

I-28 吊橋補剛桁・主塔の耐風検討について ＝白鳥大橋＝

北海道開発局

米田 義弘

//

正会員 和田 忠幸

//

佐藤 謙二

1. まえがき

白鳥大橋は室蘭港湾口部を連結する中央径間長720m、全長1,380mの3径間2ヒンジ補剛吊橋である。

本橋上部工の特徴としては、我が国初の積雪寒冷地における長大吊橋であること、補剛桁に流線形箱桁、主塔にラーメン形式を採用した非常にスマートなプロポーションをしていることがあげられる。

吊橋は比較的剛性が低く、風の影響により振動しやすい構造物であり、その性状は非常に複雑であるため風洞試験により把握するのが一般的である。

本文は白鳥大橋の補剛桁、主塔に対して行なった耐風検討についての報告である。補剛桁に対しては着雪の影響を考慮にいれた検討を行ない、また、主塔については架設独立塔だけではなく完成主塔に対しても検討を行なった。

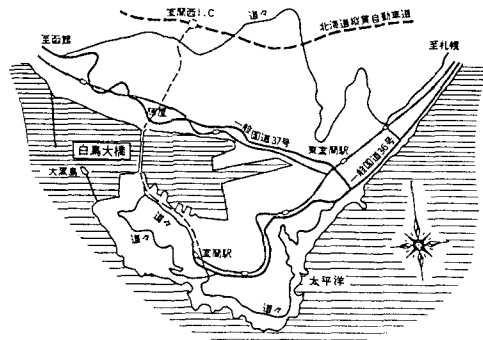


図-1 架橋位置図

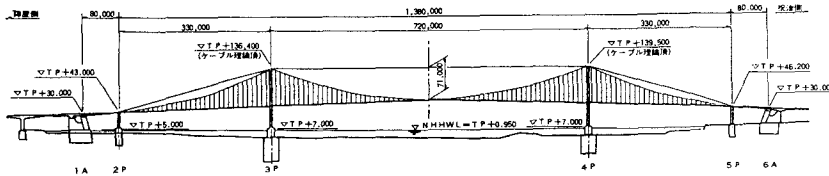


図-2 白鳥大橋側面図

表-1 室蘭市地方気象台における
年間最大風速

2. 架橋地点の風特性

本橋架橋地点において気象観測用施設を設置し、昭和56年より気象観測を行なっている。

架橋地点は風が強く、特に冬期間は日平均風速で20m/sを越える時もある(表-1)。

年	月/日	風向	風速(m/s)	年	月/日	風向	風速(m/s)
1952	12/22	W	23.3	1971	12/ 3	SSW	21.7
1953	9/ 3	WNW	23.8	1972	2/15	W	19.2
1954	9/26	S	37.2	1973	12/22	S	19.5
1955	2/ 5	SW	26.1	1974	4/21	W	19.0
1956	12/21	W	23.8	1975	1/ 9	W	14.3
1957	2/12	W	20.8	1976	10/21	W	17.4
1958	1/ 2	WSW	30.0	1977	2/11	W	15.2
1959	9/18	S	25.8	1978	12/-2	S	18.8
1960	12/18	SW	20.5	1979	1/19	W	15.4
1961	5/29	S	28.3	1980	12/ 4	W	21.1
1962	8/ 9	SSW	23.3	1981	11/ 3	SSW	16.8
1963	11/28	W	24.3	1982	11/30	W	16.8
1964	12/ 7	SSW	23.0	1983	1/ 9	W	16.5
1965	12/31	W	23.3	1984	10/28	WSW	12.4
1966	1/11	W	22.7	1985	10/ 2	WSW	20.2
1967	4/ 5	WNW	21.3	1986	11/26	W	21.1
1968	1/ 3	W	21.3	1987	9/ 1	SSW	23.0
1969	12/ 3	W	20.0	1988	10/13	W	20.3
1970	3/17	W	22.8				

風向別では橋軸直角方向である東寄り（E～ESE）・西寄り（W～NW）の風が大部分で、特にWNWの出現率は20%に達しており（図-3）、暴風が予想される西風は海上風の性質を示している。

また、本四連絡橋の年最大風速となる強風は台風によるものであるが、本橋では季節風が大部分を占めている。（図-4）

基本風速 V_{10} は地上10mにおける10分間平均風速で、耐風設計の基本となる値である。本橋では、室蘭地方気象台のデータと架橋地点高度60mのデータの相関を求め、再現期間を100年として、風速の鉛直分布の関係式より求め、 $V_{10}=41\text{m/s}$ とした。（風速の鉛直分布のべき指数 $\alpha=0.09$ 、風軸方向乱流強度 0.07～0.09）

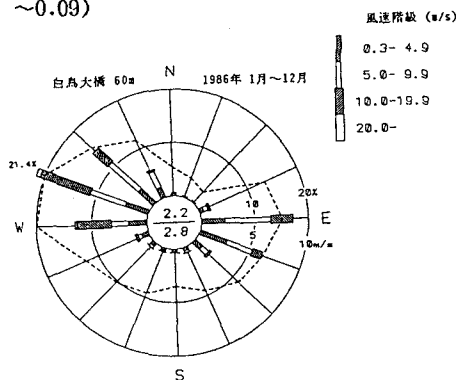


図-3 年間風配図

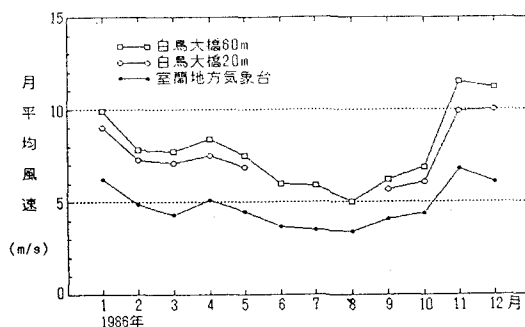


図-4 月平均風速の年変化

3. 桁の耐風安定性

3-1 概要

本橋補剛桁断面を図-5に示す。

◎試験条件

- ・ 模型：縮尺1/35の2次元剛体部分模型
- ・ 気流：一様流
- 補正係数 $\nu_1=1.17$ 、 $\nu_2=1.16$
- ・ 構造減衰：0.02

- ・ 風速：設計風速56m/s、限界風速67m/s
- ・ 試験要領：本州四国連絡橋公団

風洞試験要領・同解説

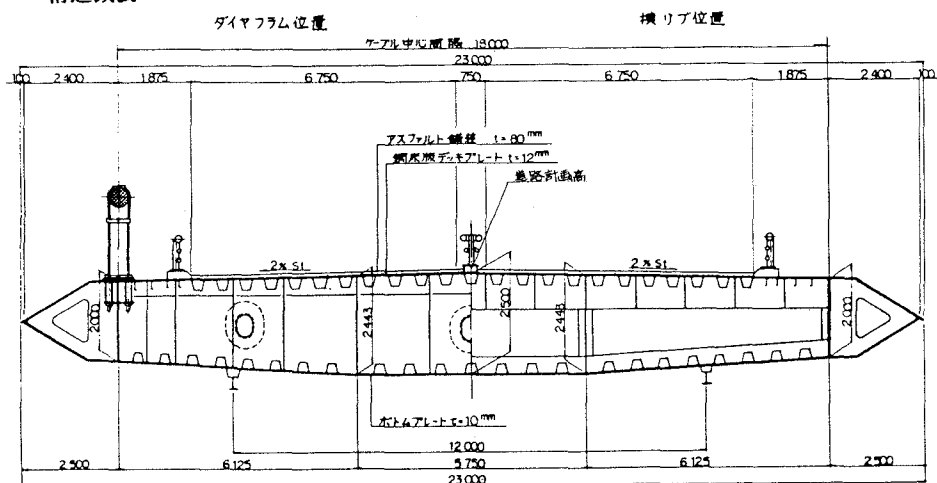


図-5 白鳥大橋補剛桁

フラッター発現風速-迎角曲線は図-6のとおりであり
限界風速を満足している。

なお、補剛桁形状としては六角形、長方形、張出し式台
形断面の3ケースについて風洞試験を行ない、長方形断面
を選定した。

3-2 耐風検討パラメーター

耐風検討のパラメーターとしては、桁断面縦横比の他に
流線形箱桁断面のため主構造以外の部分が空力特性に敏感
に影響することから、着雪、検査車レールが考えられる。

なお着雪形状については、架橋地点で行なった着雪模型
実験のデータをもとに、昭和38年～昭和61年の気象記録か
ら過去の積雪量をシミュレートし、補剛桁上の堆雪量が最
大のものを選定した。

(1) 検査車レール位置

検査車レール間隔が $L=12m$ の場合と、 $L=15m$ の場合の検
討結果を図-7に示す。

レール間隔が12mの場合のほうが吹き下ろしの風で有利で
あり、渦励振も認められない。

(2) 補剛桁縦横比の違いによる着雪形状の影響

着雪形状については積雪地域の実情を考慮して、車道部分
の雪を取り除き高欄および中央分離帯の第1水平材まで閉
塞した場合を想定し(図-8)、フェアリング長を変化さ
せた2種類の補剛桁(21m, 23m)について試験を行なった。
(図-9)

(B)のケースでフラッター発現風速は限界風速を満足して
おり、渦励振についても迎角 $+5^\circ$ 、風速3.9m/s付近で最大
振幅0.25mのたわみ振動が発生するが、振幅が小さく迎角
 $+5^\circ$ の発生頻度が低いことを考慮すると問題はないと思わ
れる。

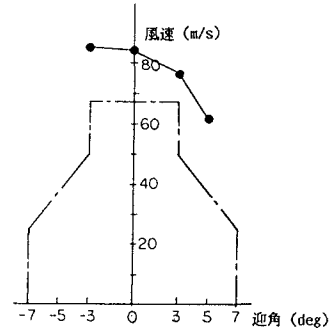


図-6 試験結果

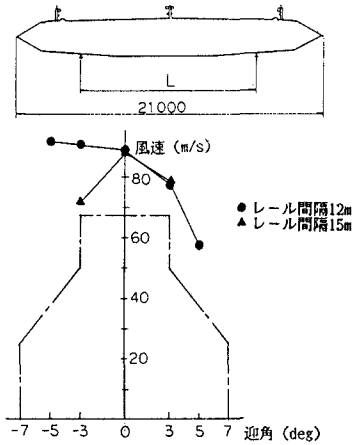


図-7 検査車レール間隔による違い

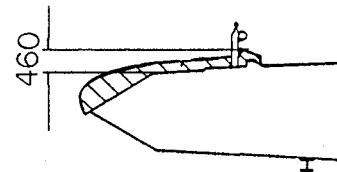


図-8 着雪形状

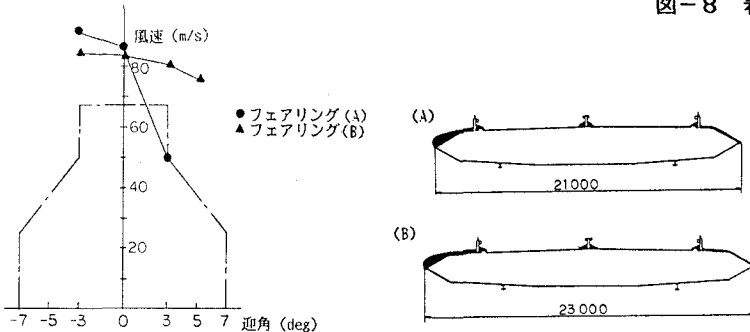


図-9 フェアリング長による違い

4. 完成主塔の耐風安定性

4-1 概要

本橋主塔は図-10に示すとおり、隅切を有する矩形断面である。

◎試験条件

- ・ 模型：縮尺1/90の全体弾性模型
- ・ 設計風速：59.5m/s
- ・ 風向角：橋軸直角方向を0°とする
- ・ 気流：一樣流

乱流（境界層乱流）

補正係数 $\nu_1=1.22$ 、 $\nu_3=1.19$

- ・ 試験要領：本州四国連絡橋公団

風洞試験要領・同解説

なお、塔単体で完成主塔の試験を行なうために、模型塔頂をピアノ線を介してバネで固定し振動モードを調整し、さらに質量を付加することにより一般化質量を調整した。

耐風検討結果を表-2、図-11に示す。

最大面外1次振幅は一樣流中風向角20°、風速26m/sで13cmであり、風向角10°、20°では有効な乱流効果が認められた。

また、構造減衰を付加すると振幅は大きく低下する。発散振動は生じなかった。

表-2 主塔断面試験結果

気流	風向角(度)	構造減衰	最大振幅(m)	1°-ク風速(m/s)
一 様 流	0	0.02	0.11	20
	5		0.03	21
	10		0.07	25
	15		0.12	25
	20		0.13	26
	25		0.08	26
	30		0.10	26
	35		0.05	25
	40		0.02	22
	20	0.04	0.06	26
乱 流	90	0.02	0.00	—
	0	0.02	0.10	20
	10		0.03	25
	20		0.08	27

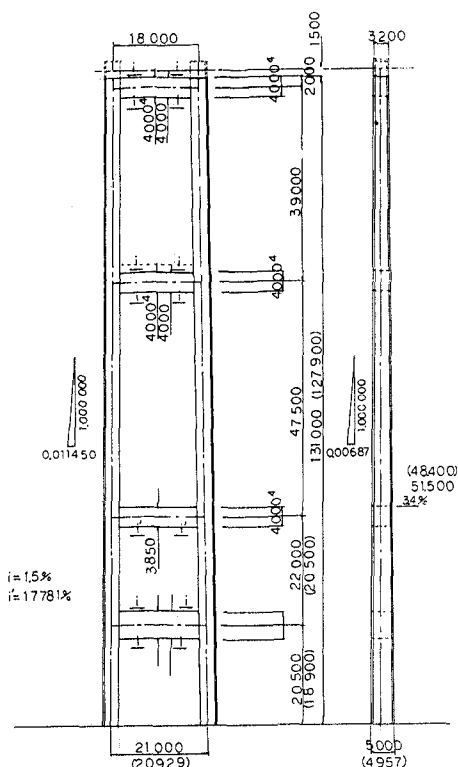


図-10 白鳥大橋主塔、塔柱断面

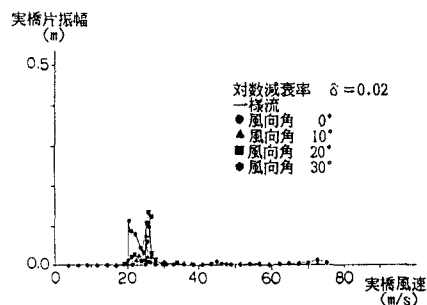


図-11 主塔断面試験結果（一樣流）

4-2 基本断面の耐風安定性（表-3）

本橋主塔耐風検討の基本となった断面を図-12に示す。

一様流中では最大振幅は風向角 10° のときで、その値は0.43m（変位は上から2番めの水平材位置が最大であり、振幅の測定もこの位置で行なった。）であり、初通過破壊の面から何らかの制振対策が必要である。

また、乱流中の試験結果においても、疲労破壊を考慮すると対策が必要である。

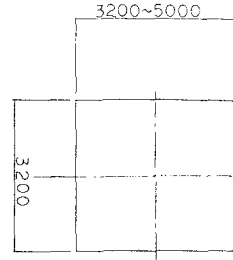


図-12 主塔基本断面

4-3 制振対策

(1) 制振対策

主塔の制振対策には、空力特性を改善させる方法や、動吸振器など力学的に減衰を付加する方法等がある。

ここでは、空力的改良法として、塔柱基本形状に隅切を与え、制振する方法について検討した。

(2) 隅切断面のパラメータ

隅切断面のパラメータには、隅切幅B、高さHが考えられる。

これらのパラメータの最適組合せを求めるため、隅切断面を空力的に近似した突起断面（図-13）で試験を行なった。

矩形断面に隅切を与える場合、隅切比は $1/9$ が好ましいという報告がある（参考文献2）。

そこで、基本となる隅切断面は、塔柱幅Dに対して隅切比を $B/D=H/D=1/9$ （変形モードが最大となる上から2本めの水平材位置）とした。

高さを $H=0.41\text{m}=(1/9D)$ と $H=0.27\text{m}$ の2種類について、最適幅を検討した。（表-4）

$H=0.41\text{m}$ 、 $B=0.34\text{m}$ の組合せの場合が最も振幅が小さく、最大振幅は0.12mとなった。

この組合せで風向角の影響を検討したのが表-5である。

また、突起の間を閉塞させた実際の隅切断面の検討結果はすでに表-2に示したとおりであり、突起で行なった試験と最大振幅、発現風速ともに非常に似た傾向を示し、突起により行なったパラメーター検討が妥当であったことが確認できる。

以上、完成系主塔の基本断面では43cmであった面外振動の応答値が、断面に隅切を与えることにより13cm

表-3 基本断面試験結果

気流	風向角(度)	構造減衰	最大振幅(m)	V^2 - κ 風速(m/s)
一様流	0	0.02	0.28	30
	10		0.43	31
	20		0.09	26
乱流	0		0.30	30
	10		0.10	31
	20		0.05	27

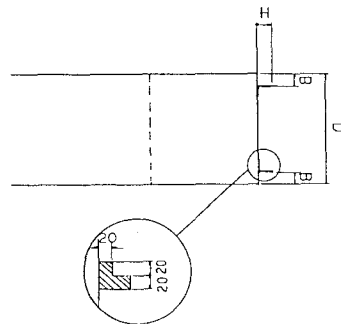


図-13 突起断面

表-4 隅切パラメーター検討結果

高H(m)	幅B(m)	最大振幅(m)	V^2 - κ 風速(m/s)
0.41	0.47	0.40	30
	0.41	0.18	33
	0.34	0.12	21
	0.27	0.22	37
0.27	0.30	0.45以上	33
	0.23	0.38	33
	0.15	0.45以上	33

・気流：一様流
・構造減衰：0.02
・風向角： 0°

程度まで低下させることができた。

この値は塔の累積疲労の照査からも十分安全な値である。

5 まとめ

- ・流線形箱桁を採用した補剛桁において着雪の詳細な検討を行い、十分耐風安定性を持つ桁断面を得ることができた。
- ・主塔の基本断面では、完成時に最大0.43mの面外1次振動が生じたが、空力的制振対策として塔柱に隅切を与えたところ、最大振幅は0.13mまで低下し、十分な耐風安定性を持つ主塔断面となった。

また、供用開始後発振した場合を想定し、動吸振器(T.M.D.)の検討を行なった結果(図-14)、供用開始後でも水平材内にT.M.D.を設置することができ、十分制振可能である。

表-5 突起断面試験結果

風向角(度)	最大振幅(m)	ビーム風速(m/s)
0	0.12	21
10	0.05	24
20	0.13	27
30	0.10	27

- ・幅B=0.41m：高さH=0.34m
- ・気流：一様流
- ・構造減衰：0.02

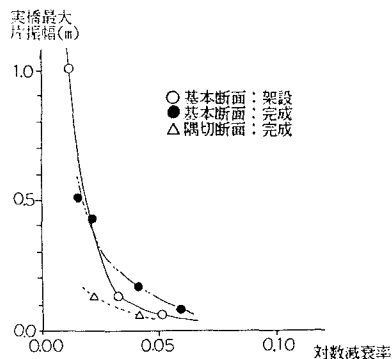


図-14 最大振幅と構造減衰の関係

本橋は補剛桁に流線形箱桁を、主塔にはラーメン形式を採用した非常にスマートな吊橋であり、それぞれ耐風安定性が懸念されたが、風洞試験をくりかえし行ない詳細な検討を加えることによって振動を抑えることができた。これらの検討がこれからの長大橋の耐風設計に多少なりとも役立てば幸いである。今後本橋の耐風検討は吊橋全体系へとさらに検証を進めていく予定である。

最後となりましたが、風洞試験、耐風安定検討に御協力いただいた方々に深く感謝いたします。

参考文献

1. 岡内、伊藤、宮田：耐風構造
2. 白石ほか：「隅切による矩形断面の空力安定化効果」、風工学シンポジウム1986
3. 和田ほか：「白鳥大橋耐風設計について」、第30回北海道開発局技術研究発表会論文集