなわち主鉄筋および配力筋の配置位置で、2 方向のひび割れが発生し、格子状を形成している。また、破壊状況は輪荷重接地面から約 45 度の傾斜角で押抜かれ、引張鉄筋のコンクリート部にダウエル効果による範囲でははく離が見られる。

次に、CFS 全面接着補強 RC 床版供試体 C-CFS-1, 2 は図- 4.18(3), (4)に示すように、無補強 RC 床版供試体のダウエル効果が及ぼす範囲と同様な範囲に CFS のはく離が著しい。また、その周辺ではややはく離が見られる。CFS 全面接着補強における押抜きせん断破壊に伴う CFS の破断は見られない。

CFSS 格子接着補強 RC 床版供試体 C-CFSS-1, 2 は図- 4.18(5), (6)に示すように、軸直角方向および軸方向の 2 方向ひび割れが発生しているが、無補強 RC 床版供試体のひび割れ発生状況と比べるとひび割れの発生は減少している。また、ダウエル効果が及ぼす範囲に一部のはく離は見られるものの無補強 RC 床版供試体と比較するとはく離の範囲は減少しているのが確認された。

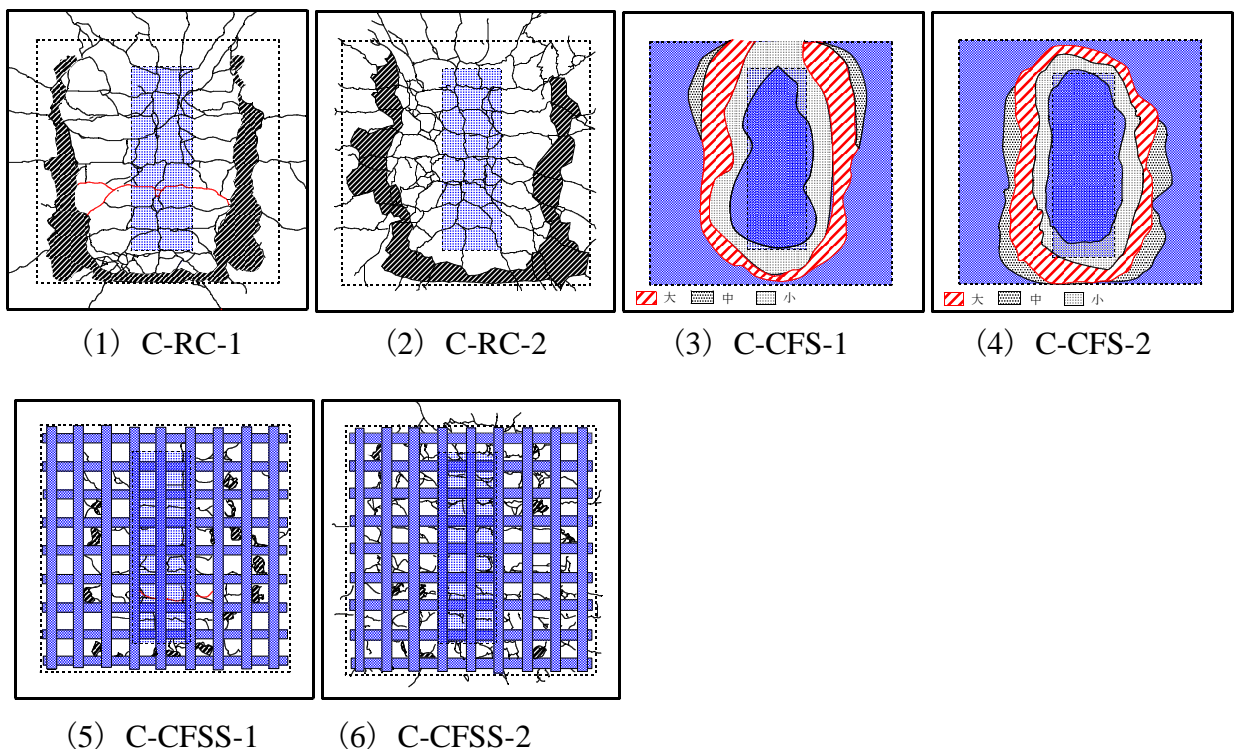


図- 4.18 Cタイプの破壊状況

4.5 まとめ

第4章では、本実験で得られた CFS 全面接着補強および CFSS 格子接着補強した RC 床版の輪荷重走行疲労実験による補強効果および耐疲労性に関する実験結果であり、次の所見が明らかになった。

- (1) CFS は軽量かつ薄いことや貼り付け作業における重機械が不要であり、現場における施工性に優れている素材である。CFS と同様な材料特性および特徴を有している CFSS は工場において炭素繊維と熱硬化型エポキシ樹脂を浸透・硬化させて加工したものであり、現場における専用のエポキシ樹脂の浸透・硬化の時間、使用する専用の接着剤においても不陸修正用のパテやコンクリートとシートの接着性を高めるためのプライマーを兼ねてあることから断面修復工やプライマーの工程が省略可能となり施工の合理化が図られた。また、CFSS 格子接着補強法は格子状に接着補強することから接着補強後のひび割れの観察など点検も容易である。
- (2) 実橋の 1/2 モデル化し、コンクリートの圧縮強度が 35N/mm^2 である B タイプ供試体の無補強 RC 床版供試体の等価走行回数に比して圧縮強度が 32N/mm^2 の RC 床版に CFS 全面接着補強することで、等価走行回数は 18.7 倍、CFSS 格子接着補強することで 21.1 倍の補強効果が得られた。また、実橋の 3/5 モデル化し、コンクリートの圧縮強度が 30N/mm^2 である C タイプの供試体においても CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強することでそれぞれ 20.6 倍、25.3 倍の補強効果が得られた。したがって、CFSS 格子接着補強は CFS 全面接着補強法の補強効果を上回り、十分な耐疲労性が得られ、道路橋 RC 床版における有効な補強工法であることが確認できた。
- (3) 実橋の 1/2 モデル化し、圧縮強度が設計基準強度以下 (18N/mm^2) である A タイプの供試体における CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強法の補強効果はそれぞれ 16.4 倍、21.4 倍の補強効果があり、十分な補強効果が得られた。しかし、圧縮強度が設計基準強度以上 (35N/mm^2 , 32N/mm^2) である B タイプの供試体の等価走行回数の 0.4% 程度となった。よって、CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強の十分な補強効果は確認されたが、劣化損傷や経年劣化が著しい RC 床版においては補強対策を施す前に圧縮強度の試験を実施し、設計基準強度以上の圧縮強度を確認した上で適用する必要がある。
- (4) たわみと等価走行回数の関係においては、RC 床版、CFS 全面接着補強 RC 床版および CFSS 格子接着補強 RC 床版ともに、床版支間 L の 1/400 を超えた付近から急激にたわみが増加し始める。したがって、たわみが床版支間 L の 1/400 を超えた付近で RC 床版は補修・補強対策を講じる必要があり、CFS 全面接着および CFSS 格子接着補強 RC 床版においても再補修・補強を施す必要がある。
- (5) ひずみと等価走行回数の関係では、CFS および CFSS を RC 床版下面に接着補強することで鉄筋のひずみが大幅に低減されている。また、補強時期を推定するたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の鉄筋ひずみは降伏ひずみ以内であり、(4) で示した再補修時期の推定はたわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近は妥当であ

ると判断できる。

- (6) 各タイプの供試体の破壊状況は、各タイプ、全ての供試体において押抜きせん断破壊となった。各タイプの無補強 RC 床版は荷重載荷位置から 45 度下面はダウエル効果の影響によりコンクリートがはく離している。また、CFS 全面接着補強した RC 床版供試体は無補強 RC 床版のダウエル効果によりはく離した範囲で CFS のはく離が著しい。CFSS 格子接着補強した RC 床版供試体は格子状に接着補強したことから実験後のひび割れの観察が可能であった。ひび割れ状況は無補強 RC 床版に比して減少し、ダウエル効果が及ぼす範囲ではく離は見られるが、はく離の範囲は大幅に減少している。

参考文献

- 4.1) 土木研究所：炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)，コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告(Ⅲ)，1999.
- 4.2) 阿部 忠，木田哲量，元 燦豪，小森篤也：CFS 補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価および維持管理，セメント・コンクリート論文集，No.65，pp. 493-500，2012.
- 4.3) 元燦豪，阿部忠，高野真希子，小森篤也：CFS 接着補強 RC 床版の耐疲労性の評価および S-N 曲線式の提案，構造工学論文集，Vol. 59A，pp.1075-1083，2013.
- 4.4) 中谷昌一，内田賢一，西川和廣，神田昌幸，宮崎和彦，川間重一，松尾伸二：道路橋 RC 床版の疲労耐久性に関する試験，国総研資料 No.28，2002.
- 4.5) 高野真希子，阿部忠，木田哲量，小森篤也，児玉孝喜，小川洋二：47 年供用した RC 床版の CFSS 下面補強および SFRC 上面増厚補強による耐疲労性，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1286-1296，2010.
- 4.6) 元燦豪，阿部忠，木田哲量，小森篤也：CFS・CFSS 格子接着補強した RC 床版の耐疲労性の評価および S-N 曲線式の提案，セメント・コンクリート論文集，No.66，pp.576-583，2013.
- 4.7) 日本道路協会：道路橋補修・補強事例集，社団法人日本道路協会，2009.
- 4.8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2002.
- 4.9) 新日鉄住金マテリアルズ：FORCA トウシート・ストランドシート床版下面土木施工積算書，2013.
- 4.10) 元燦豪，阿部忠，木田哲量，小森篤也，西林聖武：炭素繊維ストランドシート補強した RC 床版の耐疲労性および破壊状況，土木学会第 65 回年次学術講演会，第 V 部門，pp.1215-1216，2010.
- 4.11) 元燦豪，阿部忠，木田哲量，小森篤也，小林朗：CFS 接着と CFSS 格子貼り補強した RC 床版の耐疲労性，第 54 回日本学術会議材料工学連合講演会，pp.321-322，2010.
- 4.12) OPERATION MANUAL：(株)東京測器研究所，2001.
- 4.13) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007.

第 5 章 CFS全面接着補強RC床版の耐疲労性の評価および各種劣化要因を適用したS-N曲線式

5.1 はじめに

近年，地方公共団体では，道路橋を対象とした長寿命化修繕計画が実施されている^{5.1)}。^{5.2)}これによると，橋梁の構成部材の中で最も損傷が著しいのはRC床版である。特に，高度経済成長期に建設されたRC床版は，設計荷重，床版厚，鉄筋量など，2002年改訂の道示の基準と比較して著しく異なっている^{5.3)~5.9)}。したがって，高度経済成長期に建設されたRC床版については，疲労寿命の低下に加え，1994年改訂の道示^{5.7)}の活荷重に対応させるための各種補強対策が検討されている^{5.10)}。

一方，長寿命化修繕計画におけるRC床版の補強には，疲労寿命の向上を図るために，軽量かつ施工性に優れているCFSを用いた下面接着補強法が計画されている^{5.10)}。^{5.11)}また，長寿命化修繕計画においては，建設後100年を想定した維持管理計画が立案され，LCCが算定されており，道路橋RC床版の100年間維持管理をするためには，2次補強対策の検討も含めた修繕計画が立案されている^{5.1)}。しかし，RC床版のCFS下面接着補強法においては耐荷力性能および耐疲労性は評価^{5.12)}されているが，疲労寿命を予測するS-N曲線式については提案されていないのが現状である。

そこで，第5章では，RC床版の補強対策として，RC床版の下面にCFSを全面に接着補強した寸法の異なる2タイプのRC床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い，耐疲労性を評価する。「第4章 CFS全面接着・CFSS格子接着補強したRC床版の耐疲労性の評価」では，3タイプのRC床版供試体とCFS全面接着およびCFSS格子接着補強したRC床版供試体を用いて輪荷重走行面を乾燥状態で輪荷重走行疲労実験を行った。しかし，実橋では雨天時の影響で橋面は湿潤状態であることが多いことから，第5章では3タイプの供試体の内，床版の寸法が異なる2タイプの供試体を用いてCFS全面接着補強した後，実橋における環境条件がRC床版に与える各種劣化要因^{5.13)}を適用した補強等価走行回数を得て，乾燥状態，湿潤状態，さらには再補強時期を推定するための，それぞれのS-N曲線式を提案し，道路橋RC床版の予防保全型維持管理手法の一助とする。

5.2 RC床版の設計法の変遷^{5.3)~5.9)}

5.2.1 RC床版の設計基準の変遷

RC床版に関する設計基準は，1926年6月(大正15年)に「道路構造に関する細則案(内務省土木局)」が定められ，2012年3月過程の道示^{5.9)}に至るまで多くの改訂が繰り返され，この規定に基づいてRC床版の設計が行われてきた。なお，道路橋の床版に関する設計示方書，基準の変遷を表-5.1に示す。

表-5.1に示すように，RC床版の設計基準は，1926年6月(大正15年)の「道路構造に関する細則案」では，橋の等級，設計自動車荷重が定められ，その荷重による設

計活荷重曲げモーメントおよび衝撃係数，鉄筋の許容応力度が規定され，それに基づいて RC 床版の設計基準が与えられた。そして，社会情勢による車両の大型化，交通量の増大に伴い，1956 年 5 月(昭和 31 年)の「鋼道路橋設計示方書(日本道路協会)」から RC 床版の設計基準の本格的な整備が行われ改訂された。特に，車両の大型化により設計自動車荷重が 20tf (T-20) へと引き上げられ，さらに，床版の適用支間も 4.0m までとした活荷重曲げモーメント式，および最小床版厚が規定された。また，材料，設計，製

表－ 5.1 道路橋示方書の変遷^{5.3)~5.8)}

(1) 橋の等級，車両荷重，曲げモーメント

| | 橋の等級 | | 車両荷重*1 | 曲げモーメント式*2 | |
|--|--|--------------|--------------------------|---|--|
| | 道路の種類 | 等級 | 自動車 | 主鉄筋方向 | 配力筋方向 |
| 大正15年6月(1926.6) 道路構造に関する規則案(内務省土木局) | 街路 | 1等橋 | T-12, P=4.5 | T荷重において分布幅を考慮して曲げモーメントを算出 $i=20/(60+L) \leq 0.3$ | |
| | 国道 | 2等橋 | T- 8, P=3.0 | $M_{L(1+i)}=P(L-1)/2 \times (1+i)$ 2輪載荷の場合 | |
| | 府県道 | 3等橋 | T- 6, P=2.25 | | |
| 昭和14年2月(1939.2) 鋼道路橋設計示方書(案)(内務省土木局) | 国道 | 1等橋 | T-13, P=5.2 | 同 上 ただし, $i=20/(50+L)$ | |
| | 府県道 | 2等橋 | T- 9, P=3.6 | | |
| 昭和31年5月(1956.5) 鋼道路橋設計示方書(日本道路協会) | 一級国道 二級国道 主要地方道 都道府県道 市町村道 | 1等橋 | T-20, P=8.0tf | $2 < L \leq 4.0m$ $M_{L(1+i)} = \{0.4 \cdot P(L-1)\} / \{L+0.4(L+i)\}$ $i=20(50+L)$ | 規定なし |
| 昭和39年6月(1964.6) 鋼道路橋設計示方書(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 昭和42年9月(1967.9) 鋼道路一方向鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋量設計要項(建設省道路局長通達) | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 昭和43年5月(1968.5) 鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準(日本道路協会(案)) | 一級国道 二級国道 主要地方道 都道府県道 市町村道 | 1等橋 | T-20, P=8.0tf | $2 < L \leq 4.0m$ $M_{L(1+i)} = \{0.4 \cdot P(L-1)\} / \{L+0.4\}$ | 規定なし |
| | 都道府県道 市町村道 | 2等橋 | T-14, P=5.6tf | | |
| 昭和46年3月(1971.3) 鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について(建設省道路局長通達) | 高速自動車道 一般国道 都道府県道 市町村道 都道府県道 市町村道 | 1等橋 | T-20, P=8.0tf (9.6tf) | $M_{L(1+i)}=0.8(0.12L+0.07)P$ | $M_{L(1+i)}=0.8(0.10L+0.04)P$ |
| | 都道府県道 市町村道 | 2等橋 | T-14, P=5.6tf | | |
| 昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 昭和48年4月(1973.4) 特定路線に架かる橋高架の道路等の技術基準(建設省都市局長, 道路局長) | 特定道路 [湾岸道路] [高速自動車道] その他 | 1等橋 | TT-43, P=6.5tf | $M_{L(1+i)}=0.8(0.12L+0.07)P \cdot K$ K: 大型車両の計画交通量による割増係数(2000台以上; K=1.2) | $M_{L(1+i)}=0.8(0.10L+0.04)P \cdot K$ K: 計画交通量による割増係数(2000台以上; K=1.2) |
| 昭和53年4月(1978.4) 道路橋鉄筋コンクリート床版の設計, 施工について(道路局企画課長) | 高速自動車道 一般国道 都道府県道 市町村道 都道府県道 市町村道 | 1等橋 | T-20, P=8.0tf (9.6tf) | 同 上 | 同 上 |
| | 都道府県道 市町村道 | 2等橋 | T-14, P=5.6tf | | |
| 昭和55年4月(1980.4) 道路橋示方書(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 平成5年11月(1993.11) 橋、高架の道路等の技術基準について(2局長通達) | | | T-25, P=10.0tf | 同 上 | 同 上 |
| 平成6年2月(1980.4) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会) | 同 上 | B活荷重 A活荷重 | T-25, P=10.0tf | $M_{L(1+i)}=0.8(0.12L+0.07)P \cdot K_a$ K _a : 割増係数*4 | $M_{L(1+i)}=0.8(0.10L+0.04)P$ |
| 平成6年2月(1994.2) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 平成8年2月(1996.2) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 平成14年2月(2002.3) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | T-25 P=100kN | 同 上 | 同 上 |

(2) 鉄筋の許容応力度，最小床版厚，配力鉄筋

| | 鉄筋の許容応力 | 最小床版厚*3 | 配力筋量 |
|---|--|--|------------------|
| 大正15年6月(1926.6) 道路構造に関する規則案(内務省土木局) | 1.200 kgf/cm ² | 規定なし | |
| 昭和14年2月(1939.2) 鋼道路橋設計示方書(案)(内務省土木局) | 同 上 | 同 上 | |
| 昭和31年5月(1956.5) 鋼道路橋設計示方書(日本道路協会) | 同 上 | 有効厚さ11cm | 主筋断面の25%以上 |
| 昭和39年6月(1964.6) 鋼道路橋設計示方書(日本道路協会) | 1.800 kgf/cm ² | 同 上 | 同 上 |
| 昭和42年9月(1967.9) 鋼道路一方鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋量設計要項(建設省道路局長通達) | 同 上 | 同 上 | 主筋断面の70%以上 |
| 昭和43年5月(1968.5) 鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準(日本道路協会(案)) | 1.400 kgf/cm ² | $t_0=3L+9 \geq 16\text{cm}$ | 主筋方向の70%以上 |
| 昭和46年3月(1971.3) 鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について(建設省道路局長通達) | 同 上 | $t_0=3L+11 \geq 16\text{cm}$ | 配力筋方向モーメント式により計算 |
| 昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 昭和48年4月(1973.4) 特定路線に架かる橋高架の道路等の技術基準(建設省都市局長，道路局長) | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 昭和53年4月(1978.4) 道路橋鉄筋コンクリート床版の設計，施工について(道路局企画課長) | 許容応力度1400 kgf/cm ² に対して，200 kgf/cm ² 程度余裕を持たせる | $t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ $t_0=3L+11$ k_1 ；交通量の係数 k_2 ；付加モーメントの係数 | 同 上 |
| 昭和55年4月(1980.4) 道路橋示方書(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 平成5年11月(1993.11) 橋、高架の道路等の技術基準について(2局長通達) | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 平成6年2月(1994.2) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 平成8年2月(1996.2) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 |
| 平成14年2月(2002.3) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会) | 許容応力度140N/mm ² | $t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ $t_0=30L+110$ k_1 ；交通量の係数 k_2 ；付加モーメントの係数 | 同 上 |
| 平成24年3月(2012.3) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会) | 同 上 | 同 上 | 同 上 |

注 *1：大型車が1方向1,000台/日以上の場合は後輪荷重を()内に示す。

*2：連続版で車両進行方向の場合のみ。

*3：t；床版厚さ(cm) (少数第1位を四捨五入する。ただし t_0 を下まわらないこと)

t_0 ；道路橋示方書に規定される床版の最小全厚(cm) (少数第2位を四捨五入し，少数第1位まで求める)

k_1 ；大型車両の1日1方向の計画交通量や施工の難易度による係数(表-8.2)。

k_2 ；床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数で $k_2=0.9$ $M/M_0 \geq 1.00$ として与えられる。

作技術の進歩と高度経済成長期における橋梁建設の増加という経済的な要請から，1964年6月(昭和39年)の「鋼道路橋設計示方書」^{5.3)}においては，鉄筋の許容応力度が1,800kgf/cm²へと引き上げが行われた。しかし，この当時設計されたRC床版は，交通量の増大，過積載などにより1965年頃からひび割れ損傷が多く見られ，RC床版の疲労損傷機構の解明に関する研究が開始された^{5.14)~5.18)}。これらの研究成果により設計基準も大幅に見直され，1968年5月(昭和43年)の「鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準

表－ 5.2 大型車両の計画交通量による割増係数

| 1日1方向当たりの大型車両の計画交通量(台/日) | 1978年4月~1993年11月 | | | 1993年11月~ 係数 k_1 |
|--------------------------|------------------|----------|------|-----------------------|
| | 補修作業の 難易 | 係数 k_2 | | |
| | | 非合成桁 | 合成桁 | |
| 500台未満 | 容易 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| | 難易 | 1.05 | 1.10 | |
| 500台以上1,000台未満 | 容易 | | | 1.10 |
| | 難易 | | | |
| 1,000台以上2,000台未満 | 容易 | 1.15 | 1.20 | |
| | 難易 | | | |
| 2,000台以上 | 容易 | 1.20 | 1.25 | |
| | 難易 | | | |

(日本道路協会(案))^{5.4)}、1971年3月(昭和46年)の「鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について(建設省道路局長通達)」において設計活荷重曲げモーメントの増強、床版厚の増厚、鉄筋の許容応力度の引き下げ、配力鉄筋量の増加などがなされた。そして、1973年2月(昭和48年)道路橋示方書^{5.5)}が改訂された。1973年頃からRC床版のひび割れ損傷に対して、各研究機関では輪荷重移動試験機を開発し、走行荷重による疲労試験が行われ、ひび割れ損傷の原因究明が精力的に行われた。これらの研究成果^{5.14)~5.18)}により、1978年4月(昭和53年)「鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計・施工について(道路局企画課長)」では、大型車両の1日1方向の計画交通量や施工の難易度による最小床版厚が規定された(表－ 5.2)。さらに、1993年11月、政府の規制緩和により、大型自動車総重量が引き上げられたことにより、1994年2月(平成6年)の道示^{5.7)}では、設計活荷重が20tfから25tfへと引き上げられ、現在に至っている。なお、2002年改訂の道示では、SI単位に変更され2012年改訂の道示に至っている。

以上のように、現在供用されている道路橋のRC床版は1956年改訂の鋼道路橋設計示方書から現行示方書の改訂に至るまで、設計活荷重、床版厚、鉄筋量などが改訂されている。特に、1994年改訂の道示においては設計荷重が80kNから100kNへ改訂され、現在では最大荷重245kNの大型車両が走行している。したがって、道路橋を予防保全型維持管理する上では、現行示方書の規定に準拠した活荷重に対応する補強対策を行うか、建設当時の基準に準拠した補強対策を行うかが重要となる。長寿命化修繕計画においては、設計された当時の耐荷力性能を確保する修繕計画がなされ、交通量の多い路線などは現行示方書の基準に準拠した補強法が計画されている。

5.3 実験方法

5.3.1 供試体概要

本実験に用いる供試体は、「第4章」で用いた寸法の異なる2タイプの供試体であり、輪荷重走行疲労実験におけるCFS全面接着補強後の劣化要因としてたわみと等価走行回数からの劣化曲線式および実橋における環境条件がRC床版に与える各種劣化要因^{5.12)}を適用した補強等価走行回数を得て、乾燥状態、湿潤状態、さらには再補強時期を推定するための、それぞれのS-N曲線式を提案する。よって、供試体は「第4章」で示したように、道示^{5.7)~5.9)}の規定に基づいて設計し、本実験装置の輪荷重、すなわち

車輪幅と道示に規定する輪荷重幅(500mm)との比によるモデル化を行うものとする。本実験では2タイプの輪荷重装置を用いて疲労実験を行うことから、車輪幅250mmの車輪を使用する供試体を1/2モデルとし、Aタイプとする。また、車輪幅300mmの車輪を用いて実験する供試体は3/5モデルとし、Bタイプとする。また、「第4章」では、新材料であるCFSSを用いた格子接着補強法における補強効果および耐疲労性の評価についても考察されている。しかし、CFSS格子接着補強における力学特性については各研究機関で検討されているものの、押抜きせん断耐荷力については未だに結果が得られていないことからCFS全面接着補強した場合のみについて余寿命の推定を行う。なお、CFSS格子接着補強法におけるCFSSの設計量は、CFSを床版下面の全面に接着補強する量と同等の量を接着補強することから余寿命の推定もCFS全面接着補強法と同等な余寿命とする。

5.3.2 使用材料

(1) RC床版

RC床版供試体は、第4章で用いたBタイプの供試体と同様で、第5章ではAタイプとする。なお、Aタイプの供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと5mm以下の砕砂および5mm~20mmの砕石を使用した。鉄筋にはSD295A、D10を用いた。ここで、RC床版の配合を表-5.3、実験時におけるコンクリート圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-5.4に示す。次に、第4章で用いたCタイプの供試体を第5章ではBタイプとする。Bタイプの供試体のコンクリートはAタイプと同様に、普通ポルトランドセメントと5mm~20mmの砕石を用い、鉄筋にはSD295A、D13を用いた。コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表-5.4に併記する。

表-5.3 RC床版の配合表

| スランブ (cm) | W/C (%) | s/a | 単位量 (kg/m ³) | | | | | 混和剤 (ml) |
|--------------|------------|------|--------------------------|-----|-----|-----|------|-------------|
| | | | C | W | S | G | SP | AE |
| 18±2.5 | 51.4 | 51.2 | 319 | 164 | 953 | 886 | 1.91 | 16 |

表-5.4 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²) | | 鉄筋(SD295A) | | | |
|------|--|----|------------|------------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| | | | 使用 鉄筋 | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
| Aタイプ | RC | 35 | D10 | 368 | 516 | 200 |
| | CFS | 32 | | | | |
| Bタイプ | RC,CFS | 30 | D13 | 370 | 511 | 200 |

表-5.5 CFSの材料特性値

| 補強材料名 | 目付量 (g/m ²) | 設計厚さ (mm) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
|-------|----------------------------|--------------|------------------------------|--------------------------------|
| CFS | 202 | 0.111 | 4,420 | 235 |

(2) 炭素繊維シート(CFS)

本実験に用いた CFS は、目付量 202g/m^2 、設計厚 0.111mm の連続繊維シートおよびプライマー、CFS 専用のエポキシ樹脂系の接着材を用いた。ここで、CFS の材料特性値を表-5.5 に示す。

5.3.3 供試体寸法および鉄筋の配置

本実験に用いる供試体は 1994 年改訂以降の道示^{5.7)}の基準に準拠して設計し、その 1/2, 3/5 モデルとした寸法である(第4章)。ここで、供試体寸法を図-5.1 に示す。

A タイプの RC 床版供試体の寸法は図-5.1(1)に示すように、全長 $1,470\text{mm}$ 、支間 $1,200\text{mm}$ 、床版厚 130mm とした。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側主鉄筋に D10 を 100mm 間隔で配置し、有効高を 105mm とした。また、圧縮側には引張側鉄筋量の 1/2 を配置した。ここで、A タイプにおける RC 床版供試体の供試体名称は A-RC とし、CFS 全面接着補強 RC 床版供試体は A-CFS とする。

B タイプの RC 床版供試体の寸法は図-5.1(2)に示すように、全長 $1,600\text{mm}$ 、支間 $1,400\text{mm}$ 、床版厚 150mm とした。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側主鉄筋に D13 を 120mm 間隔で配置し、有効高は 125mm である。また、圧縮側には引張側鉄筋量の 1/2 を配置した。ここで、B タイプにおける RC 床版供試体の供試体名称は B-RC とし、CFS 全面接着補強 RC 床版供試体は B-CFS とする。また、RC 床版の寸法および鉄筋配置を図-5.1(2)に示す。

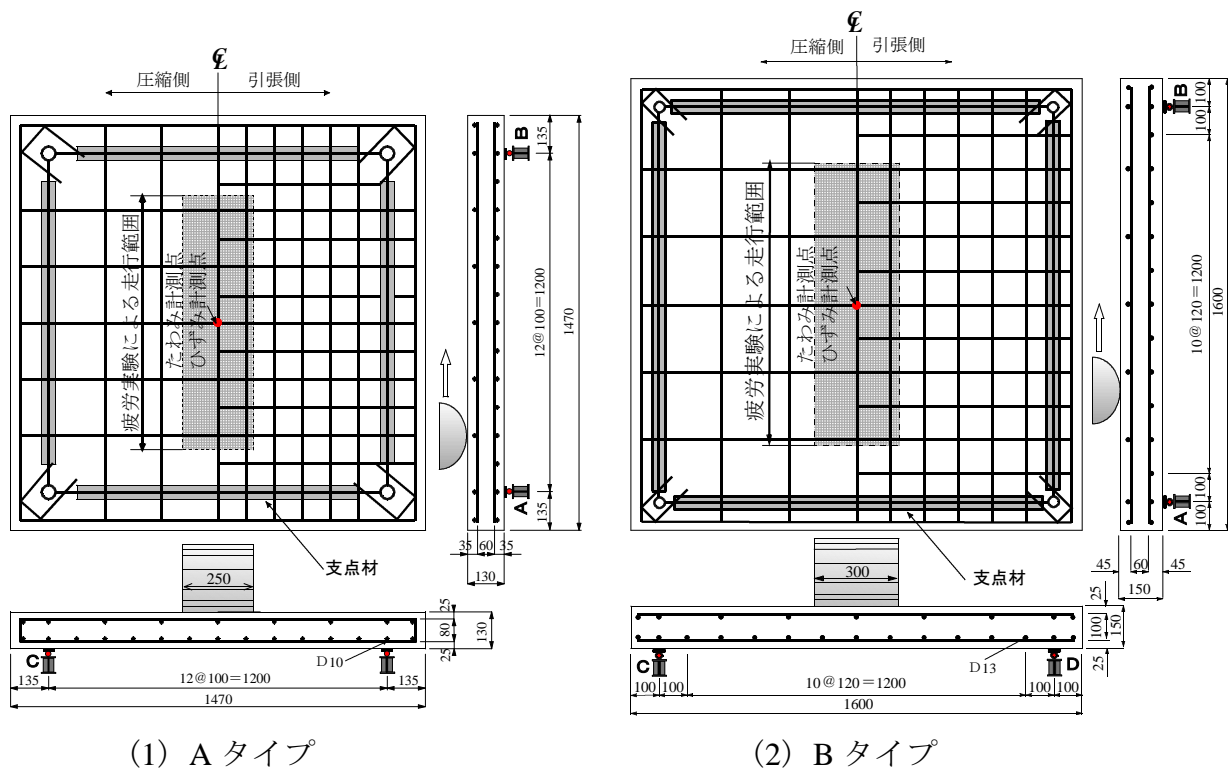


図-5.1 供試体寸法および鉄筋配置

5.4 実験方法および等価走行回数

5.4.1 実験方法

輪荷重走行疲労実験における CFS 全面接着補強法における補強効果および耐疲労性の評価は、20,000 回ごとに荷重を段階的に増加させることから基準荷重に対する実験荷重と実験走行回数から等価走行回数を得て評価する。よって、基準荷重および輪荷重走行疲労実験における初期荷重は、供試体の寸法、すなわちモデル化する寸法によって異なるものである。

(1) Aタイプ

A タイプの RC 床版供試体の輪荷重走行疲労実験における車輪幅は 250mm であり、道示^{5.7)}に規定する T 荷重幅 500mm の 1/2 モデルであることから供試体も 1/2 モデルとする。よって、RC 床版供試体の基準荷重は道示に規定する活荷重 100kN の 1/2 に安全率 1.2 を考慮して 60kN とする。荷重条件は初期荷重を A-RC は 80kN、A-CFS は 60kN とし、荷重 100kN までは 20,000 回走行ごとに荷重を 20kN ずつ増加させ、荷重 100kN 以降は 20,000 回走行ごとに荷重を 10kN ずつ増加させる。本実験の補強効果については、RC 床版の等価走行回数を基準に評価する。

(2) Bタイプ

B タイプの RC 床版供試体は、車輪幅が 300mm であることから、道示^{5.7)}に規定する T 荷重幅 500mm の 3/5 モデルであることから、基準荷重は活荷重 100kN の 3/5 に安全率 1.2 を考慮して 72kN とする。B タイプの RC 床版供試体の輪荷重走行疲労実験における初期荷重は 100kN であり、140kN まで 20,000 回の走行ごとに荷重を 20kN ずつ増加させる。また、140kN 以降は、20,000 回の走行ごとに荷重を 10kN ずつ増加させ、供試体が破壊するまで荷重の増加と走行を繰り返し行う。

5.4.2 等価走行回数

輪荷重走行疲労実験では、20,000 回走行ごとに荷重を増加させることから、基準荷重と載荷荷重および実験走行回数の関係から等価走行回数 N_{eq} を算出して補強効果および耐疲労性を評価する。輪荷重走行疲労実験による等価走行回数 N_{eq} は、マイナー則に従うと仮定すると、「第 4 章」で式(4.2)として与えられている。なお、式(4.2)に適用する S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数 m には、松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線の傾きの逆数 12.7 を適用する^{5.19)}。なお、基準荷重 P は、A タイプの場合は 60kN、B タイプの場合は 72kN である。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad \text{前出(4.2)}$$

ここで、 N_{eq} : 等価走行回数(回)、 n_i : 実験走行回数(回)、 P_i : 載荷荷重(kN)、 m : S-N 曲線の傾きの逆数(=12.7)^{5.19)}、 P : 基準荷重(A タイプ : 60kN、B タイプ : 72kN)

5.5 結果および考察

5.5.1 等価走行回数

本実験における A タイプおよび B タイプの RC 床版供試体および CFS 全面接着補強 RC 床版供試体の等価走行回数 N_{eq} (式(4.2)) を表-5.6 に示す。

表-5.6 実験走行回数および等価走行回数

| 供試体 | 荷重 | | | | | | | 等価走行回数合計 | 平均等価走行回数(回) | 走行回数比 |
|---------|--------|--------|---------|------------|------------|-------------|------------|-------------|-------------|-------|
| | 60 kN | 80 kN | 100 kN | 110 kN | 120 kN | 140 kN | 150 kN | | | |
| A-RC-1 | 実験走行回数 | | 20,000 | 10,009 | | | | | 7,938,030 | - |
| | 等価走行回数 | | 772,240 | 6,574,607 | | | | 7,346,848 | | |
| A-RC-2 | 実験走行回数 | | 20,000 | 11,809 | | | | | 8,529,213 | |
| | 等価走行回数 | | 772,240 | 7,756,972 | | | | | | |
| A-CFS-1 | 実験走行回数 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 15,830 | | | 148,256,151 | 18.7 |
| | 等価走行回数 | 20,000 | 772,239 | 13,137,391 | 44,075,395 | 105,332,371 | | 163,317,396 | | |
| A-CFS-2 | 実験走行回数 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 11,300 | | | 133,194,905 | |
| | 等価走行回数 | 20,000 | 772,239 | 13,137,391 | 44,075,395 | 75,189,879 | | | | |
| B-RC-1 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 15,135 | | | 11,238,624 | - |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 9,941,720 | | | | |
| B-RC-2 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 19,934 | | | 14,390,941 | |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,094,037 | | | | |
| B-CFS-1 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 20,000 | 20,000 | 13,480 | 258,123,028 | |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,137,391 | 93,053,635 | 150,635,099 | | |
| B-CFS-2 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 20,000 | 20,000 | 14,500 | 269,521,233 | 20.6 |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,137,391 | 93,053,635 | 162,033,304 | | |

(1) Aタイプ

A タイプの RC 床版供試体 A-RC-1 の等価走行回数は 7,346,848 回，供試体 A-RC-2 は 8,529,213 回であり，平均等価走行回数 N_{eq} は 7,938,030 回である。また，CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 A-CFS-1 の等価走行回数は 163,317,396 回，供試体 A-CFS-2 の等価走行回数は 133,194,905 回であり，平均等価走行回数 N_{eq} は 148,256,151 回である。RC 床版供試体 A-RC の平均等価走行回数 N_{eq} に比して 18.7 倍の耐疲労性が得られた。表-5.6 に示した実験走行回数および等価走行回数は，乾燥状態で実験した結果である。しかし，実橋 RC 床版は，雨水や塩害・凍害などによる建設地域特有の環境条件による材料の劣化や複合劣化などにより，耐疲労性が大幅に減少する結果が報告されている。また，実橋における CFS 全面接着補強後においては数百年の寿命が算定される。したがって，劣化予測においては，湿潤状態や塩害・凍害などの影響を考慮した補強等価走行回数を算定する必要がある。

(2) Bタイプ

B タイプの RC 床版供試体 B-RC-1 の等価走行回数 N_{eq} は 11,238,624 回，供試体 B-RC-2 は 14,390,941 回であり，平均等価走行回数 N_{eq} は 12,814,782 回である。また，CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 B-CFS-1 の等価走行回数 N_{eq} は 258,123,028 回，供試体 B-CFS-2 の等価走行回数は 269,521,233 回であり，平均等価走行回数 N_{eq} は 263,822,131 回となり，RC 床版供試体 A-RC-1, 2 の平均等価走行回数に比して 20.6 倍の耐疲労性が得られた。したがって，乾燥状態においては A タイプの供試体と同様に，大幅に耐疲労性が向上し，以後，補強対策の必要のない結果となる。

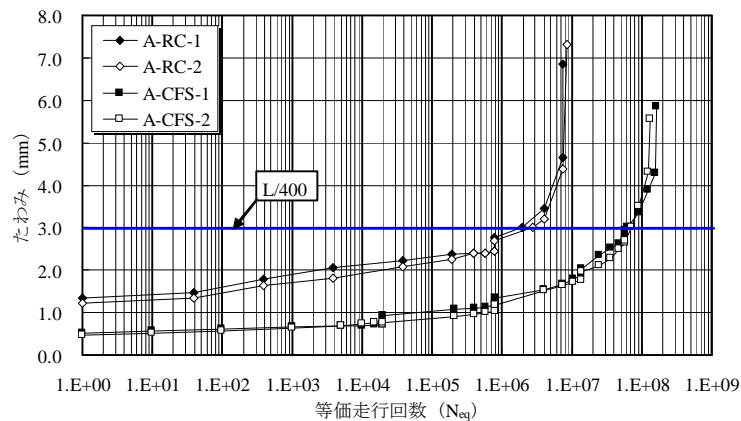
以上より，実橋 RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の S-N 曲線式の提案においては，寸法の異なる A タイプおよび B タイプの供試体の等価走行回数を用いて，湿潤状態や塩害，凍害など建設地域の環境条件による材料の劣化などを考慮した補強等価走行回数を算定する必要がある。

5.5.2 たわみと等価走行回数の関係

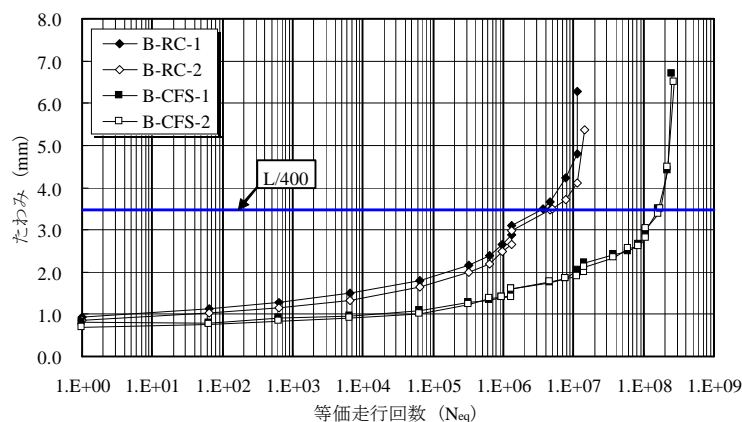
本実験におけるたわみと等価走行回数の関係を図－ 5.2 に示す。

(1) Aタイプ

A タイプの RC 床版供試体のたわみと等価走行回数の関係は図－ 5.2(1)に示す。RC 床版供試体 A-RC-1,2 はたわみが 3.0mm，すなわち床版支間 L の 1/400 を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。一方，CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 A-CFS-1,2 においてもたわみが 3.0mm を越えた付近からたわみの増加が著しくなっている。そこで，本実験における RC 床版のたわみが 3.0mm となる等価走行回数を，前後のたわみと等価走行回数の関係から補間法により算出すると，RC 床版供試体 A-RC-1



(1) Aタイプ



(2) Bタイプ

図－ 5.2 たわみと等価走行回数の関係

では 1.98×10^6 回，A-RC-2 では 2.78×10^6 回であり，たわみが 3.0mm の平均等価走行回数は 2.38×10^6 回である。その後の走行によりたわみの増加が著しくなり，破壊に至っている。次に，CFS 全面接着補強した RC 床版供試体においても床版支間 L/400 であるたわみが 3.0mm を超えた付近からたわみの増加が著しくなり，この時点ではく離が始まったものと考えられる。たわみが 3.0mm となる等価走行回数は供試体 A-CFS-1, 2 でそれぞれ， 63.40×10^6 回， 70.40×10^6 回であり，たわみが 3.0mm の平均等価走行回数は 66.90×10^6 回である。床版支間 L/400，すなわちたわみが 3.0mm に達する等価走行回数を比較すると，RC 床版の 28.1 倍となる。よって，再補強時期をたわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近の等価走行回数を用いることとする。

(2) Bタイプ

B タイプの RC 床版供試体においてもたわみが床版支間 L の 1/400，すなわち 3.5mm を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。なお，B タイプ供試体のたわみが 3.5mm に達した場合の等価走行回数を算出すると，供試体 B-RC-1 では 3.61×10^6 回，供試体 B-RC-2 では 4.91×10^6 回であり，平均等価走行回数は 4.26×10^6 回である。また，CFS 全面接着補強した RC 床版供試体 B-CFS-1, 2 のたわみが 3.5mm に達した時点の等価走行回数は，それぞれ 165.40×10^6 回， 173.20×10^6 回であり，平均等価走行回数は 169.30×10^6 回である。RC 床版供試体の平均等価走行回数と比較すると 39.7 倍となった。

以上のように，A タイプおよび B タイプにおいてもたわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近の等価走行回数を用いて，再補強時期の推定における S-N 曲線式を得るものとする。

5.6 CFS全面接着補強RC床版の劣化曲線の算定

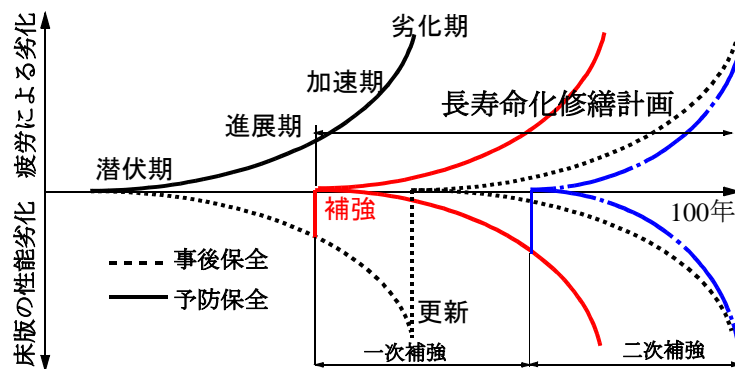
5.6.1 たわみによる健全度評価法

(1) 劣化予測概念

RC 床版の疲労損傷に対する劣化と性能低下および維持管理計画の概念^{5.13), 5.19)}を図一 5.3 に示す。また，ひび割れ状況と劣化過程，ひび割れ密度および累積損傷度の関係^{5.2), 5.10)}を表一 5.7 に示す。国土交通省の点検要領(案)^{5.20)}ではひび割れ幅(表一 5.7)，漏水・遊離石灰，はく離・鉄筋露出について，それぞれの損傷状況と損傷度を区分し，その損傷区分から RC 床版の健全性を判定して，補修・補強するかについて対策区分を設けている。また，土木学会^{5.10)}では RC 床版の疲労損傷に対しては図一 5.3 に示すように，疲労による劣化と性能低下の関係を示し，劣化過程^{5.21)}を潜伏期，進展期，加速期，劣化期として区分している。また，松井ら^{5.22)}が提案するひび割れ密度 (C_d)，玉越^{5.2)}らが提案する疲労損傷度 (D) とひび割れ状況による損傷区分および劣化過程の関係についての関連性を示している。

長寿命化修繕計画，すなわち予防保全型維持管理計画^{5.1), 5.10), 5.23)}では，図一 5.3 に示すように，RC 床版の損傷が進展期から加速期に補強対策を講じ(以下，1 次補強とする)，再度，損傷状況が進展期から加速期に達した時点で 2 回目の補強対策を講じて(以

下, 2次補強とする), 100年間を維持させるための計画がなされている。一方, 従来の事後保全型維持管理では劣化期を迎えた後, プレキャスト床版に取り替える等の対策が講じられているが, この場合は長期の通行止めと修繕費用の増大が懸念される。これらのことから長寿命化修繕計画において, RC床版を100年間維持するためには定期的な橋梁点検を行い, 健全性を評価して, 劣化過程が進展期から加速期で補強対策を繰り返し講じる必要がある。これによって, RC床版の長寿命化が図られると同時に, 損傷が軽微な内に補修・補強対策を講じることから, 取り替え床版と比較してコスト縮減につながるものと考えられる。



図－5.3 RC床版の劣化予測および維持管理計画^{5.2), 5.10), 5.23)}

表－5.7 ひび割れ状況と劣化過程の関係^{5.2), 5.19)}

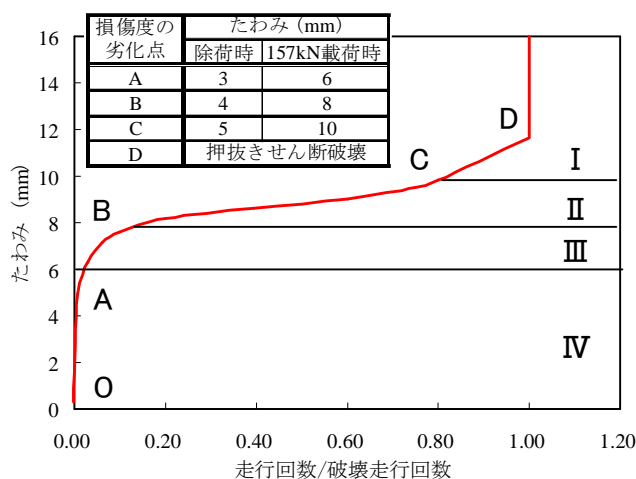
| 損傷区分 | ひび割れ幅に着目した程度 | 劣化過程 | ひび割れ密度 C_d (m/m^2) | 疲労損傷度 ($D=N/N_f$) |
|------|--|---------|--------------------------|---------------------|
| a | ひび割れは主として1方向のみで, 最小ひび割れ間隔が概ね1.0m以上 ひび割れ幅が0.05mm以下(ヘアクラック程度) | 潜伏期 | $0 \leq C_d < 3$ | $D < 0.1$ |
| b | 1.0m-0.5m, 1方向で主で直角方向は縦, かつ格子状ではない。 0.1mm以下が主であるが, 一部に0.1mm以上も存在する。 | | | |
| c | 0.5m程度, 格子状直前のもの 0.2mm以下が主であるが, 一部に0.2mm以上も存在する。 | 進展期 | $6 \leq C_d < 8$ | $0.2 \leq D < 0.5$ |
| d | 0.5m-0.2m程度, 格子状に発生 0.2mm以上が目立ち部分的な角落ちもみられる。 | 加速期(前期) | $8 \leq C_d < 9$ | $0.5 \leq D < 0.8$ |
| e | 0.2m以下, 格子状に発生 0.2mm以下がかなり目立ち連続的な角落ちが生じている。 | 加速期(後期) | | |
| - | | 劣化期 | $9 \leq C_d$ | $0.8 \leq D < 1.0$ |

(2) 補強床版の耐疲労性

RC床版の疲労寿命およびCFS全面接着補強床版, SFRCを用いた上面増厚補強床版の残存寿命の推定にはS-N曲線式が用いられている。RC床版については, 前田ら, 松井ら^{5.17), 5.19)}は1964年改訂の設計基準に設計されたRC床版供試体および一部に異形棒鋼を配置したRC床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い, はり幅BにおけるRC床版の押抜きせん断耐荷力評価式およびS-N曲線式を提案している。また, 阿部ら

^{5.24)}, ^{5.25)}は 1980 年改定の道示および 1994 年改訂の道示に対応した RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、押抜きせん断耐荷力評価式および S-N 曲線式を提案している。また、CFS 全面接着補強した RC 床版の S-N 曲線式も提案している ^{5.26)}。いずれにおいても補強床版においては、実験が乾燥状態で実施されていることから、耐疲労性を評価した場合に数百年の寿命が推定されている。そこで阿部ら ^{5.13)}は、SFRC を用いた RC 床版の上面増厚補強法において、モデル化した RC 床版供試体を製作し、乾燥状態で輪荷重走行疲労実験を行い、得られた等価走行回数に、湿潤状態などの各種劣化促進要因を考慮した補強等価走行回数の評価式を示した上で S-N 曲線式の提案を行っている。また、RC 床版を用いた輪荷重走行疲労実験によるたわみと等価走行回数の関係から、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近からたわみの増加が著しくなり、破壊に至ることから、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近が補強対策を講じる時期として提案している ^{5.13)}。一方、たわみに関する RC 床版の損傷度との関係について、中谷ら ^{5.27)}は 1964 年改訂道示に準拠して製作した RC 床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、RC 床版のたわみと走行回数/破壊走行回数の関係について図－ 5.4 を報告している。これによると、実験に用いた RC 床版供試体の支間は 2,500mm である。

各損傷グレードと実験たわみの関係は、損傷グレード I は 157kN 載荷時のたわみが 10mm に達した時点であり、床版支間 L の 1/250(=10/2,500)である。次に損傷グレード II は床版支間 L の 1/313(=8/2,500)、損傷グレード III は床版支間 L の 1/417(=6/2,500)である。なお、図－ 5.4 に示す損傷グレード I は土木学会が示す劣化過程が劣化期、損傷グレード II は加速期、損傷グレード III は進展期、損傷グレード IV は潜伏期に相当するものである。したがって、床版たわみが床版支間 L の 1/400 に達する時期、すなわち損傷グレード III、劣化過程が進展期相当は、筆者が提案する補強時期とほぼ近似している。さらに、土木学会「鋼・合成構造標準示方書」^{5.28)}では、「コンクリート桁のたわみを設計する場合は荷重による弾性たわみが支間 L の 1/500 程度以下の場合はひび割れ等を見逃した線形弾性体と仮定して道示の物性値を使用して設計する」とされている。これらのことから、CFS 全面接着補強法した RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 付



図－ 5.4 RC 床版のたわみと走行回数/破壊走行回数の関係 ^{5.27)}

近で再補強対策を講じることは、妥当であると考えられる。よって、本実験においても RC 床版および 1 次補強におけるたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点で補強対策を講じることにより長寿命化が図られるものと考えられる。

5.6.2 性能低下曲線(D-N曲線)

(1) 疲労による劣化予測概念

RC 床版の疲労劣化や性能低下および本研究で提案する長寿命化修繕計画における補強床版の劣化予測と性能低下の概念は図-5.3 に示すように、道路橋を建設後 100 年間維持するために、数回の補修・補強サイクルが検討されている^{5.1), 5.26)}。日本では 2007 年から橋梁点検が始まり、その損傷に対する補修・補強対策が計画され、2009 年に都道府県および政令都市で、計画書が公開されている^{5.1)}。これによると、損傷が著しい部材については緊急対応で補修・補強対策が実施されている。また、補修・補強サイクルが計画され、LCC が算定されている。しかしながら、補修・補強後の寿命については明らかにされていない。よって、道路橋 RC 床版においても補修・補強後の余寿命の推定が重要となる。

RC 床版の疲労による劣化予測および性能低下の概念は図-5.3 のように示されている。道路橋 RC 床版の健全度判定の多くは表-5.7 に示すように「ひび割れによる健全度判定」を採用している^{5.2), 5.19)}。これによると、道路を維持管理している公的機関では、ひび割れの幅が $0.1\text{mm}\sim 0.2\text{mm}$ としている場合が多い。また、ひび割れ幅以外の指標としては、ひび割れの間隔、方向、密度(= 1.0m^2 当たりのひび割れ長さ： m/m^2)が採用されている。「ひび割れによる健全度判定」や「ひび割れの間隔、方向、密度による健全度判定」は、床版の劣化予測や残存寿命の評価、補修・補強対策・時期の判断など維持管理計画を合理的に立案する定量的指標として用いるには課題も多い。これらのことから、床版の健全度評価においては、車両が床版上を通過する時のたわみによる変形を一般的に絶対量で評価することができないことから、床版の劣化状況を表す指標として松井らはひび割れ密度による健全度の評価法と併用する式として、車両が床版上を通過する時のたわみによる変形を一般的な絶対量で評価することができず、RC 床版の劣化状況を表す指標を劣化度 D とし、式(5.1)を提案している^{5.19)}。

$$D = (\delta - \delta_0) / (\delta_c - \delta_0) \quad (5.1)$$

ここで、 D ：劣化度 ($0 \leq D \leq 1$)、 δ ：床版中央における活荷重たわみの実測値(mm)、 δ_0 ：コンクリートの全断面を有効と仮定した等方性板の活荷重による理論たわみ(mm)、 δ_c ：引張側コンクリート無視の状態での直交異方性を考慮した活荷重による理論たわみ(mm)

式(5.1)における劣化度 D は、健全である場合には 0 に近づき、劣化が進み、使用限界に近い状態に至ると 1 に近い値を取るとした指標である。この劣化度 D が 1 を超過

した場合には、RC床版の劣化が急激に進み、押抜きせん断破壊に至る。活荷重たわみが引張側コンクリートを無視した理論たわみに達した場合を劣化度 $D=1.0$ に達したものとし、使用限界状態に達するまでの残存寿命の予測が可能となり、維持管理計画を合理的に立案する定量的指標として用いられている。

(2) 劣化たわみによる性能低下曲線(D-N曲線)の定義

CFS全面接着補強RC床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価では、等価走行回数はマイナー則に従うとし、松井らが提案するRC床版のS-N曲線の傾きの絶対値の逆数 $m=12.7$ を適用している^{5.19)}。これは、RC床版を用いた疲労実験によるS-N曲線の傾きの絶対値の逆数(m)であることから、劣化したRC床版下面にCFSを接着補強したRC床版に適用すると実橋の補強RC床版の疲労寿命と大きな差が生じる。そこで、CFS下面接着補強したRC床版の等価走行回数の算定には、松井が提案した逆数 $m=12.7$ を適用したRC床版の等価走行回数(式(4.2))に、CFS全面接着補強RC床版供試体を用いた輪荷重走行疲労実験から得られたたわみと等価走行回数の関係から、たわみの増加に対する劣化係数を初めとした低減係数を適用して補正する。そこで、阿部ら^{5.13)}は「たわみによる健全度評価法」として、等価走行回数増加による実測たわみの増加が性能低下を示す指標となる劣化値を算出し、次にこれを劣化値と等価走行回数の関係から等価走行回数の対数と劣化値を片対数軸上で直線回帰することにより性能低下曲線、すなわち「劣化(Damage)-等価走行回数(N_{eq})」(以下、D-N曲線とする)式を得て、たわみによる劣化係数とし、走行回数ごとに算出した等価走行回数 N_{eqi} に乗じている。阿部ら^{5.13)}が示すたわみと等価走行回数の関係より、本提案の劣化たわみおよび性能低下の概念を図-5.5に示す。

図-5.5に示す縦軸は、実測たわみと等価走行回数の関係より、たわみが0.0mmの位置を基準軸とし、基準軸上方に劣化たわみ(δ_D)をとり、基準軸の下方は、実験たわみから得られた性能低下を示すたわみ値を無次元化した劣化値(D_{δ})とする。また、横軸には等価走行回数(N_{eq})とする。CFS全面接着補強法におけるD-N曲線も同様の手法用いて評価する。

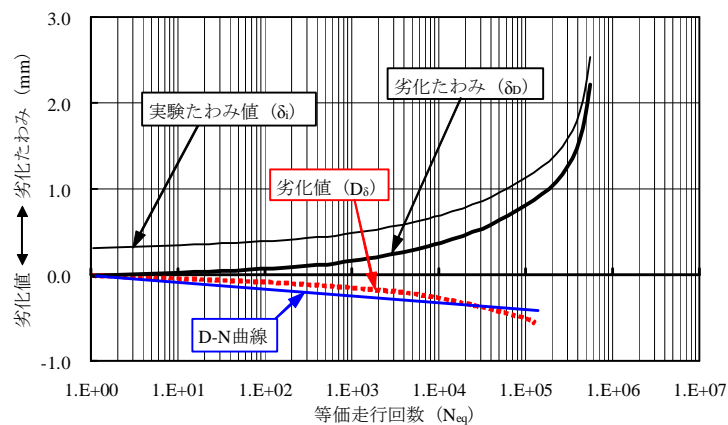


図-5.5 劣化たわみおよび性能低下の概念^{5.13)}

1) 性能低下を示す劣化たわみ^{5.13)}

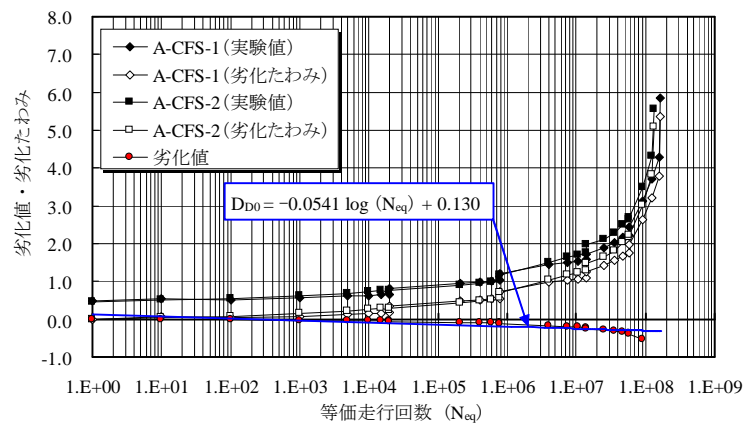
性能低下を示す劣化たわみ(δ_D)は、走行回数ごとに計測した実験たわみ(δ_i)から本実験における走行回数1回目の初期たわみ(δ_1)との差のたわみ($=(\delta_i - \delta_1)$)とする。等価走行回数ごとの基準たわみ $\delta_0 (=0.0\text{mm})$ から劣化たわみ(δ_{Di})との差を等価走行回数ごとに最大たわみ(δ_{\max})で除して無次元化した値を劣化値($D_{\delta i}$)と定義する。この劣化値($D_{\delta i}$)と等価走行回数(N_{eq})の関係から対数近似による D-N 曲線式を得る。なお、たわみによる健全度評価は再補強時期を想定したたわみが床版支間 L の 1/400 となるまでとする。よって、走行回数ごとのたわみによる劣化値($D_{\delta i}$)は、式(5.2)として与えられる。

$$D_{\delta i} = (\delta_0 - \delta_{Di}) / \delta_{\max} \quad (5.2)$$

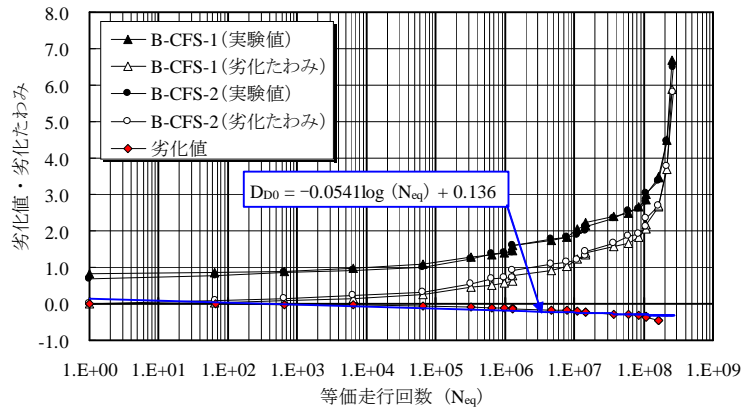
ここで、 $D_{\delta i}$: 等価走行回数ごとのたわみによる劣化値、 δ_0 : 基準たわみ(=0.0mm)、 δ_{Di} : 劣化たわみ(mm)、 δ_{\max} : 最大たわみ(mm)

2) 性能低下を示す劣化値の算定^{5.13)}

本実験における A タイプおよび B タイプ供試体のたわみと等価走行回数の関係は、本章「5.5.2 たわみと等価走行回数の関係」の図-5.2に示している。そこで、実験たわみと等価走行回数の関係から劣化たわみを算定する。まず、A タイプの供試体 A-CFS-1 の各等価走行回数ごとに計測した実験たわみ δ_i から、本実験における走行回数1回目の初期たわみ δ_1 との差のたわみを劣化たわみ δ_{Di} ($\delta_{Di} = \delta_i - \delta_1$)を得る。次に、劣化値 $D_{\delta i}$ (式(5.2))は、基準たわみ $\delta_0 (=0.0\text{mm})$ から劣化たわみ δ_{Di} との差の値を最大たわみで δ_{\max} で除した値 ($D_{\delta i} = (\delta_0 - \delta_{Di}) / \delta_{\max}$)とする。劣化値の算定は実験たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数までとし、供試体 A-CFS-1, 2 の平均値を得る。これを近似曲線式としたものを D-N 曲線である。ここで、本実験におけるたわみと等価走行回数の関係を実験たわみ・劣化たわみと等価走行回数の関および劣化値($D_{\delta i}$)と等価走行回数 N_{eq} を図-5.6に示す。



(1) A タイプ



(2) B タイプ

図－ 5.6 劣化値 (D_{Di}) と等価走行回数 N_{eq} の関係

(3) D-N曲線

CFS 全面接着補強法における D-N 曲線は，劣化たわみ (δ_{Di}) および性能低下の概念に基づいて，たわみが床版支間 L の $1/400$ までの走行回数ごとの劣化値 (D_{Di}) と RC 床版の等価走行回数(式(4.2))の関係から D-N 曲線式の傾きを得る。本実験における A タイプおよび B タイプ供試体の D-N 曲線式は，それぞれ式(5.3)，式(5.4)が得られる。

$$A \text{ タイプ} : D_{Di} = -0.0541 \log N_{eqi} + 0.130 \quad (5.3)$$

$$B \text{ タイプ} : D_{Di} = -0.0541 \log N_{eqi} + 0.136 \quad (5.4)$$

次に，CFS 全面接着補強 RC 床版供試体の耐荷力性能が向上することから，CFS 全面接着補強法における等価走行回数 1 回目の初期値を 1.1 とし，D-N 曲線は式(5.5)として与えられる。

$$D_{Di} = -0.0541 \log N_{eqi} + 1.1 \quad (5.5)$$

よって，CFS 全面接着補強床版における劣化値の算定には式(5.5)を適用する。

5.6.3 各種劣化係数

本実験は，未損傷の RC 床版に CFS 全面接着補強し，乾燥状態で輪荷重走行疲労実験を行ったことから，実橋 RC 床版と劣化条件が異なる。そこで，湿潤状態の影響によるコンクリート材料の劣化係数 (D_c) や塩害等の環境条件による低減係数 (D_e) を考慮する必要がある。長寿命化修繕計画では 1964 年改訂の設計基準^{5.3)}で設計された RC 床版 (以下，64 年床版とする) および 1973 年改訂の道示^{5.5)}で設計された RC 床版 (以下，73 年床版とする) が補強対象となっていることから，これらの設計基準に対する補正が必要となる。これらの影響を考慮した補強等価走行回数 ($N_{D0,eq}$) から耐疲労性を評価する。

(1) コンクリート材料の劣化係数 : D_c

本実験は、乾燥状態で行っているが、実橋は常に雨水の影響を受けていることから湿潤状態を考慮したコンクリートの劣化状態を考慮する必要がある。Raithby, K.D.ら^{5.29)}や RILEM Committee^{5.30)}によると、雨水の影響によるコンクリートの圧縮強度の低下は30%程度とされている。よって、湿潤状態におけるコンクリートの劣化係数を $D_c=0.70$ とする。

(2) 設計基準による低減係数 : D_s

本供試体は、1994年改訂の道示に準拠して製作したことから鉄筋には異形棒鋼を配置した RC 床版供試体である。しかし、1964年改訂以前の設計基準では鉄筋に丸鋼が使用され、1973年の設計基準では、鉄筋に異形棒鋼が使用されている。よって、丸鋼と異形棒鋼では降伏強度が異なることから低減係数が必要となる。よって、鉄筋の低減係数 D_s は式(5.6)となる^{5.13)}。

$$D_s = f_{yd\cdot SR} / f_{yd\cdot SD} \quad (5.6)$$

ここで、 D_s : 鉄筋の低減係数、 $f_{yd\cdot SR}$: 丸鋼の降伏強度(=235N/mm²)、 $f_{yd\cdot SD}$: 異形棒鋼の降伏強度(=295N/mm²)

(3) 環境条件(塩害)による係数 : D_E

道路橋 RC 床版は、海岸線では飛来塩分、積雪寒冷地域では凍結防止剤の散布による塩害が生じ、鉄筋に錆が発生し、耐荷力が低下している。水口ら^{5.31)}は、応力履歴を与えた RC 床版に凍結防止剤を散布して暴露試験を実施し、土木学会コンクリート標準示方書「維持管理編」^{5.21)}が基準としている鉄筋の損傷のグレードがⅢの状態に輪荷重走行実験を行った。その結果、残存耐荷力は塩害作用を受けない RC 床版に比して25%耐荷力が低下した。そこで、塩害作用を受けた RC 床版の鉄筋損傷グレードがⅢの状態における低減係数として $D_E=0.75$ を提案している^{5.31)}。また、凍害の影響においた場合の低減係数は、応力履歴した RC 床版に凍結防止剤を散布して暴露試験を365日実施し、その後、凍結・融解を100回繰り返した場合は、静的耐荷力に比して30%低下している。この場合の損傷度は進展期から加速期に相当するものである。よって、塩害と凍害との複合劣化を受けた場合の低減係数は $D_E=0.70$ が提案されている^{5.32)}。

5.6.4 性能低下曲線および各種劣化要因を適用した補強等価走行回数

(1) D-N曲線を適用した補強等価走行回数

疲労劣化を受けた RC 床版全面を CFS により接着補強した場合の D-N 曲線および種々の劣化係数を適用した CFS 全面接着補強した RC 床版の補強等価走行回数は、式(5.7)として与えられる。

$$N_{D0\text{-eq}} = \sum_{j=1}^n (N_{\text{eqj}} \times D_{D_i} \times D_C \times D_S \times D_E) \quad (5.7)$$

$$N_{\text{eqj}} = (P_j/P)^m \times n_j \quad (5.7-1)$$

ここで、 $N_{D0\text{-eq}}$ ：CFS 全面接着補強法 RC 床版の補強等価走行回数、 N_{eqj} ：実験走行回数ごとの等価走行回数(式(5.7-1))、 D_{D_i} ：CFS 全面接着補強法における劣化係数(式(5.5))、 D_C ：湿潤状態におけるコンクリート劣化係数(=0.70)、 D_S ：使用鉄筋係数(式(5.6))、 D_E ：環境条件による係数(本研究では、環境条件による低減係数は考慮しないものとする。よって $D_E=1.0$ とする)、 P_j ：載荷荷重(kN)、 P ：基準荷重(AタイプおよびBタイプ：60kN、Cタイプ：72kN)、 n_j ：実験走行回数(回)、 m ：S-N 曲線の傾きの逆数(=12.7)^{5.19)}

(2) 等価走行回数の算定例

1) RC 床版供試体(実験走行回数 20,000 回)

RC 床版供試体 A-RC-1 の等価走行回数の算定は、基準荷重 P_i は 60kN で、実験荷重 P は 80kN である。また、RC 床版の S-N 曲線式の傾きの絶対値の逆数 m は 12.7 であることから、実験走行 20,000 回走行における等価走行回数は次に計算(式(5.7-1))より算定される。

$$N_{\text{eq}(20,000)} = (P_j/P)^m \times n_j = (80/60)^{12.7} \times 20,000 = 772,240 \text{ 回}$$

2) CFS 全面接着補強 RC 床版供試体

CFS 全面接着補強 RC 床版供試体における実験走行回数 20,000 回走行における補強等価走行回数は式(5.7)より算出する。また、D-N 曲線式は式(5.5)を適用する。さらに、使用鉄筋係数 D_S は、道示に規定されている丸鋼の降伏強度(=235N/mm²)、異形棒鋼の降伏強度(=295N/mm²)を適用する。

同様に、3/5 モデルの RC 床版供試体および CFS 全面接着補強 RC 床版供試体においても式(5.7)、式(5.7-1)より算出する。

(3) 劣化係数を適用した補強等価走行回数

補強等価走行回数は、64 床版に CFS 全面接着補強した RC 床版に D-N 曲線式による劣化係数、湿潤状態の影響によるコンクリートの劣化係数および使用鉄筋に対する補正係数を適用して補強等価走行回数を式(5.7)より算出した結果を表-5.8 に示す。

表-5.8 より、Aタイプの64床版にCFS全面接着補強した供試体 A-CFS-1 の補強等価走行回数は 59,711,463 回であり、A-CFS-2 の補強等価走行回数は 49,051,699 回である。平均補強等価走行回数は 54,381,581 回であり、乾燥状態における RC 床版供試体の 6.9

倍となり、乾燥状態における CFS 全面接着補強 RC 床版供試体の等価走行回数の 37% である。また、73 床版に CFS 全面接着補強した供試体 A-CFS-1 の補強等価走行回数は 74,956,943 回であり、A-CFS-2 の補強等価走行回数は 61,575,538 回である。平均補強等価走行回数は 68,266,241 回であり、乾燥状態における RC 床版供試体の 8.6 倍となり、乾燥状態における CFS 全面接着補強 RC 床版供試体の等価走行回数の 46% である。

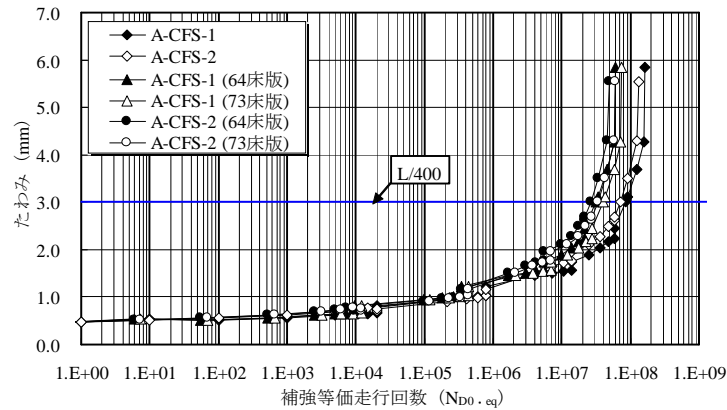
次に、B タイプの 64 年床版に CFS 全面接着補強した供試体 B-CFS-1 の補強等価走行回数は 92,820,184 回であり、B-CFS-2 の補強等価走行回数は 96,760,362 回であり、平均補強等価走行回数は 94,790,273 回である。乾燥状態における RC 床版供試体と比較すると 7.4 倍である。次に、73 年の床版に CFS 全面接着補強した供試体 B-CFS-1, 2 の補強等価走行回数はそれぞれ 116,518,954 回、121,465,136 回であり、平均補強等価走行回数は 118,992,045 回である。乾燥状態における RC 床版供試体の 9.2 倍である。CFS 全面接着補強における 64 年床版と 73 年床版供試体の補強等価走行回数と乾燥状態における等価走行回数との比は、それぞれ 30%、38% である。したがって、本研究で提案する CFS 全面接着補強 RC 床版の D-N 曲線から算定される劣化係数 (D_{Di}) および各種劣化要因を適用して算定された補強等価走行回数 ($N_{D_{0-eq}}$) を用いて S-N 曲線式を評価する必要がある。なお、本研究では環境条件による低減係数 $D_e=1.0$ として算定したが、建設地域によっては飛来塩分による塩害、積雪寒冷地域における融雪剤の散布による塩害と凍害の複合劣化等の低減係数が必要となる。

表 5.8 等価走行回数および補強等価走行回数

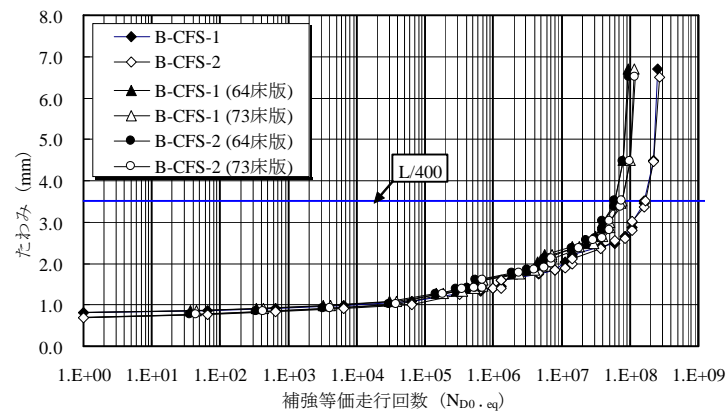
| 供試体 | | 荷重 | | | | | | 等価走行回数合計 | 平均等価走行回数 |
|---------|---------------|--------|---------|------------|------------|-------------|------------|-------------|-------------|
| | | 60kN | 80kN | 100kN | 110kN | 120kN | 140kN | | |
| A-RC-1 | 実験走行回数 | | 20,000 | 20,000 | | | | | 7,938,030 |
| | 等価走行回数 | | 772,240 | 6,574,607 | | | | 7,346,484 | |
| A-RC-2 | 実験走行回数 | | 20,000 | 11,809 | | | | | 8,529,213 |
| | 等価走行回数 | | 772,240 | 7,756,972 | | | | | |
| A-CFS-1 | 実験走行回数 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 15,830 | | | 乾燥状態 |
| | 補強等価走行回数 | 20,000 | 772,239 | 13,137,391 | 44,075,395 | 105,332,371 | | 163,337,396 | 148,266,151 |
| | 1964年床版以前(丸鋼) | 9,672 | 335,269 | 5,196,702 | 16,450,264 | 37,719,556 | | 59,711,463 | 湿潤状態 |
| | 1973年床版以降(異形) | 12,142 | 420,869 | 6,523,519 | 20,650,331 | 47,350,081 | | 74,956,943 | |
| A-CFS-2 | 実験走行回数 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 20,000 | 11,300 | | | 64床版 |
| | 補強等価走行回数 | 20,000 | 772,239 | 13,137,391 | 44,075,395 | 75,189,879 | | 133,194,905 | 54,381,581 |
| | 1964年床版以前(丸鋼) | 9,672 | 335,269 | 5,196,702 | 16,450,264 | 27,059,793 | | 49,051,699 | 73床版以降 |
| | 1973年床版以降(異形) | 12,142 | 420,869 | 6,523,519 | 20,650,331 | 33,968,676 | | 61,575,538 | 68,266,241 |
| B-RC-1 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 15,135 | | | 12,814,782 |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 9,941,720 | | 11,238,624 | |
| B-RC-2 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 19,934 | | | 14,390,941 |
| | 等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,094,037 | | | |
| B-CFS-1 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 20,000 | 20,000 | 13,480 | 乾燥状態 |
| | 補強等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,137,391 | 93,053,635 | 150,635,099 | 258,123,028 |
| | 1964年床版以前(丸鋼) | | | 556,295 | | 5,179,639 | 34,149,859 | 52,934,391 | 92,820,184 |
| | 1973年床版以降(異形) | | | 698,328 | | 6,502,101 | 42,868,972 | 66,449,554 | 116,518,954 |
| B-CFS-2 | 実験走行回数 | | | 20,000 | | 20,000 | 20,000 | 14,500 | 64床版 |
| | 補強等価走行回数 | | | 1,296,903 | | 13,137,391 | 93,053,635 | 162,033,304 | 269,521,233 |
| | 1964年床版以前(丸鋼) | | | 556,295 | | 5,179,639 | 34,149,859 | 56,874,569 | 96,760,362 |
| | 1973年床版以降(異形) | | | 698,328 | | 6,502,101 | 42,868,972 | 71,395,735 | 121,465,136 |

5.6.5 性能低下曲線および各種劣化要因を適用したたわみと補強等価走行回数の関係

性能低下曲線および各種劣化要因を適用したたわみと補強等価走行回数の関係を図 5.7 に示す。



(1) Aタイプ



(2) Bタイプ

図－5.7 たわみと補強等価走行回数 $N_{D0\cdot eq}$ の関係

(1) Aタイプ

AタイプのRC床版供試体における性能低下曲線および各種劣化要因を適用したたわみと補強等価走行回数の関係は図－5.7(1)に示す。CFS全面接着補強したRC床版供試体の再補強時期としてたわみが床版支間Lの1/400、すなわち、たわみが3.0mmに達した時点の補強等価走行回数は、丸鋼を使用している1964年改訂の設計基準以前に設計されたRC床版にCFS全面接着補強した供試体A-CFS-1の補強等価走行回数は 31.73×10^6 回、供試体A-CFS-2の供試体は 26.49×10^6 回である。乾燥状態における等価走行回数を比較すると供試体A-CFS-1, 2で、それぞれ50%, 38%である。また、異形棒鋼が使用された1973年改訂の道示以降のRC床版にCFS全面接着補強した場合の補強等価走行回数は供試体A-CFS-1, 2で、それぞれ 39.70×10^6 回、 33.60×10^6 回である。乾燥状態における等価走行回数を比較すると供試体A-CFS-1, 2で、それぞれ63%, 48%である。

(2) Bタイプ

BタイプのRC床版供試体における性能低下曲線および各種劣化要因を適用したたわみと補強等価走行回数の関係は図－5.7(2)に示す。CFS全面接着補強したRC床版の再

補強時期としてたわみが床版支間 L の $1/400$ ，すなわちたわみが 3.5mm に達した時点の補強等価走行回数は，丸鋼を使用している 1964 年改訂道示の RC 床版に CFS 全面接着補強した供試体 B-CFS-1 の補強等価走行回数は 60.22×10^6 回，供試体 B-CFS-2 の供試体は 61.20×10^6 回である。乾燥状態における等価走行回数を比較すると供試体 B-CFS-1，2 で，それぞれ 36%，35% である。また，異形棒鋼が使用された 1973 年改訂の道示以降の RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の補強等価走行回数は供試体 B-CFS-1，2 で，それぞれ 76.80×10^6 回， 77.59×10^6 回である。乾燥状態における等価走行回数を比較すると供試体 B-CFS-1，2 で，それぞれ 46%，45% である。なお，1980 年改訂の道示については，使用鉄筋に異形棒鋼が使用されていることから 1973 年改訂基準で設計された RC 床版と同等の補強等価走行回数とする。

以上より，1964 年改訂道示，1973 年改訂基準以降の RC 床版においてはたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の補強等価走行回数を用いて S-N 曲線式を提案する。

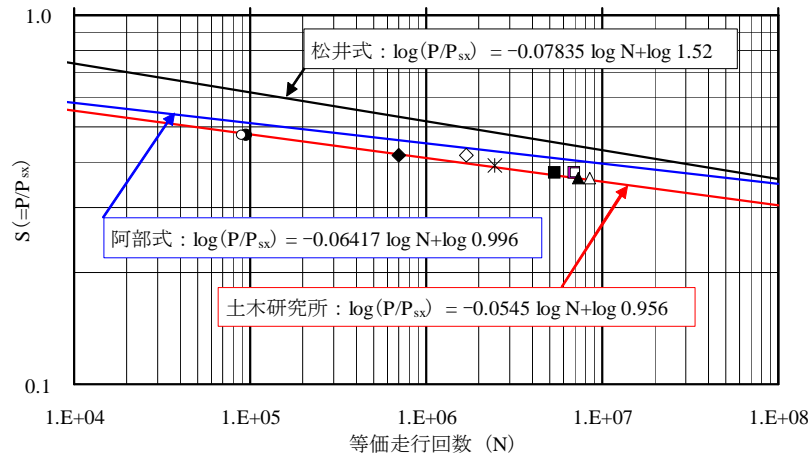
5.7 RC床版のS-N曲線図および押抜きせん断耐荷力式

5.7.1 既往の研究におけるRC床版のS-N曲線式および押抜きせん断耐荷力式

RC 床版の耐疲労性の評価方法には，S-N 曲線が用いられている。RC 床版は輪荷重の走行により貫通ひび割れが発生し，はり状化となる。そこで松井らは，はり状化した場合の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} の評価式を提案し^{5.19)}，輪荷重走行疲労実験における最大作用荷重 P をはり状化した押抜きせん断耐荷力 P_{sx} で除して無次元化した P/P_{sx} を縦軸 S としている。また，土木研究所^{5.33)}では，1996 年改訂の道示に準拠した RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い S-N 曲線式を提案している。土木研究所が提案する S-N 曲線式における押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は，松井らが提案するはり状化した押抜きせん断耐荷力 P_{sx} (式(5.9))を採用している。

一方，1973 年改定の道示の規定^{5.5)}では，RC 床版の設計におけるコンクリートの圧縮強度が $21\text{N/mm}^2 \sim 30\text{N/mm}^2$ であり，活荷重は 80kN であるが，1994 年改定の道示^{5.7)}では，活荷重は 100kN となった。そこで，阿部ら^{5.24)}はコンクリートの圧縮強度 ($21\text{N/mm}^2 \sim 35\text{N/mm}^2$) が異なる供試体を用いて，輪荷重走行による疲労実験を行った。この疲労実験における横軸の等価走行回数 N_{eq} は，松井らが提案する S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数 $m=12.76$ を適用した。よって，1980 年以降の道示で設計された RC 床版に対応する S-N 曲線として提案している。併せて異形棒鋼を用いた場合の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} も提案されている。よって，1964 年改訂の道示から 1980 年改訂以降の道示で設計された RC 床版の疲労寿命の予測が可能となる。なお，松井らや，土木研究所，阿部らが提案する S-N 曲線図を図-5.8 に示す。

S-N 曲線の傾き逆数の絶対値は，松井式^{5.19)}(式(5.8))は $m=12.76$ ，土木研究所式^{5.33)}の逆数は $m=18.34$ である。これに対して本提案式(式(5.10))の傾きの逆数は $m=15.58$ であり，松井らが提案する逆数と土木研究所が提案する逆数のほぼ中間付近である。なお，本提案式(式(5.10))の傾きの逆数 $m=15.58$ は，段階荷重載荷方法で輪荷重走行疲労実験を行い，松井らが提案する S-N 曲線の傾き逆数 $m=12.67$ を適用して等価走行回数を算



図－ 5.8 RC 床版供試体 RC 床版の S-N 曲線^{5.24)}

出して S-N 曲線式を得た。なお、本論文においては松井らや阿部らが提案する S-N 曲線式および押抜きせん断耐荷力式を提供して、耐疲労性の検証を行う。

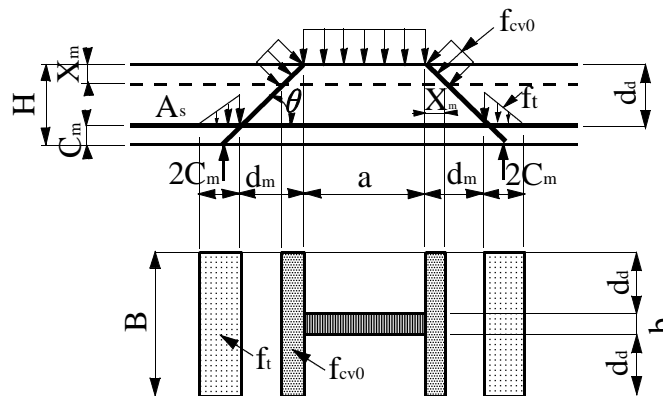
(1) 松井らによる S-N 曲線および押抜きせん断耐荷力式^{5.19)}

1) S-N 曲線式

RC 床版に関する耐疲労性能の評価方法には、S-N 曲線が用いられている。RC 床版は、輪荷重の走行によって貫通ひび割れとなり、はりが並べられた状態、すなわちはり状化となる。そこで、松井らははり状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力評価式を提案し、輪荷重走行疲労実験における基準荷重 P を押抜きせん断耐荷力 P_{sx} で除して無次元化した S を縦軸、走行回数 N を横軸とした S-N 曲線図としている。すなわち、64-73 床版の S-N 曲線式は式(5.8)として与えられている。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (5.8)$$

ここで、P：基準荷重(kN)， P_{sx} ：押抜きせん断耐荷力(kN)，N：繰り返し回数(回)



図－ 5.9 押抜きせん断力学モデル^{5.19)}

2) RC床版の押抜きせん断耐荷力

松井らは、はり幅 B を考慮した押抜きせん断力学モデルを図－ 5.9 のように提案し、押抜きせん断耐荷力式を式(5.9)として与えられている。

$$P_{sx} = 2B (f_{cv0} \times X_m + f_i \times C_m) \quad (5.9)$$

$$B = b + 2d_d \quad (5.9-1)$$

$$f_{cv0} = 0.252f_c - 0.00251f_c^2 \quad (5.9-2)$$

$$f_i = 0.269f_c^{2/3} \quad (5.9-3)$$

ここで、 B ：はりの幅(mm)、 a ：軸直角方向の辺長(mm)、 b ：輪荷重の軸方向の辺長(mm)、 d_d ：配力筋の有効高さ、 X_m ：主鉄筋方向の中立軸の位置(mm)、 C_m ：引張主鉄筋のかぶり、 τ_{smax} ：コンクリートのせん断強度(N/mm²)、 σ_{tmax} ：コンクリートの引張強度(N/mm²)、 f_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

式(5.9)における輪荷重の軸直角方向の辺長 a は、Aタイプでは、輪荷重幅 250mm であり、破壊時における軸方向の辺長 b は 50mm である。また、Bタイプでは、輪荷重幅 300mm であり、破壊時における軸方向の辺長 b は 60mm である。なお、RC床版の寸法は図－ 5.1 に示した。コンクリートのせん断強度 τ_{smax} およびコンクリートの引張強度 σ_{tmax} は表－ 5.4 に示した材料特性値を適用し、式(5.9-1)、式(5.9-2)、式(5.9-3)より算出する。

(2) 阿部らが提案するRC床版のS-N曲線式および押抜きせん断耐荷力^{5.24)}

阿部らが提案する 1980 年改訂道示^{5.6)}および 1964 年改訂道示^{5.7)}で設計された RC 床版の S-N 曲線式を式(5.10)、押抜きせん断耐荷力式は式(5.11)として与えられている。

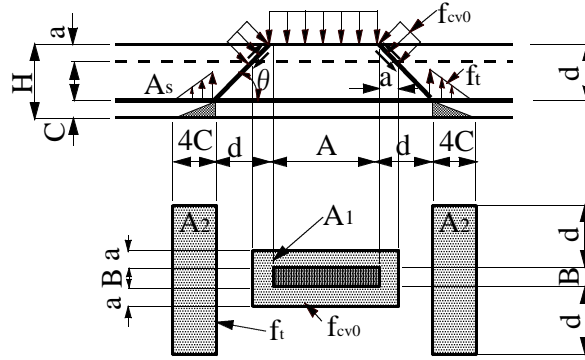
1) S-N 曲線式

$$\log(P/P_{sx}) = -0.06417 \log N + \log 0.996 \quad (5.10)$$

ここで、 P ：基準荷重(kN)、 P_{sx} ：押抜きせん断耐荷力(kN)、 N ：繰り返し回数(回)

2) RC床版の押抜きせん断耐荷力

阿部らは、押抜きせん断力学モデルを図－ 5.10 のように提案し、押抜きせん断耐荷力式を式(5.11)として与えられている。



図－ 5.10 阿部らが提案する押抜きせん断力学モデル^{5.24)}

$$P_{sx} = f_{cv0} \times A_1 + (f_t \times A_2) / 2 \quad (5.11)$$

$$f_{cv0} = 0.688 f_c^{0.610} \leq f_c = 80 \text{ N/mm}^2 \quad (5.11-1)$$

$$f_t = 0.269 f_c^{2/3} \quad (5.11-2)$$

$$A_1 = (A + 2a) \times (B + 2a) - B \times A \quad (5.11-3)$$

$$a = (a_x + a_y) / 2 \quad (5.11-3, a)$$

$$A_2 = 2(2d + B)4C \quad (5.11-4)$$

$$C = (C'_x + C'_y) / 2 \quad (5.11-4, a)$$

$$d = H - C \quad (5.11-4, b)$$

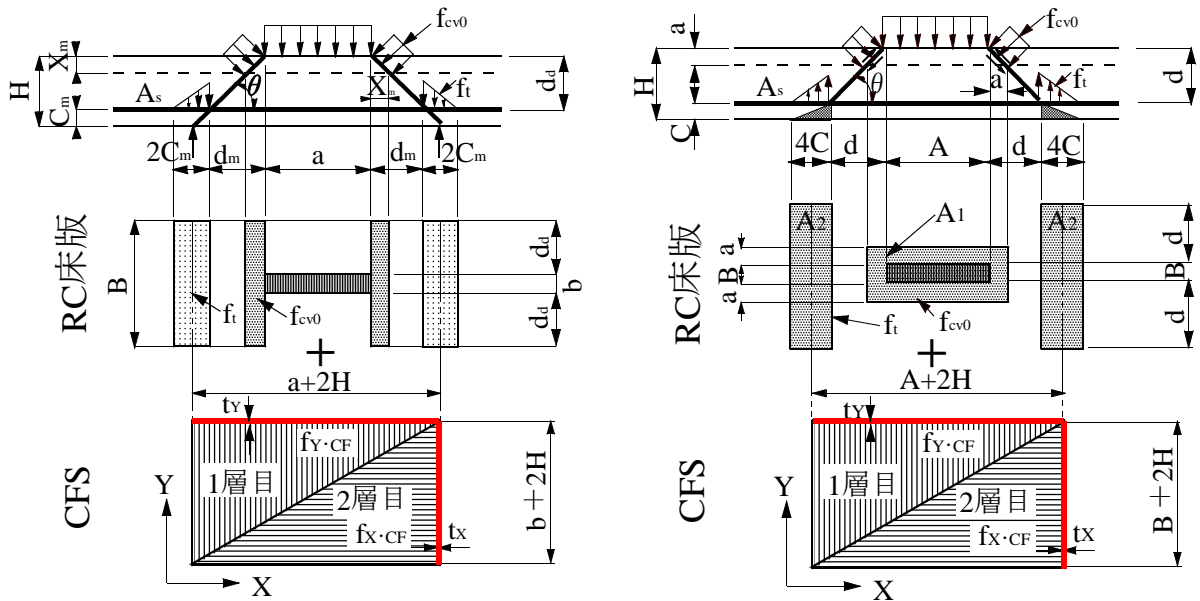
ここで、 A 、 B ：載荷版の主鉄筋，配力筋方向の辺長(mm)， a ：主鉄筋方向 a_x ，配力鉄筋方向 a_y の等価応力ブロックの平均値(mm)， C ：ダウエル効果が影響を示す寸法効果(=主鉄筋のかぶり(C'_x)と配力筋方向のかぶり(C'_y)の平均値(mm))， C'_d ：主鉄筋のかぶり(C'_x)と配力筋方向のかぶり(C'_y)の平均値(mm)， d ：主鉄筋の有効高さ(d_x)と配力筋方向の有効高さ(d_y)の平均値(mm)， H ：床版全厚(mm)， f_{cv0} ：コンクリートのせん断強度(N/mm^2)， f_t ：コンクリートの引張強度(N/mm^2)， f_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

5.7.2 CFS全面接着補強RC床版の押抜きせん断耐荷力^{5.34), 5.35)}

走行荷重が作用する CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力 $P_{sx \cdot c}$ は，阿部ら^{5.34)} や澤野ら^{5.35)} は，RC 床版が分担する押抜きせん断耐荷力 P_{sx} と CFS 全面接着補強が分担する押抜きせん断耐荷力 $P_{CF \cdot c}$ を合計したものと与えられる。なお，CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断力学モデルを図－ 5.11 (RC 床版 + CFS) に示す。次に，CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力は式(5.12)として与えられる^{5.34), 5.35)}。

$$P_{sx \cdot c} = P_{sx} + P_{CF \cdot c} \quad (5.12)$$

ここで， P_{sx} ：はり状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力(kN)， $P_{CF \cdot c}$ ：CFS が分担する押抜きせん断耐荷力(kN)



(1) 1964-1973 年改訂道示の床版

(2) 1980 年改訂道示以降の床版

図- 5.11 CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断力学モデル

次に、CFS が分担する押抜きせん断耐荷力 P_{CF-C} は、CFS の引張強度 ($f_{x,CF}$, β_{CF-Y}) に軸方向および軸直角方向の、それぞれの低減係数 (β_{CF-X} , β_{CF-Y}) を適用して算出し、合計したものが CFS の補強耐荷力の分担能力である。

$$P_{CF-C} = \{n_Y (A+2H) t_Y \times f_{Y,CF} \times \beta_{CF-Y}\} \sin\theta + \{n_X (B+2H) t_X \times f_{X,CF} \times \beta_{CF-X}\} \sin\theta \quad (5.13)$$

$$\beta_{CF-X} = 0.0651 t_1^{-0.663} \quad (5.13-1)$$

$$\beta_{CF-Y} = 0.0651 t_2^{-0.663} \quad (5.13-2)$$

ここで、 n_X ：橋軸方向の積層数、 n_Y ：橋軸直角方向の積層数、 t_X ：橋軸方向の CFS の厚さ、 t_Y ：橋軸直角方向 CFS の厚さ、 $f_{X,CF}$ ：橋軸方向に用いた CFS の引張強度 (N/mm^2)、 $f_{Y,CF}$ ：橋軸直角方向に用いた CFS の引張強度 (N/mm^2)、 β_{CF-X} ：橋軸方向の CFS 低減係数、 β_{CF-Y} ：橋軸直角方向の CFS 低減係数、 θ ：破壊傾斜角 ($=45^\circ$)

5.7.3 RC床版およびCFS全面接着補強RC床版の押抜きせん断耐荷力

(1) 実験供試体の諸元

本実験における RC 床版および CFS 全面接着補強した RC 床版供試体の等価走行回数および補強等価走行回数 (表- 5.8) と実験供試体の押抜きせん断耐荷力 P_{SX} および CFS が分担する押抜きせん断耐荷力の関係から S-N 曲線式を求める。なお、実験供試体の諸元を表- 5.9 に示す。

表－ 5.9 実験 RC 床版の諸元

| 道路橋示方書 | | 実験床版(A) | 実験床版(A-1) | 実験床版(B) |
|--------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 床版厚 | | 130 mm | 130 mm | 150 mm |
| コンクリート圧縮強度 | | 35 N/mm ² | 32 N/mm ² | 30 N/mm ² |
| 主鉄鉄筋 | 引張鉄筋(A _s) | 713 mm ² | 713 mm ² | 1058 mm ² |
| | 圧縮鉄筋(A' _s) | 356.5 mm ² | 356.5 mm ² | 529 mm ² |
| 配力鉄筋 | 引張鉄筋(A _s) | 713 mm ² | 713 mm ² | 1058 mm ² |
| | 圧縮鉄筋(A' _s) | 356.5 mm ² | 356.5 mm ² | 529 mm ² |
| 鉄筋降伏強度(f _{ud}) | | 368 N/mm ² | 368 N/mm ² | 385 N/mm ² |
| 鉄筋引張強度(f _y) | | 516 N/mm ² | 516 N/mm ² | 507 N/mm ² |
| 有効高 | 主鉄筋(d _m) | 105 mm | 105 mm | 124 cm |
| | 配力筋(d _l) | 95 mm | 95 mm | 111 cm |
| かぶり厚 | 主鉄筋(c _m) | 25 mm | 25 mm | 26 cm |
| | 配力筋(c _m) | 35 mm | 35 mm | 39 cm |
| 中立軸 | 主鉄筋(x _m) | 27.4 mm | 27.4 mm | 358 cm |
| | 配力筋(x _l) | 28.2 mm | 28.2 mm | 359 cm |
| 応力等価ブロック | 主鉄筋(a _m) | 18.2 mm | 18.2 mm | 23.3 cm |
| | 配力筋(a _l) | 21.2 mm | 21.2 mm | 27.3 cm |

実橋床版の 1/2 モデルである A タイプの供試体では表－ 5.9 に示すように RC 床版供試体の圧縮強度は 35N/mm² であり，CFS 全面接着補強する RC 床版供試体の圧縮強度は 32N/mm² である。よって，A タイプにおける実験 RC 床版の諸元では圧縮強度が 35N/mm² である床版供試体を実験床版(A)とし，圧縮強度が 32N/mm² である床版供試体を実験床版(A-1)とする。また，実橋床版の 3/5 モデルである B タイプの供試体は実験時におけるコンクリートの圧縮強度が同一であることから実験床版(B)とする。なお，各材料の特性値は 5.3.2 項(表－ 5.4，表－ 5.5)に示した値である。

(2) RC床版およびCFS全面接着補強RC床版の押抜きせん断耐荷力

本実験の各 RC 床版供試体に用いた材料特性値を適用した破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 P_{SX} を表－ 5.10 に示す。なお，輪荷重の設置面の寸法は A タイプの A-RC は 250mm×50mm，B タイプの B-RC は 300mm×60mm である。また，CFS 全面接着補強 RC 床版の設置面は，CFS 全面接着補強することによりたわみの増加が抑制されることから，A-CFS は 250mm×40mm，B-CFS は 300mm×50mm である。RC 床版の押抜きせん断耐荷力は式(5.9)より算定し，CFS 全面接着補強床版の場合は，RC 床版の押抜きせん断耐荷力に CFS が分担する押抜きせん断耐荷力を合計した式(5.12)より算定する。

1) 1964 年設計基準および 1973 年改訂道示で設計された RC 床版

1964 年設計基準および 1973 年改訂道示で設計された RC 床版の押抜きせん断耐荷力式には松井式を適用した。

松井式による A タイプの RC 床版供試体の押抜きせん断耐荷力 P_{SX} は 114.7kN である。CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力 P_{SX-c} は，阿部らが提案する耐荷力式を適用する。松井式を適用した RC 床版が分担する耐荷力は 108.0kN であり，阿部らが提案する CFS が分担する耐荷力 P_{CF-c} は 79.64kN である。よって，CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力は RC 床版部の耐荷力と CFS が分担する耐荷力を合計する 187.6kN である。すなわち，CFS を接着補強することで耐

表－ 5.10 RC 床版および CFS 全面接着補強 RC 床版の理論押抜きせん断耐荷力

(1) 松井式 + CFS 補強

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/m ²) | CFS 引張強度 (N/m ²) | 無補強理 論耐力式 (kN) | 軸直角方向 の耐荷力 (kN) | 軸方向 の耐荷力 (kN) | CFS補強 理論耐力 (kN) | CFS補強 RC床版の 理論耐力 (kN) |
|-------|---------------------------------------|------------------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|--------------------------------|
| A-RC | 35 | — | 114.7 | — | — | — | 114.7 |
| A-CFS | 32 | 4,420 | 108.0 | 30.11 | 49.53 | 79.64 | 187.6 |
| B-RC | 30 | — | 150.8 | — | — | — | 150.8 |
| B-CFS | 30 | 4,420 | 147.1 | 30.11 | 54.39 | 84.50 | 231.6 |

(2) 阿部式 + CFS 補強

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/m ²) | CFS 引張強度 (N/m ²) | 無補強理 論耐力式 (kN) | 軸直角方向 の耐荷力 (kN) | 軸方向 の耐荷力 (kN) | CFS補強 理論耐力 (kN) | CFS補強 RC床版の 理論耐力 (kN) |
|-------|---------------------------------------|------------------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|--------------------------------|
| A-RC | 35 | — | 166.3 | — | — | — | 166.3 |
| A-CFS | 32 | 4,420 | 156.0 | 30.11 | 49.53 | 79.64 | 235.6 |
| B-RC | 30 | — | 213.9 | — | — | — | 213.9 |
| B-CFS | 30 | 4,420 | 207.7 | 30.11 | 54.39 | 84.50 | 292.2 |

荷力が 1.63 倍向上する結果となる。次に、B タイプの RC 床版供試体の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は、150.8kN である。また、CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力 P_{sx-c} は、RC 床版が分担する耐荷力が 147.1kN、CFS が分担する耐荷力は 84.50kN であり、CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力は 231.6kN である。CFS を補強することで耐荷力が 1.42 倍向上する結果となる。

2) 1980 年改訂以降の道示で設計された RC 床版

1980 年改訂以降の道示で設計された RC 床版の押抜きせん断耐荷力式には、阿部式を適用した。A タイプの RC 床版供試体の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は 166.3kN である。松井式の押抜きせん断耐荷力と比較すると 1.45 倍の押抜きせん断耐荷力となる。これは松井式は 1964 年代の RC 床版を対象に実験された結果であり、この当時の鉄筋には丸鋼が使用され、そのために床版下面のダウエル効果が及ぼす範囲が、阿部らの力学モデルの 1/2 であることから、差が生じる結果となった。また、CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力 P_{sx-c} は、RC 床版が分担する耐荷力は 156.0kN であり、阿部ら^{5.34)}や澤野ら^{5.35)}が提案する CFS が分担する耐荷力 P_{CF-c} は 79.64kN である。よって、CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力は RC 床版部の耐荷力と CFS が分担する耐荷力を合計すると 235.6kN である。CFS を補強することで耐荷力が 1.41 倍向上する結果となる。次に、B タイプの RC 床版供試体の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は、213.9kN である。また、CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力 P_{sx-c} は、RC 床版が分担する耐荷力は 207.7kN、CFS が分担する耐荷力は 84.50kN であり、CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力は 292.2kN である。CFS を補強することで耐荷力が 1.37 倍向上する結果となる。

以上より、CFS 全面接着補強法における S-N 曲線式の算定には表－ 5.10 に示す押抜きせん断耐荷力を用いるものとする。

5.7.4 RC床版およびCFS全面接着補強RC床版のS-N曲線における縦軸S

本実験における S-N 曲線の縦軸 $S(=P/P_{sx})$ は、基準荷重 P を表－ 5.10 に示す RC 床版、CFS 全面接着補強 RC 床版の理論押抜きせん断耐荷力で除した値とする。また、横軸 N は、表－ 5.8 に示す等価走行回数とする。本研究においては、補強対象となる RC 床版が、1964 年改訂の道示、1973 年改訂基準および 1980 年改訂した道示以降の床版、それぞれに CFS 全面接着補強した場合の S-N 曲線式を求める。また、等価走行回数においては乾燥状態における S-N 曲線式、湿潤状態および再補強時期を推定するためのそれぞれの S-N 曲線式を得るものとする。

(1) 1964年改訂の道示^{5.3)}

RC 床版供試体および CFS 全面接着補強 RC 床版供試体の乾燥状態、湿潤状態および再補強時期の推定に用いる縦軸 $S(=P/P_{sx})$ 値と横軸 N の関係を表－ 5.11 に示す。

表－ 5.11 より、A タイプの RC 床版供試体 A-RC の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は 114.7kN である。松井らにより提案された S-N 曲線式は活荷重が 80kN であり、この活荷重に安全率を考慮した荷重の 1/2 とした荷重 55kN とする。よって、1964-1973 年改訂の設計基準で設計された RC 床版の乾燥状態における S 値は A タイプが 0.480、B タイプが 0.431 である。また、CFS 全面接着補強 RC 床版供試体の S 値は、A タイプおよび B タイプそれぞれで 0.320、0.311 である。次に、1964-1973 年設計基準で設計された RC 床版の湿潤状態および再補強時期を推定するための S-N 曲線に用いる S 値は、A タイプは 0.320、B タイプが 0.311 である。なお、表－ 5.11 に示す等価走行回数は表－ 5.8 に示す等価走行回数である。また、再補強時期の推定に用いる等価走行回数は 5.6.5 項「性能低下曲線および各種劣化要因を適用したたわみと補強等価走行回数

表－ 5.11 S-N 曲線における縦軸 S と等価走行回数

| 供試体 | 1964年改訂以前の設計基準 | | | | 1973年改訂の道示 | | | | 1980年改訂の道示以降 | | | |
|---------|----------------|----------------------|--------------------------|-------------|------------|----------------------|--------------------------|-------------|--------------|----------------------|--------------------------|-------------|
| | P (kN) | P _{sx} (kN) | S=P/P _{sx} (kN) | 等価走行回数(N) | P (kN) | P _{sx} (kN) | S=P/P _{sx} (kN) | 等価走行回数(N) | P (kN) | P _{sx} (kN) | S=P/P _{sx} (kN) | 等価走行回数(N) |
| A-RC-1 | 55 | 114.7 | 0.480 | 7,346,484 | 55 | 114.7 | 0.480 | 7,346,848 | 60 | 166.3 | 0.361 | 7,346,848 |
| A-RC-2 | 55 | 114.7 | 0.480 | 8,529,213 | 55 | 114.7 | 0.480 | 8,529,213 | 60 | 166.3 | 0.361 | 8,529,213 |
| A-CFS-1 | 60 | 187.6 | 0.320 | 163,337,396 | 60 | 187.6 | 0.320 | 163,337,396 | 60 | 235.6 | 0.255 | 163,337,396 |
| A-CFS-2 | 60 | 187.6 | 0.320 | 133,194,905 | 60 | 187.6 | 0.320 | 133,194,905 | 60 | 235.6 | 0.255 | 133,194,905 |
| B-RC-1 | 65 | 150.8 | 0.431 | 11,238,624 | 65 | 150.8 | 0.431 | 11,238,624 | 72 | 202.0 | 0.356 | 11,238,624 |
| B-RC-2 | 65 | 150.8 | 0.431 | 14,390,941 | 65 | 150.8 | 0.431 | 14,390,941 | 72 | 202.0 | 0.356 | 14,390,941 |
| B-CFS-1 | 72 | 231.6 | 0.311 | 258,123,028 | 72 | 231.6 | 0.311 | 258,123,028 | 72 | 292.2 | 0.246 | 258,123,028 |
| B-CFS-2 | 72 | 231.6 | 0.311 | 269,521,233 | 72 | 231.6 | 0.311 | 269,521,233 | 72 | 292.2 | 0.246 | 269,521,233 |
| A-CFS-1 | 60 | 187.6 | 0.320 | 59,711,463 | 60 | 187.6 | 0.320 | 74,956,943 | 60 | 235.6 | 0.255 | 74,956,943 |
| A-CFS-2 | 60 | 187.6 | 0.320 | 74,956,943 | 60 | 187.6 | 0.320 | 61,575,538 | 60 | 235.6 | 0.255 | 61,575,538 |
| B-CFS-1 | 72 | 231.6 | 0.311 | 92,820,184 | 72 | 231.6 | 0.311 | 116,518,954 | 72 | 292.2 | 0.246 | 116,518,954 |
| B-CFS-2 | 72 | 231.6 | 0.311 | 96,760,362 | 72 | 231.6 | 0.311 | 121,465,136 | 72 | 292.2 | 0.246 | 121,465,136 |
| A-CFS-1 | 60 | 187.6 | 0.320 | 31,730,000 | 60 | 187.6 | 0.320 | 39,700,000 | 60 | 235.6 | 0.255 | 39,700,000 |
| A-CFS-2 | 60 | 187.6 | 0.320 | 26,490,000 | 60 | 187.6 | 0.320 | 33,600,000 | 60 | 235.6 | 0.255 | 33,600,000 |
| B-CFS-1 | 72 | 231.6 | 0.311 | 60,226,897 | 72 | 231.6 | 0.311 | 76,800,000 | 72 | 292.2 | 0.246 | 76,800,000 |
| B-CFS-2 | 72 | 231.6 | 0.311 | 61,200,000 | 72 | 231.6 | 0.311 | 77,593,380 | 72 | 292.2 | 0.246 | 77,593,380 |

の関係」で示したたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の補強等価走行回数とする。

(2) 1980年改訂した道示以降で設計されたRC床版^{5,6)}

1980年以降のRC床版の設計活荷重は80kNであり、1994年以降の道示の活荷重は100kNである。設計法においては1980年改訂の道示とほぼ同等な基準となっている。そこで、1980年改訂の道示以降に設計されたRC床版の基準荷重は、活荷重を100kNとし、それぞれのモデル化した供試体に準拠した荷重とする。よって、Aタイプの基準荷重は60kN、Bタイプの基準荷重を72kNとする。よって、1980年設計基準で設計されたRC床版の乾燥状態におけるS値はAタイプが0.361、Bタイプが0.356である。また、CFS全面接着補強RC床版供試体のS値は、AタイプおよびBタイプそれぞれで0.255、0.246である。また、湿潤状態および再補強時期を推定するためのS-N曲線を用いるRC床版供試体のS値は、Aタイプは0.255、Bタイプが0.246である。再補強時期の推定に用いる等価走行回数は1964-1973年設計基準で設計されたRC床版供試体と同様にたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数とする。

5.7.5 CFS全面接着補強RC床版のS-N曲線

本実験におけるCFS全面接着補強RC床版のS-N曲線は松井らが提案するRC床版のS-N曲線の傾きと同一とする。よって、CFS全面接着補強RC床版のS-N曲線は、RC床版のS-N曲線を平行移動させて、縦軸のS値を得るものとする。

(1) 1964年改訂道示のRC床版にCFS全面接着補強した場合のS-N曲線

1964年改訂の道示で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合のS-N曲線を図-5.12に示す。

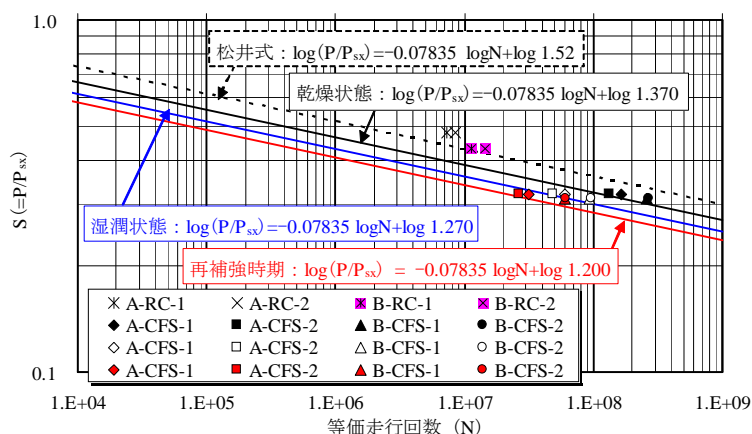


図-5.12 1964年改訂道示基準のCFS全面接着補強RC床版のS-N曲線図

また、CFS全面接着補強RC床版のS-N曲線式は、乾燥状態の場合を式(5.14)、湿潤状態および再補強時期を推定するためのS-N曲線式を、それぞれ式(5.15)、式(5.16)として与えられる。

1) 乾燥状態 :

$$\log (P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N + \log 1.370 \quad (5.14)$$

2) 湿潤状態 :

$$\log (P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N + \log 1.270 \quad (5.15)$$

3) 再補強時期 :

$$\log (P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N + \log 1.200 \quad (5.16)$$

ここで、 P_{sx-c} : 式(5.12)で与えられる CFS 全面接着補強 RC 床版の押し抜きせん断耐荷力(kN), P : 基準荷重(kN)

(2) 1973年改訂基準で設計されたRC床版にCFS全面補強した場合のS-N曲線

1973年改定の道示で設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の S-N 曲線を図-5.13に示す。

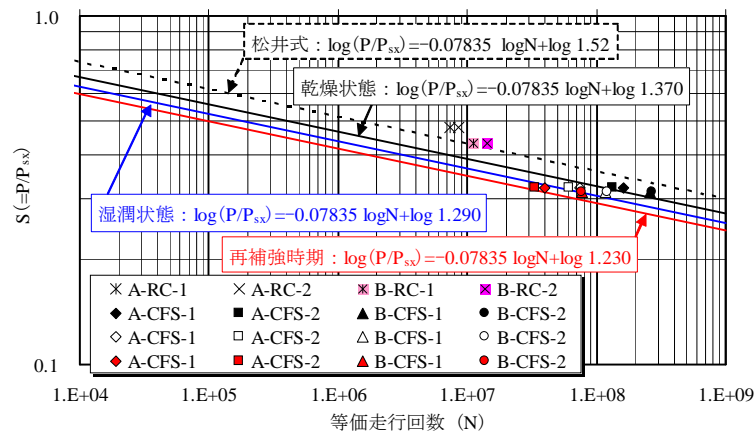


図-5.13 1973年改訂道示基準のCFS全面接着補強RC床版のS-N曲線図

1973年改定の道示で設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の乾燥状態、湿潤状態および再補強時期を推定する S-N 曲線式は、それぞれ式(5.17)、式(5.18)、式(5.19)として与えられる。

1) 乾燥状態 :

$$\log (P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N + \log 1.370 \quad (5.17)$$

2) 湿潤状態 :

$$\log (P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N + \log 1.290 \quad (5.18)$$

3) 再補強時期 :

$$\log (P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N + \log 1.230 \quad (5.19)$$

ここで、 P_{sx-c} : 式(5.12)で与えられる CFS 全面接着補強 RC 床版の押し抜きせん断耐荷力(kN), P : 基準荷重(kN)

(3) 1980年改訂基準で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合のS-N曲線

1980年以降の改定の道示で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合のS-N曲線を図-5.14に示す。

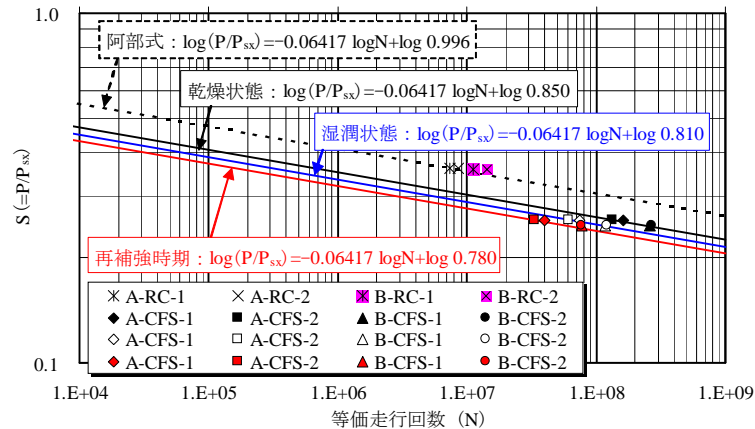


図-5.14 1980年改訂道示基準のCFS全面接着補強RC床版のS-N曲線図

1980年以降の道示で設計されたRC床版をCFS全面接着補強した場合の乾燥状態、湿潤状態および再補強時期を推定するS-N曲線式は、それぞれ式(5.20)、式(5.21)、式(5.22)として与えられる。

1) 乾燥状態：

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.06417 \log N + \log 0.850 \quad (5.20)$$

2) 湿潤状態：

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.06417 \log N + \log 0.810 \quad (5.21)$$

3) 再補強時期：

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.06417 \log N + \log 0.780 \quad (5.22)$$

ここで、 P_{sx-c} ：式(5.12)で与えられるCFS全面接着補強RC床版の押し抜きせん断耐力(kN)、 P ：基準荷重(kN)

5.8 乾燥・湿潤・再補強時期推定の走行回数の算定

RC床版の疲労寿命の推定には、RC床版のS-N曲線式から算定される破壊走行回数 N_f および補強破壊走行回数 N_D を算定し、道示に規定するRC床版厚の設計の際に用いる大型自動車の1日1方向当たりの計画交通量で除することで残存寿命が得られる。そこで、松井らが提案するRC床版のS-N曲線式および本提案する補強等価走行回数から得たそれぞれのS-N曲線式による破壊走行回数 N_f および破壊補強走行回数 N_D は式(5.23)として与える。また、再補修時期を推定する等価走行回数は補強走行回数 N_R として式(5.23)より算定する。

$$N_f = N_D = N_R = 10^{[(\log(S) - \log(P/P_{sx})) / m]} \quad (5.23)$$

ここで、 N_f ：破壊走行回数(回)、 N_b ：破壊補強走行回数(回)、 N_R ：補強走行回数(回)、 S ：S-N 曲線における $N=1$ における S 値((乾燥状態：1.370, 湿潤状態：1.270, 再補強時期の推定：1.200)、 RC 床版の等価走行回数：松井式における 1.52, 破壊補強等価走行回数：本提案する S-N 曲線式に示す値)、 m ：S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数(64 床版、73 床版：0.07835, 85 床版以降：0.06417)、 P ：基準荷重(kN)、 P_{sx} ：押抜きせん断耐荷力(kN)

5.9 まとめ

本研究は、CFS 全面接着補強した RC 床版供試体を用いて、輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を評価したものである。その結果、次のことを明らかにした。

- (1) S-N 曲線の傾きの逆数 $m=12.7$ を適用した RC 床版の等価走行回数から CFS 全面接着補強法を施した RC 床版は再補修・補強が必要となる。したがって、実橋 RC 床版の事例に基づいた残存寿命に補正する必要がある。
- (2) 輪荷重走行疲労実験におけるたわみと等価走行回数の関係より、補強 RC 床版のたわみは床版支間 L の $1/400$ 付近から増加が著しくなる。そこで、CFS 全面接着補強法に対するたわみによる健全度評価における定量的指標として、床版たわみを床版支間 L の $1/400$ とし、これを目安に再補修・補強を検討する必要がある。なお、補強後のたわみをモニタリングする必要がある。
- (3) 輪荷重走行疲労実験におけるたわみと等価走行回数の関係より、等価走行回数の増加に伴うたわみの増加を再補修・補強時期の予測とする床版支間 L の $1/400$ 付近までのたわみによる劣化値と RC 床版の等価走行回数の関係から D-N 曲線式を提案した。よって、D-N 曲線式および種々の劣化係数を、松井らが提案する S-N 曲線から算出された RC 床版の等価走行回数を適用することで現実的な疲労寿命の推定が可能となる。
- (4) 本提案の D-N 曲線による劣化係数および湿潤状態のコンクリート劣化係数および示方書基準の差異による低減係数を適用して評価された補強等価走行回数、および補強 RC 床版たわみが床版支間 L の $1/400$ 付近の等価走行回数から、それぞれの S-N 曲線式を提案した。その結果、既存 RC 床版が 1964 年改訂の設計基準の床版、1973 年改訂の設計基準の床版ともに、破壊走行回数および再補修時期を想定した補強走行回数から算定された耐用年は、実床版の維持管理年数と同等となっている。なお、建設する地域の環境条件による低減係数の適用も検討する必要がある。

参考文献

- 5.1) 千葉県県土整備部道路環境課企画調整室：千葉県橋梁長寿命化修繕計画(案)，2010.
- 5.2) 玉越隆史，大久保雅憲，渡辺陽太：道路橋の計画的管理に関する調査研究－橋梁マネジメントシステム(BMS)，国土交通省国土技術政策総合研究所，2009.
- 5.3) 日本道路協会：鋼道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，1964.
- 5.4) 日本道路協会：鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準(案)，1968.
- 5.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，1973.
- 5.6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，1980.
- 5.7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，1994.
- 5.8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，2002.
- 5.9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，2012.
- 5.10) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，道路橋床版の維持管理評価に関する検討小委員会，2012.
- 5.11) 土木研究所：炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)，コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告(Ⅲ)，1999.
- 5.12) 元燦豪，阿部忠，木田哲量，高野真希子，小森篤也：CFS・CFSS 補強した RC 床版の補強効果および耐疲労性，構造工学論文集，Vol.58A，pp.1189-1196，2012.
- 5.13) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，小森篤也，児玉孝喜：輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法，構造工学論文集，Vol. 56A，pp. 1270-1281，2010.
- 5.14) 阪神高速道路公団，阪神高速道路管理技術センター：道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性，1991.
- 5.15) 角田与史雄，伊藤昭夫，藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押し抜きせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.229，pp.105-115，1974.
- 5.16) 倉田宗章，園田恵一郎，実松秀夫，竹村康弘：既設道路 RC 床版の疲労破壊実験と疲労破壊機構に関する一考察，第 22 回構造工学シンポジウム，pp.63-70，1972.
- 5.17) 前田幸雄，松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文報告集，No.348，pp.133-141，1984.
- 5.18) 川口昌宏，川口隆，原田浩二，高橋三雅：模型橋梁床版の疲労実験と余寿命診断の試み，土木学会論文集，第 380 号，I-7，pp.283-292，1987.
- 5.19) 松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
- 5.20) 国土交通省，橋梁定期点検要領(案)，2004.
- 5.21) 土木学会：コンクリート標準示方書(維持管理編)，2001.
- 5.22) 松井繁之，前田幸雄：道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，Vol.374，pp.419-426，1986.
- 5.23) 阿部 忠，水口和彦，元 燦豪，川井 豊：疲労損傷を受けた RC 床版の一次・二次

- 補強法における耐疲労性の評価、構造工学論文集, Vol. 59A, pp.1101-1111, 2013.
- 5.24) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊 : 道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集 A1, pp.39-54, 2011.
- 5.25) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 児玉孝喜 : SFRC 上面増厚補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験による S-N 曲線式の提案, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 1156-1165, 2012.
- 5.26) 阿部忠, 木田哲量 : 道路橋 RC 床版の長寿命化修繕計画における補強対策および維持管理, 第 7 回構造物の安全性・信頼性に関わる国内シンポジウム, pp.224-229, 2011.
- 5.27) 中谷昌一, 内田賢一, 西川和廣, 神田昌幸, 宮崎和彦, 川間重一, 松尾伸二 : 道路橋 RC 床版の疲労耐久性に関する試験, 国総研資料, No.28, 2002.
- 5.28) 土木学会 : 鋼・合成構造標準示方書(総則編・構造設計編・設計編), 2007.
- 5.29) Raithby, K. D. and Galloway, J.W. : Effects of moisture condition, age, and rate of loading on fatigue of plain concrete." ACI publication SP 41-2, 15-34, 1974.
- 5.30) RILEM Committee 36-RDL. : Long term random dynamic loading of concrete structures. Materials and Structures, 17(9), RILEM, 1-28, 1984.
- 5.31) 水口和彦, 阿部忠, 木田哲量, 大竹淳一郎 : 走行振動荷重による応力履歴と塩害作用を受けた RC 床版の耐荷力の低下に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No.62, pp.357-364, 2009.
- 5.32) 木田哲量, 阿部忠, 水口和彦, 大塚裕太, 小川洋二 : 走行振動応力履歴 RC 床版の塩害・凍害作用による劣化状態と耐荷力低下に関する研究、構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 1300-1311, 2010.
- 5.33) (社)土木学会性能照査設計分科会 : 道路橋床版の性能照査型設計, 道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上, pp. 65-93, 2004.
- 5.34) 阿部忠, 木田哲量, 澤野利章, 徐銘謙 : CFS 補強 RC 床版の力学特性および補強効果に関する実験研究, 第 60 回セメント技術大会, pp334-335, 2006.
- 5.35) 澤野利章, 阿部忠, 徐銘謙, 木田哲量, 西林聖武 : CFS 補強 RC 床版の補強効果および押抜きせん断耐荷力評価式, 材料, Vol.56, No.10, pp.42-49, 2007.

第 6 章 実橋RC床版の寿命予測との整合性

6.1 はじめに

近年、地方公共団体では、道路橋を対象とした長寿命化修繕計画^{6.1)}が実施されている。これによると橋梁建設後 100 年間維持するための修繕計画が立案されている。RC 床版においては、疲労による損傷、疲労と塩害および疲労と塩害・凍害の複合劣化に対する各種補修・補強対策が計画されている^{6.2)}。予防保全型維持管理計画では 100 年間維持するために数回の補修・補強対策が提案され、余寿命の推定も行われている。しかし、余寿命の推定においては、補修・補強法における再損傷が発生するまでの期間、すなわち健全である期間の算定は、おおよその期間を設定し、サイクル補修・補強法が計画され、LCC の算定が行われ、建設後 100 年を想定した予算の平準化を行っている。RC 床版の疲労寿命の推定法には、1964 年改訂の鋼道路橋示方書^{6.3)}および 1968 年暫定基準^{6.4)}により設計された RC 床版は、松井らが提案する S-N 曲線式^{6.5)}、1980 年改訂以降の道示^{6.6)}で設計された RC 床版については阿部ら^{6.7)}が提案する S-N 曲線式が提案され、破壊に至るまでの寿命が予想される。一方、補強床版においては破壊時、あるいは再劣化が生じる時期の推定についての研究はあまり行われていないのが現状である。

そこで第 6 章では、第 5 章で提案した RC 床版供試体および CFS 全面接着補強した RC 床版を用いて、輪荷重走行疲労実験を実施し、RC 床版および CFS 全面接着補強床版が乾燥状態での S-N 曲線式を基本とし、通常的环境条件を考慮して湿潤状態の S-N 曲線式を解析した。さらに、LCC を算定するために再補修時期を想定した S-N 曲線式についても解析した。よって、実橋 RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の健全度を評価する手法としての整合性を検証し、第 5 章で提案した S-N 曲線式の実用性を検証する。

6.2 道路橋示方書の変遷に伴う床版厚さ^{6.8)}

鋼道路橋 RC 床版に関する設計基準の変遷は、第 5 章 5.2 項で示している。これによると 1926 年 6 月に「道路構造に関する細則案(内務省土木局)」が定められ、2002 年 3 月の道示^{6.9)}に至るまで多くの改定が行われてきた。道路橋長寿命化修繕計画における橋梁点検によると 1964 年改訂以前の設計基準と 1968 年暫定基準および 1973 年改訂の道示^{6.10)}で設計された RC 床版に損傷が多く見られ、老朽化が進行している。そこで、1964 年改訂の設計基準、1968 年の暫定基準、1973 年、1980 年、1994 年改訂の道示^{6.11)}で設計された RC 床版の最小厚について検証する。

6.2.1 RC床版の設計条件

RC 床版の設計支間 2.0m とした場合の連続版の床版厚を設計する。ここで、RC 床版の形状および寸法を図－ 6.1 に示す。

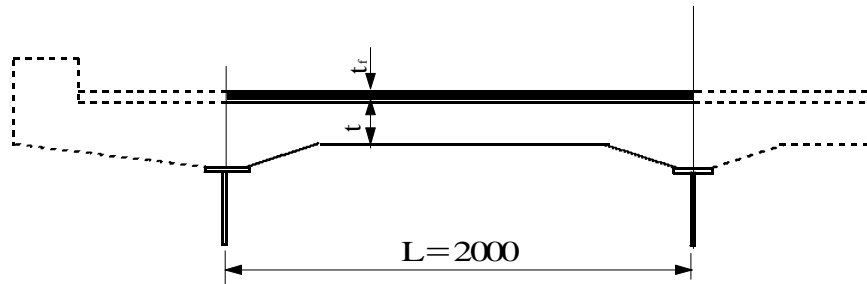


図- 6.1 RC床版の形状および寸法

6.2.2 RC床版の設計厚

(1) 1964年改訂の道示以前の基準^{6.3)}

1964年改訂以前の道示では、有効高 $d=11\text{cm}$ と規定(表- 5.1)されている。そこで、かぶり d' を考慮すると床版厚 t は式(6.1)として与えられる。

$$t = d + d' \quad (6.1)$$

ここで、 d : 有効厚(11cm)、 d' : かぶり厚(cm)

そこで、かぶり d' を 4cm とした場合の最小床版厚は、式(6.1)より算定される。

$$t = d + d' = 11 + 4 = 15\text{cm}$$

よって、1964年改訂以前の道示では床版支間長 L および大型車両の交通量に関係無く、床版厚が決定される。よって、1964年改訂以前の道示の規定では 150mm 厚となる。

(2) 1968年暫定基準で設計^{6.4)}

1968年の暫定基準による最小床版厚は式(6.2)と規定された。

$$t = 3L + 9 \geq 16\text{cm} \quad (6.2)$$

ここで、 L : 床版設計支間(m)

そこで、床版支間 L を 2.0m の場合の床版厚は

$$t = 3L + 9 = 3 \times 2.0 + 9 = 15.0\text{cm} \geq 16\text{cm}$$

よって、1968年暫定基準による床版厚は 160mm となる。

(3) 1973年改訂の道示^{6.10)}

1973年改訂の道示では、最小床版厚は式(6.3)と規定された。

$$t = 3L + 11 \geq 16\text{cm} \quad (6.3)$$

ここで、L：床版設計支間(m)

そこで、床版支間Lを2.0mの場合の床版厚は、

$$t = 3L + 11 = 3 \times 2.0 + 11 = 17.0\text{cm} \geq 16\text{cm}$$

よって、最小床版厚は170mmとなる。

(4) 1980年改訂の道示^{6.6)}

1980年改訂の道示では、1日1方向当たりの大型車両の計画交通量や補修作業の難易によって割り増し係数、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数が設定された。よって、式(6.4)として規定される。

$$d_0 = k_1 \times k_2 \times d_0 \geq 16\text{cm} \quad (6.4)$$

ここで、d：床版厚(cm)， k_1 ：大型車両の計画交通量や補修作業の難易によって割り増し係数(1日1方向当たりの大型車の計画交通量2,000台以上で補修作業が難易とした場合=1.20)， k_2 ：床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数(=1.0)， d_0 ：道示Ⅱの規定による連続版の最小厚さ($d_0=(3L+11)$)

$$t = k_1 \times k_2 \times (3L + 11) = 1.20 \times 1.0 \times (3 \times 2.0 + 11) = 20.4\text{cm}$$

よって、1日1方向当たりの大型車の計画交通量2,000台以上で、補修作業が難易を考慮した場合の連続版部の厚さは200mmとなる。

(5) 1994年改訂の道示^{6.11)}

1994年改訂の道示では、設計荷重である活荷重(T荷重)は8tfから10tfに改訂された。また、最小床版厚の算定は、基本的には1980年改訂の道示に準拠されている。そして、2002年改訂の道示からSI単位となり、活荷重(T荷重)は100kN、床版厚もmm単位で算定され、1日1方向当たりの大型車両の計画交通量による割り増し係数も改訂されている。よって、1994年改訂の道示以降のRC床版の設計では、床版厚は式(6.5)として規定された。

$$d = k_1 \times k_2 \times d_0 \geq 160\text{mm} \quad (6.5)$$

ここで、 d ：床版厚(mm)， k_1 ：大型車の交通量による係数(1日1方向当たりの大型車の計画交通量 2,000 台以上の場合=1.25)， k_2 ：床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数(=1.0)， d_0 ：道示Ⅱの規定による最小厚さ($d_0=(30L+110)$)

$$t = k_1 \times k_2 \times (30L+110) = 1.25 \times 1.0 \times (30 \times 2.0 + 110) = 212.5\text{mm}$$

よって、連続版部の床版厚さを 210mm とする。

RC 床版に関する設計基準の変遷は第 5 章の表 5.1 に示すように、1964 年改訂の設計基準では活荷重が 80kN であり、鉄筋には丸鋼が使用されている。主鉄筋方向の鉄筋の許容応力度は 180N/mm² である。配力筋方向の鉄筋量は主鉄筋の 25% 以上の配置となっている。また、床版厚は有効高さ 110mm であることから最小厚(式(6.1))は 150mm である。次に、1968 年の暫定基準では、鉄筋には異形棒鋼が使用され、主鉄筋方向の曲げモーメント式および許容応力度も現在の 140N/mm² に改訂され、配力筋は主鉄筋量の 70% 以上の配置となっている。また、最小床版厚(式(6.2))は 160mm である。

1973 年改訂の設計基準では、主鉄筋方向の曲げモーメント式の改定および配力筋方向の曲げモーメント式が規定された。さらに、床版厚(式(6.3))は 170mm となり、1964 年の設計基準よりも 20mm 厚くなっている。1980 年改訂の設計基準では交通量による割り増し係数が適用され、さらに床版厚が厚くなり、耐疲労性の向上が図られている。よって、1980 年改訂の道示においては最小床版は 200mm である。次に、1994 年改訂の道示では、荷重が 80kN から 100kN に増大されるなど、床版の耐荷力性能の向上が図られている。よって、最小床版厚は 210mm となり、1964 年改訂道示に比して、60mm 厚くなっている。

以上のように、現在供用されている道路橋、1956 年改訂の設計基準から 2002 年改訂の道示の基準で設計されている。特に、道路橋 RC 床版には、大型車両の過積載、交通量の増大、床版厚さの不足、配力筋の不足、主鉄筋の曲上げ位置の不適正による鉄筋量不足、コンクリートの品質不良、施工面からはコンクリートの締め固め不足等が考えられるが、このような要因が複雑に作用し合って損傷が生じている。そこで、高度経済成長期に建設された道路橋床版(1964 年改訂の設計基準、1968 年暫定基準)は、建設後 50 年、すなわち老朽化した橋梁が増大し、建設後 100 年間維持するための予防保全型維持管理計画が重要な課題となっている。

6.2.3 補修・補強法および対策区分と対策工法

(1) 補修・補強の定義および対策工法

補修とは、「基本的には建設時に構造物が保有していた耐荷力性能を回復させるため

の対策」である^{6.2)}。RC床版の一般的な補修法には、橋面防水工、ひび割れ補修、断面修復工などがある。

一方、補強とは、「基本的にはRC床版の耐荷力や耐疲労性などの力学的な性能を向上させるための対策」である^{6.2)}。RC床版の場合は耐疲労性の向上を目的とした補強方法について、各研究機関や企業で開発が行われている。床版下面からの主な補強方法としては、第2章2.7項に述べたようにCFSを用いた下面接着補強やポリマーセメントモルタル吹き付けによる下面増厚補強法がある。また、上面からの補強方法には接着剤塗布型SFRC上面増厚補強がある。いずれの補強方法においても耐疲労性が評価され、既に施工実績が多い工法である。

(2) 補修・補強法

RC床版の補修・補強方法においては設計された年代により、床版厚が異なっている。そこで、道路管理者がどの時代の設計基準に準拠して補修・補強を施すかによって対策が異なる。例えば、千葉県長寿命化修繕計画^{6.1)}では1964年基準で設計されたRC床版は、鉄筋に丸鋼が使用されていることから、劣化過程が進展期でも大規模な補強が必要となっている。また、鉄筋に異形棒鋼が使用された年代、すなわち1968年以降の補修・補強方法で、床版厚が確保されている床版については、設計当時の耐荷力性能が確保される対策が検討されている。また、1980年以降の床版は活荷重が異なるものの現状においては損傷が軽微な床版が多い。そこで、1980年改訂の道示の厚さを有する床版においては、予防保全型維持管理が可能となる。しかし、1973年以前の床版については、1980年改訂の道示と比較すると床版厚、鉄筋量(主鉄筋および配力筋)が減少していることから、耐荷力性能の向上を図る対策の検討が必要である。したがって、1964年代の基準で設計されたRC床版の最小厚さは150mm、1968年基準では160mm、1973年基準では180mmであることから床版厚不足に対する補強方法が必要となる。1973年基準の床版の耐荷力性能に準拠するためには30mm~40mmの厚でSFRCによる上面増厚補強および吹き付けコンクリートによる下面増厚補強が必要となる。また、交通量にもよるが1973年以降の道示で設計された床版は、異形棒鋼が使用されていることから鉄筋量不足に伴う耐荷力性能およびひび割れ抑制効果を発揮させるCFS下面接着補強法が必要となる。これらの補強対策については第2章2.7項に述べている。

6.3 RC床版およびCFS全面接着補強法における破壊等価走行回数の算定

6.3.1 RC床版の諸元

第5章で提案されたCFS全面接着補強RC床版のS-N曲線式を適用した場合の余寿命の推定を検証する。そこで、設計基準に準拠して設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合の耐疲労性を評価する。コンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 とし、鉄筋には丸鋼 $\phi 16$ 、異形棒鋼D16を用いる。

床版厚については、1964改訂の道示の床版厚は150mmであるが、これを耐疲労性の

評価においては180mmとする。鉄筋にはφ16の丸鋼を125mm間隔で配置する。また、配力筋にはφ16を300mm間隔で配置するものとする。なお、主鉄筋と配力筋の比は0.41である。また、1986年暫定基準で設計されたRC床版の床版厚は1964年改訂の設計基準と同一とした180mmとする。また、主鉄筋にはD16を125mm間隔で配置し、配力筋は175mm間隔とする。なお、松井式を適用した場合の押抜きせん断耐荷力式には配力筋については考慮されていない。次に、1973年改訂の道示においては、1968年基準の諸元と同一とする。1994年改訂道示の床版は設計厚210mmとし、鉄筋配置はD16を、軸直角方向を125mm、軸方向を150mm配置とする。この床版の諸元を表－6.1に示す。

次に、補強材であるCFSには、1964年改訂の設計基準RC床版の鉄筋には丸鋼が使用され、さらに1994年改訂の道示の活荷重に対応する必要がある。実橋RC床版のCFS全面接着補強材については第3章3.4.1項に示したCFSを用いる。よって、CFSには目付量450g/m²、設計厚0.250mmの連続繊維シートを軸直角方向および軸方向に各1層貼り付け補強するものとする。また、1968年暫定基準および1973年改訂の道示で設計されたRC床版においても鉄筋量が不足していることから目付量450g/m²、設計厚0.250mmの連続繊維シートが使用されている。一方、1980年改訂以降の道示においては床版厚、鉄筋量もほぼ同等であることからB活荷重に対応するために目付量300g/m²、設計厚0.167mmの連続繊維シートを使用する。CFSの諸元を表－6.1に併記する。

表－6.1 RC床版の諸元

| 道路橋示方書 | | 1964年 | 1968年, 1973年 | 1980年 | 1994年 |
|--------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 床版厚 | | 180 mm | 180 mm | 200 mm | 210 mm |
| コンクリート設計基準強度 | | 24 N/mm ² | 24 N/mm ² | 24 N/mm ² | 24 N/mm ² |
| 主鉄鉄筋 | 引張鉄筋(A _s) | 1,608 mm ² | 1,588 mm ² | 1,588 mm ² | 1,588 mm ² |
| | 圧縮鉄筋(A' _s) | 804 mm ² | 794 mm ² | 794 mm ² | 794 mm ² |
| 配力鉄筋 | 引張鉄筋(A _s) | 670 mm ² | 1,134 mm ² | 1,324 mm ² | 1,324 mm ² |
| | 圧縮鉄筋(A' _s) | 670 mm ² | 567 mm ² | 662 mm ² | 662 mm ² |
| 鉄筋降伏強度(f _{ud}) | | 235 N/mm ² | 295 N/mm ² | 295 N/mm ² | 295 N/mm ² |
| 鉄筋引張強度(f _y) | | 390 N/mm ² | 440 N/mm ² | 440 N/mm ² | 440 N/mm ² |
| 有効高 | 主鉄筋(d _m) | 142 mm | 142 mm | 162 mm | 172 mm |
| | 配力筋(d _d) | 126 mm | 126 mm | 146 mm | 156 mm |
| かぶり厚 | 主鉄筋(c _m) | 38 mm | 38 mm | 38 mm | 38 mm |
| | 配力筋(c _d) | 54 mm | 54 mm | 54 mm | 54 mm |
| 中立軸 | 主鉄筋(x _m) | 47.9 mm | 46.7 mm | 50.3 mm | 52.0 mm |
| | 配力筋(x _d) | 34.5 mm | 39.9 mm | 45.7 mm | 47.3 mm |
| 応力等価ブロック | 主鉄筋(a _m) | 30.6 mm | 32.5 mm | 32.5 mm | 32.5 mm |
| | 配力筋(a _x) | 26.8 mm | 31.6 mm | 33.4 mm | 34.4 mm |
| CFSの種類 | 繊維目付量 | 450 g/m ² | 450 g/m ² | 300 g/m ² | 300 g/m ² |
| | 設計厚 | 0.250 mm | 0.250 mm | 0.167 mm | 0.167 mm |
| | 引張強度 | 3,400 N/mm ² | 3,400 N/mm ² | 3,400 N/mm ² | 3,400 N/mm ² |

6.3.2 RC床版およびCFS全面接着補強RC床版の押抜きせん断耐荷力

(1) 1964年改訂の設計基準

1964年改訂の設計基準では鉄筋に丸鋼は使用されている。そこで、RC床版の押抜きせん断耐荷力式には松井式、破壊時の走行回数の算定には松井ら^{6.5)}が提案するS-N曲線式を用いる。

1) RC床版の押抜きせん断耐荷力

1964年改訂の設計基準で設計されたRC床版の押抜きせん断耐荷力の算定には、松井式を適用する。松井式によるはり幅 B を考慮した押抜きせん断力学モデルは図-6.2として与えられる。また、押抜きせん断耐荷力式は式(6.6)として与えられている。なお、松井式に適用するRC床版の諸元は表-6.1に示す値を適用する。次に、1964年改訂の設計基準で設計されたRC床版にCFS全面接着補強を行うものとする。CFSには目付量 450g/m^2 、設計厚 0.250mm の連続繊維シートを軸直角方向および軸方向に各1層貼付け補強するものとする。CFSが分担する耐荷力式には阿部ら^{6.12)}、澤野ら^{6.13)}の提案式を適用する。

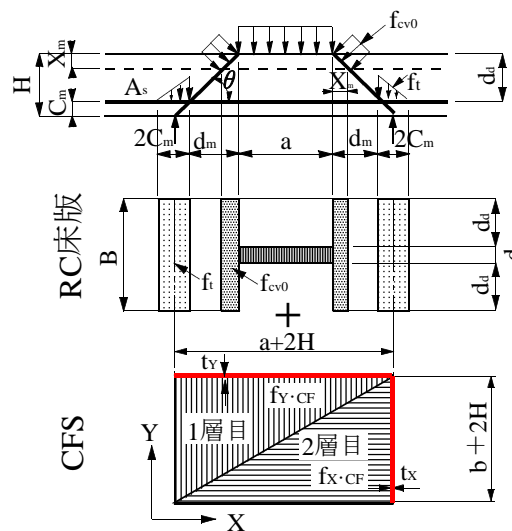


図-6.2 押抜きせん断力学モデル^{6.5)}

a; 松井らが提案するRC床版の押抜きせん断耐荷力式^{6.5)}

$$P_{sx} = 2B(f_{cv0} \times X_m + f_t \times C_m) \quad (6.6)$$

$$B = b + 2d_d$$

$$f_{cv0} = 0.252f_c - 0.00251f_c^2$$

$$f_t = 0.269f_c^{2/3}$$

ここで、 B : はりの幅 (mm), a : 軸直角方向の辺長 (mm), b : 輪荷重の軸方向の辺長 (mm), X_m : 主鉄筋方向の中立軸の位置 (mm), C_m : 引張主鉄筋のかぶり (mm), d_d : 配力筋の有効高さ, τ_{smax} : コンクリートのせん断強度 (N/mm^2), σ_{tmax} : コンクリ

一トの引張強度 (N/mm²), f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

$$\begin{aligned}
 B &= b+2d_d = 200+2\times 126 = 452\text{mm} \\
 f_{cv0} &= 0.252f_c-0.00251f_c^2 = 0.252\times 24.0-0.00251\times 24.0^2 \\
 &= 6.048-1.445 = 4.602\text{N/mm}^2 \\
 f_t &= 0.269f_c^{2/3} = 0.269\times 24.0^{2/3} = 2.238\text{N/mm}^2
 \end{aligned}$$

b ; 中立軸の位置^{6.14)}

$$\begin{aligned}
 X_m &= -\frac{n(A_s+A_s')}{b} + \sqrt{\left[\frac{n(A_s+A_s')}{b}\right]^2 + \frac{2n}{b}(dA_s+d'A_s')} \\
 &= -\frac{8.00\times(1,608+804)}{1,000} \\
 &\quad + \sqrt{\left[\frac{8.00\times(1,608+804)}{1,000}\right]^2 + \frac{2\times 8.00}{1,000}(142\times 1,608+38\times 804)} \\
 &= 47.9\text{mm}
 \end{aligned}$$

c ; ヤング係数比 : n

鉄筋のヤング係数は 200,000N/mm², コンクリートの圧縮強度 24N/mm² のヤング係数は 25,000N/mm² である。よって、ヤング係数比 n を算出すると次のようになる。

$$n = E_s/E_c = 200,000/25,000 = 8.00$$

d ; 押抜きせん断耐荷力 : P_{sx}

$$\begin{aligned}
 P_{sx} &= 2B(f_{cv0}\times X_m+f_t\times C_m) \\
 &= 2\times 452(4.602\times 47.9+2.238\times 38) = 276,153\text{N} = 276.2\text{kN}
 \end{aligned}$$

2) CFS が分担する押抜きせん断耐荷力式^{6.12), 6.13)}

実橋床版における炭素繊維シート (CFS) 接着補強による CFS が分担する押抜きせん断耐荷力は、式(6.7)として与えられている。

$$P_{CF,C} = \{n_Y(A+2H)t_Y\times f_{Y,CF}\times \beta_{CF,Y}+n_X(B+2H)t_X\times f_{X,CF}\times \beta_{CF,X}\} \sin\theta \quad (6.7)$$

$$\beta_{CF,X} = 0.0651t_1^{-0.663} \quad (6.7-1)$$

$$\beta_{CF,Y} = 0.0651t_2^{-0.663} \quad (6.7-2)$$

ここで、 n_x ：橋軸方向の積層数， n_y ：橋軸直角方向の積層数， t_x ：橋軸方向の CFS の厚さ (mm)， t_y ：橋軸直角方向 CFS の厚さ (mm)， $f_{x,CF}$ ：橋軸方向に用いた CFS の引張強度 (N/mm²)， $f_{y,CF}$ ：橋軸直角方向に用いた CFS の引張強度 (N/mm²)， β_{CF-X} ：橋軸方向の CFS 低減係数， θ ：破壊傾斜角 (=45°)， β_{CF-Y} ：橋軸直角方向の CFS 低減係数

a；橋軸直角方向の CFS 低減係数 (β_{CF-X})

$$\beta_{CF-X} = 0.0651t_1^{-0.663} = 0.0651 \times 0.250^{-0.663} = 0.163$$

b；橋軸方向の CFS 低減係数 (β_{CF-Y})

$$\beta_{CF-Y} = 0.0651t_2^{-0.663} = 0.0651 \times 0.250^{-0.663} = 0.163$$

c；CFS が分担する押抜きせん断耐荷力

$$\begin{aligned} P_{CF-C} &= \{n_y (A+2H) t_y \times f_{y,CF} \times \beta_{CF-Y}\} \sin\theta + \{n_x (B+2H) t_x \times f_{x,CF} \times \beta_{CF-X}\} \sin\theta \\ &= \{1 \times (500+2 \times 180) \times 0.250 \times 3,400 \times 0.163\} \times 0.707 \\ &\quad + \{1 \times (200+2 \times 180) \times 0.250 \times 3,400 \times 0.163\} \times 0.707 \\ &= 84,241 + 54,855 = 139,096 \text{ N} = 139.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力

1964 年改訂の設計基準に基づいて設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の押抜きせん断耐荷力は式 (6.8) として与えられている。

$$P_{SX-C} = P_{SX} + P_{CF-C} \quad (6.8)$$

ここで、 P_{SX} ：はり状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力 (kN)， P_{CF-C} ：CFS が分担する押抜きせん断耐荷力 (kN)

a；CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力

$$\begin{aligned} P_{SX-C} &= P_{SX} + P_{CF-C} \\ &= 276.2 + 139.1 = 415.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

以上より、算定された RC 床版の押抜きせん断耐荷力および CFS 全面接着補強した場合の押抜きせん断耐荷力を表 6.2 に示す。

表一 6.2 1964年改訂設計基準で設計された RC 床版および
CFS 全面接着補強法における押抜きせん断耐荷力

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²) | CFS 引張強度 (N/mm ²) | 無補強理 論耐力式 (kN) | 軸直角方向 の耐荷力 (kN) | 軸方向 の耐荷力 (kN) | CFS補強 理論耐力 (kN) | CFS補強 RC床版の 理論耐力 (kN) |
|-----|--|-------------------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|--------------------------------|
| RC | 24 | — | 276.2 | — | — | — | 276.2 |
| CFS | 24 | 3,400 | 276.2 | 54.9 | 84.2 | 139.1 | 415.3 |

(2) 1968年暫定基準および1973年改訂の道示

1968年暫定基準で設計された RC 床版の鉄筋には異形棒鋼が使用された。そこで、RC 床版の押抜きせん断耐荷力式には松井式を適用する。松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線式は、1964年改訂の設計基準で設計された RC 床版、すなわち鉄筋に丸鋼を用いて製作した実験供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行った結果と、一部に異形棒鋼を用いた場合の S-N 曲線式である。この S-N 曲線式に適用する RC 床版の押抜きせん断耐荷力式も同様であることから、1968年暫定基準で設計された RC 床版の押抜きせん断耐荷力式には松井式を適用する。次に、CFS 全面接着補強法における押抜きせん断耐荷力式には、阿部ら^{6.12)}、澤野ら^{6.13)}の提案式を適用する。

1) RC 床版の押抜きせん断耐荷力

1968年暫定基準で設計された RC 床版の最小床版厚は 160mm、1973年改訂道示で設計された床版厚は 180mm である。よって、床版厚は 1964年改訂の設計基準同様に 180mm とする。また、鉄筋には異形棒鋼 D16 を用いた。1968年暫定基準で設計された RC 床版および 1973年改訂の道示で設計された RC 床版の諸元を表一 6.1 に併記した。また、押抜きせん断耐荷力式には式(6.6)を用いる。

2) CFS が分担する押抜きせん断耐荷力

CFS 全面接着補強には、1964年改訂の設計基準同様に CFS は目付量 450g/m²、設計厚 0.250mm の連続繊維シートを軸直角方向および軸方向に各 1 層貼り付け補強するものとする。CFS が分担する押抜きせん断耐荷力式には式(6.7)を適用する。

3) CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力

CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力を式(6.8)より算定する。

以上より、1968年暫定基準および 1973年改訂の道示で設計された RC 床版の押抜きせん断耐荷力を表一 6.3 に示す。

表一 6.3 1968年暫定基準，1973年改訂道示で設計された RC 床版および
CFS 全面接着補強法における押抜きせん断耐荷力

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²) | CFS 引張強度 (N/mm ²) | 無補強理 論耐力式 (kN) | 軸直角方向 の耐荷力 (kN) | 軸方向 の耐荷力 (kN) | CFS補強 理論耐力 (kN) | CFS補強 RC床版の 理論耐力 (kN) |
|-----|--|-------------------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|--------------------------------|
| RC | 24 | — | 271.1 | — | — | — | 271.1 |
| CFS | 24 | 3,400 | 271.1 | 54.9 | 84.2 | 139.1 | 410.2 |

(3) 1980年改訂の道示

1980年改訂道示で設計されたRC床版は、大型車両の計画交通量や施工の難易による割り増し係数が適用された。RC床版の押抜きせん断耐荷力式には松井式^{6.5)}を適用すると同時に、異形棒鋼を配置したRC床版供試体を用いて走行荷重実験を行って、提案された阿部式^{6.7)}を適用する。次に、CFS全面接着補強法における押抜きせん断耐荷力式には、阿部ら^{6.12)}、澤野ら^{6.13)}の提案式を適用する。

1) RC床版の押抜きせん断耐荷力

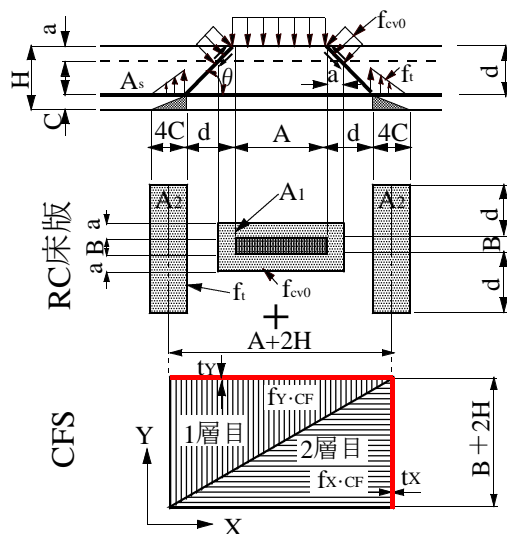
1980年改訂の道示で設計されたRC床版の最小床版厚は200mmであり、1973年改訂道示で設計された床版厚に対して20mm厚くなっている。1980年改訂の道示で設計されたRC床版の諸元を表-6.1に併記した。また、押抜きせん断耐荷力式には松井式、阿部式を用いる。ここで、阿部らが提案するRC床版の押抜きせん断力学モデルを図-6.3に示す。また、押抜きせん断耐荷力式は式(6.9)として与えられている。

a ; 松井式^{6.5)}

1980年改訂の道示は、耐荷力性能および耐疲労性の向上を図るために床版厚が厚くなっている。松井らが提案した押抜きせん断力学モデルおよび耐荷力式は、1964年改訂の道示に準拠して製作したRC床版供試体を用いて、輪荷重走行疲労試験から評価された式である。よって、鉄筋に異形棒鋼が使用され、さらに床版厚が厚くなっていることから、はり幅Bを考慮した押抜きせん断耐荷力との整合性も検証する。次に、1980年改訂の設計基準で設計されたRC床版にCFS全面接着補強を行うものとする。CFSは、1964年改訂の設計基準で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合と同様とする。CFSが分担する耐荷力式には阿部ら^{6.12)}、澤野ら^{6.13)}の提案式を適用する。

b ; 阿部式^{6.7)}

阿部らは、1994年改訂の道示に準拠し、その1/2モデルの実験供試体を製作し、一定な荷重で輪荷重走行試験を実施し、一走行維持した最大荷重を押抜きせん断耐荷力として、その耐荷力に近似する押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力式を提案している。1994年改訂道示は、RC床版の設計活荷重が80kNから100kNへと改訂されたものの、設計法においては1980年改訂道示に準拠されている。そこで、1980年改訂の道示で設計されたRC床版の押抜きせん断耐荷力の算定には阿部ら^{6.7)}の提案式を適用する。また、CFSが分担する耐荷力式には阿部ら^{6.12)}や澤野ら^{6.13)}の提案式を適用する。ここで、CFS全面接着補強RC床版の押抜きせん断力学モデルを図-6.3に示す。



図－ 6.3 押抜きせん断力学モデル^{6.7)}

c ; RC 床版が分担する押抜きせん断耐荷力式^{6.7)}

$$P_{sx} = f_{cv0} \times A_1 + (f_t \times A_2) / 2 \quad (6.9)$$

ただし,

$$A_1 = (A+2a) \times (B+2a) - B \times A \quad (6.9-1)$$

$$a = (a_x + a_y) / 2 \quad (6.9-1, a))$$

$$A_2 = 2(2d+B)4C \quad (6.9-2)$$

$$C = (C'_x + C'_y) / 2 \quad (6.9-2, a))$$

$$d = H - C \quad (6.9-2, b))$$

$$f_{cv0} = 0.688f_c^{0.610} \leq f_c = 80\text{N/mm}^2 \quad (6.9-3)$$

$$f_t = 0.269f_c^{2/3} \quad (6.9-4)$$

ここで, A, B : 載荷版の主鉄筋, 配力筋方向の辺長 (mm), a : 主鉄筋方向 a_x , 配力鉄筋方向 a_y の等価応力ブロックの平均値 (mm), C_x : ダウエル効果が影響を示す寸法効果 (=主鉄筋のかぶり (C'_x) と配力筋方向のかぶり (C'_y) の平均値 (mm)), C'_d : 主鉄筋のかぶり (C'_x) と配力筋方向のかぶり (C'_y) の平均値 (mm), d_d : 主鉄筋の有効高さ (d_x) と配力筋方向の有効高さ (d_y) の平均値 (mm), H : 床版全厚 (mm), f_{cv0} : コンクリートのせん断強度 (N/mm^2)^{6.8)}, f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm^2)^{6.8)}, f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

d ; 等価応力ブロック (a)^{6.14)}

$$a/d = m/2 \left\{ p - p' (\epsilon'_{cu} \times E_s / f_y) + \sqrt{[p - p' (\epsilon'_{cu} \times E_s / f_y)]^2 + p' \times 4\beta / m \times d' / d \times \epsilon'_{cu} \times E_s / f_y} \right\} \quad (6.10)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c}$$

$$p = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$p' = \frac{A'_s}{b \times d}$$

ここで、 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2)、 f_{yd} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)、 f'_{yd} : 圧縮鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)、 A_s : 引張側の鉄筋量 (床版支間当たり) (mm^2)、 A'_s : 圧縮側の鉄筋量 (床版支間当たり) (mm^2)、 d : 有効高さ (mm)、 b : 部材幅 (=100cm)、 d' : 圧縮縁から圧縮鉄筋の図心までの距離 (mm)、 E_s 、 E'_s : 鉄筋のヤング係数 (=200kN/mm²)、 ϵ'_{cu} : コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

e ; 主鉄筋方向の等価応力ブロック (a_m)

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{440}{0.85 \times 24} = 21.568$$

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{15.88}{100 \times 16.2} = 0.00980$$

$$p' = \frac{A'_s}{b \times d} = \frac{7.94}{100 \times 16.2} = 0.00490$$

$$\begin{aligned} a_m/d &= 21.568/2 \times \left\{ 0.00980 - 0.00490 \times (0.0035 \times 200 \times 1,000/440) \right. \\ &\quad \left. + \sqrt{\{0.00980 - 0.00490 \times (0.0035 \times 200 \times 1,000/440)\}^2} \right. \\ &\quad \left. + 0.00490 \times 4 \times 0.8/21.568 \times 3.8/16.2 \times 0.0035 \times 200 \times 1,000/440 \right\} \\ a_m/16.2 &= 10.784 \times (0.002005 + \sqrt{0.002005^2 + 0.000171 \times 1.591}) \\ a_m &= 0.2006 \times 16.2 = 3.25\text{cm} \end{aligned}$$

f ; 配力鉄筋方向の等価応力ブロック (a_d)

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{440}{0.85 \times 24} = 21.568$$

$$p = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{13.24}{100 \times 14.6} = 0.00907$$

$$p' = \frac{A'_s}{b \times d} = \frac{6.62}{100 \times 14.6} = 0.00453$$

$$\begin{aligned} a_d/d &= 21.568/2 \times \{0.00907 - 0.00453 \times (0.0035 \times 200 \times 1,000/440) \\ &\quad + \sqrt{\{0.00907 - 0.00453 \times (0.0035 \times 200 \times 1,000/440)\}^2} \\ &\quad + 0.00453 \times 4 \times 0.8 / 21.568 \times 5.4 / 14.6 \times 0.0035 \times 200 \times 1,000/440 \} \\ a_d/14.6 &= 10.784 \times (0.001855 + \sqrt{0.001855^2 + 0.000249 \times 1.591}) \\ a_d &= 0.2355 \times 14.6 = 3.44\text{cm} \end{aligned}$$

g ; 等価応力ブロックの平均 : a

$$a = (a_m + a_d)/2 = (3.25 + 3.44)/2 = 3.34\text{cm}$$

h ; 押抜きせん断耐荷力 : P_{sx}

$$\begin{aligned} P_{sx} &= f_{cv0} \times A_1 + (f_i \times A_2) / 2 \\ A_1 &= (A + 2a) \times (B + 2a) - B \times A \\ &= \{(500 + 2 \times 33.4) \times (200 + 2 \times 33.4)\} - 500 \times 200 = 51,222\text{mm}^2 \\ A_2 &= 2(2d + B)4C \\ &= 2 \times (2 \times 154 + 200) \times 4 \times 46 = 186,944\text{mm}^2 \\ C &= (C'_x + C'_y)/2 = (38 + 54)/2 = 46\text{mm} \\ d &= H - C = 200 - 46 = 154\text{mm} \end{aligned}$$

i ; コンクリートのせん断強度

$$f_{cv0} = 0.688f_c^{0.610} = 0.688 \times 24.0^{0.610} = 4.781\text{N/mm}^2$$

j ; コンクリートの引張強度

$$f_i = 0.269f_c^{2/3} = 0.269 \times 24.0^{2/3} = 2.238\text{N/mm}^2$$

k ; 押抜きせん断耐荷力

$$\begin{aligned} P_{sx} &= f_{cv0} \times A_1 + (f_i \times A_2) / 2 \\ &= 4.781 \times 51,222 + 2.238 \times 186,944 \times 1/2 \\ &= 244,892 + 209,190 = 454,082\text{N} = 454.1\text{kN} \end{aligned}$$

2) CFS が分担する押抜きせん断耐荷力式

1980 年道示で設計された RC 床版に用いる CFS は、目付量 300g/m^2 、設計厚 0.167mm の連続繊維シートを使用し、CFS を軸方向および軸直角方向に各 1 層接着補強した場合の CFS が分担する押抜きせん断耐荷力を算出する。算定式は、次式として与えられている。

$$P_{CF-C} = \{n_Y (A+2H) t_Y \times f_{Y,CF} \times \beta_{CF-Y} + n_X (B+2H) t_X \times f_{X,CF} \times \beta_{CF-X}\} \sin\theta$$

$$\beta_{CF-X} = 0.0651 t_1^{-0.663}$$

$$\beta_{CF-Y} = 0.0651 t_2^{-0.663}$$

a ; CFS 低減係数 (β_{CF-X})、橋軸直角方向の CFS 低減係数 (β_{CF-Y})

$$\beta_{CF-X} = 0.0651 t_1^{-0.663} = 0.0651 \times 0.167^{-0.663} = 0.213$$

$$\beta_{CF-Y} = 0.0651 t_2^{-0.663} = 0.0651 \times 0.167^{-0.663} = 0.213$$

b ; CFS が分担する押抜きせん断耐荷力

$$P_{CF-C} = \{n_Y (A+2H) t_Y \times f_{Y,CF} \times \beta_{CF-Y} + n_X (B+2H) t_X \times f_{X,CF} \times \beta_{CF-X}\} \sin\theta$$

$$= \{1 \times (500+2 \times 200) \times 0.167 \times 3,400 \times 0.213\} \times 0.707$$

$$+ \{1 \times (200+2 \times 200) \times 0.167 \times 3,400 \times 0.213\} \times 0.707$$

$$= 76,955 + 51,303 = 128,258\text{N} = 128.3\text{kN}$$

c ; CFS 全面接着補強 RC 床版の押抜きせん断耐荷力

$$P_{SX-C} = P_{SX} + P_{CF-C}$$

$$= 454.1 + 128.3 = 582.4\text{kN}$$

以上より、算定された押抜きせん断耐荷力および CFS 全面接着補強における押抜きせん断耐荷力を表-6.4 に示す。

表-6.4 1980 年暫定基準で設計された RC 床版および CFS 全面接着補強法における押抜きせん断耐荷力

(1) 松井式

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2) | CFS 引張強度 (N/mm^2) | 無補強理 論耐荷力 (kN) | 軸直角方向 の耐荷力 (kN) | 軸方向 の耐荷力 (kN) | CFS補強 理論耐力 (kN) | CFS補強 RC床版の 理論耐力 (kN) |
|-----|---------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|---|
| RC | 24 | — | 311.5 | — | — | — | 311.5 |
| CFS | 24 | 3,400 | 311.5 | 51.3 | 77.0 | 128.3 | 439.8 |

(2) 阿部式

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²) | CFS 引張強度 (N/mm ²) | 無補強理 論耐力式 (kN) | 軸直角方向 の耐力 (kN) | 軸方向 の耐力 (kN) | CFS補強 理論耐力 (kN) | CFS補強 RC床版の 理論耐力 (kN) |
|-----|--|-------------------------------------|----------------------|----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------------------|
| RC | 24 | — | 454.1 | — | — | — | 454.1 |
| CFS | 24 | 3,400 | 454.1 | 51.3 | 77.0 | 128.3 | 582.4 |

RC 床版の押抜きせん断耐力を比較すると、松井式で算定された押抜きせん断耐力に比して、阿部らが提案する押抜きせん断耐力は 1.46 倍となっている。これは、異形棒鋼を使用することで鉄筋の付着力が高まり、ダウエルが及ぼす範囲、すなわちコンクリートの引張強度が及ぼす範囲が松井式の 2 倍となっているために、鉄筋に丸鋼をして実験された松井式に比して耐力が向上する結果となったためである。

(4) 1994年改訂の道示

1994 年改訂の道示は、活荷重が増大され、また、床版最小厚の算定式も変更された。そこで、押抜きせん断耐力式および CFS 全面接着補強における押抜きせん断耐力の算定は 1980 年改訂の道示設計された RC 床版同様に阿部式を適用する。なお、RC 床版の諸元は表－ 6.1 に示している。以上より算定された押抜きせん断耐力および CFS 全面接着補強における押抜きせん断耐力を表－ 6.5 に示す。

以上のように、設計基準の改定により床版厚、鉄筋量、それに伴って押抜きせん断耐力が向上している。本章では、CFS 全面接着補強においては CFS の設計量を同一条件で貼り付けしたが、実橋においては詳細な設計が必要となる。

表－ 6.5 1994 年暫定基準で設計された RC 床版および CFS 全面接着補強法における押抜きせん断耐力

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²) | CFS 引張強度 (N/mm ²) | 無補強理 論耐力式 (kN) | 軸直角方向 の耐力 (kN) | 軸方向 の耐力 (kN) | CFS補強 理論耐力 (kN) | CFS補強 RC床版の 理論耐力 (kN) |
|-----|--|-------------------------------------|----------------------|----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------------------|
| RC | 24 | — | 462.6 | — | — | — | 462.6 |
| CFS | 24 | 3,400 | 462.6 | 53.1 | 78.8 | 131.9 | 594.5 |

6.4 RC床版およびCFS全面接着補強後の余寿命の推定

RC 床版の疲労寿命の推定には、RC 床版の S-N 曲線式から算定される破壊走行回数 N_f および補強破壊走行回数 N_D を算定し、道示に規定する RC 床版厚の設計の際に用いる大型自動車の 1 日 1 方向当たりの計画交通量で除することで残存寿命が得られる。そこで、RC 床版の S-N 曲線式および本提案する補強等価走行回数から得たそれぞれの S-N 曲線式による破壊走行回数 N_f を式(2.1)として与える。

$$N_f = 10^{\beta} \quad \text{前出 (2.1)}$$

$$\beta = [\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\} / m] \quad \text{前出 (2.1-1)}$$

ここで、 N_f ：破壊走行回数(回)、 S ：S-N 曲線における S 値、 m ：S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数、 P ：基準荷重(kN)、 P_{sx} ：RC 床版の押抜きせん断耐荷力(kN)

耐用年数の算出は、1980 年、1994 年改訂の道示に規定されている 1 日 1 方向当たりの大型車両の計画交通量から算定する。算定式は式(6.11)として与える。

$$\text{耐用年数(年)} = N / (\text{計画交通量} \times 365) \quad (6.11)$$

ここで、 N ：RC 床版および CFS 全面接着補強 RC 床版のそれぞれの等価走行回数(回)

6.4.1 1964年改訂道示のRC床版にCFS全面接着補強した場合の破壊走行回数

本実験における CFS 全面接着補強 RC 床版の S-N 曲線は松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線の傾きを同一とする。よって、CFS 全面接着補強 RC 床版の S-N 曲線は、RC 床版の S-N 曲線を平行移動させて、縦軸の S 値を得るものとする。

(1) 1964年改訂道示のRC床版のS-N曲線

1964 年改訂の設計基準で設計された RC 床版の S-N 曲線式には、松井式^{6.5)}を適用する。松井式は、式(6.12)として与えられている。

1) RC 床版の S-N 曲線式(松井式)^{6.5)}

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (6.12)$$

ここで、 P ：基準荷重(kN)、 P_{sx} ：押抜きせん断耐荷力(kN)(式 6.6)、 N ：繰り返し回数(回)

2) RC 床版の破壊等価走行回数： $N_{f,RC}$

RC 床版の破壊等価走行回数 $N_{f,RC}$ は式(2.1)より算出する。式(2.1)における基準荷重 P は、活荷重 80kN に衝撃係数 $i (=20/(50+L) = 20/(50+2.0) = 0.385)$ を考慮した 110.7kN とする。なお、押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は、表-6.2 に示す値を用いる。よって、RC 床版の破壊等価走行回数は、次式として与えられる。

$$\begin{aligned} N_{f,RC} &= 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\} / m]} = 10^{[\{\log(1.52) - \log(110.7/276.2)\} / 0.07835]} \\ &= 24,484,509 \text{ 回} \end{aligned}$$

1964年改訂の設計基準では、RC床版厚を算定する場合の1日1方向当たりの計画交通量は考慮されていない。よって、1964年当時の交通量も現在に比して少ないものと考えられることから、本論文では1日1方向の計画交通量を1,500台として算定する。よって、1964年改訂の設計基準で設計されたRC床版の耐用年数は、次式として与えられる。

$$\begin{aligned} \text{耐用年数(年)} &= N_{f,RC} / (\text{計画交通量} \times 365) \\ &= 24,484,509 / (1,500 \times 365) = 44.7 \text{ 年} \end{aligned}$$

以上より、1964年改訂の設計基準で設計されたRC床版(表-6.1 RC床版の諸元)の破壊に至る年数は44.6年である。なお、交通量が少ない橋梁においては当時の交通量で除することで、推定が可能となる。また、最小床版厚が現行示方書に比して薄い床版については耐荷力性能の向上を図るための増厚補強などの検討が必要となる。

(2) 1964年改訂道示で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合のS-N曲線

RC床版にCFS全面接着補強した場合の耐疲労性の評価についての輪荷重疲労実験は、乾燥状態で行ったことから、実際に道路橋RC床版が置かれている環境条件と異なることから湿潤状態を考慮したS-N曲線式が必要となる。そこで、第5章では、CFS全面接着補強した場合の各種低減係数を適用したS-N曲線式を提案している。また、予防保全型維持管理計画ではサイクル補修・補強が計画されていることから、再補強時期の推定が必要となる。そこで、再補強時期の推定のS-N曲線式についても提案した。よって、1964年改訂の設計基準で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合の破壊等価走行回数、補強等価走行回数、再補強時期推定の等価走行回数は、それぞれ式(6.13)、式(6.14)、式(6.15)として与える。

1) 乾燥状態：

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N_f + \log 1.370 \quad (6.13)$$

2) 湿潤状態：

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N_d + \log 1.270 \quad (6.14)$$

3) 再補強時期：

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N_r + \log 1.200 \quad (6.15)$$

ここで、 P_{sx-c} ：CFS接着補強RC床版の押し抜きせん断耐荷力(kN)、 N ：等価走行回数(回)

1) 乾燥状態における破壊等価走行回数： $N_{f,CFS}$

予防保全型維持管理計画における補強対策では、建設当時の耐荷力性能を維持するものとして補強対策が計画されている。そこで、CFS全面接着補強時の設計

活荷重は 80kN であり，これに衝撃係数 (=0.385) と安全率 1.2 を考慮して荷重 138.4kN とする。次に，CFS には目付量 450g/m²，設計厚 0.250mm の連続繊維シートを軸直角方向および軸方向に各 1 層貼付け補強した場合の押抜きせん断耐荷力 P_{sx-c} は 415.3kN である。

$$\begin{aligned} N_{f,CFS} &= 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\}/m]} \\ &= 10^{[\{\log(1.370) - \log(138.4/415.3)\}/0.07835]} = 68,540,378 \text{ 回} \end{aligned}$$

よって，耐用年数の算出においては，RC 床版の交通量を 1 日 1 方向当たり 1,500 台として算定したが，CFS 全面接着補強時には 1 日 1 方向 2,000 台として，算定する。

$$\begin{aligned} \text{耐用年数(年)} &= N_{f,CFS} / (\text{計画交通量} \times 365) \\ &= 68,540,378 / (2,000 \times 365) = 93.9 \text{ 年} \end{aligned}$$

2) 湿潤状態における破壊等価走行回数：N_{D,CFS}

$$\begin{aligned} N_{D,CFS} &= 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\}/0.07835]} \\ &= 10^{[\{\log(1.270) - \log(138.4/415.3)\}/0.07835]} = 26,050,786 \text{ 回} \end{aligned}$$

よって，耐用年数の算出においては，RC 床版の交通量を 1 日 1 方向当たり 1,500 台として算定したが，CFS 全面接着補強時には 1 日 1 方向 2,000 台として，算定する。

$$\begin{aligned} \text{耐用年数(年)} &= N_{D,CFS} / (\text{計画交通量} \times 365) \\ &= 26,050,786 / (2,000 \times 365) = 35.7 \text{ 年} \end{aligned}$$

3) 再補強時期推定の補強等価走行回数：N_{R,CFS}

$$\begin{aligned} N_{R,CFS} &= 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\}/0.07835]} \\ &= 10^{[\{\log(1.200) - \log(138.4/415.3)\}/0.07835]} = 12,634,505 \text{ 回} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{耐用年数(年)} &= N_{R,CFS} / (\text{計画交通量} \times 365) \\ &= 12,634,505 / (2,000 \times 365) = 17.3 \text{ 年} \end{aligned}$$

以上より算定された等価走行回数および耐用年数を表 6.6 に示す。

表一 6.6 1964年設計基準で設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の等価走行回数

| 道路橋示方書・同解説 | | 1964年改訂道示 | | | |
|-------------------------|-----------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 床版およびCFS補強床版 | | RC床版 | CFS補強床版 (乾燥状態) | CFS補強床版 (湿潤状態) | 再補強時期の推定 |
| log(P/P _{sx}) | P _{sx} | 式(6.12) 276.2 kN | 式(6.13) 415.3 kN | 式(6.14) 415.3 kN | 式(6.15) 415.3 kN |
| | P | 110.7 kN | 138.4 kN | 138.4 kN | 138.4 kN |
| 松井式 | 走行回数 | 24,484,509 回 | 68,540,378 回 | 26,050,786 回 | 12,634,505 回 |
| | 耐用年数 | 44.7 年 | 93.9 年 | 35.7 年 | 17.3 年 |

計画交通量:1日1方向1,500台, CFS補強後2,000台

表一 6.6 より, RC 床版の耐用年数は 44.7 年である。次に, 目付量 450g/m², 設計厚 0.250mm の連続シートを 2 方向に接着した場合の CFS 全面接着補強した RC 床版の乾燥状態における耐用年数は 93.9 年である。しかし, 湿潤状態の場合の耐用年数は 35.7 年であり, 乾燥状態の 38% である。また, 再補強時期の CFS 全面接着補強後 17.3 年後には, 再補強が必要となる。

6.4.2 1968年暫定基準および1973年改訂道示のRC床版にCFS全面接着補強した場合の破壊走行回数

(1) 1968年暫定基準および1973年改訂道示で設計されたRC床版

1968 年暫定基準および 1973 年改訂道示で設計された RC 床版の S-N 曲線式は式(6.12)より算定する。

(2) 1968年暫定基準および1973年改訂道示で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合のS-N曲線

1968 年暫定基準および 1973 年改訂の道示で設計された RC 床版に CFS 底面接着補強した場合の S-N 曲線は, 式(6.16), 式(6.17), 式(6.18)として与えられる。

1) 乾燥状態 :

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N_f + \log 1.370 \quad (6.16)$$

2) 湿潤状態 :

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N_d + \log 1.290 \quad (6.17)$$

3) 再補強時期 :

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.07835 \log N_r + \log 1.230 \quad (6.18)$$

ここで, P_{sx-c} : CFS 接着補強 RC 床版の押し抜きせん断耐荷力(kN)

また, 乾燥状態, 湿潤状態における破壊等価走行回数および再劣化に対する補強時期の推定は, 次式として与えられる。

$$N_{f,CFS} = 10^{[(\log(S) - \log(P/P_{sx})) / m]} = 10^{[(\log(1.370) - \log(138.4/410.2)) / 0.07834]}$$

$$N_{D,CFS} = 10^{[(\log(S) - \log(P/P_{sx})) / m]} = 10^{[(\log(1.290) - \log(138.4/410.2)) / 0.07834]}$$

$$N_{R,CFS} = 10^{[(\log(S) - \log(P/P_{sx})) / m]} = 10^{[(\log(1.230) - \log(138.4/410.2)) / 0.07834]}$$

また、耐用年数、再補強時期の推定年数は式(6.18)より算出する。

以上より算出された、破壊等価走行回数および耐用年数を表-6.7に示す。

表-6.7 1968年暫定基準および1973年改訂道示で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合の等価走行回数

| 道路橋示方書・同解説 | | 1968年暫定基準および1973年改訂道示 | | | |
|-------------------------|-----------------|-----------------------|-------------------|-------------------|---------------|
| 床版およびCFS補強床版 | | RC床版 | CFS補強床版 (乾燥状態) | CFS補強床版 (湿潤状態) | 再補強時期の推定 |
| log(P/P _{sx}) | P _{sx} | 式(6.12) | 式(6.16) | 式(6.17) | 式(6.18) |
| | P | 271.1 kN | 410.2 kN | 410.2 kN | 410.2 kN |
| 松井式 | 走行回数 | 110.7 kN | 138.4 kN | 138.4 kN | 138.4 kN |
| | 耐用年数 | 19,345,757 回 | 58,540,366 回 | 27,160,702 回 | 14,788,988 回 |
| | | 35.3 年 | 80.2 年 | 37.2 年 | 20.3 年 |

計画交通量: 1日1方向1,500台, CFS補強後2,000台

表-6.7より、RC床版の耐用年数は35.3年である。1964年改訂道示に比して、耐用年数が減少している。これは、本解析に用いたRC床版の諸元(表-6.1)に示すように、1964年改訂道示の設計では使用鉄筋に丸鋼が使用され、1968年改訂の道示では異形棒鋼が使用され、断面積の差によるものである。実際には異形棒鋼が使用されることから、押抜きせん断耐荷力が向上するが、式(6.6)に示す力学モデルから提案される押抜きせん断耐荷力が小さくなるためである。次に、目付量450g/m²、設計厚0.250mmの連続シートを2方向に接着した場合のCFS全面接着補強したRC床版の乾燥状態における耐用年数は80.2年である。しかし、湿潤状態の場合の耐用年数は37.2年であり、乾燥状態の46%である。また、再補強時期のCFS全面接着補強後20.3年後には、再補強が必要となる。

6.4.3 1980年改訂道示のRC床版にCFS全面接着補強した場合の破壊走行回数

(1) 1980年改訂道示のRC床版のS-N曲線

1980年改訂の道示で設計されたRC床版は計画交通量や施工の難易度による係数が考慮されているために1973年の道示に比して20mm厚くなっている。また、鉄筋量が多くなっている。そこで、1980年改訂の道示で設計されたRCのS-N曲線式には式(6.12)を用いる。また、1980年改訂の道示の設計法は、1994年改訂道示の設計法はほぼ同等であることから、阿部式を適用し、両者の算定式から算定される耐用年数を比較する。ここで、阿部らが提案するRC床版のS-N曲線式を式(6.19)として与える。

a ; 1980 年改訂道示以降の RC 床版の S-N 曲線式

$$\log(P/P_{sx}) = -0.06417 \log N + \log 0.996 \quad (6.19)$$

ここで、P : 基準荷重(kN), P_{sx} : 押抜きせん断耐荷力(kN) ((式 6.9), 図- 6.3), N : 繰り返し回数(回)

松井式を適用する場合は、基準荷重は 80kN に衝撃係数と安全率を考慮した 138.4kN とし、S-N 曲線式は式(2.1)による破壊等価走行回数を算出する。よって、RC 床版の破壊等価走行回数次式として与えられる。

b ; 松井式 :

$$N_{f,RC} = 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\}/m]} = 10^{[\{\log(1.52) - \log(138.4/311.5)\}/0.07835]}$$

次に、阿部式^{6.7)}を適用する場合の基準荷重は、当時は過積載等の車両も多く走行した報告もあることから、活荷重 80kN に衝撃係数と安全率 1.3 を考慮した荷重 143.9kN とする。

c ; 阿部式 :

$$N_{f,RC} = 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\}/m]} = 10^{[\{\log(0.996) - \log(143.9/454.1)\}/0.06417]}$$

以上より、算定された RC 床版の破壊等価走行回数を表- 6.8 に示す。

(2) 1980年改訂道示で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合のS-N曲線

松井式を適用した場合の CFS 全面接着補強した RC 床版の補強等価走行回数は、1964 年改訂道示で設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の S-N 曲線を適用した破壊走行回数式から算定する。

次に、阿部式を適用した場合の 1980 年改訂道示以降に設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の S-N 曲線式を式(6.20), 式(6.21), 式(6.22)に示す。

1) 乾燥状態 :

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.06417 \log N_f + \log 0.850 \quad (6.20)$$

2) 湿潤状態 :

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.06417 \log N_d + \log 0.810 \quad (6.21)$$

3) 再補強時期 :

$$\log(P/P_{sx-c}) = -0.06417 \log N_r + \log 0.780 \quad (6.22)$$

ここで、 P_{sx-c} : CFS 接着補強 RC 床版の押し抜きせん断耐荷力 (kN)

CFS 全面接着補強時の設計活荷重は 80kN であるが、1980 年改訂道示で設計された RC 床版には、現状では損傷がなく、今後、数十年後には補強対策が必要になるものと考えられる。そこで、補強後は 1994 年改訂道示の B 活荷重対応となることから荷重 100kN に衝撃係数、安全率を考慮して荷重 150kN とする。次に、CFS は、目付量 300g/m²、設計厚 0.167mm の連続繊維シートを使用し、CFS を軸方向および軸直角方向に各 1 層接着補強した。

$$N_f = 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\}/m]} = 10^{[\{\log(0.850) - \log(150/582.4)\}/0.06417]}$$

$$N_D = 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\}/m]} = 10^{[\{\log(0.810) - \log(150/582.4)\}/0.06417]}$$

$$N_R = 10^{[\{\log(S) - \log(P/P_{sx})\}/m]} = 10^{[\{\log(0.780) - \log(150/582.4)\}/0.06417]}$$

以上より、算定された 1980 年改訂道示以降に設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の等価走行回数を表-6.8 に併記する。

1980 年改訂の道示で設計された RC 床版の破壊時の等価走行回数の算定に、松井式を適用した場合は、押し抜きせん断耐荷力が 311.5kN となる。また、阿部式を適用した場合は、454.1kN となり、耐荷力に差異が生じる。これは、押し抜きせん断力学モデルで示すように、貫通ひび割れによるはり幅 B を考慮した松井式のダウエル効果が及ぼす範囲はかぶりの 2 倍に対して、阿部式らが提案する力学モデル(図-6.3)は、鉄筋に異

表-6.8 1980 年設計基準で設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の等価走行回数

(1) 松井式

| 道路橋示方書・同解説 | | 1980年改訂道示 | | | |
|-------------------------|-----------------|--------------|-------------------|-------------------|---------------|
| 床版およびCFS補強床版 | | RC床版 | CFS補強床版 (乾燥状態) | CFS補強床版 (湿潤状態) | 再補強時期の推定 |
| log(P/P _{sx}) | P _{sx} | 式(6.12) | 式(6.16) | 式(6.17) | 式(6.18) |
| | P | 311.5 kN | 439.8 kN | 439.8 kN | 439.8 kN |
| 松井式 | 走行回数 | 6,565,314 回 | 142,451,042 回 | 54,142,706 回 | 26,258,950 回 |
| | 耐用年数 | 9.0 年 | 195.1 年 | 74.2 年 | 36.0 年 |

計画交通量: 1日1方向2,000台

(2) 阿部式

| 道路橋示方書・同解説 | | 1980年改訂道示 | | | |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------------------|-------------------|---------------|
| 床版およびCFS補強床版 | | RC床版 | CFS補強床版 (乾燥状態) | CFS補強床版 (湿潤状態) | 再補強時期の推定 |
| log(P/P _{sx}) | P _{sx} | 式(6.19) | 式(6.20) | 式(6.21) | 式(6.22) |
| | P | 454.1 kN | 582.4 kN | 582.4 kN | 582.4 kN |
| 阿部式 | 走行回数 | 56,299,844 回 | 120,465,821 回 | 56,837,908 回 | 31,565,764 回 |
| | 耐用年数 | 77.1 年 | 165.0 年 | 77.9 年 | 43.2 年 |

計画交通量: 1日1方向2,000台

形鉄筋を用いて実験されたことから、鉄筋とコンクリートの付着力が向上し、ダウエル効果が及ぼす範囲はかぶりの4倍となっている。この差が、耐荷力に影響しているものである。よって、松井式で算定された破壊等価走行回数算定された耐用年数は9.0年となった。また、阿部式を適用した場合は77.1年となり、寿命が向上している。

次に、CFS全面接着補強したRC床版においては、1980年当時の荷重状態を維持した場合の維持管理を想定して、基準荷重を138.4kNとし、目付量300g/m²、設計厚0.167mmの連続繊維シートを軸方向および軸直角方向に各1層接着補強した場合の松井式に本提案するS-N曲線式を適用した場合の湿潤状態での耐用年数は74.2年、再補強時期の推定では36.0年となった。これに対して阿部式と本提案するS-N曲線式を適用した場合は、B活荷重対応とした基準荷重150kN 載荷においても湿潤状態での耐用年数は77.9年、再補強時期の推定では43.2年となった。

6.4.4 1994年改訂道示のRC床版にCFS全面接着補強した場合の破壊走行回数

1994年改訂の道示で設計されたRC床版およびCFS全面接着補強されたRC床版の破壊時の等価走行回数、再補強時期を推定する等価走行回数およびそれぞれの耐用年数については、1994年改訂の道示に準拠して製作されたRC床版を用いて輪荷重走行疲労実験から評価された阿部らが提案するS-N曲線式および本論文で提案するCFS全面接着補強床版のS-N曲線式(式(6.20)、式(6.21)、式(6.22))から算定する。

1994年改訂の道示で設計されたRC床版は、活荷重が100kNへと増大された。よって、基準荷重は活荷重に衝撃の影響と安全率を考慮して145kNとする。また、CFS全面接着補強後の基準荷重においても基準荷重を150kNとする。また、計画交通量を2,000台とする。以上より、算定されたそれぞれの等価走行回数および耐用年数を表-6.9に示す。

表-6.9 1994年設計基準で設計されたRC床版にCFS全面接着補強した場合の等価走行回数

| 道路橋示方書・同解説 | | 1994年改訂道示 | | | |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------------------|-------------------|---------------|
| 床版およびCFS補強床版 | | RC床版 | CFS補強床版 (乾燥状態) | CFS補強床版 (湿潤状態) | 再補強時期の推定 |
| log(P/P _{sk}) | P _{sk} | 式(6.19) | 式(6.20) | 式(6.21) | 式(6.22) |
| | P | 462.6 kN | 594.5 kN | 594.5 kN | 594.5 kN |
| | | 145.0 kN | 150.0 kN | 150.0 kN | 150.0 kN |
| 阿部式 | 走行回数 | 66,850,957 回 | 165,907,546 回 | 78,278,119 回 | 43,472,898 回 |
| | 耐用年数 | 91.6 年 | 227.3 年 | 107.2 年 | 59.6 年 |

計画交通量:1日1方向2,000台

1994年改訂道示によって設計されたRC床版は100年間維持されるといわれている。阿部式を適用したRC床版の耐用年数は91.6年となり、ほぼ100年を維持する結果が得られた。しかし、RC床版のS-N曲線式は乾燥状態での実験による提案式であることから、湿潤状態や積雪寒冷地域でのRC床版はこれらの影響を考慮する必要がある。補強後の湿潤状態を考慮した場合の耐用年数は107.2年、再補強時期の推定では59.6年

後に対策が必要となる。

以上のように、本研究で提案する CFS 全面接着補強した RC 床版の乾燥状態、湿潤状態、再補強時期の推定がかなり現実的となった。しかし、建設地域の環境条件、例えば飛来塩分による影響、積雪寒冷地域の凍害、あるいは塩害と凍害の影響、さらにはコンクリートの中酸化などの影響による低減係数を考慮する必要がある。

6.5 まとめ

第 6 章では、第 5 章で提案された CFS 全面接着補強 RC 床版の S-N 曲線式を用いて、1964 改訂の設計基準、1968 年改訂の暫定基準および 1973 年、1980 年、1994 年改訂の道示を用いて、床版支間 2.0m で設計された既設 RC 床版に CFS 全面接着補強した場合の残存寿命を検証した。

- (1) 1964 年改訂の設計基準による支間 2.0m の最小床版厚は 150mm であり、現行示方書に比して 60mm 減少している。また、1968 年、1973 年基準においては、それぞれ、160mm、170mm となる。1980 年改訂以降の道示では大型車両の交通量を考慮した床版厚となることから床版厚が厚くなっている。1980 年、1994 年改訂道示では最小床版厚が 200mm、210mm となる。したがって、1980 年改訂の道示以前に設計された床版は床版厚が薄いことから、耐荷力性能の向上を図る補強が必要となる。
- (2) 1964 年改訂の道示で設計された RC 床版が厚さ 180mm の RC 床版は 1 日 1 方向の交通量を 1,500 台とした場合はの耐用年数は 44.7 年であり、目付量 450g/m^2 、設計厚 0.250mm の CFS を軸方向および軸直角方向に各 1 層接着補強した RC 床版の残存寿命は乾燥状態で 93.9 年、湿潤状態で 35.7 年、再補強が必要となる年数は 17.3 年となる。したがって、CFS の設計厚を更に厚くする必要がある。
- (3) 異形棒鋼が使用された 1968 年暫定基準、1973 年改訂道示でも床版厚が薄いことから、既設 RC 床版の耐用年数は 35.3 年である。これは 1964 年の設計基準と同じ鉄筋量を配置し、異形棒鋼と丸鋼の断面積の差によるものである。また、設計厚 0.250mm の CFS を軸方向および軸直角方向に各 1 層接着補強した場合の湿潤状態では 37.2 年、再補強が予想される時期は 20.3 年となる。
- (4) 1980 年改訂道示では床版厚が 200mm となり、鉄筋量も多くなる。松井式を用いた RC 床版の押抜きせん断耐荷力は鉄筋に丸鋼(一部に異形棒鋼使用)を用いた場合の実験式であることから、押抜きせん断耐荷力が小さくなり、耐用年数が 9.0 年となった。また、目付量 300g/m^2 、設計厚 0.167mm の連続繊維シートを軸方向および軸直角方向に各 1 層接着補した場合の湿潤状態における耐用年数は 74.2 年、再劣化が生じるまでは 36.0 年となる。また、阿部式を適用した場合の RC 床版は、1994

年改訂の道示に準拠した RC 床版を用いて評価された S-N 曲線式であることから、松井式による押抜きせん断耐荷力が 1.46 倍となり、耐用年数が 77.1 年、CFS 全面接着補強した場合も湿潤状態で 77.9 年、再劣化が予想される年数は 43.2 年となる。

- (5) 1994 年改訂の道示では、阿部式に本提案する CFS 全面接着補強床版の S-N 曲線式を適用した場合は、1 日 1 方向の計画交通量を 2,000 台とした場合の RC 床版の耐用年数は 91.6 年、目付量 300g/m^2 、設計厚 0.167mm の連続繊維シートを軸方向および軸直角方向に各 1 層接着補した場合の湿潤状態が 107.2 年、再劣化が生じるまでの年数は 59.6 年となる。
- (6) 道路橋 RC 床版の寿命予測においては 1964 年から 1973 年改訂の道示で設計された RC 床版には松井式に CFS が分担する押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式を用いることで余寿命の推定が可能となる。また、1980 年改訂以降の道示で設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合は、阿部式に本提案する CFS 全面接着補強した場合の S-N 曲線式を適用することで余寿命の推定が可能となる。

参考文献

- 6.1) 千葉県県土整備部道路環境課企画調整室：千葉県橋梁長寿命化修繕計画(案)，2010.
- 6.2) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，2012.
- 6.3) 日本道路協会：鋼道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，1964.
- 6.4) 日本道路協会：鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準(案)，1968.
- 6.5) 松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
- 6.6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，1980.
- 6.7) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，川井豊：道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価，土木学会論文集 A1，pp.39-54，2011.
- 6.8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，2012 .
- 6.9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，2002.
- 6.10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，1973.
- 6.11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，1994.
- 6.12) 阿部忠，澤野利章，徐銘謙：CFS 補強 RC 床版の力学特性および補強効果に関する実験研究，第 60 回セメント技術大会講演要旨，pp.334-335，2006.
- 6.13) 澤野利章，阿部忠，徐銘謙，木田哲量，西林聖武：CFS 補強 RC 床版の補強効果および押抜きせん断耐荷力評価式，材料，Vol.56，No.10，pp.42-49，2007.
- 6.14) 加藤清志，河合糺茲，加藤直樹：鉄筋コンクリート工学，共立出版，1999.

第 7 章 道路橋RC床版の予防保全型維持管理における サイクル補強

7.1 はじめに

近年，地方公共団体では道路橋を予防保全的に維持管理するために長寿命化修繕計画^{7.1)}が立案され，その修繕対策が実施されている。これによると，橋梁部材の中で最も損傷が著しいのはRC床版であり，その多くは疲労損傷によるものである。これらの床版に対する補強方法には，鋼繊維補強コンクリート(SFRC)上面増厚補強法^{7.2), 7.3)}や炭素繊維シート(CFS)下面接着補強法^{7.4), 7.5)}が計画されている^{7.6)}。

一方，道路橋を100年間維持するための予防保全型維持管理計画では，劣化した部材を建設後100年間維持させる補修・補強対策が計画され，RC床版においても，数回の補強対策が計画されている。しかし，RC床版の補強対策は，1回目の点検結果に対する補強対策が実施されているものの，補強後の再劣化に対する点検方法，健全性の評価や補強時期の推定など，定量的な指標となるデータの蓄積数は少ないのが現状である。また，劣化床版に対する補強材や補強方法は，多くの研究機関や企業で研究開発が進められているものの，再劣化に対する補強方法および寿命予測についての研究はあまり進められていないのが現状である。

そこで本研究では，輪荷重走行疲労実験を行い，それぞれに疲労損傷を与えた後，1体の供試体には1次補強として接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を施し，再度，輪荷重走行疲労実験を行い，再劣化させた後に2次補強としてCFS全面接着補強を行う。もう1体の供試体は1次補強にCFS全面接着補強，2次補強に接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を行う。2次補強後はそれぞれに輪荷重走行疲労実験を行い，再劣化したRC床版の補強方法，再補強時期の推定および2次補強までの耐疲労性を評価し，RC床版を100年間維持するための補強対策の一助とする。

7.2 劣化予測概念

RC床版の疲労損傷に対する劣化と性能低下および維持管理計画の概念^{7.6), 7.7)}について第5章の図-5.3に，損傷状況と土木学会が示す劣化過程の関係^{7.6), 7.8)}を第2章の表-2.1に示した。国土交通省の点検要領(案)^{7.8)}ではひび割れ幅，漏水・遊離石灰，はく離・鉄筋露出について，それぞれの損傷状況と損傷度を区分し，その損傷区分からRC床版の健全性を判定して，補修・補強するかについて対策区分を設けている。さらに，土木学会^{7.6)}ではRC床版の疲労損傷に対しては図-5.3に示すように，疲労による劣化と性能低下の関係を示し，劣化過程を潜伏期，進展期，加速期，劣化期として区分している。また，予防保全型修繕計画はひび割れ損傷が進展期から加速期前期に1次補強対策を講じ，再度，損傷状況が進展期から加速期前期に達した時点で2次補強対策を講じて100年間を維持させるものである。一方，従来の事後保全型維持管理では劣化期を迎えた後，プレキャスト床版に取り替えられているが，この場合は長期の通行

止めと修繕費用の増大が懸念される。したがって、道路橋 RC 床版の補強方法においては 100 年間維持するためには定期的な橋梁点検を行い、健全性を評価して、劣化過程が進展期から加速期前期で補強対策を繰り返し講じることで、RC 床版の長寿命化が図られると同時にコスト縮減効果につながるものと考えられる。

7.3 使用材料および供試体寸法

7.3.1 使用材料

(1) RC床版供試体

RC 床版供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと 5mm 以下の砕砂、5mm~20mm の砕石を使用した。コンクリートの配合を表 7.1 に示す。また、鉄筋には SD295A D13 を使用した。コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表 7.2 に示す。

表 7.1 RC 床版コンクリートの配合

| スランブ (cm) | W/C (%) | s/a | 単位量 (kg/m ³) | | | | 混和材 Mity 150 |
|--------------|------------|-----|--------------------------|-----|-----|------|-----------------|
| | | | S | W | S | G | |
| 8.0 ±2.5 | 39 | 40 | 403 | 158 | 726 | 1094 | 4 |

表 7.2 RC 床版の材料特性値

| 供試体 | コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²) | 鉄筋 (SD295A) | | | |
|--------|--|-------------|------------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| | | 使用鉄筋 | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
| RC | 30.0 | D13 | 365 | 513 | 200 |
| RC-S | 35.0 | | | | |
| RC-C | 30.0 | | | | |
| RC-S-C | 35.0 | | | | |
| RC-C-S | | | | | |

(2) SFRC上面増厚補強材および接着剤

SFRC の配合は、材齢 3 時間後の設計基準強度を 24N/mm² とすることからセメントには超速硬セメントを用い、最大寸法 15mm の粗骨材および長さ 30mm の鋼繊維を混入量 100kg/m³ で配合する。SFRC の配合条件を表 7.3 に示す。SFRC の材令 3 時間の圧縮強度は 24.5N/mm² である。次に、SFRC と RC 床版との増厚界面には付着性を高めるために高耐久型エポキシ系接着剤(以下、接着剤とする)を用いる。接着剤の材料試験の結果を表 7.4 に示す。

表 7.3 SFRC の配合

| スランブ (cm) | W/C (%) | s/a | 単位量 (kg/m ³) | | | | |
|--------------|------------|------|--------------------------|-----|-----|-----|-------|
| | | | C | W | S | G | SF |
| 6.5 ±1.5 | 39.5 | 51.2 | 430 | 170 | 851 | 858 | 100.0 |

表－ 7.4 接着剤の材料試験結果

| 項目 | 測定値 | 備考 |
|-----------------|----------------------------------|------------|
| 外観 主剤 硬化剤 | 白色ペースト状 青色液状 | 異物混入なし |
| 混合比(主剤：硬化剤) | 5：1 | 重量比 |
| 硬化物比重 | 1.42 N/mm ² | JIS K 7112 |
| 圧縮強さ | 102.88 N/mm ² | JIS K 7181 |
| 圧縮弾性係数 | 3976.4 N/mm ² | JIS K 7181 |
| 曲げ強さ | 41.16 N/mm ² | JIS K 7171 |
| 引張せん断強さ | 14.86 N/mm ² 以上 | JIS K 6850 |
| コンクリート 付着強さ | 3.7 N/mm ² または母材破壊 | JIS K 6909 |

(3) 炭素繊維シート(CFS)

本実験に用いる CFS は、目付量 202g/m²、設計厚 0.111mm の連続繊維シートおよびプライマー、CFS 接着用の接着剤を用いた。ここで、CFS の材料特性値を表－ 7.5 に示す。

表－ 7.5 CFS の材料特性値

| 補強材料名 | 目付量 (g/m ²) | 設計厚さ (mm) | 引張強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) |
|-------|----------------------------|--------------|------------------------------|--------------------------------|
| CFS | 202 | 0.111 | 4,420 | 235 |

7.3.2 供試体の種類および寸法・鉄筋配置

(1) RC床版供試体

本供試体の寸法は 2002 年の道示^{7.9)}に準拠し、その 3/5 モデル^{7.10)}とする。ここで、RC 床版供試体の寸法を図－ 7.1(1)に示す。RC 床版供試体の寸法は全長 1,600mm、支間 1,400mm、床版厚 150mm、鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側の軸直角方向および軸方向に D13 を 120mm 間隔で配置した。その有効高さは、それぞれ 125mm、112mm である。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。RC 床版供試体の記号を RC とする。

(2) 接着剤塗布型SFRC上面増厚補強RC床版供試体

RC 床版供試体の上面に接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強する供試体の寸法は、RC 床版上面を 10mm 切削し、その上に SFRC を 40mm 増厚し、床版全厚を 180mm とする。補強後の概略寸法を図－ 7.1(2)に示す。供試体記号を RC-S とする。

(3) CFS全面接着補強RC床版供試体

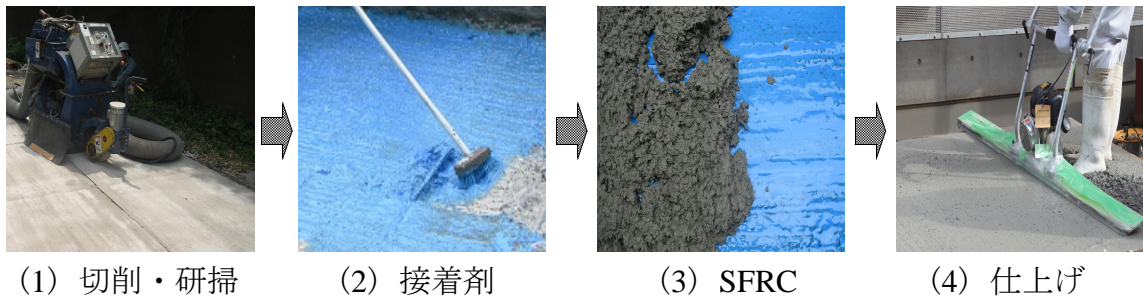
RC 床版供試体に CFS 全面接着補強する供試体の寸法も図－ 7.1(1)に示す RC 床版寸法と同様である。補強方法は、床版下面に目付量 202g/m² の CFS を図－ 7.1 に示す支点間内 1,300mm×1,300mm に軸直角方向、軸方向に各 1 層接着補強する。補強後の概略寸法を図－ 7.1(1)に示す。供試体の記号を RC-C とする。

再劣化に対する 2 次補強方法として、損傷が顕在化した時点で CFS を撤去し、下面増厚補強も可能であるが、軽微な段階で 2 次補強する場合は SFRC 上面増厚補強が有利となる。2 次補強後の供試体の概略寸法を図-7.2(3), 1)に示す。供試体記号を RC-C-S とする。

7.3.3 供試体の作製方法

(1) SFRC上面増厚補強RC床版供試体

SFRC 上面増厚補強法は、既設 RC 床版の上面を切削・研掃後に SFRC を直接上面増厚する施工方法が一般的であるが、本実験では接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を採用する^{7.6)}。なお、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法は、上面増厚工法設計施工マニュアル^{7.2)}に準拠して製作する。製作方法は、RC 床版供試体の上面を 10mm 切削し、ショットブラストを用いて研掃し、その後、接着剤を平均厚 1mm で塗布し、直ちに SFRC を打設する。ここで、SFRC 上面増厚補強法の手順を写真-7.1 に示す。

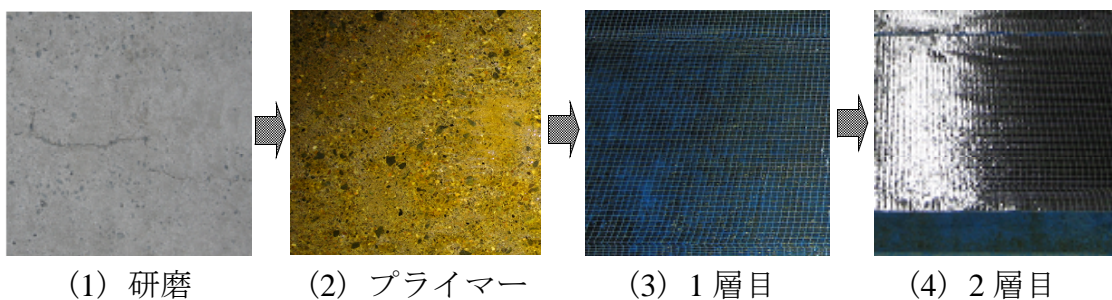


(1) 切削・研掃 (2) 接着剤 (3) SFRC (4) 仕上げ

写真-7.1 SFRC 上面増厚補強法

(2) CFS全面接着補強RC床版供試体

CFS 全面接着補強法は、炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)^{7.4)}に準拠して製作する。製作方法は、RC 床版供試体の下面をコンクリートサンダーで研磨して平滑に仕上げた後、CFS の付着性を高めるためにプライマーを塗布・含浸させる。12 時間養生後、幅 500mm の CFS をエポキシ含浸樹脂で軸直角方向に全面接着する。12 時間養生後、同様に、軸方向に 2 層目を接着する。ここで、CFS 全面接着補強法の手順を写真-7.2 に示す。



(1) 研磨 (2) プライマー (3) 1層目 (4) 2層目

写真-7.2 CFS 全面接着補強法

7.4 輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数

7.4.1 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、RC 床版、CFS 全面接着補強 RC 床版および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強 RC 床版供試体ともに幅 300mm の輪荷重を軸方向に 1,000mm の範囲を繰り返し走行させる実験である。基準荷重は供試体の寸法が実橋の 3/5 モデルとしたことから設計活荷重に安全率 1.2 を考慮した 72kN(=100×3/5×1.2)とする。計測は輪荷重走行 1, 10, 100, 1,000, 5,000 回および 5,000 回以降は 5,000 回走行ごとにたわみを計測する。

(1) RC床版供試体

RC 床版供試体の輪荷重走行疲労実験における初期荷重 100kN から走行を開始し、20,000 回走行ごとに荷重を 20kN ずつ増加する段階荷重載荷とする。RC 床版供試体の耐疲労性の評価は等価走行回数を算出し、RC 床版の等価走行回数を基準に補強床版の耐疲労性を評価する。

(2) SFRC上面増厚補強およびCFS全面接着補強RC床版供試体

CFS 全面接着補強 RC 床版および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強 RC 床版供試体の輪荷重走行疲労実験においては荷重 100kN から 140kN までは 20,000 回走行ごとに荷重を 20kN ずつ増加し、140kN 以降は 10kN ずつ増加した。RC 床版供試体と同様に、等価走行回数を得て、耐疲労性を評価する。

(3) 1次, 2次補強RC床版供試体

RC 床版供試体に輪荷重走行疲労実験を行い、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した後、走行を停止し、1 次補強を行い、再度、たわみが床版支間 L の 1/400 に達するまで輪荷重走行疲労実験を行う。次に再劣化した RC 床版供試体に 2 次補強を施し、破壊するまで走行と荷重の増加を繰り返し行う。荷重載荷条件は初期荷重 100kN から走行を開始し、20,000 回ごとに荷重を増加する。2 次補強後は初期荷重 120kN から走行を開始し、破壊するまで走行と荷重の増加を行う段階荷重載荷とする。

7.4.2 輪荷重走行疲労実験における等価走行回数

本実験における輪荷重走行疲労実験は、20,000 回ごとに荷重を増加する段階荷重載荷としたことから等価走行回数を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると式(4.2) (第 4 章)で与えられる。なお、式(4.2)における基準荷重 P は設計活荷重の 3/5 に安全率 1.2 を考慮した 72kN とし、S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数 m には松井らが提案する 12.7 を適用する^{7.11), 7.12)}。また、CFS 全面接着補強 RC 床版供試体における等価走行回数の算定式は、第 5 章で提案した疲労損傷による D-N 曲線から得られた低減係数および湿潤状態におけるコンクリート劣化係数^{7.13), 7.14)}を考慮した補強等価走行回数を式(5.7) (第 5 章)から算定する。次に、接着剤塗布型 SFRC

上面増厚補強 RC 床版供試体の補強等価走行回数の算定式には、阿部らの提案式(式(7.1))^{7.3), 7.15)}を用いる。

1) RC 床版の等価走行回数

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad \text{前出 (4.2)}$$

2) CFS・SFRC 補強床版の補強等価走行回数

$$N_{D0\cdot eq} = \sum_{j=1}^n (N_{eqj} \times D_{Di} \times D_C \times D_S \times D_E) \quad \text{前出 (5.7)}$$

$$N_{eqj} = (P_j/P)^m \times n_j \quad \text{前出 (5.7-1)}$$

3) CFS 全面接着補強床版の劣化係数

$$D_{Di} = -0.0541 \log N_{eqi} + 1.1 \quad \text{前出 (5.5)}$$

4) 接着剤塗布型 SFRC 上面補強床版の劣化係数^{7.3), 7.15)}

$$D_{Di} = -0.0716 \log N_{eqi} + 1.1 \quad (7.1)$$

ここで、 P_i , P_j : 載荷荷重(kN), P : 基準荷重(=72kN), n_i , n_j : 実験走行回数(回), m : S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数(=12.7)^{7.12)}, N_{eqi} : 実験走行回数ごとの等価走行回数(式(2.1)), D_{Di} : D-N 曲線(式(2.2), 式(2.3)), D_C : 湿潤状態におけるコンクリート劣化係数(=0.70)^{7.13), 7.14)}, D_S : 使用鉄筋係数(= $f_{yd\cdot SR}/f_{yd\cdot SD}$, $f_{yd\cdot SR}$: 丸鋼の降伏強度, $f_{yd\cdot SD}$: 異形棒鋼の降伏強度), D_E : 環境条件による係数(=1.0)

7.5 実験結果および考察

7.5.1 乾燥状態における等価走行回数

RC 床版の等価走行回数(式(4.2))および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強, CFS 全面接着補強, 1次・2次補強した RC 床版供試体の補強等価走行回数(式(5.7))を表-7.6に示す。

(1) RC床版供試体, SFRC上面増厚補強RC床版およびCFS全面接着補強RC床版供試体

乾燥状態で輪荷重走行疲労実験を行った場合の等価走行回数(式(4.2))は 14.39×10^6 回である。また, 未損傷 RC 床版に SFRC 上面増厚補強した供試体の等価走行回数は 582.06×10^6 回であり, RC 床版の 40.45 倍の補強効果である。次に, CFS 全面接着補強した場合の供試体は 269.52×10^6 回であり, RC 床版の 18.73 倍の補強効果である。

表－ 7.6 等価走行回数および補強等価走行回数

(1) 乾燥状態による等価走行回数

| 供試体 | 等価走行回数 | | | | 回数比 |
|--------|-----------------|-----------------------|---------------|---------------|--------|
| | 破壊時および L/400 | 1次補強 (L/400 or 破壊) | 2次補強 (破壊) | 合計 | |
| RC | 14,390,941 | | | 14,390,941 | — |
| RC-S | | 582,061,915 | | 582,061,915 | 40.45 |
| RC-C | | 269,521,233 | | 269,521,233 | 18.73 |
| RC-S-C | 9,179,338 | 313,437,845 | 6,066,220,626 | 6,388,837,809 | 443.95 |
| RC-C-S | 9,179,338 | 230,409,745 | 8,068,276,624 | 8,307,865,707 | 577.30 |

(2) 湿潤状態による等価走行回数

1) 1964年基準(丸鋼)

| 供試体 | 等価走行回数および補強等価走行回数 | | | | 回数比 |
|--------|-------------------|-----------------------|---------------|---------------|--------|
| | 破壊時および L/400 | 1次補強 (L/400 or 破壊) | 2次補強 (破壊) | 合計 | |
| RC | 14,390,941 | | | 14,390,941 | — |
| RC-S | | 153,308,104 | | 153,308,104 | 10.65 |
| RC-C | | 96,760,360 | | 96,760,360 | 6.72 |
| RC-S-C | 9,179,338 | 85,920,325 | 1,926,285,815 | 2,021,385,478 | 140.46 |
| RC-C-S | 9,179,338 | 83,192,410 | 1,754,582,687 | 1,846,954,435 | 128.34 |

2) 1968年基準(異形鉄筋)

| 供試体 | 等価走行回数および補強等価走行回数 | | | | 回数比 |
|--------|-------------------|-----------------------|---------------|---------------|--------|
| | 破壊時および L/400 | 1次補強 (L/400 or 破壊) | 2次補強 (破壊) | 合計 | |
| RC | 14,390,941 | | | 14,390,941 | — |
| RC-S | | 192,450,599 | | 192,450,599 | 13.37 |
| RC-C | | 121,465,136 | | 121,465,136 | 8.44 |
| RC-S-C | 9,179,338 | 107,857,429 | 2,418,103,469 | 2,535,140,236 | 176.16 |
| RC-C-S | 9,179,338 | 104,433,026 | 2,202,561,245 | 2,316,173,609 | 160.95 |

(2) 1次、2次補強RC床版供試体(RC-S-C)

予防保全型維持管理では、損傷が顕在化する前に補強対策を講じ、これを数回繰り返しながら100年間維持させる計画である。したがって、RC床版の補強はたわみが床版支間Lの1/400に達した時点で1次補強を施すこととする。供試体RC-S-Cにおけるたわみが床版支間Lの1/400に達した時点、すなわち、たわみが3.5mmに達した時点の等価走行回数は 9.17×10^6 回である。この時点で、1次補強にSFRC上面増厚補強し、再度、たわみが床版支間Lの1/400に達した時点で、実験を終了する。この時点の等価走行回数は 313.43×10^6 回であり、本来ならば1次補強のみで、建設後100年間の維持管理が可能となる。ここで、2次補強としてCFS全面接着補強し、再度、輪荷重走行疲労実験を行った。予防保全型維持管理計画では、上面あるいは下面からの補強法における再劣化に対する計画はされるものの、実橋においては既に補強した部分を撤去して、再度補強することは困難であると考えられる。よって、2次補強においては供試体が破壊するまで輪荷重走行疲労試験を実施する。2次補強における等価走行回数は $6,066.22 \times 10^6$ 回である。2次補強までの累積等価走行回数は $6,388.83 \times 10^6$ 回であり、RC

床版供試体の 443.95 倍となる。したがって、RC 床版が乾燥状態の場合は疲労による損傷はほとんど見られない結果となり、実橋床版と差異が生じる結果となる。

(3) 1次、2次補強床版供試体 (RC-C-S)

供試体 RC-C-S のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 9.17×10^6 回であり、供試体 RC-S-C の等価走行回数と同じ走行回数で、補強することとする。この時点で、1 次補強に CFS 全面接着補強を施し、再度、補強床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点で 2 次補強を行う。この時点の等価走行回数は 230.40×10^6 回である。再劣化に対する 2 次補強として接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施した破壊時までの等価走行回数は $8,068.27 \times 10^6$ 回である。よって、供試体 RC-C-S の累積等価走行回数は $8,307.86 \times 10^6$ 回であり、RC 床版供試体の 577.30 倍の補強効果が得られた。

以上より、RC 床版の疲労損傷が床版支間 L の 1/400 に達した時点、すなわち劣化過程が進展期程度で 1 次補強を施し、再劣化に対しても進展期から加速期(前期)の時点で 2 次補強を施すことで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。

しかしながら、RC 床版が乾燥状態の場合は疲労による損傷がほとんど見られない結果となり、実橋床版との差異が生じることから、雨水等の影響を考慮した補強等価走行回数を算出し、耐疲労性を評価する必要がある。

7.5.2 湿潤状態および各種劣化要因を適用した補強等価走行回数

実橋における橋梁の環境条件では常時乾燥状態でなく、降雨により橋面は湿潤状態となり、コンクリートの劣化を促進している。また、RC 床版も輪荷重走行により疲労劣化が累積され、建設当初の耐荷力性能や耐疲労性が低下する。これらの雨水や使用鉄筋(丸鋼、異形棒鋼)等は、耐疲労性にも大きく影響する。しかしながら、輪荷重走行疲労実験によって得られた等価走行回数は乾燥状態で実験を行ったものであることから実橋床版の寿命との差異が生じる。そこで、雨水による影響や使用鉄筋等の各種劣化要因を考慮した補強等価走行回数を評価する必要がある。

(1) 丸鋼を使用した場合

1) SFRC 上面増厚補強 RC 床版および CFS 全面接着補強 RC 床版供試体

丸鋼を使用した場合、すなわち 64 床版に SFRC 上面増厚補強し、たわみが 3.5mm に達した時点の補強等価走行回数は 77.66×10^6 回で破壊時の補強等価走行回数 153.30×10^6 回でたわみは 6.2mm である。また、補強等価走行回数は乾燥状態に比して 26.3% である。次に、CFS 全面接着補強した RC 床版供試体は補強等価走行回数 61.03×10^6 回でたわみ 3.5mm に達し、 96.76×10^6 回で破壊に至っている。補強等価走行回数は乾燥状態に比して 35.9% である。

2) 1次・2次補強供試体 (RC-S-C)

RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400、すなわち、たわみが 3.5mm に達した時

点での等価走行回数は 9.17×10^6 回である。ここで 1 次補強に SFRC 上面増厚補強を施し、輪荷重走行疲労実験を行い、再び、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の補強等価走行回数は 85.92×10^6 回、その後、2 次補強として CFS 全面接着補強を施し、破壊に至るまで実験を行った。破壊時の補強等価走行回数は $1,926.28 \times 10^6$ 回、累積補強等価走行回数は 2021.38×10^6 回であり、乾燥状態の 31.6% である。また、RC 床版供試体の 140.46 倍である。

3) 1 次・2 次補強供試体(RC-C-S)

RC 床版に進展期相当の損傷を与えた時点での等価走行回数は 9.17×10^6 回、ここで 1 次補強に CFS 全面接着補強した供試体のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の補強等価走行回数は 83.19×10^6 回である。ここで、2 次補強に SFRC 上面増厚補強し、破壊時まで走行した場合の補強等価走行回数は $1,754.58 \times 10^6$ 回であり、2 次補強までの累積補強等価走行回数は $1,846.95 \times 10^6$ 回、乾燥状態の 22.2% となった。RC 床版の等価走行回数の 128.34 倍である。なお、厳密な等価走行回数を算定するためには、建設地域の環境条件による低減係数の適用も必要である。

(2) 異形棒鋼を使用した場合

1) SFRC 上面増厚補強 RC 床版および CFS 全面接着補強 RC 床版供試体

1968 年以降の暫定基準で設計され鉄筋に異形鉄筋が使用された RC 床版(以下、68 床版とする)に SFRC 上面増厚補強を施した場合の補強等価走行回数は 192.45×10^6 回であり、乾燥状態に比して 33.0% である。また、CFS 全面接着補強した場合の補強等価走行回数は 121.46×10^6 回であり、乾燥状態に比して 45.0% である。

2) 1 次・2 次補強 RC 床版供試体(RC-S-C)

供試体 RC-S-C のたわみが床版支間 L の 1/400、すなわち進展期に相当する損傷に至るまで輪荷重を走行させた時の等価走行回数は 9.17×10^6 回であり、1 次補強に SFRC 上面増厚補強し、再び、たわみが L/400 に達した時の補強等価走行回数は 107.85×10^6 回、その後、2 次補強に CFS 全面接着補強し破壊に至るまでの補強等価走行回数は $2,418.10 \times 10^6$ 回となり、累積補強等価走行回数は $2,535.14 \times 10^6$ 回である。乾燥状態と比較すると 39.6% であり、RC 床版供試体の等価走行回数との比較では 176.16 倍である。

3) 1 次・2 次補強 RC 床版供試体(RC-C-S)

供試体 RC-C-S のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 9.17×10^6 回であり、1 次補強に CFS 全面接着補強し、再度、供試体のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の補強等価走行回数は 104.43×10^6 回である。ここで 2 次補強に SFRC 上面増厚補強し、破壊時まで走行した場合の補強等価走行回数は $2,202.56 \times 10^6$ 回であり、2 次補強までの累積補強等価走行回数は $2,316.17 \times 10^6$ 回である。乾燥状態と比較して累積補強等価走行回数は 27.8% であり、RC 床版供試体の等価走行回数との比較では 160.95 倍である。なお、厳密な補強等価走行回数を算定するためには、建設地域の環境条件による低減係数の適用も必要である。

7.6 ひび割れ状況およびたわみとひび割れ損傷の関係

7.6.1 破壊時のひび割れ状況

本実験における RC 床版供試体, SFRC 上面増厚 RC 床版および CFS 全面接着補強 RC 床版供試体のひび割れ損傷の関係を図-7.3 に示す。

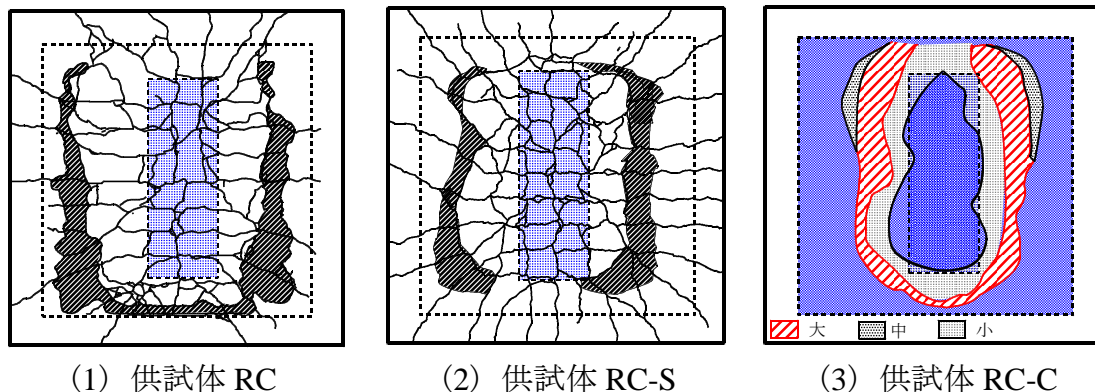


図-7.3 RC 床版および補強床版のひび割れ形状

(1) RC床版供試体

RC 床版供試体の破壊時のひび割れ状況は図-7.3(1)に示すように、2方向のひび割れが発生し、格子状を形成している。破壊状況は輪荷重の接地面から約45度の傾斜角で押抜かれ引張鉄筋の底面コンクリートはダウエル効果により、はく離している。破壊は輪荷重が走行中に押抜きせん断破壊となった。

(2) SFRC上面増厚補強RC床版

接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体の破壊時の底面ひび割れは図-7.3(2)に示すように、RC 床版供試体と同様に、ダウエル効果の影響により、引張鉄筋かぶりコンクリートがはく離している。破壊は輪荷重が走行中に押抜きせん断破壊となった。

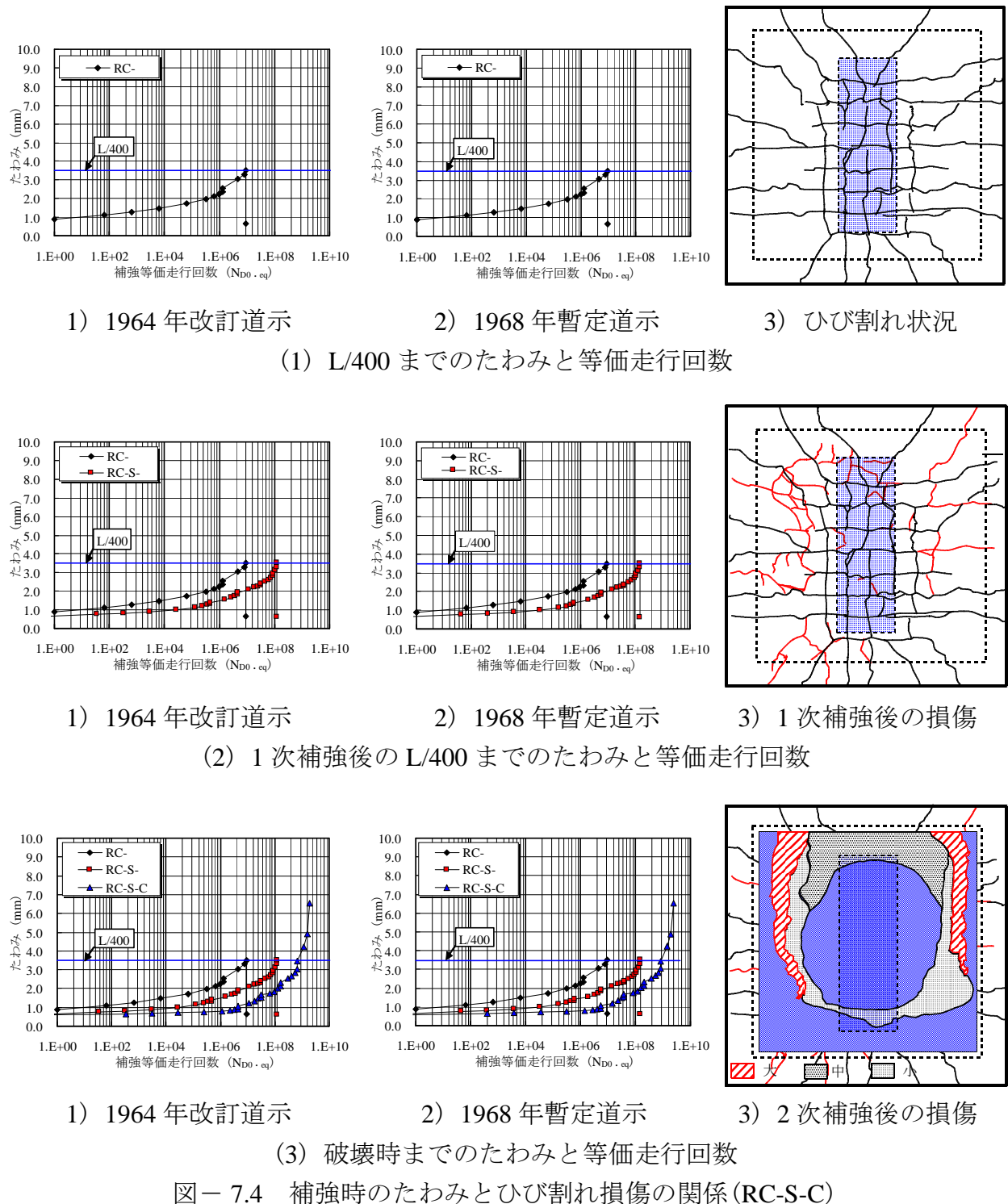
(3) CFS全面接着補強RC床版

CFS 全面接着補強 RC 床版は図-7.3(3)に示すように、CFS を全面に接着したことから、ひび割れの状況は分からないものの、輪荷重載荷位置から45度の底面の位置、すなわち RC 床版のダウエル効果が及ぼす範囲で CFS のはく離が著しい。破壊は押抜きせん断破壊に伴う CFS のはく離破壊である。本実験では全面に CFS を接着補強する工法を用いたため、ひび割れの進展を観察することが出来ないが、CFSS を用いた CFSS 格子接着補強を用いることにより、同等以上の補強効果および格子間からのひび割れ状況の観察も可能となることから、実橋においては状況に応じて、工法を選択することが可能である。

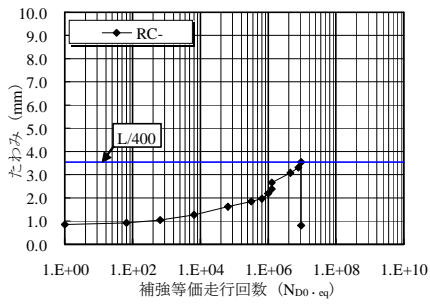
7.6.2 補強時のたわみとひび割れ損傷の関係

RC 床版のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点のたわみと等価走行回数関

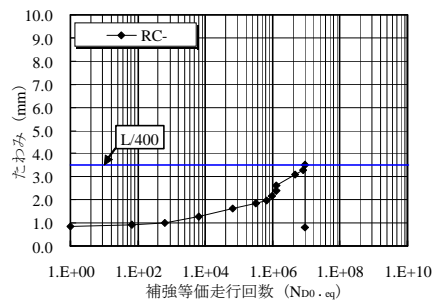
係，補強後の再劣化におけるたわみと補強等価走行回数のおよびひび割れ状況を図-7.4，図-7.5に示す。



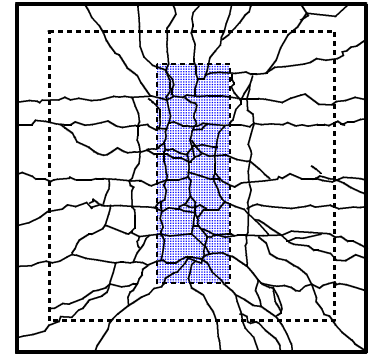
RC床版の疲労損傷に対する補強対策は，一般的に損傷が進展期から加速期(前期)で実施している^{7.1), 7.7)}。一方，阿部ら^{7.15)}は床版たわみが床版支間Lの1/400に達した付近で補強対策を講じることを提案している。また，土木学会^{7.16)}では活荷重たわみ(=全体たわみ-残量たわみ(残量たわみを全体たわみの1/2とする))がL/1,000に達した付近で



1) 1964年改訂道示

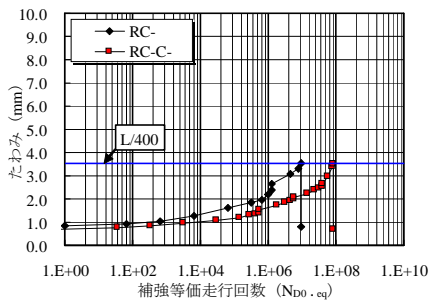


2) 1968年改暫定道示

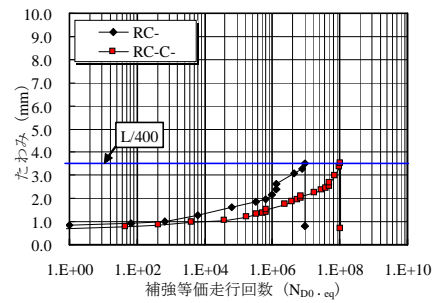


3) ひび割れ状況

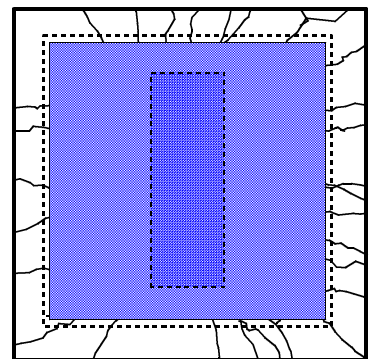
(1) L/400までのたわみと等価走行回数



1) 1964年改訂道示

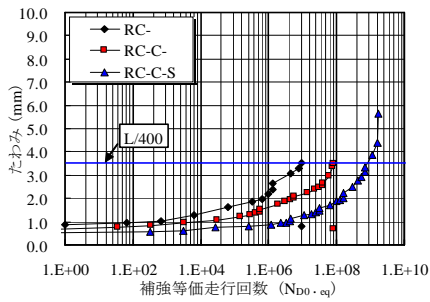


2) 1968年暫定道示

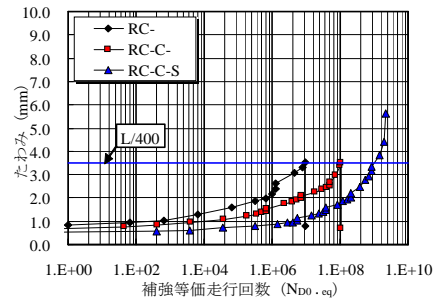


3) 1次補強後の損傷

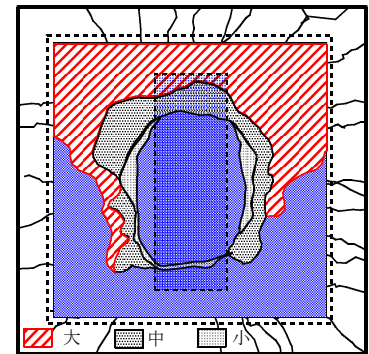
(2) 1次補強後のL/400までのたわみと等価走行回数



1) 1964年改訂道示



2) 1968年暫定道示



3) 2次補強後の損傷

(3) 破壊時までのたわみと等価走行回数

図-7.5 補強時のたわみとひび割れ損傷の関係(RC-C-S)

補強対策を講じた場合，RC床版の延命化が図られるとしている。本実験では，補強時期の推定としてたわみが床版支間Lの1/400付近(活荷重たわみの場合1/800)に達した時点で，接着剤塗布型SFRC上面増厚補強およびCFS全面接着補強を施すこととする。

(1) 1次，2次補強RC床版供試体(RC-S-C)

供試体RC-S-Cのたわみが床版支間Lの1/400に達した時点のたわみと等価走行回数

の関係を図－7.4(1), 1), 2)に示す。たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は 9.17×10^6 回であり、この時点のひび割れ損傷は図－7.4(1), 3)に示すように、2方向のひび割れが発生し、劣化過程は進展期に相当する損傷である。ここで、1次補強に SFRC 上面増厚補強を施し、同様にたわみ $L/400$ に達するまで実験を行った。再劣化時のたわみと補強等価走行回数の関係は図－7.4(2), 1), 2)に示すように、64床版の補強等価走行回数は 85.92×10^6 回であり、68床版の補強等価走行回数は 107.85×10^6 回である。ひび割れ損傷は図－7.4(2), 3)に示すように、2方向のひび割れが進展し、ひび割れ範囲が広がっている。ここで、再劣化に対する2次補強として CFS 全面接着補強を施し、破壊するまで輪荷重走行実験を実施する。

供試体 RC-S-C における破壊時のひび割れ状況は図－7.4(3), 3)に示すように、押抜きせん断破壊した下面、すなわち RC 床版のダウエル効果の影響を受ける範囲で CFS のはく離が著しい。破壊は押抜きせん断破壊と同時に CFS がはく離破壊している。なお、CFS の破断は見られない。

(2) 1次、2次補強RC床版供試体 (RC-C-S)

供試体 RC-C-S におけるたわみと等価走行回数の関係は図－7.5(1), 1), 2)に示すように、たわみが床版支間 L の $1/400$ 付近での等価走行回数は 9.17×10^6 回であり、この時点のひび割れ状況は図－7.5(1), 3)に示すように、2方向のひび割れが発生している。この時点の劣化過程は進展期に相当する。ここで、ひび割れ損傷に対する1次補強として CFS 全面接着補強を施し、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達するまで再び輪荷重走行疲労実験を行った。たわみと補強等価走行回数の関係は図－7.5(2), 1), 2)に示すように、床版支間 L の $1/400$ に達した時点の補強等価走行回数は64床版は 83.19×10^6 回であり、68床版は 104.43×10^6 回である。下面のひび割れの状況は図－7.5(2), 3)に示すように CFS を全面接着補強したことから損傷状況の確認はできないものの、打音法により CFS のはく離状況を確認した結果、はく離は全く見られない。この時点で、再劣化に対する2次補強として接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施し輪荷重走行疲労実験を行い、供試体が破壊するまで実施した。供試体 RC-C-S の破壊時の補強等価走行回数は64床版で $1,846.95 \times 10^6$ 回であり、68床版では $2,316.17 \times 10^6$ 回である。また、破壊時の損傷状況は図－7.5(3), 3)に示すように、供試体 RC-S-C と同様に押抜きせん断破壊と同時に CFS のはく離破壊となっている。本実験では CFS 全面接着補強したことから目視によるひび割れの確認ができない結果となった。なお、炭素繊維材料を用いた補強法においては第4章で提案した CFSS を用いた格子接着補強法においても、CFS 全面接着補強法と同等以上の耐疲労性が評価されていることから、1次補強に CFSS 格子接着補強法も適用可能である。

7.7 たわみと等価走行回数の関係

7.7.1 破壊等価走行回数と疲労損傷度の関係

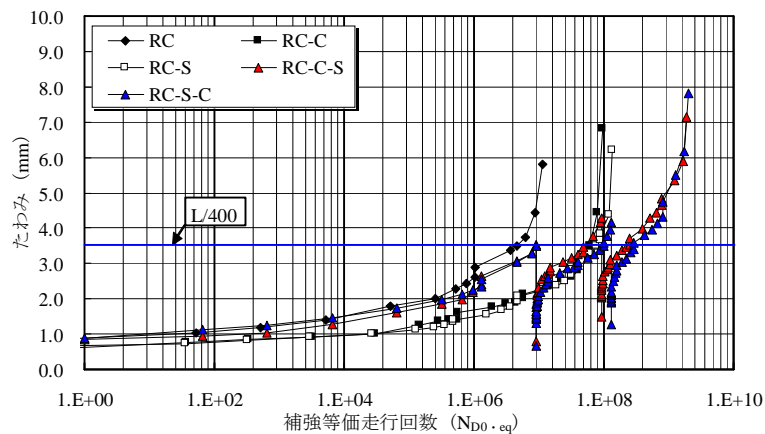
本実験におけるたわみと補強等価走行回数の関係を図－7.6に示す。疲労損傷度 D

と劣化過程の関係について玉越ら^{7,17)}は、疲労破壊に至る走行回数と N_f と累積される荷重の走行回数 N_D の比を疲労損傷度 $D(=N_D/N_f)$ とし、劣化過程が潜伏期の範囲を $D=0.1\sim 0.2$ ，進展期が $D=0.2\sim 0.5$ ，加速期 $D=0.5\sim 0.8$ ，劣化期が $D=0.8\sim 1.0$ として区分している。そこで，たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数から累積損傷度 D を算定し，劣化過程を示す。

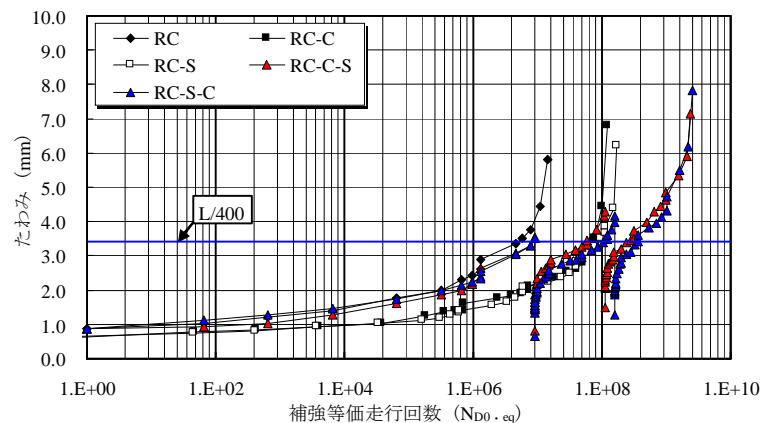
7.7.2 たわみと補強等価走行回数の関係

(1) RC床版

RC 床版供試体は図－ 7.6 に示すように，たわみが床版支間 L の $1/400$ ，すなわち 3.5mm を超えた付近からたわみの増加が著しくなっており，この時点の等価走行回数は 5.77×10^6 回である。その後，走行を繰り返すことにより，破壊に至っている。破壊時のたわみは 14.39×10^6 回で 5.8mm である。ここで，たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数と破壊時の等価走行回数との比，すなわち疲労損傷度 $D(=N_{D(L/400)}/N_f)$ ， $N_{D(L/400)}$ ：たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数， N_f ：破壊走行回数)は 0.40 であり，進展期に相当する損傷である。



(1) 1964 年改訂道示



(2) 1968 年暫定道示

図－ 7.6 たわみと等価走行回数・補強等価走行回数の関係

(2) 接着剤塗布型SFRC上面増厚補強RC床版供試体

接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強供試体のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 77.66×10^6 回であり、破壊時のたわみは補強等価走行回数 153.30×10^6 回で 6.2mm である。よって、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の疲労損傷度は 0.51 となり、加速期(前期)に相当する。

(3) CFS全面接着補強RC床版供試体

CFS 全面接着補強供試体は、たわみが 3.5mm に達した付近から急激に増加している。床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 61.03×10^6 回、破壊時のたわみは補強等価走行回数 96.76×10^6 回で 6.8mm である。よって、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の疲労損傷度 D は 0.63 となり、加速期(前期)の損傷である。

(4) 1次、2次補強RC床版供試体 (RC-S-C)

1) 1964 年改訂道示

供試体 RC-S-C のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 9.17×10^6 回、荷重除荷時の残留たわみは 0.66mm であり、これを 1 次補強におけるたわみの初期値とする。また、RC 床版供試体の破壊時の等価走行回数を用いて疲労損傷度 D を算出すると 0.63 となり、ここで、1 次補強として SFRC 上面増厚補強を施し、再度、輪荷重走行疲労実験を行い、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時の残留たわみは 0.62mm であり、累積たわみは 1.28mm である。ここで、再損傷に対する 2 次補強として CFS 全面接着補強を施して破壊するまで輪荷重走行疲労実験を行った。2 次補強における破壊時のたわみは補強等価走行回数 $1,926.28 \times 10^6$ 回で 6.54mm である。この累積残留たわみを初期値として 2 次補強におけるたわみを累積すると累積補強等価走行回数 $2,021.38 \times 10^6$ 回でたわみは 7.82mm である。

2) 1968 年暫定道示

68 床版に、1 次補強に CFS 全面接着補強した後のたわみと補強等価走行回数の関係は図-7.6 に示すように、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の補強等価走行回数は 107.85×10^6 回である。その後、2 次補強として接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施し、破壊に至るまで輪荷重走行疲労実験を行った。破壊時の補強等価走行回数は $2,418.10 \times 10^6$ 回でたわみが 6.54mm である。累積残留たわみが 1.28mm であることから、累積補強等価走行回数 $2,535.14 \times 10^6$ 回で累積たわみは 7.82mm である。

(5) 1次、2次補強RC床版供試体 (RC-C-S)

1) 1964 年改訂道示

RC 床版供試体のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した付近の補強等価走行回数は 9.17×10^6 回であり、荷重除荷時の残留たわみ 0.80mm である。ここで、1 次補強

として CFS 全面接着補強を行い、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の補強等価走行回数は 83.19×10^6 回、残留たわみは 0.70mm である。その後、2 次補強として接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施し、破壊に至るまで実験を行い、破壊時の補強等価走行回数 $1,754.58 \times 10^6$ 回でたわみが 5.64mm である。残留たわみが 0.80mm、1 次補強後の残留たわみが 0.70mm で累積残留たわみが 1.50mm であることから、累積補強等価走行回数 $1,846.95 \times 10^6$ 回で累積たわみは 7.14mm である。

2) 1968 年暫定道示

68 床版に、1 次補強に CFS 全面接着補強した後のたわみと補強等価走行回数の関係は、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の補強等価走行回数は 104.43×10^6 回、残留たわみは 0.70mm である。その後、2 次補強として接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施し、破壊時の補強等価走行回数は $2,202.56 \times 10^6$ 回でたわみが 5.64mm である。累積残留たわみが 1.50mm であることから、累積補強等価走行回数 $2,316.17 \times 10^6$ 回で累積たわみは 7.14mm である。

7.8 ひずみと等価走行回数との関係

7.8.1 ひずみと等価走行回数・補強等価走行回数との関係

RC 床版供試体のひずみと等価走行回数との関係および補強 RC 床版供試体 RC-S, RC-C, 1 次, 2 次補強した供試体 RC-S-C, RC-C-S のひずみと補強等価走行回数との関係を図-7.7(1)に示す。また、1 次, 2 次補強した供試体 RC-S-C, RC-C-S の累積ひずみと累積補強等価走行回数との関係について図-7.7(2)に併記した。ここで、図-7.7 に示した鉄筋の降伏ひずみは、表-7.2 に示す材料特性値より算出すると $1,825 \times 10^{-6}$ である。

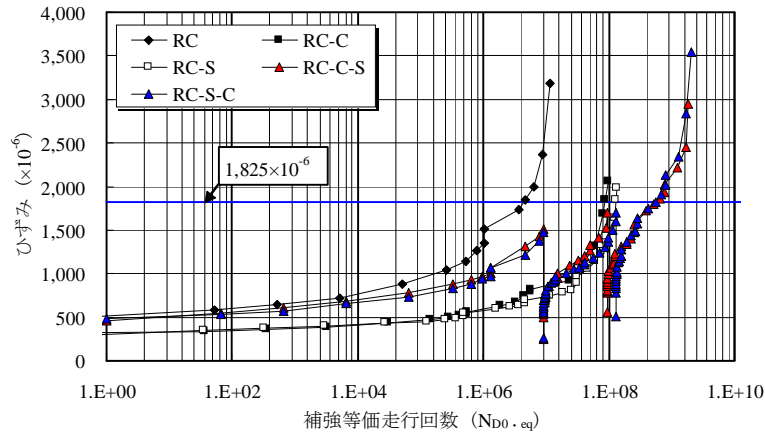
(1) RC床版

RC 床版供試体 RC のひずみと等価走行回数との関係は図-7.7(1)に示すように、たわみが床版支間 L の 1/400 を超えた付近のひずみは $1,745 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。その後の荷重増加と走行を繰り返すことによりひずみの増加も著しくなっている。破壊時のひずみは $3,180 \times 10^{-6}$ ある。

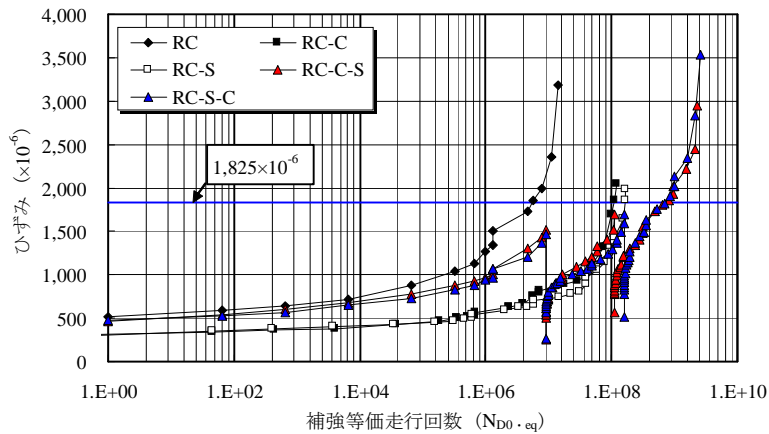
(2) SFRC上面増厚補強RC床版およびCFS全面接着補強RC床版供試体

供試体 RC-S はたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点のひずみは $1,280 \times 10^{-6}$ であり、鉄筋が降伏に至った補強等価走行回数は 133.30×10^6 回である。破壊時の鉄筋ひずみは $1,980 \times 10^{-6}$ であり、鉄筋は降伏している。

次に、供試体 RC-C はたわみが 3.5mm に達した付近から急激に増加している。床版支間 L の 1/400 に達した時点のひずみは $1,330 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。破壊時のひずみは $2,050 \times 10^{-6}$ である。よって、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点では鉄筋は降伏に至っていない。



(1) 1964年改訂道示



(2) 1968年暫定道示

図－7.7 ひずみと等価走行回数・補強等価走行回数の関係

(3) 1次、2次補強RC床版供試体

1) RC床版 + SFRC 上面増厚補強 + CFS 全面接着補強 (RC-S-C)

供試体 RC-S-C の累積ひずみと累積補強等価走行回数の関係は図－7.7(2)の補強前の RC 床版のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点のひずみは $1,690 \times 10^6$ 、荷重除荷時の残留ひずみは 264×10^6 であり、この時点で鉄筋は降伏していない。その後、1次補強におけるたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点のひずみは $1,270 \times 10^6$ であり、残留ひずみは 248×10^6 である。2次補強後の輪荷重走行による疲労実験では、鉄筋が降伏ひずみ $1,825 \times 10^6$ に達した時点の補強等価走行回数が $1,153.00 \times 10^6$ 回であり、破壊時のひずみは $3,030 \times 10^6$ である。次に、一連の実験における累積ひずみは1次補強後では $1,662 \times 10^6$ 、残留ひずみは 482×10^6 である。2次補強後の破壊時の累積ひずみは $3,512 \times 10^6$ である。累積ひずみによる鉄筋が降伏した際の累積補強等価走行回数は 648.70×10^6 回であり、破壊時の等価走行回数の 32% である。

したがって、2次補強後は早期に鉄筋が降伏するが、CFS 全面接着補強したこと

から鉄筋の引張ひずみの増加が抑制されたものである。

2) RC床版 + CFS 全面接着補強 + SFRC 上面増厚補強 (RC-C-S)

供試体 RC-C-S の補強前の RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点のひずみは $1,517 \times 10^{-6}$ 、荷重除荷時の残留ひずみは 250×10^{-6} であり、この時点で鉄筋は降伏していない。その後、1 次補強におけるたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点のひずみは $1,440 \times 10^{-6}$ であり、残留ひずみは 310×10^{-6} である。2 次補強後の輪荷重走行による疲労実験で、鉄筋が降伏ひずみ $1,825 \times 10^{-6}$ に達した時点の補強等価走行回数は $1,498.00 \times 10^6$ 回であり、破壊時のひずみは $2,390 \times 10^{-6}$ である。一連の実験における累積ひずみは 1 次補強後では $1,696 \times 10^{-6}$ 、残留ひずみは 560×10^{-6} である。2 次補強後の破壊時の累積ひずみが $2,950 \times 10^{-6}$ である。累積ひずみによる鉄筋が降伏した際の累積補強等価走行回数は 636.70×10^6 回であり、破壊時の等価走行回数の 34% である。

7.9 予防保全型維持管理

7.9.1 予防保全型維持管理計画における RC 床版の補修・補強概念

一般的に道路橋 RC 床版は供用されている環境や施工された年代、施工方法などにより床版各々は異なった損傷状況を有しており、劣化損傷の進展速度や程度に差異が生じている。一般的には計画的な点検により床版上面のひび割れ損傷や舗装の損傷の有無、床版下面では 2 方向ひび割れの損傷や遊離石灰の有無が確認されている。このような損傷の原因では自動車などによる走行に起因する疲労劣化のみではなく、塩害、凍害、中性化、アルカリ骨材反応などによる複合的な劣化が考えられる。複合的な劣化には劣化・損傷の要因を的確に点検・調査し、発生している損傷に適する補修・補強の対策を選定することが重要である。劣化・損傷の要因を誤って判定した場合、適切な対策工法を選定することができず、床版の再劣化や耐荷力性能の低下により疲労寿命を短縮させる可能性がある。よって、RC 床版において何らかの補修・補強の対策を講じる場合は損傷の原因、周辺の環境条件を十分考慮することが重要であり、残存供用期間、残存耐荷力、維持管理の容易さ、LCC などとも考慮した上で RC 床版における補修・補強の効果、施工性、経済性、安全性、要求性能の満足を満たす必要がある。

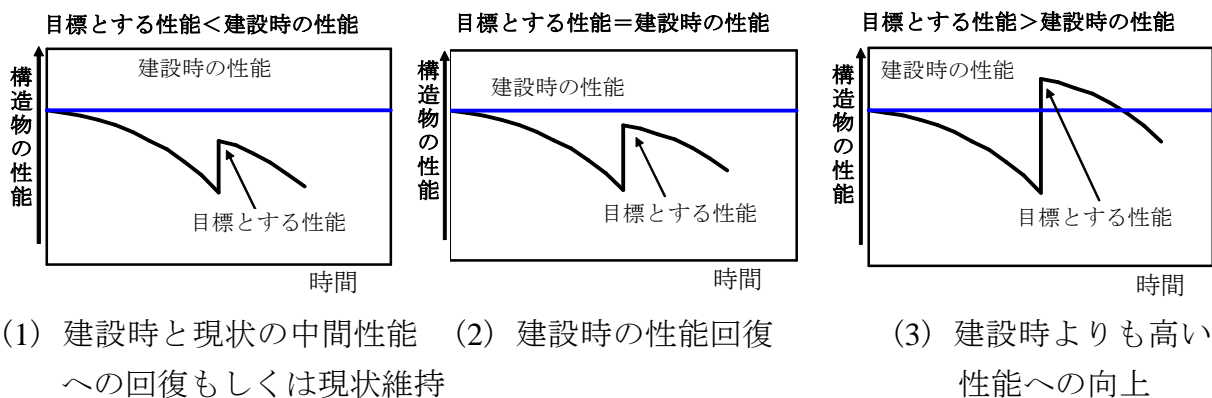


図 - 7.8 対策工法の目標分類^{7.18)}

なお、補修・補強などの対策が必要と判断される場合は構造物の重要度、維持管理区分、残存予定供用期間、劣化機構、構造物の性能低下の程度などを考慮して適する対策工法の目標を設定しなければならない。対策工法に当たって図－7.8に示すように建設時と現状の中間性能への回復、もしくは変状の性能の維持(図－7.8(1))、建設時の性能への回復(図－7.8(2))、建設時より高い性能への向上(図－7.8(3))に分けられる^{2.18)}。

7.9.2 道路橋RC床版の維持管理計画

道路橋長寿命化修繕計画において、橋梁部材の中で最も損傷が著しいのはRC床版であり、RC床版の修繕費用が全体の修繕費用の50%に及ぶ事例も報告されている。よって、本研究においては、道路橋RC床版の予防保全型維持管理計画を提案する。

橋梁の予防保全型維持管理計画とコスト縮減効果(図－2.3)に示すように、橋梁を100年間維持するために数回のサイクルで補修・補強対策が計画されている。しかし、RC床版の場合は、直接橋面上を車両が走行することから補修・補強を繰り返すには多くの交通規制が伴い、また、損傷が累積されることから、橋梁塗装のように、あるいは部材の取り替えなどと異なり、数サイクルの対策の実施は困難であると考えられる。

本章では、RC床版の補強サイクルにおける疲労実験の結果より、道路橋RC床版のたわみが床版支間Lの1/400に達した時点、すなわち劣化過程が進展期で補修・補強を行い、再度、たわみが床版支間L/400に達した時点で2次補修・補強を施すことを提案した。なお、たわみは総たわみであり、残留たわみを除去したたわみを活荷重たわみとしており、実橋における載荷試験においては活荷重たわみから補強対策が検討されている。活荷重たわみは総たわみの2倍とされていることから床版支間Lの1/800に達した時点で補修・補強を施すものである。よって、本提案する補修・補強時期を推定するたわみが床版支間Lの1/400は新設時に載荷試験を実施し、このたわみを橋梁点検時期として記載し、補修・補強時期に載荷試験を実施して、補修・補強対策を検討する。また、初期たわみが存在しない場合は事後的に車両を走行し、活荷重たわみより補修・補強時期を判定する必要がある。

7.9.3 RC床版の1次、2次補強法

道路橋RC床版は、橋梁点検において劣化過程が進展期から加速期前期にかけて補修・補強が立案されている。RC床版の補修・補強方法は、大きく分けて上面と下面からの補修・補強法に分類されている。上面からの補強方法にはSFRC上面増厚補強、接着剤塗布型SFRC上面増厚補強が計画されている。また、下面からの補強方法においては、炭素繊維材料を用いた下面接着補強、鋼板接着補強、ポリマーセメントモルタル吹き付けによる下面増厚補強が計画されている。これらの補強方法においては、現状では交通規制が必要としない下面からの補強方法が優先的に計画されており、上面からの補強方法は交通規制が伴うものの、スケーリング対策や耐荷力性能の向上を目的とした場合に、上面増厚補強が検討されている。

実験では、床版のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点での、1次補強および再損傷に対する補強対策が提案されている。3次補強までの対策においては既設 RC 床版の劣化が累積され、性能が低下し、内部破壊が生じることにより、補強効果が望めない場合があるため、床版取り替えも含めた対策の検討が必要となる。また、予防保全型維持管理計画では損傷が軽微な段階で次の補強対策を講じる必要がある。RC 床版の補強方法でのサイクルは① SFRC 上面増厚補強法においては、上面切削を行うことから、サイクル補強が可能となる。しかし、損傷が軽微な段階で、2次補修・補強として再び上面増厚を行う場合は増厚部の撤去が必要となり、撤去の際に既設 RC 床版を痛めることが懸念される。このことから、2次補強においては下面からの補強対策の検討が必要となる。② CFS 接着補強法においては、①と同様の理由から、2次補強対策には上面増厚補強との組み合わせが必要となる。以上のように RC 床版の補修・補強サイクルにおいては2次補強まで検討する場合の優先は図-7.9に示すように、1次補強に CFS 下面接着補強、2次補強に SFRC 上面増厚補強とする。一方、既設 RC 床版の耐荷力不足に伴う補強を優先する場合は、SFRC 上面増厚補強を優先し、2次補強に CFS 下面接着補強とする。また、既に、上面および下面からの補強が施されている RC 床版に対しては2次補強には上面および下面からの補強サイクルとすることで、RC 床版の延命化および LCC の最小化になるものと考えられる。

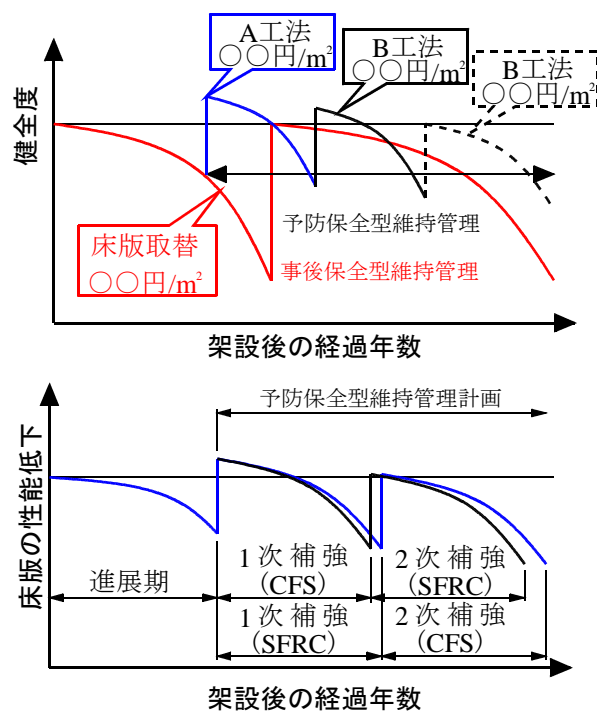


図-7.9 RC床版の1次・2次補強サイクル

7.10 まとめ

本研究は道路橋 RC 床版を予防保全型維持管理計画において 1 次, 2 次補強を施した場合の耐疲労性を評価した結果, 以下の知見が得られた。

- (1) RC 床版供試体に接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強および CFS 全面接着補強した RC 床版供試体の等価走行回数と RC 床版供試体の等価走行回数を比較すると, それぞれ 40.45 倍, 18.73 倍の補強効果が得られた。
- (2) RC 床版供試体に接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体 RC-S の破壊時までの補強等価走行回数に比して, 1 次, 2 次補強した供試体 RC-S-C, RC-C-S は, たわみが床版支間 L の 1/400 付近で, 1 次補強を施し, 再劣化に対してもたわみが床版支間 L の 1/400 付近で 2 次補強を施すことで, それぞれ 13.1 倍, 12.0 倍となった。同様に CFS 全面接着補強した供試体で, それぞれ 20.8 倍, 19.0 倍となり, たわみが床版支間 L の 1/400 付近で 1 次, 2 次補強することで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。
- (3) RC 床版の疲労損傷におけるたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時期の疲労損傷度 D は 0.40 であり, 劣化過程は進展期に相当する。また, 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体 RC-S および CFS 全面接着補強した供試体 RC-C は, それぞれ 0.51, 0.63 であり, 再劣化に対する補強後の劣化過程は加速期(前期)に相当する。事後保全では損傷が顕在化した時期, すなわち加速期(後期)から劣化期にかけて取り替えも含めた大規模な補強対策を講じている。これに対して予防保全型維持管理計画では床版たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時期を目安に補強対策を講じることで延命化が図られる結果となった。なお, 実橋においてのたわみの計測は, 補強対策後のモニタリングが必要となる。
- (4) 道路橋長寿命化修繕計画における RC 床版の修繕計画には, 1 次補強を接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強, 2 次補強に CFS 全面接着補強, あるいは 1 次補強に CFS 全面接着補強, 2 次補強に接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強対策を計画することを提案する。なお, 3 次補強については既設 RC 床版および 1 次, 2 次補強における損傷状況を適切に診断し, 健全性を評価し, 床版取替も含めた補強対策の検討が必要となる。

参考文献

- 7.1) 千葉県県土整備部道路環境課企画調整室：千葉県橋梁長寿命化修繕計画(案)，2010.
- 7.2) (財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995.
- 7.3) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，小森篤也，児玉孝喜：輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法，構造工学論文集，Vol. 56A，pp. 1270-1281，2010.
- 7.4) 土木研究所：炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案)，コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告(Ⅲ)，1999.
- 7.5) 元燦豪，阿部忠，木田哲量，高野真希子，小森篤也：CFS・CFSS 補強した RC 床版の補強効果および耐疲労性，構造工学論文集，Vol.58A，pp. 1189-1196，2012.
- 7.6) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，土木学会鋼構造委員会道路橋床版維持管理小委員会，2012.
- 7.7) 阿部忠，木田哲量：道路橋 RC 床版の長寿命化修繕計画における補強対策および維持管理，第 7 回構造物の安全性・信頼性に関わる国内シンポジウム，pp.224-229，2011.
- 7.8) 国土交通省，橋梁点検要領(案)，2004.
- 7.9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2002.
- 7.10) 阿部忠，木田哲量，水口和彦，川井豊：輪荷重走行疲労実験における車輪寸法が RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響および評価法，構造工学論文集，Vol.57A，pp. 1305-1315，2011.
- 7.11) 前田幸雄，松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式，土木学会論文集，No.348，pp.133-141，1984.
- 7.12) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
- 7.13) Raithby, K. D. and Galloway, J.W. : Effects of moisture condition, age, and rate of loading on fatigue of plain concrete." ACI publication SP 41-2, 15-34, 1974.
- 7.14) RILEM Committee 36-RDL. : Long term random dynamic loading of concrete structures. Materials and Structures, 17(9), RILEM, 1-28, 1984.
- 7.15) 阿部忠，木田哲量，水口和彦，児玉孝喜：SFRC 上面増厚補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験による S-N 曲線式の提案，構造工学論文集，Vol.58A，pp. 1156-1165，2012.
- 7.16) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書[総則編・構造設計編・設計偏]，2007.
- 7.17) 玉越隆史，大久保雅憲，渡辺陽太：道路橋の計画的管理に関する調査研究—橋梁マネジメントシステム(BMS)，国土交通省国土技術政策総合研究所，2009.
- 7.18) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，2008.

第 8 章 総 括

8.1 総 括

近年，日本では高度経済成長期に整備された社会資本は，建設後 50 年が経過し，高齢化橋梁が年々増加している。高齢化橋梁は老朽化に伴い自動車の増加や大型化などによる疲労損傷，建設地域による環境条件による損傷が加えられている。このような背景の中で「道路橋長寿命化修繕計画事業」が策定され，「事後保全型維持管理計画」から「予防保全型維持管理計画」へ策定が変換されている。これによって，地方公共団体では，一斉に損傷状況を調査する橋梁点検を実施し，建設後 100 年間維持するための管理計画を立案されている。これらの調査結果によると道路橋部材の中で，損傷が著しい部材は RC 床版であることが明らかになっている。

そこで本研究は，道路橋の主要構成部材である RC 床版の長寿命化を図るための補強対策として，①道路橋 RC 床版の損傷状況および補強対策の現状を調査し，損傷状況に応じた最適な補強法を見出した。②炭素繊維シート(CFS)を全面接着補強した RC 床版および施工の合理化を図る目的で開発された炭素繊維ストランドシート(CFSS)を格子接着補強した RC 床版を用いて，輪荷重走行疲労実験を行い，同一条件で設計した RC 床版に対する補強効果および耐疲労性の評価を行った。また，③ CFS 全面接着補強法における余寿命の推定を行うための S-N 曲線式および再補強時期の推定を行うための S-N 曲線式を提案した。さらに，④道路橋 RC 床版を 100 年間維持するために CFS 全面接着補強と鋼繊維補強コンクリート(SFRC)による上面増厚補強法とのサイクル補強法についても提案し，RC 床版に対する補強法の確立と既存の RC 床版に対する維持管理に伴う最適な補強工法およびサイクルを見出すことなど，多角的視点から総合的に評価したものである。

本論文は，全 8 章より構成されており，各章における得られた知見を以下に示す。

第1章「序 論」

社会資本整備における土木構造物の設計・施工の合理化・省力化とメンテナンスフリーを背景とした社会的要請を踏まえ，鋼道路橋設計基準は性能型設計法へと改訂された。しかし，高度経済成長期に建設された道路橋は，建設後 50 年を経過する老朽化した橋梁が増大し，特に損傷が著しい RC 床版の補強法について，既往の研究，実験方法および余寿命の推定を解明する意義を述べて，本研究目的の位置づけを論じた。

第2章「道路橋RC床版の現状および点検要領」

第 2 章では，予防保全型維持管理計画における概念を述べるとともに，道路橋 RC 床版の損傷状況，損傷事例などの RC 床版の現状について述べた。また，点検要領(案)および維持管理マニュアルに基づく道路橋の点検・調査および橋梁点検の調査結果から各種補強方法の現状について述べると同時に，損傷状況に対する最適な補強方法を提

案した。

第3章「炭素繊維材料の基本概念および力学特性」

第3章では、道路橋 RC 床版の補修・補強に用いられる繊維補強材料の種類や分類と全般的な力学特性や各々の連続繊維シートの特徴を調べた。また、炭素繊維材料を用いる補強方法における一般的な施工の流れを示すとともに、本研究で使用する炭素繊維シート(CFS)および施工の合理化を目的とした新材料である炭素繊維ストランドシート(CFSS)の特徴や施工の合理化について述べた。現場における施工時間を比較するとCFSS 格子接着補強はプライマー工および断面修復工が省略可能であることからCFS 全面接着補強に比べ施工時間が約41.7%短縮された。

第4章「CFS全面接着・CFSS格子接着補強したRC床版の耐疲労性の評価」

第4章では、コンクリート圧縮強度の異なる2タイプのRC床版および寸法の異なる2タイプのRC床版それぞれにCFS 下面接着補強およびCFSS 格子接着補強したRC床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、補強効果および耐疲労性の評価を行った。その結果、圧縮強度が設計基準強度以下の場合にはCFS 全面接着およびCFSS 格子接着補強における補強効果は得られるものの、設計基準強度以上の場合と比較すると0.3%~0.5%程度となり、耐疲労性は評価できない結果となった。また、CFSS 格子接着補強を施した供試体の耐疲労性はCFS 全面接着を施した供試体に比べ同等以上の耐疲労性が得られたことから十分な補強効果が確認された。

第5章「CFS全面接着補強RC床版の耐疲労性の評価および各種劣化要因を適用したS-N曲線式」

第5章では、第4章「CFS 全面接着・CFSS 格子接着補強したRC床版の耐疲労性の評価」で得られた等価走行回数に本提案するD-N 曲線および各種劣化要因を適用したCFS 全面接着補強したRC床版のS-N 曲線式を提案し、実橋RC床版にCFS 全面接着補強法における疲労寿命の予測式を提案した。その結果、D-N 曲線式および各種の劣化係数を松井らが提案するS-N 曲線から算出されたRC床版の等価走行回数に適用することで現実的な疲労寿命が得られ、1964年、1973年、1980年、1994年改訂の道示の基準で設計されたそれぞれのRC床版のS-N 曲線式が算定され、現実的な疲労寿命の推定が可能となった。

第6章「実橋RC床版の寿命予測との整合性」

第5章で提案されたS-N 曲線式を用いて、1964年、1973年、1980年、1994年改訂道示で設計されたRC床版の破壊等価走行回数の算定および設計耐用年数およびCFS 全面接着補強した場合の余寿命の推定を行った。また、次期補強時期の推定を行った。その結果、1964年から1973年改訂の道示で設計されたRC床版にCFS 全面接着補強した場合は松井式のS-N 曲線式に本提案のCFS が分担する押抜きせん断耐荷力式を用い

ることで余寿命の推定が可能となった。また、1980年改訂以降の道示で設計された RC 床版に CFS 全面接着補強した場合は、阿部式に本提案の CFS 全面接着補強した場合の S-N 曲線式を適用することで余寿命の推定が可能となった。

第7章「道路橋RC床版の予防保全型維持管理におけるサイクル補強」

高度経済成長期に建設された RC 床版は、建設後 40 年から 50 年が経過し、補修・補強が繰り返されている。RC 床版の補強方法においては 1 次補強として通行止めを必要としない床版下面からの補強が優先されている。1964 年、1973 年改訂の道示で設計された RC 床版に下面補強した場合には、100 年間維持するために数回の補強が必要となる。しかし、予防保全型維持管理計画では損傷が軽微な段階で 2 次補強が必要となる。したがって、1 次補強に下面補強、2 次補強は上面補強となる。また、1 次補強に上面補強した床版は 2 次補強に下面補強が必要となる。そこで、損傷を与えた RC 床版供試体に 1 次補強として CFS 全面接着補強を施し、損傷を与えた後、2 次補強として SFRC 上面増厚補強、また、同様に損傷を与えた RC 床版供試体に 1 次補強として SFRC 上面増厚補強、2 次補強として CFS 全面接着補強を施し、輪荷重走行疲労実験による耐疲労性を評価した結果、損傷が軽微な段階(たわみが床版支間 $L/400$ に達した時期)で補強を施すことで耐疲労性が大幅に向上する結果となった。よって、長寿命化修繕計画における本提案のサイクル補強は有効であることが確認され、3 次補強については既設 RC 床版および 1 次補強、2 次補強における損傷状況を適切に診断し、健全性を評価し、床版の取り替えも含めた補強対策の検討が必要となる。

第8章「総括」

各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果は次のとおりである。

- 1) 橋梁部材の中で、最も損傷が著しい部材は RC 床版であり、その損傷状況と劣化過程の関係および各種補強方法の現状について述べ、損傷状況に応じた最適な補強方法について述べた。
- 2) 道路橋 RC 床版の下面からの接着補強に用いる炭素繊維材料の特徴および材料特性値を示すとともに、施工の合理化を図る目的で開発された新材料である炭素繊維ストランドシート(CFSS)の性能について述べた。
- 3) RC 床版のコンクリートの圧縮強度が設計基準強度以上を確保した供試体は、無補強の RC 床版供試体に比して、CFS 全面接着補強および CFSS 格子接着補強を施すことで 18.7~25.3 倍の補強効果が得られた。しかし、劣化を想定してコンクリートの圧縮強度が設計基準強度以下となるように製作した RC 床版供試体に CFS 全面接着補強および CFSS 格子接着補強した場合は、無補強 RC 床版供試体に比して等価走行回数は増加するものの、圧縮強度が設計基準強度以上の RC 床

版に CFS 全面接着補強および CFSS 格子接着補強した場合に比して 0.3%~0.5% 程度となり，耐疲労性は評価できない結果となった。したがって，橋梁点検においてはコンクリートの圧縮強度が道示の規定を満たすかを確認した上で，CFS あるいは CFSS による下面接着補強を講じる必要がある。

- 4) 輪荷重走行疲労実験におけるたわみと等価走行回数との関係より，等価走行回数の増加に伴うたわみの増加を再補修・補強時期の予測とする床版支間 L の $1/400$ 付近までのたわみによる劣化値と RC 床版の等価走行回数との関係から D-N 曲線式を提案した。よって，D-N 曲線式および種々の劣化係数を 1964 年，1973 年改訂の道示および 1980 年，1994 改訂の道示の基準で設計された，それぞれの RC 床版の S-N 曲線から算出された寿命を予測する等価走行回数に適用することで，現実的な疲労寿命の推定が可能となる。
- 5) 本提案の D-N 曲線による劣化係数，湿潤状態のコンクリート劣化係数および示方書基準の異なりによる低減係数を適用して評価された補強等価走行回数および補強 RC 床版のたわみが床版支間 L の $1/400$ 付近の等価走行回数から，それぞれの S-N 曲線式を提案した。その結果，既存 RC 床版が 1964 床版，1973 床版および 1980 年，1994 年改訂道示の床版は，破壊走行回数および再補修時期を想定した補強走行回数から算定された耐用年は，実床版の維持管理年数と同等となっている。なお，建設する地域の環境条件による低減係数の適用も検討する必要がある。
- 6) 長寿命化修繕計画における RC 床版の修繕計画として，1 次補強に CFS 下面接着補強，2 次補強に接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強，あるいは 1 次補強を接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強，2 次補強に CFS 下面接着補強対策を計画することを提案する。なお，3 次補強については既設 RC 床版および 1 次，2 次補強における損傷状況を適切に診断し，健全性を評価し，床版の取り替えも含めた補強対策の検討が必要となる。

以上，本論文は道路橋 RC 床版の補強方法である CFS 全面接着補強および施工の合理化を図るために開発された CFSS 格子接着補強した RC 床版を用いて補強効果および耐疲労性を評価し，道路橋 RC 床版の補強材および補強方法として実用的であることを示した。また，ライフサイクルコスト (LCC) の算定においては，CFS 全面接着補強した場合の余寿命の推定を行う S-N 曲線式を提案した。また，道路橋 RC 床版を供用開始後 100 年間維持するための最適の補強サイクルを提案した。本研究で明らかになった事項は RC 部材の CFS，CFSS を用いた下面接着補強および予防保全型維持管理の発展に大きく寄与するものであると考える。

謝 辞

本論文は、日本大学大学院生産工学研究科土木工学専攻教授 博士(工学) 阿部 忠先生の博士課程前期・後期を通じた 4 年間にわたる総合的・大局的見地から終始変らぬご懇篤なるご指導とお力添えによる格段のご高配と督励による大成・結実でありまして、ここに謹んで感謝の意を捧げる次第であります。

また、本研究の遂行に当たりまして多大なるご指導とご鞭撻を賜り、審査を下さいました日本大学教授 工学博士 澤野 利章先生，日本大学教授 博士(工学) 柳内 睦人先生，日本大学非常勤講師 工学博士 川井 豊先生に心から御礼申し上げます。

さらに、本研究データに関する考察方法，データ解析などには，日本大学生産工学部土木工学科助教 博士(工学) 水口 和彦先生に多大なるご支援とご指導を賜りました。ここに，厚く御礼申し上げます。

さらに，本研究の実験に際しまして材料の提供，供試体の製作および計測などにご支援頂きました新日鉄住金マテリアルズ(株)，鹿島道路(株)の皆様並びに暖かく研究支援を下さいました日本大学生産工学部土木工学科の先生各位に厚く御礼申し上げます。

さらに，本研究データに関する考察方法，データ解析などに，多大なるご支援とご指導を賜りました中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京(株) 博士(工学) 高野 真希子さんに厚く御礼申し上げ，ここに付記して，謝意を表します。

そして，これまでの研究活動と本論文の作成に快いご理解とご協力下さいました日本大学生産工学部土木工学科構造・橋梁研究室の各位および事務職員並びに卒業生の皆様に厚く御礼申し上げますとともに感謝の意を表します。

最後に，良き研究環境と指導システムを整備されて，本論文の作成の好機をお与え下さいました日本大学に衷心より感謝申し上げます。