

I-54

白 鳥 大 橋 耐 風 検 討

北海道開発局 正員 斎藤 嘉之

西本 聡

米田 義弘

1. はじめに

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

本橋上部工の特徴としては、

- ・国内で初めての積雪寒冷地における長大吊橋
- ・補剛桁には流線形箱桁、主塔に4層のラーメン形式を採用
- ・補剛桁の架設工法に、国内で初めて直下吊りによるヒンジ架設工法を採用

などがあげられる。

一般に長大吊橋等は、風に対する挙動が非常に複雑で未解明の部分が多く、風洞試験により耐風安定性の確認を行っている。

白鳥大橋においても、上記の特徴を考慮し、その施工中および完成後を想定して風洞試験を行い、耐風安定性を確認している。ここではその概要全般を報告する。

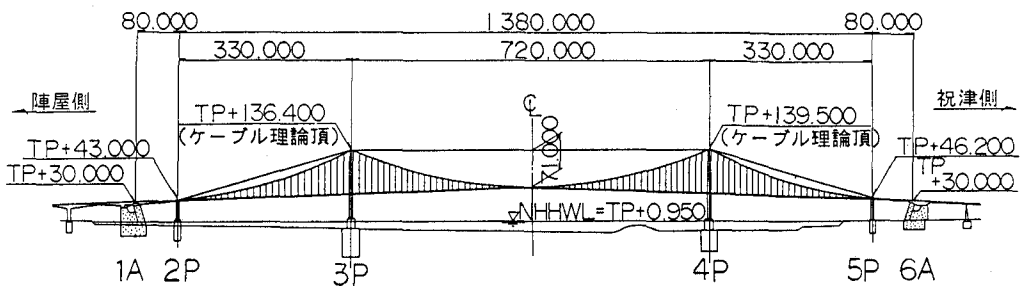


図-1 白鳥大橋側面図

2. 架橋地点の風の特徴²⁾

本橋の架橋地点では観測用鉄塔(高度60m)を設置し、昭和56年より風観測を行っている。

図-2に示すように、橋軸直角方向の風が卓越し、その出現率は40%に達している。特に、西北西の風速10m/s以上の風の出現率は全体の10%を占めている。また、冬期(11月~1月)では、日最大風速20m/s以上の風が月5回以上出現していることが観測されている。

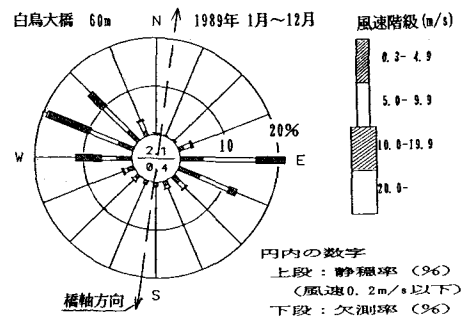


図-2 年間風配図

Examination of Resistance To The Wind of HAKUCHŌ-OHASHI
by Yoshiyuki SAITO, Satoshi NISHIMOTO and Yoshihiro YONETA

耐風設計の基本となる基本風速 V_{10} (地上10m における10分間平均風速) は、室蘭地方気象台と架橋地点観測データとの相関を求め、再現期間を100 年として、風速の鉛直分布の関係式 (べき指数0. 09により算出) より、 $V_{10}=41\text{m/s}$ とした。

また、架橋地点で観測された乱流特性を表- 1 に示す。

表- 1 架橋地点の乱流特性

	乱れ強さ I_u (%)	乱れスケール L_u (m)	備 考
西 風	6 ~ 9	200 ~ 700	海 風
東 風	8 ~ 12	100 ~ 300	陸 風

3. 補剛桁の耐風安定性

試験は、橋梁を崩壊へと導くフラッターに着目して行った。

3. 1 試験条件

○試験要領：本州四国連絡橋公団 風洞試験要領・同解説¹⁾による

(以降全ての試験について同様)

○模 型：縮尺1/35の2次元剛体部分模型(図-3)

○構造減衰：0.02 (以降全ての試験について同様)

○気流、風向：一樣流、橋軸直角方向

○気流傾斜角：0°，±3°，+5°

○風 速：

1)発散振動に対する照風風速

$$V_{cr-G} = 1.2 \times V_{10} \times \nu_1 \times \nu_2 = 67\text{m/s}$$

2)限定振動に対する照風風速

$$V_{D-G} = V_{10} \times \nu_1 = 56\text{m/s}$$

ここで、 $\nu_1 = 1.17$ ：高度(60m) による補正

$\nu_2 = 1.16$ ：水平長さによる補正

3. 2 試験結果

本橋の補剛桁は箱桁断面を採用している。箱桁には六角形、長方形、台形等が考えられたが、試験の結果最も耐風安定性の良かった長方形断面にフェアリングを取り付けた箱桁 (図-4) を基本断面として詳細な耐風検討を行った。

3. 2. 1 中央分離帯、検査車レール位置

中央分離帯の設置は耐風安定性上有利であった。また、検査車レール位置は内側のほうが有利であったが、レール間隔は検査車構造なども考慮して1.2mとして行った。

3. 2. 2 着雪形状の影響

本橋は日本で初めて積雪寒冷地に建設される長大吊橋であるため、着雪の影響を考慮する必要がある。

着雪形状については、架橋地点で行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て補剛桁上の積雪量が最大となるものを選定し、車道部分は除雪、高欄および中央分離体の下段ビームまで閉塞した場合を想定して試験を行った (図-5)。

その結果、吹上の風 (傾斜角+5°) でフラッターの発生風速が急低下したため基本断面に検討を加えることとし、フェアリングの伸長による効果を探ったところ、桁幅21m から23m まで伸長することによって、フラッタ

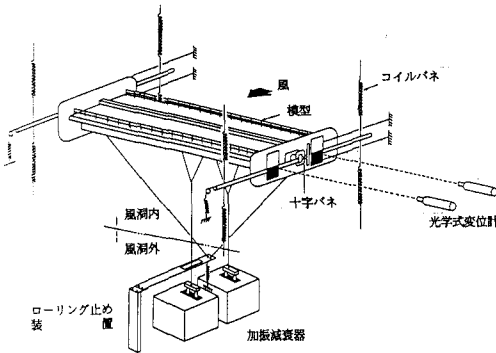


図- 3 補剛桁模型概念図

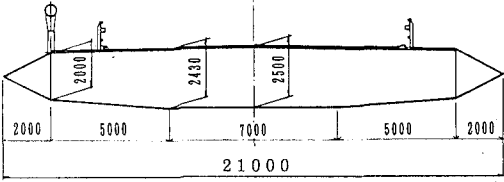


図- 4 補剛桁基本断面

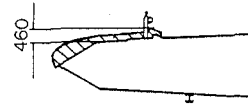


図- 5 補剛桁部分模型着雪形状

一の発生風速は限界風速を満足した。

以上の検討により本橋採用の補剛桁断面を図-6に、その断面による試験結果を図-7に示す。図-7は、縦軸にフラッターが発生し始めたときの風速を、横軸には風の傾斜角をとったものである。着雪あり・なしともフラッター発振風速が照査風速を上回っており、この断面の妥当性が確認された。

なお、着雪ありのケースで気流傾斜角 $+5^\circ$ 、風速 3.9m/s 付近において渦励振が発生したが、たわみ倍振幅が 2.5cm と小さく、傾斜角 $+5^\circ$ の発生頻度が低いことを考慮して問題はないと判断した。

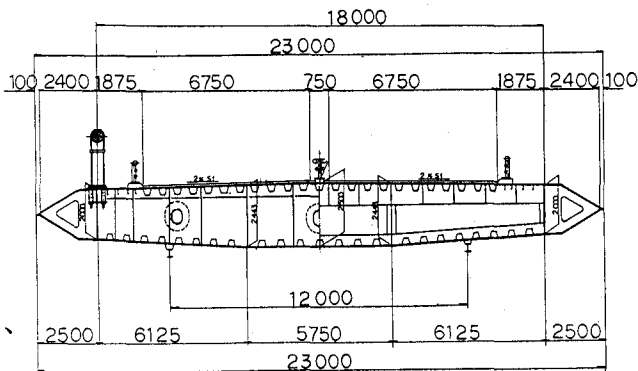
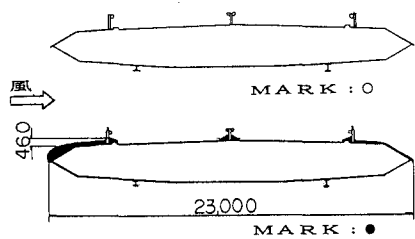


図-6 白鳥大橋補剛桁断面図

4. 主塔の耐風安定性

吊橋の主塔は、架設時には揺れても橋完成後は塔頂が固定され、振動は生じないのが一般的である。しかし、白鳥大橋の主塔は他橋の主塔より剛性が低いことから、完成後も架設時とは異なるモードで振動することが予想された。風洞試験は、塔架設時、塔完成時、吊橋完成時について行っているが、ここでは吊橋完成時の試験結果について述べることにする。



4. 1 試験条件

- 模 型：縮尺 $1/90$ の全体弾性模型
- 気 流：一樣流、乱流
- 風 向 角：橋軸直角方向を 0° とする
- 風 速：照査風速 $V_{D-T} = V_{10} \times \nu_1 \times \nu_3 = 60\text{m/s}$

ここで、

- $\nu_1 = 1.22$ ：高度（ 65m ）による補正
- $\nu_3 = 1.19$ ：鉛直長さ（ 130m ）による補正

4. 2 試験結果

塔単体で完成時の主塔の試験を行うために、模型塔頂をピアノ線で固定して振動モードを調整し、質量を付加することにより実橋と相似させた。

検討の基本とした断面は図-8に示す矩形断面である。試験の結果、発生した振動は渦励振のみで発散的な振動はみられなかった。

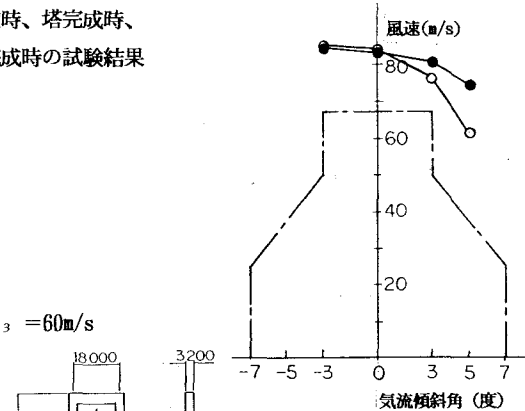


図-7 試験結果 (補剛桁)

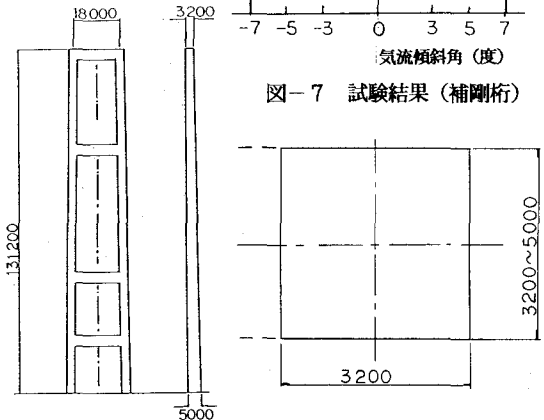


図-8 主塔基本断面

設計上問題となる振幅が生じたのは面外1次振動で、最大片振幅は一樣流中で0.43m、一般に振幅が減少するといわれる乱流中でも0.30mとなり、それぞれ塔基部の疲労破壊、初通過破壊の恐れがあるので何らかの制振対策が必要となった。

制振対策としては、空力的制振対策に重点をおいて検討し、研究例も多い塔柱断面に隅切を与える方法を選定した。

隅切形状については、図-9に示すようにB、Hのパラメータ(塔高さ方向に一定)を考え、その組み合わせを検討した。

本橋に採用した主塔断面を図-10に示す。また、この断面での試験結果を図-11に示す。最大振幅は0.13m(一樣流中)となり、疲労破壊を考慮しても十分安全な値となった。

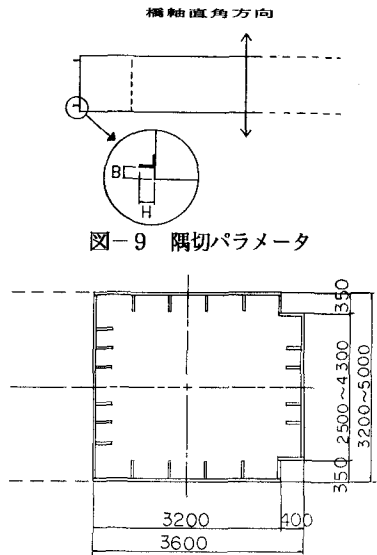


図-9 隅切パラメータ

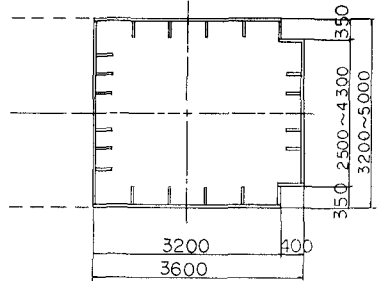


図-10 白鳥大橋主塔断面

5. 架設系全橋風洞試験

本橋補剛桁の架設は、直下吊り工法により吊り上げた桁ブロック間をヒンジで仮連結し、一定数ブロックを吊り上げ、形状が安定した後、吊り上げ作業と並行して剛結していくヒンジ架設工法を国内では初めて採用するため、桁架設時を想定した全橋模型で風洞試験を行い、その耐風安定性を確認した。

5. 1 試験条件

○模 型：縮尺1/145 の3次元全径間弾性体模型

○気流、風向：一樣流、乱流 橋軸直角方向

○気流傾斜角：0°，±3°，+5°

○風 速：1)架設時基本風速

$$V_{10-E} = V_{10} / \sqrt{2} = 29\text{m/s}$$

2)発散振動に対する照査風速 $V_{cr-E} = 1.2 \times V_{10-E} \times \nu_1 \times \nu_2 = 17\text{m/s}$

3)限定振動に対する照査風速 $V_{D-E} = V_{10-E} \times \nu_1 = 34\text{m/s}$

ここで、 $\nu_1 = 1.17$ ：高度(60m)による補正

$\nu_2 = 1.16$ ：水平長さによる補正

5. 2 試験結果

桁架設全般の耐風安定性を確認するため架設ステップを3段階に分け試験を行った(図-12)。

1) フラッター

本試験で観測されたフラッターは、補剛桁の鉛直曲げとねじれ振動が同時に発生する曲げねじれフラッター(連成フラッター)であった。

図-13にこのフラッターが発振する風速と気流の傾斜

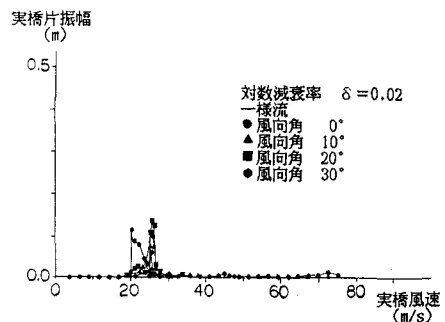


図-11 試験結果(主塔)

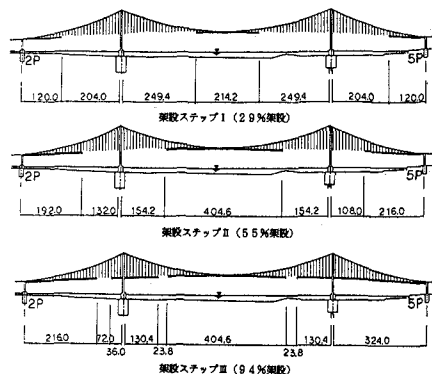


図-12 架設系風洞試験設定ステップ

角との関係を示す。

各架設ステップともフラッター発振風速が照査風速ラインを上回っており、フラッターに対して安定性が確保されている。

2) 限定振動

a) 一様流～渦励振

架設がほぼ終了したステップⅢでは発生しなかったが、ステップⅠにおいて気流傾斜角+5°の風速35～45m/s付近、ステップⅡでは+3°および+5°の50～60m/s付近で側径間に渦励振が発生した。

その振動性状は側径間のみが卓越し、鉛直方向に時間的に振幅が変化する不規則なものである(図-14)。この発生要因としては、

- ・ ほぼ同風速で主塔の高次渦励振が発生しており、連成の可能性はある
- ・ 吹上の風が作用した場合、側径間は中央径間に比べて鉛直およびねじれ変形が大きい

等が考えられる。

耐風安定性に関しては、これらの振動は発生風速が照査風速以上であるため問題はない。

b) 乱流～バフェティング

試験の結果、一様流中ではみられなかった不規則振動が発生した。最大片振幅は、照査風速内で約3.8m(中央径間水平振動)と比較的大きな振幅が生じているが、架設時であるため補剛桁はブランコ状態にあり、応力的に問題はない。今後、この結果をヒンジの詳細設計に反映していく予定である。

なお、発振は風速約20m/s付近からであり、架設作業に対する影響はないものと思われる。

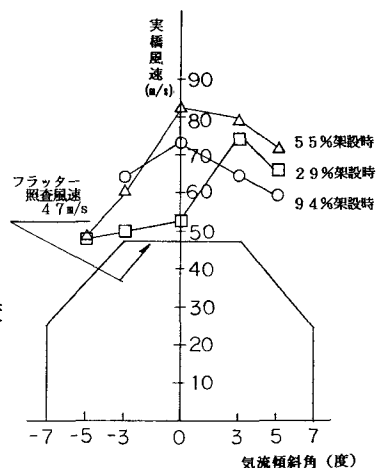


図-13 気流傾斜角-発振風速曲線(懸線)

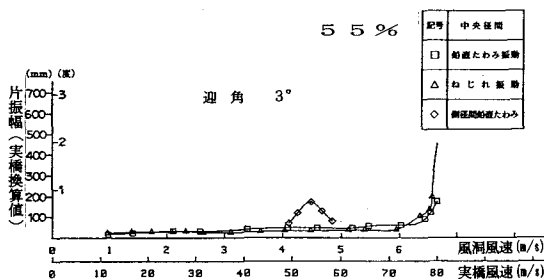


図-14 一様流中における風速-振幅曲線(懸線)

6. 完成系全橋風洞試験

6. 1 試験条件

○模型、気流、風向、気流傾斜角：架設系試験と同様

○風速：1) 発散振動に対する照査風速 $V_{cr} = 1.2 \times V_{10} \times \nu_1 \times \nu_2 = 67 \text{ m/s}$

2) 限定振動に対する照査風速 $V_D = V_{10} \times \nu_1 = 48 \text{ m/s}$

6. 2 試験結果

ここで、 ν_1 、 ν_2 は架設系試験と同様

1) フラッター

観測されたフラッターは、着雪あり・なしともねじれ振動が急激に発達する傾向があるが、鉛直曲げ振動も若干発生するため、曲げねじれフラッターの特性を有していると考えられる。

図-15にフラッターが発生する風速と気流の傾斜角との関係を示す。着雪あり・なしとも、フラッター発生風速は照査風速ラインを満足しており、フラッターに対して十分な耐風安定性を有していることが確認された。

2) 限定振動

a) 一様流

着雪あり・なしにかかわらず、気流傾斜角 $+3^{\circ}$ および $+5^{\circ}$ の広い風速域において、補剛桁に不規則な鉛直曲げ振動が発生した。

現象としては、低風速域で風速の増加とともに振幅も増し、風速が大きくなるにつれ振幅が減少あるいはそのまま増加していく振動であり、ある一定の風速で一時的に振幅が突出する通常の渦励振とは考えられない。

補剛桁部分模型試験においても同様の振動が生じており、セルフバフェティングの可能性もある。

代表例として、傾斜角 $+5^{\circ}$ の着雪なしの場合について、風速-振幅曲線を図-16に示す。

最大片振幅は、照査風速内で85cm程度（側径間鉛直たわみ）であり、以降に述べる乱流の応答値より小さい。

b) 乱流～バフェティング

実橋風速で約2.5m/s付近から不規則な振動が発生し、最大片振幅で約2.55m（中央径間水平振動）の応答を示した。

試験結果に対する耐風安定性の評価として、静的変位およびバフェティング振動のピーク振幅による初通過破壊、疲労破壊について照査を行い、問題がないことを確認している。

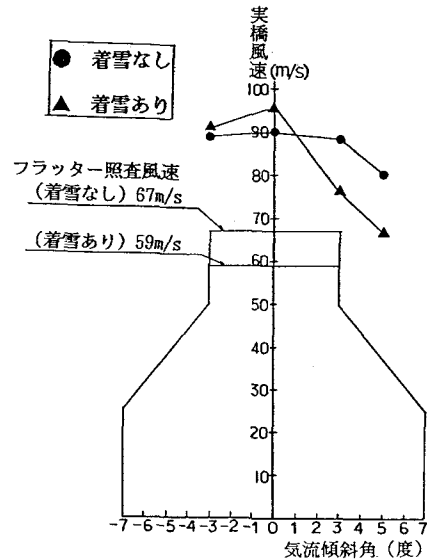


図-15 気流傾斜角-発振風速曲線(減速)

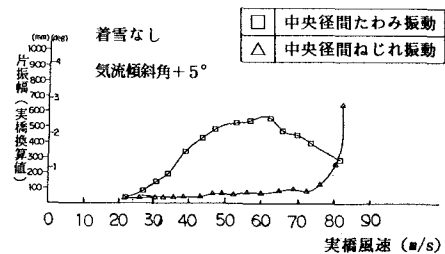


図-16 一様流中における風速-振幅曲線(減速)

7. まとめ

本橋は、補剛桁に流線形箱桁、主塔にラーメン形式を採用し、比較的剛性の低い吊橋であるため、耐風安定性が懸念され、補剛桁・塔の単体モデル、完成後の全橋モデルについて風洞試験を行った。また、補剛桁の架設工法はヒンジ架設という国内で初めての工法であるため、桁架設系の全橋モデルについても風洞試験を行った。

補剛桁については、流線形箱桁のため検査車レールなど付帯構造物や着雪形状に敏感であったが、試験で多くのパラメータについて検討を行い、十分耐風安定性を持つ断面が得られた。

主塔については、架設時だけでなく、吊橋完成後も振動が生じたが、断面を隅切し、空力特性を変えることにより振動を抑えることができた。

架設系全橋風洞試験では、ヒンジ工法による補剛桁架設状態での耐風安定性が確認できた。

また、吊橋完成後についても耐風安定性が確認できた。

参考文献

- 1) 「風洞試験要領・同解説」 本州四国連絡橋公団 1980
- 2) 「白鳥大橋架橋地点における風の特性について」 広瀬ほか 第29回北海道開発局技術研究発表会論文集1985