

I-3 斜張橋の耐風設計と制振対策について (花 畔 大 橋)

北海道開発局札幌開発建設部 切 石 堯
北海道開発局札幌開発建設部 ○ 寺 元 博 昭
北海道開発コンサルタント 勝 俣 征 也
北海道開発コンサルタント 外 山 義 春

ま え が き

花畔大橋は、一般国道231号石狩町に架設される橋長230m（支間割 140.5m+87.8m）の2径間連続鋼斜張橋である。主塔は独立1本柱形式、ケーブルは1面マルチハープ形式を採用している。下部工事は昭和63年夏に完成を予定しており、上部工については本年度、製作を行なっている。

本橋の架設地点は石狩川河口から約3.5キロ上流の地点であり、本橋が剛性の低い1面吊り斜張橋であることから、計画当初よりその耐風安定性の確保について特別な配慮がなされて来たが、耐風性に関する基礎資料を得るために、風洞試験を行なった。風洞試験では部分模型を中心に検討することから、主桁と主塔の2つに分けて行ない制振対策などの検討を行なった。本報文ではこれらの耐風設計の概要について述べる。図2に架設地点の略図を示した。

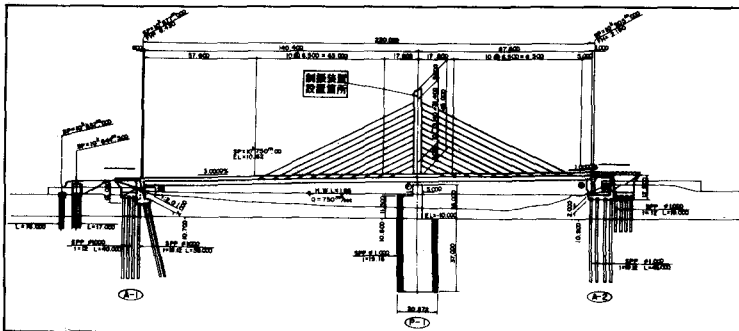


図1 一般図



図2 架設地点略図

1. 耐風設計の概要

一般的に耐風設計の手順としては第1に架設地点における基本風速、設計風速の設定、次に風洞試験による動的安定性の調査を行ない、応答の定量的評価により構造物に支障が予測されるときには空力的又は構造成力学的対策を実施することになる。

具体的に本橋では幅員が広く桁高が低いことから主桁は空力的な安定性に優れており、対策の必要性が少ないものと考えられたが、架設時の主桁張出時も含めて風洞試験を行なった。

主塔は高さ約45m、2.4×3.8mの断面で、橋軸方向はケーブルにより支持され剛性が高いが、橋軸直角方向への風による振動が予想されたので、空力的対策及び構造成力学的対策を考慮して風洞試験を行なった。また、架設時主塔が自立した時などについても風洞試験を実施し、架設工程に見合ったトラワイヤーの設置などを行なうよう配慮した。

1・1 基本風速・設計風速の設定¹⁾

架橋地点付近における気象観測データは札幌管区気象台及び石狩気象観測所のものがあり、本橋の風特性を推定する上では距離がそれ程離れておらず、海岸に接近している等の周辺環境が類似している点で石狩気象観測所のデータが有効と考えられるが、観測期間が短いため、ここでは札幌管区気象台のデータより風速

の再現期待値を求め、札幌气象台と石狩観測所の風特性の関係から架橋地点の値を推定するものとした。

両地点での風向分布と風速頻度の関係は風配図から同様の傾向を示しており地域的に同一の風環境にあると考えることができるので、札幌气象台と石狩観測所の日平均風速を用いて風速の関係式を(1)のように求めた。 U (石狩の風速) = $1.792 \times U$ (札幌の風速) $^{0.929}$ (1)

次に札幌管区气象台における1951～1983年、33年間の年最大風速標本値の経験的非超過確率をGringortenとHagenの方法により求め、橋の耐用年数を50年、非超過確率を0.6とし100年再現期待値を求めると25.5m/sec程度となる。これに(1)式を適用すると架橋地点での再現期間100年における10分間平均風速は36.3m/sと推定される。これに本四公団耐風設計基準(1976)²⁾を適用し設計風速を求めると以下のようになる。

基本風速 $V_{10}=36.3\text{m/s}$

設計風速 $\begin{cases} V_D = \nu_1 \times \nu_2 \times \nu_{10} = 1.0 \times 1.23 \times 36.3 = 44.6 \approx 45\text{m/s} \text{ (主桁)} \\ V_D = \nu_1 \times \nu_3 \times \nu_{10} = 1.2 \times 1.2 \times 36.3 = 52.3 \approx 55\text{m/s} \text{ (主塔)} \end{cases}$

1・2 風洞試験ケース³⁾

試験のケースを表-1に示す。試験の種類は三分力試験を含め3種類である。模型については主桁模型(2次元剛体模型)、主塔模型(3次元弾性模型)となっている。主桁に関する試験のうち(水面板あり)のものは本橋の桁下空間が6～7mと低いため水面の空力干渉を考慮するために行なったものである。

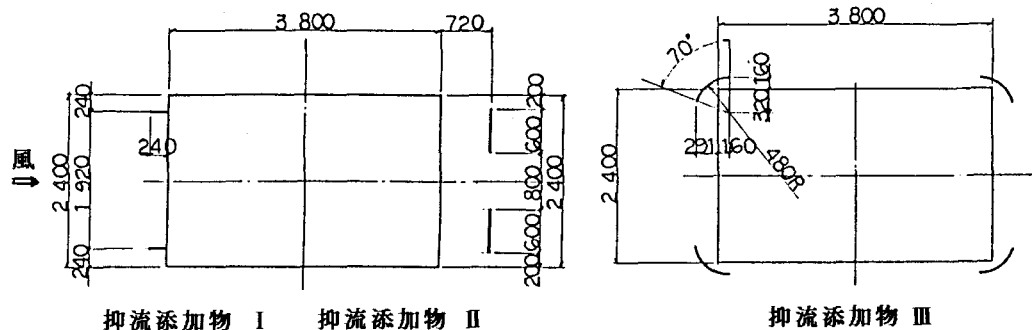
抑流添加物Ⅰ、Ⅱ、Ⅲは図-3に示すようなものである。なお風洞試験装置は川崎重工業㈱のものを使用した。

1・3 風洞試験結果と対策の選定

主桁の試験では水面板がある場合の一樣流中で、仰角+3°では鉛直たわみの一次モード渦励振がかなり大きくあらわれる($V=20\text{m/s}$ で $2\eta=18\text{cm}$, $V=45\text{m/s}$ で $2\eta=78\text{cm}$)が、格子乱流を用いた試験ではこ

表-1 試験ケース一覧表

試験の種類	模 型		気流特性	仰 角		水平偏角 β	無風時減衰 δ	抑 流 添 加 物				試 験 ケース数
	主 桁	主 塔		α				なし	I	II	III	
三分力試験	完 成 時	—	一 様 流	$-15^{\circ} \sim +15^{\circ}$ $0^{\circ}, \pm 3^{\circ},$ $\pm 5^{\circ}$	90°	—	—	—	—	—	31	
主桁模型 運動試験 (縮尺 1/50)	完 成 時	—	一 様 流	$0^{\circ}, \pm 3^{\circ}$		0.02	—	—	—	—	5	
	完 成 時 (水面板め)	—		$0^{\circ}, +3^{\circ}$		0.02	—	—	—	—	2	
	完 成 時 フェアリング (水面板め)	—		$0^{\circ}, \pm 3^{\circ}$		0.03	—	—	—	—	3	
	架 設 時 (水面板め)	—		0°		0.02	—	—	—	—	1	
	完 成 時 (水面板め)	—	格子乱流	$0^{\circ}, \pm 3^{\circ}$	—	0.02	—	—	—	—	3	
主塔模型 運動試験 (縮尺 1/50)	—	完 成 時	一 様 流	0°	0°	0.01 (0.015) (0.019) 0.02 0.03	○	—	—	—	3	
					0°	0.01	—	○	○	○	3	
					$10^{\circ}, 20^{\circ}$	0.01	—	○	—	—	2	
		乱流境界層	0°	0°	0.01 0.02 0.05 0.09	○	—	—	—	3		
				$0^{\circ}, 10^{\circ},$ 20°	0.01 (0.05)	—	—	—	○	3		
				0°	0.01	—	○	—	—	1		
		架 設 時 (1977年)	乱流境界層	0°	$0^{\circ}, 90^{\circ}$	0.02 0.05 0.09	○	—	—	—	6	
					$0^{\circ}, 10^{\circ},$ $20^{\circ}, (45^{\circ},$ $70^{\circ}, 80^{\circ},$ 90°	0.01~0.02	—	—	—	○	6	
					$0^{\circ}, 90^{\circ}$	0.02	○	—	—	—	2	
					—	—	○	—	—	—	2	



れらは殆ど発現せず ($V=20\text{m/s}$ で $2\eta=0\text{cm}$, $V=45\text{m/s}$ で $2\eta=20\text{cm}$)となる。仰角や乱流特性についてさらに深く検討すべき点も残ると考えられるが、架設地点の風向が主桁に有利に働く事等を考慮して、主桁については耐風安定性が充分であると判断した。また、降雪期における路面の積雪や堆雪については除雪作業を充分に行なうものとして、耐風上特別な配慮はしないものとした。主塔については架設時の対策は工程に合わせて現場でトラワイヤーの設置などを行なうこととして解決されるが、完成時においては風洞試験においても空力的に有意な現象が現れるので、対策が必要となる。

本報文では主桁の耐風性には問題が少なく、主塔の制振対策は高度の技術内容の検討が必要なので、この問題を主に以下項目を改めて別途論ずるものとした。

2. 主塔の耐風上の問題点

本橋主塔のように独立一本柱形式の場合には完成系においても振動に対するケーブルの剛性寄与は、あまり期待できず、橋軸方向の風に対して橋軸直角方向の有意な空力振動（渦励振・バフエティング・ギャロッピング等）が生じることが予測される。一方、本橋に関する風環境調査結果¹⁾によれば架設地点の風向分布は4月から9月にかけての夏期にSE方向、10月から3月にかけての冬期にはNW方向の風が卓越する傾向があり、これらの風向は本橋の橋軸方向に相当する（図2参照）。この風向は主桁に対しては耐風上、有利であるが主塔に対しては不利な方向である。

3. 主塔制振対策の検討方針

塔状構造物に生じる渦励振、バフエティング、ギャロッピングといった空力振動は構造物の振動特性と空気力特性が互いに影響して起こるが、その制振対策としては空気を低減するような空気力学的対策と構造物の振動応答特性を改善する構造力学的対策がある。前者は具体的には塔まわりの気流特性を改善するために抑流添加物を取り付ける方法である。本来、問題の源を断つという意味ではこれを制振対策の基本とすべきである。しかし、本橋の場合には冬期に抑流添加物に氷雪が付着し、雪解け期には落下し危険である。また着雪に伴う抑流添加物の効果の低下も考えられ、空気力学的対策は現実性に乏しい。以上の考察から、本橋では後者の構造力学的対策を検討した。

構造力学的対策は(1)剛性・質量を増加する(2)抑制力を作用させる(3)減衰を増加するの3タイプに大別することができる。(3)の減衰を増加する方法のうち、主塔の振動と調和的に作動する制振装置を主塔内部に取り付ける方法は塔の外観を損なわず、本橋主塔の制振対策には適している。この方法は動吸振器の原理に基づくもので理論的に明解であり、制振対象の振動モードの腹の部分に副振動系を取り付け、この副振動系が振動することによって風のエネルギーが吸収されて主振動系の振動が低減するものである。副振動系としてTuned Mass Damper(TMD)と呼ばれる装置を設置する。

4. 主塔三次元風洞模型試験

4・1 風洞試験の背景と目的

本橋主塔のように非流線形の物体まわりの流れは断面の表面で常に剥離しているが、流れを剥離させる物

体の振動に伴う動的付加空気力特性に関する理論的研究は極めて少なく、流線形断面に関するポテンシャル流理論のようにまとめたものはない。現状では相似模型を用いた風洞試験を行なうことにより構造物の耐風特性を実証的に調べている。本橋の場合にも主塔の動的耐風安定性を調べるとともに、制振装置の設計資料を得ること、つまり全体系の減衰値と設計風速内における振幅値との関係を把握することを目的として、一様流中の自然風を模した乱流境界層中の両方で3次元模型試験を行なった。本試験では幾何学的相似（相似比1/50）のほかに力学的相似として次の3つの無次元量（質量減衰パラメータ、弾性パラメータ、風速パラメータ）を実橋と模型とで一致させ、一様流の気流特性は本州四国連絡橋風洞試験要領⁴⁾（1980）に基づくものを、また乱流の気流特性については、本橋架設地点近くにある札幌大橋の耐風安定性検討の際使用した気流特性を参考とした⁵⁾。

4・2 風洞試験結果

本橋主塔の設計風速55m/sは本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）・同解説に基づき決定したが、設計風速内において、主塔に発散振動（ギャロッピング）が生じたり、低風速下における限定振幅振動によって疲労破壊が生じないようにする必要がある。以下に試験結果を示す。

4・2・1 完成時・一様流中

図4に一様流下において構造減衰が主塔の耐風安定性に与える影響を示した。実橋風速20m/s～35m/sの範囲で橋軸直角方向に面外一次モードの渦励振が発生しており、疲労破壊に対する検討が必要である。図4に図5を整理して質量減衰パラメータと渦励振無次元最大応答振幅の関係を示したが、これによれば実橋の最大渦励振応答振幅は70cmと推定される。

4・2・2 完成時・乱流境界層中

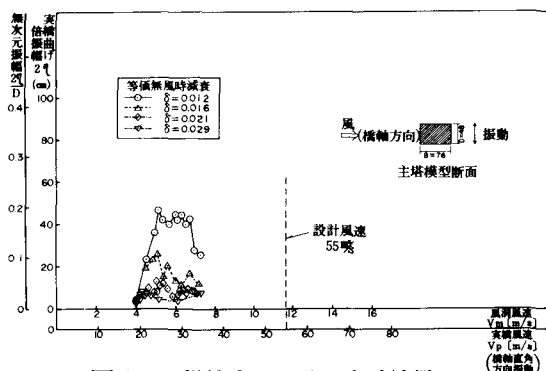


図4 一様流中における実験結果

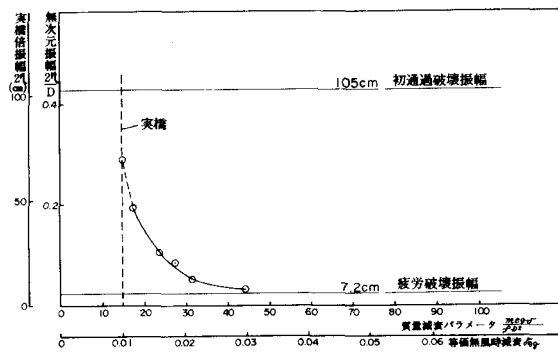


図5 質量減衰パラメータと振幅の関係（一様流中）

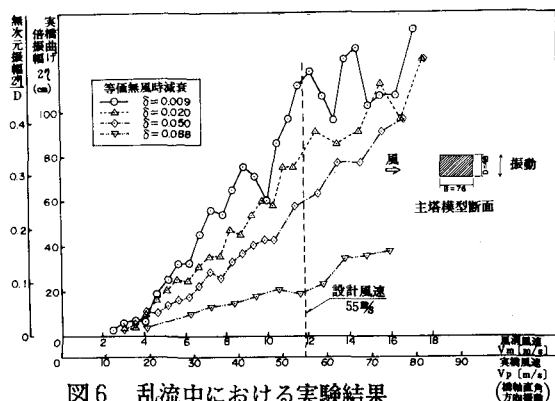


図6 乱流中における実験結果

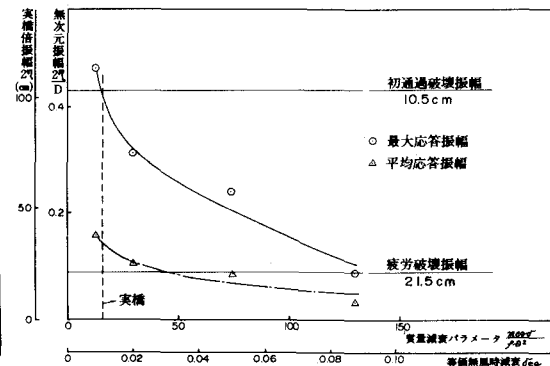


図7 質量減衰パラメータと振幅の関係（乱流中）

乱流境界層中における応答特性は、一様流中における場合とは大きく異なり、乱れによって渦励振が消えるかわりに風速とともに応答振幅が増大するバフエティングが発生する(図6)。バフエティングに対しても減衰付加による制振効果が認められるが渦励振に対するほどの顕著な効果はない。図7に図6を整理し、質量減衰パラメータとバフエティング無次元最大応答振幅、及び平均応答振幅 $2.2\sigma_x$ (σ_x は応答振幅の標準偏差)との関係を示した。これによれば実橋の最大バフエティング応答振幅は100cm、平均応答振幅は40cmである。

5. 振動の評価基準

評価基準としては安全性、使用性、作業性等、多方面から考察すべきではあるが、それらすべてを考慮した評価手法は現在のところ確立されていない。本橋主塔においては、安全性に関する照査として一過性の強風による初通過破壊、及び繰り返し応力による疲労破壊に対する安全性について検討した。

5・1 初通過破壊に対する許容振幅

初通過破壊に対する許容振幅は、最大応力の発生する塔基部において検討した。塔基部に発生する最大応力を塔頂部倍振幅に換算すると104.8cmとなる。これを風洞実験結果と比較すれば、初通過破壊に対して安全であることが分かる。(図5、図7参照)

5・2 疲労破壊に対する許容振幅

疲労破壊に対する検討は渦励振及びバフエティングによるものに分けられる。即ち、試験風洞気流が一様流のときは渦励振に対して、また境界層乱流とするときはバフエティングに対して検討する。

検討方針としては次の3項目を考慮して行なう。

- a) 検討方法は風速の生起頻度を考慮した確率論的方法による⁶⁾。
- b) 疲労許容振幅は本州四国連絡橋公団設計基準(1980)に準拠する⁷⁾
- c) 風速の発生確率密度関数(ワイブル分布)は札幌気象台におけるものを用いる。

結果として表-2のようになり渦励振、バフエティングの振幅を減少させる必要がある。なお、本検討の詳細は文献に述べられている⁸⁾。

表2 許容振幅と風洞試験推定値の対比 (cm)

照 査 対 象	着目断面	対象不安定振動	許 容 振 幅		風洞試験推定値	
			実橋倍振幅	無次元振幅	最大振幅	平均振幅
初通過破壊	塔 頂	—	104.8	0.437	105	—
疲 労 破 壊	塔 頂	バフエティング	21.5	0.090	100	40
	塔 頂	渦 励 振	7.2	0.030	70	—

6. 制振装置TMDの概要

6・1 TMDの原理

主振動系とTMDの全体系をモデル化すると図8のようになる。図中でMは質量、Cは減衰定数、Kはバネ定数、 ω は円振動数、Fは外力の振幅を表わしている。TMDの設計は風洞試験における減衰率の効果を参照して、図9の振動系におけるTMDの減衰定数をいかに定めるか、また、主振動系を抑制して許容応答振幅をどのように得るかという問題に帰着する。

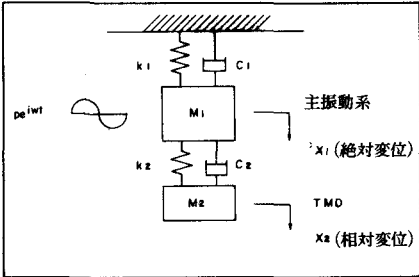


図8 TMDのモデル

6・2 TMDの効果と装置の概要

本橋主塔の疲労破壊に対してバフエティングより渦励振が危険となるため、渦励振最大応答振幅70cmを

疲労破壊許容振幅 7.2cm以下となるようにTMDを設計した。

実際のTMDの設置に当たっては種々の誤差があると考えられ、振動数の同調比、減衰定数の低温下における変化、主塔の固有振動数などについて考えられるが、制振効果は誤差を含めても許容値を満足するように配慮するものとした。

図9に設置するTMDの概略図を、表3にTMDの諸元を示した。本装置の特徴としては(1)無給油タイプの軸受けを使用し耐久性の向上及び軸受け部のメンテナンスフリー化を図った(2)低温(−40℃)を考慮しオイルダンパーは航空機規格の作動油を用いた(3)メンテナンス時及び油漏れ等の緊急時の便を考え、オイルダンパーを2本に分けた(5)耐用期間内に想定されるTMDの大振幅に対して装置を保護する目的でオイルバッファ(油圧緩衝器)を設置した。

表3 TMDの諸元

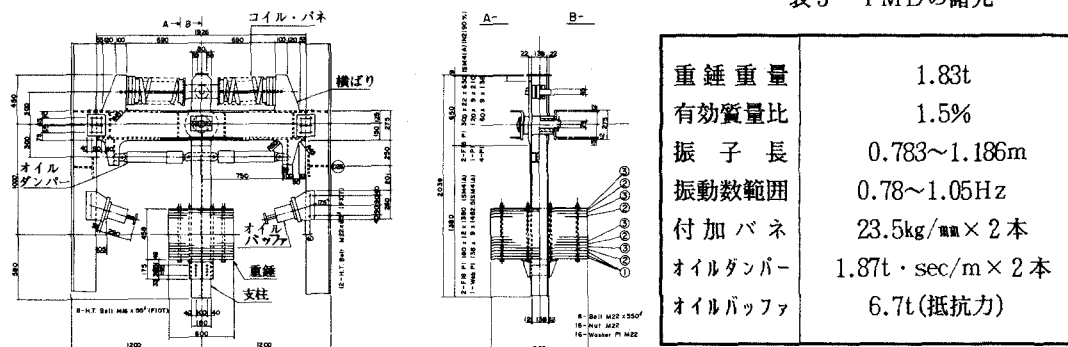


図9 TMDの概略図

あとがき

以上、花畔大橋の耐風設計と特に主塔に関する風洞実験結果と許容振幅に関する検討結果、及び主塔内部に設置することとした制振装置の概要について述べた。

本橋は完成後には北海道の大プロジェクトである石狩湾新港への入口となる構造物であり、あらゆる面で完璧な橋梁となるよう、今後さらに検討を加えて行きたい。最後に、本報文をまとめるに際し、風洞実験を実施し本橋主塔の耐風安定性を検討頂いた川崎重工の長大プロジェクト室の方々には貴重な助言を頂き、豊富な資料を提供して頂いた。ここに厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 北海道開発局札幌開発建設部；一般国道231号花畔大橋の耐震・耐風検討。1984年
- 2) 本州四国連絡橋公団；耐風設計基準・同解説 1976年
- 3) 北海道開発局札幌開発建設部；花畔大橋風洞試験報告書 1987年
- 4) 本州四国連絡橋公団；風洞試験要領(1980)。同解説
- 5) 建設省土木研究所；札幌大橋耐風性調査報告書 1983. 1
- 6) 松本・白石；構造物の空力限定振動の許容振幅に関する一考察、第37回土木学会年次学術講演概要集 1982年
- 7) 本州四国連絡橋公団；設計基準(上部工設計編)，1980年
- 8) 寺元博昭他；北海道開発局技術研究発表会(昭和63年)，花畔大橋の制振対策について — 主塔の耐風安定性の検討と制振装置TMD —
- 9) 川崎，勝保，山下，外山；土木学会，第42回年次学術講演会(昭和62年)，偏平主桁を有する一面吊り斜張橋の設計について〔花畔大橋〕