

社会的重要性の高い橋梁の保全に関する検討

～釧路・幣舞橋における基礎的検討事例～

釧路開発建設部 道路第1課 ○岡田 慎哉
道路第2課 松浦 繁
千葉 利則

論文要旨 一般国道38号幣舞橋は、交通の要所としての機能の他、観光資源としてランドマークとしての機能、さらには防災上の機能を併せ持つ、社会的な重要性の高い橋梁である。本橋梁は竣工後30年以上が経過し、老朽化や疲労による損傷が懸念されるが、橋梁の有する機能に影響を及ぼすような大規模改修等を行うことは難しい。本検討は、本橋の置かれた状況を鑑み、本橋の長期保全計画を検討・立案することを目的として、現状の幣舞橋が有する耐久性について各種調査・検討を実施するものである。本報告は、中間報告として現状で実施した調査の結果について報告する。

キーワード：橋梁調査、疲労耐久性、維持管理

1. はじめに

写真-1には、幣舞橋を示す。一般国道38号の幣舞橋は、国道と釧路川との交差点に架かり、釧路市北大通と大町を結んでいる。本橋梁は北海道の三大名橋の一つとして知られ、釧路市の交通の要所として日当たり40,000台超の交通を支えるとともに、釧路市を代表する観光名所であり、ランドマークとしての性格を併せ持つ橋梁である。図-1には、釧路市のカントリーサインを示す。釧路市のカントリーサインにも幣舞橋が採用されている。また、本橋梁は釧路川によって分断された釧路市の東西地域を結んでおり、災害時の防災避難路としての機能も有する。このように本橋梁は多様な機能を有しており、多くの役割を担う社会的な重要性の高い橋梁である。

本橋梁は共用後30年以上が経過し、また交通量も多いことから構造の疲労損傷や老朽化が懸念されている。また、災害時の避難路としての役割を機能させるためには、災害発生時においても橋梁本体に大きな損傷を生じず、その機能を維持させる必要がある。

しかしながら、本橋梁は前述のように多量の日交通量を有しており、交通に影響を与えるような事態、例えば損傷による通行止めや補修工事による交通規制などは極力避けなければならない。さらに、観光名所として、またランドマークとして機能していることより、架け替えや大規模改修等の、橋梁の景観に大きな影響を及ぼすような改修は望ましくない。

これらのことから、本検討は、現状の幣舞橋が有する耐久性について調査・検討を行い、これらの結果をもとに長期保全計画を検討することを目的として、幣舞橋に対して各種調査を実施したものである。ここで本報告は、これらの調査・検討の中間報告として、現在までに行った調査・検討結果について報告し、今後の展望を述べるものである。

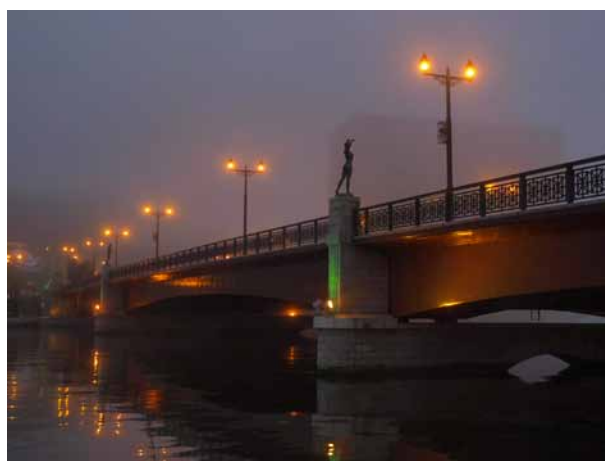


写真-1 幣舞橋



図-1 釧路市カントリーサイン¹⁾

2. 幣舞橋

2.1 幣舞橋の歴史

幣舞橋は非常に古い歴史を持つ橋梁である。釧路には北海道開拓の初期から開拓民が本州より移住しており、現在において幣舞橋の架かる釧路川には渡し舟が往来していた。

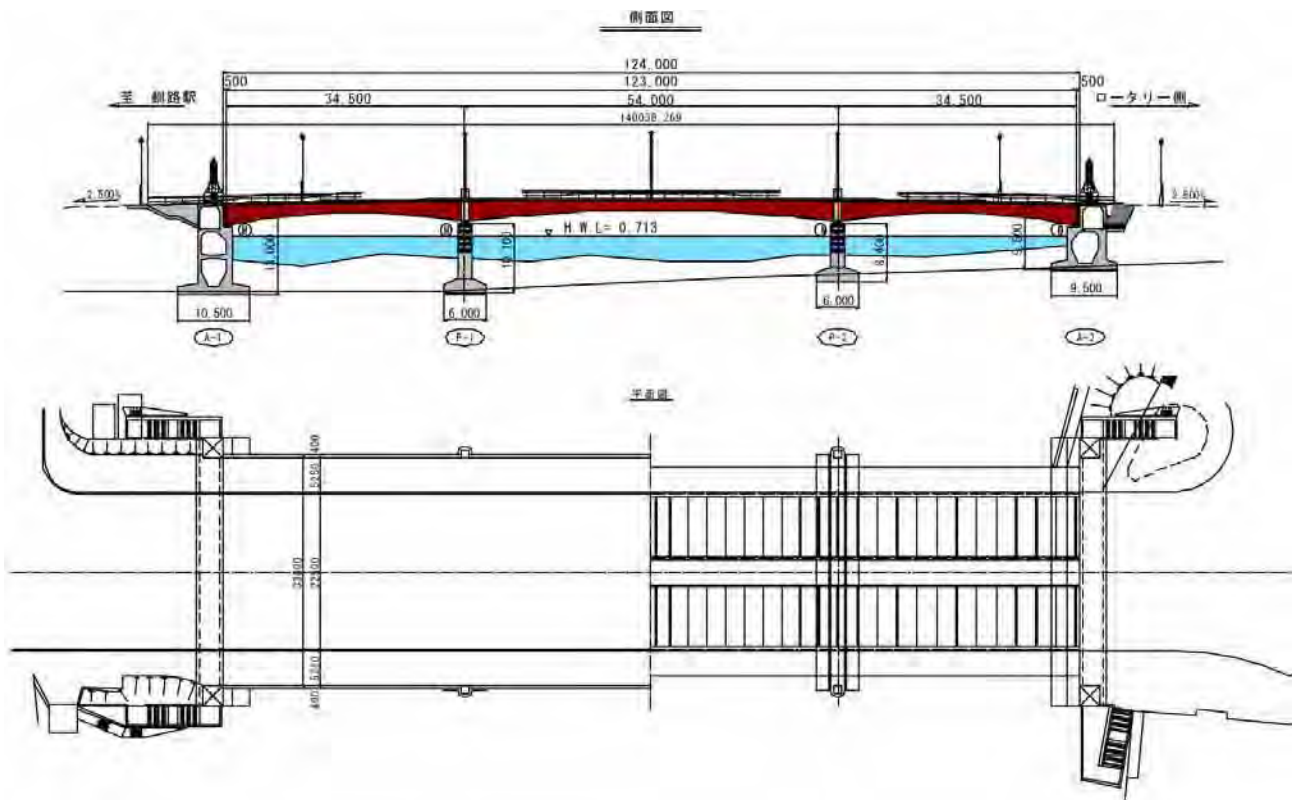


図-2 幣舞橋一般図

その後、明治 22 年に民間の商社によって今の幣舞橋と同じ箇所に橋梁が架橋された。この橋梁は愛北橋と呼ばれ、幣舞橋の前身となる。この愛北橋は 10 年弱で老朽化のため落橋し、その代わりとなる橋として初代幣舞橋が明治 33 年に国によって架橋された。

その後も釧路の厳しい自然条件によって、短い期間に橋梁が老朽化しあるいは被災により損傷し、次々に架け替えられた。

4 代目の幣舞橋は、近代的な鋼製橋梁として昭和 3 年に架橋され、昭和 50 年に老朽化および機能不足を理由に現在架かる 5 代目幣舞橋に架け替えられた。

2. 2 幣舞橋諸元

幣舞橋は、昭和 51 年に完成した橋長 124m、幅員 33.8m の 3 径間連続鋼床版箱桁橋である。以下に、幣舞橋の橋梁緒元を示す。また、図-2 には幣舞橋の一般図を示す。

- 橋長 : 124.0m
- 支間長 : 34.5m+54.0m+34.5m
- 幅員 : 33.8m
- 上部工形式 : 3 径間連続鋼床版箱桁
- 下部工形式 : 逆 T 式橋台、逆 T 式橋脚
- 基礎工形式 : 直接基礎
- 適用示方書 : 昭和 47 年道示
- 設計活荷重 : TL-20
- 竣工年 : 昭和 51 年 11 月
- 補修履歴等 : 平成元年・平成 8 年 橋体塗装塗替え
平成 18 年 落橋防止装置設置
(橋梁耐震補強 3 箇年プログラムに基づく耐震補強)



写真-2 鋼製支承の状況

3. 現地調査

本橋梁は竣工後 30 年以上が経過しており、耐久性を検討するうえで、現状の状態を把握するための現地調査が必要不可欠である。本検討においては、現地調査は非破壊検査によるものとし、検査路や箱桁内を利用して目視による調査を行った。

写真-2、3、4 には、現地調査の結果の一部を抜粋して示す。

写真-2 より、本橋梁の鋼製支承には若干の腐食が見られるものの、その機能に影響の無い程度と考えられ、支承の機能は健全に保たれていると判断される。



写真-3 桁内部の腐食状況



写真-4 塗装のひび割れ状況

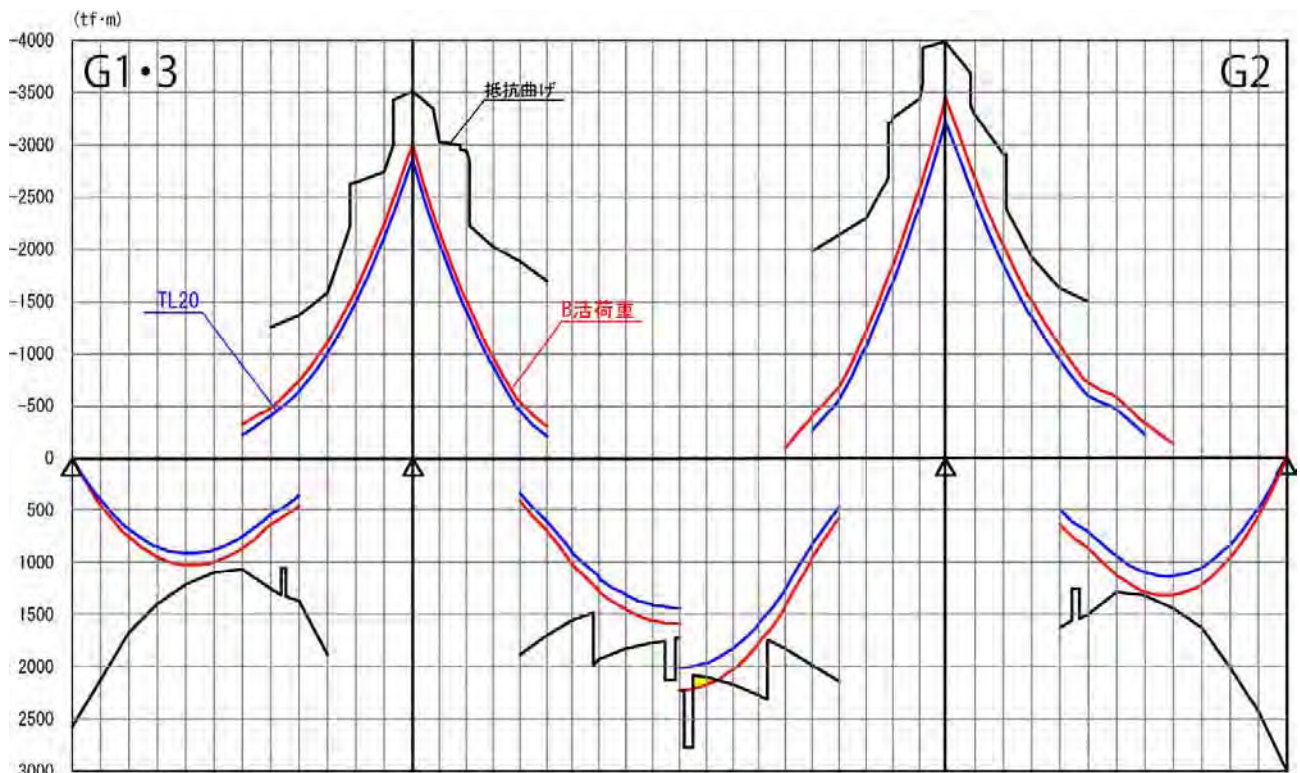


図-3 活荷重作用時の曲げモーメント図

写真-3より、鋼箱桁内部には若干の腐食が生じていることが確認できる。しかしながら、その腐食は軽微なものに留まり、劣化は非常に小さいものと判断される。

写真-4より、塗膜のひび割れが確認できる。これは橋梁の全域に渡って生じており、長期耐久性を確保するためには早期の塗装塗替えが必要であるものと判断される。ここで、塗装のひび割れによる劣化度合いに関して、平成8年に塗り替えたことを考慮するとその劣化度合いは大きいものと思われる。そのため、その劣化原因について更なる調査を行うこととした。

塗膜の劣化原因の調査の結果、幣舞橋は過去に2度、塗装塗替えが行われており、1度目の塗替えの際にはb-2塗装が行われており、2度目の塗替えの際には、b-2塗装

の活膜を残した状態でc-3塗装に塗替えられていた。その結果、b-2塗装がc-3塗装の下地として残った状態となっている。

現在、c塗装の下塗りに用いる変性エポキシ樹脂が、b塗装に用いる塩化ゴム系の下塗材を軟化させることが知られており、全国の橋梁において同様の現象が確認されている。本橋梁においても上記と同様の現象が発生し、塗膜の劣化が促進されたことが確認された。

これらのことより、塗膜の劣化促進を防止するためには、軟化した旧塗膜を完全に除去し、全層を塗り替える必要があることが明らかとなった。

表－1 橋脚の耐震性能照査

地震方向	項目		P-1 (M) 橋脚	P-2 (M) 橋脚
橋軸方向	柱基部の照査	破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
		耐力の照査	OK	OK
		残留変位の照査	OK	OK
	断面変化位置の照査	破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
		耐力照査	OK	OK
		残留変位の照査	OK	OK
直角方向(1) 道示せん断耐力	プッシュオーバー解析	破壊形態	せん断破壊型	せん断破壊型
		耐力照査	NG	NG
	動的解析による照査	曲げの照査	OK	OK
		せん断の照査	NG	NG
直角方向(2) ディープビーム を考慮した せん断耐力	プッシュオーバー解析	破壊形態	せん断破壊型	せん断破壊型
		耐力照査	OK	OK
	動的解析による照査	曲げの照査	OK	OK
		せん断の照査	OK	OK

表－2 支承の耐震性能評価 (kN)

	A-1	P-1	P-2	A-2
サイドブロック取付ボルト耐力	366.6	733.2	733.2	—
下部エアンカーボルト耐力	302.7	795.5	795.5	795.5
静的解析による水平力	—	2513.3	2582.7	—
動的解析による水平力	1253.6	1260.3	1439.6	864.3
判定	NG	NG	NG	NG

4. B 活荷重照査

幣舞橋は、設計時に活荷重を TL-20 として設計が行われている。現状における設計荷重である B 活荷重に対して現状を照査し、その安全性を把握することは重要である。また、設計上の応力超過等があれば、対策を講ずる必要が生じる場合もある。

ここでは、B 活荷重による影響を明らかとするため、当初設計（活荷重：TL-20）および現行設計（活荷重：B 活荷重）のそれぞれに対して応力照査を行い、設計的に検討を行った。

図－3 には、各主桁の照査結果を示す。図中、黒の実線が主桁の抵抗曲げを示しており、赤の実線、青の実線がそれぞれ B 活荷重、TL-20 時の曲げモーメントを示している。また、本橋梁は左右対称であるため、図の左側には両端の主桁(G1, G3)の曲げモーメントを、右側には中央の主桁(G2)の曲げモーメントをそれぞれ示している。

図より、左側に示す両端の主桁においては、B 活荷重を作用させた場合においても応力の超過は見られず、現行基準を満足していることが分かる。

しかしながら、図の右側に示す中央の主桁においては、B 活荷重を作用させた場合において、中央径間の中央付近にて若干の応力超過が見られる。その超過の割合は約 5% であり、その他の箇所には応力の超過は見られない。

ここで明らかとなった応力超過に関しては、設計上見込む安全余裕度の中に十分に含むことが可能であり、緊急的な対策を要するものではないものと考えられ、これ Shin-ya Okada, Shigeru Matsu-ura, Toshinori Chiba

より、本橋梁は B 活荷重に関してもほぼ問題ないものと判断される。

5. 耐震性能照査

本橋梁は、災害時の避難路としての役割を有している。その役割を機能させるためには、災害発生時においても橋梁本体に大きな損傷を生じず、その機能を維持させる必要がある。

ここでは、釧路地方で想定される地震に対して安全性を確認するため、耐震性能の照査を行うこととした。

本橋梁は、昭和 51 年に竣工しており、昭和 47 年の耐震設計指針に準じて耐震設計が行われている。昭和 47 年指針は現行基準に比較して耐震性能の基準は低く設定されているため、現行の平成 14 年道示に基づいて耐震性能の照査を行い、評価するものとする。

耐震性能照査の詳細な過程は紙面の都合により省略し、結果のみを示すこととする。表－1 には橋脚、表－2 には支承の耐震性能照査結果をそれぞれ示す。

表－1 より、橋脚に関しては通常の照査ではせん断耐力で NG となる。しかしながら、橋脚の幅が高さと比較して十分に大きいことから、ディープビーム効果を見込んで照査を行った。その結果、本橋梁の橋脚は耐震性能を満足することが明らかとなった。

表－2 より、支承の耐震性能に関しては現行基準を満足しないことが明らかとなった。これより、橋軸直角方向の変位制限構造等を設置するのが望ましい。

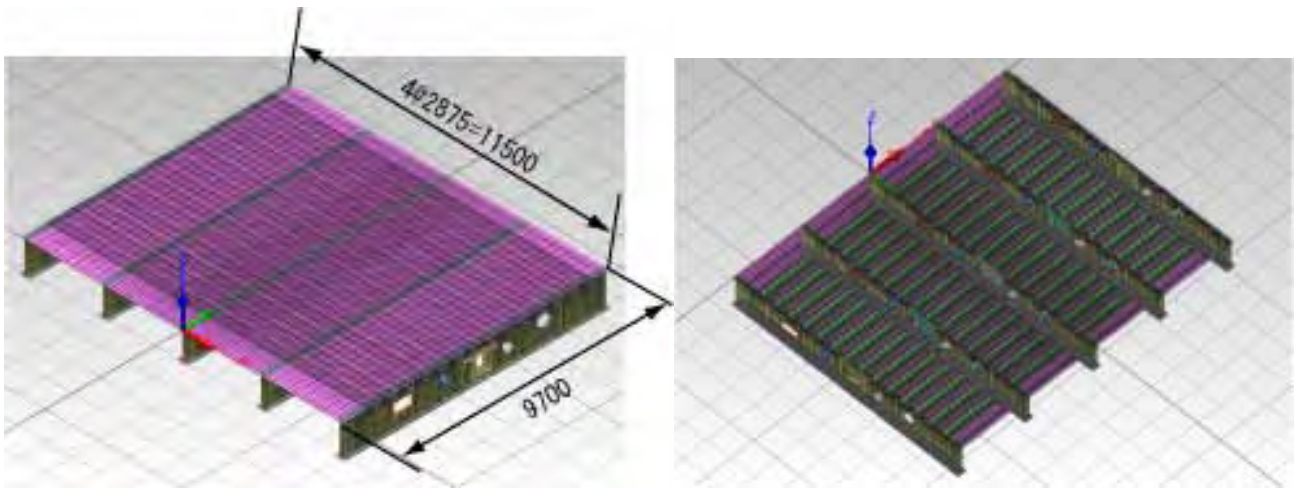


図-4 FEM 解析モデル

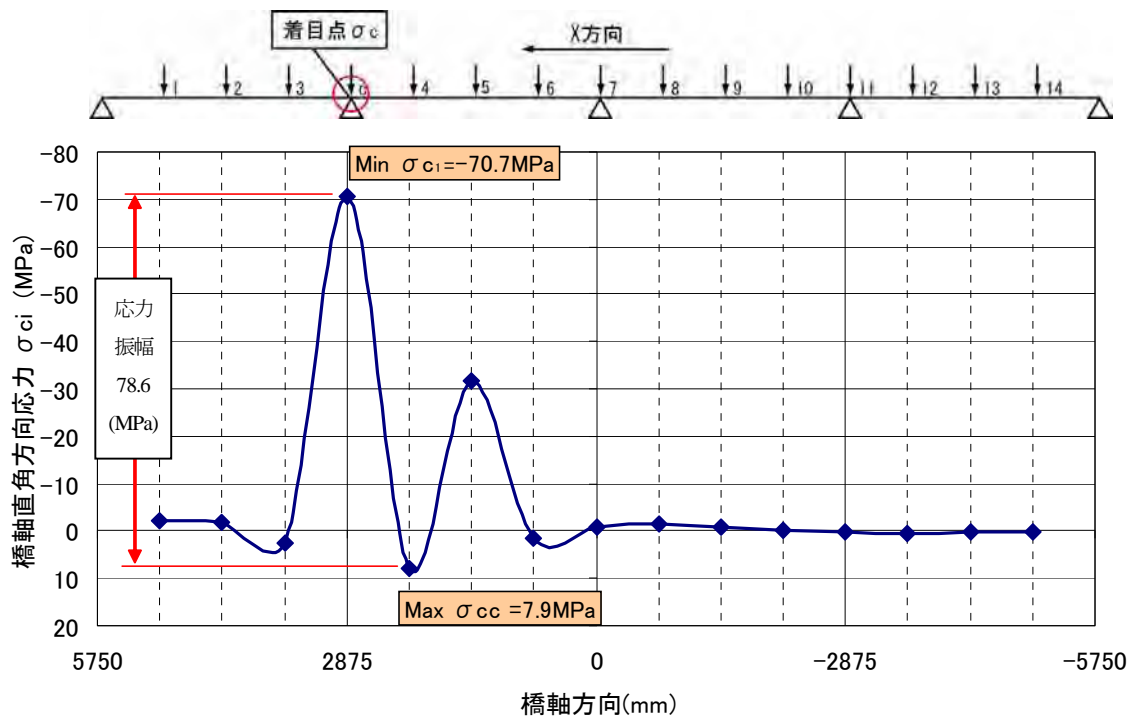


図-5 応力影響線

6. 疲労照査

本橋梁は昭和 51 年架設の鋼床版を有する橋梁である。鋼床版の疲労による損傷の現象が確認されたのは比較的最近のことであり、以降の橋梁に関しては疲労亀裂対策が実施されているが、本橋梁には疲労亀裂対策は行われていない。

本橋梁の長期耐久性を検討する場合には、疲労損傷を無視することはできず、今後の疲労亀裂が生じる可能性について検討を行う必要がある。

ここでは、疲労耐久性の検討に必要な応力振幅について、3次元 FEM による応力解析を実施し、活荷重載荷時の局所応力を解析的に検討し、応力影響線を描くことで応力振幅を得ることとした。

図-4 には、本検討で用いた FEM 解析モデルを示す。解析モデルは鋼床版の局所応力に着目しているため、主桁はモデル化せず、最も応力が大きく発生する横リブ支間が最大となるパネル部分を抽出してモデル化している。

載荷荷重は 25t トラックの輪荷重を模擬した荷重を静的に作用させることとし、これにより床版に発生する応力を求める。また、局所応力は荷重載荷位置により大きく異なるため、載荷位置を複数設定し、荷重を道路軸方向に移動させることで解析的に応力影響線を得た。

図-5 には、得られた応力影響線の例を示す。図には、今回の検討において最も応力振幅が大きくなったケースを示している。

図より、25t トラックの通過により生じる応力振幅はお

よそ 79MPa と推定されることが分かる。この得られた応力振幅から本橋梁の疲労損傷度の推定を行う。

図-6には、疲労設計曲線に今回のケースの結果を落としたものを示す。なお、検討位置の継手等級はE等級としている。

図より、解析によって得られた応力振幅から、荷重の疲労限界繰返し数が得られる。この得られた応力振幅から、鋼道路橋の疲労設計指針²⁾に準じて累積応力度を評価し、それを200万回累積応力度と比較することで、残存疲労寿命を算定した。

なお、幣舞橋を通過する大型車交通量については、道路交通センサスのデータを基に、3,000台/日と推計して検討を行っている。

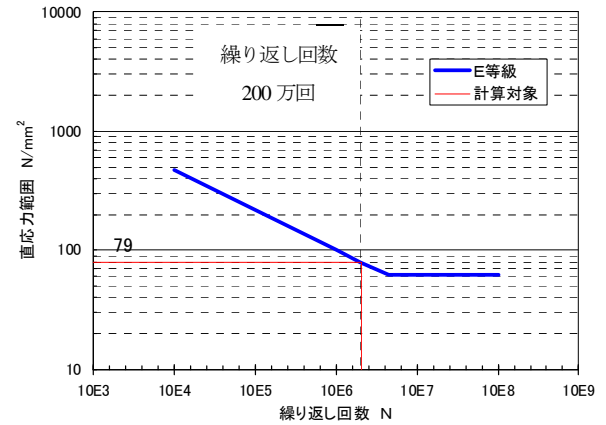
検討の結果、現状の幣舞橋の疲労損傷度は0.388と評価され、残存寿命は75年程度と推定された。

7. まとめ

本検討は、現状の幣舞橋が有する耐久性について調査・検討を行い、これらの結果をもとに長期保全計画を検討することを目的として、幣舞橋に対して各種調査を実施したものである。

検討の結果をまとめると、幣舞橋は塗装の劣化等、若干の補修が必要であると判断されるものの、経年劣化、疲労損傷等の観点から見ると良好な状態を保っているものと判断される。また、耐震性能に関しても軽微な改修によって現行の耐震設計基準を満たすことが可能である

直応力を受ける継手の疲労設計曲線



応力範囲	79 N/mm ²	(Input)
継手等級	5 → E 等級	(Input)
繰返し回数	N = 2,076,915 (208万回)	(Output)

図-6 疲労耐久性の検討結果

ことが明らかとなった。

今後は、長期保全計画を策定するために、更なる調査等を実施し、検討を深めてゆく所存である。

参考文献

- 1) (独)寒地土木研究所：北の道ナビホームページより
- 2) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針, H14.3.