

11.4 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

研究予算：運営費交付金
 研究期間：平 18～平 22
 担当チーム：寒地構造チーム、寒地技術推進室
 研究担当者：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

【要旨】

積雪寒冷地における橋梁設計および維持管理では、その地域特性上、例えば凍結融解による劣化の影響や温度変化に伴う物性的変化に対応した検討が求められることが多い。そのため、本研究では積雪寒冷地に特化したコンクリート床版の凍害対策やゴム支承の温度依存性および橋梁用の厚板鋼材の低温脆性に関する検討を行った。

床版の凍害対策では、既設橋梁切り出し床版および試験用床版を用いた載荷実験結果等より、積雪寒冷地における劣化プロセスの推定、余寿命予測式、床版補修・補強工法等について検討を行った。

また、ゴム支承の温度依存性については、支承形式毎の低温環境下試験を行い、等価剛性等の温度特性を把握し、これを耐震設計に反映させるためのマニュアルを策定した。

厚板鋼材の低温脆性については、溶接部で最も脆弱な溶接金属部に着目したシャルピー衝撃吸収試験及びCTOD 試験結果より、鋼橋上部工に適用する低温下における鋼種の使用領域や靱性確保のための方策を提案した。

キーワード：積雪寒冷地、既設 RC 床版、輪荷重走行試験、ゴム支承、温度依存性、シャルピー試験、厚板鋼材

1. 凍害・塩害の影響を踏まえた部材の耐荷力向上に関する設計施工法の提案

1. はじめに

北海道の橋梁においても高度経済成長時代の 1960～70 年代前半までに建設された橋梁が多く、50 年を迎えようとしている。膨大な既設構造物の維持管理時代の到来に備え、維持管理の効率化が求められている。本研究では、特に橋梁部位の中で損傷を受けやすい床版に着目した。道路橋 RC 床版（以下床版）の劣化要因は、大型車両の輪荷重の繰り返し作用による疲労劣化が主たる要因とされているが、北海道では交通量が少ないにもかかわらず、毎年十数橋の床版打替えが行われている。これは積雪寒冷地特有の気象条件や環境条件に起因する「凍害」や凍結防止剤散布等による「塩害」が影響しているものと推測される。これより積雪寒冷地におけるコンクリート床版の劣化プロセスの推定、余寿命予測式、床版補修・補強工法等について検討を行った。

2. 既設 RC 床版の劣化プロセス及び余寿命予測

2.1 研究概要

ここでは道内の既設橋梁から劣化作用を受けている床版を切り出し、輪荷重走行試験機による疲労試

験を行い、積雪寒冷地特有の劣化作用がもたらす疲労耐久性への影響について検討を行った。実験結果等から、積雪寒冷地床版の劣化プロセス及び疲労耐久性を明らかにするとともに、既設寒冷地床版の損傷度に応じた余寿命予測式を提案した。

2.2 試験体の概要

試験体は、道内の一般国道で供用していた橋梁（A 橋）から切り出した。A 橋の橋梁諸元と試験体諸元を表-1に、図-1に凍害危険度分布と A 橋の架設位置を示す。A 橋は凍害危険度がランク 5 に分類される。また、実橋梁から切り出した床版と、疲労寿命や破壊性状を対比するため、切出し床版試験体を再現した基準試験体を製作し、輪荷重走行試験を実施した。

表-1 A 橋の橋梁諸元と試験体諸元

橋梁諸元		試験体諸元	
架橋位置	上川町	試験体寸法 (cm)	230×300×18
橋種	単純開断面箱桁	鉄筋の材質	SR235
橋長	L=56.4m	主鉄筋 (上側)	φ 16@200
架設年次	供用 42 年間	配力筋 (上側)	φ 13@200
適用示方書	昭和 31 年	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	41 以上
凍害危険度	5		

11.4 積雪寒冷地における性能低下を考慮した 構造物の耐力力向上に関する研究

重の繰り返し作用が砂利化現象を加速させることが積雪寒冷地特有の点であると累推される。

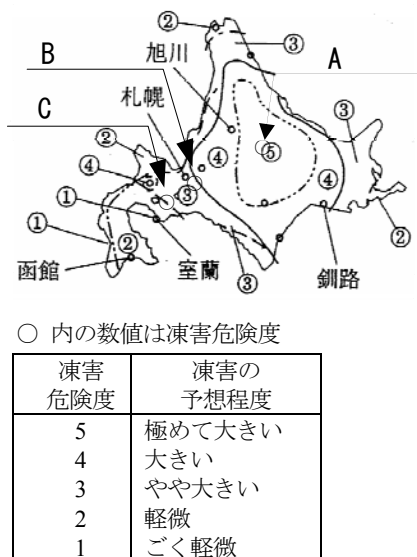


図-1 凍害危険度の分布

2.3 実験手法

実験は輪荷重走行試験機を用い走行荷重は階段状漸増載荷を採用し、輪荷重走行回数 10 万回ごとに、130kN、140kN、170kN、200kN、230kN とした。試験体の支持方式は、走行方向に 2 辺単純支持、走行直角方向に 2 辺弾性支持としている。また床版たわみの経時変化を調べるため、輪荷重による静的載荷および無載荷時のたわみを計測した。

2.4 実験結果

積雪寒冷地床版の劣化プロセスを評価するために実施した A 橋の切り出し試験体 3 体と、基準試験体を用いた実験結果より、床版中央におけるたわみ量と走行回数との関係を図-2 に示す。

実験後に床版試験体を切断し、破壊状況を確認した(写真-1)。切断面では、床版上面から上側鉄筋までは完全に砂利化現象を呈しており、この部分のコンクリートは、せん断抵抗力がほとんど無かったものと推測される。

切り出し床版の実験による破壊までのプロセスは、ひび割れ部がすりみがきされた後の押し抜きせん断で終局に至り、実橋における床版の破壊形態と同様であった。積雪寒冷地床版の耐久性の低下は、床版上面の凍害による砂利化現象に伴う圧縮抵抗領域の減少とそれに伴うせん断耐力の低下が主因と推察できる。

積雪寒冷地床版の床版上面に着目した破壊までの劣化プロセスを図-3 に整理する。STEP-1~2 までは、ひび割れの発生とひび割れからの水の侵入であり、温暖な地域の劣化プロセスと同様であるが、STEP-3 からは水の侵入に伴う凍結融解作用と輪荷

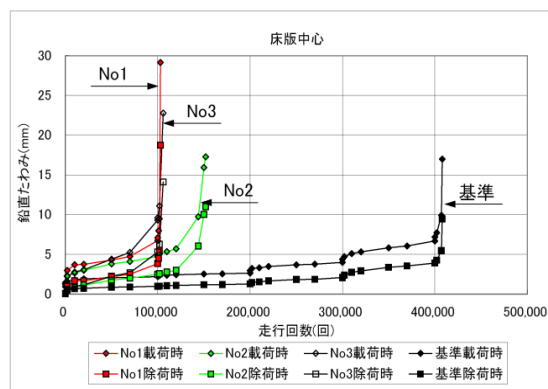


図-2 輪荷重走行回数(換算前)とたわみ量の関係



写真-1 A 橋の試験体切断図

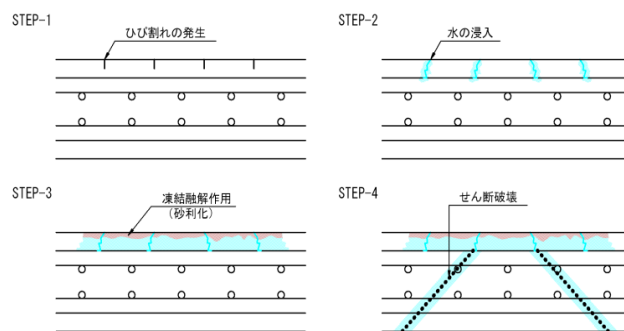


図-3 寒冷地床版の劣化プロセス

2.5 寒冷地床版の損傷区分と余寿命予測式の提案

試験体の損傷度を、表-2 に示すように橋梁点検の損傷区分¹⁻²⁾ に追記して評価することとした。

前述のように積雪寒冷地床版の耐久性の低下は、床版上面の砂利化現象に伴う圧縮抵抗領域の減少とせん断耐力の低下であり、疲労寿命が著しく低下することが確認された。橋梁点検において、床版下面と同時に床版上面の損傷状況を確認するのが望ましいが、調査費のコスト増及び交通規制が伴うことな

どから、現実的には難しい。そこで、床版の下面のひび割れの状況により区分される損傷区分に基づき、余寿命を整理することとした。また、実験に用いた砂利化した既設床版の下面には遊離石灰が発生していたことを踏まえ、この影響を損傷区分に考慮するものとした。S-N図においては、松井式の傾き勾配を踏襲し、Y切片（載荷荷重せん断強度比 P/Psx）を修正した。

表-2のA、B、Cグループ毎の余寿命予測式を作成する際には、各グループでの破壊時走行回数の最大値と最小値の間を通る直線とした。図-4には、大阪大学の研究成果であるS-N図（松井式）と、各グループの余寿命予測式を以下に示す^{1-3) 1-4)}。

表-2 損傷区分

区分	ひびわれ幅に着目した程度	ひびわれ間隔に着目した程度	ひびわれ以外の損傷なし	床版下面に遊離石灰・漏水が発生
a	【ひびわれ間隔と性状】 ひびわれは主として1方向のみで、最小ひびわれ間隔が概ね1.0m以上 【ひびわれ幅】 最大ひびわれ幅が0.05mm（ヘアークラック程度）			
b	【ひびわれ間隔と性状】 1.0m~0.5m、1方向が主で直行方向は従、かつ格子状でない 【ひびわれ幅】 0.1mm以下が主であるが、一部に0.1mm以上も存在する。		Aグループ 1.5,6 (B) 1.2 (C)	
c	【ひびわれ間隔と性状】 0.5mm程度、格子状直前のもの 【ひびわれ幅】 0.2mm以下が主であるが、一部に0.2mm以上も存在する。		Bグループ 2,4,7 (B)	Cグループ 1,2 (A) 3 (B)
d	【ひびわれ間隔と性状】 0.5m~0.2m、格子状に発生 【ひびわれ幅】 0.2mm以上が目立ち部分的な角落ちもみられる			Dグループ 3 (A)
e	【ひびわれ間隔と性状】 0.2m以下、格子状に発生 【ひびわれ幅】 0.2mm以上がかなり目立ち連続的な角落ちが生じている			

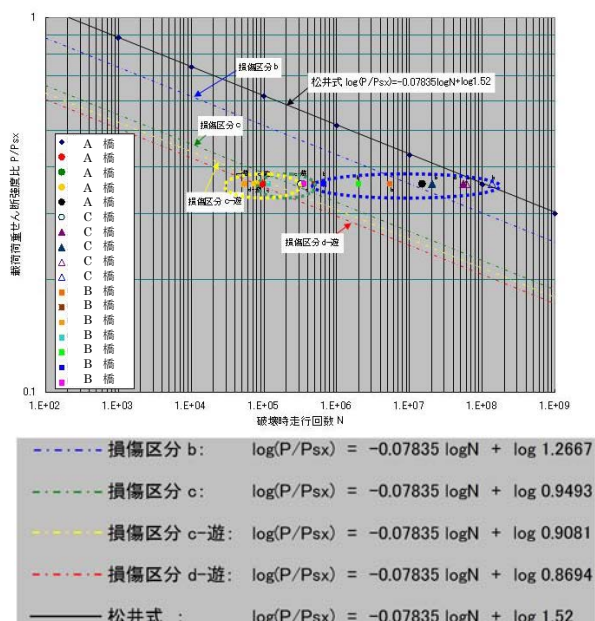


図-4 余寿命予測式

1.6 既設床版の残存供用年数に応じた補修・補強の設計フロー

既設床版の残存寿命を考慮した、床版の補修・補強設計のフローを、図-5に示す。

床版の補修・補強設計においては点検項目として、対象床版のたわみ及びひび割れ密度の計測や、材料や配筋状況等に注目した調査を行う。その調査結果を用いて、上面の凍害劣化深さの推定を行う。直接確認または推定された劣化深さを考慮して床版の余寿命を算出する。実際はアスファルトを部分的に撤去して床版上面の凍害劣化深さを確認する方が精度は向上する。最後に、算出された余寿命と、対象橋梁の残存供用年数の関係から、補修工法の選定を行う。このとき、凍害劣化部の補修のみで目標年数を満足できる場合にはパターン①、満足できない場合には、パターン②により、凍害劣化部の補修に加えて、床版への下面補強を施す。

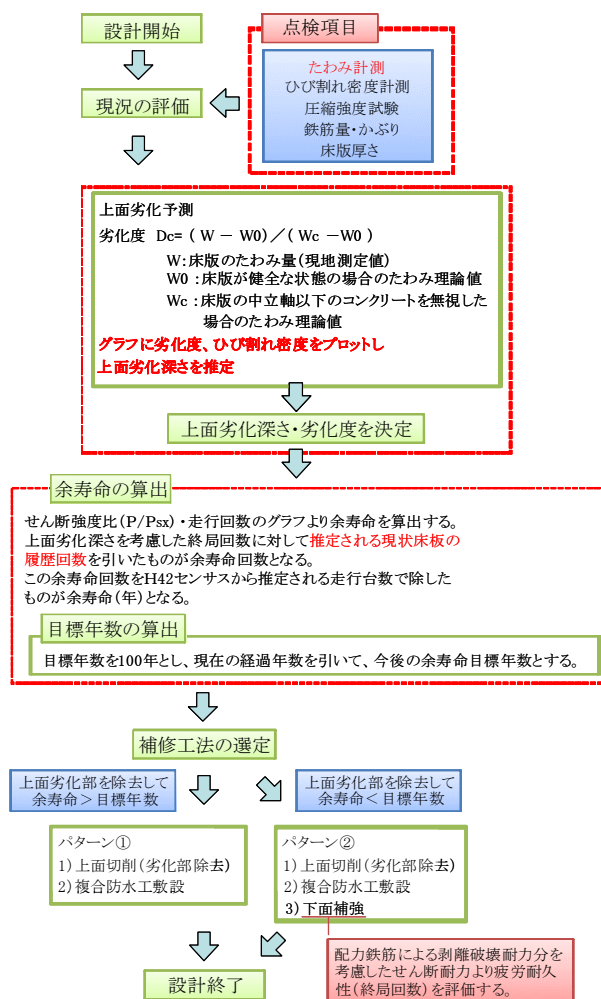


図-5 床版の補修・補強設計のフロー

3. 積雪寒冷地における床版陥没部の補修方法の提案

3.1 研究概要

近年、道路橋床版においては、老朽化や交通量の増加及び過積載車両の増加に伴い、写真-2に示すような陥没が数多く報告されている。積雪寒冷地においては、このような床版陥没部周辺のコンクリートが凍結融解作用によって脆弱化しているケースが多い。したがって、床版陥没部の補修コンクリートと既設床版とを一体化させるためには、陥没部周辺の脆弱したコンクリートを除去することが求められる。そこで積雪寒冷地における床版陥没部の補修方法を実験検証した。積雪寒冷地における床版陥没部の補修方法の手順を以下に示す。

① 損傷状況の調査 (図-6 (a))

- ・陥没部分の目視確認及び打音検査により、陥没部分の他、陥没周辺の脆弱範囲を調査する。

② 陥没部の補修 (図-6 (b))

- ・脆弱したコンクリートの除去を行う。このとき、陥没部周辺の床版表層の凍害劣化したコンクリートを除去するために WJ 工法を用いて水圧 70MP 以下において、くさび型に陥没箇所を処理することが重要である。
- ・表面を処理した補修箇所に、型枠を設置し、表面を十分に保湿した後に超早硬コンクリートにより密実に充填を行う。
- ・打設したコンクリート上面に、防水工及び舗装を施工する。

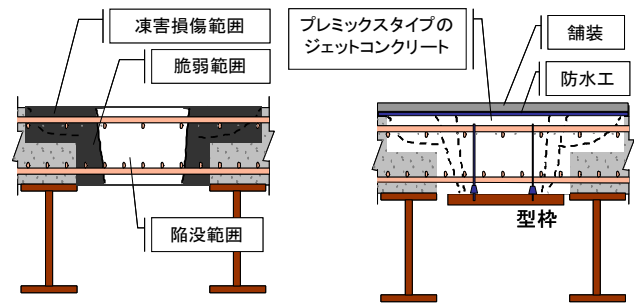
3.2 実験試験体と実験結果

前述の提案補修方法によって補修した補修試験体と、補修しない無補修試験体による輪荷重走行試験を実施した。試験結果を図-7に示す。補修試験体は無補修試験体に比べて早い段階で破壊に至った。しかしながら、補修試験体の破壊状況としては陥没部分の再損傷ではなく、無補修試験体と同様の走行部分全体のコンクリートの押し抜きせん断破壊で終了していた。したがって補修有無の試験結果の違いは、試験体製作時のコンクリート圧縮強度差によるところが大きいと考えられる。

一方で、実橋梁の多くでは、凍害劣化したコンクリートを適切に除去せずに補修を行った場合に、早期に再び損傷が生じるケースが報告されている。そのため、陥没部の位置等の条件を変えた試験により、今後も陥没部の補修方法に関して検討を重ねる必要があると考えられる。



写真-2 陥没が生じたRC床版



(a) 損傷状況の調査

(b) 陥没部の補修

図-6 床版陥没部の補修手順

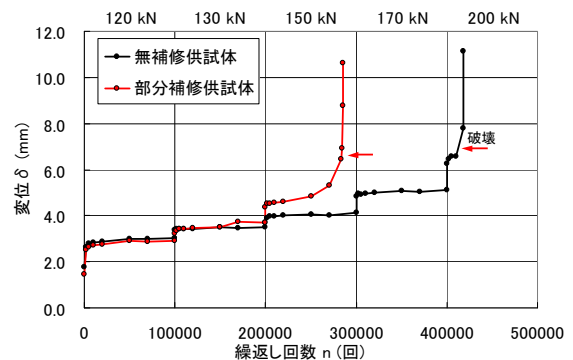


図-7 無補修試験体と補修試験体の繰返し回数と変位の関係の比較 (活荷重たわみ)

4 凍害劣化を受けた既設床版の上面補修 CFRP 素材による下面補強方法の提案

4.1 研究概要

積雪寒冷地の RC 床版は、凍結融解作用を受け、床版上面にスケーリングや砂利化などの劣化現象が生じる。この床版上面の凍害劣化により、床版の曲やせん断の有効断面が減少し、RC 床版の疲労耐久性が大きく低下する^{1-5) 1-6)}。本検討では、このような積雪寒冷地特有の劣化損傷を受けた既設 RC 床版に対して、残存供用年数を確保し既設 RC 床版の寿命を延命させる一手法として、RC 床版上面の損傷部を補修し、下面を補強する方法について検討した。

4.2 実験試験体

試験に用いた試験体は、図-8に示す試験手順に

より、凍害劣化を受けた RC 床版の補修・補強を再現した試験体とした。試験体は予備荷重により下面側にひび割れを発生させた後、凍害劣化を模擬するため、RC 床版上面から 20mm を凍害劣化による損傷領域と設定して、RC 床版上面 20mm の部分をウォータージェット（以下：WJ）で除去した。20mm の部分を除去した状態を、上面が凍害劣化した場合と模擬し、静的荷重を載荷し、変位の計測を行った。

次に、補修材料と既設コンクリートの一体性を確保するため、さらに厚さ 50mm を除去して、上側配力鉄筋の下面まで現れる全厚 70mm を切削し、超早硬コンクリートで補修した。既設コンクリートと超早硬コンクリートの打継ぎ目は、WJ による切削による凹凸で、付着が十分に確保できる状態である。

試験体の下面側の補強は、ストランド型炭素繊維シート（以下、CFRP シート）を、25cm 幅シートを格子状に 10cm 間隔で 1 層接着した。

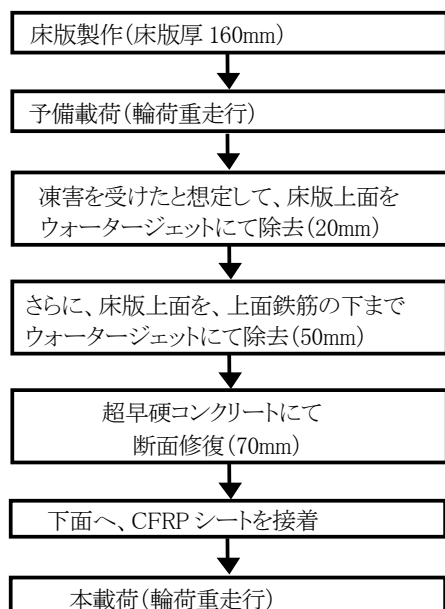


図-8 補修・補強実験フロー

4.3 試験結果

①初期荷重時、②予備荷重時、③上面側のコンクリートの切削時の荷重時、④上面側のコンクリートの補修後の荷重時、⑤下面側の CFRP シート補強後の荷重時の各状態別の荷重(P)とたわみ(δ)関係から算定した剛性(K=P/δ)を図-9に示す。図から、

- ・ RC 床版上側の損傷部を除去し、WJ などにより既設コンクリートと新設コンクリートの付着が確保できるように断面修復を施した場合、床版の剛性は、床版の上面部が健全な状態の剛性まで回復することができる。
- ・併せて、下面に CFRP シートを補強することで、さ

らに剛性が大きくなり、本研究では、初期状態と同等の剛性が得られた。

また、輪荷重走行試験の結果、補修・補強を行っていない試験体が、150kN 換算の 101 万回で破壊に至ったのに対して、下面に CFRP シート補強した補強試験体は 9,495 万回で破壊に至ったことから、約 94 倍の疲労寿命の延命効果が得られた。

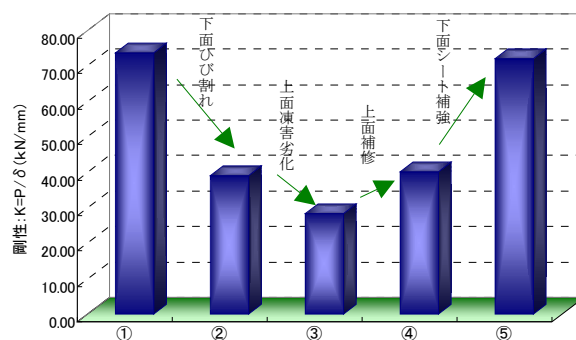


図-9 剛性の比較

5 CFRP 素材別の下面補強工法に関する検証

5.1 研究概要

積雪寒冷地特有の凍害劣化による損傷を受けた RC 床版の延命対策において、上面の補修のみでは、必要な残存供用年数を確保できない場合には、上面の補修に加えて床版下面から補強を行い疲労耐久性の向上を図る必要がある。そこで、床版下面からの補強工法として、写真-3、写真-4 に示す 2 種類の異なる形態の CFRP 補強材の間隔をあけて格子状に接着する工法^{1-7) 1-8)}を用いた場合の、疲労特性に関して輪荷重走行試験により検討した。

5.2 実験試験体

実験用床版は、以下の 3 体とした。No.1 は、補強を行わない基準床版であり、No.2 は、図-10 に示すように 25cm 幅の CFRP ストランド型炭素繊維シート（以下、CFRP シート）を 10cm の間隔で格子状に接着した。CFRP シートは、工場連続繊維束に樹脂を含浸して加熱硬化して CFRP ストランドを製造し、これをすだれ状にシート化したものである。CFRP シートの接着は、コンクリート表面をディスクサンダーでケレン清掃したのち、プライマー塗布およびエポキシパテによる不陸修正は行わずにペーパースト状の接着剤を塗布して貼付けた。

No.3 は、図-11 に示すように CFRP プレートを用いて CFRP プレートの中心間距離で走行方向に 300mm から 400mm、走行直角方向に 450mm の格子状配置とした。CFRP プレートは、工場連続繊維束を引抜き成形方法により板状に加工した炭素繊維強

11.4 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

化プラスチック板である。CFRP プレートは、コンクリート表面をディスクサンダーでケレン清掃したのち、プライマー塗布およびエポキシパテによる不陸修正は行わずにペースト状エポキシ系接着剤で貼付けた。なお、No.2 および No.3 は、単位幅あたりの引張剛性が概ね同様となるよう補強量を設定した。

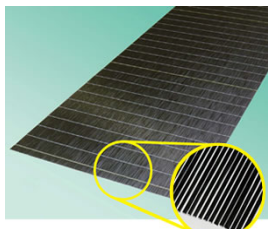


写真-3 CFRP シート



写真-4 CFRP プレー

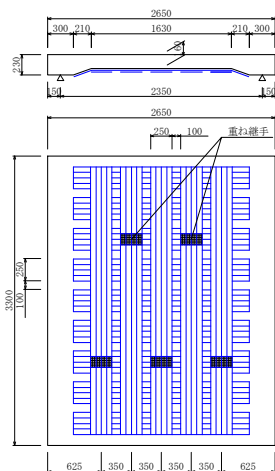


図-10 No2 補強概要

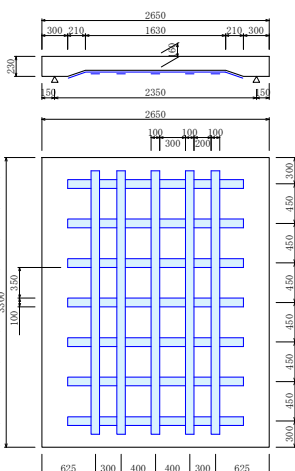


図-11 No3 補強概要

5.3 試験結果

走行回数とたわみの関係を図-12に示す。無補強のNo.1は、200kN-1.82万回載荷時にたわみが急増し、押抜きせん断により破壊した。補強したNo.2およびNo.3は、無補強のNo.1が破壊に至った200kN載荷時でも概ね安定した変位を維持しており、本実験の結果から高い補強効果を有する結果となった。なお、150kN換算の破壊時走行回数を比較すると、本実験の範囲内においては、補強した試験体は、無補強試験体に比べて11倍以上の疲労寿命を有することが確認された。

5. まとめ

- 1) 床版の凍害対策では、既設橋梁切り出し床版及び試験用床版を用いた載荷実験結果等より、積雪寒冷地における劣化プロセスの推定、余寿命予測式の提案や床版の補修・補強設計フローを提案した。
- 2) 床版陥没部の補修については、既設床版表面の処理方法の違いによる試験体を用いて載荷実験に

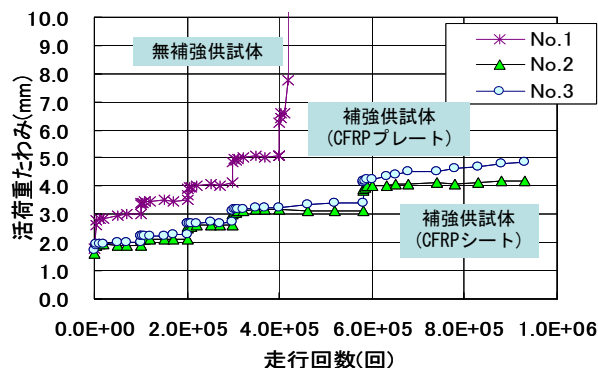


図-12 走行回数とたわみの関係

より、疲労耐久性や破壊性状を検証し床版の緊急対策手法を提案した。

- 3) 床版下面の補強対策については CFRP により補強した試験体に対して載荷実験結果を行い補強の効果について検討した。CFRP 補強を用いた場合は本実験の範囲内において無補強供試体に比べて11倍以上の疲労寿命を有することが確認された。

参考文献

- I-1) 長谷川寿夫ほか：「コンクリート構造物の耐久性シリーズ 凍害」技報堂出版、1988.
- I-2) 橋梁定期点検要領(案)、国土交通省 国道・防災化、平成16年3月
- I-3) 安達、三田村、藤川、松井：積雪寒冷地におけるRC床版の耐久性向上に関する研究、土木学会北海道支部論文報告書、第62号、I-61、2006.2
- I-4) 三田村浩、佐藤京、本田幸一、松井繁之：道路橋RC床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響、構造工学論文集、Vol.55A、pp.1420-1431、2009.
- I-5) 藤川 守、小野貴之、安達 優、三田村浩、松井繁之：積雪寒冷地におけるRC床版の耐久性に関する研究、土木学会北海道支部 論文報告集(CD-ROM)、Vol. 63、F-4、2007.
- I-6) 三田村浩、佐藤京、西弘明、渡辺忠朋：積雪寒冷地における既設RC床版の延命手法について、構造工学論文集、Vol.56A、pp.1239-1248、2010.
- I-7) 小林朗、蔡華堅、下西勝、松井繁之：炭素繊維シート格子接着工法により補強したRC床版の疲労耐久性、コンクリート工学年次論文報告集、Vo27、No.2、pp.1513-1518、2005.7
- I-8) 表真也、三田村浩、渡辺忠朋、松井繁之：CFRPを用いたRC床版の下面補強の疲労特性に関する研究、構造工学論文集、Vol.57A、pp.1237-1285、2011.

2.4 ゴム支承の非線形特性

第4章～6章では、ゴム支承の実験により得られた P-δ 関係から決定された、積層ゴム支承 (RB)、鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)、高減衰ゴム支承 (HDR) の、低温下における非線形特性を示した。

ゴム支承実験の結果から得られた、温度別の等価剛性比、等価減衰定数比、二次剛性比、降伏荷重比から、図-3の例のように相関曲線を作成してゴム支承の温度特性が決定される。表-3には、本実験で得られた温度特性式の一覧を示す。

3. まとめ

本研究では、ゴム支承種別ごとの温度依存性についてとりまとめを行った。積雪寒冷地におけるゴム免震支承を用いた耐震設計においては、本マニュアルに基づいた設計法を取り入れるのが合理的である。図-4に設計フローを示す。

参考文献

- II-1) 今井隆、佐藤京、西村貴明、田中弘紀、三田村浩：寒冷地における橋梁用ゴム支承の性能評価実験（その2）、平成19年度土木学会北海道支部論文集第64号、2008.1
- II-2) 三田村浩、佐藤京、石川博之：寒冷地における橋梁用ゴム支承の性能評価実験、寒地土木研究所月報 No. 670、2009.3

表-3 ゴム支承の非線形性能の温度特性

特性	剛性	支承種類	関係式 (対数式)
等価剛性比	G10	RB	$y = -0.224237 \times \ln(x + 40) + 1.929044$
		LRB	$y = -0.239496 \times \ln(x + 40) + 1.992263$
		HDR-S	$y = -0.546871 \times \ln(x + 40) + 3.265761$
	G12	RB	$y = -0.241795 \times \ln(x + 40) + 2.001791$
		LRB	$y = -0.261951 \times \ln(x + 40) + 2.085297$
		HDR-S	$y = -0.566007 \times \ln(x + 40) + 3.345045$
等価減衰定数比	G10	RB	$y = -0.855155 \times \ln(x + 40) + 4.544529$
		LRB	$y = -0.085155 \times \ln(x + 40) + 1.352810$
		HDR-S	$y = -0.120606 \times \ln(x + 40) + 1.499685$
	G12	RB	$y = -0.717967 \times \ln(x + 40) + 3.974632$
		LRB	$y = -0.089375 \times \ln(x + 40) + 1.370293$
		HDR-S	$y = -0.156744 \times \ln(x + 40) + 1.649410$
二次剛性比	G10	RB	$y = -0.151533 \times \ln(x + 40) + 1.627823$
		LRB	$y = -0.206459 \times \ln(x + 40) + 1.855388$
		HDR-S	$y = -0.510632 \times \ln(x + 40) + 3.115615$
	G12	RB	$y = -0.179342 \times \ln(x + 40) + 1.743039$
		LRB	$y = -0.225236 \times \ln(x + 40) + 1.933185$
		HDR-S	$y = -0.503246 \times \ln(x + 40) + 3.085015$
降伏荷重比	G10	RB	$y = -1.357219 \times \ln(x + 40) + 6.623140$
		LRB	$y = -0.335086 \times \ln(x + 40) + 2.388305$
		HDR-S	$y = -0.587744 \times \ln(x + 40) + 3.435103$
	G12	RB	$y = -1.165667 \times \ln(x + 40) + 5.829516$
		LRB	$y = -0.364841 \times \ln(x + 40) + 2.511585$
		HDR-S	$y = -0.664396 \times \ln(x + 40) + 3.752682$

表-2 支承最低温度の設定値

外気の最低気温 t (°C)	支承内部最低温度 (°C) LRB, HDR, RB
$-41 \leq t < -35$	-30
$-35 \leq t < -30$	-25
$-30 \leq t < -25$	-20
$-25 \leq t < -20$	-20
$-20 \leq t < -15$	-15
$-15 \leq t$	-10

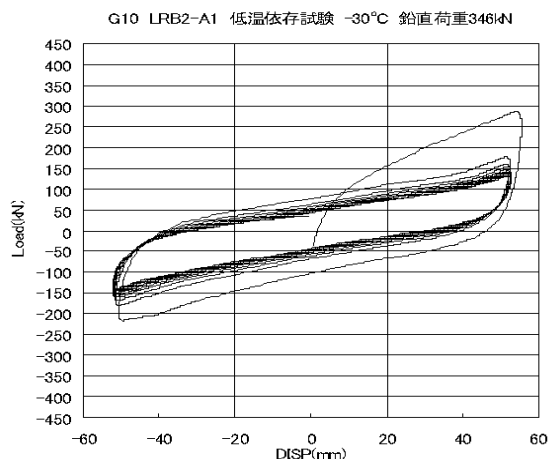


図-2 P-δ関係の一例

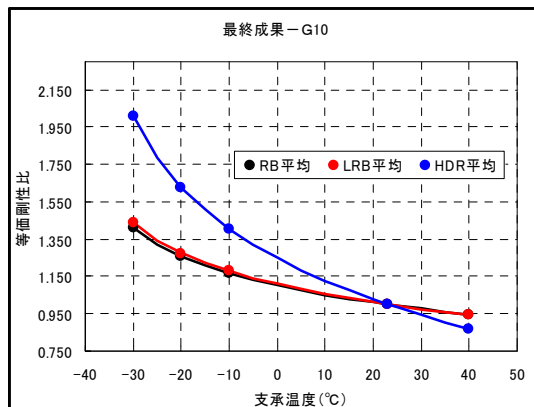


図-3 等価剛性と支承温度の相関関係

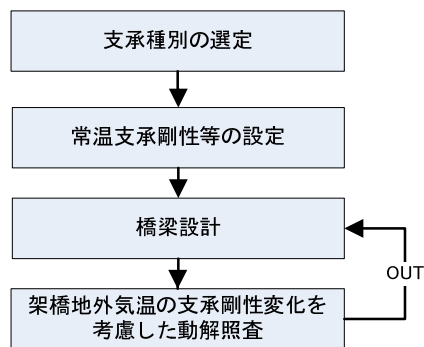


図-4 積雪寒冷地における免震設計フロー

III. 鋼材の低温下における靱性能に関する検討

1. はじめに

現行の道路橋示方書では、気温が著しく低下する地方に架橋される鋼橋では、鋼種の選定に際して低温靱性を配慮することと示されている。現状では低温下における厚板鋼材の靱性指標がなく、低温下での材料特性に関する研究が不可欠な状況にある。本研究では低温下における厚板鋼材の靱性評価法の提案と溶接部の性能から鋼種選定への影響の整理を目的として靱性試験を実施した。

2. 最低気温分布と実験対象部位

図-1には、北海道の最低気温分布図を示す。最低気温分布の区分より北海道の最低遭遇温度を設計温度 -40°C とし、この温度域までを靱性試験の対象とする。厚板鋼材は、既往実験⁽¹⁾で低温下での靱性試験済みを除いた板厚40mm以上で、かつ引張応力を受ける主桁フランジとその溶接継手(完全溶込み溶接)を実験対象とする。(すみ肉溶接部は対象外)

3. 現状における鋼材の靱性指標

道路橋示方書II鋼橋編では、溶接部は母材の規格値以上とされている。JIS規格では鋼材の靱性はシャルピー吸収エネルギー値で示され、板厚40mm以上の鋼材は 0°C もしくは -5°C で47J以上が要求されている。

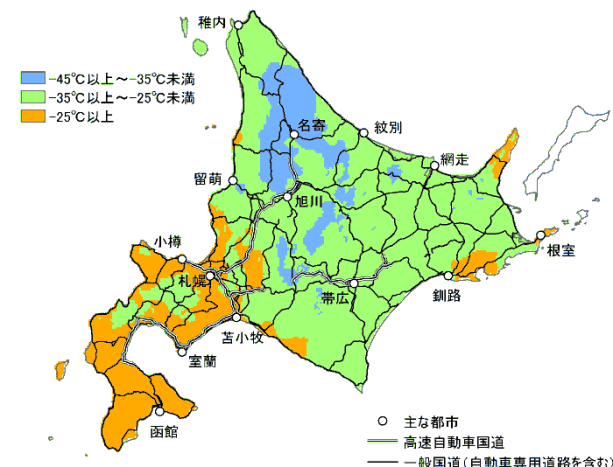


図-1 北海道の最低気温分布図

4. 経年鋼材を用いた靱性試験

4.1 実験目的および計画

JIS規格で示されているシャルピー吸収エネルギー値47J等は、脆性破壊防止の簡便な指標として、1958年に英国船級協会ロイドが提示した指標で現在も踏襲しているが、低温下での靱性値は規格化されていない。低温下での靱性指標を得るには、47Jの力学的意義の検証が必要であり、規格を制定した時代の経年鋼材を用いた靱性試験を行い低温靱性の指標を提案する。

4.2 経年鋼材

実験に用いる経年鋼材(以降、供試鋼材と記す)は、50年以上供用された橋梁から採取した(写真-1)。



写真-1 経年鋼材(旭橋:北海道芦別市)

4.3 シャルピー衝撃試験結果

写真-2に、使用したシャルピー衝撃試験機を示す。図-3の実線は、WES2805に提示される吸収エネルギーの近似曲線⁽²⁾である。この近似曲線から、脆性破壊と延性破壊の境界となる吸収エネルギー遷移温度(vT_E)は、 $vT_E = -7.7^{\circ}\text{C}$ との結果を得た。 vT_E は試験温度であり、使用温度に変換すると -33°C に相当する。



写真-2 シャルピー
衝撃試験機

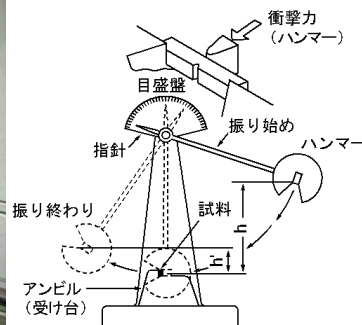


図-2 シャルピー
試験概要図

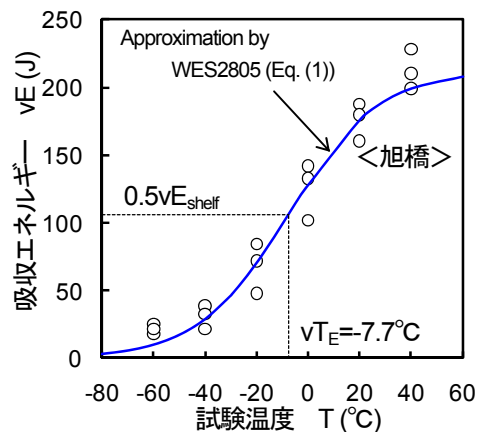


図-3 破面遷移曲線

4.4 CTOD試験

鋼材の破壊力学的な靱性評価指標である CTOD 試験を実施した。限界 CTOD 値と試験温度の関係 (図-4)の結果から、供試鋼材は CTOD 試験において-45℃より低温側で脆性破壊する結果となり、シャルピー試験の吸収エネルギー遷移温度 (使用温度変換で-33℃) よりも低温側となった。これは破壊靱性を直接的に評価できる CTOD 試験に比べ、簡易的指標であるシャルピー試験の方が、延性破壊の境界を安全側に設定していると言える。

一方、シャルピー吸収エネルギーの遷移曲線に基づく限界 CTOD 値の推定遷移曲線^{III-3)} (WES2805 による相関曲線) を図中に赤点線で示す。この推定遷移曲線は CTOD 試験の実験データと良く一致していることから、破壊靱性の直接的評価指標である限界 CTOD 値と簡易的なシャルピー吸収エネルギーとの間に相関関係があることが確認できた。これより、破壊靱性面から簡易的な実験方法で安全側な評価が可能な母材の吸収エネルギー遷移温度を低温下での靱性指標とする評価方法を提案した。

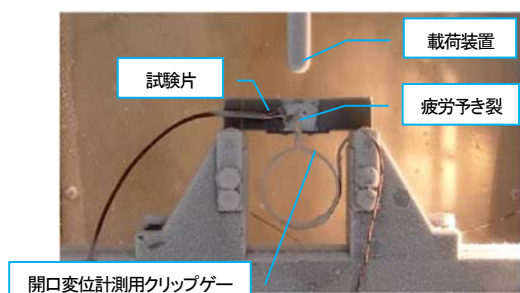


写真-3 低温下での CTOD 試験

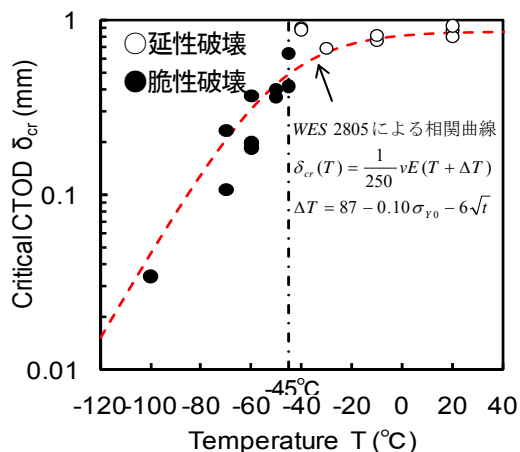


図-4 三点曲げ CTOD 試験結果

5. 厚板鋼板を用いた靱性試験

5.1 実験目的および計画

低温下において厚板鋼板の母材および溶接部が有する靱性値を検証し鋼種選定への影響を整理することを目的として、シャルピー衝撃試験により遷移温度に着目した整理を行う。実験対象鋼材は、合理化橋梁等で使用頻度の高い SM520C、SM570 とした。また、溶接条件は標準

的な溶接条件範囲から設定した。

5.2 シャルピー試験結果および鋼種選定への影響

母材及び溶接部についてシャルピー試験を行った結果、溶接部の遷移温度は溶接金属部が最も低い靱性を示した。このため、溶接金属部の性能に着目して鋼種選定への影響を提言する。

表-1 に溶接金属部の遷移温度を使用温度に変換した実験結果を示す。SM520C、SM570 材とも板厚 40mm~70mm の範囲内は、使用温度-25℃以上では性能低下による使用制限は生じない傾向を示した。また、溶接条件や溶材等の施工上の制約により低温下の靱性改善が可能な手法として、SM520C は、低温溶材を用いることで使用温度-40℃(t77mm)まで、SM570 材は母材ミルシート以上の高強度な溶材を用いることで使用温度-30℃(t70mm)まで脆性破壊しない結果を得ている。これらに該当しない極厚板や極低温の地域で溶接継手構造を用いる場合は、脆性破壊に対して安全性を有することを検証する必要がある。

表-1 板厚別 使用温度 (限界値)

材質	溶接条件	実験ケース	溶接材料	使用限界温度 (実験板厚別) °C							備考		
				41 mm	56 mm	69 mm	70 mm	74 mm	77 mm	88 mm		90 mm	
SM 520C	A	CASE2	標準		-26								
	A	CASE1	標準			-25							
	B	CASE1	低温用						<-40				
	B	CASE2	標準						-23				※1
SM 570	B	CASE3	低温用	<-40									
	B	CASE4	標準	-28									※1
	C	---	標準				-31						
	A	CASE4	低温用							-20			※1
	A	CASE3	標準									-22	
SMA 570W	B	CASE5	標準					-28					

※1: 溶材強度が母材のミルシート強度を下回る選定としたケース
 使用限界温度: WES3003式-1,2から、試験結果の遷移温度に相当する使用温度を算出
 青枠: 使用温度-25℃までは脆性破壊しない結果となった範囲
 赤枠: 施工上の制約により靱性改善が可能な範囲
 (SM520材~低温溶材使用により、使用温度-40℃まで脆性破壊しない
 SM570材~母材ミルシートより高強度な溶材使用により、使用温度-30℃まで脆性破壊しない)

6. まとめ

- 1) 経年鋼材を用いた靱性試験から、吸収エネルギー遷移温度を低温下での靱性指標とする評価方法を提案した。
- 2) 厚板鋼板および溶接部のシャルピー試験から、母材は低温下でも高靱性を示すことを確認した。また、溶接部は最も靱性が低い結果となった溶接金属部に着目して、鋼種選定上、性能低下が生じない領域や靱性を確保するための方策を提案した。

参考文献

- III-1) 北海道開発局土木試験所構造研究室: 鋼材の低温域における溶接性と安定性に関する試験調査, 昭和 60 年 11 月, 1985
- III-2) 日本溶接協会: 低温用圧延鋼板判定基準 WES3003, 1995.11.
- III-3) 日本溶接協会: き裂先端開口変位 (CTOD) 試験方法 WES1108, 1995.2