

独立状態の吊橋主塔の渦励振に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON VORTEX-EXCITED OSCILLATION OF
SUSPENSION BRIDGE TOWERS IN FREE-STANDING

松 崎 実*・牛 尾 正 之**・南 條 正 洋***

By Minoru MATSUZAKI, Masayuki USHIO and Masahiro NANJO

1. 結 言

自然風の中に設置された構造物には、静的な風荷重が作用するとともにその構造特性によっては風による各種の動的な影響も現われる。特に、吊橋・斜張橋・塔状構造物のようにフレキシブルな構造物は動的荷重に敏感なため、風による振動現象に対して十分な配慮が必要とされる。

吊橋主塔もケーブル架設前の独立状態では橋軸方向にかなりフレキシブルな構造となるため、風による振動が生じやすいが、その場合によくみられる振動現象は、後流中に発生する交番渦などに起因する渦励振である。これは、風向直角に振動する現象であり、固有振動数が低いと発現風速はかなり低くなる。従来の実物観測あるいは風洞実験結果によると、渦励振現象は、ある狭い風速範囲で生じ、かつ振幅も限定された振動であり、ただちに構造強度に致命的な影響を与えることはほとんどないようである。しかし、架設工事に対して各種の支障を及ぼし、かつ振幅が大きくなる場合には主塔自体に局部的な損傷を与える可能性もあり、何らかの制振対策が必要となることが多い。

この種の振動現象が最初に注目されたケースは、1964年に完成したイギリスの Forth 道路橋の主塔であった。ここでは、主塔の架設中に橋軸直角方向からの約 9 m/s の風によって、橋軸方向の振動が発生し、147.8 m の塔頂で約 1 m の振幅が観測された¹⁾。そこで急きよ塔頂より斜めに2本のロープを張り、その下端に取り付けた 15 tf (15 t) のコンクリート・ブロックを 45° に傾斜したコンクリートの滑り台上に設置して、摩擦減衰を付加する対策によって効果をあげたとのことである。また、

1966年に完成したイギリスの Severn 橋では、Forth 道路橋の経験を参照して、主塔の 1/55 全体模型によりあらかじめ風洞実験を実施した。その実験で、Forth 道路橋の主塔でみられた振動と同様の現象が観察されているが、塔頂部付近の両柱間に高さ 18 m の仕切板を取り付けると制振効果があがることを確認し、この方法を架設工事に適用した²⁾。わが国では、1973年に完成した関門橋の架設に際して、主塔の耐風性が風洞実験によって検討された³⁾。その結果構造対数減衰率を 0.026 とした場合、13 m/s 前後の風速で、塔頂における最大振幅が約 0.5 m になることが推定され、これを抑制する対策として、Forth 道路橋の場合と同様のスライディング・ブロックが設置されている⁴⁾。このような実例を参考として、因島大橋の主塔に対しても、現地の諸条件を考慮し、Forth 橋や関門橋で用いられたスライディング・ブロック方式と、ブロックの代わりに油圧ダンパーおよび重錘を組み合わせたシステム^{5),6)}を取り付けて付加減衰力を調整する方式の振動抑制対策が主塔独立時に施された。

ところで、これまで、主塔の耐風性を検討するための風洞試験はいろいろと実施されているが、それに対応する実物の自然風下での精密な観測データはほとんどなく、したがって、各種の制振装置の効果はまだ必ずしも明らかではないのが現状である。このような背景のもとで、著者らは、因島大橋の建設現地において、独立状態の主塔を対象に、塔頂部での自然風や主塔の各種振動現象を測定する機会を得た。実測期間は、1979年9月から1980年4月までであったが、この間、秋の台風、冬の季節風さらには春の大型低気圧の通過など種々の強風に遭遇し、スライディング・ブロック方式を採用した主塔では、制振装置を付けない場合および付けた場合における風速と振幅の記録を採取することができた。一方、これらの現地計測と並行して、現地で観測された振動現象の究明を目的として、1/100 縮尺模型による風洞実験も実施した。この風洞実験では、通常の一様流および格

* 正会員 本州四国連絡橋公団第三建設局

** 正会員 工博 日立造船(株)技術研究所

*** 正会員 工修 日立造船(株)技術研究所

子による乱流のもとで、主塔模型に生じる振動現象を測定している。

本論文は、以上述べた現地観測と風洞実験で得られた結果を述べるものであるが、前述のごとく、風洞実験結果と実構造物の挙動の関連性に関する資料が不足している現状において、これらの結果は構造物の耐風設計法の合理化に対する一つの基礎資料にならうと考えるものである⁷⁾。

2. 因島大橋主塔の現地計測

(1) 因島大橋主塔と制振装置の概要

本州四国連絡橋因島大橋は、向島と因島の間を結ぶ地点に架設される3径間2ヒンジ吊橋であって、中央径間770m、側径間250mの規模を有する。この吊橋の主塔の一般形状および断面形状を図-1に示す。

本橋の主塔の架設段階における渦励振対策としては、前に述べたように因島側の主塔(以後3Pと称する)ではスライディング・ブロック方式、向島側の主塔(以後2Pと称する)ではダンパ重錘方式が採用された。図-2には、スライディング・ブロック方式の制振装置の設置要領を示す。

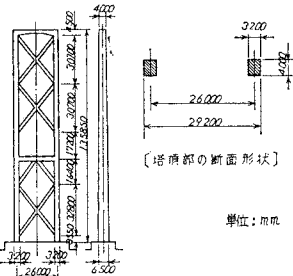


図-1 因島大橋主塔一般図

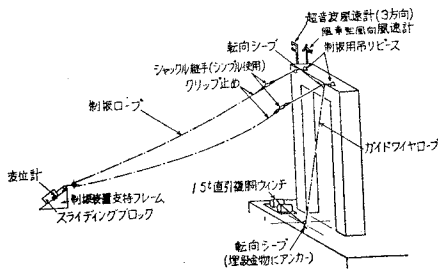


図-2 制振装置の設置要領

(2) 計測方法

現地計測では、①風速、②塔の振動、③スライディング・ブロックの変位の各計測を行った。風速は、ケーブル・サドルの天端より約2m上空に超音波風速計(3方向)および風車型風向風速計各1台を設置して測定した。②の主塔の振動計測では、塔頂部および塔内の各部に6台のサーボ型加速度計を設置して橋軸方向の水平振動を検出した。また、③のスライディング・ブロックの変位は、すべり台とスライディング・ブロックの相

表-1 因島大橋主塔の現地計測結果の代表例

RUN	測定日 [年]月日	平均風速 (m/s)	平均風向 (deg)	塔頂最大片振 (cm)	制振装置* の状況	備考
704	[1979] 9.30	22.7	306	10.9	フリー状態	台風 7916号
1012	10.7	8.9	283	8.3	W=2.25 tf	
1603	10.19	17.8	283	10.6	"	台風 7920号
2201	10.21	8.6	259	6.7	"	
2501	11.13	11.2	263	37.4	"	} 顕著な渦励振 [乱れ強さ17%]
3208	12.25	11.1	263	19.9	"	
3308	[1980] 1.5	12.3	281	12.3	"	[乱れ強さ14%]
3408	1.17	10.5	256	39.6	"	} 顕著な渦励振 [乱れ強さ13%]
3507	1.17	12.1	277	34.1	"	
3707	1.21	12.9	245	6.5	"	
3802	1.24	8.2	269	9.5	"	
3904	1.30	9.2	268	16.5	"	
4602	2.13	10.0	266	30.6	"	} 顕著な渦励振 [乱れ強さ15%]
4904	2.21	10.9	68	9.9	フリー状態	
5302**	3.1	9.5	270	77.0	"	} 顕著な渦励振
5304**	3.1	10.0	273	43.0	W=2.25 tf	
5305**	3.1	9.5	270	40.6	"	
5403***	3.24	—	—	16.4	W=5.58 tf	
5404***	3.26	—	—	9.3	"	
5406***	4.1	—	—	15.6	"	

* Wは制振装置のスライディング・ブロックの重量、詳細は表-3参照。

** 超音波風速計のデータなし(風車型風向風速計の記録より判断)。

*** 風速データなし。

対変位を差動トランス式変位計により検出した。風速計と変位計の設置概要も図-2に示す。これらの計測は、すべて自動計測システムにより行ったが、2種類の風速計のうち、風車型風向風速計は、計測時のモニターに使うとともに自動計測システムのスタータとしても使用した。一方、超音波風速計の記録は、変位記録とともに磁気テープに記録した。なお、自動計測システムのスタータとしては、塔頂変位計測用の加速度計も使用した。すなわち、風速もしくは塔頂の加速度が設定した数値以上になれば、データ・レコーダが15分間作動して1データを記録するシステムとした。現地観測の期間中に顕著な振動現象を記録したケースを表-1に掲げる。

(3) 風観測結果

a) データ整理方法

磁気テープに集録された超音波風速計による測定値は、0.04秒のサンプリング間隔でA/D変換し、解析にはこのデータ5個を平均した値を用いた。したがって、解析用データのサンプリング間隔は0.2秒である。各記録から10分間の測定値をとり、これより風速の水平成分 U_H 、水平風向角 β_H の10分間平均値 \bar{U}_H および $\bar{\beta}_H$ を求めた。また、乱れ強さ I_{UH} を σ_{UH}/\bar{U}_H で定義して、同様のデータから求めた。ここに、 σ_{UH} は U_H の10分間における標準偏差である。なお、風向角 β_H は橋軸方向を 0° または 360° と定義している。したがって、 $\beta_H=90^\circ$ および 270° が橋軸直角方向となる。そ

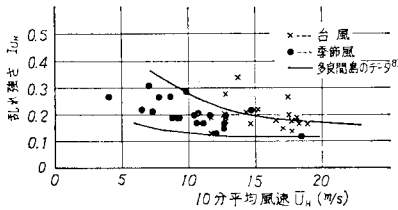


図-3

して、この方位はおおよそ NNW, SSE にあたる。

b) 測定結果とその考察

表-1 に示した RUN 704, 1603 などの台風時のデータと、RUN 2501, 3408 などの季節風時のデータの中から、渦励振現象に関係すると考えられる平均風向が $\beta_H = 270^\circ \pm 20^\circ$ の範囲に納まるデータを抽出して、平均風速 \bar{U}_H と乱れ強さ I_{UH} の関係を求めると図-3 のようになる。図から明らかなように季節風の乱れ強さ I_{UH} は平均風速 \bar{U}_H の増加とともにやや低下する傾向がみられる。台風時には、 I_{UH} のばらつきがやや大きいようである。図中に示した2本の実線は、沖縄県多良間島で数年間にわたって観測された台風時のデータ群³⁾ からその範囲を求めたものである。周辺地形、測定点高度さらには平均時間などの条件が違うので両者を直接比較する

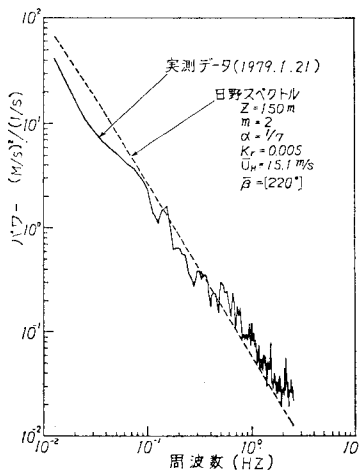


図-4 変動風速のパワースペクトル

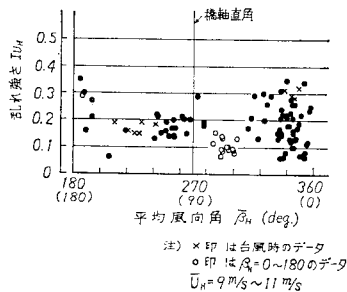


図-5 平均風向角 β_H と乱れ強さ I_{UH} の関係

ことは必ずしも妥当ではないが、ほぼ同一の傾向を示していることが認められるであろう。後述するように、渦励振の発生風速は 10 m/s 前後であったが、図-2 によれば、この風速付近での I_{UH} は 0.15~0.30 程度とみることができる。図-4 は変動風の周波数領域の特性を表わすパワースペクトルを求めた一例である。図中には、パワースペクトルに関する日野の提案式³⁾による値を破線で示した。実測結果がこれと同一の傾向であることが明確に認められる。次に、図-5 は、風速範囲が $\bar{U}_H = 9 \text{ m/s} \sim 11 \text{ m/s}$ の場合について、乱れの強さと風向の関係を求めたものである。この図より、向島と因島との間の海峡を吹き抜ける風 ($\beta_H = 250^\circ$ または 70° 付近) は乱れがやや小さく、一方、向島または因島から吹く風 ($\beta_H = 360^\circ$ または 180° 付近) はやや乱れが大きくなっていることが知られる。当然のことながら、これは主塔 3P の背後に小山があることなど因島大橋周辺の地形的条件によるものと考えられる。

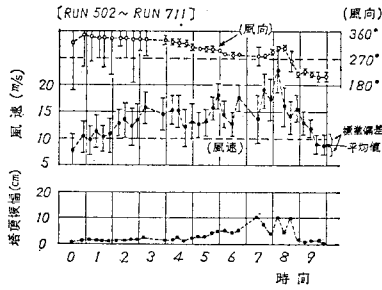
(4) 振動応答測定結果

風による振動の測定に先立ち、主塔 3P の固有振動特性を調査した。まず、ウィンチにより制振装置用のワイヤロープを主塔の固有周期に合わせて数回巻揚げ巻戻しを行った後現われた自由振動から主塔の無風時の対数減衰率を求めた。結果を表-2 に示す。ただし、この場合の振動の大きさは、最大振幅約 2.5 mm 程度の微小なものであった。ちなみに、関門橋の独立主塔に対する実測値³⁾はロケットを用いた実験では、塔頂振幅 60 mm 以下の範囲で $\delta = 0.0098$ 、起振機を用いた実験では、塔頂振幅 40 mm 以下の範囲で $\delta = 0.0089$ であり、今回得られた数値とほぼ対応している。なお、面外曲げの最低次振動数の測定値は、塔頂部にケーブル工事用架設機材のない独立塔の状態では 0.238 Hz、架設機材が取り付けられた状態では 0.223 Hz であった。

表-2 振幅と対数減衰率の関係

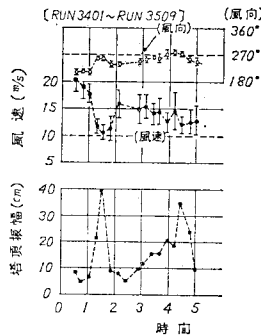
振幅(mm)	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
実験ケース					
TEST 1	—	0.008	0.009	0.010	0.015
TEST 2	0.019	0.010	0.004	0.010	0.014

(2) で述べたように、風による主塔の振動は、主塔内 6 点で測定したが、塔頂で測定された最大振幅の値を表-1 に風速・風向とともに示す。これらの振幅がみられた振動は、風向や風速の条件から考えて、台風時のものを除き渦励振によるものと推測される。なお、表-1 には、制振装置がセットされていないフリーのケース、スライディング・ブロックの重量 W を 2.25 tf (2.25 t) (以後 W_1 と称する) としたケースおよび $W = 5.58 \text{ tf}$ (5.58 t) (以後 W_2 と称する) としたケースの観測



図一六 風向・風速と塔頂振幅の関係(台風時)

データが含まれている。制振装置を設置した方がフリーの場合より最大振幅が大きくなるケースもみられるが、これは、渦励振の発達に有効な風速・風向の持続時間の違いに起因するものである。表中 RUN 5302 がフリーの状態の最大振幅を記録したケースで、片振幅 77 cm の渦励振振幅が記録された。これらの記録の中から、振動応答の特徴を示すために台風 7916 号通過時 (RUN 502~RUN 711) および季節風時 (RUN 3401~RUN 3509) に得られた風向、風速および塔頂振幅の実測記録を 図一六 および 図一七 に示す。ただし、実測された風速範囲では、ねじれ振動成分は微小であって曲げ振動成分が卓越しており、したがって、図中の振幅は曲げ成分のみを示している。図一六 にみられる振動は、フリー状態であるにもかかわらず振幅が最大で約 11 cm と比較的小さかった。このとき、風向と風速は、渦励振が発生する条件、すなわち橋軸直角方向の風向と 10 m/s 強の風速とはほとんど合致しておらず、また風速が大きくなれば振幅も大きくなる傾向を示している。したがって、この振動は風の変動性が振動を強制するところのいわゆるバフエツ



図一七 風向・風速と塔頂振幅の関係(季節風時)

ティングに属するものとみられる。

これに対して、図一七 にみられる振動は、スライディング・ブロック (W_1) が設置されているときに現われたものであるが、風向・風速が前述した渦励振発生条件に合致すると振動が大きく誘起される状況ははっきりと認められ、このようなことから、発生振動は渦励振に属すると考えられるものである。また、このときにスライディング・ブロックの移動も確認されている。

3. 制振装置

(1) 制振装置の原理⁴⁾

主塔 3P に用いられたスライディング・ブロックによる制振装置は、図一八 に示すように、塔自体の構造減衰にすべり機構による摩擦減衰を付加したものである。主塔とブロック間のワイヤロープの変形を考慮して、図一八(a) の振動系を (b) に示す 2 質点系の振動モデルに単純化し、一方渦励振の外力を周期的強制外力と考えると、運動方程式は次のようになる。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX + k\alpha\{aX \cos \phi - x \cos(\theta - \phi)\} \cos \phi = P \cos \omega t \dots\dots(1)$$

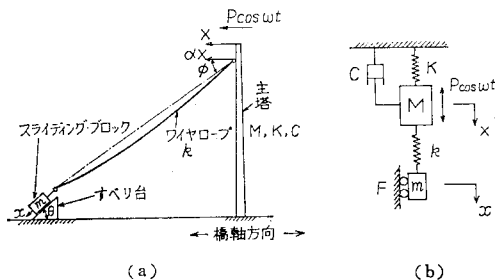
$$(W/g)\ddot{x} + k\{x \cos(\theta - \phi) - aX \cos \phi\} \cos(\theta - \phi) \pm F = 0 \dots\dots(2)$$

ここに、

- M, C, K : 主塔の換算質量, 減衰係数, 換算ばね定数
- α : 主塔へのワイヤロープ取付位置の変位と頂部変位との比
- k : ワイヤロープの換算ばね定数
- W : スライディング・ブロックの重量
- F : ブロックとすべり台の間の摩擦力 ($F = \mu W \cos \theta$, μ : 摩擦係数)
- θ : すべり台の傾斜角
- ϕ : ワイヤロープの両端を結ぶ線と水平線のなす角
- P : 換算強制力
- ω : 強制力の円振動数
- X : 塔頂の水平変位
- x : ブロックのすべり面に沿った変位

式 (1), (2) の解析解を求めることは困難であるため、ここでは共振時における外力および減衰力のなす仕事が等しいという条件から近似解を求めた。この場合、共振時における塔頂振幅 A およびブロック振幅 a は次式で与えられる。

$$A = \frac{1}{c(2\pi f_1)}$$



図一八 主塔—制振装置の振動系

$$\times \left[P - \frac{4kW\alpha \cos\theta \cdot \cos\phi \cdot \cos(\theta-\phi)}{\pi \{k \cos^2(\theta-\phi) - (W/g)(2\pi f_1)^2\}} \cdot \mu \right] \dots\dots\dots (3)$$

$$a = \frac{k\alpha \cos(\theta-\phi) \cdot \cos\phi}{k \cos^2(\theta-\phi) - (W/g)(2\pi f_1)^2} \cdot A \dots\dots (4)$$

ここに、 f_1 は連成振動数であり、式 (1), (2) から導かれる振動数方程式から計算されるが、実用上 f_1 は主塔の固有振動数として扱える。なお、一部のケースについては、式 (1), (2) の直接解をルンゲ・クッタ・ギル法によって求め式 (3), (4) との対比を行った。

(2) 因島大橋主塔 (3P) で採用した制振装置の諸元

前項の式 (3), (4) により、制振装置のブロック重量 W をパラメーターとして、塔頂振幅と摩擦係数が導かれる。計算にあたっては次の各数値を用いた。まず、因島大橋の主塔諸元から求められる前述の2質点モデルの各係数は、

$$M=84.2 \text{ tf} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^2 \quad (0.825 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^2)$$

$$K=182.0 \text{ tf} \cdot \text{m}^{-1} \quad (1.784 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-1})$$

$$C=0.394 \text{ tf} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s} \quad (3.86 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s})$$

となった。ここに、固有振動数は $f_0=0.234 \text{ Hz}$ (計算値)、構造対数減衰率は $\delta=0.01$ とした。また、制振装置は、現地の地理的な条件から、 $\phi=27.6^\circ$, $\theta=45^\circ$, $\alpha=1.0$ として設置した。強制外力 P は、風洞実験で得られる塔頂振幅 A およびそのときの構造減衰率 δ から $P=A \cdot (\delta/\pi) \cdot K$ として求めることとし、因島大橋主塔と同様の規模である関門橋の主塔の風洞実験結果²⁾ に基づいて $P=0.541 \text{ tf}$ (5.30 kN) とした。一方、ワイヤロープのばね定数 k は、図-8 に示すワイヤロープの取付点に水平力 H が作用したときのロープ弦方向伸び Δl を有限変形法より求め $k=H/\Delta l$ として決定したが、

表-3 ワイヤロープのばね定数

スライディング・ブロックの重量 W (tf)	10.0	7.5	5.0	2.5	2.25
ばね定数 k (tf/m)	11.308	10.920	8.010	2.329	1.817

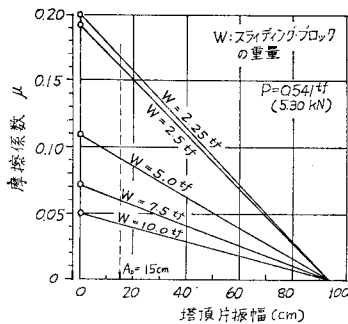


図-9 摩擦係数と塔頂最大振幅の関係

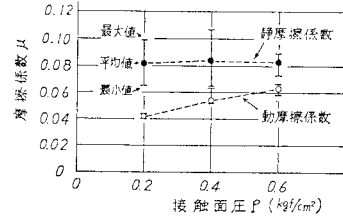


図-10 摩擦係数の測定結果

この値はワイヤロープの初期張力によって変化するため、ブロック重量 W をパラメーターとすると表-3 のような値となった。

以上の数値を式 (3), (4) に代入し、 $A \sim \mu$ および $a \sim \mu$ の関係を W をパラメーターとして求めたが、図-9 には $A \sim \mu$ の関係を示す。この図から、塔頂の許容振幅 A_0 および摩擦係数 μ を与えると、スライディング・ブロックの必要重量 W が決まる。そこで、許容振幅 A_0 については、塔頂での作業性を支配的な要因として考え、振動環境下の作業性に関する ISO の推奨基準¹⁰⁾ を参考にして、 $A_0=15 \text{ cm}$ とした。図-9 より摩擦係数が制振効果に大きく影響することが知られるので、摩擦係数が安定するように、すべり台のレール面にステンレス鋼板、スライディング・ブロックの底面にテフロン板をそれぞれ取り付けることにした。この状態での摩擦係数については、別途室内試験を行って確認したが図-10 にその結果を示す。なお制振用ブロックとしては、内部を4室に分割した外側寸法 $1.5 \text{ m} \times 3.0 \text{ m} \times 1.2 \text{ m}$ の鋼製箱を用い、内部に入る水量を変化させることによって重量 W が 2.25 tf (2.25 t) \sim 10.0 tf (10.0 t) の範囲で調整できるものとした。

なお、2.(4) で述べたスライディング・ブロックの重量 W_1 (2.25 tf) での観測データは、ブロック内に水を入れない状態に対するものである。一方、塔頂振幅を $A_0=15 \text{ cm}$ に収めるために必要なブロック重量は、図-10 より摩擦係数を $0.07 \sim 0.08$ と見積り、図-9 を考慮すると約 6 tf となる。 W_2 (5.58 tf) はこの状態に対応するものである。

(3) 制振装置の効果

主塔の風による振動の測定結果全般を通じて制振装置の効果が明らかに認められているが、特に、1980年3月1日にはその効果を最も具体的に示す結果が得られた。この日は、橋軸直角方向に $7 \text{ m/s} \sim 12 \text{ m/s}$ のかなり安定した季節風が数時間にわたって吹き、その風によって主塔には顕著な渦励振が発生した。このときの記録を図-11 に示す。ただし、残念ながら超音波風速計の故障のため風の記録は風車型風向風速計によるものである。図中に示されているように、主塔は前半はフリー状

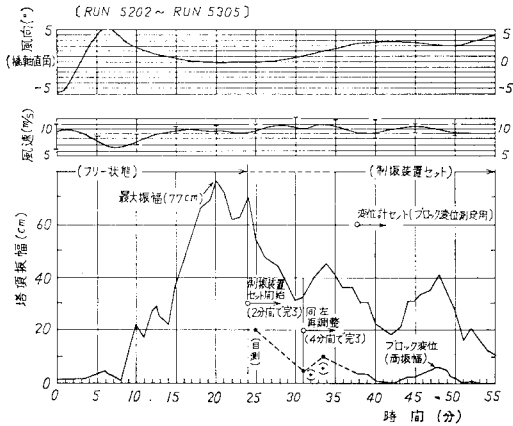


図-11 風向・風速と塔頂振幅の関係

態で、また後半は、制振装置が $W=W_1$ としてセットされた状態にあった。そして、フリー状態のときに、風向が橋軸直角方向で風速が $9\text{ m/s} \sim 11\text{ m/s}$ の風が約 10 分程度持続した時点で振幅は 77 cm まで発達したのである。ここでただちに制振装置を $W=W_1$ としてセットすると、図-11 より明らかなように制振装置が効果を発揮し、振幅が減少してその後に見われた塔頂最大振幅は約 40 cm にとどまった。なお、スライディング・ブロックの周期的な動きも確認されたが、これを塔頂の運動と合わせて図-12 に示す。図-12 には、 $W=W_2$ の場合 (RUN 5403) についても示してある。これより $W=W_1$ では塔頂振幅が約 20 cm を越えるとブロックが動き始めるのに対し、 $W=W_2$ では塔頂振幅が約 10

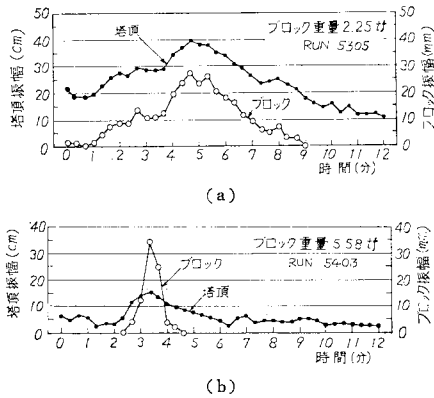


図-12 塔頂振幅とブロック振幅の関係

cm でブロックが運動を始めることが認められる。ここで、3.(1) に述べた式 (3),(4) から塔頂振幅 A およびブロック振幅 a を求め、測定値と対比すると表-4 のようになる。この場合、主塔諸元としては、塔頂部にケーブル工事用足場等の機材が取り付けいた状態が対象となるため、3.(2) で用いたものとは異なり以下の数値である。 $M=95.9\text{ tf}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^2$ ($0.940\text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^2$), $C=0.428\text{ tf}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$ ($4.19\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$), $K=188.3\text{ tf}\cdot\text{m}^{-1}$ ($1.845\text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}$), $f_0=0.223\text{ Hz}$, また、 $W=W_2$ に対する k の値は表-3 より内挿して推定して $k=8.69\text{ tf}\cdot\text{m}^{-1}$ ($85.2\text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$) とした。空気力 P については、フリー状態の塔で観測した最大振幅 77 cm に対応する強制空気力が作用したものと仮定した。このとき $P=0.462\text{ tf}$ (4.53 kN) となる。さらに摩擦係数は $\mu=0.07$ と見積っている。表-4 において、 $W=W_2$ のケースについては、ルンゲ・クッタ・ギル法によって式 (1),(2) の直接解を求めた結果を併記した。表-4 より、計算値は観測値に一応近い値を示すもののなお若干の差があり、特にブロック振幅において差が著しいことが知られる。これは、作用空気力 P 、主塔の大振幅での構造減衰 δ 、摩擦係数 μ などの見積りに誤差が含まれているためと考えられるが、特にブロック振幅の観測値が計算値に比べてかなり小さくなったのは、ロープの減衰・振動モード等の動特性を無視したことが主要因と考えられる。しかし、前記諸数値の正確な推定は困難でありまた、実用的見地からすれば式 (3),(4) により、因島大橋主塔の制振装置の諸元を決定してもおおむね有効であるといつて差し支えないであろう。

4. 風洞実験概要

前述した現地の各種計測と並行して、本研究では因島大橋主塔の $1/100$ 縮尺模型による風洞実験を実施した。その際、通常の一様流による実験のほかに乱流格子による一様分布の乱流のもとでの実験を行った。これらは、2. に述べた実構造物の自然風のもとでの挙動と風洞実験結果の関連性を検討するために行ったものである。

(1) 風洞実験要領

a) 風洞

表-4 制振効果の比較 ($W=W_2$ の場合)

	観測値 (cm)	計算値 (cm)		備考
		簡易式	R.K.G.**	
塔頂振幅 A (cm)	16.4 [43.0]*	16.4 [47.5]*	14.8	* [] 内の数値は $W=W_1$ の場合を示す。
ブロック振幅 a (cm)	3.5 [2.8]	17.0 [59.4]	14.8	** 式 (1),(2) の直接解をルンゲ・クッタ・ギル法で求めたもの
ブロックが動き始める ときの塔頂振幅 (cm)	10 [20]	—	4.5	

使用した風洞は、日立造船(株)技術研究所の水平循環式低速風洞である。試験では、風洞測定部を開放型として使用した。この場合、測定部の長さは3.9mで、吹出口の寸法は高さ2.5m、幅2.0mである。

b) 模型

模型は、風洞の諸元を考慮して縮尺を1/100とし、全体を剛に作りそれを弾性支持することとした。実塔で観測された曲げ渦励振の確認を主体として実験を進めたが、より高風速時に発生が予想されるねじれ振動の特性も明らかにするため曲げ振動のほかにねじれ振動も生じ得る2自由度振動系となるように模型を支持した。模型の設置要領を図-13に示す。模型は風洞測定部の上方に設置した地面板の位置からピアノ線で上下逆に吊り下げ、塔頂部に4本のばねを取り付けて模型に所定の振動数を与えた。また塔基部にも補助的なばねを取り付けて、ねじれ振動数の調整を行うようにした。したがって、曲げ振動を塔基部の固定点まわりのロックンギ振動で、またねじれ振動を中心軸まわりの回転振動で置き換えたことになる。

表-5に模型系の振動特性を示す。ねじれと曲げの振動数比 N_T/N_B が所要値より低いが、実験中に発生した曲げとねじれの振動現象は分離しており、この不一致による影響は少ないと考えられる。

c) 気流

従来、構造物の風洞実験では多くの場合一様流によって実施されてきた。しかし、吊橋主塔に作用する自然風は、平均風速が高さによって異なったり、風速や風向が時間的にも空間的にも変動している。したがって、一様流の風洞実験で測定される振動現象と自然風下での実構造物の振動現象の間には差異が生じると考えられるが、

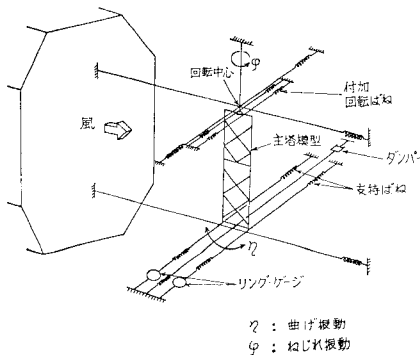


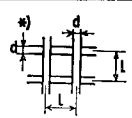
図-13 模型支持の状況

表-5 模型の振動特性

	単位	所要値	測定値		備考
			一様流	乱流	
I_B	kgf·cm·s ²	20.547	20.52	20.81	±3mm 付近での値
I_T	kgf·cm·s ²	0.539	0.534	0.534	
δ_B	—	0.01	0.01	0.01	
δ_T	—	0.01	0.014~0.018	0.013~0.014	
N_B	Hz	—	3.37	3.45	(曲げ振動) (ねじれ振動)
N_T	Hz	—	0.09~6.10	7.42~7.46	
N_T/N_B	—	3.47	1.81	2.15~2.16	
風速倍率*	—	—	6.62	6.46~6.47	
	—	—	12.70~12.73	10.39~10.45	

* 風洞風速を実構風速に換算する係数
 I_B : 塔基部回転中心まわりの質量慣性モーメント
 I_T : 質量極慣性モーメント
 δ_B : 曲げ振動構造減衰 (対数減衰率)
 δ_T : ねじれ振動構造減衰 (対数減衰率)
 N_B : 曲げ振動数
 N_T : ねじれ振動数

表-6 格子乱流の乱れ強さおよび乱れスケール

格子の名称	格子サイズ*			乱れ強さ (%)	乱れスケール (cm)	備考
	d(cm)	l(cm)	L(cm)			
GRID-A	12	48	180	30	1.1~2.4	
GRID-B	6	36	180	19	0.5~2.7	
GRID-C	4.5	36	180	16	2~2.3	
GRID-D	3.5	36	180	11	1.3~2.9	
GRID-E	3	36	180	10	1.1~3.8	
GRID-F	3.5	48	220	8	1.5~2.6	

平均風速 2m/s での計測値 (主流方向)

風洞実験において、自然風を精密にシミュレートする方法はまだ一般的に得られておらずこれまでのところ各風洞で試行錯誤的にいろいろと工夫が試みられているようである。

以上のような背景を考慮して、本研究では一様流による風洞実験をまず実施し、次いで風洞内で自然風をシミュレートする試験の糸口として、自然風のもつ各種要因のうち風速の乱れ強さのみに着目した実験を行った。乱流を発生するには、これまでに実績のある乱流格子を前面に設置する方法^{11),12)}を採用した。格子の寸法は表-6に示すとおりであり、格子を形成する部材の幅および設置間隔を変えることによって乱れの強さを変化させた。風洞設備の関係で格子を模型から大きく離すことができなかったが表-6に示した距離でも乱れ特性の分布の一樣性は、GRID-Aの場合を除きほぼ保たれたことが風速測定の結果より見出されている。表中に示した乱れ強さや流れ方向の積分スケールは模型位置での値であるが、現地での風観測結果によると、乱れのスケールは100m前後であり、したがって風洞気流の乱れスケールについては相似性がよくないことを指摘しておきたい。

d) 実験の種類と測定要領

橋軸直角方向からの風の水平偏角を β と定義し、一様流では $\beta=0^\circ, 5^\circ, 10^\circ$, 乱流では $\beta=0^\circ$ について実験

を行った。模型の動的応答変位は、塔頂部のねじれ固定部に設置したリング・ゲージによって検出し、データ・レコーダおよびペン・レコーダに記録した。平均風速の測定は、風洞吹出口に設置したピトー静圧管および熱線風速計を併用した。また変動風速の測定は、2成分(X型プローブ)の熱線風速計を模型位置での断面内または風路中心軸上を流れ方向にトラバースさせて行った。

(2) 風洞実験結果およびその考察

a) 一様流の結果

実験結果のうち水平偏角 $\beta=0^\circ, 10^\circ$ の場合について風速 U_H (実橋換算値) と塔頂曲げ振幅 A (実橋換算値) およびねじれ振幅 ϕ (模型全高にわたって一定であるので実塔の場合と若干異なる。以下、ねじれについては参考データとして示すものである。) の関係を図-14に示す。図-14から明らかのように、まず $U_H=7\text{ m/s}$ 付近で振幅 $10\sim 20\text{ cm}$ 程度の曲げ振動の第1ピークが現われる。ただし、この振動は $\beta=0^\circ$ では模型静止状態からは発振せず、初期の微小かく乱により発振した。引き続き、 $U_H=9\text{ m/s}\sim 13\text{ m/s}$ で大振幅の曲げ振動第2ピークが生じており、 $\beta=0^\circ$ の場合には 157 cm にも達している。さらに風速が上昇するとねじれ振動が生じ、 $U_H=25\text{ m/s}\sim 35\text{ m/s}$ で第1ピークが、続いて $U_H=40\text{ m/s}\sim 45\text{ m/s}$ で第2ピークが現われた。なお、 $\beta=0^\circ$ に対するストローハル数 $S=f_s \cdot D/U$ を別途計測したところ $S=0.104$ であった。ここに、 f_s は後流の卓越周波数、 D は模型代表長で、塔柱の70%高さでの橋軸方向の幅、 U は風洞風速である。図-14にはストローハル数 S から決まる共振風速 $U_{cr}=N_B D/S$ および $1/2 U_{cr}$ の位置を \downarrow 印で示したが第2ピークおよび第1ピークの発振風速がほぼこれらに対応している。またねじれ振動に関しては U_{cr} ($U_{cr}=N_T D/S$) および $2/3 U_{cr}$ (図中 \downarrow 印で示す) がおのおの第2ピーク、第1ピークの発振風速に対応するようであり、文献13)の指摘と一致している。

b) 乱流の結果

GRID-B, GRID-C の場合にみられた風速 U_H と塔頂振幅 A の関係を図-15に示す。乱れがある場合に

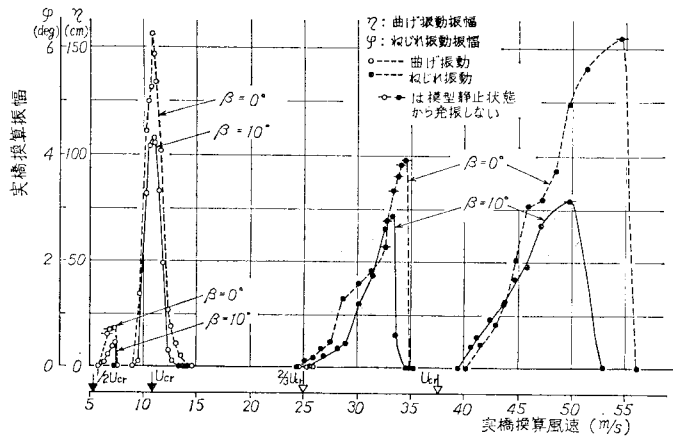


図-14 風速と振幅の関係(一様流)

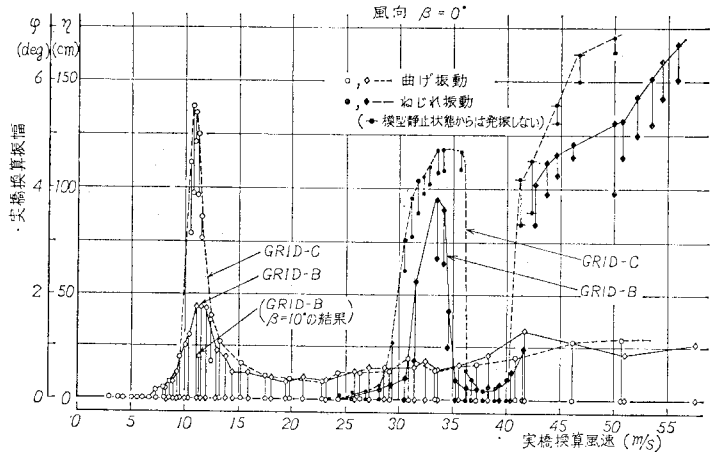


図-15 風速と振幅の関係(乱流)

は、定常状態においても振幅は一般にかなり変動する。したがって、ここでは記録波形の最大・最小振幅を読み取ってプロットした。乱流の場合には一様流の場合にみられた曲げ振動の第1ピークは生じていない。また、渦励振現象の発生風速域が広がること、高風速域で曲げの不規則振動が残ることなどの特徴が指摘できる。図示していないが、乱れ強さの最も大きい GRID-A の場合には、曲げ、ねじれとも渦励振現象はみられず、風速の上昇とともに不規則振動が増大した。また、GRID-D, E, F の応答は図-15と同様の傾向であるがピーク点付近での振幅の変動は図-15の場合よりいくぶん小さいものであった。

5. 風洞実験結果と現地計測結果の関係

(1) 風速と振幅の関係

風洞実験結果と現地計測結果を比較するために、両者

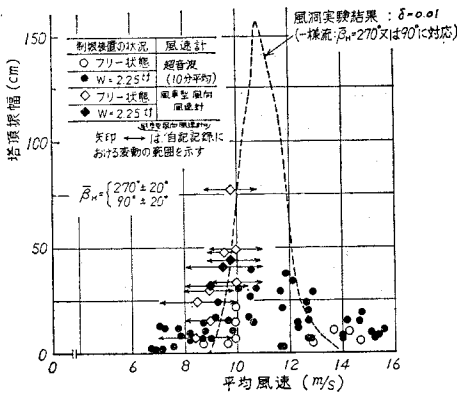


図-16 風洞実験と実橋での観測結果の比較

における塔頂振幅と風速の関係を 図-16 に示した。ここで、現地計測の値は、平均風向 β_H が橋軸直角方向から $\pm 20^\circ$ の範囲のデータから求めたものである。図中、 \diamond 、 \blacklozenge 印のデータは、超音波風速計が故障のため風車型風向風速計の自記記録（送り速度が遅いので変動状況の詳細は不明であった）から目測で平均風速および最大・最小風速を読み取りその範囲を矢印で示している。また、制振装置を $W=W_1$ としてセットした状態のもの（図中 \bullet 印または \blacklozenge 印で示す）および、制振装置をセットしていないフリー状態のもの（図中 \circ 印または \diamond 印で示す）両者の値を示した。制振装置のある場合の方がフリーの場合より振幅が大きくなるケースもみられるが、これは渦励振を誘起する風向・風速の作用時間が異なっていたことによると考えられる。一方、一様流での風洞実験の結果を 図-16 では点線で併記した。図-16 より、フリー状態の実塔で測定された塔頂の最大振幅は一様流の風洞実験で測定された最大振幅の約 $1/2$ であったことが知られる。しかし、風速と振幅の関係全体をみると現地実測値と風洞実験値はフリー状態の場合にわりあいよく一致しているようにみることができる。なお、現地計測では平均風速が 25 m/s 以上となることはなく、風洞実験でみられたねじれ振動は観測されなかった。

(2) 風速の乱れ強さと振幅の関係

乱流による風洞実験で得られた曲げ振動のピーク値と乱れ強さの関係を 図-17 に示す。図中には、現地観測値も記入したが、この値は β_H が橋軸直角から $\pm 10^\circ$ かつ \bar{U}_H が $9 \text{ m/s} \sim 12 \text{ m/s}$ のもので、風速計の記録より乱れ強さが計算できた場合のデータである。したがって、フリー状態の現地観測値はないが、フリー状態で得られた最大振幅 (77 cm) の場合についてのみ、風の条件が類似のデータから乱れ強さを推定して矢印でその範囲を示した。図-17 から風洞実験値では乱れ強さ I_{U_H}

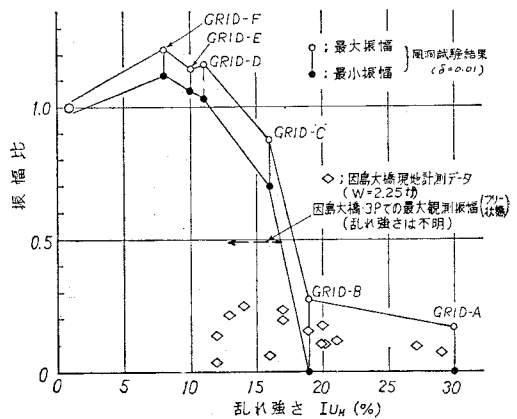


図-17 乱れ強さと渦励振振幅の関係

が 10% から 20% の範囲で渦励振振幅が顕著に低下する傾向にあることがわかるので、乱れ強さも自然風下での渦励振現象に影響を与える要因の一つであることがうかがえる。

(3) 風向と振幅の関係

現地計測データから平均風速が $9 \text{ m/s} \sim 12 \text{ m/s}$ のデータを抽出して、風向と塔頂振幅の関係で整理したものが 図-18 である。図中に点線で、一様流での風洞実験値を示した。この図より、現地観測値と風洞実験値の両者において風向が橋軸直角からほぼ $\pm 10^\circ$ の範囲で曲げの渦励振が発達する状況がわかる。また、 $\pm 20^\circ$ 付近になると渦励振の規模はきわめて小さくなっている。このようなことから、因島大橋主塔の場合曲げ渦励振現象については、橋軸直角方向から $\pm 10^\circ$ 以内の風向の風が問題になるものと推定される。

(4) まとめ

以上、風洞実験値と現地計測値を風速と振幅、乱れ強さと振幅、および風向と振幅の関係において比較した結果を示した。これらによって、少なくとも定性的には両者が同じ傾向を示していることが見出される。したがっ

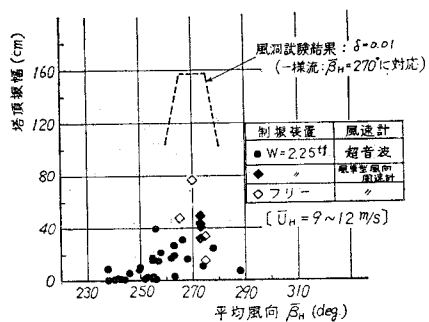


図-18 平均風向と応答振幅の関係

て風洞実験によって実物の挙動を、特に渦励振に関しては一応の精度をもって推測できるといって差し支えないように考えられる。しかしながら、本研究では、風洞実験値と現地計測値が定量的にも一致をみせるまでには至らなかった。そのおもな理由としては、現地における風向と風速の状態が振幅の最大値をもたらす条件に完全には違しなかったことや、風洞実験における気流が現地の自然風の状態を十分には相似していないことが挙げられる。塔状構造物の自然風による振動の解析法については、すでに Vickery^{(4), (5)} や Davenport⁽⁶⁾ らの研究があり、また風洞実験や実物観測の報告もみられているが、実塔の挙動をより精密に推定する方法を確立するためには、これらの研究成果を含めて、今後なお多くの検討資料の集積が必要であるように考えられる。

6. 結 言

本研究では、独立状態の因島大橋主塔(3P)の風による振動現象と風自体の現地計測、ならびに同主塔の縮尺模型による風洞実験を実施した。また、著者らが利用したスライディング・ブロック方式の制振装置について、その効果を確認した。これらを要約すると以下のようになる。

(1) 現地計測を実施した結果、制振装置を設置した状態やフリーの状態、主塔の渦励振現象に関するデータを得ることができた。この渦励振は10分平均風速が9m/s~12m/sで、風向が橋軸直角方向から±10°の範囲の場合に出現した。この風向と風速の組合せの関係から、台風時より比較的安定した風が吹く冬季節風時に渦励振の発生頻度が高かった。また、現地計測で得た曲げ渦励振現象の最大振幅は、塔頂で77cmであった。なお、平均風速が25m/s以上になったことがなく、ねじれの顕著な振動現象はみられなかった。

(2) スライディング・ブロック方式による制振装置は、有効に作動することが実物の観測で確認できた。特に、フリー状態で振幅77cmにまで発達した渦励振が、制振装置を取り付けた直後には振幅40cmに低減したことで効果が明瞭に見出された。著者らは制振装置の効果を計算する簡易式を導いたが、因島大橋主塔に対しては、この式による制振装置はおおむね妥当であった。

(3) 一樣流および格子乱流による風洞実験においても、実塔でみられた渦励振現象が同様に出現した。この現象に関して、風速と振幅、乱れ強さと振幅および風向と振幅の関係につき風洞実験値と現地実測値の両者を比較したところ、定性的には同一の傾向にあることがわかった。しかし、定量的一致をみるまでに至らず、今後の研究の余地を残した。

因島大橋主塔の架設時における耐風性の判断には土木学会本州四国連絡橋耐風研究小委員会の委員各位にいろいろとご助言をいただいた。さらに、本論文のとりまとめについては、中央大学 岡内 功教授のご援助を賜わった。ここに深甚の謝意を表するものである。また、本研究実施に多大の便宜をはかっていただいた竹内覚夫氏(本州四国連絡橋公園第二建設局児島工事事務所)および池田 博氏(同第三建設局向島工事事務所)の各位に感謝の意を表します。なお、現地計測に関しては牧本宏氏(日立造船(株)技術研究所)、風洞実験に関しては田中 洋氏(日立造船(株)陸機設計所)の協力があったことを記し感謝します。

参 考 文 献

- Anderson, J.K. : Forth Road Bridge, Proc. Institution of Civil Engineer, Vol. 32, 1965.
- Scruton, C. and D.E. Walshe : An Investigation of the Aerodynamic Stability of Towers Proposed for the River Severn Suspension Bridge, N.P.L. Aero Report 1052, 1963.
- 建設省土木研究所：関門橋設計施工調査報告書，土研資料 825 号，1973。
- 牛尾・植田・南條：つり橋主塔の制振対策の一試案について，日立造船技報，Vol. 32, No. 3, 1971.
- 辻・加納・渡辺：吊橋主塔架設時の耐風制振法，日本鋼管技報，No. 82, 1979.
- 松崎・竹内・砂原・辻・加納：吊橋主塔架設時の耐風制振対策，第6回風工学シンポジウム論文集，1980.
- 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会，本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，昭和55年3月および昭和56年3月。
- 台風研究委員会：多良間島における台風観測研究・総合報告書，1980.
- 日野幹雄：瞬間最大値と評価時間の関係一特に突風率について，土木学会論文集，No. 117, 1965.
- ISO-2631 (1974) Guide for the Evaluation of Human Exposure to Wholebody Vibration.
- 白石成人：変動風をうける平板状構造物の耐風応答特性に関する2, 3の基礎的研究，土木学会論文報告集，No. 195 号，1971.
- 東京大学工学部土木工学科橋梁研究室，本州四国連絡橋公園受託研究・併用吊形式橋梁等の耐風性に関する研究・昭和48年度報告，東京大学橋梁研究室報告 BEL-Report No. 74201, 1974.
- 京都大学工学部土木工学教室・橋梁工学研究室：吊橋の耐風安定性に関する調査研究，昭和55年度本州四国連絡橋公園委託研究・研究成果報告書，1981.
- Vickery, B.J. and A.W. Clark : Lift or Cross-Wind Response of Tapered Stacks, Proc. ASCE, ST-1, 1972.
- Vickery, B.J. : A Model for Prediction of the Response of Chimneys to Vortex Shedding, Technische Mitteilungen, 72 Jahrgang, Heft 2/3/4, Februar/März/April, 1979.
- Davenport, A.G. : The Response of Suspension Bridges to Wind Action, International Research Seminar on Safty of Structures under Dynamic Loading, Trondheim, 1977.