

道路橋RC床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響

Influence of Frost Damage on Fatigue Failure of RC Deck Slabs on Road Bridges

三田村浩*, 佐藤京**, 本田幸一***, 松井繁之****

Hiroshi Mitamura*, Takashi Satou**, Kouichi Honda***, Shigeyuki Matsui****

*博工, 土木研究所寒地土木研究所, 構造チーム主任研究員(〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸 1-3-1-34)

**土木研究所寒地土木研究所, 構造チーム研究員(〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸 1-3-1-34)

***北海道開発局, 道路維持課長(〒060-8511 北海道札幌市北区北 8 条西 2 丁目札幌第 1 合同庁舎)

****工博, 大阪工業大学教授, 八幡工学実験場構造実験センター(〒614-8289 京都府八幡市美濃山一ノ谷 4)

In cold, snowy Hokkaido, some concrete deck slabs are suffering from punching shear failure even though the crack density at the lower surface is not high. On these slabs, fatigue failure is observed on the upper surface. This study examines the influence of frost damage on the fatigue failure of reinforced concrete deck slabs by fatigue tests on frost-damaged bridge concrete deck slabs and model slabs using a wheel running machine. The study found that when frost damage propagates to 1 cm depth, the fatigue strength of the concrete deck slab drops 1/10 of that of a sound slab, and when it propagates to 3 cm depth, the fatigue strength drops 1/200 of that of a sound slab.

Key Words : bridge concrete deck slab, wheel load experiment, frost damage, fatigue failure

キーワード : 道路橋床版, 輪荷重走行試験, 凍害, 疲労寿命

1. はじめに

道路橋の鉄筋コンクリート床版(RC床版)の疲労損傷は, 大型車による輪荷重の繰り返し作用によって生じ, 特に昭和40年代前後に架設された橋梁のRC床版は配力鉄筋が少なく, 疲労耐久性は極めて小さい¹⁾. 北海道においてもその傾向は同様であるが, 最近, 確認されている床版の押抜きせん断破壊は, 大型車交通量が多い市街地近郊ではなく, 比較的交通量の少ない地方部においても発生している. 床版損傷の実態調査を行うと, 床版下面のひび割れが橋軸直角方向の1方向だけであり, ひび割れ密度も $3\text{m}/\text{m}^2$ 以下と少ない. また, アスファルト舗装を撤去すると, 床版の上面コンクリートがスケーリングや砂利化していることが判明した. ここに, 床版の上面とは, 上面側鉄筋のかぶりコンクリート部分を対象とする.

積雪寒冷地である北海道の橋梁では, 冬期間の除雪の際に路肩や地覆に残雪が滞積する. 日照により融雪水となり, やがて床版上面へ浸透して滞水すると, 凍結融解作用により, 床版上面がスケーリングや砂利化などの劣化現象を受ける.

RC床版の上面が劣化すると, 曲げやせん断の有効断面が小さくなり, 疲労耐久性が大きく低下することが予想されるが, これまでは, RC床版の補修の有無の判断は主に床版下面のコンクリートのひび割れに着目してきた²⁾.

著者らは, 凍害作用を受けた床版の破壊プロセスや疲労寿命の影響について検証し, 積雪寒冷地におけるRC床版の維持管理手法について検討することを目的として, 凍害劣化が原因で打ち替えられた実際の道路橋床版を切り出し, それを試験体として整形し輪荷重走行試験を実施した.

2. 床版上面の凍害と押抜きせん断破壊の事例

凍害は, コンクリート内の空隙に侵入した水分の凍結融解の繰り返しにより, 表面のスケーリングが起き, やがてポップアウト, 砂利化へと進展する. 写真-1~3にて北海道内における床版の凍害事例を紹介する.

これらの橋梁の架設年次は, いずれも昭和30年代後半から40年代前半である. 当時の橋梁では, 床版への防水工は考慮されておらず, 床版内部への水の浸入に対

する予防保全がなされていない。また、特に横断勾配や縦断勾配の低い、滞水しやすい箇所では凍害劣化現象が起りやすく、併せて活荷重衝撃が伴う場合には損傷が著しく進行することが想定される。

スケーリング事例を写真-1に示す。アスファルト舗装のひび割れや剥離が車輪の走行ラインで顕著となり、その修繕工事を行う際に確認されたものである。舗装を撤去した直後の鉄筋露出はごくわずかであったが、交通切り替え中に、スケーリングにより脆弱化していた上面コンクリートが輪荷重によって砂利化し、地覆前面に堆積している状況である。この床版では、床版支間の中央に縦桁を増設して曲げやたわみを抑制する補強工法が過年度に実施されている。

次に、舗装直下ですでに砂利化現象まで至っていた事例を写真-2に示す。舗装を撤去したところ、ハンマーの軽い打撃で容易に砂利化するほど劣化しており、その深さは8cm程度まで至り上面側鉄筋が完全に露出している。また、コンクリートは湿潤状態で、砂利化したコンクリート内部は滞水が確認された。降雨後ではなかったことから、概ね常時滞水していることが予想される。また、この橋の床版下面には、全面に鋼板接着補強が実施されており、押抜きせん断破壊には至っていないが、水抜き管等の排水装置が無かったことから、鋼板接着が滞水の主要因になっていると考えられた。

写真-3には、実際に押抜きせん断破壊に至った事例を示す。写真左上が外側線、写真には納まっていないが手前側に伸縮装置がある。床版下面の状況を確認したところ、ひび割れは橋軸直角方向に数本見られるのみで、押抜きせん断破壊の前兆に示される二方向ひび割れには至っていなかった。ただし、床版上面については、舗装と床版の境界に水の滲出が見られ、床版コンクリートは、写真-1や写真-2と同様にスケーリングや砂利化が生じていた。

写真-3に示す橋梁床版のように、床版下面の劣化損傷程度が小さくても、上面の劣化状況によっては押抜きせん断破壊に至る事例が発生しており、積雪寒冷地における橋梁床版の維持管理において、上面の劣化に対する補修判定や予防措置が特に重要であると考えられる。

3. 試験体概要

3-1. 実橋床版を用いた試験体

実橋床版を用いた試験体（以下：実橋試験体）は、北海道のほぼ中央に位置する、上川郡上川町層雲峡の石狩川を渡河する道路橋から切り出した床版を用いた。表-1に橋梁概要、図-1に架橋位置と架橋地域の凍害危険度を示す。本橋の架橋地点は北海道の中央部地域の凍害危険度が最も高い危険区域（危険度5）にあり、昭和38年に架設され、42年が経過した平成17年度に凍害の劣化損傷が原因で床版の全面打ち替えが行われている。



写真-1 床版上面のスケーリング



写真-2 床版上面の砂利化現象



写真-3 砂利化後の押抜きせん断破壊

表-1 実橋の橋梁概要

橋種	単純開断面箱桁
橋長	L = 56.4m
架設年次	昭和38年（供用42年間）
適用示方書	昭和31年鋼道路橋設計示方書

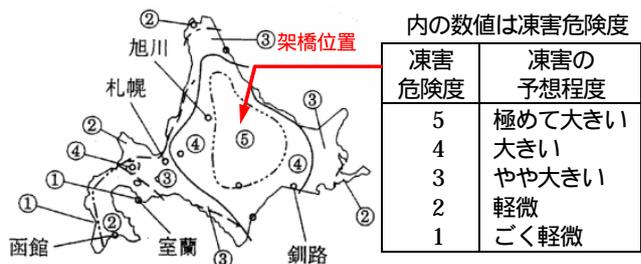


図-1 実橋床版を用いた試験体の橋梁位置図と凍害危険度

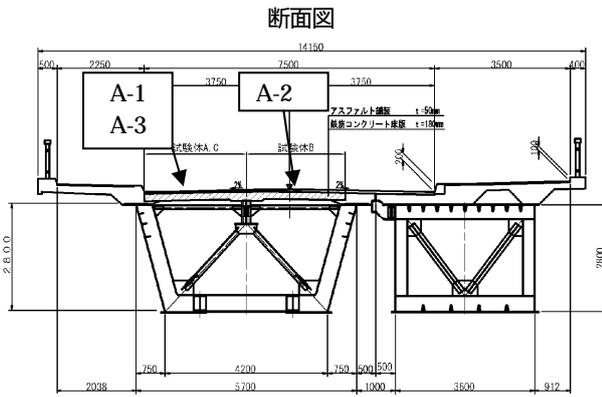


図 - 2 実橋床版の切り出し箇所

図 - 2 に、切り出した床版の断面位置を示す。断面図左車線からは支間の 1/4, 3/4 付近の 2 箇所、右車線から同 1/4 付近の 1 箇所を切り出して、表 - 2 に示した A-1 ~ A-3 の実橋試験体として用いた。これらの床版上面は、全面的に凍害によるスケールが発生していた。

実橋試験体 A-1, A-2, A-3 (以下: A-1, A-2, A-3) は、図 - 3 と写真 - 4 に示すように、中央部 2.35m × 1.65m を実橋床版部として、周辺を幅 32.5cm のコンクリートを新規に打設して整形し、全体の寸法は走行方向に 3.0m、支間方向に 2.3m である。設計図面の床版厚は 18cm であったが、スケールの影響で床版上面の表面コンクリートが全体に剥離しており、試験体製作時に周辺端部を測定したところ、概ね 15 ~ 17cm 程度に減少していた。

試験体上面のスケール状況を写真 - 5、同下面の状況を写真 - 6 に示す。床版上面は凹凸が激しく、軽いハンマーの打撃で欠損する箇所も残存していた。一方、床版下面の状況は、走行方向に対して直角方向のひび割れが確認され、ひび割れ幅は 0.15mm 程度、ひび割れ密度は 2 ~ 6m/m² で、部分的にエフロレッセンスの滲出も見られた。なお、実験に先立ち、実橋床版部の整形重複範囲からコアを採取し、中性化・アルカリ骨材反応・塩分量含有試験を行い、他の要因によるコンクリート劣化の有無を把握した。表 - 3 に結果を示すが、これらは床版の耐久性を大きく低下させる要因となっていない。塩分量含有試験による表面部では、鉄筋の腐食発生限界濃

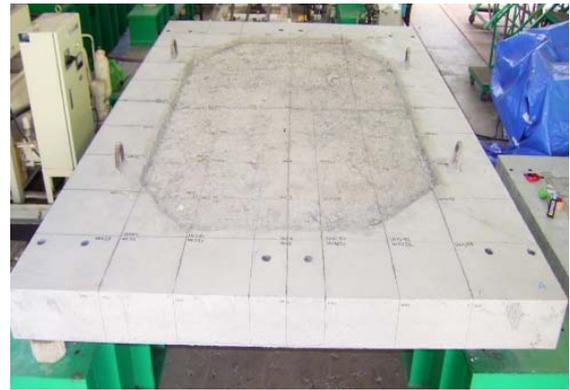


写真 - 4 試験体整形後

表 - 2 試験体概要

名称	版厚 T	コンクリート強度	鉄筋量	備考
A-1	153mm	45.5 N/mm ²	上側 16@200	実橋
A-2	155mm	41.0 N/mm ²	下側 16@100	
A-3	165mm	49.8 N/mm ²	配力筋(共通)	
A-S	180mm	40.1 N/mm ²	13@200	製作
A-SD	170mm	35.9 N/mm ²	材質: SR235	

実橋部分における中央から十字方向端部 4 点の厚さ平均値

度である 1.2kg/m³ に近い値を示す試料もあったが、鉄筋位置においては 0.1kg/m³ 以下であり、目視でも鉄筋腐食は認められなかったため、床版の疲労寿命を低下させる影響は小さいと思われる。

3-2. 再現モデル製作試験体

次に、これら A-1 ~ A-3 との対比として、床版厚、平面寸法、配筋量を実橋の設計図面と同じとした基準試験体 A-S (以下: A-S) と、上面劣化を再現するために上面圧縮側のかぶり部分を 1cm 薄くした試験体 A-SD (以下: A-SD) を製作した。これらの試験体概要を表 - 2 および図 - 8 に示す。A-S と A-SD の厚さが異なるため、全厚を T、上側かぶり深さを t1 と表し、A-S は T=180mm、t1=50mm であり、A-SD は T=170mm、t1=40mm である。

表 - 3 実橋床版のコンクリート試験結果

試験項目	劣化の種類	試験結果			判定基準
		試料 1 (A-1)	試料 2 (A-2)	試料 3 (A-3)	
静弾性試験	コンクリート品質	45.5N/mm ²	41.0N/mm ²	49.8N/mm ²	設計 21N/mm ²
		2.62 × 10 ⁴ N/mm ²	2.73 × 10 ⁴ N/mm ²	3.14 × 10 ⁴ N/mm ²	2.35 × 10 ⁴ N/mm ²
中性化試験	中性化深さ	平均 11.1mm (下面から)	平均 13.4mm (上面から)	平均 17.1mm (上面から)	鉄筋かぶり 40mm
塩分量試験	塩害	鉄筋位置で 0.10kg/m ³	鉄筋位置で 0.02kg/m ³	鉄筋位置で 0.02kg/m ³	鉄筋位置で 1.2kg/m ³ 以下
アルカリ骨材 反応試験	アルカリ骨材反応	溶解シリカ量 111mmol/L < アルカリ濃度減少量 126mmol/L			溶解シリカ量が 小さいと無害

静弾性試験の結果については、上段は圧縮強度、下段は弾性係数の値を示す。

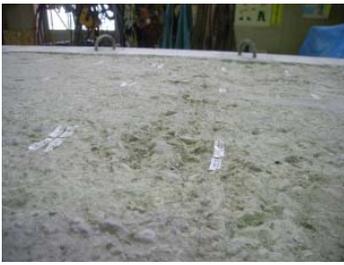


写真 - 5 上面スケーリング



写真 - 6 下面ひび割れ

周囲 325mm 幅は整形用に新たに打設した。
既設床版の配力鉄筋先端部を整形部の新設鉄筋に溶接して荷重載荷影響による鉄筋抜け出しを防止する。

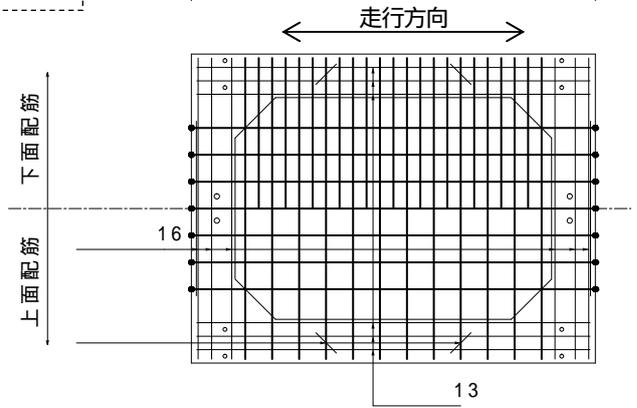
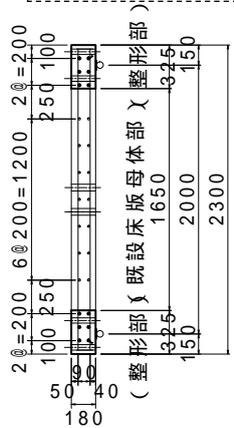


図 - 3 実橋床版の試験体概要

4. 実験概要

4-1. 実験方法

本実験に用いた試験機は、写真 - 7 に示すクランク式であり、その諸元を表 - 4 に示す。

鉄輪からの荷重を試験体に均等に載荷するため、床版上面は樹脂を薄層で固めて不陸調整した上に、図 - 4 に示すように直角方向幅 30cm、走行方向幅 12cm の独立した載荷板を連結して並べ、その上に走行部全長に渡る鉄板を敷設して走行させている。

実験を行う際の主鉄筋方向の支間はいずれも 2.0m とし、その支持条件は単純支持とした。また、走行方向前後の両端の直角方向の支持は、実橋床版の 1 方向性を考慮し、H 形鋼 (150×150) を用いた弾性支持とした。



写真 - 7 輪荷重走行試験機 (クランク式)

4-2. 載荷プログラムと測定項目

図 - 5 に輪荷重走行試験の載荷プログラムを示す。鉛直荷重 130kN より開始して 10 万回走行毎に荷重を漸増させ、破壊に至るまで載荷を繰返す。破壊判定は、図 - 6 に示すように走行回数と床版支間中央のたわみとの関係において、勾配の急激な立ち上がり点を破壊位置と定義した³⁾。

測定項目は、鉄筋ひずみおよび床版たわみとした。たわみ量は図 - 7 に示す試験体全位置で計測した。鉄筋ひずみについては、A-1 ~ A-3 の場合には実橋より取り出した床版のためゲージを設置していない。A-SD には、図 - 8 に示すように、上側と下側を合わせて主鉄筋に 12 箇所、配力筋に 9 箇所ひずみゲージを設置し、A-S はそのうち下面側鉄筋にのみゲージが設置されている。

経時変化については、所定の走行回数において静的載荷と無載荷時の状態で計測を行い、同時にひび割れ状況をスケッチし、ひび割れ密度の変化を確認した。

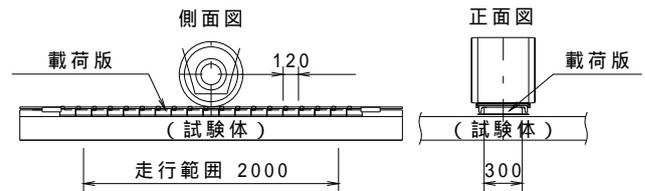


図 - 4 載荷版の設置概要

表 - 4 輪荷重走行試験機の諸元

項目		規格
性能	最大荷重	300kN
	走行速度	1440 往復 / 時
	走行範囲	前後 1.0m
試験体寸法	橋軸方向	3.0m (輪荷重走行方向)
	直角方向	1.8 ~ 2.5m (片側 40cm シフト可)
	床版厚	16 ~ 40cm (治具改良で 40cm 以上も可)

5. 実験結果

5-1. 破壊走行回数

輪荷重走行試験に関する既往の研究成果では、横軸に破壊までの走行回数、縦軸に載荷荷重 (P) と試験体のせん断耐力 (P_{sx}) の比を示す、S-N 図および S-N 式が示されている¹⁾。本実験の結果を整理するに当たり本実験に用いた試験機の仕様や載荷版が大阪大学の仕様と同じであることから以下の松井式を適用することとした。

$$\text{Log}(P/P_{sx}) = -0.07835 \cdot \text{Log} N + \text{Log} C \quad (1)$$

ここに、

N : 対象とする輪荷重 P の繰返し作用回数 (回)

C : 定数 乾燥状態では 1.52

また、 P_{sx} は次の式(2)より算出した。⁴⁾

$$P_{sx} = 2 \cdot B \cdot (\sigma_{max} \cdot X_m + \tau_{max} \cdot C_m) \quad (2)$$

ここに、

P_{sx} : はり状化した RC 床版の押抜きせん断耐力 (N)

B : 輪荷重に対する床版の有効幅 $B = b + 2d_d$ (mm)

b : 橋軸方向の輪荷重載荷幅 (mm)

d_d : 引張側配力鉄筋の有効高 (mm)

σ_{max} : コンクリートの最大せん断応力度
 $= 0.656 \cdot \sigma_c^{0.606}$ (N/mm²)

X_m : 主鉄筋に直角な断面の引張コンクリートを無視した中立軸深さ (mm)

τ_{max} : コンクリートの最大引張応力度
 $= 0.269 \cdot \sigma_c^{2/3}$ (N/mm²)

C_m : 引張側主鉄筋のかぶり深さ (mm)

σ_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

階段荷重載荷の破壊時点の走行回数と、150kN の一定荷重に換算した回数を表 - 5 に示す。一定荷重への換算は、床版の余寿命を交通量から推定する場合を想定し、B 活荷重の後輪荷重 100kN に衝撃係数を考慮し、その他に過積載車輛の混入等の安全率を付加して決定した。衝撃係数は橋梁支間により異なるがここでは 30% とし、安全率は特に定められていないが、1.15 程度を想定して丸めた値で 150kN とした。

換算回数は、マイナーの線形累積被害則から、式(3)を適用して求めた。⁵⁾

$$N_{150} = (P_i / 150)^m \times n_i \quad (3)$$

ここに、

N_{150} : 150kN 一定荷重とした換算走行回数 (回)

P_i : 階段荷重載荷の載荷荷重 (kN)

n_i : P_i の走行回数 (回)

m : 式(1)における S-N 曲線の勾配の逆数
 (m = 1 / 0.07835 = 12.76)

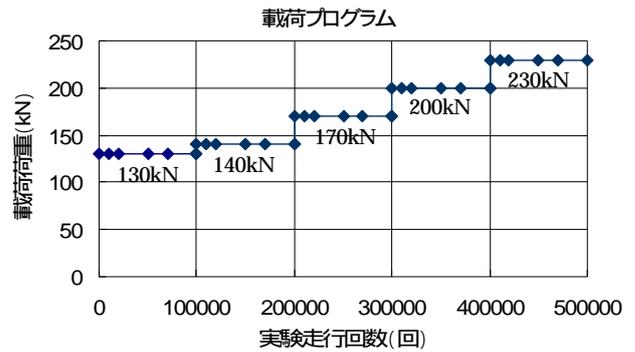


図 - 5 輪荷重載荷プログラム

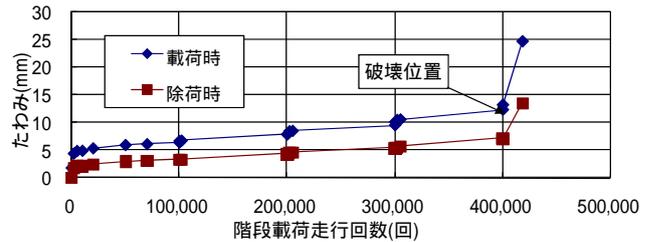


図 - 6 走行回数と変位量関係および破壊位置

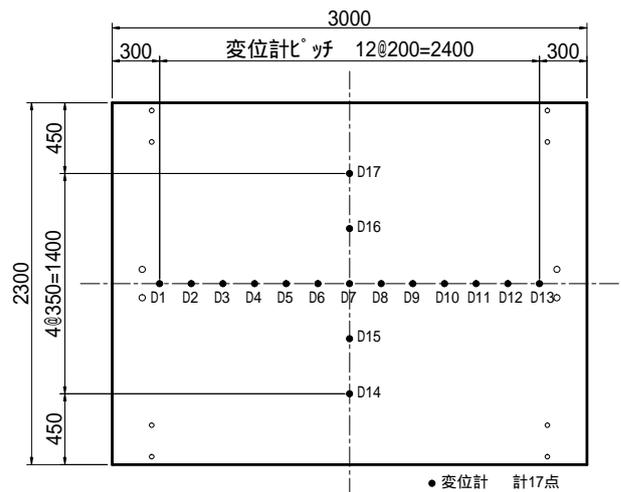


図 - 7 変位計によるたわみ計測位置

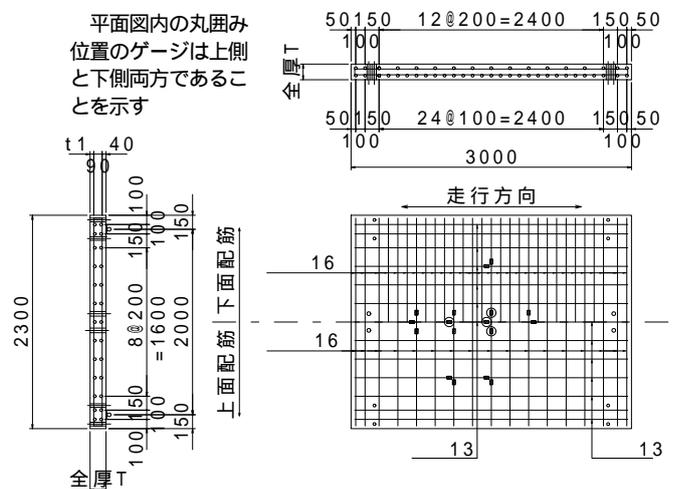


図 - 8 製作床版の試験体概要

A-1～A-3 の破壊に至る走行回数は、150kN 換算回数（以降、換算回数と記す）で約 2～4 万回であり、同じ床版をモデルに製作した A-S の換算回数 635 万回に比べると 1/170～1/370 程度であった。上面 1cm が劣化・消失したと仮定した A-SD の破壊走行回数は 18 万回であり、A-S の 1/35 であった。A-1～A-3 は、A-SD と比べた場合でも約 1/5～1/10 であった。

表 - 5 破壊までの走行回数

試験体	実験走行回数		150kN 一定の換算回数
	破壊時時点	累計回数	
A-1	140kN - 3 千回	103,000 回	17,350 回
A-2	140kN - 52 千回	152,000 回	37,660 回
A-3	140kN - 6 千回	106,000 回	18,590 回
A-S	230kN - 8 千回	408,000 回	6,349,720 回
A-SD	170kN - 26 千回	226,000 回	185,970 回

5-2. 床版たわみの経時変化

破壊までの実験走行回数と、床版中央のたわみの経時変化を図 - 9 に示す。活荷重分のたわみは、荷重を載荷したときのたわみ値から除荷したときのたわみ値を引いた値である。いずれの試験体においても、走行回数 1 万回までは載荷回数に伴ってたわみ量が増加するが、それ以降は変化が小さく、10 万回毎の荷重増加で若干おおきくなるものの安定して推移する。破壊に至る前段の勾配変化点は、A-1 と A-3 は走行回数 7 万回、A-2 は 12 万回、A-S は 32 万回、A-SD は 20 万回以降で見られ、その後急激な立ち上がりを示して破壊に至っている。

5-3. 鉄筋ひずみの経時変化

鉄筋のひずみゲージは、A-1～A-3 には設置しておらず、A-S と A-SD の 2 体に設置した鉄筋ひずみと実験走行回数との関係を図 - 10 に示す。ひずみは、下面側主鉄筋の試験体中央と 60cm 離れた端部の値である。いずれも中央においては、10 万回までは走行回数の増加に伴いひずみも増加するが、それ以降は荷重を増加した際に増加するものの荷重が一定の間は概ね安定する。20 万回以降では、疲労損傷の進行によって残留ひずみが増えることにより、活荷重分のひずみはやや減少する傾向を示している。端部については、20 万回までは中央部で荷重負担しているため、ひずみは小さく、走行回数による変化もほとんど見られない。中央部のひずみが走行回数の増加に伴って減少傾向を示すと、端部におけるひずみの増加傾向が見られ、破壊時には急激な立ち上がりを示している。A-S、A-SD とともに端部ゲージ付近で下面かぶりコンクリートの剥離・剥落現象とともに破壊に至っており、鉄筋ひずみの破壊時の立ち上がりは、中央部と端部で異なっているはそのためであると考えられる。

また、A-SD における上面側鉄筋のひずみと下面側鉄

筋のひずみを線形に結んで得られた中立軸を図 - 11 に示す。中立軸はほぼ上面側鉄筋と同じくらいの位置で、床版表面から 40mm 前後の深さであった。押抜きせん断耐力 P_{sx} 算出時の計算値は 48.8mm であることから、実験値はやや浅い結果であった。

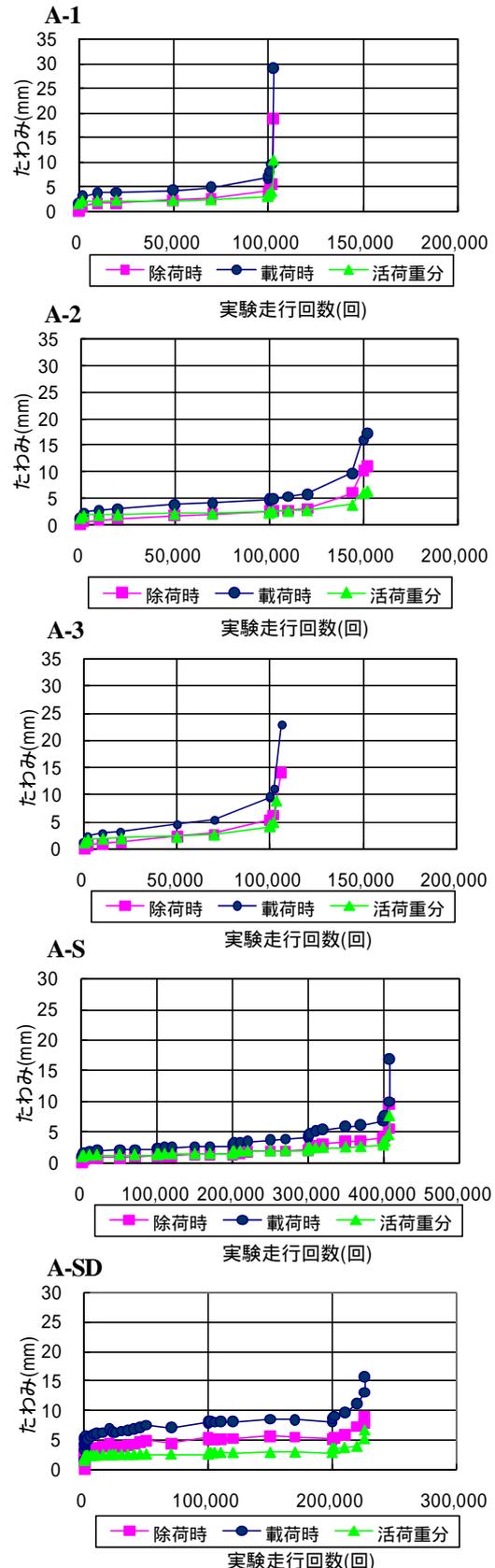


図 - 9 床版中央のたわみ変化

5-4. ひび割れ性状とひび割れ密度

図 - 12 に床版下面のひび割れを示す。A-1~A-3 は、実橋床版を用いていることから、実験開始時と破壊時の両方を示し、A-S と A-SD は、新規製作床版であることから初期ひび割れはなく、破壊時のみ示す。

A-1 と A-2 の実験開始時のひび割れ密度は約 2m^2 であり、主には主鉄筋方向で配力筋方向にもわずかに確認できる。また、A-3 はややひび割れが進行して二方向ひび割れに近い損傷を呈し、密度も約 6m^2 と大きい。製作床版も含めた 5 体の試験体とも、輪荷重走行試験の進行とともにひび割れの増加と、初期ひび割れの進行が見られ、破壊時には二方向ひび割れが全面に広がる。下面のかぶりコンクリートの剥落は、A-1, A-S, A-SD に顕著に見られ、A-2, A-3 では剥離が多く確認された。

実験走行回数とひび割れ密度の関係を図 - 13 に示す。全体に比較的初期の段階でひび割れ密度が大きく増加し、走行回数が増えると増加の割合が小さくなる傾向が見られる。走行回数 2,000 回までの間に、破壊時ひび割れ密度の約 50% に達し、1 万回までの間に約 70% に達しており、以降は緩やかに増加する。鉛直荷重 130kN-2,000 回は、150kN 一定荷重に換算すると 320 回程度であることから、破壊回数に対する比率は A-1~A-3 で 0.8~1.8% に相当し、A-S, A-SD では 0.2% 未満の回数である。松井によると、RC 床版の最終破壊回数を N_f とすると、寿命比 N/N_f によって、破壊に至るまでの過程はおおきく 3 段階に分けられる。このうち、第 1 段階は、 N/N_f が 0~5% の間とされ、輪荷重曲げモーメントによる初期ひ

び割れが急激に発生し、密度が $5\sim 6\text{m}^2$ に達する段階である⁶⁾。実橋の試験体は、実験開始からひび割れを有していたが、走行回数とひび割れ密度との関係からこの第 1 段階にあったと考えられる。

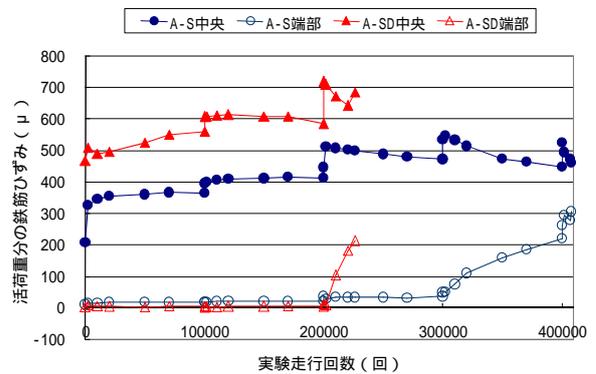


図 - 10 床版下面の鉄筋ひずみ

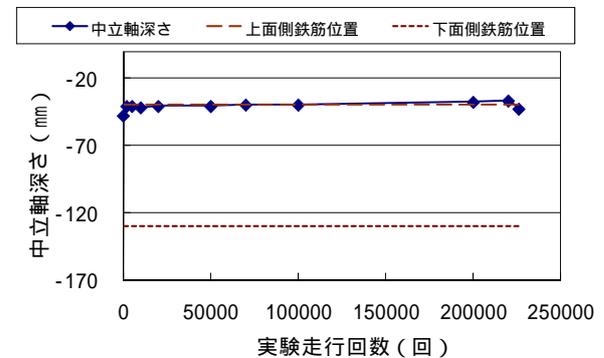


図 - 11 A-SD の中央断面の中立軸

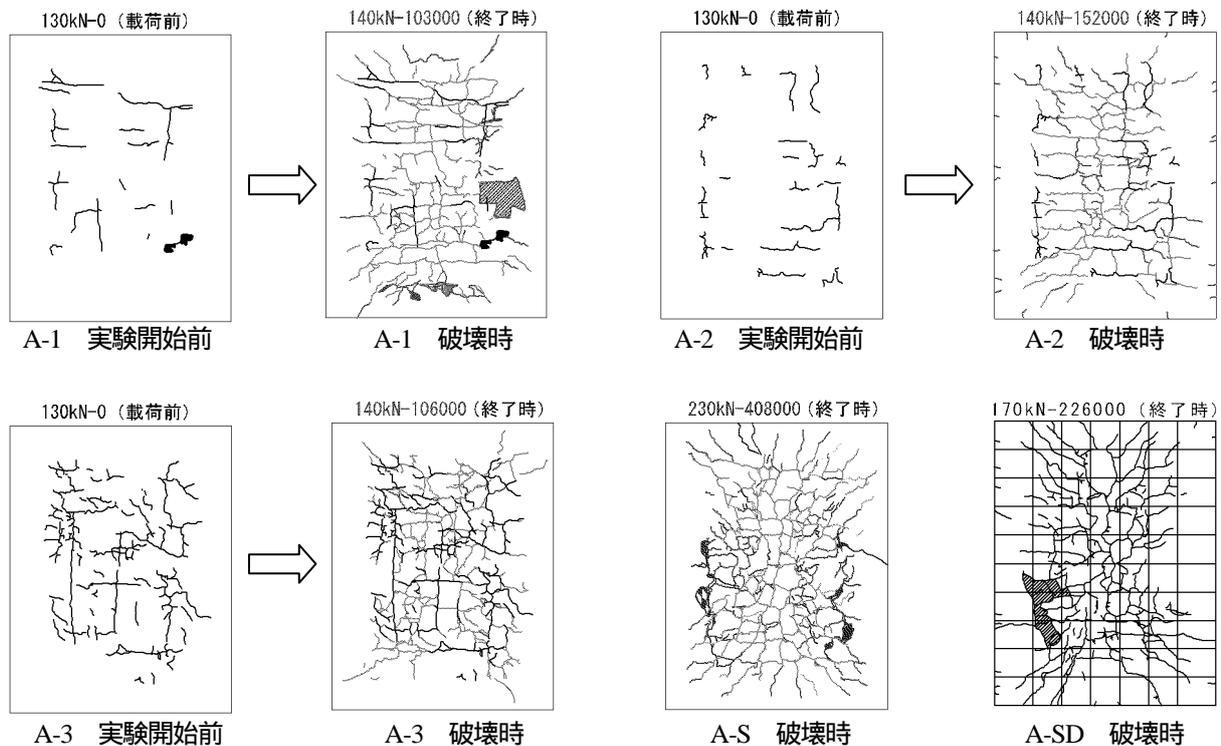


図 - 12 床版下面のひび割れ

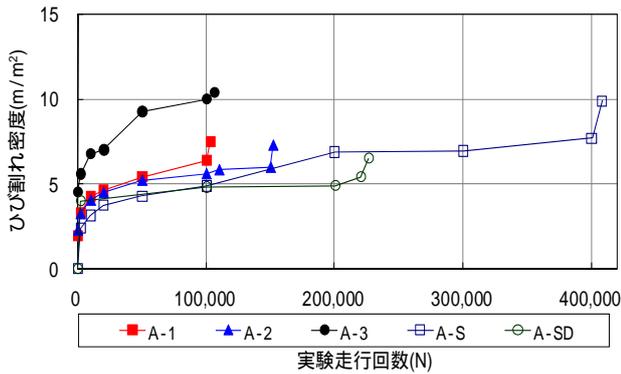


図 - 13 実橋を用いた試験体のひび割れ密度

5-5. 実験後の床版断面

実験終了後の A-1 断面を写真 - 8 に示す。写真は走行部の端部と走行方向の中央部を直角方向に切断した断面である。せん断ひび割れは、車輪走行幅の縁端から床版下面に向かって斜め下方に入り、下面側鉄筋深さで概ね水平移動したあと、再び斜め下方下面まで達している。

6. 考察

6-1. 破壊プロセス

凍害によって、床版上面全体がスケーリングを示す実橋試験体と、同床版をモデル化した製作床版にて輪荷重走行試験を行った。実橋の床版厚は設計値が 18cm であったが、A-1～A-3 は、それぞれスケーリングと部分的な砂利化によって、実験開始時点で 16～17cm 程度の厚さになっていた。

ひび割れ密度やたわみの増加傾向および破壊時の状況から、凍害劣化が生じた床版においても、新設した床版と同様の過程でせん断破壊に至っている。

走行回数の増加とともに、たわみやひび割れ密度が増加し、破壊時に近づくと、ひび割れの開閉が大きくなり、鉛直方向にズレが発生し、角欠けが生ずる。破壊時直前には載荷板縁端から床版厚さ程度離れた位置でかぶりコンクリートが剥離、その後剥落した。

写真 - 8 に示すとおり、凍害を受けた床版も既往の床版実験の結果と同様な破壊形態であり、凍害によってせん断破壊面の形状が異なることはなく、劣化分だけ有効厚さが薄くなった床版とみなすことができる。

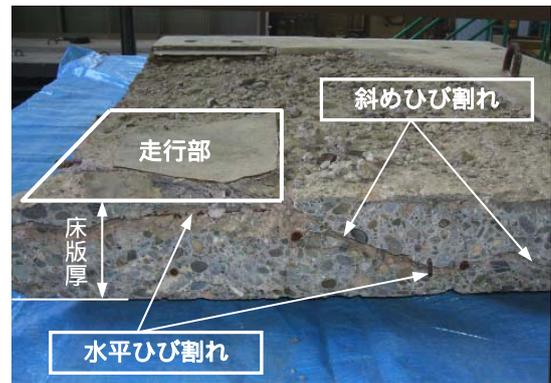


写真 - 8 A-1 試験体の実験後の中央部断面

6-2. 床版上面の凍害劣化影響

せん断強度比と 150kN 一定荷重に換算した走行回数 の結果を図 - 14 の S-N 線図に示す。せん断強度比 S は、表 - 6 より P_{sx} を算出し、一定荷重とした 150kN を P として求めた。中立軸深さは、A-1～A-3 および A-S で実験値が得られないことから、A-SD も含めて全て計算値を用いた。中立軸の深さを計算する際の鉄筋の弾性係数は $E_s=200,000\text{N/mm}^2$ とし、コンクリートの弾性係数 E_c は、大阪大学の研究で採用されている推定式で、コンクリート圧縮強度 c から求められる次式を用いた。

$$E_c = 20,600 + 900 \times (c - 30) \quad (4)$$

ここに、

$$E_c : \text{コンクリートの弾性係数 (N/mm}^2\text{)}$$

A-S の疲労寿命は松井式よりも若干上回る結果であり、その他は下回る結果となった。A-1～A-3 については、スケーリングや砂利化によって、実験開始時に欠損していた厚み以上に劣化深さが進行していたことが要因であると考えられる。A-SD の場合には、製作床版であり疲労走行回数が松井式から少し外れるが、これは上述する A-1～A-3 にみられる上面劣化が要因とは想定できない。また、同じく製作した A-S も反対に上回っているが、これらの違いを説明するためには試験体数が少ないことから、今後の課題として検討していく必要がある。図中の凡例は、A-S を除き、色塗りは実験結果を示し、白抜きは仮定した結果を示すもので、その仮定については次項で考察する。

表 - 6 RC 床版の押抜きせん断耐力 P_{sx} の算出一覧表

試験体名	単位	A-1	A-2	A-3	A-S	A-SD
コンクリート強度 c_k	N/mm ²	45.50	41.00	49.80	40.90	35.90
最大せん断応力度 $s_{max}=0.656 c_k^{0.606}$	N/mm ²	6.63	6.23	7.01	6.22	5.75
引張側コンクリートを無視した中立軸 X_m	cm	3.911	4.148	4.113	4.913	4.881
載荷板の配力筋方向の辺長 b	cm	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
引張側配力筋までの有効高 d_d	cm	9.85	10.05	11.05	12.55	11.55
梁状化したときの梁幅 $B=b+2d_d$	cm	31.70	32.10	34.10	37.10	35.10
最大引張応力度 $t_{max}=0.269 c_k^{2/3}$	N/mm ²	3.43	3.20	3.64	3.19	2.93
引張主鉄筋のかぶり厚さ C_m	cm	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
$P_{sx}=2 \cdot B \cdot (s_{max} \cdot X_m + t_{max} \cdot C_m)$	N	251380.56	248081.90	295934.33	321425.94	279295.97
再計	kN	251.38	248.08	295.93	321.43	279.30
せん断強度比 $S=P/P_{sx1}$ ($P=150\text{kN}$)	-	0.60	0.60	0.51	0.47	0.54

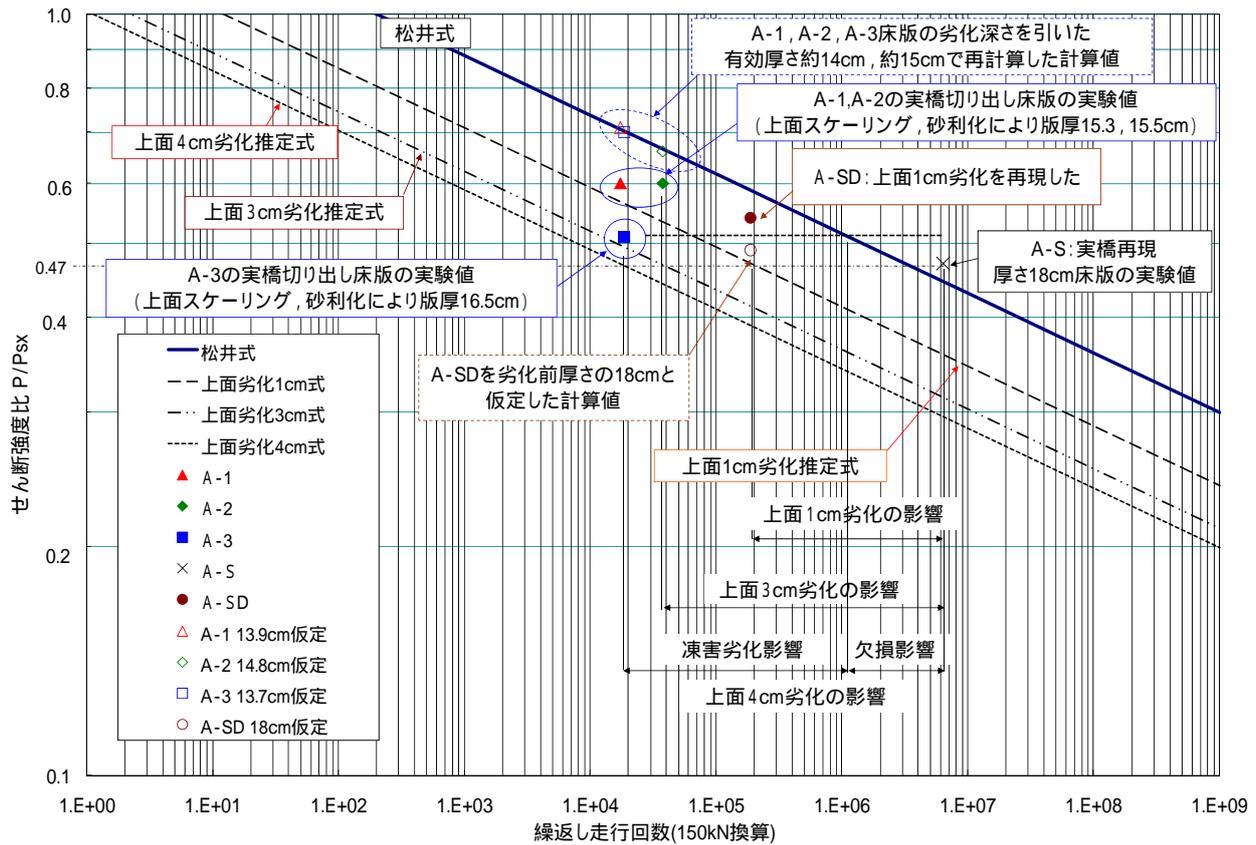


図 - 14 せん断強度比 $S (=P/P_{sx})$ と換算走行回数 N の S-N 線図

A-SD は、A-S 床版の上面側かぶり部分の 1cm が劣化して失われたことを想定した床版であり、色塗りの点は、 P_{sx} を実際の試験体厚さ 17cm で計算した点である。実橋の床版である A-1 ~ A-3 の色塗りの点は、表 - 2 に示す平均厚さを用いて P_{sx} を計算した点である。もしも残存した版厚にそれ以上の劣化影響が無ければ、松井式にほぼ近似すると思われるが、結果は疲労寿命が下回っており、A-1 ~ A-3 の上面では、疲労寿命に影響する劣化部が残存していたものと考えられる。ここで、実橋はすでに 42 年間供用された床版であり、切り出した時点までの下面ひび割れの影響及びエフロレッセンスの滲出にみられる水の浸透の影響も考えられる。しかし、これらは前述の 5-4 で述べたように、ひび割れ密度から判断した場合、その破壊過程は第 1 段階にあり、疲労寿命への影響は小さいと考えられ、ここでは、A-1 ~ A-3 の疲労寿命の低下は概ね凍害劣化によるものと推察できる。

上面劣化の程度と疲労寿命の低下との関係を求めるには、実際にどの程度の深さまでが、RC 床版の疲労耐久性に対して考慮すべき劣化部であるかを知る必要がある。コンクリートの正確な凍害深さの測定は研究段階であるが、ここでは、本研究所で試験実施されている、超音波伝播速度の測定から、凍害劣化の深さの推定を試みた⁷⁾。

载荷実験の終了した A-2, A-3 において、せん断破壊の影響を受けていない整形部付近から 2 本のコアを採取

した。コアは、直径 6.8cm で、深さは設計厚さ 18cm の中央値である 9cm を目指し 現状の床版上面から 7cm の深さまでとした。採取したコアは、48 時間乾燥機に入れ、内在するひび割れや空隙内の水の影響を排除した後に測定した。

超音波伝播速度の測定結果を表 - 7 に示す。A-2 から採取したコア 1 では、深さ 1cm の値が 2cm 以深よりわずかに小さな値を示すが、深さ方向にほぼ同様と考えられる。A-3 から採取したコア 2 では、深さ方向に値が大きくなる傾向を示し、深さ 1 ~ 4cm の値が、深さ 5 ~ 7cm と比較して明らかに小さく、コア 1 と比べても小さな値であった。最大伝播速度 3.90 km/sec に対して、2.60km/sec は 66%相当であった。

凍害影響の有無を超音波伝播速度で判別する境界値の目安を 4.0km/sec 程度と考えると⁷⁾、コア 1 は採取した 7cm 全体が凍害の影響を受けていることとなる。コア 2 については、深さ 5 ~ 7cm の値は概ね 4.0km/sec 程度に近似しており、深さ 1 ~ 4cm までが凍害影響範囲と考える

表 - 7 超音波伝播速度の測定結果

深さ (cm)	超音波伝播速度 km/sec						
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
コア 1	3.39	3.58	3.55	3.55	3.55	3.53	3.57
コア 2	2.60	3.14	3.40	3.49	3.88	3.88	3.90

ことができる。

超音波伝播速度の値がどの程度まで低くなると、床版の疲労寿命に影響する劣化部と判定すべきか、本実験の結果だけでは、その相関は明らかではない。しかし、本実験の結果では、開始時に有していた床版厚よりも耐力力が減少していたことから、床版上面にはさらに劣化部を含んでいたものと考えられ、今後、上面劣化の深さを探る上でもひとつの指標となり得る可能性はある。

6-3. 凍害劣化を受けた床版の余寿命予測式の推定

A-1～A-3は、実際の状態と、超音波伝播速度の測定から、上面が凍害劣化の影響を受けており、図-14に示す結果から凍害の影響によって疲労寿命が小さくなっていると推察した。そこで、換算走行回数は実験結果として、鉄筋位置などは変えずに上面のかぶりコンクリート厚さからさらに劣化している分の深さを減じた条件で P_{sx} を算出してS-N線図にプロットした。また、A-SDは上面のかぶりコンクリート1cmが劣化して考慮しないことを想定した床版であることから、18cmの床版であると仮定して P_{sx} を算出し、換算走行回数を同じにしてS-N線図にプロットした。

図-14の色抜きの凡例がそれらの仮定によりプロットした点である。仮定した厚さを、A-1は13.9cm、A-2は14.8cm、A-3は13.7cmとしたとき、松井式に良く一致している。この仮定によるせん断強度等の計算結果を表-8に示す。凍害劣化により考慮できない厚さは、仮定した厚さと実験開始前に測定した厚さ(表-2の版厚T)との差であり、A-1では1.4cm、A-2は0.7cm、A-3は2.8cmとなる。また、A-1とA-3は実験開始時に測定した平均厚が1.2cm異なるにもかかわらず、疲労走行回数が同程度であったのは、18cmの床版厚からの凍害劣化深さがともに同じ程度であったからと思われる。

疲労寿命の低下が凍害劣化の影響であるとする、この仮定した厚さより上方部分が劣化部であると想定することができる。実橋床版の設計厚さ18cmから考えると、開始前に剥離していた分も含めて、A-1で4.1cm、A-2で3.2cm、A-3では4.3cmが疲労寿命に影響する劣化深さで

あったと推察される。

一方、A-SDは、実橋床版とは逆の考え方になる。A-1～A-3は劣化部を除いた有効な厚さが分からず、実験の結果から推定したが、A-SDは製作時の厚さ17cmが劣化後の有効厚とみなされる。これを厚さ18cmの床版としてプロットした点は、A-Sの上面が1cm劣化した床版の疲労寿命相当であると推察できると考えた。

コンクリート圧縮強度の違いによるせん断強度比の差も含まれることから、本研究におけるA-Sとの疲労寿命の差が純粋な劣化影響とは言えない場合も考えられるが、実橋の床版A-2が約3cm、A-1とA-3が約4cmの劣化と、本実験においては比較的明確な差が得られている。本実験の範疇として、床版上面に凍害劣化を受けた場合の疲労寿命予測式を式(5)式(6)式(7)に示す。なお、式の傾きは松井式と同じとして、A-Sのせん断強度比0.47とA-SDの換算走行回数との交点を通る式を上面1cm劣化の式とし、縦軸の切片の値を変えてこれを推定した。これと同様にして、A-1、A-3の換算走行回数を平均した値との交点を通る上面劣化4cmの式、A-2の換算走行回数との交点を通る上面劣化3cmの式を推定した。

$$\text{上面 1cm 劣化 } \log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.22 \quad (5)$$

$$\text{上面 3cm 劣化 } \log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.07 \quad (6)$$

$$\text{上面 4cm 劣化 } \log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.02 \quad (7)$$

式(1)と上式を用いて、事例として実橋相当のせん断強度比0.4を想定した場合の疲労寿命を比較すると、表-9の結果が得られる。床版上面が凍害劣化を受けて有効厚が減少すると、せん断耐力が小さくなり、疲労寿命としては、劣化の無い床版に比べて、1cm劣化した場合は約16分の1、3cm劣化した場合には約100分の1、4cm劣化した場合には約170分の1に低下すると推定される。

6-4. 凍害劣化を受けた床版の劣化度

床版の上面劣化の影響について、たわみによる劣化度より検討する。松井の研究では、道路橋の床版において確認されるひび割れ密度は 10m^2 程度が最大である⁶⁾。

表-8 劣化深さを除く有効厚さを仮定した押抜きせん断耐力 P_{sx} の算出一覧表

試験体名	単位	A-1 13.9cm仮定	A-2 14.8cm仮定	A-3 13.7cm仮定	A-SD 18cm仮定
コンクリート強度 ck	N/mm ²	45.50	41.00	49.80	35.90
最大せん断応力度 $s_{max}=0.656 ck^{0.606}$	N/mm ²	6.63	6.23	7.01	5.75
引張側コンクリートを無視した中立軸 Xm	cm	3.462	3.918	3.278	5.197
載荷板の配力筋方向の辺長 b	cm	12.00	12.00	12.00	12.00
引張側配力筋までの有効高 dd	cm	8.45	9.35	8.25	12.55
梁状化したときの梁幅 $B=b+2dd$	cm	28.90	30.70	28.50	37.10
最大引張応力度 $t_{max}=0.269 ck^{2/3}$	N/mm ²	3.43	3.20	3.64	2.93
引張主鉄筋のかぶり厚さ Cm	cm	4.00	4.00	4.00	4.00
$P_{sx} = 2 \cdot B \cdot (s_{max} \cdot X_m + t_{max} \cdot C_m)$	N	211970.29	228464.12	213971.05	308692.41
再計	kN	211.97	228.46	213.97	308.69
せん断強度比 $S=P/P_{sx1}$ ($P=150\text{kN}$)	-	0.71	0.66	0.70	0.49

床版コンクリートの全断面を有効としたたわみ量を劣化度がゼロの状態とし、中立軸から下方のコンクリートを無視したたわみ量を劣化度1の状態とすると、任意の床版劣化度はそのたわみ量から式(8)で表される。また、床版の劣化が活荷重による疲労劣化に限定され、塩害や凍害等の劣化要因を考慮しない場合、ひび割れ密度が 10m^2 で劣化度が1であるという相関が得られている⁹⁾。

$$\text{劣化度 } D = (W - W_0) / (W_c - W_0) \quad (8)$$

ここに、

- D : 床版の劣化度
- W : 床版のたわみ値(mm)
- W_0 : 床版コンクリート全断面を有効とした理論たわみ値(mm)
- W_c : 中立軸より下方のコンクリートを無視し、直交異方性を考慮した理論たわみ値(mm)

本実験で用いた A-1 ~ A-3 のように、活荷重による疲労劣化以外に、いわゆる凍害を受けている状態の、劣化度がどのように表されるか検討した。A-1 ~ A-3 および A-S と A-SD の理論たわみを、FEM による線形解析から薄板・異方性板のたわみ値として算出した。解析条件を表 - 10 に、その計算結果を表 - 11、図 - 15 に示す。A-1 ~ A-3、A-S の厚さは劣化前の 18cm とし、平面寸法や支持条件は実験と同様に、また整形部は再現せずに全面を実橋の物性値とした。鉛直荷重は 150kN とし、走行方向幅 12cm × 直角方向幅 30cm の載荷版と同じ面積で試験体中央に載荷している。

輪荷重走行試験のひび割れ密度と、活荷重分のたわみ量(載荷時たわみから除荷時たわみを引いた値)を用いて式(8)で求めた劣化度との関係を図 - 16 に示す。

A-S は、松井式に比べると全体にひび割れ密度に対して劣化度がやや低い傾向を示し、破壊時のひび割れ密度は約 $10\text{m}^2/\text{m}^2$ であったが、劣化度は 1.0 に満たない段階であった。

また、A-SD は、上側のかぶりりを 1cm 切削した製作試験体であるが、A-S とは反対にひび割れ密度に対して劣化度が大きく、A-1 や A-2 に近似した結果となった。破壊時のひび割れ密度も $6.5\text{m}^2/\text{m}^2$ 程度と小さい。A-SD は他の試験体に比べて弾性係数が小さく、図 - 9 に示す活荷重たわみが他よりも大きな値で推移していた。そのためひび割れが広範囲に分布せずに破壊に至ったと考えられる。

A-1 と A-2 については、松井式と比べて勾配が大きく、ひび割れ密度の増加以上にたわみ量の増加割合が上回っている傾向を示している。A-1 は劣化度が 1.0 を少し超えたのちに破壊に至っており、ひび割れ密度も $10\text{m}^2/\text{m}^2$ に至らずに約 $7.5\text{m}^2/\text{m}^2$ で破壊している。A-2 は破壊時の劣化度は約 1.0 であるが、ひび割れ密度は A-1 よりもさらに少ない $6\text{m}^2/\text{m}^2$ で破壊に至っている。A-3 は劣化度が

表 - 9 せん断強度比を 0.4 とした疲労寿命比較例

	疲労寿命	比率	
無損傷	2,500 万回	1.000	1/1
上面 1cm 劣化	152 万回	0.061	1/16
上面 3cm 劣化	28 万回	0.011	1/100
上面 4cm 劣化	15 万回	0.006	1/170

表 - 10 床版中央たわみの解析条件

使用プログラム：midas FEM ver.2.8				
要素：試験体床版=板要素，端部弾性支持材=梁要素				
寸法：板要素 2.0m × 3.0m，梁要素 2.0m				
メッシュ間隔：板要素 20mm 正方形，梁要素 20mm				
走行方向直角方向支間の支持条件				
：支点 1=鉛直固定，水平固定，回転自由				
：支点 2=鉛直固定，水平自由，回転自由				
走行方向前後の 2 辺弾性支持部材の物性値				
：H 形鋼 150 × 150，弾性係数 200,000N/mm ²				
：断面積 39.1cm ² ，断面二次モーメント 5.62E-06m ⁴				
：ねじり定数 1.16E-07m ⁴ ，ポアソン比 0.30				
床版の物性値は以下に示す。(ポアソン比は 0.167)				
試験体	厚さ	弾性係数	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
A-1	18cm	26,200N/mm ²	17,140	6,236
A-2		27,300N/mm ²	16,086	5,830
A-3		31,400N/mm ²	14,523	5,231
A-S		25,000N/mm ²	17,140	6,236
A-SD	17cm	23,400N/mm ²	15,245	5,314

I_x, I_y : 中立軸以下を無視した主鉄筋断面、配力筋断面の断面二次モーメント

表 - 11 劣化度の理論たわみ

試験体名	W_0 (mm)	W_c (mm)
A-1	0.76	2.84
A-2	0.73	2.81
A-3	0.64	2.71
A-S	0.80	2.88
A-SD	1.00	3.48

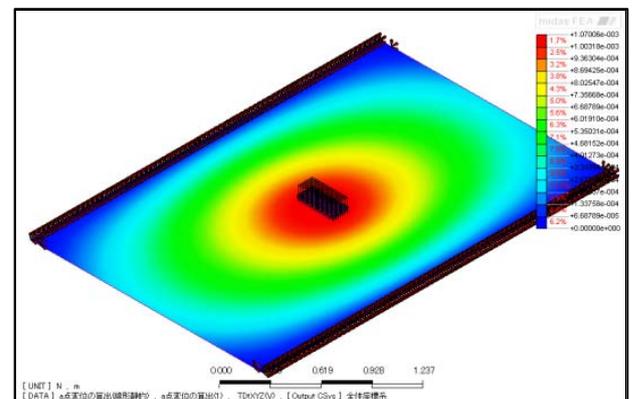


図 - 15 鉛直方向のたわみ変形図 (A-SD の W_0)

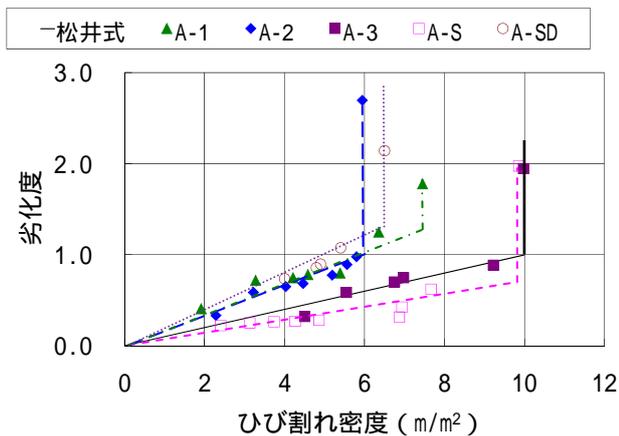


図 - 16 ひび割れ密度と劣化度

約 1.0 でひび割れ密度が約 $10\text{m}^2/\text{m}^2$ で破壊に至っており、比較的松井式に近い結果であった。ここで、6-3 において、A-3 の劣化深さは A-1 と同程度と推定されたことから、ここでも両者は近似すると思われたが、結果は A-1 と A-2 の方が近似していた。コンクリートの弾性係数が A-1 と A-2 で同程度、A-3 は両者よりも大きな値を示しているため、このことも要因の一つと考えられる。しかし、現時点においては明確には確認できていない。

理論たわみを、劣化を考慮しない 18cm で計算していることから、上面の劣化により有効断面が小さくなると、実測たわみは理論たわみよりも大きくなり、計算上は劣化度が 1.0 を超えて破壊に至る場合がある。途中段階においては、A-1 と A-2 の劣化度は松井式に比べて大きな値で推移するが、劣化度 1.0 を超えている A-1 においても超過量は 20% 程度であり、破壊時の劣化度は概ね 1.0 であると考えられる。

ひび割れ密度については、上面劣化がある場合に、無い場合に比べて小さな密度で破壊に至る試験体が A-SD は除いて 2 体あった。この傾向は、押し抜きせん断破壊の事例で紹介した橋梁の状況に酷似しており、凍害を受けた床版の特徴のひとつと考えられる。

今後は、さらに上面の凍害劣化とたわみ劣化度について実験研究を重ね、積雪寒冷地の橋梁維持管理を適切に行う手法について検討していく。

7. まとめ

本研究は、北海道内で発生した RC 床版の押し抜きせん断破壊の実態から、上面に凍害による劣化現象が生じた場合の、床版の破壊プロセスや疲労寿命について検証し、今後の積雪寒冷地の橋梁維持管理について検討することを目的に行ったものである。

実際に凍害による劣化が原因で全面的に打ち替えられることになった床版を試験体に用いて、輪荷重走行試験機による疲労載荷実験を行い、劣化の無い床版と比較して、凍害劣化による影響について検討した。

検討結果について以下に述べる。

- 1) 上面が凍害劣化現象を生じている床版でも、破壊に至るメカニズムや、破壊時のモードが押し抜きせん断であることは、劣化の無い床版と同様である。
- 2) 床版の疲労寿命は、上面の劣化深さに応じて低下する傾向であり、松井式の係数項を考慮することで劣化床版の余寿命を予測できる可能性がある。
- 3) 上面劣化した床版の余寿命予測式より、劣化していない床版の疲労寿命に比べて、上面が 1cm 劣化した床版で約 16 分の 1、3cm 劣化した床版で約 100 分の 1、4cm 劣化した床版では約 170 分の 1 にまで低下することが類推された。
- 4) たわみによる劣化度では、上面のかぶり部分が薄くなることで有効断面が小さくなり、実際のたわみが理論値を上回るため、劣化度が 1.0 を超えて破壊に至るものと予測していたが、概ね約 1.0 で破壊に至る結果となった。
- 5) 上面が凍害劣化した床版では、2 体がひび割れ密度 $6.0 \sim 7.5\text{m}^2/\text{m}^2$ で破壊に至っており、実際の橋梁でも同様な事象が確認されている。このことから、ひび割れ密度と破壊の関係は、凍害劣化を受けた床版の大きな特徴のひとつになるものと考察できる。

今後は、凍害劣化深さの測定方法や、さらなる疲労寿命等への影響を検討し、双方の相関性を追求して、余寿命予測式の精度向上を図る。また、劣化度とひび割れ密度についてさらに調査し、積雪寒冷地で発生する床版上面の凍害深さを考慮した劣化プロセスを検証し、最適な補修時期や補修方法を含めた、より安全でよりコスト縮減をめざした維持管理手法を提案することを目的に研究を進めていく。

参考文献

- 1) 松井繁之：道路橋床版 - 設計・施工と維持管理 - ，森北出版，2007
- 2) 吉田英二，佐藤京，三田村浩，松井繁之：橋梁維持管理システムに用いる RC 床版劣化予測に関する一検討，第 6 回道路橋床版シンポジウム論文集，2008
- 3) 三田村浩，安達優，石川博之：積雪寒冷地における既設道路橋床版の余寿命予測式の検討，寒地土木研究所月報 No651，2007
- 4) 前田，松井：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集，pp221-224,1984.
- 5) 道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上，(社)土木学会 / 鋼構造委員会，平成 16 年 11 月
- 6) 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 第 374 号 / -6，1986
- 7) 遠藤裕丈，田口史雄，林田宏，草間祥吾：凍害を受けたコンクリートの評価手法に関する研究，寒地土木研究所月報 No649，2007

(2008 年 9 月 18 日受付)