

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（一般勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：寒地構造チーム

研究担当者：西 弘明、三田村浩、佐藤 京
表 真也、吉田英二

【要旨】

北海道における橋梁の維持管理は積雪寒冷地域という特性上、気温の変化に伴う凍結融解の影響などにより、一般的な維持管理方法とは異なる観点からの検討が求められる。たとえば道路橋の RC 床版における、CFRP シートの接着による補強工法では凍害劣化部分の補修や冬期施工への対応が必要となる。そこで本検討では、低温下においても施工性・耐久性の高い異なる 2 種類の CFRP 材料に着目し、疲労特性の検討を行った。また、近年多くの橋梁で採用されているゴム支承には、温度依存性があることが確認されている。本検討では、このゴム支承の温度特性を設計に反映させるためのマニュアルの（案）の整備を行った。

一方、鋼材の靱性能研究では、低温下における靱性評価として、最も脆弱な溶接金属部に着目し、溶接条件の改良と溶接材料の使い分けにより靱性確認試験を行った。実験の結果、低温域での靱性確保と施工品質の両者を満たす条件の設定が難しい傾向が確認されたため、靱性判定指標の見直しを視野に入れ、JIS 制定当時の経年鋼材を用いた追加試験を実施した。

キーワード：積雪寒冷地、既設 RC 床版、疲労耐久性、CFRP シート、輪荷重走行試験、補修補強、
ゴム支承、マニュアル、温度依存性、衝撃吸収試験、シャルピー試験、厚板鋼材、低温下

I. 凍害等の影響を踏まえた部材の補修補強効果

1. はじめに

北海道の橋梁は、全国に比べると新しい年次での建設が多いと言われているが、建設数が多い高度経済成長期時代の 1960～70 年代前半からの経過年数が間もなく 50 年を迎えようとしている。この膨大な既設橋梁の維持管理の時代到来に備え、維持管理の効率化に資する対応が求められている。本研究では、橋梁部位の中で特に損傷を受けやすい床版に着目することとした。

道路橋の RC 床版は、過積載をふくむ重車両の繰返し走行による疲労劣化が主要因と考えられてきた^{1-1), 1-2)}。しかし、北海道などの積雪寒冷地においては、床版上面のコンクリートが凍害劣化によりスケリングや砂利化を起こすことで温暖地の床版に比べて疲労耐久性が大きく低下することが判ってきた¹⁻³⁾。そのため、寒冷地特有の劣化損傷を受けた既設 RC 床版の延命手法を策定することが急務となっている。

延命手法として、凍害損傷を受けた部分のみを補修し、確実な防水工の施工によって凍害の損傷を抑止することで、残存供用年数が確保できる場合は補強を行わない方向で研究中である¹⁻⁴⁾。この方法では床版上面の凍害劣化のない断面性能に回復するものの、活荷重による床

版下面からのひび割れ損傷による剛性低下や劣化進行の抑制に対する補強効果は期待できない。そのため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活荷重に対する疲労耐久性の向上を図る必要がある。

床版下面からの補強工法として連続繊維シート接着工法が広く利用されている。本工法は、床版下面に連続繊維シート（以下、CFRP シート）を接着することにより、床版の曲げ剛性を回復してたわみの抑制を図ると共に、ひび割れを拘束することにより活荷重による床版下面からの劣化を抑制し疲労耐久性を向上させるもので、ひび割れ観察と滞水防止のために CFRP シートの間隔をあけて格子状に接着する工法も実用化されている。¹⁻⁵⁾

しかしながら、近年、CFRP 材料には、種々の形態を有するものが開発されており、その特性に応じて補強効果が異なることが想定される。

本研究では、北海道内の 45 年前に架設された鋼板桁橋の RC 床版をモデルに床版試験体を製作し、2 種類の異なる形態の CFRP 材料を下面補強に用いた場合の、疲労特性に関して輪荷重走行試験を実施して検討を行った。

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

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

(1) 実験床版の諸元

実験用床版は、北海道内の昭和 39 年に架設された橋長 44m の 2 径間単純 RC 床版合成鈹桁橋を対象として選定した。供試体は、昭和 31 年鋼道路橋設計示方書に準拠して設計されており、床版厚は 160mm で鉄筋には丸鋼が使用されている。供試体の配筋詳細を図 I-1 に示す。

(2) 供試体の種類と補強方法

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る。

No.2 は、図 I-2 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（間隔 ≤ 有効高さ）で接着する格子接着とした。従来型の連続繊維シートは、施工現場で接着剤を含浸させて FRP 化する必要があり、含浸作業に手間がかかるのみでなく、含浸不良や浮き膨れが発生する恐れがあるなど工事品質の点でも課題があった。CFRP シートは、工場で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¹⁻⁶⁾。

CFRP シートの接着は、1 層目を主筋方向、2 層目を配筋筋方向とした。コンクリート表面をディスクサンダーでケレンしたのち、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の接着剤を塗布して CFRP シートを貼り付けた。

No.3 は、図 I-3 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。なお、走行方向の配置間隔を狭くしたのは、補強対象となる既設床版の配筋筋量が少ないことを考慮し、床版の異方性度改善を目的としたものである。CFRP プレート（幅 100mm、厚さ 1.2mm）の、引張剛性は、走行方向 58kN/mm、走行直角方向 45kN/mm とした。

CFRP プレートは、工場で炭素繊維を引抜き成形方法により板状に加工した炭素繊維強化プラスチック板である。CFRP プレートの接着は、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り付けた。

なお、No.2 および No.3 は、補強された RC 部材としての引張剛性（EA）が概ね同様となるよう補強量を設定した。

2.2 実験方法

実験には、クランク式の輪荷重走行試験機を用いた。

供試体は支持桁上に丸鋼を介して 2 辺単純支持し、走行方向の端部は横梁により 2 辺弾性支持とした。スパン中央の幅 500mm の載荷板上を、走行方向に 2000mm の範囲で鉄輪を往復させて載荷した。

荷重は、120kN-10 万回から 200kN-35 万回までの荷重漸増載荷とした。

計測項目は、床版下面のたわみ、鉄筋および CFRP 補強材のひずみとした。

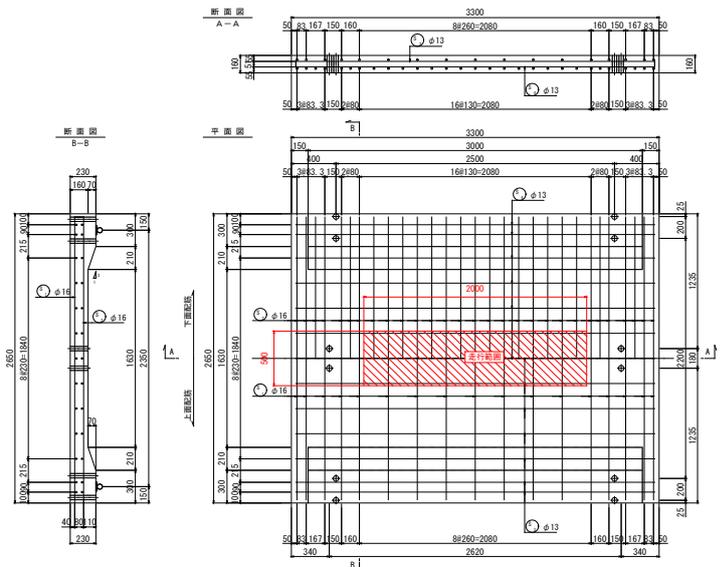


図 I-1 供試体配筋図

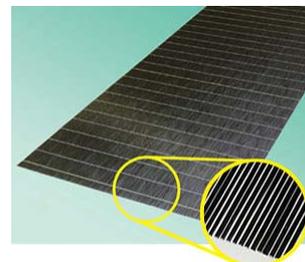


写真 I-1 CFRP シート



写真 I-2 CFRP プレート

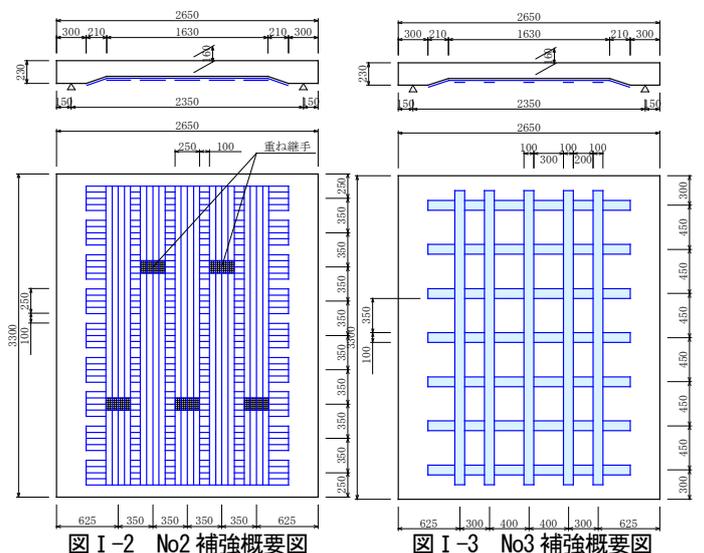


図 I-2 No2 補強概要図

図 I-3 No3 補強概要図

表 I-1 CFRP 補強材の材料特性

	単 位	No.2	No.3	
CFRPのヤング係数	Ecf	kN/mm ²	259	170
CFRPの厚さ	tcf	mm	0.333	1.200
CFRPの幅	bcf	mm	250	100
補強部材の単位幅	B	mm	350	450
補強部材の単位幅あたりの引張剛性	EA	kN/mm ²	61.6	45.3
CFRPの単位長さ	bo	mm	1	1
付着面積	Acf	mm ²	250	100
CFRPの単位幅当りの引張剛性	EAcf	kN/mm ²	86.2	204.0

3. 実験結果及び考察

3.1 走行回数とたわみの関係

走行回数とたわみの関係を図 I-4 に示す。

無補強の No.1 は、200kN に荷重を増加させた直後にたわみが急増し、200kN-1.82 万回載荷時に活荷重たわみが 11.15mm に増加して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、いずれの補強材も本実験の範囲内では、補強効果を有する結果となった。

また、No.2 および No.3 の CFRP 補強材は、概ね同等の引張剛性 (EA) を有しており、CFRP 補強材がコンクリートと十分に付着している状態では、たわみに大きな差異が無いことから、両者とも RC 床版として同等の剛性を有していると考える。

ただし、No.3 では、150kN 載荷による繰り返し載荷時から、若干、変位が増加する傾向があり、とくに 200kN 載荷による繰り返し載荷時には、その傾向が顕著である。これは、No.3 供試体では、150kN 載荷時において直交方向の CFRP プレートの剥離が観察され、その後の繰り返し載荷にもない剥離が進行したこと、コンクリートと CFRP プレートの一体性が損なわれ、変位が増加する傾向としてあらわれたものと考えられる。

3.2 鉄筋およびストランドのひずみの変化

図 I-5 に、床版下面中央の走行直角方向の鉄筋および CFRP 補強材のひずみと走行回数の関係を示す。無補強の No.1 の主鉄筋ひずみは各荷重ステップの初期で最大で同じ荷重ステップでは荷重回数とともにひずみが減少する鋸刃状の傾向を示し、特に荷重 170kN で減少傾向が顕著である。これは本実験では丸鋼を用いているため繰り返し載荷により鉄筋の付着切れが進行していくためと考えられる。

下面補強した No.2 と No.3 の各荷重ステップにおける、鉄筋ひずみはほぼ一定となっており、No.1 のようにひずみが鋸刃状に低下する傾向は見られない。これは、床版下面の CFRP シートが引張力を分担し鉄筋の応力が低減されるとともに、ひび割れの開閉を拘束するため鉄筋

のひび割れ近傍での付着切れを抑制したためと考えられる。

No.2 および No.3 とともに CFRP 補強材は、同じ荷重レベルの鉄筋ひずみより大きなひずみが発生しており、CFRP 補強材が応力を負担していることが分かる。なお、荷重 200kN に荷重ステップを上げた後、No.2 および No.3 とともに、CFRP 補強材のひずみに減少傾向がみられ、付着劣化が徐々に進行しているものと考えられる。

3.3 CFRP 補強材付着特性の影響

No.2 および No.3 の付着応力を次頁、図 I-6 および図 I-7 に示す。CFRP の付着応力度 (τ_{cf}) は次式により算定した。

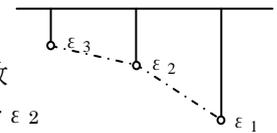
$$\tau_{cf} = t_{cf} \cdot E_{cf} \cdot (d_{\epsilon cf} / dx)$$

ここに、

t_{cf} : CFRP の厚さ

E_{cf} : CFRP のヤング係数

$$(d_{\epsilon cf} / dx) : \Delta \epsilon_{cf} = \epsilon_1 - \epsilon_2$$



CFRP の付着応力度に着目すると、No.3 は No.2 に比べて約 2 倍の応力が発生している。これは、No.3 は No.2 に比べて、CFRP 補強材と母材の接着面に大きな力が作用していることを表している。なお、図 I-7 に示す「200kN-25 万回」の付着応力度が、「200kN-0 万回」の付着応力度よりも低下していることは、「200kN-25 万回」載荷時には、CFRP 補強材と母材の間で付着破壊が生じているものと考えられる。

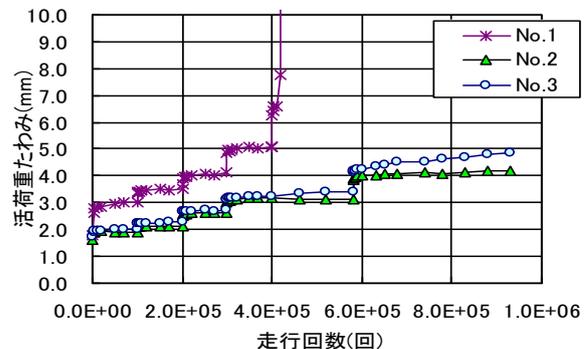


図 I-4 走行回数とたわみの関係

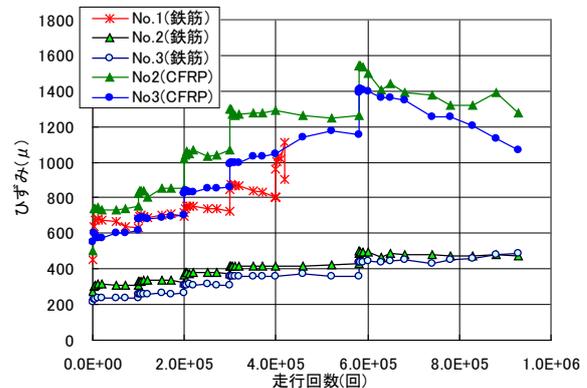


図 I-5 走行回数とひずみの関係

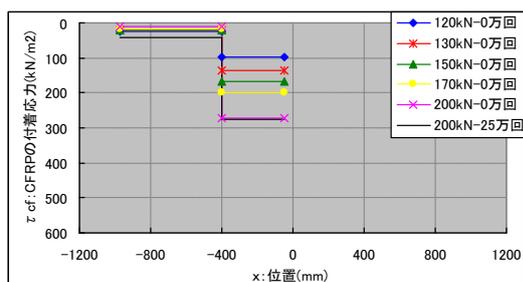


図 I-6 CFRP の付着応力度 (No2)

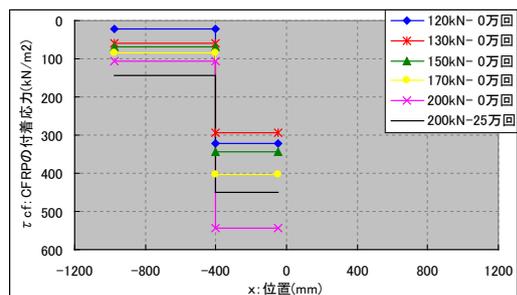


図 I-7 CFRP の付着応力度 (No3)

4. まとめ

本検討では、異なる形態の CFRP 材料を RC 床版の下面補強に用いて輪荷重走行試験によって疲労特性の検討を行った。本検討により得られた知見を以下に示す。

- (1) 本検討で用いた CFRP 材料は、下面補強によって無補強供試体に比べて、疲労寿命が増加し、補強効果を有する結果となった。
- (2) 2 種類の異なる形態の CFRP 材料を用いたが、両者とも剛性の増大が図られ、両者で大きな差異は認められなかった。
- (3) No. 3 のように離散的に CFRP 材料を配置した場合には、荷重の繰り返し載荷回数が増加すると、CFRP 材料とコンクリートの剥離が進展し、若干変位が増加する傾向が認められた。
- (4) 補強部材の単位幅あたりの CFRP の引張剛性 (EA) が同程度 (3/4) であれば、CFRP 補強部材の、剛性や鉄筋ひずみは、ほぼ同一の挙動を示す。
- (5) 補強部材の単位幅あたりの CFRP の引張剛性が同一であっても、CFRP の単位幅あたりの引張剛性 (EAcf) が大きいと、CFRP とコンクリートの付着破壊生じる。

5. 今後の課題

今後の課題を以下に示す。

- ① CFRP 材料とコンクリートの付着強度の影響
付着強度が繰り返し荷重により低下し、補強供試体の疲労寿命が決定される場合があるため、CFRP 補強材とコンクリートとの付着の疲労特性に関する検討が必要である。

具体的には、付着破壊生じる CFRP 補強材の引張剛性を明確にすることを目的として、補強材の引張剛性と CFRP 補強材の単位幅あたりの引張剛性をパラメータとした実験を実施する。なお、疲労特性には、凍結融解作用の影響を考慮する。

なお、CFRP 材料の付着疲労に関しては、既往の研究成果も一部で公表されているため、それらの知見との整合を図る。

- ② CFRP 材料を用いた下面補強工法の設計法の確立

CFRP 材料を用いた下面補強の、疲労破壊の限界状態を、補強部材の疲労破壊と CFRP 補強材の疲労破壊の限界状態からなる、設計法を確立させる。

本検討の補強部材の引張剛性に関する知見と、①で示した CFRP 材料の付着疲労破壊に関する検討結果をとりまとめ、以下の規定などを策定する。

- ・ 補強部材としての引張剛性
- ・ 補強材料としての引張剛性

参考文献

- I-1) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理、森北出版株式会社、2007。
- I-2) 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-3) 小野貴之、三田村浩、林川俊郎、松井繁之：積雪寒冷地における RC 床版の疲労耐久性に関する研究、第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集、pp.75-80、2008.6
- I-4) 安達 優、三田村浩、本田幸一、松井繁之：積雪寒冷地における橋梁床版の劣化度に関する考察、第 63 回土木学会年次学術講演概要集、1-427、pp.853-854、2008。
- I-5) 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-6) 小林朗、佐藤靖彦、高橋義裕、立石晶洋：FRP ストランドシートの材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vo30、No.3、pp.1561-1566、2008.7

II. 積雪寒冷地域におけるゴム支承桥梁の合理的な耐震設計法に関する検討

1. はじめに

近年、桥梁には免震支承や分散支承などの、ゴム支承を用いる場合が多い。このゴム支承は温度による依存性があり、北海道に代表される積雪寒冷地域では、低温時におけるゴム支承の剛性や非線形性能などが、常温時に比べ異なることが考えられる。そのため、積雪寒冷地域に架設されるゴム支承を有する桥梁に対して合理的な耐震設計を行うには、低温下におけるゴム支承の地震時応答の変化や、それに追従する下部工への影響などを明確にする必要がある。

本研究ではこのような背景のもと、積雪寒冷地域におけるゴム支承桥梁の耐震設計を合理的に行うため、まず設計に用いるゴム支承の温度特性を決定するためのマニュアルの整備を行った。このマニュアルの整備では、北海道における最低気温の分布、支承の温度特性を推定するための実験方法の概要、ならびに支承の温度特性の決定方法について示した。また、このマニュアルに基づきゴム支承の温度特性を決定し、ゴム支承の温度特性による応答の違いを、実桥梁モデルによる試算を行って検討を試みた。

2. マニュアル概要

2.1 マニュアル目次案

マニュアルの目次案を以下に示す。

1 章 総則

1.1 適用範囲

2 章 気温と支承温度の関係

2.1 北海道における最低気温分布

2.2 最低気温と支承内部温度の関係

2.3 支承最低温度の設定

3 章 ゴム支承の温度特性実験例

3.1 実験方法

3.2 供試体

3.3 実験条件

3.4 試験室内温度

4 章 ゴム支承の温度特性の算定

4.1 抽出サイクルの設定

4.2 ゴム支承の温度特性

以下に、マニュアルの各項目の概要をそれぞれ示す。

2.2 気温と支承温度の関係

本章は、ゴム支承の温度特性を決定するための基本資

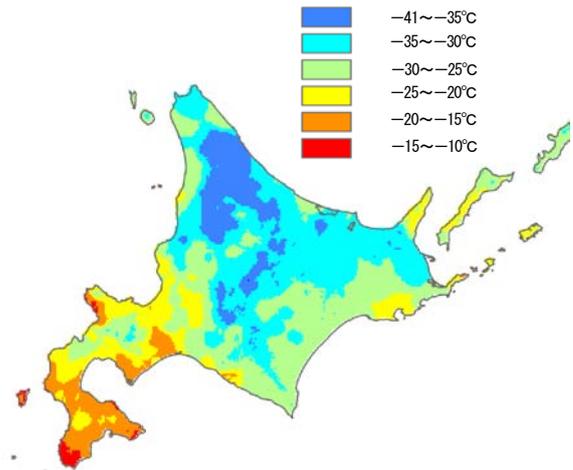


図 II-1 北海道の最低気温分布図

表 II-1 最低外気温と最低支承温度の関係式

支承種類	位置	関係式
LRB	中心部	$y = 0.6225x + 0.0314$
	端部	$y = 0.7441x + 0.2430$
HDR	中心部	$y = 0.6617x + 0.3699$
	端部	$y = 0.7468x + 0.3909$
RB	中心部	$y = 0.6755x + 0.3874$
	端部	$y = 0.7451x + 0.2885$

表 II-2 支承最低温度の設定値

外気温(°C)	LRB	HDR	RB
-41 ~ -35	-30	-30	-30
-35 ~ -30	-25	-25	-25
-30 ~ -25	-20	-25	-25
-25 ~ -20	-20	-20	-20
-20 ~ -15	-15	-15	-15
-15 ~ -10	-10	-15	-15

料として、北海道における最低気温分布の作成や、最低気温と支承温度の関係についてまとめたものである。

(1) 北海道における最低気温分布

既往の研究成果より、逆距離加重法 (IDW)、を用いて北海道の最低気温分布図を作成した。最低気温分布図は、気象台およびアメダス観測地点の 174 地点の既往気温観測値により作成した。既往観測値の内、174 地点における最低気温上位 3 位までの年月日を抽出し、該年月日の 24 時間分の気温分布図を作成した。そして、これらを合成して北海道の最低気温分布図とした。図 II-1 に最低気温分布図を示す。

(2) 最低気温と支承内部温度の関係

外気温と支承温度の相関関係は、既往の研究より明らかとなっている。この相関関係より、各ゴム支承種類毎に支承中心部と端部の関係を定式化すると、表 II-1 に示す直線式が設定される。これらの関係式を用いて、外

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

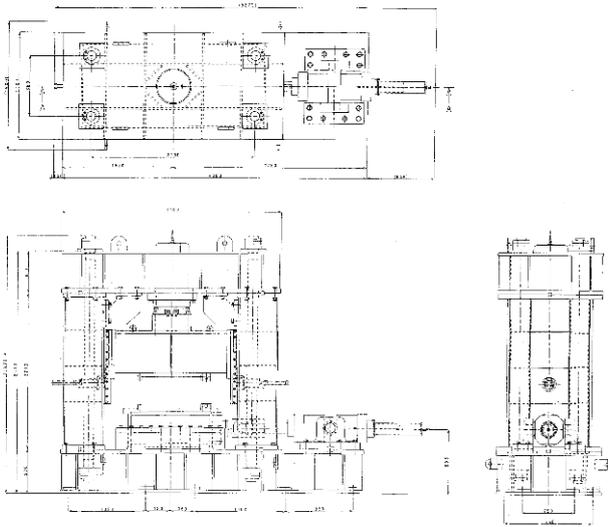


図 II-2 試験機 A1 構造図

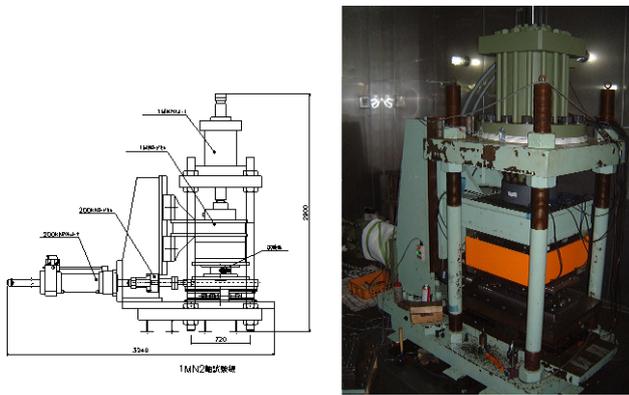


図 II-3 試験機 B1 構造図

気温の最低値 x より、支承温度の最低値 y を設定する。

(3) 支承最低温度の設定

北海道の最低気温分布図(図 II-1)と、表 II-1 の最低外気温と最低支承温度の関係式を使用することで、外気温の温度帯毎に支承最低温度を設定した。その結果を表 II-2 に示す。

2.3 ゴム支承の温度特性実験例^{II-1)}、II-2)

ゴム支承の温度特性を検討するための、実験方法の一例について本章では示す。

(1) 実験方法

実験方法は、試験機による水平加震実験とした。試験機の概要を図 II-2 および図 II-3 に示す。

(2) 供試体

供試体は、平面形状□240mm、厚さ 89.5mm の積層ゴム支承とした。ゴム支承の種類は、積層ゴム支承 (RB)、鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)、超高減衰積層ゴム支承 (HDR-S) の 3 種類とし、G10 と G12 のゴムの弾性係数を対象とした。

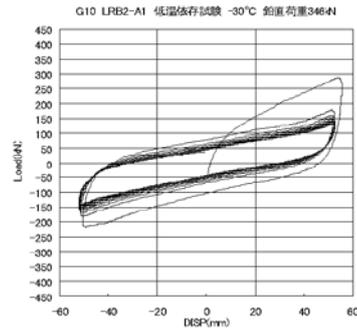


図 II-4 P- δ 関係の一例

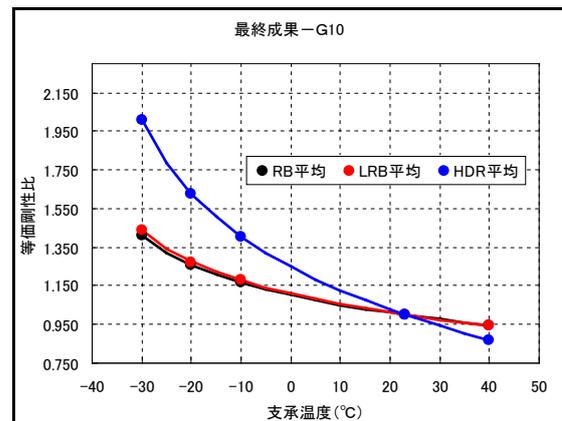


図 II-5 等価剛性と支承温度の相関関係

表 II-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) x: 温度
等価剛性比 (y)	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 (y)	G10	RB	$y = -0.855519 \times \ln(x + 40) + 4.544529$
		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 (y)	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 (y)	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	$y = -0.664396 \times \ln(x + 40) + 3.752682$

(3) 実験条件

実験条件は、振動数 0.5Hz、せん断ひずみ±175%、面圧 6.0N/mm²、入力波 Sin 波、冷却時間 12hr とした。

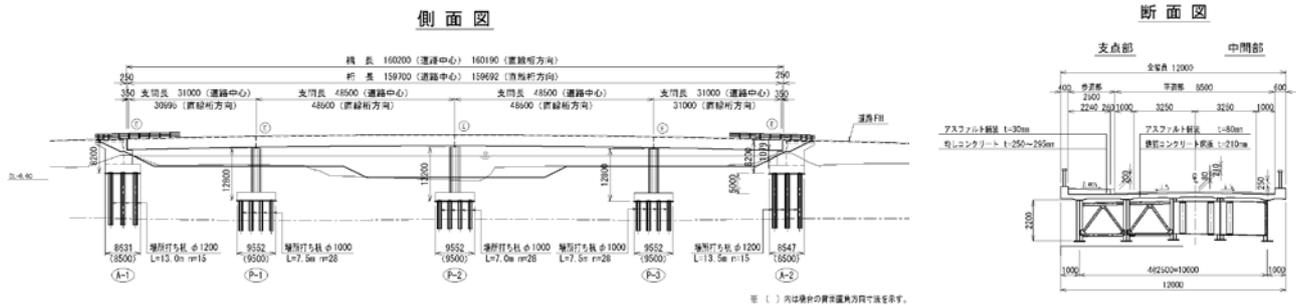


図 II-6 実橋梁モデル

(4) 試験室内温度

試験室内温度は、試験機の制約を考慮し、供試体を所定温度で冷却後、常温で試験を実施する場合（試験機 A1）と、冷却温度と同温度の恒温室内で実験する場合（試験機 B1）の 2 種類の方法を用いた。これらの実験より、図 II-4 のようなゴム支承の P- δ 関係を得ることができ

2.4 ゴム支承の非線形性能の算定

本章では、ゴム支承の実験により得られた P- δ 関係から、温度特性を決定するまでの事項について示した。

(1) 抽出サイクルの設定

実験結果から得られた载荷サイクルによる荷重変位曲線から、非線形性能を算出するための特性抽出サイクル回数

の設定が必要となる。特性抽出サイクルは、ゴム支承便覧^{II-3)}の特性抽出サイクルを基に検討を行った。RB の場合には、標準温度では 3 サイクル目を特性抽出サイクルとしている。実験結果から、低温下においても 3 サイクル目を用いることに問題はなかった。

LRB および HDR-S の場合には、常温と同様に 2~11 サイクル目の平均値を用いた。ただし、低温下におけるゴム支承の荷重変位関係は载荷回数の影響を受けるため、今後これらの影響を考慮したモデル化も必要と考えられる。

(2) ゴム支承の温度特性

ゴム支承実験の結果から、RB の場合には等価剛性、等価減衰定数、LRB および HDR-S の場合には 1 次剛性、2 次剛性、降伏荷重を温度別に整理することによって、表 II-3 に示すような温度特性式が得られる。

3. ゴム支承橋梁の試算

上述のマニュアルに基づき、ここではゴム支承の温度特性を決定し、低温下におけるゴム支承橋梁の地震時応答の変化を、実橋梁モデルを用いて試算し検討を行う。

3.1 検討ケース

検討の対象とする支承形式は、RB、LRB、HDR-S の 3

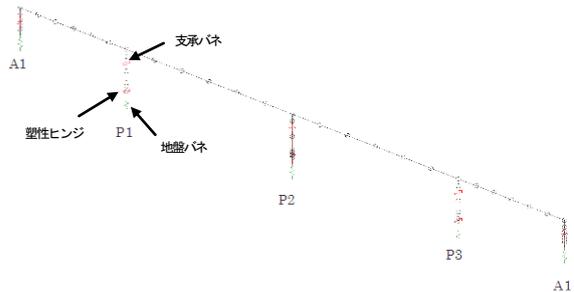


図 II-7 構造解析モデル

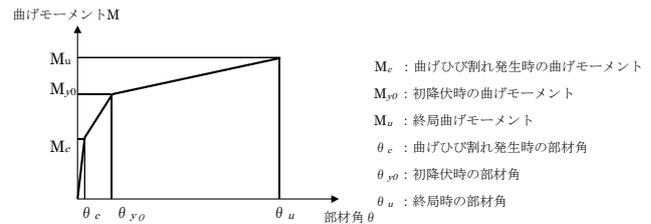


図 II-8 トリリニアモデルの M- θ 関係

種類を設定した。また、支承の温度は常温 (23°C) と低温 (-30°C) とし、検討ケースは全 6 ケースとした。各検討ケースに対しては、道路橋示方書に基づきタイプ I およびタイプ II 地震動による解析を行い、異なる 3 波形による応答の平均値を用いるため、解析ケースとしては 6×2×3=36 ケースとなる。

3.2 検討橋梁モデル

試算の対象としたのは、図 II-6 に示す 4 径間連続鋼桁橋で、実橋梁を基にモデル化したものである。以下に構造諸元を示す。

3.2.1 橋梁諸元

(1) 上部工基本条件

- 支間長 : 31.000m+48.500m+48.500m+31.000m
- 総幅員 : 12.0m

(2) 支承条件

- 支持条件 : 橋軸方向一分散 橋軸直角方向一固定

(3) 下部工基本条件

- 下部工形式 : 橋台一逆 T 式橋台 2 基

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

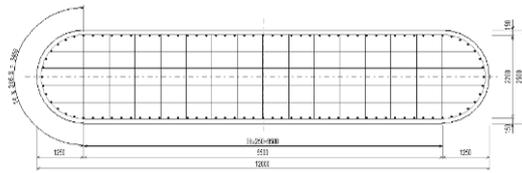


図 II-9 橋脚配筋図

表 II-4 橋脚の非線形性能

諸元	タイプ I	タイプ II	
ヤング係数 E(kN/mm ²)	25.0	25.0	
軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm ²)	345.0	345.0	
帯鉄筋の降伏強度 (N/mm ²)	345.0	345.0	
コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	24.0	24.0	
主鉄筋	橋軸方向	D32 - 39本	D32 - 39本
	直角方向	D32 - 13本	D32 - 13本
せん断補強鉄筋	橋軸方向	D22 - 17本 - ctc150	D22 - 17本 - ctc150
	直角方向	D22 - 6本 - ctc150	D22 - 6本 - ctc150
曲げ耐力	Mc (kN·m)	27195.0	27195.0
	My (kN·m)	43489.0	43491.0
	Mu[Mm] (kN·m)	45625.0	45627.0
	Mn (kN·m)	-	-
回転角	θ_c (1/m)	9.1000E-05	9.1000E-05
	θ_y (1/m)	1.1040E-03	1.1040E-03
	θ_{ul} (1/m)	5.2290E-02	9.9950E-02
	θ_n (1/m)	-	-
	θ (1/m)	-	-

- ・橋脚一壁式橋脚 3基
- ・基礎形式：杭基礎（場所打ち杭）

3.2.2 構造解析モデル

構造解析モデルおよび解析条件を以下に示す。構造解析モデルは、図 II-7 のように上層梁および橋台を弾性梁要素、橋脚下端部を非線形回転バネ要素、支承部をせん断バネ要素、基礎を線形バネ要素としている。

下部工の使用材料は、コンクリートの設計基準強度 24 N/mm²、鉄筋は SD345 である。地盤は II 種地盤である。

橋脚の下端の塑性ヒンジ部には、図 II-8 に示すトリリニアモデルの M- θ 関係を用いる¹¹⁻⁴⁾。動的解析における塑性ヒンジ部の履歴モデルは、武田モデルとする。図 II-9 に橋脚の配筋図、表 II-4 に橋脚の断面諸元と非線形性能を示す。

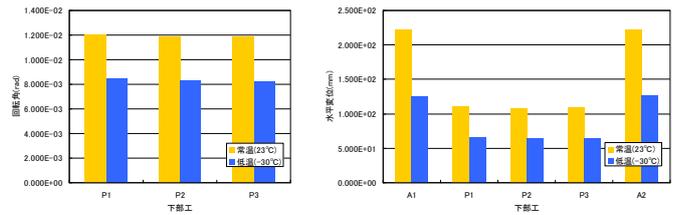
動的解析に用いる地震波形は、道路橋示方書に示されるレベル 2 地震動の II 種地盤における時刻歴波形を用いる。動的解析は、時刻歴応答解析法とした。解析条件は直接積分法とし、ニューマークの β 法で $\beta=0.25$ とした。積分時間間隔は 0.001sec、減衰は歪エネルギー比例型減衰とした。減衰定数は、桁 0.02、橋脚 0.02、基礎 0.2 とした。

ゴム支承の温度特性は、表 II-3 に示したマニュアル作成で行った実験結果を基に設定を行った。

3.3 解析結果

3.3.1 RB

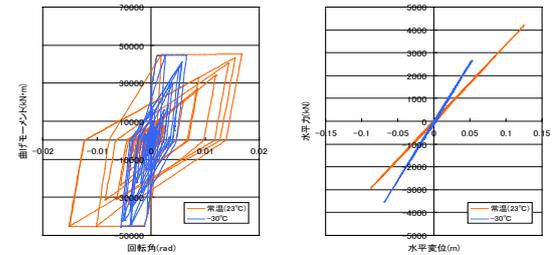
ここでは、ゴム支承形式を RB とした場合の最大応答値の比較結果を示す。図 II-10 は、塑性ヒンジ部の最大応答回転角および支承の最大水平変位を、常温と低温



塑性ヒンジ部の最大応答回転角

支承の最大応答水平変位

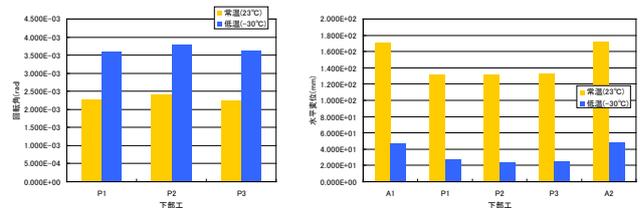
図 II-10 RB の温度別最大応答値の比較



塑性ヒンジ部の履歴ループ

支承の履歴ループ

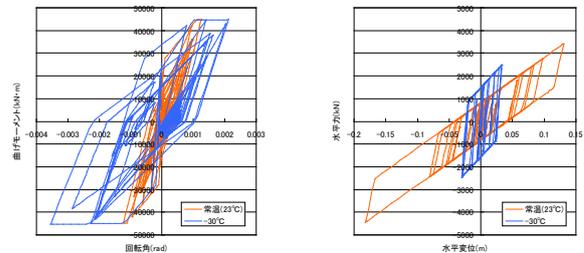
図 II-11 RB の温度別履歴ループの比較



塑性ヒンジ部の最大応答回転角

支承の最大応答水平変位

図 II-12 LRB の最大応答値の比較



塑性ヒンジ部の履歴ループ

支承の履歴ループ

図 II-13 LRB の温度別履歴ループの比較

(-30°C) それぞれを図化したものである。図は黄色が常温(23°C)、青色が低温(-30度)の結果を示している。一方、図 II-11 には P2 橋脚の塑性ヒンジ部および支承部の履歴応答の例として、タイプ II 地震動の 2 波形目の結果を示す。最大応答値を比較すると、低温下で橋脚およびゴム支承の応答がいずれも減少していることがわかる。

図 II-11 に示すゴム支承の履歴の比較では、低温下で剛性が増大することが確認された。一般的にゴム支承の剛性が高くなると、下部工へ伝達される力も大きくなるため、下部工の応答は大きくなるのが想定される。しかし、本検討ではゴム支承、下部工ともに応答は減少し

た。これは、低温下においてRBの等価減衰定数が増加していることによるものと類推される。

3.3.2 LRB

ここでは、ゴム支承形式をLRBとした場合の最大応答値の比較結果を示す。

図II-12にはRBの場合と同様に、塑性ヒンジ部およびゴム支承の最大応答値を示した。最大応答値を比較すると、橋脚の応答回転角は増大し、支承の応答は減少している。

図II-13には塑性ヒンジ部および支承部の履歴応答を示す。ゴム支承の履歴ループより、 -30°C のゴム支承は剛性が高いために変形が小さく、履歴ループの面積が常温に比べ小さい。LRBの減衰効果は、履歴吸収エネルギーによる減衰である。 -30°C の塑性ヒンジ部の応答回転角が常温より増大した要因は、この履歴吸収エネルギーによる減衰の減少であると考えられる。

3.3.3 HDR-S

ゴム支承形式をHDR-Sとした場合の最大応答値の比較結果を示す。

図II-14にはこれまでと同様に、塑性ヒンジ部およびゴム支承の最大応答を示す。最大応答値を比較すると、LRBと同様に低温下で橋脚の応答が増大し、支承の応答は減少している。

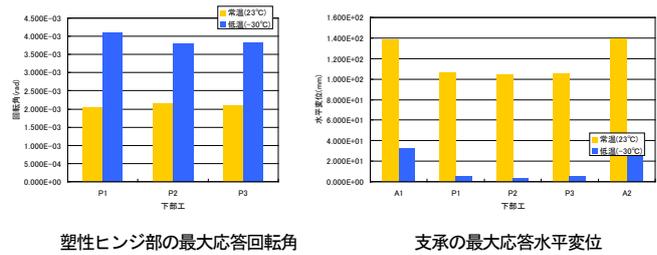
図II-15には塑性ヒンジ部および支承部の履歴応答の例を示す。図からも明白なように、 -30°C のゴム支承は剛性が高いために変形が小さく、履歴吸収エネルギーが小さい。LRBとHDR-Sは同様な傾向であるが、HDR-Sのほうが橋脚の応答が大きくなった要因は、HDR-SがLRBに比べ低温下の剛性の変化が大きいためであると考えられる。

4. まとめ

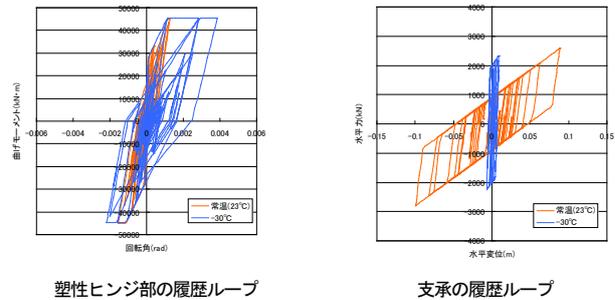
積雪寒冷地域におけるゴム支承橋梁の耐震設計を合理的に行うため、ゴム支承の温度特性を決定するためのマニュアルの整備、ならびに低温下におけるゴム支承橋梁の試算を行った。

以下に、本研究で得られた知見を示す。

- (1) RBにおける試算では、低温時にゴムの剛性は高くなるが、橋脚の応答に影響を与える結果とはならなかった。これは、RBの場合には剛性の増大と共に、等価減衰定数も増加したためであると考えられる。
- (2) LRBの計算結果では、低温下において、ゴム支承の応答変位が減少し、下部工への応答が大きくなる傾向となった。これは、ゴム支承の剛性および降伏点の上昇により、履歴減衰の効果が小さくなったため



図II-14 HDR-Sの最大応答値の比較



図II-15 HDR-Sの温度別履歴ループの比較

と考えられる。

- (3) HDR-Sの計算結果では、LRBの結果と同様に低温下では橋脚の応答が大きくなり、またその傾向もLRBより顕著に現れた。これは、HDR-Sが特に温度依存性が高いことが原因であると考えられる。

これらの検討より、積雪寒冷地域では、LRBやHDR-Sなどの免震ゴム支承の温度特性が、耐震設計に与える影響は比較的大きく、これらの地域では、ゴム支承の温度特性を適切に評価し設計に導入することの必要性が示された結果となった。

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
- II-3) 日本道路協会：道路橋支承便覧、2004.4
- II-4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、2002.

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

合理化橋梁の開発に伴い、鋼橋に使用される鋼板は厚板化する傾向にある。道路橋示方書では、鋼材の板厚について 100mm までを適用範囲と規定しているが、気温が著しく低下する地方では、特に低温脆性に注意して鋼種を選定する必要があることが記載されている。しかし、現状において板厚 40mm 以上の鋼材を対象とした低温靱性に関する研究報告事例は皆無な状況にある。

これらの背景から、本研究では鋼橋における鋼材の靱性に係る要求性能を整理することを目的として、寒冷地域の低温下における厚板(板厚 40mm 以上を対象)の靱性能試験として実的手法である衝撃吸収試験(以後、「シャルピー試験」と記す。)を、過年度に引き続き行った。

2. 鋼材の低温靱性に関する研究方法

2.1 研究の目的および対象

図Ⅲ-1 には、北海道の最低気温分布図を示す。北海道は気温が著しく低下する寒冷地に属するため、特に低温靱性に留意した鋼種選定条件を整理する必要がある。

図Ⅲ-2 には、鋼橋の現場継手構造(例)を示す。本研究では板厚 40mm を超え、引張応力を受ける上下フランジを対象に、母材および溶接部の低温靱性に対する要求性能を整理する。また、対象とする溶接は、フランジの突合せ溶接継手(完全溶込み溶接)とする。

(ウェブとフランジ間などのすみ肉溶接は対象外)

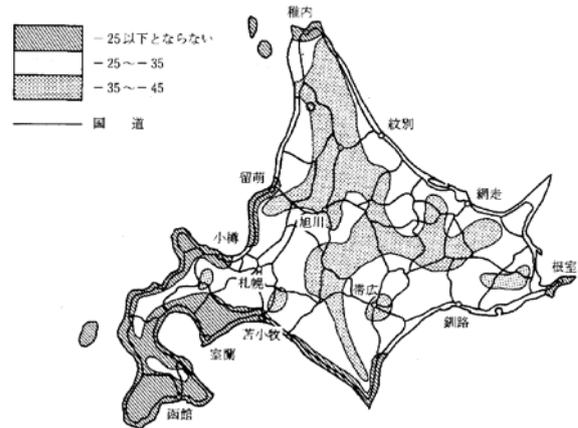
2.2 試験方法

現状における鋼材の靱性指標は、日本工業規格の構造用鋼材(JIS G3106 等)で示されるシャルピー吸収エネルギーに代表される。本研究でもシャルピー衝撃試験方法(JIS Z2242)に基づき試験を実施した。

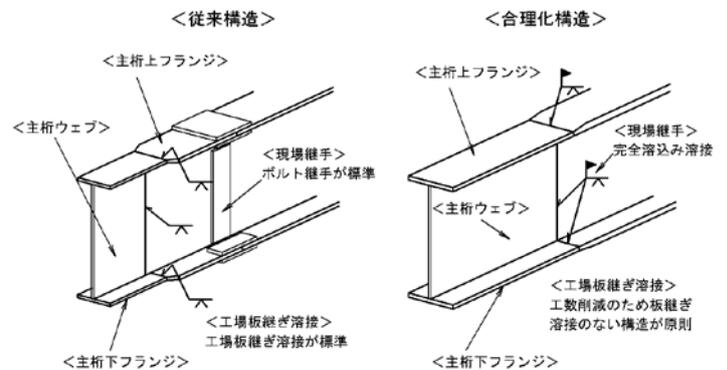
図Ⅲ-3 に試験概要図を示す。シャルピー試験では、試験片の破壊に要した吸収エネルギーから靱性を評価する。

2.3 試験の対象鋼材および対象部位

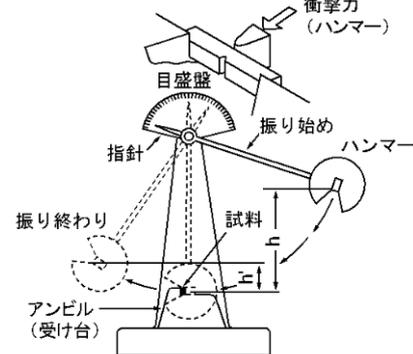
本試験では鋼橋の合理化橋梁に用いる厚板として使用頻度の高い溶接構造用鋼材 SM520C、SM570 を試験対象鋼材とした。図Ⅲ-4 に試験対象部位を示す。試験片の採取は母材、熱影響部、ポンド部、溶接金属部の 4 箇所とした。又、1 つの試験温度に対する試験片は JIS Z2242 に準じ 3 本とした。



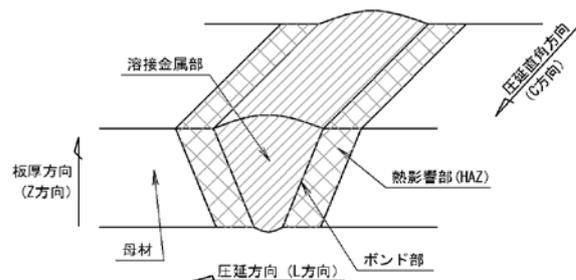
図Ⅲ-1 北海道の最低気温分布図



図Ⅲ-2 鋼橋の現場継手構造(例)



図Ⅲ-3 シャルピー試験概要図



図Ⅲ-4 試験対象部位の名称

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

2.4 低温靱性の判定指標

鋼橋に用いる鋼材のシャルピー吸収エネルギーは JIS 規格 (JIS G3106) から、SM520C 0°C 47J 以上、SM570 -5°C 47J 以上とされており、我が国にはこれよりも低温下での靱性判定指標は無い。

また現在、板厚 38mm 以下の鋼種選定基準に用いられている低温下での靱性評価の基となる既往研究成果^{III-1)}では、北海道の最低遭遇温度-40°C (北海道の最低遭遇温度-35~45°Cの区域は-40°Cが設計温度) で 47J 以上保有することを判定指標の 1 つとして整理されている。

これらの状況から、本実験では既往実験と同様に最低遭遇温度-40°Cで 47J 以上有することを低温下で靱性を有する判定指標とする。

2.5 -40°Cに相当する試験温度の設定方法

外気温度-40°Cに相当する試験温度は、鋼種や板厚の影響を反映した要求遷移温度算出式から設定する。

要求遷移温度式は、日本溶接協会 (WES3003) の以下の式を用いた。

・ $\sigma \leq 390 \text{ N/mm}^2$ の場合 (SM520C) --- WE S 3003 式-1

$$\sqrt{Te} = T + 166.3 - 0.13\sigma - 6\sqrt{t} - 17976/\sigma(\sigma + 0.6)$$

・ $\sigma > 390 \text{ N/mm}^2$ の場合 (SM570) --- WE S 3003 式-2

$$\sqrt{Te} = T + 166.3 - 0.13\sigma - 6\sqrt{t} - 0.45\sigma(\sigma + 0.6)\exp(-\sigma/294)$$

σ : 使用応力 (許容応力) (N/mm²)

σ_y : 降伏点又は耐力の保障値(N/mm²)

t : 板厚(mm)

T : 最低使用温度 (°C)

\sqrt{Te} : 試験温度 (°C)

2.6 試験ケースの設定

表 III-1 に試験ケースを示す。

本年度の試験に採用した板厚は、過年度試験で実施していない板厚グループ (40mm~49mm、70mm~79mm) から選定した。溶接材料の相違による低温下での靱性確認を目的として、CASE1,2およびCASE3,4 は、それぞれ同板厚で標準溶材と低温溶材のケースを実施した。CASE5 は、標準溶材を用いて実施した。

また、過年度試験では、常温と要求遷移温度を主体とした試験温度としていたが、遷移曲線を得るために CASE2~4 は試験温度数を増加した。

2.7 溶接条件の設定

表 III-2 に“過年度実施の溶接条件 A”と“本年度実施の溶接条件 B”を示す。

溶接条件 A による、過年度試験においては、低温溶材を用いても靱性の改善が見られなかった (表 III-6)。

表 III-1 シャルピー試験一覧

	鋼種	板厚 (mm)						溶接材料		要求遷移温度	試験温度 (°C)
		40-49	50-59	60-69	70-79	80-89	90-99	標準	低温用		
過年度試験	CASE1	SM520C			69			○		-31°C	20,0,-31
	CASE2	SM520C		56				○		-26°C	26,-26
	CASE3	SM570					90	○		-41°C	24,-24
	CASE4	SM570				88		○		-40°C	20,-40
本年度試験	CASE1	SM520C				77		○		-33°C	20,0,-33
	CASE2	SM520C						○		-33°C	40,-20,0,-20,-33,-50
	CASE3	SM570	41					○		-22°C	20,-5,-30,-40,-50,-60
	CASE4	SM570						○		-22°C	60,40,20,0,-5,-22,-40,-60
	CASE5	SMA570W				74		○		-35°C	20,-5,-35

表 III-2 鋼材の溶接条件

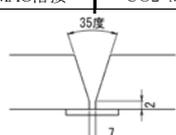
溶接条件		溶接条件A (過年度実施)	溶接条件B (本年度実施)
溶接法	--	CO ₂ -MAG溶接	CO ₂ -MAG溶接
開先形状	形状		
	開先角度	度	V型 35
	ルートキヤップ	mm	7
	ルートフェース	mm	2
予熱温度	°C	100~150	100~150
パス間温度	°C	100~150	100~150
溶接材料	--	--	--
ワイヤー径	mm	12	12
CO ₂ 量	l/m	25	30
電流	A	320	280
電圧	V	34	30
溶接速度	mm/min	250~350	250
入熱量	J/mm	2,000	2,000

表 III-3 化学成分分析結果 (%) (溶接金属部)

	CASE1 SM520 (t=69)		CASE4 SM570 (t=88)	
	標準溶材		低温溶材	
	分析値	公表値	分析値	公表値
C	0.046	0.080	0.038	0.050
Si	0.510	0.510	0.510	0.400
Mn	1.170	1.100	1.580	1.280
P	0.015	0.010	0.012	0.012
S	0.013	0.010	0.009	0.010
Cr	0.030	---	0.030	---
Ni	0.010	---	0.410	0.410
Cu	0.270	---	0.020	---
Mo	---	---	---	0.290
O	0.044	---	0.059	---
N	0.0161	0.003~0.004	0.0092	0.003~0.004

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

その原因の検証として、過年度試験の CASE1 と CASE4 に対して溶接金属部の化学成分分析を行った。

表Ⅲ-3 に化学成分の分析結果を示す。この結果、窒素(N)の含有量が CASE1 161ppm、CASE4 92ppm と溶接材料が従来から保有している一般値 30～40ppm に比べ高い状態であることが確認された。この状況から、溶接条件Aにおいては、CO₂ (シールド) 不足により窒素(N)の巻き込みが多く生じ、低温下で靱性が低下する傾向を助長した可能性が考えられる。

このため、本年度の試験では、窒素(N)の巻き込みを抑え、靱性の向上を目的に溶接条件Bを設定し、これにより実験を行った。

3. 試験結果

3.1 マクロ試験結果

試験片溶接部の品質確認として、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に示されるマクロ試験 (JIS G0553) を実施した。

表Ⅲ-4 に過年度実施した溶接条件Aのマクロ試験結果を示す。全ケースとも溶接欠陥は見られず、材質や板厚に関係なく、設定した溶接条件は施工品質が確保された条件と言える。

表Ⅲ-5 に本年度実施した溶接条件Bのマクロ試験結果を示す。マクロ試験を実施した 4 ケースのうち、CASE5 以外のケースには、溶接金属が行渡らず、空隙・空洞となるボイドの介在 (溶接欠陥) が認められる。溶接条件Bにおいては、欠陥の発生頻度が高いものと考えられる。

3.2 シャルピー試験結果

(1) 試験結果の総括

表Ⅲ-6 に、過年度・本年度のシャルピー試験結果を示す。以下に試験結果の総括を列記する。

- (1) 母材は全ての試験ケースで、外気温度-40℃に対して高靱性を示す。このため、板継溶接の無い構造において、鋼種選定に際し制約は無い。
- (2) 溶接部のうち、溶接金属部を除く他の部位は、ボンド部において一部、47J に達しないケースも見られるが、これを除くと低温下でも一定の靱性能を保有する状況を確認できた。
- (3) 溶接金属部は、過年度試験 (溶接条件A) において吸収エネルギー値は低い傾向を示すが、本年度試験 (溶接条件B) においては、CASE2 の標準溶材を用いた試験ケース以外は高い吸収エネルギー値を示す傾向が見られた。

表Ⅲ-4 マクロ試験結果 (溶接条件A)

ケース	鋼種	板厚 (mm)	溶接材料	溶接部のマクロ試験結果 (写真)	
				欠陥なし	写真
CASE1	SM520C	69	標準	欠陥なし	
CASE2		56	標準	欠陥なし	
CASE3	SM570	90	標準	欠陥なし	
CASE4		88	低温用	欠陥なし	

表Ⅲ-5 マクロ試験結果 (溶接条件B)

ケース	鋼種	板厚 (mm)	溶接材料	溶接部のマクロ試験結果 (写真)	
				欠陥あり	写真
CASE1	SM520C	77	低温用	欠陥あり	
CASE2		77	標準	欠陥あり	
CASE3	SM570	41	低温用	—	
CASE4		41	標準	欠陥あり	
CASE5	SMA570W	74	標準	欠陥なし	

表Ⅲ-6 シャルピー試験結果

	材質	板厚 (mm)	要求遷移温度	靱性判定 (要求遷移温度: 47J以上)								
				母材	溶接金属部			ボンド部		熱影響部		
					標準溶材	低温溶材	限界温度℃	標準溶材	低温溶材	標準溶材	低温溶材	
過年度試験	CASE1	SM520C	69	-31℃	○ 152J	× 37J		-23	× 41J		○ 181J	
	CASE2	SM520C	56	-26℃	○ 192J	× 27J		-19	○ 103J		○ 286J	
	CASE3	SM570	90	-41℃	○ 178J	× 19J		-26	○ 49J		○ 174J	
	CASE4	SM570	88	-40℃	○ 144J		× 27J	-26		○ 120J		○ 201J
本年度試験	CASE1	SM520C	77	-33℃	○ 70J		○ 128J	-40以上		○ 130J		○ 97J
	CASE2	SM520C	77	-33℃		× 31J		-32	---		---	
	CASE3	SM570	41	-22℃	○ 335J		○ 143J	-40以上		---		---
	CASE4	SM570	41	-22℃		○ 56J		-28				
	CASE5	SMA570W	74	-35℃	○ 240J	○ 52J		-35	○ 99J		○ 313J	

○: 低温下において靱性が低下しない (47J以上)

×: 低温下において靱性が低下する (47J以下)

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

(2) 溶接金属部の試験結果

図Ⅲ-5に、溶接金属部に着目した試験結果を示す。
試験結果は、以下の手順で整理する。

【整理-1】

-40℃に相当するシャルピー吸収エネルギー値が、靱性判定値 47 J 以上あれば、-40℃で脆性破壊しないものとする。

【整理-2】

整理-1において47 Jを下回る場合、47Jに相当する使用温度（脆性破壊しない温度）を算出する。

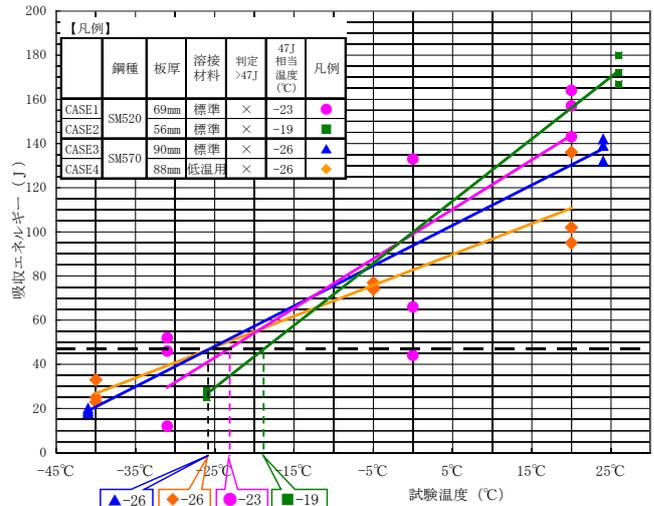
試験結果の一覧を整理を表Ⅲ-7に示す。試験結果を総括すると以下ようになる。

- 1) 溶接条件Aでは、溶接金属部の全試験ケースとも、-40℃に相当する吸収エネルギーが 47 J を下回る結果となる。
- 2) 溶接条件Aの CASE4 は、低温下での高靱性を期待して低温用溶材を用いたが、標準溶材と同程度の吸収エネルギー値に留まった。
- 3) 溶接条件Aで脆性破壊しない使用温度は、-20℃程度と北海道の低温域を包括できない傾向となった。
- 4) 溶接条件Bでは、低温用溶材を用いた試験ケースは高い吸収エネルギー値を示す傾向が見られる。
- 5) 溶接条件Bで脆性破壊しない使用温度は、-30℃程度となる。
- 6) 標準的な溶接条件Aでは、過年度のマクロ試験結果から欠陥は発生せず、良好な施工品質を確保できる溶接条件であるが低温靱性が低い傾向にある。
- 7) 溶接条件Bでは、期待通りに高靱性を示したが、マクロ試験での溶接欠陥が生じやすく、材質や板厚に関係なく、施工品質の確保が難しい条件といえる。

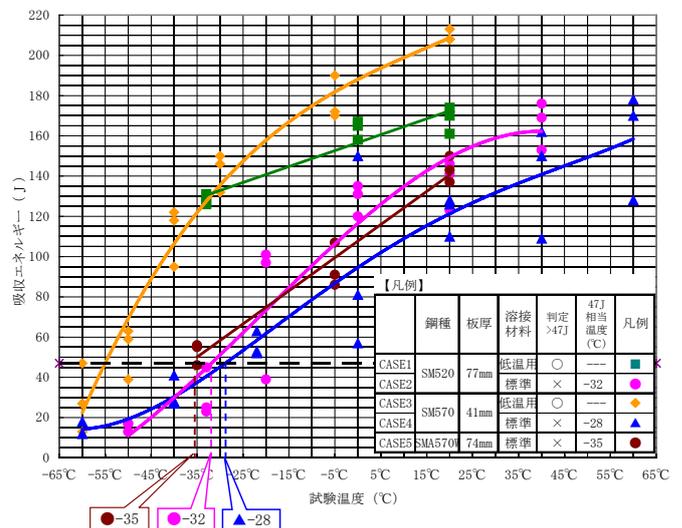
以上のように、本実験では溶接条件の改良と溶接材料の使い分けにより溶接部の靱性確認を実施してきたが、低温域での靱性確保と施工品質の両者を満たす条件の設定が難しいことが確認された。

本実験の靱性判定指標として、-40℃においても 47 J 以上の吸収エネルギー値を求めることは、過剰な要求と考え、吸収エネルギー47J の制定背景から、当時の経年鋼材を用いて、靱性判定指標となり得る基礎実験を追加で実施した。

【溶接条件-A】



【溶接条件-B】



図Ⅲ-5 シャルピー吸収エネルギー（溶接金属部）

表Ⅲ-7 溶接金属部の試験結果一覧

試験年度	溶接条件	鋼種	板厚	溶接材料	判定 >47J	47J相当温度 (°C)	整理-1	整理-2
							(-40℃で47J以上の判定)	(47Jに相当する使用温度) ~脆性破壊しない限界温度~
過年度試験	溶接条件A	CASE1	標準溶材		×	-23	×	-23℃
		CASE2	標準溶材		×	-19	×	-19℃
		CASE3	標準溶材		×	-26	×	-26℃
		CASE4	低温用溶材		×	-26	×	-26℃
本年度試験	溶接条件B	CASE1	低温用溶材		○	---	○	-40℃で脆性破壊しない
		CASE2	標準溶材		×	-32	×	-32℃
		CASE3	低温用溶材		○	---	○	-40℃で脆性破壊しない
		CASE4	標準溶材		×	-28	×	-28℃
		CASE5	標準溶材		×	-35	×	-35℃

3.3 経年鋼材を用いた靱性判定の基礎実験

(1)47J 規定の背景

シャルピー試験における吸収エネルギー値 47J の規定背景は、1958年に英国船級協会ロイドが溶接船の溶接部の脆性破壊を防止するために、簡便な指標として 0℃で保有することが必要な吸収エネルギー値として示した規格である。その後、鋼材や溶接技術の著しい進歩にも関わらず、50 余年の間、見直しは行われず、現行の JIS 規格も当時の規格を踏襲している。

(2)経年鋼材を用いた試験方針

英国船級協会ロイドが制定した規格を満足する鋼材を用いて建設された橋梁で、現在までに低温脆性により破壊した橋梁の報告は皆無であることから、ロイド協会が 47J を制定した当時の経年鋼材を対象として、低温下で保有する吸収エネルギー値を求め、実情に即した靱性判定指標を設定する。下記の手順により試験を行う。

手順-1：機械的性質、化学成分分析を実施

手順-2：シャルピー試験を実施

(3)経年鋼材の分析結果

1952 年竣工の建設後約 60 年経過した橋梁から試験片(SS41,t=10mm)を採取した。

図Ⅲ-6 に、引張試験結果を示す。現行の JIS 規格 SS400 と同等の機械的性質を保有している。

表Ⅲ-8 に鋼材の化学成分分析結果を示す。現行の JIS 規格 SS400 の成分規定を満たす他、ロイド規格の実験に用いた鋼材の炭素当量と概ね同等な成分を有している。

(4)シャルピー試験による吸収エネルギー値

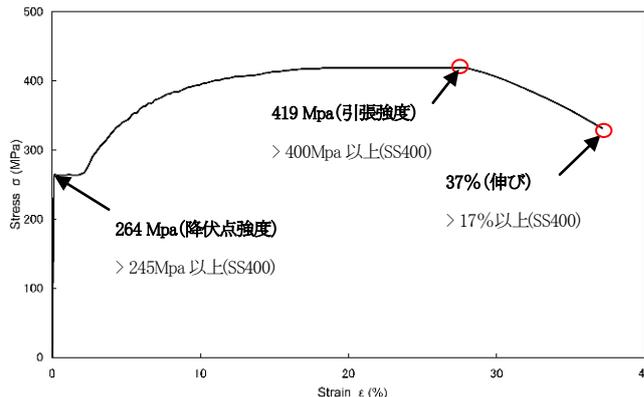
図Ⅲ-7 に、シャルピー試験による母材の吸収エネルギー遷移曲線を示す。試験片は、板厚方向の品質のばらつきが低く、切削すると内部欠陥が露出しやすいリムド鋼に分類される。経年鋼材の遷移曲線は、現行の鋼材よりも明らかに靱性が劣る傾向にあるが、吸収エネルギー値 47J は-30℃に相当し、-40℃での吸収エネルギーは 34J を示した。

(5)靱性判定の指標

現行の厚板鋼板溶接部の靱性は、母材の規格値以上(道路橋示方書Ⅱ17.4.4)が必要であるが、ここでは経年鋼材の試験結果から、靱性判定指標を-40℃で 34J 以上と設定することとした。

表Ⅲ-9 は、表Ⅲ-7 の溶接金属部の試験結果について再整理を行ったものである。

この結果、溶接条件 A および溶接条件 B ともに、-40℃における吸収エネルギー値は 34 J を下回るケースがある。但し、脆性破壊しない使用温度は、一部を除き-30℃よりも低温域まで包括できる傾向となる。

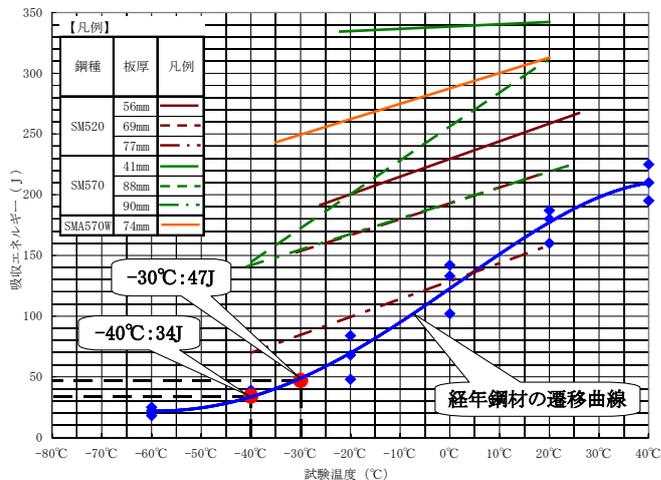


図Ⅲ-6 経年鋼材の母材引張試験結果

表Ⅲ-8 経年鋼材の化学成分分析結果

		C	P	S	Pcm	Ceq
SM400A	JIS規格	0.23以下	0.035以下	0.035以下	--	--
	サンプル	0.15	0.024	0.007	0.195	0.275
SS41	JIS規格	--	0.050以下	0.050以下	--	--
	サンプル	0.17	0.017	0.003	0.204	0.270
ロイド協会 (1958年論文 より転記)	Case-1	0.20	0.024	0.048	0.231	0.302
	Case-2	0.21	0.014	0.028	0.236	0.295
	Case-3	0.25	0.024	0.056	0.279	0.345
	平均	0.22	0.021	0.044	0.248	0.314
経年鋼材	SS41	0.23	0.013	0.018	0.270	0.320

図Ⅲ-7 経年鋼材と母材の吸収エネルギー遷移曲線



表Ⅲ-9 溶接金属部の試験結果 再整理

過年度 試験	溶接 条件A	CASE	標準溶材	整理-1 (-40℃で34J以上 の判定)	整理-2 (47Jに相当する使用温度) ~脆性破壊しない限界温度~
				×	-28℃
本年度 試験	溶接 条件B	CASE1	低温用溶材	○	-40℃で脆性破壊しない
		CASE2	標準溶材	×	-38℃
		CASE3	低温用溶材	○	-40℃で脆性破壊しない
		CASE4	標準溶材	×	-37℃
		CASE5	標準溶材	○	-40℃で脆性破壊しない

4. まとめ

本研究では、厚板鋼材（板厚 40mm 以上を対象）の低温下における靱性評価は、実用的な試験方法として実績が豊富なシャルピー衝撃試験により、最も靱性の低い溶接金属部に着目して、溶接条件、溶接材料および靱性判定指標の見直しを視野に入れた基礎実験を実施した。

その結果を整理すると、以下のとおりである。

(1) 靱性判定指標 47 J に対する試験結果

- 1) 母材は全ての試験ケースで、外気温度 -40°C に対して高靱性を示す。このため、板継溶接の無い構造において、鋼種選定に際し制約は無い。
- 2) 溶接部のうち、溶接金属部を除く他の部位は、ボンド部において一部、47J に達しないケースも見られるが、これを除くと低温下でも一定の靱性能を保有する状況を確認できた。
- 3) 標準的な溶接条件 A では、過年度のマクロ試験結果から欠陥は発生せず、良好な施工品質を確保できる溶接条件であるが低温靱性が低い傾向にある。
- 4) 溶接条件 B では、期待通りに高靱性を示したが、マクロ試験から、溶接欠陥が生じやすく、材質や板厚に関係なく施工品質の確保が難しいと言える。

(2) 経年鋼材による靱性判定指標

厚板鋼材の靱性判定指標として、 -40°C においても 47 J 以上の吸収エネルギー値を求めることは、過剰な要求と考え、吸収エネルギー 47 J の制定背景から、当時の経年鋼材を用いて、靱性判定指標を設定するための基礎実験を追加で実施した。

この結果、溶接条件 A および溶接条件 B ともに、 -40°C における吸収エネルギー値は 34 J を下回る試験ケースがある。但し、使用限界温度（脆性破壊しない限界温度）は一部を除き -30°C よりも低温域まで包括できる傾向となる。

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（鋼材のシャルピー衝撃試験結果の整理集計），昭和 60 年 11 月，1985
- III-2) 三田村浩，表真也，松縄秀範：Low-Temperature Ductility in Thick Steel Plates，第 8 回日独橋梁シンポジウム，2009
- III-3) 三田村浩，表真也，松縄秀範：Study on the Ductility of Steel Materials at Low Temperatures，第 7 回日韓橋梁ジョイントセミナー，2009
- III-4) 表真也，三田村浩，金裕哲，廣畑幹人：寒冷地において 50 年以上供用された鋼橋に用いられていた鋼材の破壊靱性評価，平成 21 年度土木学会北海道支部，2009

IMPROVING THE LOAD CAPACITY OF STRUCTURES BY CONSIDERING IN THEIR REDUCED PERFORMANCE UNDER COLD, SNOWY CONDITIONS

Abstract

Because of the characteristics of Hokkaido as a cold, snowy region, it is affected by freezing, thawing and other phenomena that occur with fluctuations in temperature, and it is necessary to consider maintenance and management of bridges in the prefecture from a viewpoint different from that of commonly used maintenance and management methods in milder climates. For example, the reinforcement method of attaching CFRP sheets to the RC slabs of road bridges requires countermeasures to enable construction in winter and repairs to be carried out on parts subject to frost damage. In this study, focus was placed on two types of CFRP sheets made of different materials that are extremely workable and durable in winter, and their fatigue characteristics were examined. In addition, a design manual (draft) was developed to reflect the temperature characteristics of rubber bearings, which have been used on many bridges in recent years and are known to be temperature-dependent.

In the study of ductility of steel plates in low-temperature conditions, focus regarding the evaluation of ductility in low-temperature conditions was placed on the most fragile welded metal parts, and ductility verification tests were conducted by improving the welding conditions and using different welding materials. As the test results tend to indicate that it is difficult to set conditions to satisfy both ductility and construction quality requirements in low-temperatures, additional tests were conducted using aging steel materials from the time of the establishment of JIS standards, with a review of the indicators of ductility in mind.

Keywords: cold, snowy region, existing RC slab, fatigue durability, CFRP sheet, wheel-running test, repair and strengthening, rubber bearing, manual, temperature dependence, impact absorption test, Charpy impact test, thick steel plate steel, low-temperature conditions