

# 論文 層状ひび割れの発生を模擬した RC 部材の輪荷重走行試験

角間 恒\*1・西 弘明\*2・渡邊 晋也\*3・小野 秀一\*4

**要旨：**本研究では、寒冷地を中心に発生事例が報告されている RC 床版の層状ひび割れに関して、北海道内の国道橋を対象にした発生状況の調査を行うとともに、層状ひび割れの発生を模擬した RC 梁試験体の輪荷重走行試験を実施し、輪荷重走行下で層状ひび割れが土砂化に進展するメカニズムや期間を考察した。その結果、(1) 層状ひび割れが発生した床版が北海道全域に存在すること、(2) 層状ひび割れが発生した床版では、湿潤環境下において土砂化が急激かつ広範囲に進行する可能性があること、(3) 大型車交通量等によっては、層状ひび割れは数年程度で土砂化に進展する可能性があることを示した。

**キーワード：**床版, 層状ひび割れ, 土砂化, 輪荷重走行試験

## 1. はじめに

近年、寒冷地を中心に、道路橋 RC 床版（以下、床版）の内部に複数の水平ひび割れ（以下、層状ひび割れ）が発生する事例が報告されている<sup>1) 2)</sup>。これは凍害やアルカリシリカ反応（以下、ASR）によって発生するとされ、供用期間の増加により、やがて土砂化に進展すると考えられる。

本論文中（2 章）で実施した北海道内の国道橋を対象にした層状ひび割れ発生状況の調査では、層状ひび割れが発生した床版が北海道全域に存在することを確認している。こうした床版に対し、健全度評価や対策を的確に行うためには、層状ひび割れを早期に検出することはもちろん、検出した時点から土砂化に至るまでのメカニズムや期間を把握することが重要になる。

そこで本研究では、床版に発生した層状ひび割れが、輪荷重走行下で土砂化に進展するメカニズムや期間を考察することを目的として、層状ひび割れの発生を模擬した RC 梁試験体を製作し、輪荷重走行試験を行った結果について報告する。

## 2. 北海道における層状ひび割れ発生状況の調査

試験に先立ち、国土交通省北海道開発局が管理する道路橋を対象に、床版の層状ひび割れ発生状況を調査した。

### 2.1 調査方法

調査方法としては、まず、橋梁定期点検において床版部材に対し、対策や詳細調査が必要（対策区分 C1, C2, S1<sup>3)</sup>）と判定とされた橋梁に対して劣化状況調査が行われた事例を収集し、その中から床版コンクリートの微細ひび割れ観察（以下、ひび割れ観察）が行われた橋梁を抽出した。ここでいうひび割れ観察は、コンクリートコ

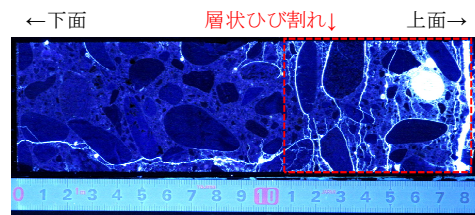


写真-1 層状ひび割れが発生したコアの例

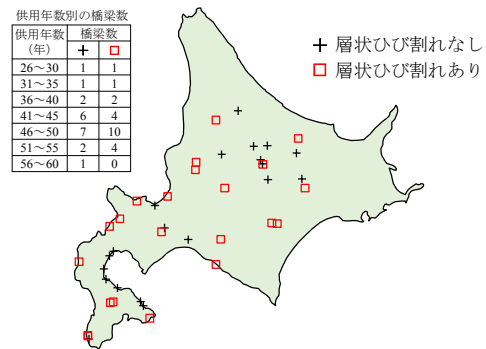


図-1 北海道における層状ひび割れの発生状況

ア（以下、コア）を使用した蛍光樹脂含浸、あるいは、浸透探傷試験による観察のことを指す。次に、観察結果から、各橋梁における床版コンクリートの状態を「層状ひび割れなし」と「層状ひび割れあり」に分類した。層状ひび割れに関しては明確な定義がないが、本研究では、写真-1に示すように、粗骨材寸法程度の間隔で複数のひび割れが発生している状態を層状ひび割れと定義した。また、層状ひび割れは凍害やASRに起因すると考えられるが、収集した事例の中で発生要因に言及したものはわずかであったため、発生要因による区別は行っていない。

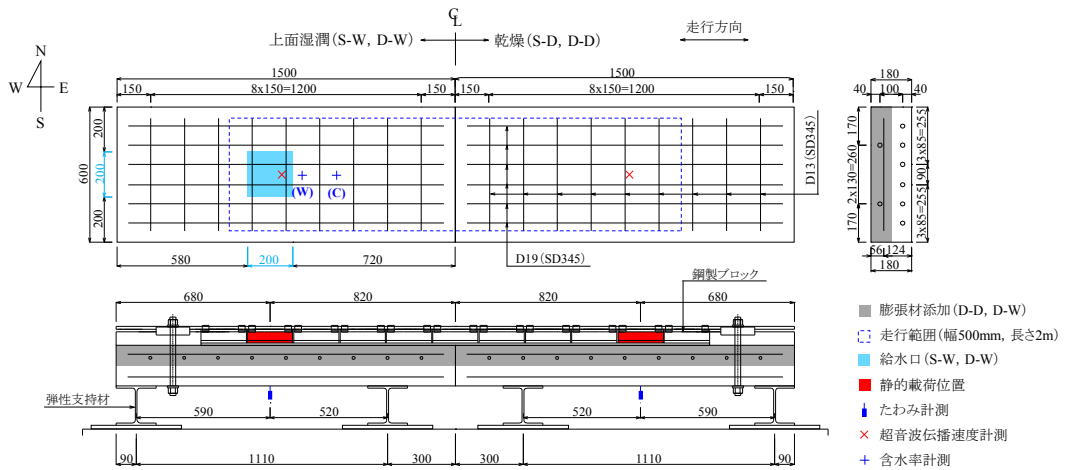
調査結果は橋梁単位で集計しており、同一橋梁内の複数箇所でもひび割れ観察をしたうち1箇所でも層状ひび割れが発生していれば、「層状ひび割れあり」に分類した。

\*1 (国研) 土木研究所 寒地土木研究所 寒地構造チーム 主任研究員 博(工) (正会員)

\*2 (国研) 土木研究所 寒地土木研究所 寒地構造チーム 上席研究員 博(工) (正会員)

\*3 (一社) 日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 研究第二部 主任研究員 博(工) (正会員)

\*4 (一社) 日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 研究第二部 部長 博(工) (正会員)



図一2 試験概要

表一1 試験ケース

試験体	状態	試験環境
S-D	健全	乾燥
S-W		上面湿潤
D-D	層状ひび割れ (模擬)	乾燥
D-W		上面湿潤

## 2.2 調査結果

図一1では、調査結果を地図上にプロットした。本調査でひび割れ観察結果を収集できたのは42橋であり、そのうち床版コンクリートに層状ひび割れの発生が確認されたのは22橋であった。対象データには地域等の偏りがあるが、観察結果を収集できた地域には万遍なく層状ひび割れが発生しており、床版における層状ひび割れが北海道全域で発生していることが明らかである。また、図中には層状ひび割れの発生状況を調査時の供用年数別に集計した結果を示しており、本調査の範囲では、供用年数40~60年の橋梁において層状ひび割れの発生事例が多く見られた。

本調査は、あくまでも定期点検で対策や詳細調査が必要と判定され、かつ、調査の段階で管理者の判断によってひび割れ観察が行われた橋梁を対象としたものであり、ひび割れ観察の実施に至っていない橋梁を含めると、相当数の橋梁で層状ひび割れが潜在していると示唆される。

## 3. 輪荷重走行試験の概要

### 3.1 試験体

本研究では、表一1に示すコンクリートの劣化状態(健全、層状ひび割れ)および試験環境(乾燥、上面湿潤)が異なる4ケースについて輪荷重走行試験を実施した。なお、D-DおよびD-Wにおける層状ひび割れは、試験体上半分のコンクリートに酸化カルシウムを主成分とする膨張材を過剰添加することで模擬的に導入した。

図一2に試験概要を示す。試験体は幅600mm、高さ180mmの矩形断面を有する長さ1,500mmの扁平梁形状

とした。試験体を床版形状ではなく梁形状としたのは、本研究が、層状ひび割れが土砂化に至る過程に着目しており、試験中に輪荷重走行部での損傷状況を目視観察できるようにするためである。軸方向鉄筋としてD19(SD345)を下側に6本、上側に2本配置し、膨張材の過剰添加によって発生するひび割れを水平方向に誘導するため、上側軸方向鉄筋の下側には軸直角方向鉄筋D13(SD345)を150mm間隔で配置した。軸方向の引張鉄筋比は2.0%であり、RC床版における通常の配筋と比較して鉄筋量が多いが、これは、過大な荷重によって土砂化の発生が過度に促進されることを避けるため、試験機の性能を考慮したうえで、輪荷重走行により発生するコンクリートの圧縮縁応力および鉄筋の応力が従前の設計基準で規定されてきた許容応力度(コンクリートの圧縮縁応力8~10N/mm<sup>2</sup>程度、鉄筋の応力度140N/mm<sup>2</sup>程度)を大幅に超過しないよう試験体を設計したためである。

コンクリートの配合は早強21-8-20Nとし、D-DおよびD-Wの上半分(高さ90mm)に打設するコンクリートには膨張材を過剰添加した。試験開始時(材齢61日)におけるコンクリート(膨張材なし)の圧縮強度は39.9N/mm<sup>2</sup>、静弾性係数は23.6kN/mm<sup>2</sup>であった。

### 3.2 荷重方法

試験には寒地土木研究所が所有するクランク式の輪荷重走行試験機を使用し、図一2に示すように、輪荷重の走行方向に並べた試験体2体を同時に試験に供した。このときの2体の組合せはコンクリートの劣化状態が同じ試験体(S-DとS-W、D-DとD-W)とし、一方(S-W、D-W)では、試験体中央付近上面の200mm×200mmの範囲(以下、給水口)から水を連続的に供給することで、試験中は部分的に試験体上面を湿潤状態に保った。なお、給水口を除く試験体上面には水の浸入を防止するためのエポキシ樹脂を塗布した。

試験体の支持はH鋼による弾性支持とし、支持間隔は1,110mmとした。試験体の両端では、輪荷重走行に伴う



写真-2 切断面のひび割れ性状 (D-D, 試験終了後)

試験体の浮き上がりを防止するために試験体をアンカーボルトで上下に挟み込んで支持材に固定し、さらにアンクル材を設置して水平方向へのずれを防止した。

輪荷重の载荷には鉄輪を使用し、走行直角方向 500mm×走行方向 200mm の鋼製ブロックを敷き並べた上の全長 2m の範囲を往復走行させた。輪荷重は試験機の最小荷重 100kN とし、このとき、試験体を単純梁と見なして計算したコンクリートの圧縮縁応力  $10.7\text{N/mm}^2$  および下側軸方向鉄筋応力  $150.4\text{N/mm}^2$  は、従前の設計基準で規定されてきた許容応力度と同程度である。

試験は、同時に実施した 2 体のうち 1 体が破壊等に達して走行安定性が確保できなくなった時点で終了し、もう一方の試験体についても以降の走行を行っていない。

### 3.3 計測方法

試験における基本的な計測項目は試験体下面のたわみとし、輪荷重走行および水の供給を停止した状態で試験体中央付近での静的载荷を実施し、その直下のたわみを取得した。また、試験の途中には、鋼製ブロックを撤去した状態で、試験体上面の観察、ならびに、図-2 に示す計測位置において、試験体高さ方向への超音波伝播速度および上側鉄筋位置でのコンクリート含水率(以下、含水率)の計測を実施した。超音波伝播速度の計測にはエルソニック ESI/P-10 を使用し、輪荷重走行および水の供給を停止してから試験体を 18 時間静置した後に実施した。このとき、計測位置に土砂化が発生した場合には、計測に際して点検ハンマーを用いた打撃(以下、ハンマー打撃)によりこれを除去している。含水率の計測には電気抵抗式水分計 HI-800 を使用し、輪荷重走行および水の供給を停止した直後に実施した。

### 3.4 試験体の劣化状況

#### (1) ひび割れ性状

後述する写真-3 には、試験開始前に試験体側面で観察されたひび割れを青線で示している。写真より、膨張材を過剰添加した D-D および D-W の側面には、試験体上側に水平方向のひび割れが数本導入されていることが確認できた。また、写真-2 は、試験終了後に試験体 (D-D) を走行直角方向中央位置で輪荷重走行方向に切断したときの切断面の状況であり、切断面からは、上縁から軸直角方向鉄筋までの 60mm 程度の間に、水平方向

のひび割れが層状に 2~4 本程度発生している様子が確認できた。本写真は輪荷重走行試験後に撮影したものであるが、既往の研究において輪荷重走行疲労によってかぶりコンクリートに層状ひび割れが発生する事例は報告されておらず、また、後述するとおり、輪荷重走行前の時点でコンクリートの超音波伝播速度は健全時より低下した状態であったことから、写真-2 で観察された層状ひび割れが、膨張材の過剰添加によって導入されたものであったと考えられる。なお、本試験体による実橋における劣化状況の再現性については別途詳細な検証が必要であるが、既往の調査事例 1) では、層状ひび割れが粗骨材寸法程度の間隔で発生することが報告されており、ひび割れ間隔の観点では、本試験体は実橋における劣化状況を十分再現している。

#### (2) コンクリートの超音波伝播速度

輪荷重走行前には、試験体厚さ方向へのコンクリートの超音波伝播速度を計測した。超音波伝播速度は、S-D および S-W で約  $3,600\text{m/sec}$  であった。これに対し、D-D では約  $2,000\text{m/sec}$ 、D-W では約  $2,300\text{m/sec}$  であり、膨張材の過剰添加によりひび割れが導入されたことで、超音波伝播速度が健全状態の 50~60% にまで低下していた。

#### (3) 水張り試験

D-D および D-W では、上面にエポキシ樹脂を塗布する前に、試験体上面に水を張った状態で静置し、上側鉄筋位置での含水率を計測した。その結果、水張り開始から計測を終了した 18 時間後の間に含水率の変化は見られず、上側鉄筋位置までは水が浸透していなかったと考えられる。D-D および D-W の試験体上面には目視できるひび割れが発生していたが、上記の結果となった理由として、内部でひび割れが連続していなかったことが挙げられる。

## 4. 試験結果

### 4.1 損傷状況

写真-3 に、試験終了時に撮影した試験体側面の状況を示す。写真中の青線は輪荷重走行前(以下、走行前)に発生していたひび割れ、赤線は輪荷重走行(以下、走行)により発生したひび割れを表す。

S-D および D-D では、走行初期に発生した曲げひび割れが早い段階で試験体を上下に貫通するひび割れや斜めひび割れに進展したが、その後、試験終了までに損傷が著しく進行することはなかった。

S-W では、走行初期に曲げひび割れが発生し、支間中央付近では試験体上下に貫通した。その後、走行 6.3 万回までは側面の状況に目立った変化はなかったが、10 万回では貫通ひび割れに沿った漏水および遊離石灰の滲出が見られ、55~60 万回にかけて軸方向鉄筋に沿ったかぶ



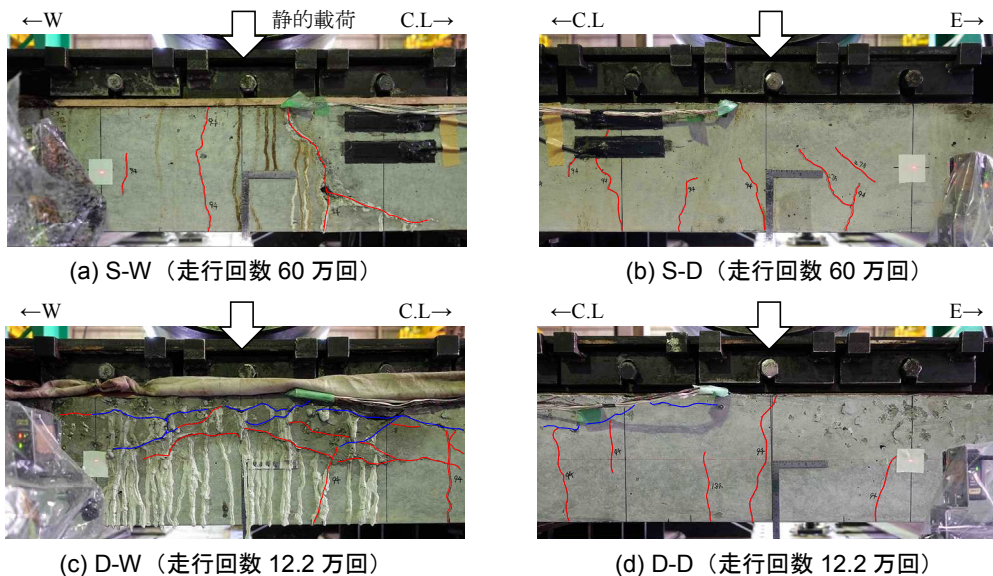
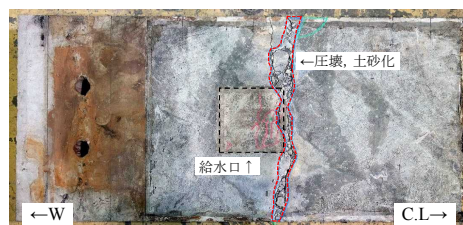


写真-3 試験体側面の状況

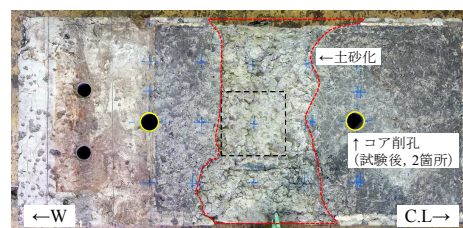
(青：走行前に発生していたひび割れ，赤：走行により発生したひび割れ)

りコンクリートの剥離が生じてたわみが急増したため、せん断破壊に至ったと判断した。写真-4(a)には、試験終了時の試験体上面の状況を示しており、試験体幅方向に線状にコンクリートの圧壊領域が形成され、給水口付近では部分的に骨材が分離する様子が見られた。以上より、S-W では、既往の水張り環境下での床版の輪荷重走行試験<sup>4)</sup>により報告されている損傷・破壊過程と同様、上面から貫通ひび割れに水が浸入してひび割れ面がすり磨かれることによる剛性の低下、および、土砂化による圧縮縁でのコンクリートの応力伝達機構の低下が、早期のせん断破壊をもたらしたと推察される。

D-W では、他の試験体と同様に走行初期に曲げひび割れの発生が見られたが、上下に貫通することはなかった。その後、6.3万回までに側面の状況に大きな変化はなかったが、10万回では試験体上半分の膨張材の過剰添加部において走行前に発生していた水平ひび割れの開口とその下方での新たな水平ひび割れの発生が見られた。これらのひび割れからは遊離石灰が滲出し、さらに試験体上半分のコンクリートが濡れ色になっていたことから、この時点で上面側の広い範囲でコンクリートが湿潤状態になっていたことがわかる。写真-4(b)には、試験体終了後に試験体上面に塗布していたエポキシ樹脂を除去し、ハンマー打撃により試験体上面の脆弱部を除去した状況を示す。試験体上面（給水口）においては、6.3万回で部分的な土砂化が生じ、10万回では土砂化範囲が拡大するとともにハンマー打撃によって深さ25mm程度までのコンクリートを容易に除去できる状態であった。その後、試験機のたわみ制限装置が作動した12.2万回では、表面に発生していたひび割れに沿って骨材の分離が見られ、脆弱部を除去すると、給水口全体にわたって深さ30～40mm程度まで土砂化が進行していた。この時点で上面



(a) S-W (走行回数 60 万回)



(b) D-W (走行回数 12.2 万回)

写真-4 試験体上面の状況 (S-W, D-W)

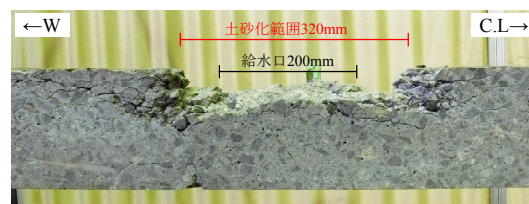


写真-5 試験体切断面の状況 (D-W)

に発生した不陸により走行安定性を確保できなくなったため試験を終了した。試験終了時の土砂化範囲は給水口の寸法200mm×200mmよりも大きく、走行直角方向には試験体幅全長、走行方向には給水口を中心とした300～350mmの範囲であった。また、写真-5は、試験体を走行方向に切断したときの切断面の状況であり、土砂化による著しい断面欠損が生じた箇所の外側には、内部で土砂化が進行する兆候や水平ひび割れの部分的な開口・進行が見られた。これらのことから、D-Wでは、層状ひび割れへの水の浸透に、走行による層状ひび割れの開口

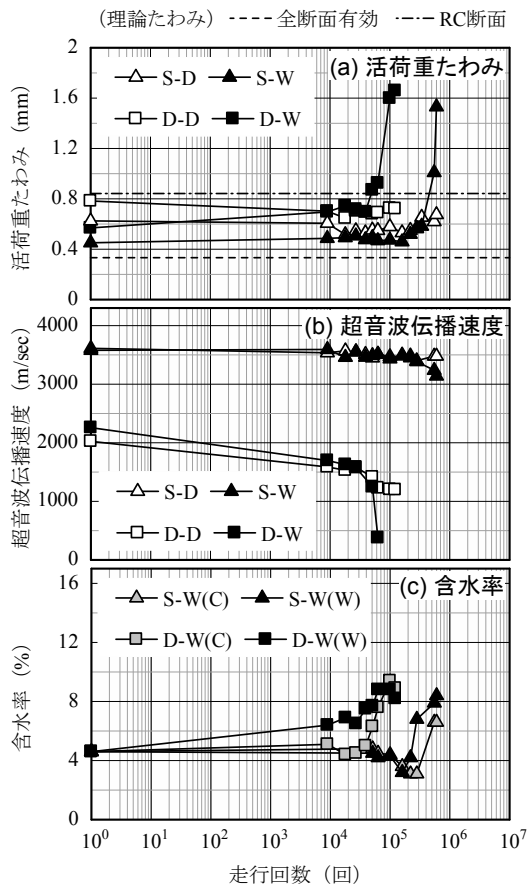


図-3 試験結果 (経時変化)

やポンピング作用が相まって、水の浸透範囲ひいては土砂化範囲が給水口より広範囲に拡大したと考えられる。

#### 4.2 たわみの変化

図-3(a)に、静的載荷により取得したたわみと走行回数 (回) の関係を示す。ここで示すたわみは、載荷時のたわみから除荷時の残留たわみを引いた活荷重たわみであり、弾性支持材のたわみは差し引いている。また、図中には本試験体を集中荷重が作用する単純梁と見なして計算した理論たわみも図示しており、破線はコンクリートを全断面有効、一点鎖線は引張コンクリートを無視した場合の理論たわみを表す。

S-D および D-D では、走行回数の増加とともに徐々にたわみが大きくなる傾向があるが、試験終了までにたわみの急増は見られず、理論たわみの範囲内であった。ただし、2体のたわみを比較すると、D-D においてたわみが大きいことから、層状ひび割れによって疲労耐久性が低下することが示唆される。

S-W では、34 万回まではたわみが S-D と同程度であったが、55 万回以降ではかぶりコンクリートの剥離および上縁コンクリートの圧壊の発生によりたわみが急増した。

D-W では、3.9 万回まではたわみが D-D と同程度であるが、その後たわみが急増した。ただし、この時点で曲げひび割れの著しい開口や斜めひび割れの発生は見られ

ていないことから、このたわみの急増は、構造上の限界状態 (破壊) に達したのではなく、土砂化の進行に伴って試験体有効高さが減少したことによる曲げ剛性の低下に起因するものと推察される。

#### 4.3 超音波伝播速度の変化

図-3(b)に、超音波伝播速度と走行回数 (回) の関係を示す。S-D では、試験前後での超音波伝播速度の低下が数%程度であり、本試験の範囲では、試験体内部にひび割れ等が発生していなかったと考えられる。

S-W の超音波伝播速度は、28 万回までは S-D と同程度であったが、55 万回で急激に低下した。これは、写真-3 や写真-4 に示した下面コンクリートの剥離や上面の圧壊を捉えたものと考えられる。

D-D および D-W では、前述のように走行開始前の時点で超音波伝播速度が健全状態 (S-D, S-W) の 50~60% であったが、9 千回の際にはさらに低下して健全状態の 40~50% になった。これは、走行によって、予め導入されていたひび割れの開閉やせん断変位が繰返されたことで、試験体内で層状剥離が徐々に進行したことを表している。その後、D-D では試験終了までに超音波伝播速度の急激に低下は生じていないが、D-W では 6.3 万回で急激に低下した。試験体側面に損傷の進行や漏水、遊離石灰の滲出が見られたのは 6.3~10 万回の間であったが、超音波伝播速度の低下からは、6.3 万回の時点では試験体内部にこれらが先行して発生していたことが推察される。

#### 4.4 含水率の変化

図-3(c)には、S-W および D-W に関する上側鉄筋位置での含水率と走行回数 (回) の関係を示す。なお、走行回数 1 回目の値は乾燥状態で計測したものである。S-W では、走行開始からしばらくは上側鉄筋位置での含水率に顕著な変化がなく乾燥状態が保たれていたが、28 万回以降に含水率が増加した。試験終了時には、弾性支持材上の試験体上面側で漏水を伴うひび割れの発生を確認しており、負曲げモーメントやせん断力の作用によるひび割れの発生やエポキシ樹脂の剥離による止水の不具合等によって、給水口以外にも水が浸入した可能性がある。

D-W においては、給水口付近の D-W(W) では 9 千回、中央寄りの D-W(C) では 5.1 万回で乾燥状態に対する含水率の増加が見られ、その後も走行回数の増加とともに徐々に増加した。走行前に実施した水張り試験では上側鉄筋位置にまで水が浸透していなかったが、前述のように、走行に伴う層状ひび割れの開口やポンピング作用によって、水の浸透範囲が徐々に拡大したことがわかる。

#### 4.5 層状ひび割れが土砂化に進展する期間の試算

以上の試験結果から、層状ひび割れが土砂化に進展することで構造物としての安全性や走行性等が著しく損なわれると推察されるが、維持管理の実務においては、各

表一 層状ひび割れから土砂化に至る期間(試算)

項目	試算条件		
	A	B	C
大型車交通量(台/車線/日)*1	100	400	600
劣化が進行する期間(日/年)*2	146		
土砂化までの累計走行回数(回)*3	122,000		
土砂化までの期間(年)	8.4	2.1	1.4

仮定

\*1 実橋での大型車交通量から仮定

\*2 アメダスデータ(年間の降雨日数)を基に、1年のうち146日で床版が湿潤状態にあり、この間に層状ひび割れが土砂化に進展すると仮定

\*3 輪荷重走行試験結果(D-W)から仮定

種性能低下が生じるまで期間を勘案して早急に対策を講じる必要があるか否かを判断することが求められる。そこで、本試験結果を基に、層状ひび割れが土砂化に進展するまでの大よその期間を把握するための試算を行った。

表一には、試算条件および試算結果を示す。各条件の違いは1車線当たりの大型車交通量(以下、交通量)であり、試算AおよびBでは、既往の調査<sup>9)</sup>により層状ひび割れの発生が確認されている橋梁における交通量を基に交通量を100台/日および400台/日とし、試算Cでは、過去に著者らが土砂化発生状況の分析<sup>9)</sup>を実施した際の対象橋梁における平均的な値を基に交通量を600台/日とした。また、北海道内の主要なアメダス観測所における年間の降水日数を参考に、年間146日(1年のうち40%の期間)を輪荷重走行と水の影響により劣化が進行する期間とし、その間の材料劣化の進行や、その他の期間での劣化の進行は無視した。なお、本試験では許容応力度を大幅に超過しない範囲で試験を行ったことから、土砂化に至るまでの累計走行回数として、D-Wにおける走行回数12.2万回をそのまま採用した。

層状ひび割れが土砂化に進展する期間は、表一に示すように、試算Aで8.4年、試算Bで2.1年、試算Cで1.4年になった。本試算結果は多くの仮定を含むものであり、必ずしも実橋での土砂化発生を正確に予測するものではないが、定期点検要領<sup>3)</sup>で規定される点検頻度(5年に1回)や対策までの期間(対策区分C1, C2の場合には5年程度以内)を一つの目安にすると、床版上面への水の供給状況や大型車交通量によっては、層状ひび割れは発生してから5年以内で土砂化に進展する可能性がある<sup>10)</sup>と示唆される。

## 5. おわりに

本研究では、寒冷地を中心に発生事例が報告されている床版の層状ひび割れに関して、北海道内の国道橋を対象にした発生状況の調査を行った。また、輪荷重走行下で層状ひび割れから土砂化に進展するメカニズムや期間を把握するため、層状ひび割れの発生を模擬したRC

梁試験体の輪荷重走行試験を実施した。その結果から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 床版における層状ひび割れは北海道全域で発生していることを確認した。
- (2) 層状ひび割れが発生した床版が湿潤環境下で輪荷重走行の影響を受ける場合、層状ひび割れへの水の浸透に、輪荷重走行による層状剥離の促進とポンピング作用が組み合わさることで、土砂化が急激かつ広範囲に進行する場合がある。
- (3) 水の供給状況や大型車交通量によっては、層状ひび割れは数年以内で土砂化に進展する可能性があることを示唆した。

本研究は、ごく限られた条件下で層状ひび割れが土砂化にまで進展する過程を模擬したものであり、実橋においては、層状ひび割れが発生している深さ、範囲、部位(桁や輪荷重走行位置との位置関係)や水の供給状況(舗装や防水層の状態等)によってその過程は異なると考えられる。今後は、追加試験を実施するなどにより土砂化に進展しやすい条件を整理していきたい。

## 謝辞

本研究の実施に際し、国土交通省北海道開発局より実橋における調査資料をご提供いただきました。ここに付記し、感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 澤松俊寿, 岡田慎哉, 西弘明, 三田村浩, 松井繁之:46年間供用した寒冷地における道路橋RC床版の劣化損傷状況, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, I-414, 2013
- 2) 伊戸康清, 島田守, 五島孝行, 柴田辰正, 大田孝二:アルカリシリカ反応で損傷した道路橋床版—橋梁インフラの維持補修事例の紹介—, 土木技術資料, Vol.55, No.8, pp.56-59, 2013
- 3) 国土交通省:橋梁定期点検要領, 2014
- 4) 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, 第9回コンクリート工学年次論文報告集, pp.627-632, 1987
- 5) 角間恒, 佐藤孝司, 西弘明:北海道において複合劣化を受けた鋼橋RC床版の調査事例, 寒地土木研究所月報, No.770, pp.13-18, 2017
- 6) 角間恒, 白戸義孝, 西弘明, 松田有加, 松本高志:北海道における道路橋RC床版の土砂化発生傾向の整理, 平成29年度土木学会北海道支部論文報告集, 第74号, A-38, 2018