

I-3 3径間連続斜張橋の点検調査

北海道開発局 建設部道路計画課

正員 新山 惇

" 札幌開発建設部 道路調査課

島田 弘三

北海道鋼橋防錆協会

正員 山田 亨

北海道開発コンサルタント(株) 橋梁2部

正員 進藤 義郎

1. 概要:

石狩河口橋は昭和42年度から第1期工事に着手し、昭和47年度に完成、引続いて第2期工事を開始し、昭和51年度に全工事を完成したものであり、(図-1)第1期工事完成後、概ね十ヶ年を経過している。

3径間連続斜張橋を中心に図-2に示す7項目について昭和56、57年度に既設構造物修繕調査を実施した。

調査は今後の維持管理上の基礎資料を得ることを目的としているが、本文はこのうちの主橋梁部上部工に係る4項目について報告するものである。

諸元 路線名:一般国道231号石狩町地内

河川名:石狩川

橋長:1,412.700(内第1期工事664.000)

巾員:車道8.000+歩道2.000

支間割:2@61.900+(64.000+160.000+64.000)
+4@62.200×4連

設計荷重:TL-20

構造型式:

上部工 側橋梁部:プレストレスしない連続合成桁

主橋梁部:3径間連続斜張橋

下部工 側橋梁部:大口径鋼管杭(φ1,000)

主橋梁部:鋼管矢板セル型井筒

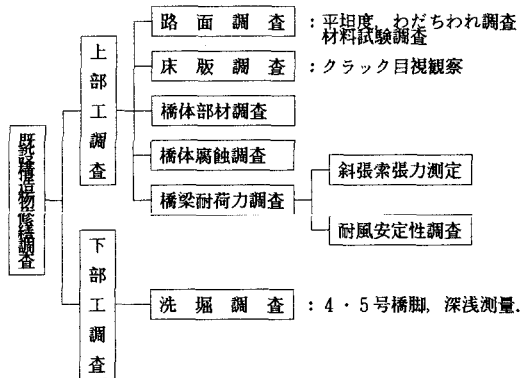


図-2. 調査項目

側面図

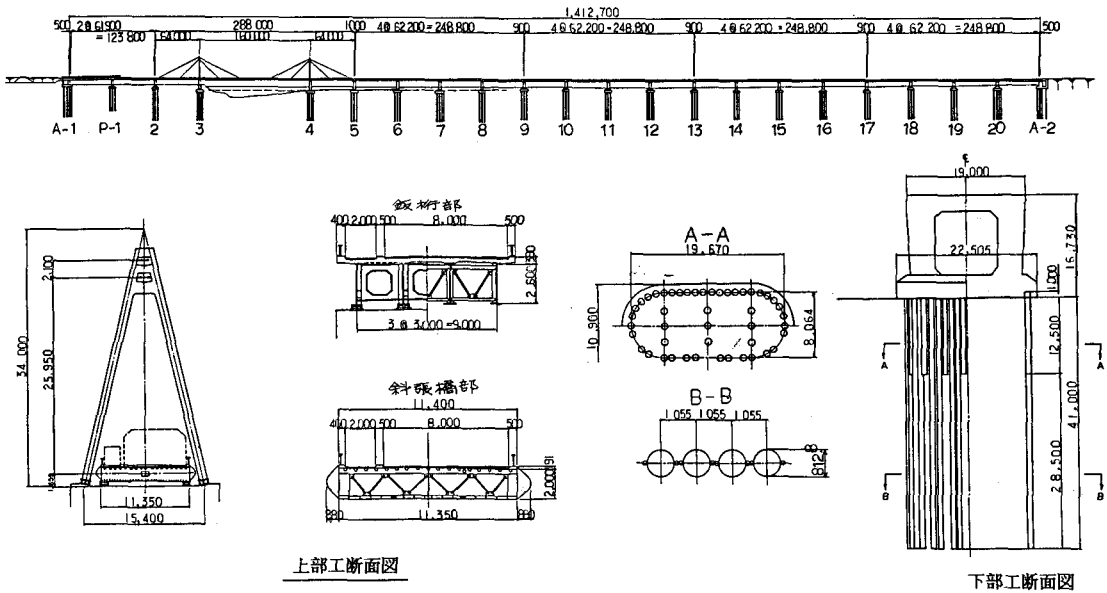


図-1. 一般図

2. 橋梁部材調査：

(1)調査項目及び方法。

斜張橋は吊橋と桁橋の中間の剛性を有する橋梁型式で、可撓性に富む構造型式である。主桁断面は鋼床版箱桁で鋼床版のみ現場溶接を実施して居り、ケーブル碇着部は構造的に複雑な点などが特徴である。変形に敏感な構造物のため部材の接合部を重点的に点検調査を行った。

- イ) 高張力ボルトの点検は全数を目視調査し、さらに下フランジ面および各対傾構は全数、腹板は目視によって異常ななしと見られたので全数の約30%を点検ハンマーによって調査した。
- ロ) 排水・腐蝕調査は箱桁の内外面、主塔、ザイルアンカー部等すべてについて目視調査によった。
- ハ) 鋼床版の現場溶接の点検は、自動で行った橋軸方向574.600 直角方向228.000 と手動で行った850.000 (340ヶ所)の上縦リブについて全長目視による調査を行い、塗膜にクラックの入っている箇所については浸透探傷検査でワレの有無を確認した。

(2)調査結果。

表-1に示すように、構造上の大きな問題はなかったが、部分的に今後の維持管理上で注意を要するいくつかの結果が発見された。

- イ) 高張力ボルトの点検結果、主要な下フランジ、ウェブ、縦リブ、ザイルアンカー部、主塔について後述の2本のボルト折損を除いて全て異常はなかった。但し、風による振動抑止対策として補強した縦トラスは全数7530本の内、ゆるみ、欠落を含めて 114本の異常が発見され、架設後の施工の影響と見られ再締付をした。
- ロ) 全般的に架設環境も厳しいことから部分的には腐蝕が進んでいる箇所もあるが、箱桁内面の下フランジは排水横断勾配が緩いため滞水している、又排水装置の横導管も緩傾斜のため管内に泥が詰まり滞水の原因となり腐蝕を促進させている。
- ハ) 現場溶接部の点検では、縦リブ4ヶ所、デッキプレート橋軸方向1ヶ所30～250mm 程度のクラックが確認されたがいずれも溶接部の開先形状の不揃、溶込み不足が原因の金属表面クラックである。ただちに、ガウジングした後に適正な溶接を行い補修した。
- ニ) 箱桁下フランジの橋軸方向のボルトM22×65(F11T) 2本が折損していることが発見されたが、マクロ・ミクロ組織観察では、ソルバイト組織で不純物の介在物が認められなく、硬さ試験結果もHRC38～40とJISの30～40を満足している。

波面の電頭の結果によれば図-3に示すように起点から中央部に向って扇状脆性破壊が伝播し、周辺部に達し最終的に延性破壊したものである。原因については起点近傍のねじ谷底面の肌あれも著しく、腐蝕も多数認められ、更にボルト表面のスケールから1.8%のClイオンも検出されていることからして、ねじ谷底の腐蝕切吹き作用とボルト軸力による遅れ破壊と推定される。

調 査 項 目		異 常 箇 所	状 況
H.T.B の点検	橋軸方向対傾構	上 流 側	ゆるみ58本 欠落4本 欠なし2本
		中 央	ゆるみ4本
		下 流 側	ゆるみ46本
現 場 溶 接 部 点 検	SP ~13	上流側シーム (下フランジ) 札幌側100mm	目視による塗膜ワレ (ℓ=30mm) P.T.結果ℓ=30mmクラックあり
	SP ~6	上縦リブNo.7 (留萌側下流)	目視による塗膜ワレ (ℓ=145mm) P.T.結果ℓ=100mmクラックあり
	SP ~8	上縦リブNo.17 (札幌側上流)	目視による塗膜ワレ (ℓ=250mm)
	SP ~10	上縦リブNo.6 (札幌側上流)	目視による塗膜ワレ (ℓ=110mm) P.T.結果ℓ=100mmクラックあり
	SP ~13	上縦リブNo.7 (札幌側上流)	目視による塗膜ワレ (ℓ=120mm) P.T.結果ℓ=120mmクラックあり
路面排水 調査	排 水 溝		路面との段差、溝周辺の漏水
	排 水 管		横断管の緩傾斜のため泥土が詰まる
	主桁下フランジ 桁端、センター付近		滞水および腐食
主塔 調査	A 塔 Joint		目視による塗膜剥、P.T.結果、異常な 滞 水
	B 塔 塔頂ザイル受梁Box		滞 水
ザイルアン カー部点 検	ザイルアンカー 定着桁		外面H.T.B.の下面の腐食
	ザイルアンカー 定着部		ガープレート内部滞水確認出来る
	ザイル定着部		チオールコーキングのクラック発生
	ザイル外面ラッピング		ヘアクラック部分的に発生
そ の 他	支 承 調 査		外面の腐食、モルタルのワレ アンカーボルト問題なし

表-1. 橋梁部材点検調査結果

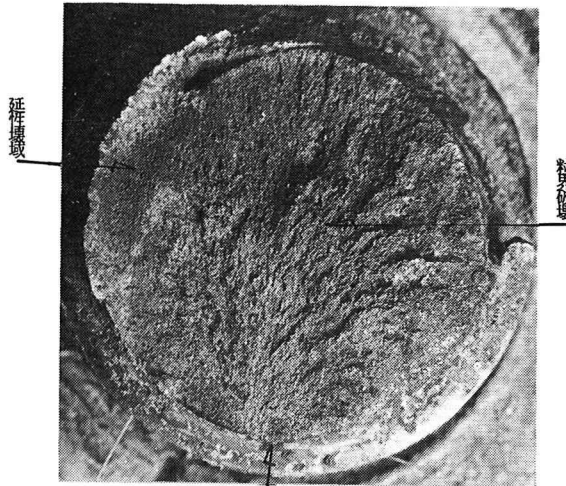


図-3. 電頭による破面のマクロ観察

3. 橋体腐蝕調査:

(1)調査項目及び方法

第1期工事の部分については表-2に示すような本道でも初て塩化ゴム系の防錆塗装を行った。海からの至近距離にある本橋の劣悪な環境条件の中で、塗膜劣化がどのような状況にあるかについて塗膜劣化度調査を行い今後の防錆対策の指針を得ようとするものである。

調査実施箇所及び調査項目は表-3、図-4の通りで5つの調査項目の内、「ゴパンの目試験」は塗膜劣化のない箇所を選定し、塗膜面を清浄にした後NTカッターを用いて5mm間隔に素地まで切り傷を入れ、ゴパン目(目さ目9個)を作り、セロテープを圧着、テープを一気に剥し塗膜の剝離状態を観察し、塗膜の硬さ、脆さ、付着力を推定した。

塗膜劣化診断器によるインピーダンスの測定は容量成分と抵抗成分の周波数特性から塗装膜の欠陥、劣化度、耐久性等を評価した。

又、付着塩分量の測定は塗膜面(50×50cm)の面積を設定し、表面の付着物を慎重に拭き取り蒸留分析し単位付着量(mg/m²)を測定した。

塗装系	タールエポキシ樹脂	塩化ゴム系	ジンクリッチペイント	塩化ゴム系
工場塗装	ショットプラスト	ショットプラスト	ショットプラスト	ショットプラスト
下塗	タールエポ	ジンクリッチ塩化ゴム系	ジンクリッチ	ジンクリッチ塩化ゴム系
架設時期	S.45	S.45.5~48.12	S.45	S.45.3~49.8
現場塗装	中塗	塩化ゴム系		塩化ゴム系
上塗		塩化ゴム系		塩化ゴム系
完了時期		S.46.9~46.10		S.46.6~46.9 S.50.10
塗装面積	18,253 m ²	6,572 m ²	3,291 m ²	44,527 m ²
塗装箇所	箱桁内部	箱桁外面	鋼床版外面	鋼桁外面

表-2. 塗装系

調査項目	断面No	板桁部	箱桁部	主塔	調査合計箇所数
目視観察	1~18	全面	全面	全面	—
ゴパン目試験	1~18	ABEF	ACEG HJLN	ACEG	72
塗膜インピーダンスの測定	1~18	ABEF	ACEG HJLN	ACEG	72
塩分量の測定	1~18	ABCDEFG	ABCDEFG HIJKLMN	ABCDEFG	126
膜厚の測定	1~9,11,15~18	ABEFG	ACDEG HKN	ABCDEFG	76

表-3. 調査実施箇所

(2)調査結果

目視観察の内で錆の発生は図-7の通りであり、フェアリングが設置されていることもあり、腹板外面は全んど劣化も発生しておらず良好であった。下面についてはフクレが散見され、部分的な発錆も多く、固着錆となり腐蝕も進行している箇所も見られた。箱桁内部についても、ほぼ同じ傾向で下面の粉塵の沈着が多く、比較的劣化度は高く排水管周辺は固着錆となっている。塗膜インピーダンスの測定により健全と判断された箇所数を健全度として図-6に示すが、内外側面とも健全度は高いが、下面は劣化傾向を示している。

付着塩分量は箱桁内外側面で3~8mg/m²であるが下面では最大で、外面 480mg/m²、内面 740mg/m²という結果となっている。従って腐蝕要因としては日本海からの定常的な強風とそれに吹付けられる海塩粒子、河川浚渫による堆積土の粉塵の影響であることが目視観察と付着塩分量から判断される。

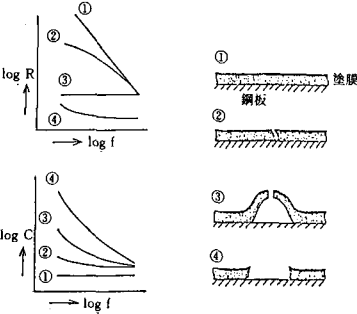


図-5. 塗膜の劣化パターンと周波数特性

判定項目	0.2kHzの抵抗値(Ω)	周波数特性
区分		
塗膜が健全と判断される	5×10 ⁵ 以上	図fの①-②
塗膜性能がやや劣化している	1×10 ⁵ ~5×10 ⁵	図fの③
塗膜性能が劣化している	1×10 ⁵ 以下	図fの④

表-4. 塗膜インピーダンスによる判定基準

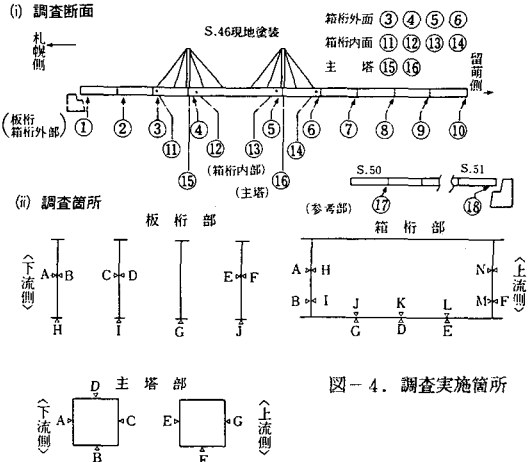


図-4. 調査実施箇所

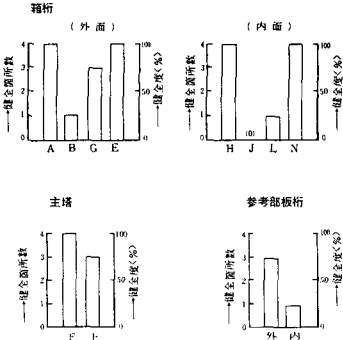


図-6. 塗膜の健全度

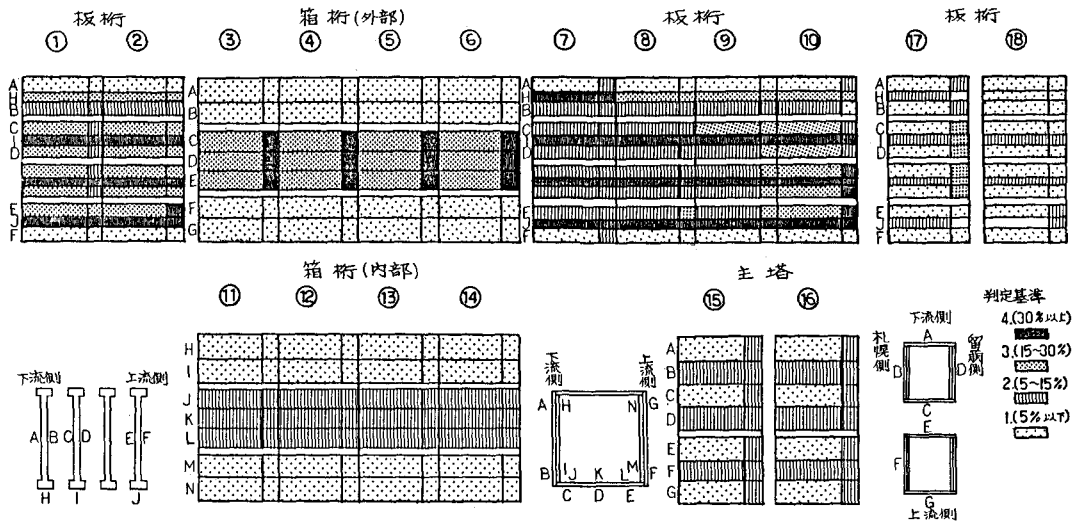


図-7. 錆発生評価図

塗膜厚については施工当時最高の塗装系を採用したこともあり規定塗膜の1.2~2.0倍にも達している。総合的な評価は表-5に示す通りであるが、箱桁内外側面は現在も良好であるが、架橋環境の影響を受け易い内外下面とも劣化度が高いその他排水管箇所、現場塗装箇所、添架施設支持部材、フェアリング等の2次部材については比較的劣化も進行している。

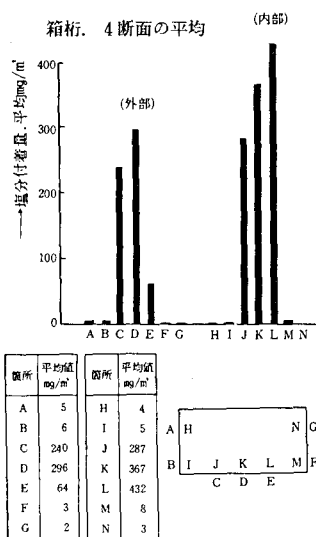


図-8. 附着塩分量

区 分	目 視										ゴパン目 試 験	インピー ダンス 調 査	塩分量 調 査	合 計 平均	調査結果	劣化度	清 浄 度	
	さ び		変 退 色		汚 れ		合 計											
断 面	本 体	添 接 部	本 体	添 接 部	本 体	添 接 部	本 体	添 接 部	本 体	添 接 部	本 体	添 接 部	本 体	添 接 部	本 体	添 接 部	本 体	添 接 部
第1断面(板 桁)	2.7	1.8	2.0	2.0	2.4	2.3	2.2	2.0	1.8	1.9	2.1	4	I	2 種				
※2※(※)	2.6	2.3	2.2	2.2	2.4	2.2	2.3	2.0	1.8	3.4	2.3							
※3※(箱桁内部)	1.7	2.0	2.0	2.3	1.7	1.7	1.9	1.0	1.5	2.6	1.8							
※4※(※)	1.7	2.0	2.3	2.0	1.7	1.3	1.8	1.0	1.3	2.3	1.7	3	II A	3種A				
※5※(※)	1.7	2.0	2.3	2.0	1.7	1.3	1.8	1.0	1.0	2.1	1.7							
※6※(※)	2.0	2.0	2.3	2.0	1.7	1.3	1.9	1.0	1.3	2.3	1.8							
※7※(板 桁)	1.9	2.0	2.2	2.0	2.1	1.8	2.0	1.3	1.8	2.9	2.0							
※8※(※)	2.3	1.8	2.0	2.2	2.4	1.8	2.1	1.3	1.8	2.9	2.0	4	I	2 種				
※9※(※)	2.6	2.2	2.0	2.2	2.4	2.2	2.3	2.0	1.8	3.4	2.3							
※10※(※)	2.6	2.0	2.0	2.2	2.4	2.2	2.3	2.0	2.0	2.1	2.2							
※11※(箱桁内部)	1.3	1.3	1.0	1.0	1.7	2.0	1.4	2.0	1.8	3.0	1.7							
※12※(※)	1.3	1.3	1.0	1.0	1.7	2.0	1.4	2.0	1.8	3.0	1.7	3	II A	3種A				
※13※(※)	1.3	1.3	1.0	1.0	1.7	2.0	1.4	2.8	1.8	3.3	1.8							
※14※(※)	1.3	1.3	1.0	1.0	1.7	2.0	1.4	2.0	1.5	2.1	1.5							
※15※(主 塔)	1.3	2.0	2.0	2.0	1.0	2.0	1.6	1.0	1.3	1.1	1.5							
※16※(※)	1.3	2.0	2.0	2.0	1.0	2.0	1.7	1.5	1.0	1.1	1.5	2	II B	3種B				
※17※(板 桁)	1.3	2.0	1.0	1.0	2.6	2.3	1.7	1.0	1.8	2.4	1.7							
※18※(※)	1.1	1.2	1.2	1.0	1.9	1.7	1.3	1.0	1.3	2.7	1.4							
合 計	1.8	1.8	1.8	1.7	1.9	1.9	1.8	1.6	1.6	2.5	1.8							

表-5. 塗膜劣化度評価総括表

4. 斜張索の張力測定:

(1) 調査方法

斜張橋はケーブル取付部を弾性支承とする連続桁であり、剛度は斜張索の緊張力により大きく影響される。架設応力、設計応力更にケーブルのリラクゼーションを考慮して所定の張力を導入しているが、架設後の経年の張力変化を測定し、必要によっては応力調整をしなければならない。張力の測定は供用中であり、ケーブル定着部に引込みジャッキを設置して直接測定をすることは困難であり通行車輛の常時微動によって間接測定をした。

斜張索の微振動をデーターレコーダーに記録し、パワースペクトルによって固有振動数を求め (i) 式により張力を算定するのが一般的である。

備考 劣化度評価分類

調査結果	合計平均	劣化度	清 浄 度
4	2.0-3.0	I	2 種
3	1.5-2.0未満	II-A	3 種-A
2	1.0-1.5未満 0.5-1.0未満	II-B II-C	3 種-B 3 種-C
1	0.5未満	III	4 種

本橋の場合は斜張索の曲げ剛性 (E I) , サグ ($\delta = S/\ell_0$) 及び傾斜角 (θ) の影響を考えた (ii) 式によって解析を行い、あらかじめ張力と振動数の関係性を求めておき、計測振動数から張力 T を求めた。

$$T = 4 m f^2 \ell^2 \quad \text{ここで} \quad m = \frac{W}{g} \cdot (t \cdot \sec^2 / m) \quad \cdots \cdots (i)$$

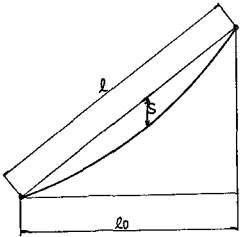
$\xi \geq 3$ (サグの小さい場合), 対称 1 次振動モード

$$T = 4 m (f_1 \ell)^2 \cdot \left\{ 0.857 - 10.89 \left(\frac{C}{f_1} \right)^2 \right\} \quad \cdots \cdots (ii)$$

$$(3 \leq \xi \leq 17)$$

$$T = 4 m (f_1 \ell)^2 \cdot \left\{ 1 - 2.2 \left(\frac{C}{f_1} \right) - 2 \left(\frac{C}{f_1} \right)^2 \right\} \quad \cdots \cdots (ii')$$

$$(17 \leq \xi)$$



$$W: \text{自重 (t/m)} \quad g: 981 \text{ (m/S}^2\text{)} \quad C = \sqrt{\frac{E I g}{W \ell^4}} \quad \xi = \sqrt{\frac{T}{E I}} \ell$$

$$A: \text{断面積 (m}^2\text{)}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{W \ell}{128 E A (\delta)^3 \cos^3 \theta}} \quad \left(\begin{array}{l} 0.31 \xi + 0.5 \\ 0.31 \xi - 0.5 \end{array} \right)$$

図-10. 張力式の諸元

(2)測定結果.

張力の測定は「テンションメーター」を用いて測定したが、これは (ii) 式によって直接に張力が Out-Put される測定器械で、今回はこの他に有限要素法 (FEM) によって f と T の関係を図-12 のように求めておき、計測した振動数からも張力を測定した。

なお、固有振動数は「テンションメーター」と「リアルタイム解析器」の両方で計測した。

$$\text{主桁固有振動数} \quad \cdots \cdots f_1 = 0.775 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 1.275 \text{ Hz}$$

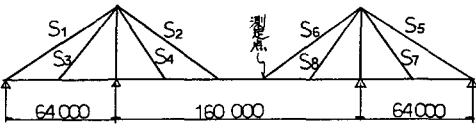


図-11. 主桁固有振動数の測定

番号	L (m)	テンションメーター f ₁ (Hz)	リアルタイム f ₁ (Hz)	リアルタイム f ₂ (Hz)	テンションメーター T (TON)	FEM T (TON)	設計張力
S ₁	68.78	1.327	1.325	2.613	277.8	262.7	285.9
S ₃	41.58		1.938		208.4	184.4	198.7
S ₄	40.95		1.963	3.850	206.9	191.9	226.2
S ₂	68.51	1.303	1.300	2.725	266.9	255.3	262.9
S ₆	68.51	1.353	1.338	2.650	286.7	271.0	262.9
S ₈	40.95		1.938		201.5	185.6	226.2
S ₇	41.58		1.950	3.850	211.3	187.5	198.7
S ₅	68.78	1.351		2.625	279.4	268.5	285.9

表-6. 張力測定結果

番号	死荷重	雪荷重	風スリ	持続荷重計	活荷重	合計 (TON)	ケーブル構成	安全率
S ₁	212.4	36.1	37.4	285.9	156.9	442.8	4×PP×S127	3.52
S ₃	167.8	28.6	2.3	198.7	150.2	348.9	"	4.48
S ₄	191.5	32.5	2.2	226.2	115.6	341.8	"	4.49
S ₂	192.4	32.8	37.7	262.9	114.1	377.0	"	4.15

表-7. 設計張力

結果を表-6 に示すが、計測結果は上下流の平均値であり、「テンションメーター」と FEM のいずれによっても設計張力と概ね同じ数値を示しており、経年による有無な差がなかった。

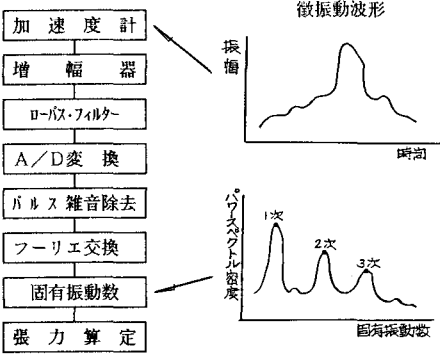


図-9. 固有振動数の測定

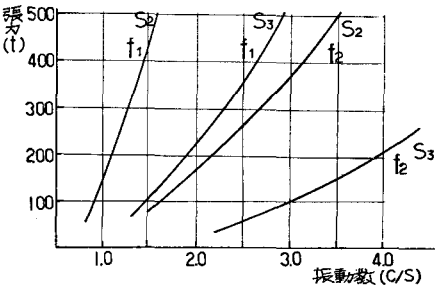


図-12. f-T 曲線

年	10.0 以上		10.0~14.9		15.0~19.9		20.0以上	
	頻度	%	頻度	%	頻度	%	頻度	%
昭和47年	128	100.0	97	75.8	26	21.9	3	2.3
昭和48年	177	100.0	112	63.3	48	27.1	17	9.6
昭和49年	221	100.0	116	52.5	87	39.4	18	8.1
昭和50年	141	100.0	101	71.6	35	24.8	5	3.6
昭和51年	201	100.0	125	62.2	70	34.8	6	3.0
昭和52年	195	100.0	115	59.0	70	35.9	10	5.1
昭和53年	201	100.0	119	59.2	73	36.3	9	4.5
昭和54年	185	100.0	116	62.7	57	30.8	12	6.5
昭和55年	195	100.0	122	62.6	54	27.7	19	9.7
昭和56年	231	100.0	123	53.2	87	37.7	21	9.1
計	(153,213) 1,875	100.0	1,146	61.1	609	32.5	(146) 6.4	6.4

表-8. 石狩湾新港
風向・風速(10.0m/s以上)

5. 耐風安定性調査

(1) 振動抑止対策

本橋においては計画当初から耐風安定性について着目し振れフラッターの処理のために補剛桁を開断面から箱断面に変更し、更に低風速域で発現する風琴振動を軽減するためにフェアリングを設置することとしたわけであるが、この時点では決定的な形状を選定するまで致らなかった。しかしながら風洞実験では現場と異なり定常風下で実験が行なわれること更に風洞実験での値と実際の現場の観測値の対比によれば相当小さくなるという結果もあり表-9の①の設計断面とした。その後、実施設計時の一部形状の変更も考慮し、振動の発現後に追試したのが②～⑤で②は①に対応するもの、③は高欄レール間1/3をポストおきに閉空したもの、④は下フランジにプレートが付したものの、⑤はフェアリングを1ポスト間隔に取除いたものの風洞実験結果である。風洞模型実験と風による振動観測結果を対比すると模型実験結果が実橋にそのまま再現された結果となったがその原因としては、

イ) 最終設計断面の一部変更によって風洞模型実験の諸数値に一部変更のあった事。

ロ) 構造減衰は対数減衰率の仮定値0.04に対し0.02と相当に低い値であった事。

ハ) 地形上架橋地点は平地で定常的な風（風速、迎角が一定）が吹く架橋環境にある事。

等が考えられ一般的には次のような対策があるがいずれも実橋に於て処理する事は極めて難しい。

a) 断面の空気力学的特性の改善 b) 断面の曲げ剛性あるいは捩り剛性の増加 c) 振動減衰比の増加、具体的な対策としては表-7の実験結果からフェアリングを1パネル毎に取外した⑤について見ると、低風速の約10m/sの風は実橋で観測される頻度も高く問題が多いと考えられるが、高風速域の約20m/sの風は年に十数日の発生頻度となり問題は少ないと考えられる。この構造系は一枚おきにフェアリングを取外したことにより風の流れが乱され、風琴振動の発生周期が変わったことによるa)の方法と考えられる。

(2) 風による振動の観測

昭和46年8月下旬架設閉合後、10分間風速10m/s程度という比較的低風速で撓みの限定振動が発生した。振動観測の結果によると最大値は、昭和46年度末の舗装荷重前での状況で、鉛直加速度280gaと推定全振巾が18cmにも達した。これは静的な構造設計上問題はないが、歩行者、車輛の通行に不安感を与えるものであり、この軽減・抑止対策として前述の方法を取ることにしたのである。その後の観測によれば全振巾12～15mm程度の振巾は記録されたが、この数値は可撓性に富む斜張橋の場合、活荷重による撓みと区別しにくい程度のものであり、風の振動による交通支障は全くなかった。

架橋地点より約3km離れた石狩新港の小樽港湾事務所の観測値（日最大風速10m/s以上の日を単位頻度）によれば昭和47～56年の10年間で、風速10m/s以上が約50%と我国でも有数の強風地帯であることを示している。風洞実験によれば高風速域20m/s程度で限定振動が発現されることが指摘されているが表-8のように年間に約3%程度の日数で20m/s以上の風速が発生した事が観測されているにもかかわらず特別な問題は生じていない。従って実際上からも現在の1パネル毎に取外した構造を最終構造系と考えている。

6. あとがき

橋梁の維持管理については従前から「維持管理を考えた設計」、「履歴を考えた補修」等重要性について種々云われてきたが、今もって特段の進歩もなく問題が多いのも事実である。概して建設後の施設の維持管理については、橋梁によらず、それが大規模で複雑になればなるほど、経費の面が先ずは大きな問題であるが技術的な面でも一般的に考えねばならないいくつかの点がある。

イ) 設計上、時間変化を考慮した因子は経年の変化によっては所要の設計値まで応力調整が必要である事。

ロ) 劣化の度合は周囲の環境の影響も大きく、箇所によってバラツキが大きいので画一的でない補修の方法、程度が必要である事。

ハ) 工場のような厳密な施工管理の行き届かない現場施工の主要部材については、施工管理面での経年の管理が必要である事。

本橋の場合、舗装の補修、塗装の塗替等が先ず実施されることになるが、現在その第1歩となる調査を実施した段階であり、今後とも経年の点検調査を積み重ねていくことにより、それぞれの架設環境での維持管理上の特性が判明し、チェックリストが作用されることによって施設としての機能が保持されていくものと考えられる。

- | | | |
|------------------------------|-------------------|---------------------|
| (1) 3径間連続斜張橋の設計 | 小西・高橋・新山, 1970.2. | 土木学会北海道支部発表会 (第26号) |
| (2) 斜張橋に用いたプレハブ平行線ケーブルに関する実験 | " 1971.2. | " (第27号) |
| (3) 3径間連続斜張橋の架設 | 高木・木元・新山, 1972.2. | " (第28号) |
| (4) 3径間連続斜張橋の現場実験 | 高橋・新山・吉田, 1974.2. | " (第30号) |

実験模型	低風速域		高風速域	
	実験値	観測値	実験値	観測値
①	11	20	—	—
②	11	16	21	19
③	11	115	22	20
④	—	—	22	—
⑤	—	—	22	13

表-9. 風洞実験