

構造物の耐風工学 ―特に長大橋に焦点をあてて

第1章. 概論

風は空気塊の流れであり、空気流体中におかれた構造物に対してさまざまな作用を及ぼす。そして、その作用によって構造物には変形、振動といった現象が生じることになる。これらの現象は時として有害なものもあり、構造物の安全性を脅かすことにもなる。風の作用は、例えば、地震時の強制振動と異なり、流体と構造物との相互干渉によって時に自励振動を引き起こすことが特徴的であり、問題を一層複雑なものにしている。この相互干渉は、構造物からの流れの剥離と流れのパターンが大きく影響しているが、構造物まわりの流れの状況は流れのパラメータ(流速、密度、粘性など)に大きく支配される。したがって、例えば、風速が変化することで、構造物への作用が非線形的に変化したたり、突然に変化するなどの特異な現象が生じることになる。このため、風に対する構造物の安定性や応答を調べるためには、類型化された空気力モデル、あるいは空力作用モデルを使い分け、場合によってそれらの組合せを用いて、適切に評価しなければならない。構造物を風の作用から安全を守るために、空力モデルの構築、構造物の応答予測とその制御、合理的な設計法の確立などの作業を総称して、構造物の耐風工学と呼んでいる。

本セミナーでは、まず構造物への風の作用とその結果生じる現象、そのメカニズムについて紹介し、次にそれらの設計における取扱い、すなわち耐風設計法について紹介する。耐風設計法では、特に長大橋を例として、基本的な設計の手順とその内容、設計の基本となる強風の予測法、風洞試験法、および解析による予測法などについて述べる。さらに、長大橋に関する耐風工学は、本州四国連絡橋とともに歩んできたといっても過言ではないが、この本州四国連絡橋が完成に至るまでの耐風工学に関するいくつかの **turning points** について紹介する。最後に、これまでの長大橋の耐風工学の歴史上でのいくつかの教訓についても紹介する。予定される内容は以下の通りである。

1. 概論
2. 風の作用とメカニズム
3. 耐風設計法
4. 強風の予測法
5. 風洞試験法
6. 解析による予測法
7. 本州四国連絡橋完成までの **turning points**
8. 歴史上の教訓

【参考文献】

本セミナーで紹介する内容に関して、さらに詳しいことを知りたい場合には、以下の文献が参考になる。

- 1) 岡内功, 伊藤学, 宮田利雄: 耐風構造, 丸善, 1977.
- 2) 日本鋼構造協会編: 構造物の耐風工学, 東京電機大学出版局, 1997.
- 3) 山田均: 耐風工学アプローチ, 建設図書, 1995.
- 4) 振動便覧, 土木学会, 1985.

- 5) 道路橋耐風設計便覧, 日本道路協会, 1991.
- 6) 道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編: 日本道路協会, 2002.
- 7) 本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説: 本州四国連絡橋公団, 2001.
- 8) 日野幹雄: 流体力学, 朝倉書店, 1980.
- 9) フォン・カルマン(谷一郎訳): 飛行の理論, 岩波書店, 1965.
- 10) Simiu, E. and Scanlan, R.: Wind Effects on Structures, Wiley, 1996.



図 1.1 再建されたタコマナロウズ橋(旧橋は風による振動で 1940 年に落橋した)



図 1.2 風で振動する斜張橋ケーブル



図 1.3 風による振動を抑制するためのダブルフラップ



図 1.4 風で補剛桁が揺れたゴールデンゲート橋



図 1.5 耐風工学の粋を集めた明石海峡大橋(本州四国連絡橋公団提供)

第2章. 風的作用とメカニズム

2.1 静止した物体まわりの流れ

定常(時間的に変動しない)流れにおいて, ある1つの流線に沿った圧力 p と流速 U の間には, 以下のベルヌーイの定理が成立する.

$$p + \frac{1}{2}\rho U^2 = \text{const.} \quad (2.1)$$

ここで, ρ は流体(空気)の密度である.

したがって, 無限遠点(圧力 p_∞ (静圧), 流速 U_∞)と任意の点の間には, 以下の関係が成立する.

$$p + \frac{1}{2}\rho U^2 = p_\infty + \frac{1}{2}\rho U_\infty^2 = \text{const.} \quad (2.2)$$

また, 物体前面の流れに正対する点では流速がゼロ(よどみ点)となるが, よどみ点の圧力 p_0 は以下のようになる.

$$p_0 = p_\infty + \frac{1}{2}\rho U_\infty^2 \quad (2.3)$$

さらに, 物体まわりの任意の点(圧力 p , 流速 U)での圧力 p と静圧との差 Δp は以下のように表される.

$$\Delta p = p - p_\infty = \frac{1}{2}\rho(U_\infty^2 - U^2) \quad (2.4)$$

そして, この Δp を物体まわりに求めると, いわゆる圧力分布が得られることになる.

例として, 図 2.1 に翼型の断面と円柱まわりの圧力分布を示す. 翼型の場合, 前縁 A で圧力が最大となり, 下流方向に沿って流速が増大するために圧力が低下し, B の最速点で圧力は最低となる. その後, 流速が接近流と同じまでするとともに圧力も回復(上昇)することが判る. この圧力分布は, 面に作用する圧力の分布を示しているが, 流れ方向成分を断面まわりに積分すると, いわゆる圧力抵抗が求められる.

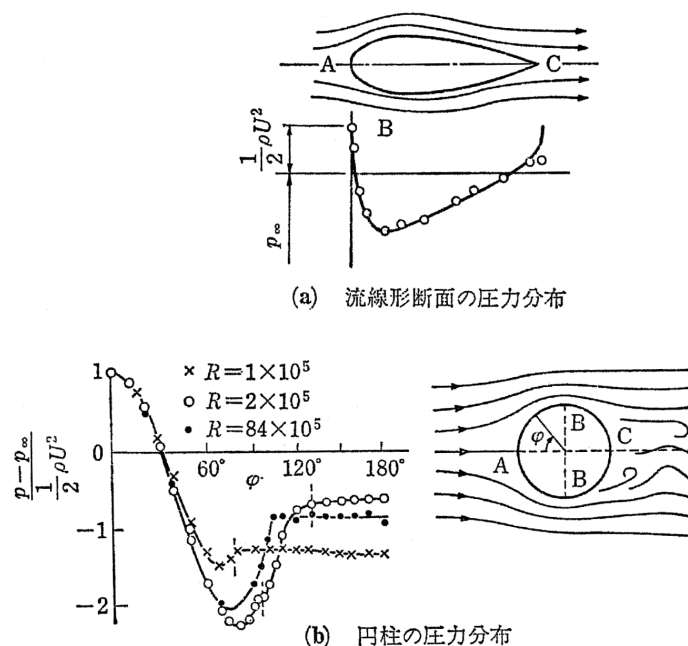


図 2.1 流線型翼型断面と円柱まわりの流れと圧力分布 4)

一方、円柱まわりの圧力分布は、上流のよどみ点 A で圧力が最大となり、流下方向に沿って圧力が低下する傾向は翼型の場合と同じである。A から B に向かって計った角度 ϕ で 70～80 度あたりで圧力が最低となった後、徐々に圧力が回復するが、完全には元に戻らず B 点以降は負圧のまま一定の傾向を示す。これは、後述する物体表面に存在する境界層が流下方向に向かってしだいに厚くなり、円柱背後の曲面では流れを曲面に沿って保持するだけの圧力が供給できなくなり、流れが物体表面から剥がれる(剥離)現象が生じるためである。このようになると物体背後には大きな渦が形成され、複雑な流れの領域となる。また、剥離が生じると、大きな負圧領域が物体背後に形成されるため、圧力抵抗も大きなものとなる。

空気流体においても粘性が存在するため、構造物周りには境界層が発達し、これが流れのパターンを特徴づけることになる。境界層とは、構造物表面(流速ゼロ)と境界層外側の自由流れ(流速 U)の間のごく薄い層のことであり、物体表面の法線方向に大きな速度勾配をもつ。その厚さは、レイノルズ数の平方根に反比例し、流下距離に比例するため、下流ほど厚くなる。先の翼型断面や円柱の場合、先端のよどみ点から下流方向に厚みが増すにつれて流速が速くなるとともに、圧力が低下する。最大断面で圧力が最低となった後、圧力は回復(上昇)するが、同時に境界層も厚くなっており、内部での摩擦によってエネルギーが消費されることになる。円柱のように曲率の変化が大きいと、境界層内の摩擦エネルギー消費が大きく、表面の圧力がついにはゼロとなってしまう。こうなると流れは表面に沿って流れることができずに、剥離を生じることになる。

境界層内では流速が低い時には層流状態となっているが、層流は乱流よりも流速勾配が小さく、物体表面の圧力回復がされにくい状況にある。一方、乱流境界層では、境界層内でのエネルギー移動が活発となり、圧力回復も大きいことから、剥離も起きにくくなる。レイノルズ数が高くなり、円柱背後の圧力回復が大きくなる現象(図 2.1 参照)は、円柱表面の境界層が層流から乱流へ遷移することで説明される。また、航空機の翼上面の上流側を見ると、いくつかの突起が見られる場合がある。これは、翼表面の境界層をわざと乱し、境界層を層流から乱流へ遷移させることで流れの剥離を起こしにくくしているためである。

さらに、境界層内に速度勾配が存在することによって、流れ方向に摩擦抵抗を生じることになる。翼型断面のように剥離を生じない場合には、圧力抵抗に比べて摩擦抵抗は無視し得ないが、円柱や角のある Bluff な断面では剥離が生じ、一般に圧力抵抗は摩擦抵抗よりも大きく卓越することになる。

物体の圧力抵抗を決定づける流れのパターンは、レイノルズ数によって大きく変化する。レイノルズ数(Re)とは、

$$Re = \frac{UD}{\nu} \quad (2.5)$$

で定義される無次元量であり、 U 、 D 、 ν はそれぞれ流速、物体の代表長さ、流体の動粘性係数($=\mu/\rho$ 、 μ は粘性率、 ρ は空気密度)である。レイノルズ数は、その定義から判るように流体の慣性力($\rho U^2 D^2$)と粘性力(μUD)の比となっている。すなわち、レイノルズ数が大きな流れでは相対的に粘性の影響が小さく、“さらさら”した流れとなる一方、レイノルズ数が小さな流れでは粘性の影響によって、“ねばねば”した流れとなる。ここで、粘性の影響が小さいことは、粘性が小さいことだけでなく、流速が高く、あるいは物体の寸法が大きいことでも等価であることが判る。

例として、円柱断面まわりの流れのパターンをレイノルズ数の変化とともに図 2.2 に示す。

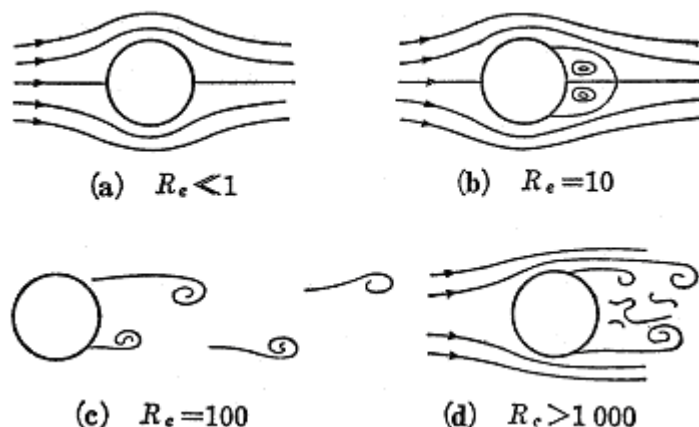


図 2.2 円柱まわりの流れとレイノルズ数による変化 4)

$Re \ll 1$ では流れは円柱表面から剥がれることなく背後に回り込み流れ去る. レイノルズ数がしだいに大きくなるにしたがって, 流れの剥離が起きるようになり, 背後に大きな渦が形成される. レイノルズ数が 10 程度では, 円柱背後に1対の対称な渦が形成され, 100 程度では, 今度は上下から交互に規則正しく渦が放出される流れとなる. さらにレイノルズ数が大きくなると, もはや明確な渦は認められなくなり, 複雑に乱れた後流域が形成される.

物体背後の上下面から交互に放出される渦は, この現象を体系的に捉えた研究者の名にちなんで“カルマン渦”と呼ばれる. この上下1対の渦が単位時間あたりに物体から放出される数(振動数)を f とすると,

$$f = S_t \frac{U}{D} \quad \text{あるいは} \quad S_t = \frac{fD}{U} \quad (2.6)$$

の関係があることが知られている. ここで, S_t は無次元量でストローハル数と呼ばれ, 物体の形状に固有の値となる. ただし, 円柱のようにレイノルズ数によって流れのパターンが大きく変化するような場合には, ストローハル数もレイノルズ数とともに変化することになる. 図 2.3 には, 円柱場合のストローハル数のレイノルズ数による変化を示す.

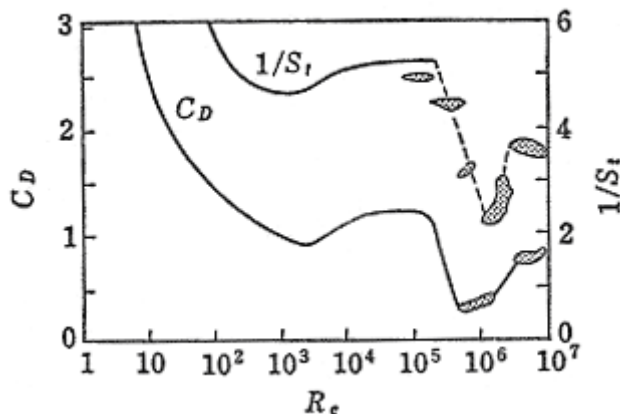


図 2.3 円柱の抗力係数のレイノルズ数による変化 4)

流れのパターンの変化に伴って物体まわりの圧力分布が変化することから, 圧力抵抗も変化する. 図 2.3 には円柱断面の抗力係数 C_D (流れ方向の圧力抵抗(厳密には摩擦抵抗も含む))を流体の動

圧 $\frac{1}{2}\rho U^2$ で除した無次元係数)のレイノルズ数による変化を示す. レイノルズ数が小さい流れ ($Re < 10$) では抗力係数は大きい, レイノルズ数の増大とともに抗力係数は徐々に低下し, $Re = 10^4 - 10^5$ あたりで一定の値 (約 1.2) を示し, その後急激に低下した後, 再び上昇し, 0.7 程度の値を示す. ごく小さなレイノルズ数で大きな抗力係数を示すのは, 粘性の影響で摩擦抵抗が大きくなるためであり, また $Re = 2 \times 10^5$ 程度で抗力係数が大きく低下するのは, 剥離境界層が層流から乱流に遷移することで後流幅が縮小し, 背面の負圧が回復することで圧力抵抗が小さくなるためである.

また, 矩形断面では, 図 2.4 に示すように上流側の角から剥離が生じ, その位置が固定されるため, 流れのパターンがレイノルズ数に大きく影響を受けることはないが, その辺長比 B/D によってその流れのパターンが大きく変化し, 圧力抵抗も大きく変化する. 図 2.5 は, 長方形 (矩形) 断面の高さ D と幅 B の比 B/D を変化させた時のストローハル数の変化を示す. ストローハル数の変化を B/D の小さい方からたどると, 2 個所に飛び移りがあるが, これは物体周辺の流れのパターンが変化する点と考えられている. つまり, 風上から来る流れの流線は, 図 2.4 に示すように物体の風上端で剥離するが, B/D が小さい範囲では, いったん剥離した流れはそのまま物体に大きくは影響されず後流に達する. 完全に剥がれ, 離れるという意味で“完全剥離型”の物体と呼ばれる (図 2.6 参照). 図 2.5 で B/D で 2 から 3 の間で 2 つの線がみられるが, (曖昧ではあるが) その辺りが境界と考えられている. これより B/D が大きくなり長くなると, 風上で剥がれた流れが物体に再び近づき, ぶつかるようになり, 再び流れが物体に付くという意味で, 完全剥離型に対して“再付着型”の物体と呼ばれる (図 2.6 参照). B/D がさらに大きいところにもう 1 つストローハル数の飛び移りがあるが, これは完全剥離型の流れと再付着型の流れはだいぶ状況が異なるため, 1 つの流れのパターンから次の流れのパターンへ突然変わるわけにはいかず, ストローハル数の飛び移りが起こる 2 つの B/D の間で完全剥離型から, 完全剥離型が少し混ざった再付着型, 常に再付着が起きる再付着型へ移る状況と考えられている.

このように, 流速が変化することで同じ物体でも流れのパターンが大きく変化し, それに伴って圧力抵抗も変化することが, 構造物の耐風性を検討する際に問題を複雑なものとしている.

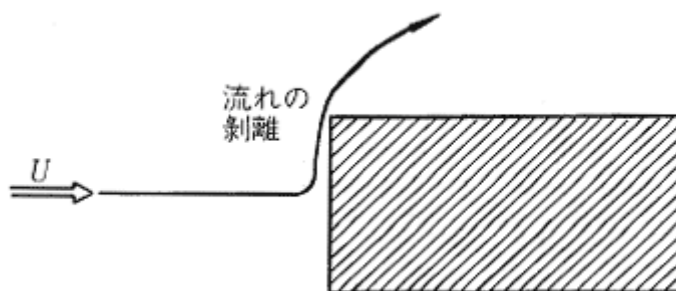


図 2.4 矩形断面での流れの剥離 3)

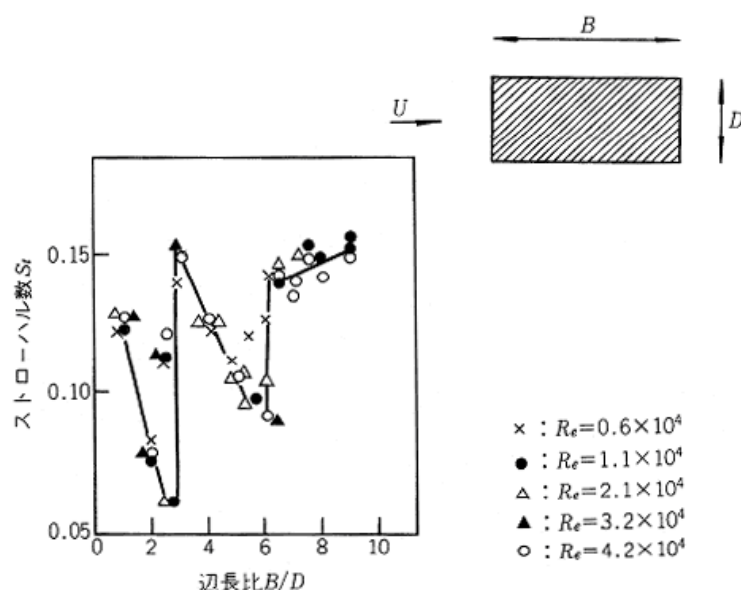


図 2.5 長方形断面のストローハル数 S_f と B/D の関係 3)

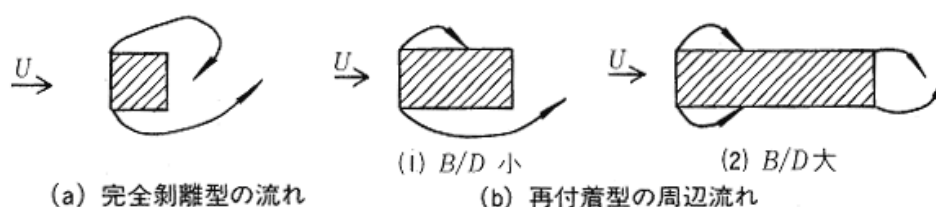


図 2.6 完全剥離型と再付着型の周辺流れ 3)

2.2 静的作用と動的作用

空気流体中に物体を置くと、物体の形、特性にもよるが、空気的作用によって物体にはさまざまな現象が現れる。これらの現象(空力現象)は、後で説明するが、空力現象を引き起こす空気的作用として、大きくは“静的作用”と“動的作用”の2つに大別される。

静的作用は、その作用効果が時間的に変動しない、定常的な作用である。代表的なものに、先に述べた物体回りの圧力分布による圧力抵抗がある。そして、これは構造物の風荷重として作用することになる。また、長大橋のように極めて可撓性に富む構造物では、静的作用による風荷重が引き起こす変形がさらに風荷重の増加を招き、これが負のループとなることで、構造物に座屈などの不安定現象を引き起こすことがある。これは、一般に“静的不安定現象”と呼ばれるが、極めて特殊なケースであるので、詳述はしない。

一方、動的作用は、その作用効果が時間的に変化する、非定常な作用である。静止した物体に作用する圧力抵抗も、流れの剥離状況が時間的に変化しているので、実際には時間変動しているが、その量は時間平均成分に比べて小さいため、静的作用として扱うことが出来る。通常、動的作用とは、例えば、先に物体背後にカルマン渦が形成されると述べたが、カルマン渦の発生に伴って流れと直角方向に反力が発生し(流体力学におけるクッタ・ジューコフスキーの定理)、この力の作用で物体が流れと直角方向に振動する状況などを指す。また、流れが時間によって一様でなく、流速が

変化するような場合(乱流)には、先の静的作用である圧力抵抗も時間変動することとなり、この変動によって物体は時間変動荷重を受けた状態となり、振動現象を呈することになる。さらに、一様な流れであっても、物体が何かの原因で動いた場合は、物体回りの流れのパターンが時間変動することになり、その反作用として変動力を受けるとともに、場合によって振動現象を呈することになる。したがって、風の動的作用とは、一般に構造物に何らかの振動現象を引き起こすことになる。

2.3 動的作用と振動現象

風の動的作用によって、構造物には時として振動現象が生じることを述べた。この振動現象は、発生メカニズムとその振動の特徴から、図 2.7 に示すようにいくつかに分類されている。

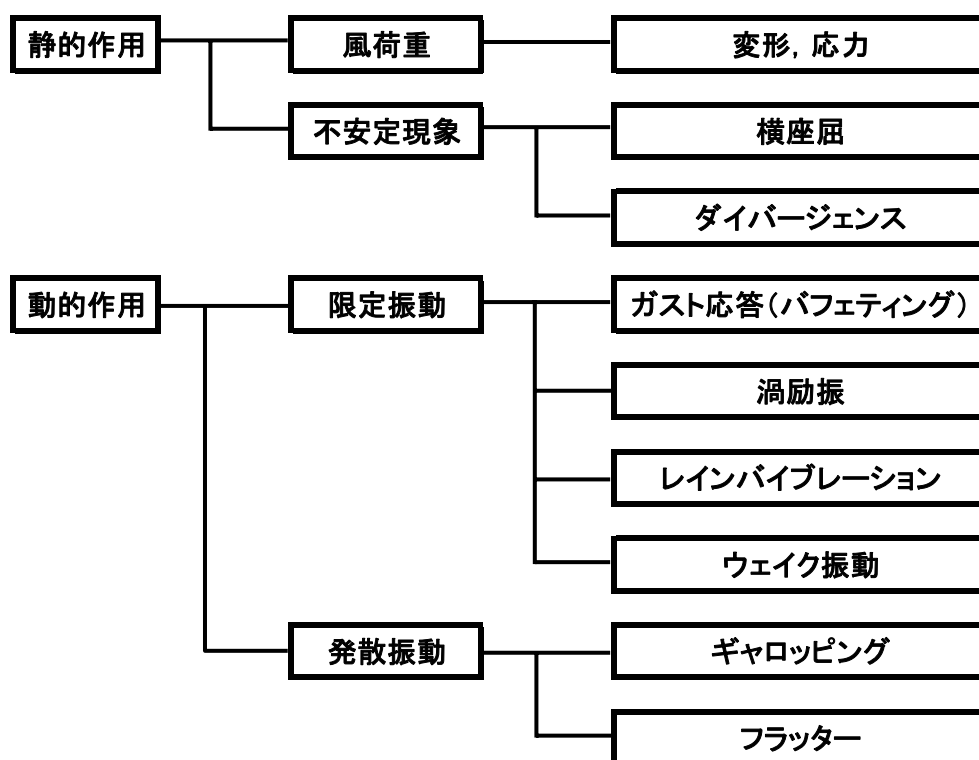


図 2.7 風の作用と現象

ガスト応答 (Gust response)

大気境界層乱流中では、時間とともに風速が変動する乱れ成分があるが、この風速変動の作用によっても構造物が強制振動させられる。これをガスト応答 (Gust response) あるいはバフエティング (Buffeting) という。ガスト応答は、風速と乱れの強さに比例し、風速変動のエネルギーを入力とする強制振動として扱われている。

渦励振 (Vortex-induced vibration)

既に述べたように、風の流れの中に構造物が置かれると、その背後にカルマン渦列が形成され、渦の放出振動数がストローハル数を用いて、 $f = S_r \frac{U}{D}$ と表される。ストローハル数は、物体に固有

の値であるので、渦の放出振動数は風速に比例して増大することになる。カルマン渦の放出に伴って、構造物には流れと直角方向に周期的な反力を受ける。したがって、構造物の固有振動数にこの周期的な反力が同調すると、共振現象を生じ、構造物には振動（渦励振）が生じることになる。実際は、図 2.8 に示すようにカルマン渦の放出振動数が構造物の固有振動数に近くなると、同期現象が生じ、風速が変化しても構造物の固有振動数でカルマン渦が放出される現象が生じる（ロックイン現象）。そして、さらに風速が増大すると、この同期現象が外れ、カルマン渦の放出振動数も増大していく。渦励振は、長大橋の桁、ケーブル、主塔などで観測されることがあるが、図 2.8 からわかるように発生風速域が限られ、振動振幅も比較的小さいことが多い。また、発生する風速域が限られること、振動振幅も発散的でないことから、限定振動（Limited vibration）とも呼ばれる。

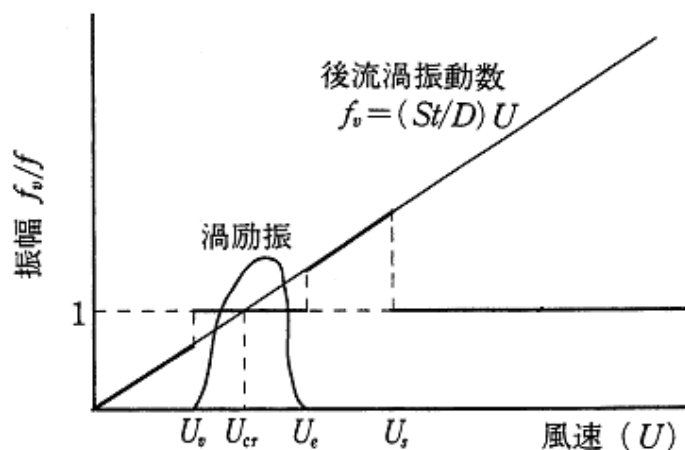


図 2.8 渦励振とロックイン 2)

ウェイク振動 (Wake-induced vibration), レインバイブレーション (Rain-wind-induced vibration)

斜張橋のケーブルによく見られる空力振動現象として、渦励振、並列ケーブルで発生するウェイクギャロッピング (Wake galloping), 雨によるケーブル表面の水路形成に起因するレインバイブレーション (Rain-wind-induced vibration) などがある。

フラッター (Flutter)

構造物の振動に伴って生じる空気力が励振力（自励力）として作用し、構造物固有の減衰力を励振力が上回った時に、発散的に振動が成長するものである。フラッターには、振動の特性に応じて、ねじれ振動が卓越するねじれフラッター (Torsional flutter), 曲げとねじれ振動が連成する曲げねじれフラッター (Bending-torsion flutter) あるいは連成フラッター (Coupled flutter) がある。

ギャロッピング (Galloping)

ギャロッピングとは、揚力係数勾配（迎角に対する揚力係数の勾配で後述）が負の時に、振動に伴う相対迎角と励振力がとが負のフィードバック回路を構成し、振動が発散的に成長するものであり、揚力が発生要因であることから流れと直角方向に振動を生じる。ケーブルや比較的桁高の大きい箱桁などに発生しやすい。

第3章. 耐風設計法

構造物の耐風設計においては、風による作用(外力)を見極め、それによって生じる構造物の応答を予測し、構造強度との関係で照査、必要に応じて対策を取ることになる。ここでは、構造物の耐風設計の手順と考え方について説明する。

3.1 風の特性格とモデル化

風は、気象のおもに気圧差によって生じる空気の流れであり、その成因に応じて、季節風、台風、低気圧・前線性強風、竜巻、ダウンバーストなどがある。ただし、構造物の耐風設計においては、風の特性格を統計平均的に扱うため、通常は風の成因を区分して扱うことはしない(後述する再現期待風速を統計データから算出する場合においては、統計データの均質性を確保するために成因を区別して処理する場合がある)。

風の作用は、空間的、時間的に変動し、また構造物の規模、特性にも影響され、多種多様な現象を構造物に引き起こす。通常、構造物の設計の便宜から、図 3.1 に示すように風の作用による現象毎に分類し、設計での対処法を定めている。

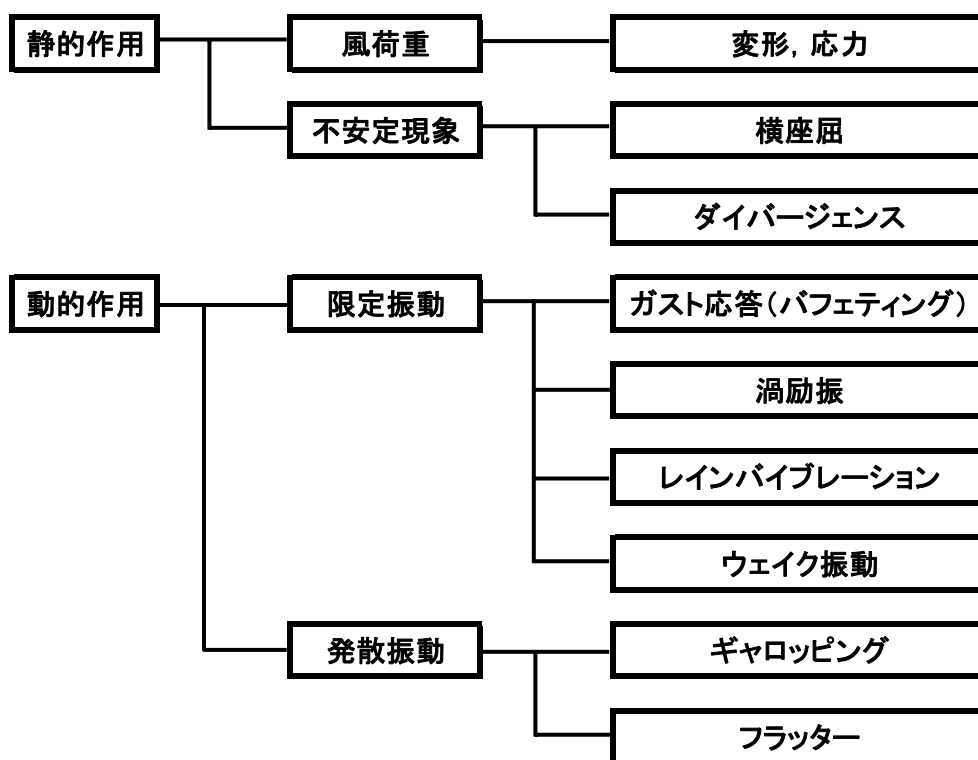


図 3.1 風の作用と現象

風の作用を明かとするためには、まず風の特性格を知る必要がある。風は、時間的、空間的に変動しており、これらの変動特性格を適切に表現するモデルが必要となる。

1) 風速の高さ方向分布

風速は周辺の地表粗度や高度によって変化する。上空での風速は地表粗度によらず一定であるが、地表に近づくにつれて、**図 3.2** に示すように地表粗度の影響を受け風速は減少する。このような風速の高度による変化特性は、次に示す対数則か、べき法則のどちらかで表される。対数則は理論的に導かれたものであるが、対数の取扱いが実務的でないこともあり、より簡便なべき法則が用いられることもある。日本においても土木構造物の耐風設計では、べき法則が一般に用いられている。

[対数則]

$$U_z = \frac{u_*}{k} \ln \frac{z}{z_0} \quad (3.1)$$

ここで、 U_z は高度 z (m) での風速、 u_* は摩擦速度、 k ($\cong 0.4$) はカルマン定数、 z_0 は粗度長である。

[べき法則]

$$U_z = U_{10} \times \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad (3.2)$$

ここで、 α はべき指数で高度による風速の変化率を表す。 α は地表面粗度に応じて平均的に次のような値を取るとされる。

平坦な地形の草原、海岸地帯	1/10～1/7
田園地帯	1/6～1/4
森林地帯、市街地	1/4～1/2

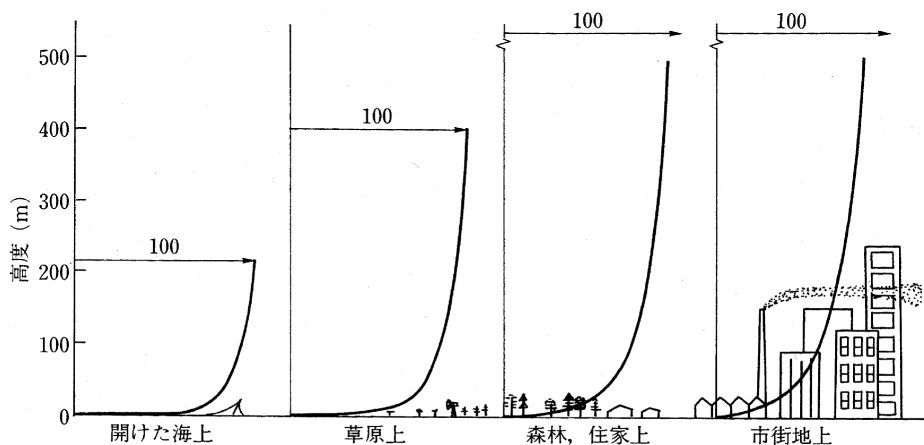


図 3.2 地表面粗度の違いによる風速勾配

また、道路橋耐風設計便覧では、4 つの粗度区分に分類し、べき法則でのパラメーターを**表 3.1** のように設定している。なお、地表面近くの地物の代表高さ z_b より低いところでは風の吹き方が複雑となり、べき法則に従わない傾向を示すことから、例えば、道路橋耐風設計便覧では z_b より低い地点では z_b での風速のままとするモデル化が行われている(**図 3.3** 参照)。

表 3.1 道路橋耐風設計便覧におけるべき法則のパラメーター

地表粗度区分	I	II	III	IV
z_b (m)	5	10	15	30
α	0.12	0.16	0.22	0.29
z_G (m)	500	600	700	700
z_0 (m)	0.01	0.05	0.3	1.0

粗度区分 I： 海上, 海岸

II： 農地, 田園, 開けた土地, 樹木や低層建物が散在している地域

III： 樹木や低層建物が密集している地域, 中高層建築物が散在している地域
なだらかな丘陵地

IV： 中高層建築物が密集している地域, 起伏の大きい丘陵地

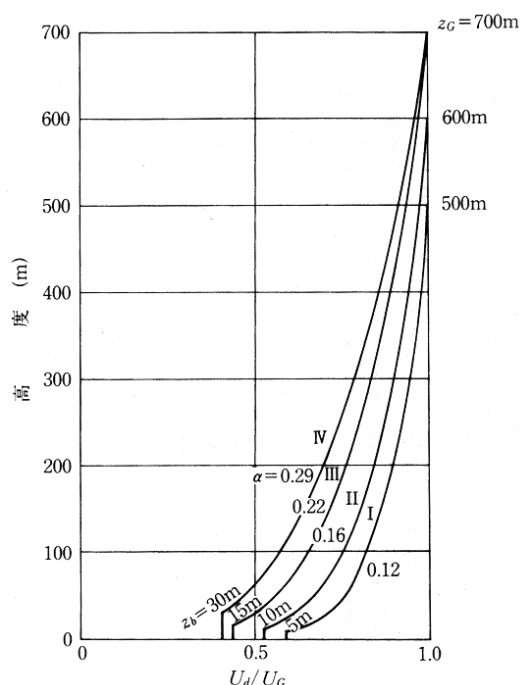


図 3.3 道路橋耐風設計便覧における風速の高度分布のモデル化

2) 乱れ強さ

空間上に風速を考えると, 直交する 3 方向 (x, y, z) にそれぞれ平均風速と変動風速に分けることができ, それぞれ U, V, W と u, v, w と書くことにする (図 3.4 参照). ここで, 風向き方向を x とし, 風速成分を U あるいは u とし, それに直交する水平方向と風速成分を y, V あるいは v , 同様に鉛直方向と風速成分を z, W あるいは w とする. 通常は, 水平, 鉛直方向の平均風速成分 V, W は 0 と見なせるので, 変動する風速特性を表すには, U, u, v, w を用いればよいことになる.

各風速成分の変動の強さ, すなわち乱れ強さは次式で定義される.

$$I_u = \frac{\sigma_u}{U}, I_v = \frac{\sigma_v}{U}, I_w = \frac{\sigma_w}{U} \quad (3.3)$$

ここで, $\sigma_u, \sigma_v, \sigma_w$ はそれぞれ u, v, w の標準偏差である.

自然風の観測結果によれば、乱れ強さは、 I_u に対して I_w は約 0.5, I_v は 0.7～0.8 程度となることが多いようである。また、乱れ強さは地表面の粗度に依存するが、 I_u について見ると海上で0.1以下、開けた地表面で0.1～0.2、都市部で0.2以上の値になる。さらに、地表面粗度の影響が上空に行くにしたがって小さくなるため、乱れ強さも上空ほど小さくなる。

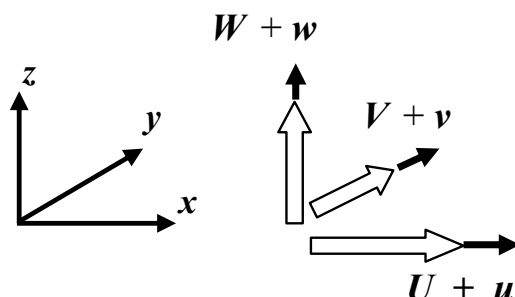


図 3.4 風速成分

3) 風速のパワースペクトル密度

風速のパワースペクトル密度は、風速変動成分の振動数毎の寄与度を表すものであり、いくつかの提案式がある。一例として、比較的良好に用いられる等方性乱流に対するカルマン (Karman) 型スペクトルを以下に示す。

パワースペクトル密度は、風速変動 (乱れ) のエネルギーが振動数領域にどのように分布しているかを示し、後に述べる風の乱れによる構造物の不規則振動応答 (ガスト応答) を解析的に求める際に必要となる。

カルマン型スペクトル

[主流成分]

$$S_u(f) = \frac{\sigma_u^2}{f} \cdot \frac{4 \left(\frac{fL_u^x}{U} \right)}{\left[1 + 70.8 \left(\frac{fL_u^x}{U} \right)^2 \right]^{5/6}} \quad (3.4)$$

[鉛直成分]

$$S_w(f) = \frac{\sigma_w^2}{f} \cdot \frac{4 \left(\frac{fL_w^x}{U} \right) \left[1 + 755.2 \left(\frac{fL_w^x}{U} \right)^2 \right]}{\left[1 + 283.2 \left(\frac{fL_w^x}{U} \right)^2 \right]^{11/6}} \quad (3.5)$$

4) 風速の空間相関

風速変動の空間的な相関を表す式として、実務的には距離とともに指数的に減衰する空間相関関数式が多く用いられる。構造物への風の作用を考える際に風速の空間相関を必要とするのは、変動風速場での空間的な広がりを持つ構造物の風荷重評価を行う際である。これは、通常、ガスト応答解析を通じて行われるが、その際には次のように異なる 2 点間の風速変動のクロススペクトル密度関数をそれぞれの点でのパワースペクトル密度関数と指数関数によって表現している。すなわち、空間上の離れた 2 点での風速変動パターンには同時性がなく、ある 1 点での風速を用いて構造物への作用を求めることは過大評価となるためである。

$$\frac{|S_{ij}(i, j, f)|}{\sqrt{S_i(i, f) \cdot S_j(j, f)}} = \exp\left(-k \frac{f \cdot \Delta x}{U}\right) \quad (3.6)$$

ここで、 k はディケイファクターで 5～15 程度の値をとる。また、 f は振動数、 Δx は 2 点間の距離である。

また、低振動数領域での空間相関をより厳密に表現するために、ESDU (Engineering Science Data Unit) にも規定されるカルマン型スペクトルの基づいた次の相関式が用いられることもある。

$$\frac{|S_{ij}(i, j, f)|}{\sqrt{S_i(i, f) \cdot S_j(j, f)}} = 0.994 \left[\eta^{5/6} K_{5/6}(\eta) - \frac{\eta^{11/6}}{2} K_{11/6}(\eta) \right] \quad (3.7)$$

ここで、

$\eta = 0.747 \frac{\Delta x}{L} \sqrt{1 + 70.8 \left(\frac{fL}{U} \right)^2}$, L : 乱れスケール相当長さ, $K_{5/6}$, $K_{11/6}$: 第 2 種変形ベッセル関数である。

3. 2 風の作用

1) 風荷重

構造物に風が作用すると、既に述べたように、おもに圧力抵抗による流れ方向への風荷重あるいは空気力が生じるとともに、それ以外の方向、すなわち 3 次元的に風荷重が生じ得る。厳密にはこれらは後述する 6 分力として定義される。このうち、最も直接的でかつ支配的なものが風軸方向に作用する風荷重(抗力)であり、構造物の設計における風荷重として、通常は抗力のみを考える。その作用は、以下のように表される。

$$P = \frac{1}{2} \rho U_d^2 A_n C_D G \quad (3.8)$$

ここで、 P : 風荷重(N), ρ : 空気密度(道路橋示方書では 1.23 kg/m^3), U_d : 設計基準風速(m/s), A_n : 投影面積(m^2), C_D : 抗力係数, G : ガスト応答係数(道路橋示方書では 1.9)である。

設計基準風速 U_d

設計基準風速 U_d は、風荷重を算出する対象とする部位の高度における 10 分間平均風速である。基本風速と設計基準風速との関係は、ベキ法則によれば次のように表される。

$$U_d = U_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad (3.9)$$

ここで、 U_{10} は、高度 10m、基準粗度における 10 分間平均風速として定義される基本風速であり、耐風設計の基本諸元の1つである。

基本風速 U_{10} は、確率変数であり、既往の観測値(年最大風速など)から極値統計手法や地形因子解析、あるいは台風シミュレーションなどの手法によって再現期待値として設定される。土木構造物では、設計風速の再現期間として、完成系に対して 50～150 年程度が、架設系に対して 1～10 年程度が使われる。道路橋耐風設計便覧においては、再現期間 100 年として、全国を4つの基本風速レベル(30, 35, 40, 45m/s)に区分している(図 3.5 参照)。

以上のことは、基本風速が高いほど、構造物の高度が高いほど、設計基準風速が高くなることを示しており、したがって耐風設計がより困難となることを示している。

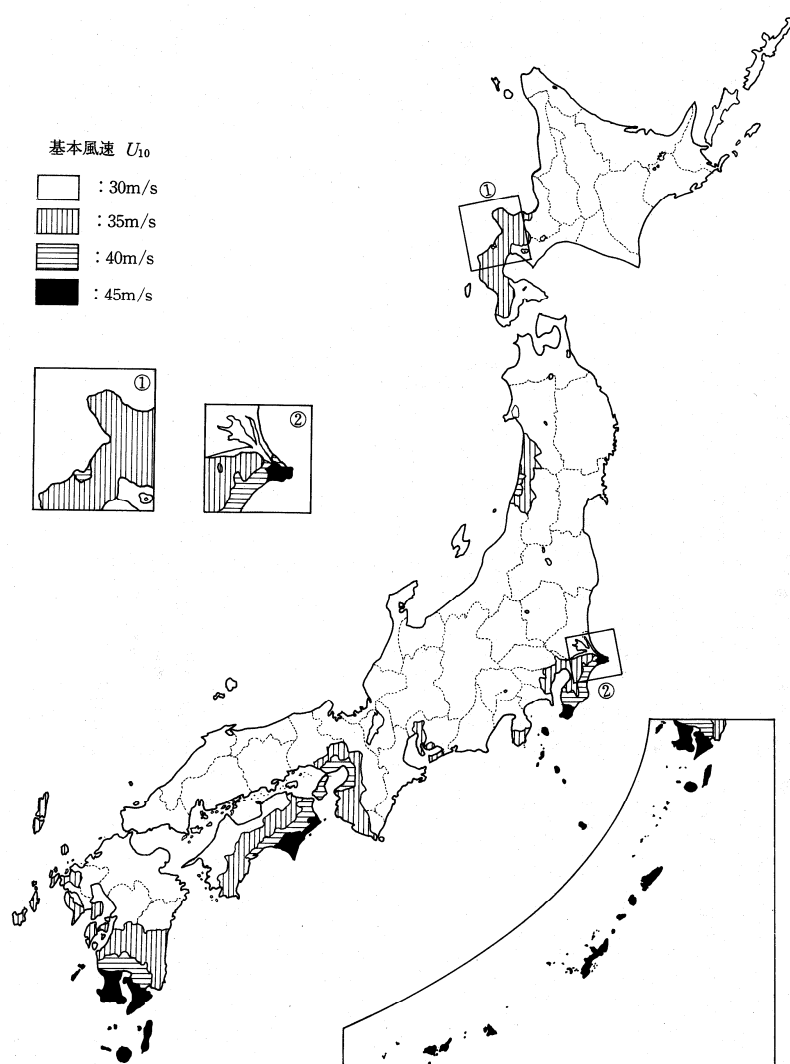


図 3.5 基本風速 U_{10} に対する風速マップ(道路橋耐風設計便覧)

抗力係数

抗力係数は、構造物の幾何学的形状によって変化するほか、近接する構造物、気流の傾斜角あるいは水平偏角、構造物の表面粗度等の影響を受ける。特に、円形断面の場合には、レイノルズ数の影響を大きく受ける。また、抗力係数は風の乱れや傾斜角によって変動するが、それらが特に大きくない場合は、一様流中の傾斜角 0 度での抗力係数が用いられる。

橋梁部材の代表的形状と考えられる角形、H 形および円形断面の抗力係数について、形状あるいはレイノルズ数の影響を図 3.6 に示す。道路橋示方書では、角形断面と円形断面の抗力係数をそれぞれ 1.6 と 0.8 としているが、角形断面の 1.6 は B/D が 2 程度の角形断面および I 形断面の抗力係数となっている。また、円形断面の 0.8 は、直径がおおよそ 15cm 以上の表面が滑らかな円形断面で、レイノルズ数が超臨界域あるいは極超臨界域での上限的な値となっている。

橋梁上部構造の代表的な形式に対する抗力係数の規定を以下に示す。これは、これまでの試験値をもとに代表的な値として道路橋示方書に採用されているものである。

● プレートガーダー

充腹の I 形断面、 π 形断面および箱形断面の桁を主構造にもつ上部構造の抗力係数にはプレートガーダーの抗力係数を適用する。

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & 1 \leq B/D < 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/D \end{cases} \quad (3.10)$$

● 2 主構トラス

トラスと橋床（防護柵、床版、床組）に分けて定められる。

$$\text{トラス } C_d = 1.35 / \sqrt{\phi} \quad (\text{ただし, } 0.1 \leq \phi \leq 0.6) \quad (3.11)$$

$$\text{橋床 } C_d = 1.6$$

ここで、 ϕ はトラスの充実率。

● アーチ橋

アーチ部材、補剛桁、垂直材

角形断面 1.6 (風上側部材), 0.8 (風下側部材)

円形断面 0.8 (風上側, 風下側部材)

橋床

1.6

● 吊橋・斜張橋

橋桁部分に対しては、形状に応じてプレートガーダーあるいは 2 主構トラスの抗力係数を適用。

塔については、1.6 (風上側部材), 0.8 (風下側部材), ケーブルについては、0.8 (風上側, 風下側部材とも) が適用される。

● 橋梁付属物

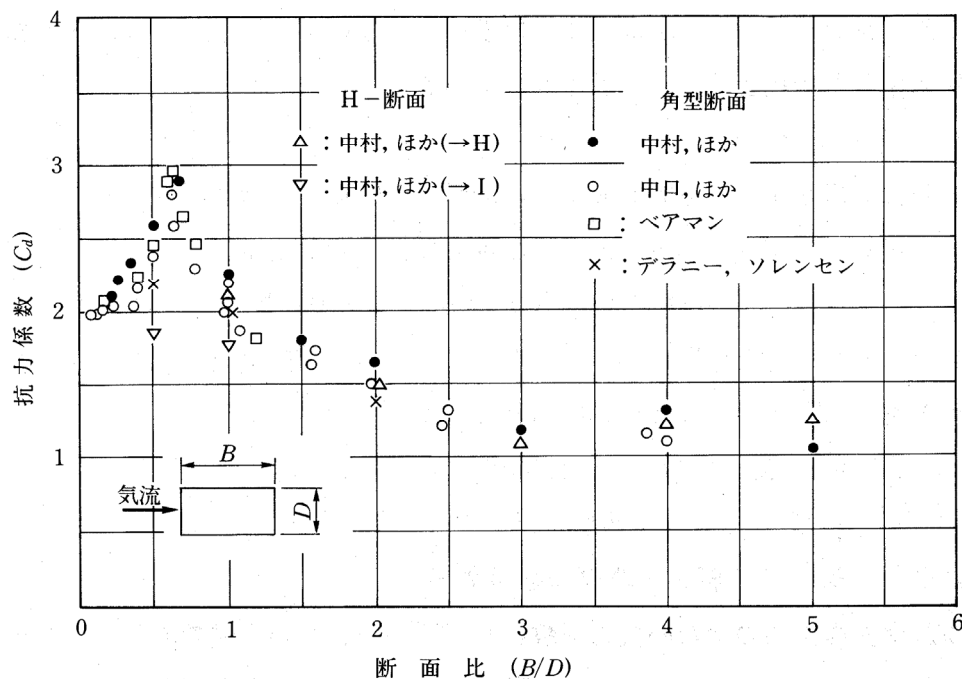
遮音壁, 落下物防止柵を橋床の一部として, それに作用する風荷重を考慮する.

風上側にある橋梁付属物の抗力係数は, プレートガーダーの場合を除いて 2 主構トラスの橋床と同様に 1.6 としてよい. プレートガーダーの場合には, プレートガーダーの抗力係数と同一としてよい.

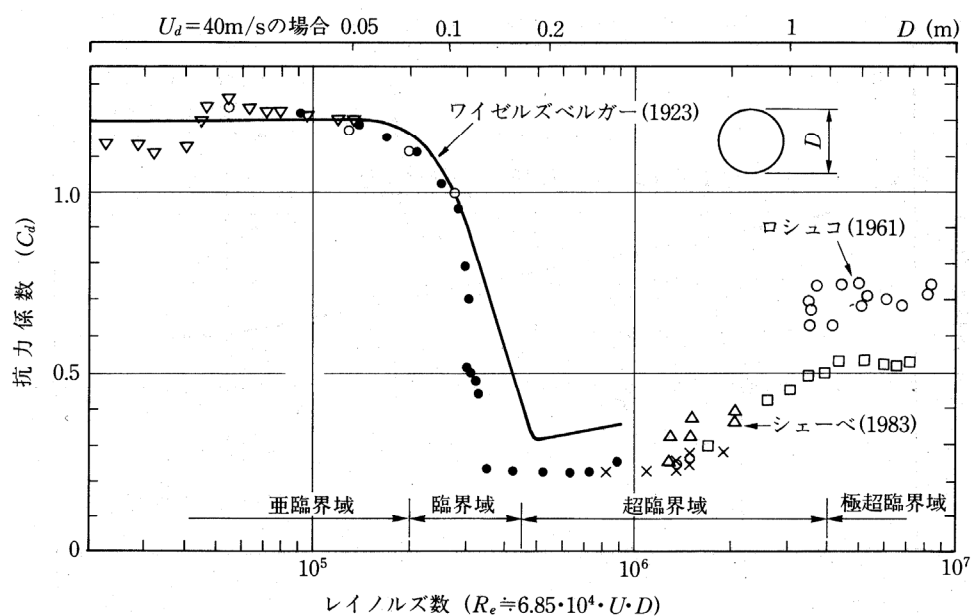
また, 風下側にある遮音壁, 落下物防止柵に作用する風荷重は無視してよい.

● 下部構造

円形および小判形の場合は 0.8, 角形の場合は 1.6 を適用する.



(1) 角形断面の抗力係数



(2) 円形断面の抗力係数

図 3.6 角形, 円形断面の抗力係数

投影面積

正確には有効鉛直投影面積であり, 風荷重の作用方向に直角な鉛直面に対する構造物の構造実方向単位長さあたりの平均投影面積である。

橋梁の場合, 主桁, 縦桁, 床版, 地覆, 防護柵, 遮音壁および活荷重に対しては風上側側面の投影面積のみを考慮し, 中央分離帯部, 風下側の地覆, 防護柵は含めないほか, 路面, 床版の横断勾配の影響は含めない。また, アーチ橋のアーチ部材, 補剛桁, 吊材および支柱, 吊橋・斜張橋の塔およびケーブルなどで風下側にも部材が配置される場合には, 風下側部材の風上側側面の投影面積も考慮する必要がある。

ガスト応答係数 G

ガスト応答係数 G は風速の時間変動 (乱れ) を考えた時の最大瞬間風荷重と時間平均風荷重との比として定義される。

$$\text{ガスト応答係数 } G = \text{最大応答値} / \text{平均抗力による応答値}$$

ガスト応答係数は, 風の変動特性のみならず構造物の振動特性や着目する応答量によっても異なる。道路橋示方書で与えられる値 (1.9) は, 道路橋示方書が対象とするような風の作用が支配的とならない橋梁に対して, 設計の便宜を図る目的で安全側の値を設定しているものである。構造の規模が大きくなり, 風の作用が大きくなるような構造に対しては, 個別に検討を行う必要が生じる。具体的には, 変動風と構造とをモデル化し, 変動風による構造の応答解析 (ガスト応答解析) を実施し, 着目する部位の断面力の最大瞬間値の期待値と時間平均値との比から G を求めることになる。

風荷重の載荷方法

風荷重を算定する際には, 通常, 構造物に直角な方向から風が吹くことを前提としている。これは, 直角方向からの場合が最も風荷重が大きくなるためである。道路橋示方書においては, 構造物の風上側の有効鉛直投影面積の図心位置に, 考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように単位長さあたりの風荷重を載荷する。単位長さあたりの風荷重を橋軸方向にどのように分布させるかについては, 議論の余地があるが, 道路橋示方書では, 風荷重は橋梁の水平剛度の確保のために用いられることなどを考慮し, 考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように分布させることとしている。

ただし, 規模の大きな橋梁の場合には, 橋軸直角方向だけでなく, 橋軸方向からの風荷重によっても応力, 変位が生じることから, 設計においては橋軸直角方向からの風荷重と橋軸方向からの風荷重を組み合わせ設計を行っている。

橋梁構造に対する風荷重値

単位面積あたりの風荷重もしくは単位長さあたりの風荷重の値が道路橋示方書に定められている。

- プレートガーダー

[活荷重無載荷時]

$$P(kN/m) = \begin{cases} (4.0 - 0.2(B/D))D & 1 \leq B/D < 8 \\ 2.4D & 8 \leq B/D \end{cases} \quad (3.12)$$

ただし、最低値は 6 kN/m.

[活荷重載荷時]

活荷重無載荷時の 1/2 + 活荷重に作用する風荷重 (1.5 kN/m)

- 2 主構トラス

[活荷重無載荷時]

$$\text{トラス } p(kN/m^2) = 2.5/\sqrt{\phi} \quad (3.13)$$

$$\text{橋床 } p(kN/m^2) = 3.0$$

ただし、最低値は 6 kN/m(載荷弦), 3 kN/m(無載荷弦).

[活荷重載荷時]

活荷重無載荷時の 1/2 + 活荷重に作用する風荷重 (1.5 kN/m)

- その他の形式

桁の形状に応じてプレートガーダーあるいは 2 主構トラスの風荷重を適用.

アーチ橋のアーチ部材, 補剛桁, 吊材および支柱, あるいは吊橋・斜張橋の塔, ケーブルおよび吊材の風上側部材に作用する活荷重無載荷時の風荷重

$$\text{角形断面 } p(kN/m^2) = 3.0 \quad (3.14)$$

$$\text{円形断面 } p(kN/m^2) = 1.5$$

なお, 風下側部材に作用する風荷重は, 角形断面では風上部材の 1/2 (= 1.5 kN/m²), 円形断面では風上部材と同じ値 (= 1.5 kN/m²) とする. また, 活荷重載荷時の風荷重は, 活荷重無載荷時の 1/2 とする.

- 遮音壁を有する橋梁に作用する風荷重

遮音壁を有する橋梁で, 周囲に住宅が密集している場合には, 上部構造と下部構造に作用する風荷重を 0.8 倍に低減することができる.

- 並列する橋梁の風荷重

プレートガーダーが近接して並ぶ場合，単独の場合の抗力と異なることが風洞試験で確認されている．道路橋示方書では，並列の効果による上部構造に作用する風荷重の補正係数を表 3.2 のように定めている．

表 3.2 並列の効果による上部構造に作用する風荷重の補正係数

	並列の効果による風荷重の補正係数			
上部構造の設計	1.3			
下部構造の設計	S_h	風上側	風 下 側	
	$S_h \leq 0.5 B_1$	1.3	1.3	
	$0.5 B_1 < S_h \leq 1.5 B_2$	1.3	$S_v \leq 0.5 D_2$	0.3
			$0.5 D_2 < S_v \leq 1.5 D_2$	1.0
			$1.5 D_2 < S_v \leq 2.5 D_2$	1.2
	$1.5 B_2 < S_h \leq 1.5 B_1$	1.3	1.0	

● 下部構造に作用する風荷重

橋軸直角方向および橋軸方向に作用する水平方向の荷重で，同時に 2 方向には作用しないとする．風荷重は，抗力係数を 1.6 と 0.8 として定められた値が適用され，風向方向の有効鉛直投影面積にこの風荷重を作用させる(表 3.3 参照)．

表 3.3 下部構造に作用する風荷重 (kN/m²)

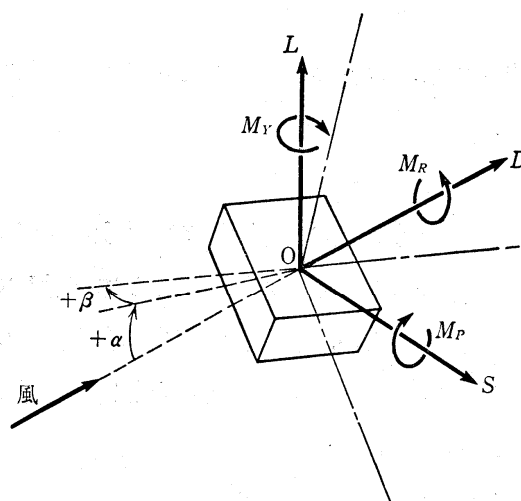
軀体の断面形状		風荷重
円形 小判型	活荷重載荷時	0.75
	活荷重無載荷時	1.5
角形	活荷重載荷時	1.5
	活荷重無載荷時	3.0

2) 静的空気力 (定常空気力)

構造物に作用する空気力は，厳密には 6 成分の空気力(6 分力)によって表現することができる．これらは，図 3.7 に示すように抗力(Drag)に加えて，風直角鉛直方向の揚力(Lift)，風直角水平方向の横力(Side force)とそれぞれの力成分回りの回転モーメント，すなわちローリングモーメント(Rolling moment)，ヨーイングモーメント(Yawing moment)，ピッチングモーメント(Pitching moment)あるいは空力モーメントである．

$$\begin{aligned}
 D &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B C_D \\
 L &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B C_L \\
 S &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B C_S \\
 M_R &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B^2 C_{MR} \\
 M_Y &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B^2 C_{MY} \\
 M_P &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B^2 C_{MP}
 \end{aligned}
 \tag{3.15}$$

ここで、 B は代表長、 C_D , C_L , C_S , C_M , C_M , C_M は、それぞれ抗力係数、揚力係数、横力係数、ローリングモーメント係数、ヨーイングモーメント係数、ピッチングモーメント(空力モーメント)係数であり、単位長さあたりの風荷重(空気力)と動圧との比として定義され、通常、風洞実験によって計測される。



(a) 風軸に関する風力成分

図 3.7 6 分力の定義

3) 動的作用モデル

風による作用は、風(風速)に伴う空気力によって様々な現象を引き起こす。構造物の規模が比較的小さく、剛な場合には、風荷重による変形や応力を考慮することで十分であるが、構造物の規模が大きくなり、可撓性に富むようになると振動現象に対する考慮が必要となる。空気力は、平均的な風速成分による静的空気力あるいは定常空気力、時間的・空間的に風速が変動することによる変動空気力あるいはガスト空気力、構造物の動きに伴って生じる自励空気力あるいは非定常空気力に大別される。このうち、1)で述べた風荷重には、定常空気力と変動空気力が簡便的に考慮されている。構造物の規模が大きくなり、風の作用が支配的になる場合には、より精緻な方法によって風の作用を検討する必要があるが、以下にその取扱い法について述べる。

いま、図 3.8 に示す構造物に変動風速 $U + u$ が作用する場合の風荷重を考える。この場合の風荷重は、構造物の動きに対する相対風速を考えることで、以下のように表される。

$$P = \frac{1}{2} \rho (U + u - \dot{x})^2 A_n C_D \quad (3.16)$$

ここで、 $\dot{x}$ は構造物変位の速度である。

上式を展開し、微少量の 2 次項を省略することで、以下ようになる。

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2} \rho (U^2 + u^2 + \dot{x}^2 + 2Uu - 2U\dot{x} - 2u\dot{x}) A_n C_D \cong \frac{1}{2} \rho (U^2 + 2Uu - 2U\dot{x}) A_n C_D \\ &= \frac{1}{2} \rho U^2 A_n C_D + \rho Uu A_n C_D - \rho U\dot{x} A_n C_D \end{aligned} \quad (3.17)$$

すなわち、第 1 項が定常空気力、第 2 項が変動空気力、第 3 項が非定常空気力を表し、構造物への作用、風荷重(空気力)が近似的には定常空気力、変動空気力、非定常空気力の線形重ね合わせで表せることを示している。なお、以上の展開は主流風速成分による 1 自由度系についてのものであるが、鉛直および水平風速成分も考慮した多自由度系に対しても拡張できるものである。以下に、各空気力成分に対する具体の取扱い法について述べる。

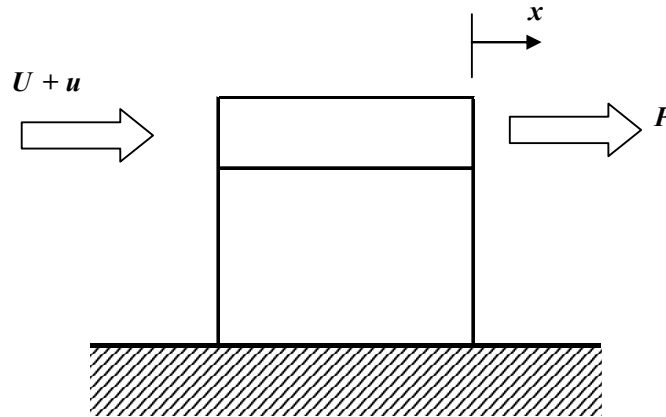


図 3.8 主流風速成分による構造物の空気力

4) 変動空気力 (ガスト空気力)

風の時間変動作用に起因する変動空気力(ガスト空気力)は以下のように表される。ガスト応答係数は、道路橋示方書では簡易的に 1.9 として与えられるが、構造物の規模が大きくなり可撓性に富むようになると、ガスト応答の影響をより精緻に評価する必要がある。その際には、風速の時間変動特性をより精緻に考慮して、ガスト応答係数を求める必要がある。この作業を通常ガスト応答解析といい、ガスト応答解析に用いられる変動空気力モデルを以下に示す。

$$\begin{aligned} D_b &= \frac{1}{2} \rho U_d B [2C_D \chi_D^u u + C'_D \chi_D^w w] \\ L_b &= \frac{1}{2} \rho U_d B [2C_L \chi_L^u u + (C'_L + C_D) \chi_L^w w] \\ M_b &= \frac{1}{2} \rho U_d B^2 [2C_M \chi_M^u u + C'_M \chi_M^w w] \end{aligned} \quad (3.18a, b, c, d)$$

ここで、 $(\cdot)$ は風の迎角に対するそれぞれの係数の勾配であり、通常迎角が 0 度での値を用いる。また、 u, w は風の主流、鉛直方向の変動風速である。さらに、 χ_F^r ($F = D, L, \text{ or } M, r = u \text{ or } w$) は空力アドミッタンスで、各風速成分の寄与する空気力成分ごとに定義される。この空力アドミッタンスは、非常にゆっくりとした風速変動はそのまま空気力変動に変換されるが、変動がだんだんと速くなるにつれて空気力変動への変換にロス(場合によっては位相差)が生じることを補正する役目をもつ。

すなわち、(3.18)式で与えられるガスト空気力は、変動風速 u, w の関数となっており、ガスト空気力が時間変動することを示している。したがって、構造物の運動方程式に時間変動するガスト空気力を外力として加えることで、構造物の時間変動応答が求められることになる。このようにして風の変動(乱れ)に起因する構造物の不規則振動応答を解析することをガスト応答解析と呼んでいる。

上式で示される変動空気力を用いてガスト応答解析を行う際には、変動風速場が定常不規則過程であると見なせることから、通常、振動数領域でのスペクトル解析手法が用いられることが多い。このとき、変動空気力は、変動風速 u, w のパワースペクトル密度関数を用いて表現されることから、風の変動特性のパワースペクトル密度関数は風速変動特性を表す重要なパラメータとなる。さらに、構造物が空間的に大きな広がりを持つ場合、すなわち変動空気力が多点入力となる場合には、風速変動の空間的な広がりを考える空間相関関数が必要となる。

5) 非定常(あるいは自励) 空気力

構造物の規模がさらに大きくなり、風による発散的な振動作用を考慮する必要があるような場合がある。これは、構造物の動きに伴って新たな空気力が付加され、振動が自励的に大きくなる現象であり、次の非定常空気力の作用として表される。

$$\begin{aligned} L_{ae} &= \pi \rho B^3 \omega^2 \left[L_{yR} \frac{y}{B} + L_{yI} \frac{\dot{y}}{B\omega} + L_{zR} \frac{z}{B} + L_{zI} \frac{\dot{z}}{B\omega} + L_{\theta R} \theta + L_{\theta I} \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right] \\ M_{ae} &= \pi \rho B^4 \omega^2 \left[M_{yR} \frac{y}{B} + M_{yI} \frac{\dot{y}}{B\omega} + M_{zR} \frac{z}{B} + M_{zI} \frac{\dot{z}}{B\omega} + M_{\theta R} \theta + M_{\theta I} \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right] \\ D_{ae} &= \pi \rho B^3 \omega^2 \left[D_{yR} \frac{y}{B} + D_{yI} \frac{\dot{y}}{B\omega} + D_{zR} \frac{z}{B} + D_{zI} \frac{\dot{z}}{B\omega} + D_{\theta R} \theta + D_{\theta I} \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right] \end{aligned} \quad (3.19a, b, c)$$

ここで、 ω は構造の円振動数、 y, z, θ はそれぞれ構造の鉛直、水平、ねじれ変位、 $(\cdot)$ は時間微分を表す。また、 $L_{yR}, L_{yI}, \dots, D_{\theta I}$ は、非定常空気力係数と呼ばれる無次元係数であり、構造の変位あるいは速度に比例して生じる非定常空気力の程度を表す。

また、Scanlan は、非定常空気力係数を Flutter Derivative と称し、以下のような定式化を使った。

$$\begin{aligned} L_{ae} &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B \left[KH_1^* \frac{\dot{y}}{U} + KH_2^* \frac{B\dot{\theta}}{U} + K^2 H_3^* \theta + K^2 H_4^* \frac{y}{B} + KH_5^* \frac{\dot{z}}{U} + K^2 H_6^* \frac{z}{B} \right] \\ M_{ae} &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B^2 \left[KA_1^* \frac{\dot{y}}{U} + KA_2^* \frac{B\dot{\theta}}{U} + K^2 A_3^* \theta + K^2 A_4^* \frac{y}{B} + KA_5^* \frac{\dot{z}}{U} + K^2 A_6^* \frac{z}{B} \right] \\ D_{ae} &= \frac{1}{2} \rho U_d^2 B \left[KP_1^* \frac{\dot{y}}{U} + KP_2^* \frac{B\dot{\theta}}{U} + K^2 P_3^* \theta + K^2 P_4^* \frac{y}{B} + KP_5^* \frac{\dot{z}}{U} + K^2 P_6^* \frac{z}{B} \right] \end{aligned} \quad (3.20a, b, c)$$

ここで、 $K(=\omega B/U)$ は換算振動数、 P_i^* 、 H_i^* 、 A_i^* ($i=1-6$)は非定常空気力係数(Flutter Derivative)である。

上に示した(3.19)、(3.20)式で与えられる非定常空気力は、結局、構造物の変位と速度に比例する形に整理される。すなわち、

$$P_{ae} = P_{ae,x} \cdot x + P_{ae,\dot{x}} \cdot \dot{x} \quad (3.20)$$

これを構造物の運動方程式に適用し、外力が変位と速度に比例することから、これらを左辺に移項すると、次のように整理される。

$$M\ddot{x} + (C - P_{ae,\dot{x}})\dot{x} + (K - P_{ae,x})x = 0 \quad (3.21)$$

ここで、 M 、 C 、 K はそれぞれ構造物の質量、減衰、剛性を表すが、上式は非定常空気力の作用で振動系の減衰と剛性が変化することを示している。特に、 $C < P_{ae,\dot{x}}$ の時には、振動系の減衰が負となることから、振動が発散することを示している。これが、発散振動の発現であり、ねじれを主体とするものであればフラッター、鉛直たわみを主体とするものであればギャロッピングとなって発現することになる。実際には、非定常空気力係数が換算振動数、あるいは換算風速の関数であり、多自由度構造物を対象とするため、後に述べるように(3.21)式の関係複素固有値問題として解くのが一般的である。

3.3 風の作用効果（風による現象）

風の作用は、既に述べたように空間的、時間的に変動し、また構造物の規模、特性にも影響され、多種多様な作用効果をもたらす。通常、構造物の設計の便宜から、風の作用を静的、動的現象に分類し、それぞれの作用効果に対して設計での対処法を定めている。

静的な変形、応力

風荷重を構造物に載荷して、解析的に求める。あるいは、風洞実験により求める。

動的な振動

風洞実験、あるいは風の作用モデルを用いて解析的に求める。解析的な手法としては、ガスト応答解析、フラッター解析などがある。風洞実験、解析による方法については後に述べることとする。

ほかに、道路橋耐風設計便覧では、現象毎に以下の推定式を規定している。これは、過去に行われた風洞実験データに基づき、安全側の設計結果を与えるよう決められている。

渦励振

鉛直たわみ渦励振

$$\text{発現風速 (m/s): } U_{cvh} = 2.0 f_h B$$

$$\text{最大振幅 (m): } h_c = \frac{E_h E_{th}}{m_r \delta_h} B$$

ねじれ渦励振

$$\text{発現風速 (m/s): } U_{cv\theta} = 1.33 f_\theta B$$

$$\text{最大振幅 (deg): } \theta_c = \frac{E_\theta E_{t\theta}}{I_{pr} \delta_\theta}$$

ここで、 f_h, f_θ はそれぞれたわみ、ねじれ固有振動数(Hz)、 B は桁幅(m)、 ρ は空気密度(kg/m^3)である。 m_r, I_{pr} はそれぞれ無次元質量、無次元極慣性モーメントで以下のように与えられる。

$$m_r = m / (\rho B^2)$$

$$I_{pr} = I_p / (\rho B^4)$$

m, I_p は橋の単位長さあたりの質量(kg/m)、極慣性モーメント($\text{kg}\cdot\text{m}$)である。

また、補正係数として

$$E_h = \frac{0.065 \beta_{ds}}{(B/d)}, \quad E_\theta = \frac{17.16 \beta_{ds}}{(B/d)^3}$$

である。 d は橋桁の有効高(m)、 β_{ds} は橋桁の形状に関する補正係数であり、次のように与えられる。

$$\beta_{ds} = \begin{cases} 2 & (\text{ブラケット長が有効高}d\text{の}1/4\text{以下でウェブが垂直な場合}) \\ 1 & (\text{上記以外の場合}) \end{cases}$$

さらに、 $E_{th}, E_{t\theta}$ は、気流の乱れによる一様流中で観測された振動応答の低減係数であり、次のように与えられる。

$$E_{th} = 1 - 15 \times \beta_t (B/d)^{1/2} \times I_u^2 \geq 0$$

$$E_{t\theta} = 1 - 20 \times \beta_t (B/d)^{1/2} \times I_u^2 \geq 0$$

β_t は橋桁の断面形状が六角形の場合には0、その他の場合には1とする。

フラッター

$$\text{発現風速 (m/s): } U_{cf} = 2.5 f_\theta B$$

ギャロッピング

発現風速(m/s): $U_{cg} = 8f_h B$ (地形が平坦な場合)

$$U_{cg} = 4f_h B \quad (\text{地形の影響により吹き上げ風が吹く場合})$$

3.4 照査基準

構造物の耐風設計における照査は、風による有害な振動(発散振動など)が発現しないこと、あるいは発現してもそれが設計で考える風速よりも高い領域であることを確認することが第1となる。次に、風による変位や渦励振などの振動応答の場合には、それが構造の許容値以下となることを確認しなければならない。

したがって、耐風設計を行う際には、構造物が建設される地点でどの程度の強さの風が想定されるかを見極める必要がある。この照査の基準となる風速(照査風速) U_{rf} は、設計基準風速をもとに決められる。ただし、現象に応じて照査風速を変える点に注意が必要である。

- 風荷重および風荷重による構造物変位の算定: 設計基準風速 U_d
- 渦励振: $U_{rf} = U_d < U_{cvh}, U_{cv\theta}$
- ギャロッピング: $U_{rf} = 1.2 \times U_d < U_{cg}$
- フラッター: $U_{rf} = 1.2 \times E_{r1} \times U_d < U_{cf}$

すなわち、風荷重や変位、渦励振の場合には設計基準風速、ギャロッピングやフラッターの発散振動の場合には設計基準風速に安全率 1.2 を掛けたものを照査風速としている。さらに、フラッターの場合には、風速の変動によってその発現が早まると考えられるため、照査を乱れのない一様流中で行う場合には、風速変動に関する補正係数 E_{r1} (1.1 程度) をさらに掛けることとしている。

3.5 制振対策

照査の結果、基準を満たさないことが判明した場合には、根本的に設計をやり直す場合を除き、何らかの対策(制振対策)を取らなければならない。特に空力振動に対する制振対策としては一般的に以下の方法がある。

- 減衰を増加させる方法
- 構造物の断面形状を変化させ、空気力学的特性を改善する方法
- 剛性を高め、風による振動の発現風速を高める方法
- 質量を増加させる方法
- 抑制力を作用させる方法

風の動的作用による空力振動を抑える場合、その励振力を低減させる方法と、減衰や質量付加などの構造側の対策とに大別される。前者は、空力振動が風と構造物との相互干渉の結果で、構造物まわりの流れのパターンに大きく左右されることに着目し、構造物の形状を変えたり、付加物を設置す

ることで流れのパターンを変え、励振力を低減させようとするものであり、空気力学(あるいは空力)的対策と呼ばれる。これは根本的な対策と言え、空力振動対策としては、可能な限りこの方法を採用するのが望ましい。一方、後者は振動力学の理論に基づいたものであり、構造力学的対策とも呼ばれる。種々の制約から形状変更や付加物の設置が困難な場合や、架設時などの短期間の対策の場合、ダンパーなどが用いられる。特に、架設時の対策などのように期間が限られる場合には、効果的な対策が選択しやすいこともあり、よく採られる方法である。

また、制振対策を選択する際には、維持管理の面を考慮する必要がある。構造物は長期間にわたって供用する必要があるため、例えば、ダンパーを設置した場合には、長期間にわたる性能の保証、定期的な点検が必要になる(故障、劣化、停電などへの対応)。また、経費的にもそれなりの出費を伴う。これに対して、空力的対策では、対策そのものに対する点検は不要であり、その意味では有利と言える。

既に述べたように、これまで長大橋の空力振動に対する制振対策としては、長期間の信頼性の観点から、架設時を除き、基本的に空力的対策が採られてきた。しかしながら、近年では、例えば、渦励振などの発散振動でない現象に対しては、ダンパーによる恒久対策も採られるようになっており、制振対策に対する考え方も多少変わってきている。また、吊橋や斜張橋の主塔架設時の制振対策としては、期間が限られていること、対処する振動現象が明確であることから、ダンパーによる対策が一般的であり、近年はより効率的なアクティブダンパーが用いられている。

第4章. 強風の予測法

耐風設計では、まず風の静的作用による風荷重を算出するために設計基準風速を求める必要がある。また、風の動的作用によるさまざまな振動現象に対して照査を行うために照査風速を求める必要がある。いずれも基本風速がこれらの基本となるが、基本風速は構造物建設位置の 10m 高さでの 10 分間平均風速として定義される。基本風速は、構造物の供用期間、重要性などから決められる再現期間に基づいて、確率的に定義される。例えば、橋梁の場合には通常、再現期間 100 年の風速が用いられるし、明石海峡大橋では 150 年が用いられている。

一方、既に見たように渦励振のように振動の発現風速域が限定され、発現振幅も許容値以下の場合には、振動の発現を許容することがある。そのような場合には、振動の繰り返しによる構造物の疲労が問題となる場合があるため、供用期間中にどの程度の振動回数が期待されるかを求める必要が生じる。風速の頻度分布も確率モデルで表現されることが知られており、これを用いれば、風による振動の構造物への累積疲労損傷度を算定することができる。

ここでは、風の風速頻度分布モデルと再現期待風速を与える確率モデルについて述べる。

4. 1 平均風速の頻度分布

特定の地点における平均風速値の分布は、次に示すワイブル分布によく従うことが確かめられている。

[累積分布関数]

$$F_V(V) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{V}{c}\right)^k\right] \quad (4.1)$$

[確率密度関数]

$$f_V(V) = \left(\frac{k}{c}\right)\left(\frac{V}{c}\right)^{k-1} \exp\left[-\left(\frac{V}{c}\right)^k\right] \quad (4.2)$$

ここで、 k 、 c はそれぞれ形状パラメーター、尺度パラメーターである。

ワイブル分布における平均値と分散値は k と c を用いて次のように表すことができ、またこの関係を使うことで、観測値から k と c を求めることが出来る。

$$\mu_V = c\Gamma\left(1 + \frac{1}{k}\right), \quad \sigma_V^2 = c^2\left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{k}\right)\right] \quad (4.3), (4.4)$$

ここで、 $\Gamma(\quad)$ は、ガンマ関数である。

図 4.1 は、比較的風の強い寿都(北海道)と室戸岬で観測された平均風速の頻度分布をワイブル分布と重ね合わせたものである。これより、ワイブル分布によって風速の頻度分布がよく表されていることが判る。

日本の気象官署で計測された風速データを解析した結果では、形状パラメータ k は概ね2程度になることが示されている。なお、大気の動きを等方性2次元乱流とみなし、地面に平行な風速成分が正規分布に従うと仮定すると、 $k=2$ としたレーリー分布となることが理論的にも証明される。

また、道路橋耐風設計便覧においては、全国の気象官署のデータから次式を風速頻度モデル式として示している。

$$P(U) = \exp \left[- \left(\frac{U}{0.166U_{50}} \right)^{1.46} \right] \quad (4.5)$$

ここで、 $P(U)$ は10分間平均風速が U を超える確率、 U_{50} は風速の50年再現期待値($U_d/1.07$ としてもよい)である。

さらに、風速の頻度分布においては、年最大風速の再現期待風速と異なり、大きな母集団サイズとなることから、風向別に風速頻度分布モデルを作成することができる。特に、構造物の空力振動の場合には、風向によってその発現特性が大きく変わることから、空力振動による構造物の疲労を検討する場合に有効である。

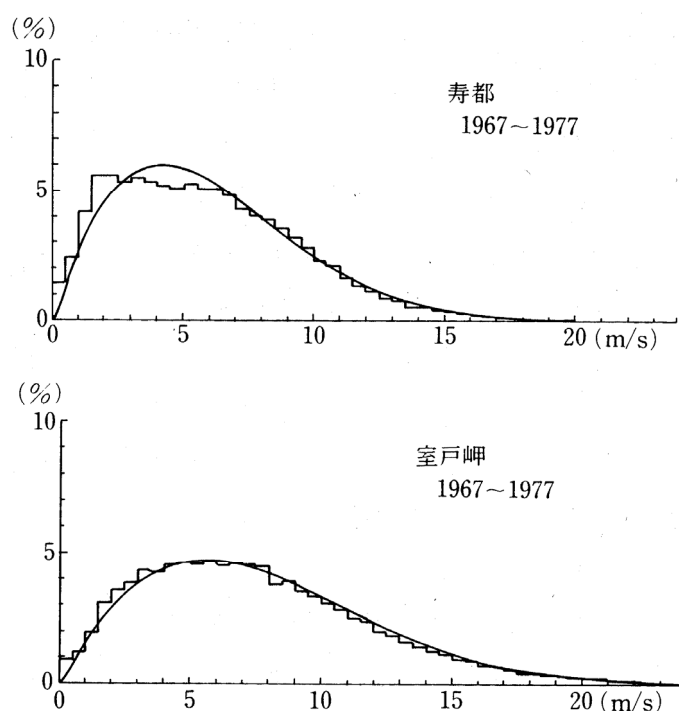


図 4.1 平均風速の頻度分布のワイブル分布へのあてはめ[4.1]

4. 2 年最大風速の分布

土木構造物は、通常数十年あるいは100年のオーダーで寿命を考えるため、基本風速は例えば100年再現期待値というカタチで決められる。そして、これは通常、年最大風速データから決められる。年最大風速は、年ごとには変化するが、年々の気象現象は独立で、確率統計的には同質な不規則変量または確率変量と見なせる。

いま、変量 x の同じ母集団からサイズ n の標本を N 個取り出すことを考える。各標本における n 個

の離散変量 x を順序統計量として, $x_1 \leq x_2 \leq \dots x_i \leq \dots x_n$ のように並べた時, 各標本での最大値 x_n は標本のサイズ n が大きくなると, ある分布に漸近する. このような漸近極値分布については Fisher-Tippet が理論的研究を行い, 母集団の性質によって I 型から III 型までの 3 種類の分布関数に分類している.

年最大風速に対する極値分布として最もよく用いられるものは, 次に示す極値 I 型分布 (Gumbel 分布) である. これは, 先に述べたように平均風速値の分布が指数型分布の一種であるワイブル分布に従うならば, その極値分布は I 型分布となることが理論的にも証明されることによる. なお, 年最大風速の極値分布形に関しては種々の議論があり, 極値 I 型が理論的には負の値も含むため, むしろ 0 の下限を持つ極値 II 型 (Frechét 分布) のほうが妥当であるとか, 自然風の風速には上限値があることから極値 III 型の適用も考えられるといったものであるが, ここでは確率論の詳細には立ち入らないこととする. また, 強風の成因には, 台風によるもののほか, 季節風や温帯低気圧あるいは前線によるものなどがあるが, これらの異なる成因による強風ではその極値分布形も異なるといった研究成果も示されており, 年最大風速データの取扱いには注意が必要である (この点に関しては, 後に再度触れることとする).

[極値 I 型累積分布関数]

$$F_V(V) = \exp[-\exp\{-\alpha(V-u)\}] \quad (4.6)$$

または,

$$F_S(s) = \exp[-\exp(-s)] , \quad s = \alpha(V-u) \quad (4.7)$$

ここで, α, u はそれぞれスケールパラメーター, 位置パラメーターである.

4. 3 極値統計に解析による基本風速の設定

式(4.6)の両辺の自然対数を 2 回取ると,

$$V = u - \frac{1}{\alpha} \ln[-\ln(F_V(V))] = u + \frac{s}{\alpha} , \quad s = -\ln[-\ln(F_V(V))] \quad (4.8)$$

となる. すなわち, 縦軸に線形目盛の V , 横軸に線形目盛の s あるいは二重対数目盛での $F(V)$ をとった図 4.2 に年最大風速データをプロットすると, 図 4.3 のように直線で表されることを示している. このとき, $s = 0$ すなわち $F_V(V) = 1/e = 0.364$ のときの V の値が s であり, 直線の傾きが $1/\alpha$ である. また, s のモーメントは平均値 $\mu_s = 0.577216\dots (= \gamma: \text{オイラー一定数})$, 分散 $\sigma_s^2 = \pi^2/6$ となることから, パラメーター α, u との間に次の関係が導かれる.

$$\alpha = \frac{1.282}{\sigma_V} , \quad u = \bar{V} - 0.450\sigma_V \quad (4.9)$$

ここで, $\bar{V}, \sigma_V$ はそれぞれ風速 V の標本平均, 標本標準偏差である.

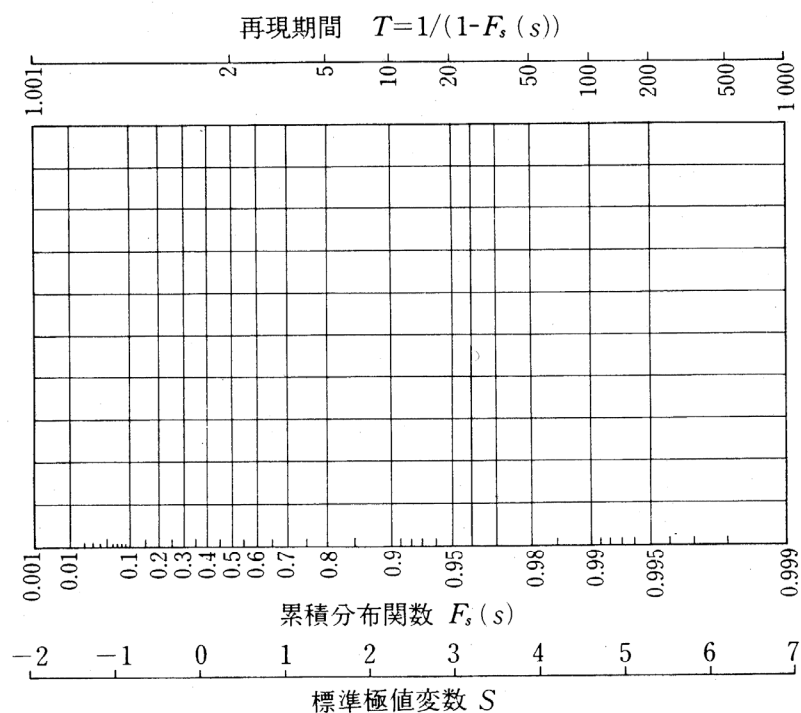


図 4.2 二重指数確率紙

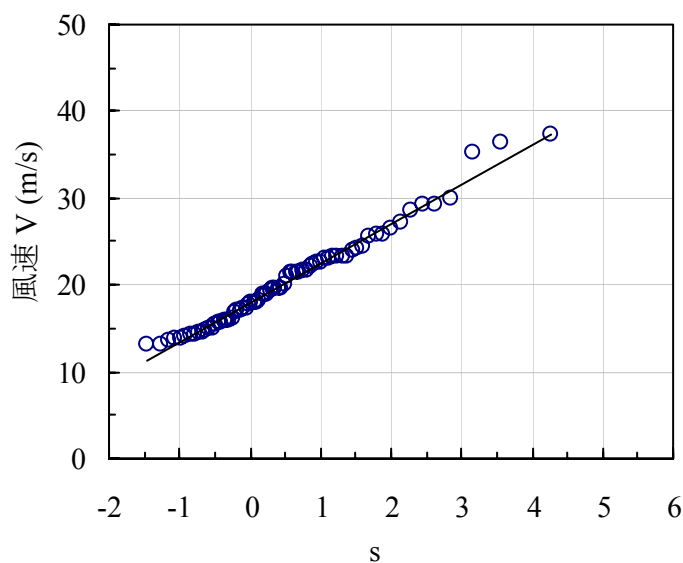


図 4.3 ある気象官署での 70 年間の年最大風速データの二重指数確率紙へのプロット

ある極値が何年に一度の割合で生起するかを示す期間を再現期間といい、年最大風速 V_T 以上の強風が平均して T 年に一度の割合で起きることが期待される場合に、この T 年を年最大風速 V_T の再現期間、 V_T を T 年再現期待値と呼ぶ。

次に、年最大風速の累積確率分布 $F_V(V)$ と再現期間 T との関係は、 $1 - F_V(V)$ がある風速レベルを超えない非超過確率を表すことから、

$$T = \frac{1}{1 - F_V(V_T)} \quad (4.10)$$

と表される。

実際に観測された年最大風速の順序標本について再現期待値を求める場合、極値 I 型分布を仮定して、標本平均と標本標準偏差から式(4.8)～(4.10)を用いれば、任意の再現期間に対する期待風速を求めることができる。また、順序標本を二重指数確率紙にプロットし、直線回帰を行うことでも再現期待風速を求めることができる。

後者の方法では、順序標本について大きい方から i 番目の値を超過する確率 P_i (経験的超過確率という) を求める必要があるが、経験的超過確率を求める方法にはいくつかのものがある。以下に代表的な方法を示す。

- ① $P_i = i/(n+1)$: Gumbel の方法
- ② $P_i = (i-1)/(n+1)$: 簡易 Pareto 法
- ③ $P_i = (2i-1)/2n$: Hazen の方法
- ④ $P_i = (i-a)/(n+1-2a)$: Gringorten の方法 (a は定数で二重指数分布の場合には 0.44)

これらのうち菊地原は③の Hazen の方法が最もよいとしている。

過去の風速記録から極値統計により基本風速を設定する際に、対象地点での風速記録がなく、構造物の建設に先立ち数年間の風観測が行われる場合がある。そのような場合には、近隣の気象官署等での同期間の風速データとの相関解析を行い、気象官署等のデータから得た再現期待風速値に相関係数を乗じることで、対象地点での基本風速の設定を行う方法もある。

また、再現期間が 100 年程度の基本風速を設定するにあたって、どのぐらいの期間の年最大風速データが必要かについては議論があるが、一般的には数十年の記録が用いられる。このような長期間のデータが得られない場合の代わる手法として、比較的短期間の風速データから再現期待値を推定する Gomes&Vickery の方法[4.2]がある。これは、Rice の閾値通過確率を適用し、平均風速の母集団分布 (weibull 分布) から再現期待風速を推定するものである。

$$U_R = U_1 + \frac{\ln R}{a} \quad (4.11)$$

ここで、 $U_1 = c \left[\ln N + (k-1) \ln \left(\frac{U_1}{c} \right) \right]^{1/k}$, $a = \frac{k}{c} \left(\frac{U_1}{c} \right)^{k-1} - \left(\frac{k-1}{U_1} \right)$, $N = 2\pi v_U \beta_U (k \sigma_U / c)$,

U_R : 再現期待風速, R : 再現期間, k および c : ワイブルパラメーター, σ_U : 風速 U の標準偏差, v_U および β_U : 上向き通過パラメーターでそれぞれ 675 および 0.36。なお、 v_U および β_U は、シドニーでの 5 年間 (1965-1969) のデータに基づくものであり、場所が異なれば値も異なることに注意が必要である。さらに、この手法では風の成因が均質であることが必要であり、希に発生する大型台風などを考慮することは難しい。

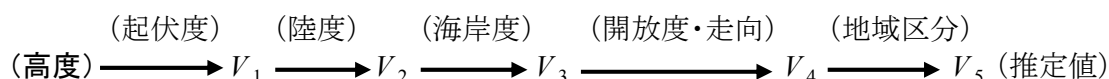
さらに、日本における強風の成因としては、台風、季節風、温帯低気圧などが考えられるが、台風、季節風、低気圧・前線の 3 種類の成因別に強風の極値統計解析を行った研究によると、成因に分け

ずに極値統計解析を行ったものよりも極値分布への適合度が改善され、精度の高い再現期待値が得られるとしている。

4. 4 地形因子解析による基本風速の設定

風速の観測値がない地点の再現期待風速を求める場合には、既往の資料のある多数の観測地点の資料を基に、風速に影響する因子(地形因子)と風速の関係を求めておき、対象地点の因子の値から必要な風速を求める地形因子解析法が用いられることがある。

当初は、図式相関解析法という方法が用いられ、①高度、②起伏度、③陸度、④海岸度、⑤開放度、⑥走向、⑦適用地域区分の因子が用いられ、あらかじめ作っておいた因子毎の経験曲線から対象地点の地形因子パラメータを当てはめ、風速推定値を求めた。ただし、この方法は経験曲線作図の際の曲線の引き方に客観性を欠くことと大量のデータ処理に適さない問題がある。



これに代わる手法として多重回帰式による方法が現在では一般的である。これは、風速の再現期待値 V がその地点の地形因子 $x_1, x_2, \dots, x_N$ の多変数線形回帰式

$$V = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_N x_N \quad (4.12)$$

で表されたとする。重回帰係数 $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_N$ は、解析しようとする地域にある観測地点での風速と地形因子の値から求めておく。この方法では、多くの地形因子を考慮することが可能であり、最近での適用例においては、先にあげたものの他に、経度・緯度、海岸からの距離、傾斜、曲率、収れんとその方向、さらに因子によっては着目地点を中心とする円半径の大きさを何種類かに変化させるなどしてかなり多くの因子を考慮している。ただし、最終的には再現風速と地形因子間の単相関係数の大きなもの、および地形因子相互間の相関係数の小さなものを選び最適の地形因子を選択する必要がある。また、この方法では先に述べた地域区分は数量化が困難であるため、回帰分析は地域ごとに行う。図 4.4 に多重回帰式による相関解析の流れを示す。

多重回帰式による方法においては、風の成因別(台風、低気圧・前線性の風、季節風)に相関解析を行ったもの、常時風を対象に風向毎の相関解析を行い、風向毎のワイブルパラメータを求めたものなどがある。なお、風向毎に行った相関解析においては、地形因子の他に風向を示すダミー変数を加えて相関解析を行っている。

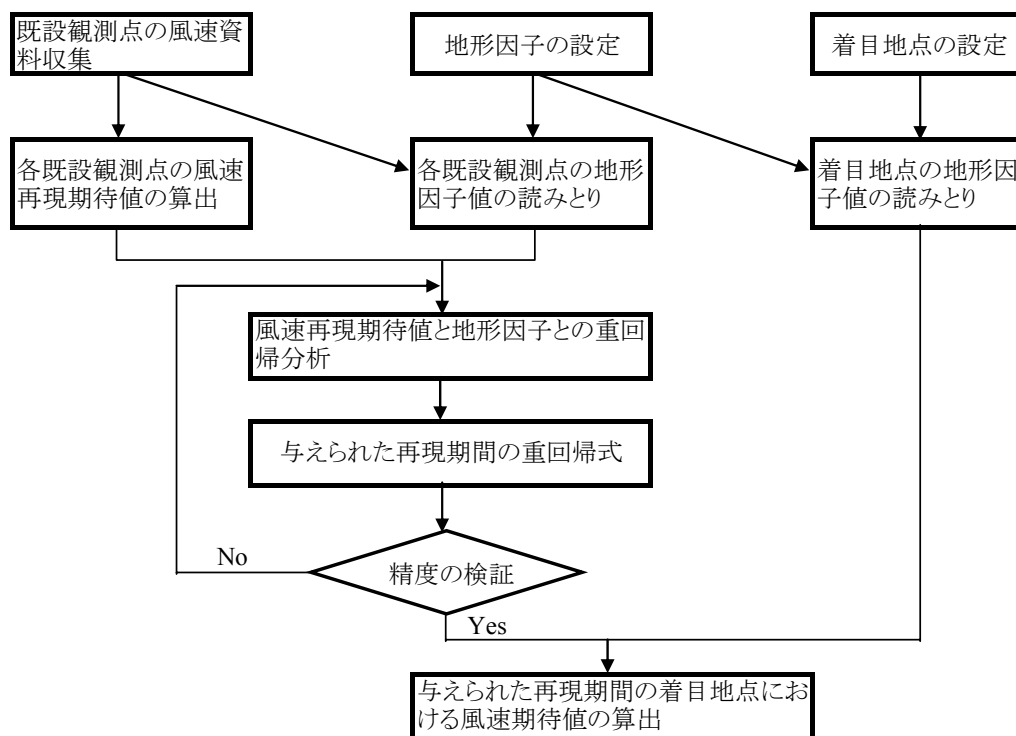


図 4.4 多重回帰式による相関解析の流れ

4. 5 台風シミュレーションによる基本風速の設定

北海道や東北地方を除く日本のほとんどの地点で、年最大風速は台風によってもたらされる。しかしながら、観測記録から極値解析によって再現期待風速を求めようとする、観測記録の長短で台風の影響度が異なり、その推定精度が問題となる。このような問題点を解決する方法として、過去に日本に上陸、接近した台風、あるいは発生した全ての台風のデータから台風特性（年発生数、中心気圧低下量、進行速度、最大旋衡風速半径など）の確率モデルを構築し、モンテカルロシミュレーションによって、例えば5千年、1万年といった長期間にわたる台風の発生、進行を模擬する台風シミュレーション手法を用いることができる。シミュレーションの結果、着目地点での台風毎の風速、風向などが得られ、これを1年毎に整理すれば年最大風速が得られ、シミュレーション期間での極値解析を行うことで着目地点での再現期待風速が求められる。この方法によれば、十分に長い期間でのシミュレーションを行うことで、極値解析で問題となる確率分布形の裾部の特性が安定して再現できる利点がある。さらに、風観測データからでは統計期間などの問題で困難とされる、風向毎の再現期待値の算定も行うことができ、基本風速の風向特性も検討することができる。ただし、この方法で得られる風速は、台風の気圧場を基にしているため地表地形の影響を受けない上空風速（傾度風速）であり、これを地表風速に変換する際の精度に注意が必要である。

台風シミュレーションには、大別して、地域限定型モデル（Region Specific Model）とサイト限定型モデル（Site Specific Model）の2つの方法がある。このうち、地域限定型モデルでは、モデル台風を日本の南海上で発生させ、その後の進行、盛衰を確率的にシミュレートするものである。一方、サイト限定型モデルでは、基本風速を求めようとする地点を含む一定の地域を通過した台風統計から台風の確率モデルを作成し、対象地点での風速特性をシミュレートしようとするものである。

図 4.5 に、一例として、地域限定型モデルでのシミュレーション結果を示す。これは、日本南海上で過去 50 年間に発生した台風の統計データを用いて確率モデルを作成し、5,000 年に相当する期間での北西太平洋上での台風をシミュレートしたものである。東京を対象地点とすると、1 年毎に年最大風速を整理することができ、その結果を基に極値統計解析を行うことで、任意の期間の再現期待風速を求めることができる。また、この例では、台風の強度に影響を及ぼす海面水温をパラメータとして組み込み、将来の海面水温予測データを使うことで、海面水温の上昇が再現期待風速に与える影響を調べている[4.3]。

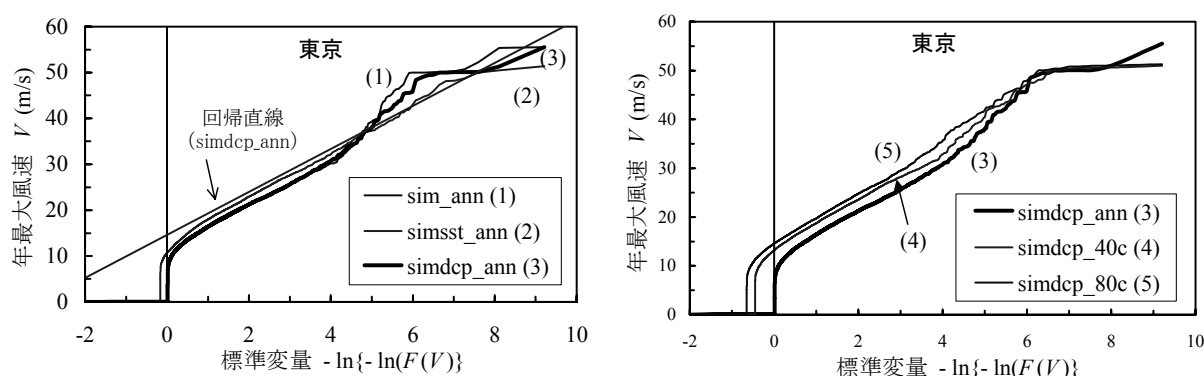


図 4.5 地域限定型モデルによる台風シミュレーション結果の一例

4. 6 地形模型風洞試験による方法

基本風速を求める地点が平坦な地形ではなく、切り立った斜面の近傍や溪谷部などでは、風は地形の起伏の影響を大きく受け、上空とは異なる複雑な吹き方をする事が予想される。また、基本風速を求めようとする地点に風の観測データがあるとは限らない。このような場合、上空風速と地表風速との比、あるいは風速の推定されている基準地点の風速と着目地点の風速・乱れ強さの比を地形模型風洞試験によって求めることができる。

旧くは関門橋や本州四国連絡橋の基本風速を決める際に、他の方法と併用して地形模型風洞試験が行われたことがある。この際、風洞試験に用いる模型は、着目する地域の数倍以上の範囲をカバーしなければならないので、模型縮尺が通常は 1/500～1/10,000 程度とかなり小さなものとなり、測定精度があまり高くないという問題がある。

4. 7 数値流体計算による方法

地形の影響を受ける場合の風の予測は、既に述べた地形模型を使った風洞試験によることができる。しかしながら、地形模型の製作に時間と費用がかかり、再現可能な地形範囲も風洞の大きさに制限されるため、それほど自由度は高くない。一方、近年、計算機や流体計算技術の進歩に伴って、地形模型風洞試験に代わる風の予測計算が可能となってきた。

例えば、地形の影響を受ける場所での基本風速を評価するには、局地風モデルと風観測とを組み合わせる方法がある。局地風モデルでは、流体力学の基本方程式であるナビエ・ストークス方程式を基礎として数値解析により複雑地形上の風を予測する。この方法は風洞実験のような制約を受けることがなく、広い範囲の地形を取り扱うことができる。また数値解析では解析空間内のすべての風速データを一度に得ることができるため、風洞実験に比べて低コストかつ短時間で複雑地形上の

局所風況を予測できるメリットがある。しかしながら、局地風モデルは対象地域内における風速の相対的な変化を予測することはできるが、風速の絶対値が求められない問題もある。そこで、風観測（参照観測）と併用することにより、対象地域内の風速の絶対値を求めることが行われており、すでに実際の橋の耐風設計に用いられている。ただ、参照用の観測にも多大の時間と費用が必要であり、また建設地点の近くに気象官署のない場所では利用できない問題がある。

以下に、局地風モデルを用いた解析例[4.4]を示す。これは、北海道積丹半島先端の一部を対象とした解析例であり、縮尺 1/2000 の地形模型を用いた風洞実験も実施されている。図 4.6 に地形の等高線と測定点の配置を示す。この図から分かるように、測定点 B, C, D では S 風向から W 風向にかけて複雑に入り組んだ地形が広がり、谷に沿う風が大きく増速することが予測される。事実、風洞実験から、地上 40m の高さでは 30% 以上の風速の増加が予測されている。

図 4.7 は地点 B での地上 40m における数値解析と測定値との比較結果を風向別風速比で示したものである。図中の点線が実験値、実線が解析結果を示す。局地風モデルによる予測結果は風洞実験の結果をよく再現している。数値解析による風予測のメリットは解析空間内のすべての風速データを一度に得ることができ、風速の空間分布を容易に知ることができる点である。図 4.8 には B 地点付近における南西風向の地上 10m での風速ベクトルを示す。図中の色の濃いところは高い標高を表している。B 地点の南には南南西向きの深い谷があり、風が南西から吹くときに、B 地点での地表面付近の風の風向は南向きに変化していることが分かる。

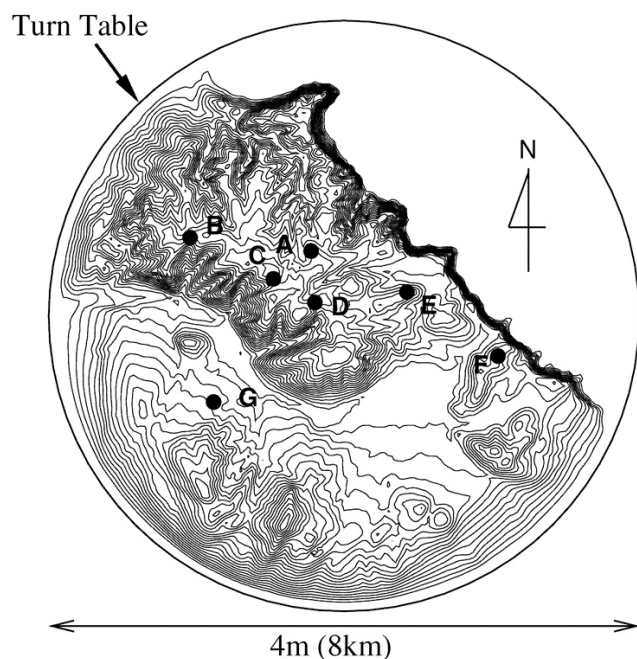


図 4.6 地形の等高線と測定点の配置[4.4]

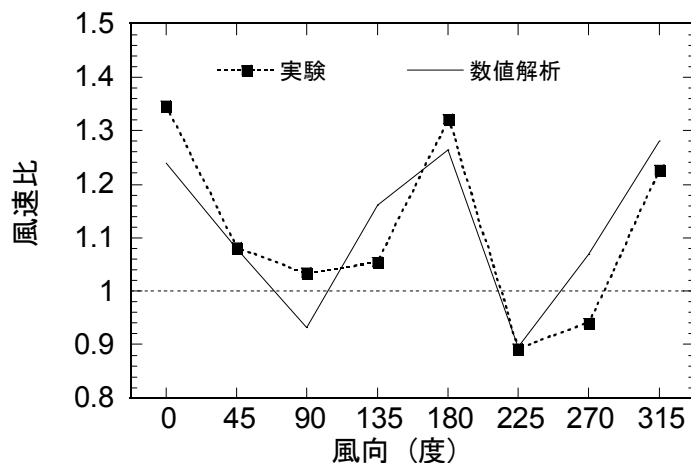


図 4.7 観測点Bにおける地上 40m での風向別風速比[4.4]

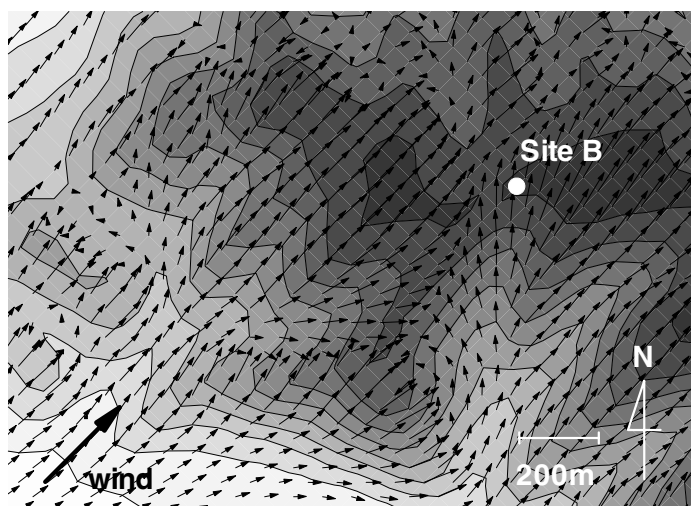


図 4.8 観測点Bにおける地上10mでの風速ベクトル図[4.4]

第4章参考文献

- [4.1] 日本鋼構造協会編:構造物の耐風工学, 東京電機大学出版局, 1997.
- [4.2] L. Gomes and B. J. Vickery, Extreme wind speeds in mixed wind climates, *J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.2, No.4, pp.331-344, 1978.
- [4.3] 勝地弘, 山田均, 宮田利雄, 斎藤智久:海面水温の影響を導入した台風シミュレーション, 日本風工学論文集, Vol.29, No.3, pp.1-17, 2004
- [4.4] 石原孟:風の予測, 橋梁と基礎, Vol.36, No.8, 2002

第5章. 風洞試験法

既に述べたように構造物への風の作用は、構造物まわりの流れのパターンに支配される。そして、その流れのパターンは、構造物の形状、流れの剥離、レイノルズ数、流れの乱れ、構造物の運動状況などに影響を受け、千差万別である。このような状況下で、構造物への風の作用を的確に評価するためには、水理模型実験と同様に構造物の縮尺模型を風洞内に設置し、それに風を作用させて構造物の応答を調べる方法、すなわち風洞試験が古くから行われてきた。近年では、構造物まわりの流れのパターンを表現するナビエ・ストークスの方程式を計算機によって解き、流れの状況や構造物の応答を数値計算で求めようとする数値流体力学(Computational Fluid Dynamic)も用いられるようになってきている。ただし、CFD は計算上の制約から構造物まわりの流れを完全には再現できるまでに至っておらず、特に動的な問題に対しては、課題が多いようである。したがって、構造物への風の作用のうち、特に動的作用に関しては、風洞試験が現在でも最も信頼のおける検討手段と言える。

構造物への風の作用を正確に捉えるためには、正しい風洞試験を実行する必要があるが、それは実物と模型の状況と関係づける相似則を適用するが必要となる。ここでは、風洞試験の概念と相似則を説明し、特に橋梁の風洞試験を例として、風洞試験の種類、方法について述べることにする。

5. 1 風洞

橋梁などの構造物の対風応答を調べる際に使われる風洞は、低風速風洞あるいは低速風洞と呼ばれ、最大風速が 30m/s 程度以下のものが多い。風洞の内部で風を回流させるゲッチングタイプと回流させずに風を通すだけの開放型のエッフェルタイプの2つがある(図 5.1 参照)。いずれのタイプでも送風機によって風を引き起こし、拡散胴、整流装置、縮流胴などの部分で風を整流して(乱れを小さく、一様流にする)風洞試験に用いる。

ゲッチングタイプでは、風を風洞内で回流させるために、外気の影響を受けにくい利点があるが、開放型のエッフェルタイプに比べて風洞施設が大規模となり、費用もかさむことになる。

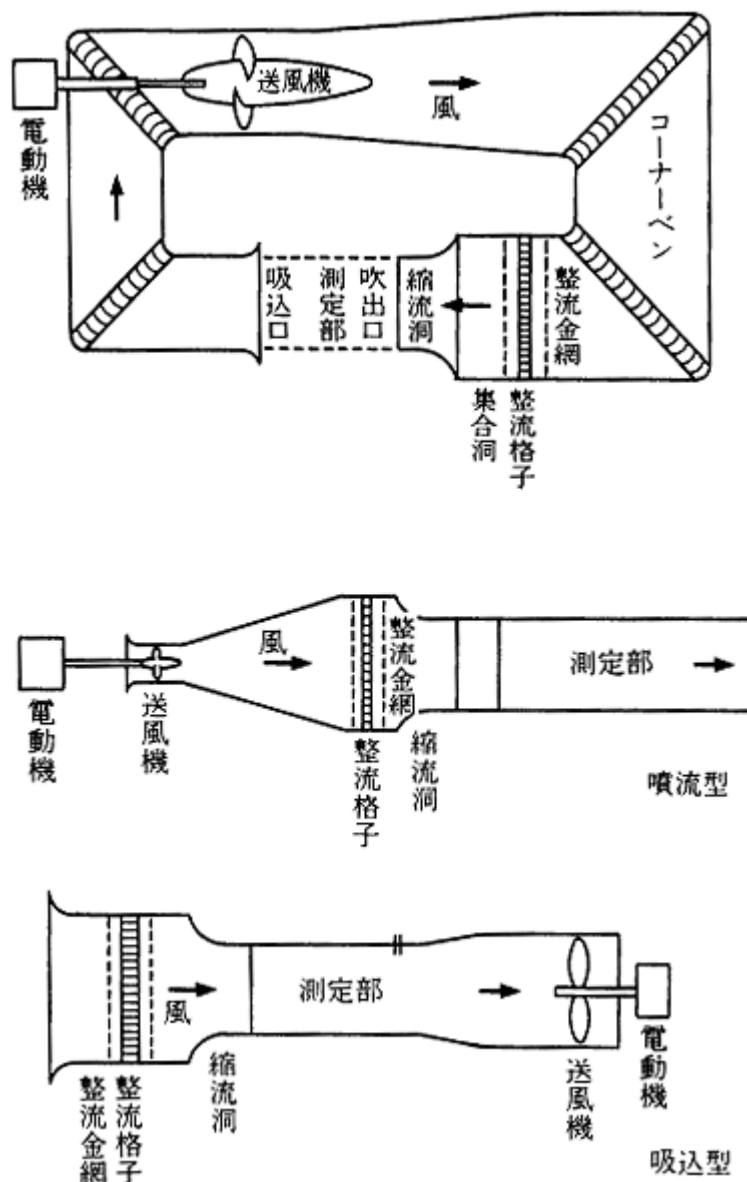


図 5.1 風洞の種類[5.1]

5. 2 風洞試験の種類

1) 模型化の違いによる分類

橋梁の橋桁を対象とした風洞試験の種類を表 5.1 に示す。橋桁の風洞試験のうち、従来から最も頻繁に行われてきた試験は、桁断面の静的な空気力係数(抗力, 揚力, 空力モーメント係数で 3 分力係数と呼ばれる)を求めるための静的空気力測定試験と, 対風応答を求めるためのバネ支持模型試験(単にバネ支持試験, あるいは部分模型試験ともいう)であり, これらについては試験方法の詳細な規定が本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説にある。また, 振動する物体に作用する空気力(自励空気力あるいは非定常空気力)を測定するための動的空気力測定試験, さらに断面まわりの流れの様子を観察するための可視化風洞実験がある。

このうち, バネ支持試験は, 橋桁の代表的部分を取り出して剛体模型を制作し, これを適当なバ

ネで支持して行う比較的簡便な方法であり、通常の大きさ(測定胴の幅 1~2m)の風洞を用いても十分な精度で橋桁細部(トラスト部材、高欄等)を模型化することができるなど大きな利点がある(図 5.2 参照)。

一方、橋全体の挙動が対風応答に及ぼす効果や、風の乱れの効果を精度よく把握するために、橋梁全体を弾性模型化して行う全橋模型試験、あるいはタウトストリップ模型試験が行われることもある。これらの方法によれば実橋の対風応答を(乱流の効果も含めて)ほぼ直接的に評価することができる。その反面、風洞の大きさに制限があるため模型が極度に小さくなってしまい、バネ支持試験の場合とは逆に細部の模型化が困難になるケースが少なくない。

流れの可視化風洞実験は、ドライアイス、流動パラフィンなどの煙を利用することで断面まわりの流れの状況を可視化しようとするものであり、断面形状の違いによる流れの状況の違いや流れの状況と対風応答性状との関連を調べる時などに用いられる。ただし、煙を利用することから実験風速が極めて低風速とならざるを得ず、レイノルズ数の影響に注意が必要である。

橋梁の対風応答を評価する際にどの方法が最適であるかは一概に決めがたく、試験の目的に応じていずれかの方法、あるいは複数の方法をあわせ行なって最終的な結論を得ることが望ましい。バネ支持試験、タウトストリップ模型試験、全橋模型試験の長所、短所を表 5.2 に示す。

一方、吊橋や斜張橋の塔の風洞試験法としては、塔柱の代表的部分の剛体模型を弾性支持して行うものと、塔全体を弾性模型化して試験を行うものがあるが、複数の振動モードが観測できると、境界層乱流での試験が行えることなどから、最近は後者が多く行われるようである。

表 5.1 橋桁の代表的な風洞試験方法[5.2]

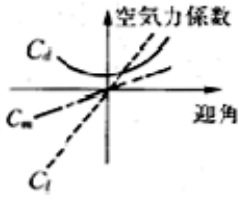
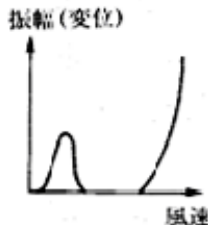
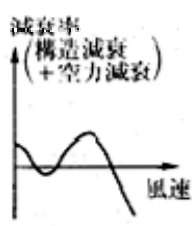
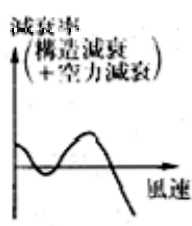
測定項目		風洞試験名	模型化範囲	試験方法	試験結果例
静 的 空気力係数	抗力 (C_d) 揚力 (C_l) 空力モーメント (C_m)	静的空気力測定試験 (三分力試験)	橋げたのみ (剛体模型)	けた部分模型 + 天 秤 (ロードセル)	
		バネ支持模型試験	橋げたのみ (剛体模型)	けた部分模型 + コイルバネ	
		タウトストリップ 模型試験 (あるいは 剛性棒模型 試験)	橋げたのみ (弾性模型)	けた外形材 + ピアノ線 (あるいは 剛性棒)	
動 的 挙 動	変 位 空力減衰	全橋模型試験	橋げた (弾性模型) 〔 塔 ケーブル 〕	けた外形材 + けた剛性棒 + (塔 ケーブル)	

表 5.2 バネ支持模型試験, タウトストリップ模型試験, 全橋模型試験の比較[5.2]

	方 法	相 似 性						実験の容易さ	コ ス ト	所要風洞サイズ
		模 型 細 部	試 験 条 件			乱流特性(乱れ) のスケール等	塔、ケーブルの 空力的影響			
			*1) 振 動 数 比	構 造 減 衰	振 動 モ ー ド					
バネ支持模型 試 験	けた部分模型 + コイルバネ	◎	○	◎	×	*4) △	×	○	○	小
タウトストリ ップ模型試験 (あるいは 剛性棒模 型試験)	けた外形材 + ピアノ線 (あるいは 剛性 棒)	△	○	○	*3) ○	◎	×	○	○	中
全橋模型 試 験	けた外形材 + けた剛性棒 + (塔、ケ ーブル)	△	*2) ◎	△	◎	◎	◎	△	×	大

(注) *1) ねじれ振動とたわみ振動の振動数比。

*2) 模型製作後の調整は困難。

*3) 中央スパンの振動モードを正弦半波で相似。

*4) 通常どおり大きな模型を使うときには相対的に乱れのスケールが(過度に)小さくなる。

◎……合わせやすい、有利

○……合わせにくいこともある、普通

△……合わせにくい、不利

×……合わせられない、非常に不利



図 5.2 部分模型風洞実験の状況

2) 風洞気流の違いによる分類

風洞試験は、模型化方法の違いとは別に、風洞内気流の違いに着目して一様気流(単に一様流ともいう)中の試験と乱流中の試験に大別される。風洞試験は、元来、乱れのほとんどない一様流が多く使用されてきた。これは、自然風の乱れを統一的にモデル化することが困難であったこと、さらに風洞内で全ての乱流特性を精度よく再現することも困難であったことから、唯一無二の一様流を用いることで、異なる実験設備で行った試験結果も比較が容易になることなどを重視したものと考えられる。一様流試験では、橋梁の基本的な空気力特性を明らかにすることができる。本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説も一様流中の試験方法を規定したものである。

一方、自然風は時間的にも空間的にも変動する乱流であり、最近の研究成果によれば、乱流中での構造物の振動特性は一様気流中でのそれと比べて異なる場合が少なくない。例えば、橋桁の発散振動および渦励振に関しては、一様流中での試験結果は安全側の推定となることが多い。このため、風洞試験では自然風の乱れの影響を考慮に入れることが望ましく、実際の設計基準でも乱流試験の規定や評価法なども取り込まれている。

5. 3 風洞試験の相似則

橋梁の風洞試験を行う場合、実橋と模型の両者の物理的現象が共通となるよう、流れの相似性および橋梁の動的挙動の相似性を確保する必要がある。これらの相似条件を求めるためには次元解析が有効であるが、一般には基礎方程式(ナビエ・ストークスの運動方程式、橋梁の運動方程式)から導く方法が用いられている。

1) 一様流中での風洞試験

一様流中で橋梁の風洞試験を行う場合、実橋と模型との間で相似すべきパラメータは、幾何学的形状のほか次に示す 5 つの無次元パラメータとなる。

- (Ⅰ) 慣性パラメータ(密度比) ρ_s / ρ
- (Ⅱ) 弾性パラメータ(コーシー数の逆数) $E / (\rho U^2)$

(Ⅲ) 重力パラメター (フルード数) gD/U^2

(Ⅳ) 粘性パラメター (レイノルズ数) UD/ν

(Ⅴ) 構造減衰 (ここでは対数減衰率) δ_s

ここに, ρ , ρ_s はそれぞれ空気, 材料の密度, E は材料の弾性係数, U は平均風速, ν は空気の動粘性係数, D は代表長 (幅 B , 高さ D など) である.

(Ⅰ) の慣性パラメターは, m , I_p をそれぞれ構造物の単位長さあたり質量, 極慣性モーメントとして,

$$\rho_s/\rho = (\rho_s D^3/D)/(\rho D^2) = m/(\rho D^2) \quad (5.1)$$

$$\rho_s/\rho = (\rho_s D^5/D)/(\rho D^4) = I_p/(\rho D^4) \quad (5.2)$$

と置き換えられることがある.

(Ⅱ) の弾性パラメターは, 構造物の固有振動数を f , 断面 2 次モーメントを I とすると, $f \sim [EI/m]^{1/2}/D^2$ の関係があることから, 次のように置き換え可能である.

$$E/\rho U^2 = (EI/D^2)/(\rho U^2 D^2) \sim (f/U)^2 (m/\rho) \sim (fD/U)^2 (m/(\rho D^2)) \quad (5.3)$$

したがって, (Ⅰ) の慣性パラメターが相似されている場合には, (Ⅱ) の弾性パラメターは無次元振動数 fD/U (あるいは無次元風速 $U/(fD)$) で置換えられることになる.

(Ⅲ) の重力パラメター (フルード数) は, 吊橋の全橋模型試験において死荷重によるケーブル張力を相似させる必要のあるような場合には一致させる必要がある. 一方, 桁橋の全橋模型試験, 橋桁のバネ支持試験やタウトストリップ模型試験, 塔の風洞試験等によってそれらの動的挙動を求めるような場合には, 模型の復元力がそれらの弾性的性質のみによって定まり, 重力が関与しないと考えられるので無視できる場合が多いが, ケーブルとの共振をも考慮に入れたときには相似させる必要が生じる.

(Ⅳ) の粘性パラメター (レイノルズ数) を一致させることは, 一般の風洞で構造物の模型試験を行う場合には不可能に近いが, 橋の構成部材は角ばった断面であることが多く, 流れの剥離点がレイノルズ数に依存せず角に固定されると考えられるため, 通常は無視する. ただし, 例えば全橋模型試験においてケーブルに作用する抗力を相似させようとするような場合には, レイノルズ数の影響を考慮に入れて模型の設計を行う必要がある.

(Ⅴ) の構造減衰を相似させることは必ずしも容易でない. とくに吊橋や斜張橋の全橋模型試験を行う場合には, 模型の構造減衰が所要値を大きく上回ることが多いので, 模型細部 (剛性棒と外形材の取付け部や沓の部分) の設計に細心の注意を払う必要がある.

以上より, 長さの縮尺率を $D_m/D_p = 1/n$ (添字の m , p はそれぞれ模型, 実物をさす) としたときの緒元の縮尺率は表 5.3 のように示される.

表 5.3 模型諸元の縮尺率[5.2]

	吊橋の全橋模型試験等	斜張橋 ^{*3)} やけた橋の全橋模型試験, バネ支持模型試験, タウトストリップ模型試験, 塔の風洞試験等
相似パラメーター	慣性パラメーター 弾性パラメーター 重力パラメーター 構造減衰	慣性パラメーター 弾性パラメーター 構造減衰
長さの縮尺 時間の縮尺	$1/n$ $1/\sqrt{n}$	$1/n$ f_p/f_m
①風速:	$U_m/U_p=1/\sqrt{n}$	$f_m/(n \cdot f_p)$
②単位長さあたり質量 ^{*1)} :	$m_m/m_p=1/n^2$	$1/n^2$
③単位長さあたり極慣性モーメント ^{*1)} :	$I_{p,m}/I_{p,p}=1/n^4$	$1/n^4$
④振動数:	$f_m/f_p=\sqrt{n}$	任意 ^{*2)}
⑤たわみ剛性:	$(EI)_m/(EI)_p=1/n^5$	$(f_m/f_p)^2/n^6$
⑥ねじれ剛性:	$(GJ)_m/(GJ)_p=1/n^5$	"
⑦ケーブルの伸び剛性:	$(EA)_m/(EA)_p=1/n^3$	$(f_m/f_p)^2/n^4$
⑧構造減衰 (対数減衰率):	$\delta_{s,m}/\delta_{s,p}=1$	1

*1) バネ支持模型試験、タウトストリップ模型試験の場合、等価質量、等価極慣性モーメントとする (第5章 5.3.2(2) (d) iii), p.125 参照)

*2) 振動数比 (ねじれ振動数とたわみ振動数の比など) は合わせることが望ましい

*3) ケーブルとの共振をも考慮に入れるときには左欄

2) 乱流中での風洞試験

乱流中で風洞試験を行う場合は、一様流中での風洞試験の場合に合わすべき相似パラメーターに加えて、気流の乱れ特性に関する以下の無次元パラメーターを合わせる必要がある。

(VI) 乱れ強さ $I_u (= \sigma_u / \bar{U}), I_v (= \sigma_v / \bar{U}), I_w (= \sigma_w / \bar{U})$

(VII) 乱れのスケール $L_x^u / D, L_y^u / D, L_z^u / D$ など

(VIII) パワースペクトル密度関数 $fS_u / \bar{U}^2, fS_v / \bar{U}^2, fS_w / \bar{U}^2$
($fD / \bar{U}$ を相似させる条件の下に)

(IX) 風速の空間相関

(X) 平均風速の高さ方向変化

ここに $\sigma_u, \sigma_v, \sigma_w$ は x, y, z 方向の変動風速成分 u, v, w の標準偏差, $\bar{U}$ は x 方向の平均風速, L_x^u ,

L_y'' , L_z'' は u の x , y , z 方向の乱れのスケールで, x 方向を平均流方向, z を高さ方向にとる.

乱流中での風洞試験におけるこれらの無次元パラメーターを相似させるために, いくつかの試みがなされている. 以下に主な方法を挙げる.

(a) 乱流格子による方法

縦横に組んだ粗い格子を風洞測定部の模型上流側に置いて乱流を生成するものであり, 格子の配置を調整することにより乱れの特性を制御することができる. この方法は簡便ではあるが, 一般的に大きな乱れのスケールを得ることが難しく, 模型を極度に小さくしないかぎり乱れのスケールが所要値に対して小さくなり過ぎるなど, 次に示す床面粗度による方法と比べて自然風に対する相似性を高めるのに困難が多いようである. また, 乱流格子によって風速の高さ方向分布を相似させる場合には上流側で床面に平行した鉛直面内の棒の間隔を調整する方法が考えられるが, このときは気流の平均的な傾斜角を 0 度に保つように注意が必要である. なお, 乱流格子と模型との距離が近すぎると, 平均風速の橋軸方向の一様性が保たれなくなるので, 十分な距離をおいて配置する必要がある.

(b) 床面粗度による方法

風洞床に粗度ブロック, 人口芝などを置いて, 乱流境界層を生成させるものである. この境界層内の風速の平均値の高さ方向分布と乱れの性質は床面粗度の大きさと, その配置させている長さなどによって定まるが, 十分に厚い境界層を発達させるためにはかなりの長さ ($20 \sim 30\text{m}$) の測定部をもつ風洞が必要となる. この方法は煩雑である反面, 比較的大きな乱れのスケールをもつ乱流を生成できるなど, 自然風に対する相似性はかなり高まるといわれている. なお, とくに厚い境界層を発達させたい場合, あるいは測定部の長さがあまり長くない風洞を用いる場合には, 床面粗度と上流側の速度成層発生用部材 (スパイア, 渦生成板等) を併用することもある.

(c) その他

上流側に設置した平行翼などを機械的に振動・制御することで, ターゲットとする変動流を生じさせるなどの方法が一部実用化されている.

以上, (a)~(c)のいずれの方法によっても (VI)~(X) に示したすべての無次元パラメーターを同時に合わせることは非常に困難であり, 実際には最も重要と考えられるパラメーターから順にできるだけ多くのパラメーターを合わせてゆくことになる. 橋桁のような水平に横たわる構造物に対しては, (X) の平均風速の高さ方向分布の相似はそれほど問題にする必要はなく, 風速方向および鉛直方向の乱れ強さと風向方向の乱れのスケール, つまり (VI) の I_u と I_w , (VII) の L_x''/D を相似させることが優先される. 研究によればとくに気流の乱れ強さは対風応答にかなり大きな影響を及ぼすことが報告されており, 最低限, 主流方向乱れ強さ I_u (ただし, 鉛直ガスト応答を対象とするような場合には鉛直方向乱れ強さ I_w) を合わせて試験を行うことが望ましい.

一方, 塔のように, 鉛直方向に長い構造物に対しては, (X) の平均風速の高さ方向分布を相似させることが最も重要となる. その他, (VI) の I_u と I_w , (VII) の L_x''/D を相似させて試験を行うことが望ましいが, 中でも主流方向乱れ I_u およびその鉛直方向分布を合わせる 것이重要である (表 5.4 参照).

表 5.4 乱流の相似パラメータ[5.2]

	合わすべきパラメータ	合わすことが望ましいパラメータ
橋げた (横長構造物)	・ 風向方向乱れ強さ I_w (あるいは鉛直方向乱れ強さ ^{*1)} I_w)	・ 風向方向乱れのスケール ^{*3)} L_x^*/D ・ 風速のパワースペクトル密度関数の形状 ^{*4)}
塔 (縦長構造物)	・ 平均風速の鉛直方向分布 ・ 風向方向乱れ強さ I_w の鉛直方向分布 ^{*2)}	・ 風向方向乱れのスケール ^{*3)} L_x^*/D ・ 横(橋軸)方向乱れ強さ ^{*2)} I_w ・ 風速のパワースペクトル密度関数の形状 ^{*4)}

(注) *1) 鉛直ガスト応答を対象とする場合

*2) 乱れ強さの鉛直分布を全塔高にわたって合わせることは実際には困難なので、振動モード縦距の最も大きい位置で重点的に合わせる。

*3) 風洞内に生成する乱れのスケールは、所要値と比べてかなり小さくなることが多く、乱れ強さと比較してはるかに合わせにくい。また乱れのスケールは現地風(所要値)においてもばらつきが非常に大きいということを考慮に入れる必要がある。

*4) ガスト応答に関しては、固有振動数付近でのパワーの値が合っていることがとくに重要。

5. 4 静的空気力測定試験(三分力試験)

静的空気力の測定には天秤やロードセルタイプの検出器が用いられ、図 5.3 に示すように剛体模型(表 5.1 参照)をピアノ線や支持具で支持し、これに一樣流をあてて空気力の三成分の係数、すなわち抗力、揚力、および空気力モーメント係数が測定される。本試験は静的な試験であるので、幾何学的な形状の相似のみに留意すればよく、5. 2の(I)～(V)に示した無次元パラメータを合わせる必要はない。ただし、(IV)の粘性パラメータ(レイノルズ数)を無視した影響を調べるため、例えば 10m/s, 20m/s といった異なった 2 つの風速で同様の試験を行い、空気力係数が風速(レイノルズ数)によって変化しないことを確認することとしている。

空気力係数の測定値は風の迎角、つまり、橋桁の風に対する姿勢によって大きく変化するので、多くの場合、迎角を $-10^\circ \sim +10^\circ$ の範囲で変化させて測定を繰り返し、迎角と空気力係数との関係を示す曲線を求めて試験結果とする。この場合、図 5.4 に示すように、計測値は風軸方向の値であることに注意する必要がある。模型軸、つまり構造軸方向の空気力成分を求めるときには迎角に応じて測定値を換算する必要がある。また、測定には、吊線や端板などに作用する抗力が一緒に含まれてしまう影響や、風洞気流の境界(風洞の天井, 床, 両側壁)が有限であることに起因する閉塞効果などが現れるので、これらについても必要な場合には適当な補正を施さなければならない。通常形式の風洞天秤の精度は、静的には $1/10^5$ 程度であるが、気流中では振動などの影響で 1 けた落ちるのが普通である。

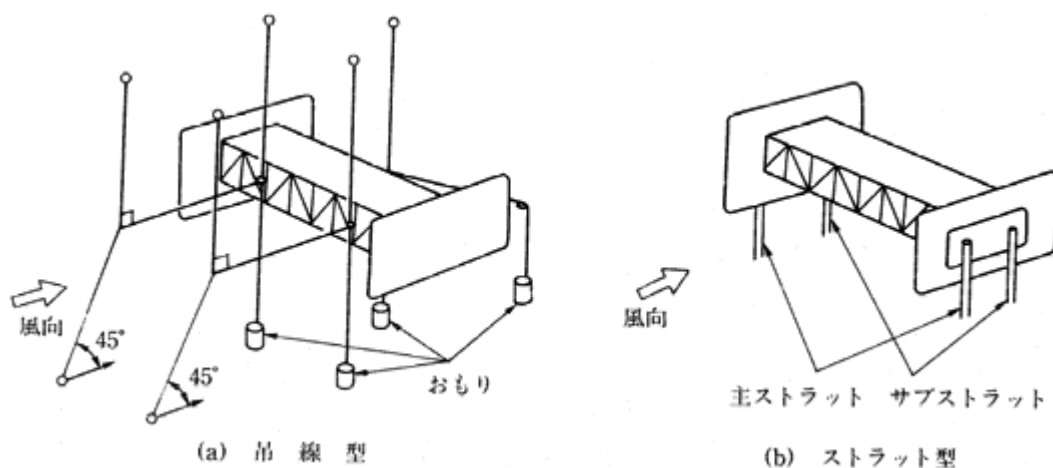


図 5.3 静的空気力測定試験 模型支持方法[5.2]

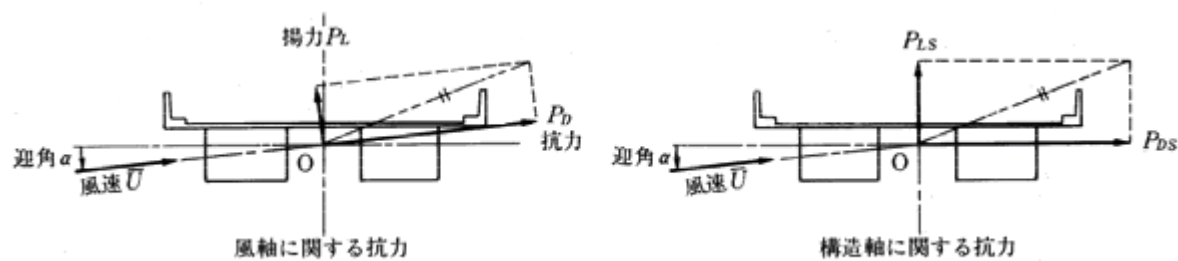


図 5.4 抗力の定義[5.2]

5. 5 バネ支持模型試験

バネ支持試験においては、図 5.5 に示すように、剛体模型(表 5.1 参照)をバネで支持し、上下(たわみ)、回転(ねじれ)の 2 自由度振動を行わせるようにし、これに通常は一樣流をあてて振動応答を調査する。バネ支持試験においては、前に述べたように相似則における重力パラメーターが無視でき、形状の相似のほか、次の 3 条件が満足されればよい。

- ① 慣性パラメーター $m/(\rho D^2), I_p/(\rho D^4)$
- ② 風速パラメーター $U/(f_h D), U/(f_\theta D)$
- ③ 構造減衰 $\delta_{s,h}, \delta_{s,\theta}$

ここに添字 θ, h はそれぞれ回転、上下運動に関する量であることを示す。また、質量、極慣性モーメントは等価質量、等価極慣性モーメントとする。なお、等価質量、等価極慣性モーメントの定義は、次に示すとおりとする。

[等価質量 m , 等価極慣性モーメント I_p]

$$m = \frac{\int_{structure} \varphi^2(s) dw ds}{\int_{deck} \varphi_h^2(s) ds}, \quad I_p = \frac{\int_{structure} \varphi^2(s) dw ds}{\int_{deck} \varphi_0^2(s) ds} \quad (5.4, 5.5)$$

ここで、 $\varphi(s)$ はモード関数(s は構造座標)、 $\varphi_h(s)$ および $\varphi_0(s)$ はモード関数のうち上下運動および回転運動に関する成分、 dw は微小区間の質量を表す。すなわち、分子は構造全体で積分し、分母は桁部分のみで積分することとなる。このことは、対象とする振動モードに対して構造全体の振動質量(モード質量)を桁の剛体部分模型(モード関数 $\varphi(s) = 1.0$)で置き換えるために必要な質量を示すことになる。また、①の慣性パラメータは、結局、模型の単位長さあたりの質量が $1/n^2$ 、極慣性モーメントが $1/n^4$ (ここで、 $1/n$ は模型縮尺)となることを示している。

風洞模型は、上記①の条件を満足するために軽くする必要があるが、模型の構成部材が振動や変形を起こさないよう十分剛でなければならない。上記②の条件より、バネ支持模型試験の振動数が定まれば風速倍率(=実橋風速/風洞風速)が一意的に定まる。したがって、逆に、風速倍率が適当な値をとるように、バネ定数を選択し、振動数を定める。ただし、装置の関係上振動数比 f_0/f_h が大きい場合にはこの条件を満足させるににくい。また試験におけるモードが特定のもの(通常最低次)に限られるなどの制約もある。上記③の条件は、支持装置の減衰が小さくなるように工夫したうえで減衰器を取り付け、構造減衰が所要の値に合うよう調整する。

試験の手順(図5.6参照)は、風速を漸次上昇させ、各風速での模型の振動状況を記録し、風速と振動数、振幅、減衰率などの関連を調査して、振動発現風速その他耐風安定性の判断に必要な資料を整える、といった経過をたどる。これらの振動の測定には非接触型光学式変位計が使われることが多い。一様気流中のバネ支持試験については、静的空気力測定試験(3分力試験)と同様、本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説に詳細な規定がある。

バネ支持試験は橋桁の動的挙動を把握するうえで最も基本的な試験方法であり、比較的低コストで一様流中における発散振動や渦励振の発生の可能性を照査できる。本試験に用いられる剛体模型は通常大きく模型化することが可能なため、細部の模型化が可能であり、断面形状の変更や制振対策部材が動的挙動に及ぼす影響・効果を検討するのに便利である。しかしながら、本方法では振動モード等の効果、(吊橋や斜張橋の場合)塔やケーブルの空力的影響などを検証できないので、厳密な予測を必要とする場合には試験データの解釈に十分な注意を払うことが必要である。

なお、バネ支持試験は乱流格子を用いて、乱流中で実施される場合がある。この場合、模型が大きくて、乱れのスケールが小さいために、5.2の(VII)の乱れのスケール L_x''/D などが実際と比べてかなり小さくなる場合が多いものの、(VI)の乱れ強さ I_u, I_w はほぼ合わせて試験を行うことが可能な場合もあり、得られたデータは乱流効果を評価するうえで参考にはすることはできる。

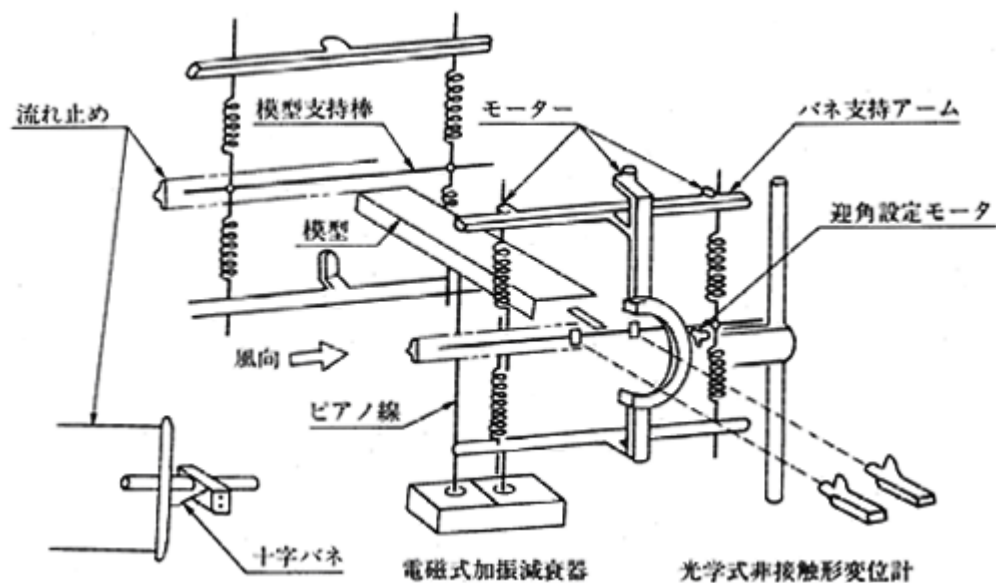


図 5.5 バネ支持模型試験方法の一例[5.2]

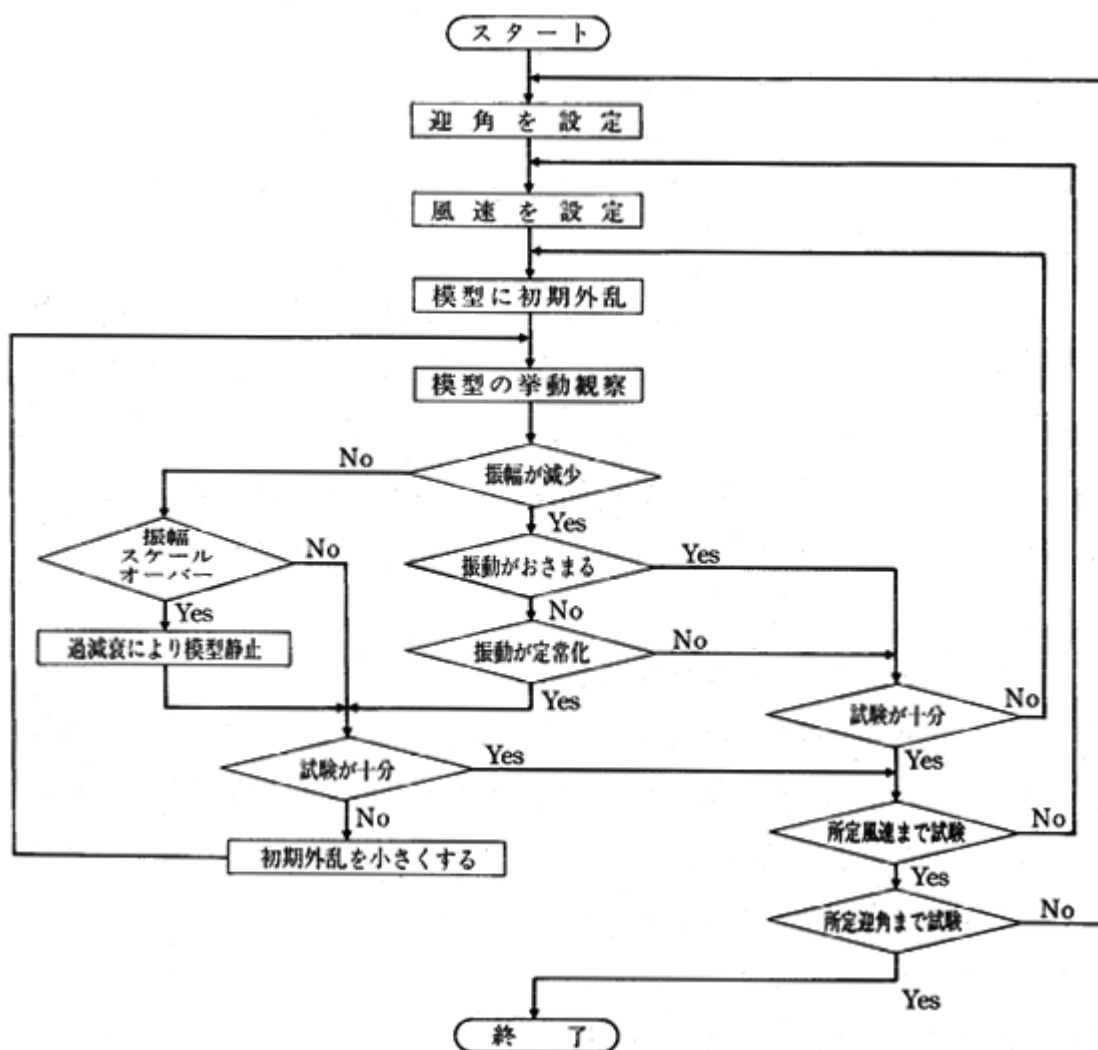


図 5.6 バネ支持模型試験の手順[5.2]

5. 6 タウトストリップ模型試験

タウトストリップ模型試験とは、張力を加えた 2 本のピアノ線で動的剛性を相似させ、これに似た外形を相似させた模型を取り付け、一様流中あるいは乱流中において対風応答を調べる試験である。本試験で合わすべき無次元パラメータはバネ支持試験と同じであるが、ピアノ線で弾性をあわせているため、実橋の橋げたの振動モードを近似的に相似させることが可能である。模型の振動数はピアノ線の張力とピアノ線の間隔を変えることによって調整される。慣性パラメータと構造減衰の合わせ方はバネ支持模型試験の場合と同様である。模型は図 5.7 に示すように複数のセグメントの外形材から成り、各々のセグメントは振動中にお互いが接触しないよう、適当なすき間を隔てて取り付けられる。

本試験法は、比較的簡便な方法によって橋げたの振動モードをも近似的に相似させることができ、また小さい模型を用いるため、自然風の乱れ特性(とくに 5. 2 (VII) の乱れのスケール L_x/D) を相似させやすいという点に関してはバネ支持模型試験より優れていると考えられる。このため、渦励振に与える乱流効果の評価やカガスト応答推定を目安値の把握を目的として本試験を行うことがある。

タウトリップ模型試験法では振動モードを正弦半波で相似しているため、(例えば二面吊りのマルチケーブル斜張橋のように) 実橋の振動モードがこれと大きく異なる場合には特別な注意が必要である。また、ねじれとたわみの振動数比が大きいとき、これを再現することが困難な場合がある。振動数比を大きくするためには模型を支持するピアノ線間隔を広げればよいが、このときピアノ線が外形材の外に出るために張出し部材が必要とされる。このような場合、外に出たピアノ線および張出し部材の空気力学的影響がないことを確かめておく必要がある。振動数比を大きくする他の方法として、橋軸方向のピアノ線の支持間隔を比較的広くとり、外形材のねじれ剛性の寄与を期待する方法もあるが、構造減衰が相当に大きくなるなどの短所がある。なお、ピアノ線の代わりに剛性棒を用いて弾性を合わせ、それに外形材を取付けて行う試験方法(剛性棒模型試験)もある。

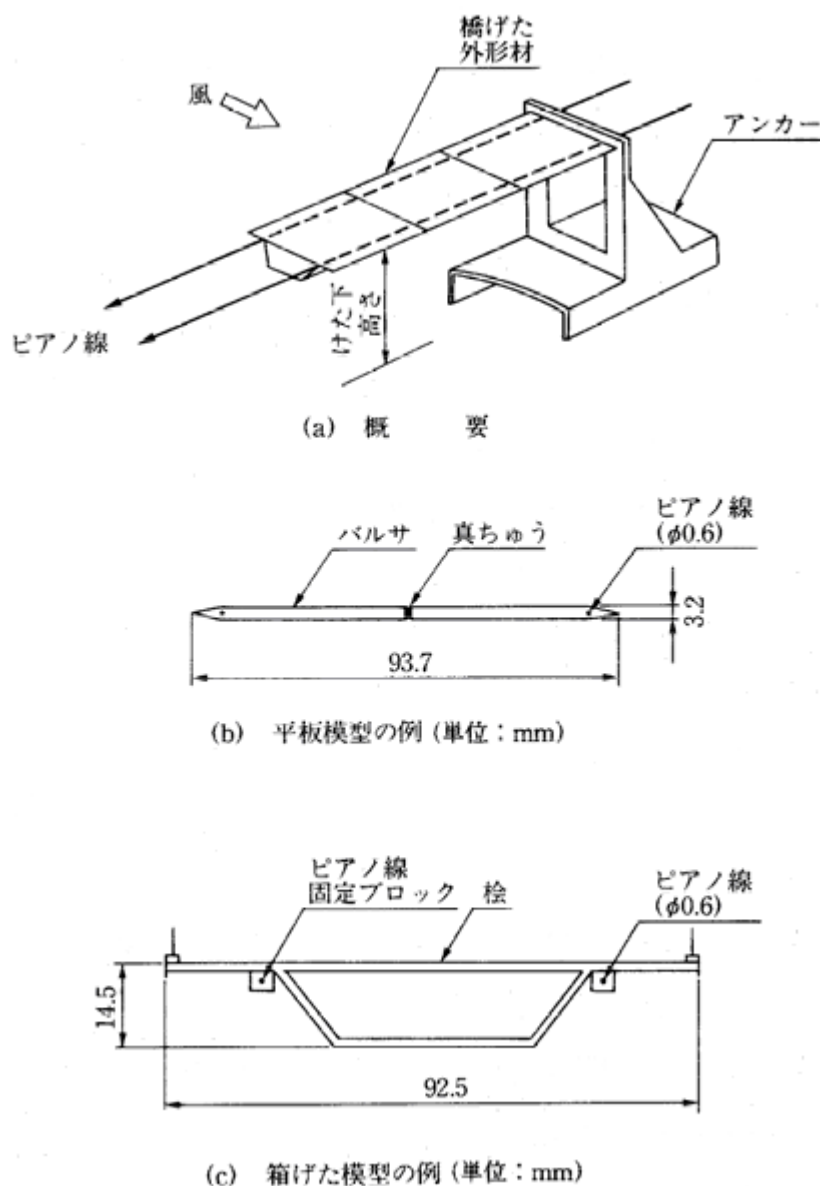
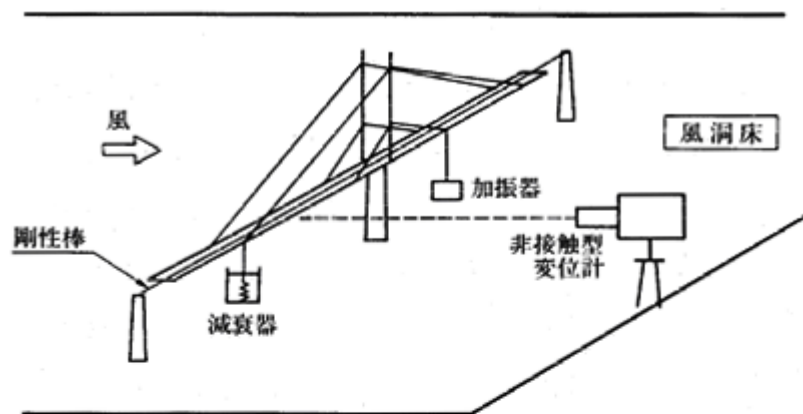


図 5.7 タウトストリップ模型試験の概要[5.2]

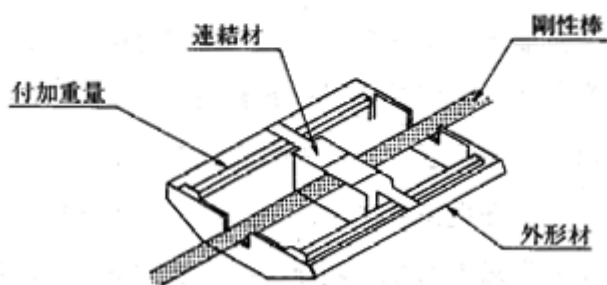
5. 7 全橋模型試験

橋桁のみならず、塔、ケーブル等(吊橋、斜張橋)をも含めた完全な橋梁の弾性模型試験であり(図 5.8 参照)、質量や剛性の分布をはじめ、5. 2で述べた全ての相似条件を満足することが要求される。このため、通常は鋼、アルミ、真ちゅうなどで作った剛性棒で2方向の曲げ、ねじれの各剛性を相似させ、外形を木材やプラスチックを成型した部材で整え、剛性棒に取り付けることとしている。この際、外形材はタウトストリップ模型と同様、一定間隔おきに縁を切って剛性には寄与させないという方法をとっている。質量分布は、必要に応じて重錘を付加することにより合わせる。全橋模型試験の場合、模型の構造減衰が所要値よりも大きくなってしまいうケースが多いため、とくに剛性棒と外形材の取付け部や沓の構造などに注意して模型を作る必要がある。全橋模型試験は、これを一様流中、あるいは乱流中で行うことによって実橋の静的変形や対風応答を直接的に、しかも総合的に評価でき

るという長所を持っているものの、模型設計、製作に高度な技術が必要であり、費用がかかるため、実施例はあまり多くない。



(a) 全体図



(b) 橋げた部詳細図

図 5.8 全橋模型試験の概念図[5.2]



図 5.9 全橋模型試験(明石海峡大橋)

5. 8 塔の風洞試験

橋梁の塔の風洞試験は、多くの場合、風による振動を最も生じやすい架設時独立塔に対して行われる。その方法としては、塔全体を剛体模型化し、それを弾性支持する方法と、塔全体を弾性模型化する方法とがあり、各々の場合、幾何学的相似のほかに次の相似パラメーターが実橋と等しくなければならない。

(1)弾性支持剛体模型の場合

$$I_T / (\rho D_T^5), U / (f D_T), \delta_s$$

(2)弾性模型の場合(バネ支持模型試験, タウトリップ模型試験の場合と同様)

$$\rho_s / \rho, E / (\rho U^2), \delta_s$$

ここに、 I_T, f, δ_s は各々、塔の質量慣性モーメント、固有振動数、構造減衰であり、 D_T は等の橋軸方向の長さ(他の代表寸法を用いてもよい)である。

弾性支持剛体模型は、独立した党の片持ち梁としてのたわみの最低次モードを直線モードで近似するものであり、渦励振などの一般的な性状を知るうえで有益な結果を提供するとされている。この模型製作における相似則として、支持点まわりの質量慣性モーメント I_T にかかわる無次元量、最低次モードに対応する振動数 f に関する無次元風速および減衰率を相似させなければならない。

弾性模型は、対風応答特性を詳細に検証したい場合に採用され、実橋によく似た模型を制作するという目的から、質量あるいは質量慣性分布、剛性分布および構造減衰を相似させ、振動モードを含めたモデルを行う必要がある。また、通常は面外たわみ振動を対象として試験が行われるが、このほかの面内たわみ振動、ねじれ振動を対象とするときには各々の変位方向についても同様な相似則を適用しなければならない。弾性模型における模型化の方法は、全橋模型試験における橋げた部の模型化と同様であり、剛性棒に一定間隔おきに縁を切った外形材を取り付けて行う。質量あるいは質量慣性分布は、あらかじめ模型を軽く作り適当に付加質量を取り付けて調整する。また、構造減衰を調整するために必要に応じて付加減衰装置を取り付ける。

橋桁の対風応答特性が風の迎角によって大きく変化するのに対して、塔のそれは風の水平偏角に大きく影響される。したがって、塔の風洞試験においては水平偏角を $0^\circ \sim 90^\circ$ までの範囲で(10度程度の刻みで)変化させ、風速を変化させながら各風速で模型の振動状況を記録し、風速と振動数、振幅、減衰率などの関連を調査する。

塔の風洞試験を一樣流中で行う方法が意義のあることはいうまでもないが、自然風のもつ平均風速、乱れ強さなどの鉛直分布などの特性(表 5.4)が塔のように高さ方向に細長い構造物の空力特性に及ぼす効果を見逃すことはできない。したがって、試験は床面粗度による境界層乱流中、あるいは下方に密、上下に粗となるような格子を用いた格子乱流中で行うことが望ましい。なお、塔の風洞試験方法についても静的空気力測定試験、バネ支持試験と同様、本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説に詳細な記述がある。

独立塔の状態から架設ステップが進んでけたの一部が取り付けられ、さらにケーブルが張られたようなケースを対象として試験を行う場合には、これらの幾何学的形状および構造特性を全て相似させて試験を行う必要がある。したがって、この試験では橋げたの風洞試験の項で述べた全橋模型試験と同様の模型設計を行って試験を行うことになる。

なお、塔規模が非常に大きい場合、あるいは1本柱構造の塔の場合には、全橋完成時にあっても

風による振動が塔に発生する可能性がまれにある。このような完成系塔の空力弾性試験を(全橋模型試験ではなく)比較的簡便に行う方法として、架設時独立塔模型(弾性模型)を用い、これに塔以外の部分の寄与を代表するバネや付加質量を取り付けて試験を行う方法などいくつかのモデルが提案されている。このとき、バネ定数や付加質量の大きさなどは、モデルに対して固有値計算を繰り返し、振動モード形状や振動モードを考慮した質量などが完成系塔のそれらと十分な精度で一致するように定めることになる。こので、目標値としての完成系塔の(塔卓越)モードは、全橋固有値解析の結果としてかなりの高次モードとして出ることが多い。その結果、解析精度が低下している可能性がある。この点を十分に考慮したうえでモデル化の検討を行う必要がある。

5. 9 動的空気力試験

第3章で述べたように構造物には自身の運動に伴って生じる動的空気力(自励空気力あるいは非定常空気力)が作用する。静的空気力と動的空気力が正確に求められれば、それを用いて構造物の応答解析が行えることになる(次章で述べる予定)。

橋桁の非定常空気力(あるいはその係数)もまた部分模型を用いた風洞実験によって測定することができる。非定常空気力は構造の運動に伴って発生する力であるため、模型を何らかの方法によって振動させる必要があるが、大別して自由振動法と強制振動法がある。

自由振動法による測定は、剛体部分模型を風洞内にバネで支持し、ある風速のもとで自由振動させて、その時の振動数、減衰・発散特性(減衰率)から作用する空気力を算出するものである。自由振動法では、それぞれの風速での橋桁本来の減衰・発散振動状態を再現できる利点があるが、高風速になると空力減衰の増大でたわみ振動が急速に減衰してしまうなどの測定上の問題もある。また、この方法では振動波形から空気力を推定(同定)することになるが、その同定手法についていくつかのアルゴリズムが提案されている。一方、強制振動法では、剛体部分模型を強制加振して定常振動させ、模型支持点の反力から慣性力の寄与分を差引くことで非定常空気力を直接的に計測するものである。この方法では、非定常空気力を直接に測定できる利点がある反面、慣性力の除去に工夫を要するなどの技術的な課題もある。

5. 10 実験結果の評価と耐風対策

風洞実験は先に述べたように静的空気力測定試験と振動応答を調べる動的試験とがある。このうち、静的空気力試験ではおもに橋桁に作用する定常空気力を評価するために行われる。第3章で述べたように厳密には6分力を測定する必要があるが、橋桁のように風に直交する軸方向に長い構造では、抗力、揚力、空力モーメントの3分力(場合によって橋軸方向の横力が加わる)が重要となる。

図 5.10 に橋桁の3分力係数の測定結果の一例を示す。横軸に風の迎角(風の構造軸に対する相対角度)をとり、縦軸にそれぞれの係数をとって、線で結んだものである。風の傾斜角と構造の風による変形を考慮し、迎角 $\pm 15^\circ$ の範囲で計測することが本州四国連絡橋風洞試験要領に規定されている。3分力係数は静的空気力を与えるものであるが、迎角の変化による係数の変化率を見ると、振動が発生しやすい橋桁かどうか概ね予測できたりもする。

次に、動的試験の結果の一例を示す。図 5.11 は風洞試験の結果を横軸に風速 V 、縦軸に振動応

答変位 A を取り、図に示したものであり、どの風速でどの程度の大きさの振動が発生するかが一目でわかるものである。通常、 V - A 図と呼ばれている。図 5.12 は、横軸に風速 V 、縦軸に振動応答変位 A を取り、ある風速、ある振動振幅のもとで模型がどの程度の減衰 δ を有しているかを等高線の形で示したものであり、 V - A - δ 曲線とも呼ばれる。この図に示される減衰は、構造固有の減衰（構造減衰）と風の作用による付加減衰（空力減衰といい、正負が存在する）を足し合わせたものであり、減衰が正の領域は振動に対して安定、逆に負の領域は振動に対して不安定を示すことになる。さらに、負の領域で振動の発生が予想される場合でも、どの程度の減衰を付加してやれば振動がおさまるかが読み取れる多くの情報を含んだものである、しかしながら、その反面、この図を作成するためには非常に多くの風速と振幅の組合せで計測を行う必要があり、時間と手間のかかるものであるため、通常の風洞試験ではあまり作成されることはない。図 5.13 は V - δ 図と呼ばれ、風速とある振幅での減衰の関係を示したものである。先の V - A - δ 図からある一定の振幅下での風速と減衰の関係を抜き出したものと考えられる。この図からはより直接的に振動が安定か不安定かが判ることになる。図 5.14 は、フラッターなどの発散振動の限界風速（発現風速）と風の迎角との関係を示したものであり、どの迎角で振動が不安定になるかなどの情報が読み取れる。また、図中の破線で示した領域は設計基準で規定される安定が要求される領域であり、限界風速がこの領域内に入ると基準を抵触していることが一目瞭然となる。

風洞試験により空力振動の発現が予測され、これが有害なものであると判定されると、振動を抑えるための耐風対策が取られることになる。一般に空力振動を抑えるためには、振動を生じさせる空気力が作用しないような形とするか、減衰を高めるなどして空気力が作用しても小さな振動あるいは振動が発現しないようにする方法がある。前者を空気力学的対策、後者を構造力学的対策と呼んでいる。フラッターなどの発散振動の場合には、その発現が構造を破壊へと至らせるために、一般に振動空気力が作用しないような形へと変更する、あるいは付属物を取付けて空気力を低減する空気力学的対策が採られる。一方、渦励振については振動空気力が作用しないような形へと変更することが望ましいが、例えば、架設時のようにその発現が一時的であるような場合には、ダンパーなどを設置することで減衰を増加させ、振動を抑制する構造力学的対策が採られることが多い。図 5.15 に橋桁において採られる空気力学的対策の一例を示す。

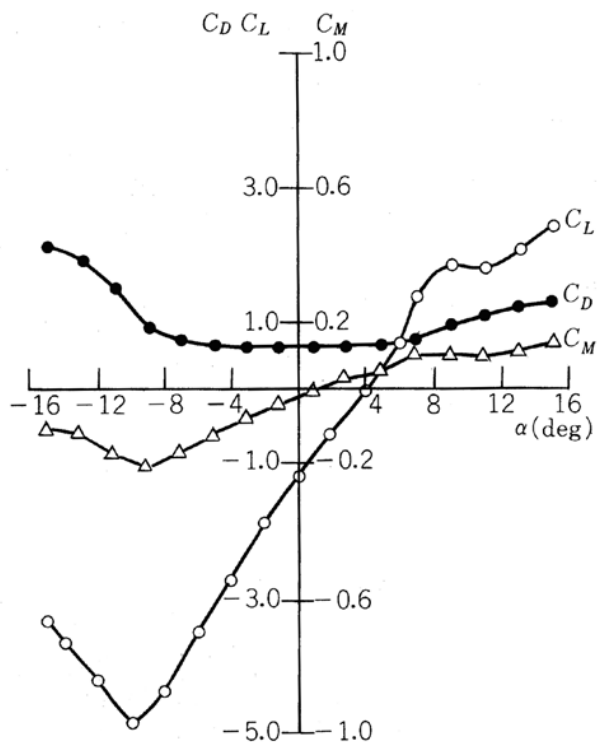


図 5.10 橋桁の 3 分力係数[5.3]

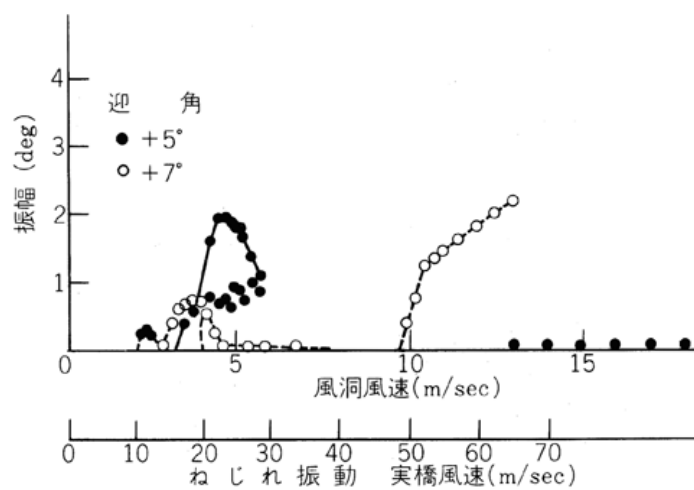


図 5.11 風速と振幅の関係 (V - A 図)[5.3]

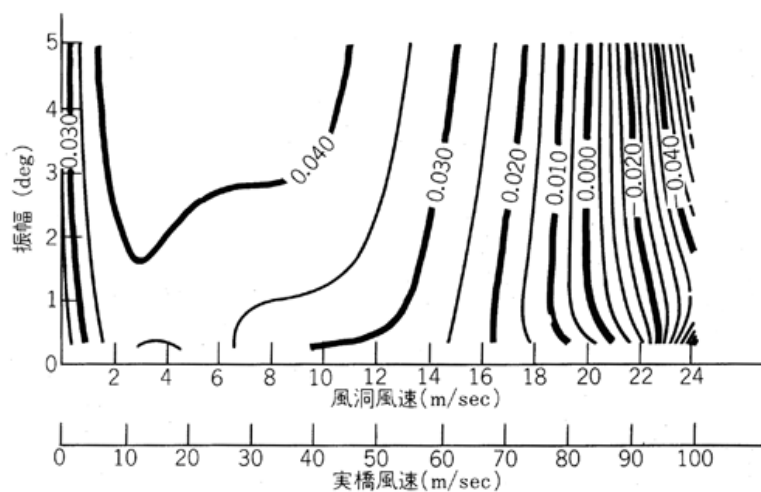


図 5.12 風速, 振幅と減衰の関係 (V - A - δ 図) [5.3]

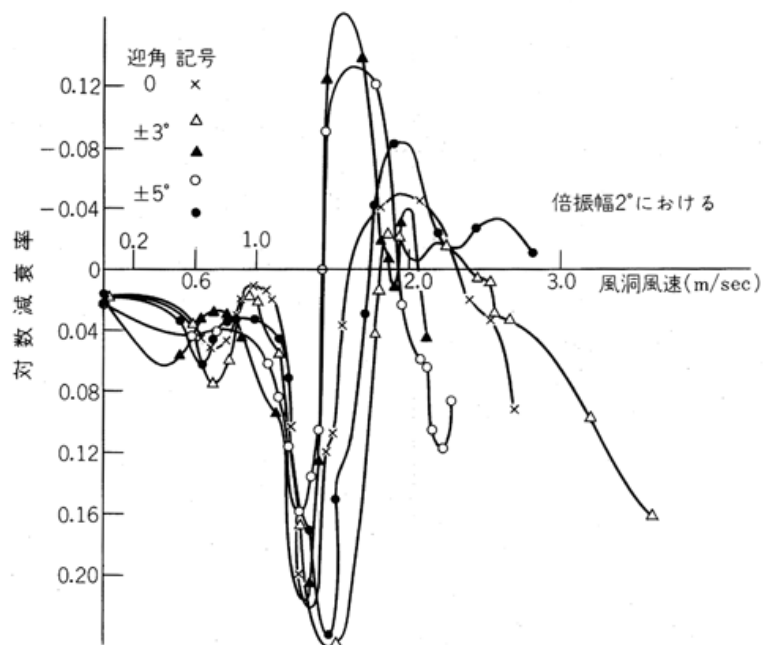


図 5.13 風速と減衰の関係 (V - δ) [5.3]

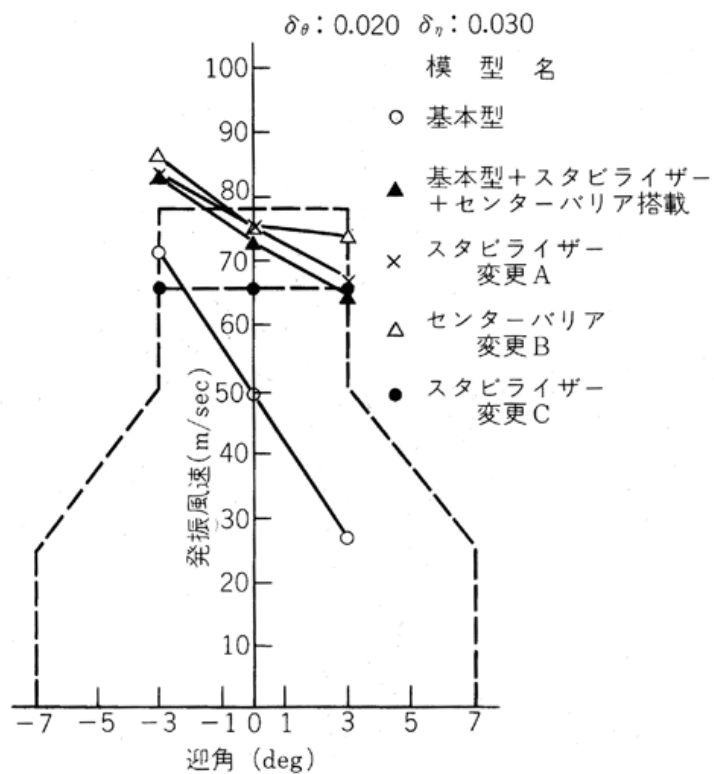


図 5.14 限界風速と迎角の関係[5.3]

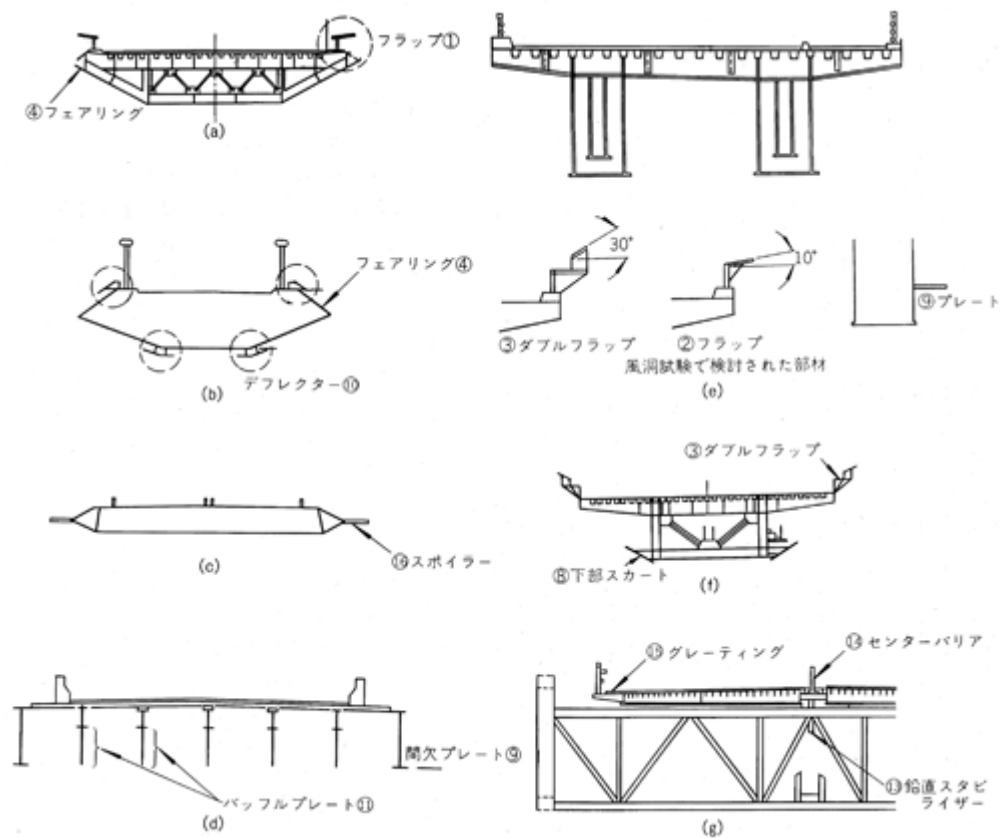


図 5.15 橋桁の空気力学的対策[5.3]

第5章参考文献

- [5.1] 岡内, 伊藤, 宮田: 耐風構造, 丸善, 1977
- [5.2] 道路橋耐風設計便覧, 日本道路協会, 1991
- [5.3] 山田, 耐風工学アプローチ, 建設図書, 1995

6章. 解析による予測法

6.1 概説

橋梁が長大化するにつれ風による作用が顕著となり、設計を支配する一つの要因となる。それゆえ、詳細な検討が要求され、部分模型のあるいは 2 次元的な検討よりも全橋模型のあるいは 3 次元的な検討が行われることとなる。長大橋への風による作用のうち、特に重要となるのがフラッターとガスト応答である。ガスト応答は、接近流の乱れによる橋体の不規則振動であるが、長大橋の耐風設計ではこれを変動風荷重の問題として扱っている。そして、不規則振動理論に基づき風荷重の最大期待値を求め断面設計に用いている。

これまで日本においては、ガスト応答の評価、すなわち最大風荷重の評価は Davenport の解析理論[6.1]を早くから採り入れ、主に解析(ガスト応答解析)によって行ってきた[6.2-6.4]。したがって、長大橋のように風荷重が支配荷重の一つになり得るような場合は、ガスト応答解析の精度が構造設計を左右することになり、より精緻な解析手法とその精度の検証が重要な課題となっている。完成した本州四国連絡橋の長大吊橋においては動態観測が実施されており、ガスト応答解析理論の検証が行われている。また、明石海峡大橋の全長 40 m にも及ぶ全橋模型風洞実験では、長大吊橋のガスト応答挙動に関して多くの知見を残した。

一方、フラッターに関しては、旧 Tacoma Narrows 橋の落橋以来、風洞実験による検討法が採り入れられ、その後日本でも本四連絡橋など長大橋の建設に伴い、風洞実験による検討が定着した。さらに、目的に応じて部分模型のみならず全橋模型による風洞実験も行われてきたが、特に明石海峡大橋の全橋模型風洞実験は最も象徴的なものである。

ところで、フラッターを解析的に推定しようとする研究も早くから行われ、Scanlan によって非定常空気力係数の導入とそれを用いたモード解析によるフラッター解析理論の構築がなされた[6.5, 6.6]。日本においても、Scanlan 理論をもとに多くの応用研究がなされ、明石海峡大橋の全橋模型風洞実験の際に解析手法のキャリブレーションが行われるとともに、実験結果から実機挙動を推定するツールとして用いられ、一応の解析手法の確立を見た。

先に述べたように橋梁の長大化に伴って 3 次元的な詳細な検討が要求されることから、大規模な経費のかかる全橋模型風洞実験よりも、柔軟性のあるフラッター解析の需要は高く、魅力的なものである。日本では、明石海峡大橋を超える長大橋プロジェクトが計画されているが、最終案確定に向けて、多くの比較案に対してフラッター解析による検討が行われている。

また、フラッター、ガスト応答以外の橋梁の空力振動でしばしば問題となるものに渦励振がある。渦励振に対しては、日本においては風洞実験による検討が中心であるが、最大振幅の推定式を与えたり、また解析的に推定しようとする研究も行われている。

本章では、橋梁の対風応答を解析的に予測する手法として、フラッター解析、ガスト応答解析、渦励振に対する解析を紹介する。

6.2 フラッター解析

長大橋梁を立体骨組みモデル化したとき、風荷重作用下の運動方程式は次のように表すことができる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F}_v\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_d\mathbf{u} + \mathbf{F}_b \quad (6.1)$$

ここで、 $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$, $\mathbf{K}$, $\mathbf{u}$ はそれぞれ質量マトリクス, 減衰マトリクス, 剛性マトリクス, 変位ベクトルを表し, $\mathbf{F}_v$, $\mathbf{F}_d$ および $\mathbf{F}_b$ はそれぞれ速度, 変位に比例する非定常空気力係数マトリクスおよびガスト空気力ベクトルを表す. また, $(\cdot)$ は時間に関する微分を表す.

式(6.1)に対する非定常空気力は, 第3章で述べたように桁断面に関しては部分模型を用いた風洞実験によって計測される. 通常, 鉛直たわみ(y)とねじれ(θ)の2自由度に対する揚力(L), 空力モーメント(M)成分を計測することが多いが, 場合によっては抗力(D)成分を加える計測や水平たわみ(z)成分の自由度を加える計測なども行われることがある. これらの計測される非定常空気力は, 無次元化された非定常空気力係数を用いて式(6.2)のように表される. なお, よく知られた Scanlan による表記法の非定常空気力係数へは, 式(6.2)の非定常空気力係数を 2π 倍することで変換される.

$$L = \pi \rho B^3 \omega^2 \left[L_{yR} \frac{y}{B} + L_{yI} \frac{\dot{y}}{B\omega} + L_{zR} \frac{z}{B} + L_{zI} \frac{\dot{z}}{B\omega} + L_{\theta R} \theta + L_{\theta I} \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right] \quad (6.2a)$$

$$D = \pi \rho B^3 \omega^2 \left[D_{yR} \frac{y}{B} + D_{yI} \frac{\dot{y}}{B\omega} + D_{zR} \frac{z}{B} + D_{zI} \frac{\dot{z}}{B\omega} + D_{\theta R} \theta + D_{\theta I} \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right] \quad (6.2b)$$

$$M = \pi \rho B^4 \omega^2 \left[M_{yR} \frac{y}{B} + M_{yI} \frac{\dot{y}}{B\omega} + M_{zR} \frac{z}{B} + M_{zI} \frac{\dot{z}}{B\omega} + M_{\theta R} \theta + M_{\theta I} \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right] \quad (6.2c)$$

ここで, ρ は空気密度, B は桁幅, $K (= \omega B/U)$ は無次元振動数, ω は円振動数, U は平均風速をそれぞれ表す. L_{yR} , L_{yI} , ..., M_{θ} , は桁断面の非定常空気力係数であり, 無次元振動数 K の関数である.

式(6.1)の右辺の非定常空気力は速度と変位に比例することから, これを左辺に移項して整理すると次のようになる.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}'\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}'\mathbf{u} = \mathbf{F}_b \quad (6.3)$$

ここで, $\mathbf{C}' = \mathbf{C} - \mathbf{F}_v$, $\mathbf{K}' = \mathbf{K} - \mathbf{F}_d$ である.

式(6.3)に対して, 変位を固有振動モード形の重ね合わせで表現するモード解析法を適用する. また, 式(6.3)の微分方程式の右辺, ガスト空気力すなわち非同次項は, 系を安定化させるため, フラッター解析においてはこれを省略して考えることができる.

変位ベクトルを振動モードマトリクス $\mathbf{X}$ と基準座標ベクトル Φ を用いて次のように表すと,

$$\mathbf{u} = \mathbf{X}\Phi \quad (6.4)$$

式(6.3)は次のように変換される.

$$\tilde{\mathbf{M}}\ddot{\Phi} + \tilde{\mathbf{C}}\dot{\Phi} + \tilde{\mathbf{K}}\Phi = \mathbf{0} \quad (6.5)$$

ここで, $\tilde{\mathbf{M}} = \mathbf{X}^T \mathbf{M} \mathbf{X}$, $\tilde{\mathbf{C}} = \mathbf{X}^T \mathbf{C}' \mathbf{X}$, $\tilde{\mathbf{K}} = \mathbf{X}^T \mathbf{K}' \mathbf{X}$ であり, それぞれ一般化質量マトリクス, 一般化減衰マトリクス, 一般化剛性マトリクスとなる.

基準座標ベクトル Φ に対して次のように調和振動を仮定することで,

$$\Phi(t) = \Phi \exp(\lambda t), \quad \lambda = \lambda_R + i\lambda_I \quad (6.6)$$

式(6.5)からフラッター条件が次のように導かれる.

$$\det(\lambda^2 \tilde{\mathbf{M}} + \lambda \tilde{\mathbf{C}} + \tilde{\mathbf{K}}) = 0 \quad (6.7)$$

式(6.7)は複素固有値問題となり、得られた複素固有値 $\lambda (= \lambda_R + i\lambda_I)$ と複素固有ベクトル $\Phi (= \Phi_R + i\Phi_I)$ から固有円振動数 ω と減衰定数 h が次式にて算出される。

$$\omega = \sqrt{\lambda_R^2 + \lambda_I^2} \quad (6.8)$$

$$h = \frac{\lambda_R}{\sqrt{\lambda_R^2 + \lambda_I^2}} \quad (6.9)$$

減衰定数 h がゼロ、すなわち複素固有値の実部 λ_R がゼロとなる風速 U がフラッター限界風速であり、その時の虚部 λ_I からフラッター振動数が求められる。ところで、式(6.7)は無次元振動数 K の関数であるため、その解法として円振動数 ω と風速 U を仮定して収束計算を行う方法と、 K を仮定して得られた ω から U を計算する方法が用いられている。モード法によるフラッター解析の一例を図 6.1 に示す。この図では、解析に用いたモード数に対応する(1)風速と減衰の関係、(2)風速と振動数の関係が得られている。

以上の方法は、基本的にはモード解析法を利用しているため計算時間が短くなる利点を有するが、有効なモード数を用いることが解析の成否を左右することとなる。このため、モード解析法によらず、式(6.5)に対して直接、複素固有値問題を解く、いわゆる直接法[6.7]によるフラッター解析も行われることがある。これまでの研究では、モード解析法において十分多くの振動モードを用いることで、直接法と変わらない解析結果が得られることが確認されている。

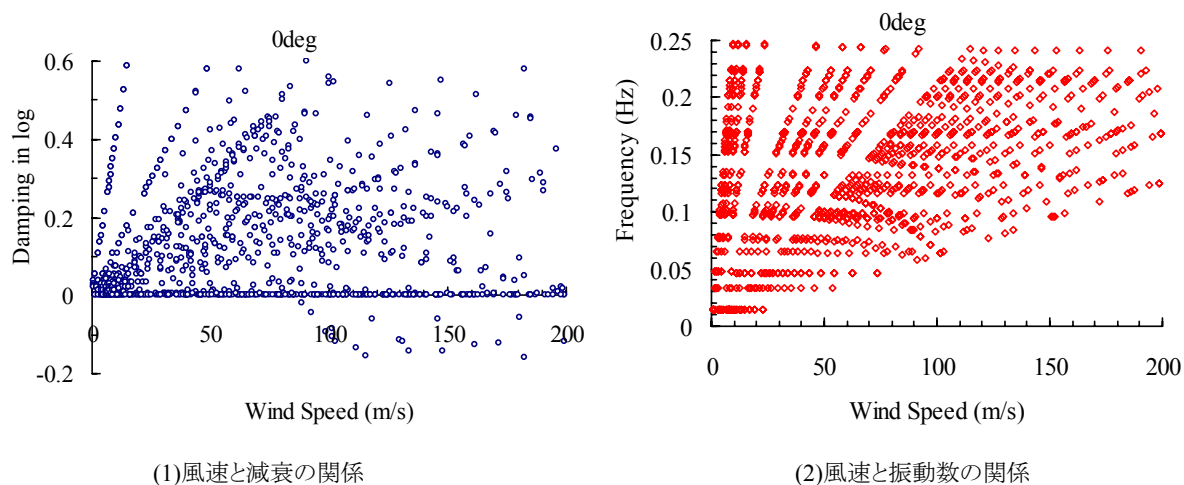


図 6.1 フラッター解析結果の一例

6.3 明石海峡大橋フラッター解析

すでに述べたようにフラッター解析に関しては、明石海峡大橋の全橋模型実験結果を実機へ適用する際に諸元を補正する補助ツールとして使われ、大きな成果を残した。また、それに先立ち、全橋模型実験とフラッター解析とのキャリブレーションが行われ、いくつかの解析手法の改良点、留意点が指摘され、一応の解析手法の確立を見た。

明石海峡大橋の全橋模型実験で行われたフラッター解析結果を、一例として図 6.2 に示す。結果からも明らかのように、非定常抗力(P_i^* , $i = 2, 3, 5$ and 6)の及ぼす影響が大きいことが判る。これは、明石海峡大橋がトラス補剛桁を有し、風荷重を受けて大きなねじれ変形(最大で 5~6 度)を起こすために影響が顕著になったものである。

[フラッター解析におけるポイント]

- (1) 長大吊橋の場合、風荷重を受けて大きく変形するため、橋軸方向に迎角が変化する。また、耐風対策(断面形状)の違いやメインケーブルの空力的干渉を考慮するために迎角や断面種別に応じて非定常空気力係数を使い分ける必要がある。
- (2) 従来、翼理論に基づき、非定常空気力としては揚力と空力モーメントのみを考えていたが、トラス補剛桁を有する明石海峡大橋のように風荷重によってねじれ変形が大きくなるような場合には、抗力成分も無視し得ないことが判明した。特に、鉛直たわみとねじれに伴う非定常抗力はフラッターを不安定化させる働きがあり、揚力、空力モーメントに加えて、抗力についても考慮する必要がある。
- (3) 風荷重によって大きく変形した状態では、無風時とは釣り合い状態が異なり(幾何剛性の影響)、振動モードも変化することが予想される。モード解析法では、解が振動モード形に依存するため、解析する風速毎に風荷重を載荷した状態で振動モードを解析し、フラッター解析に用いることが望ましい。

以上のことを踏まえて、解析のフローを示すと図 6.3 のようになる。

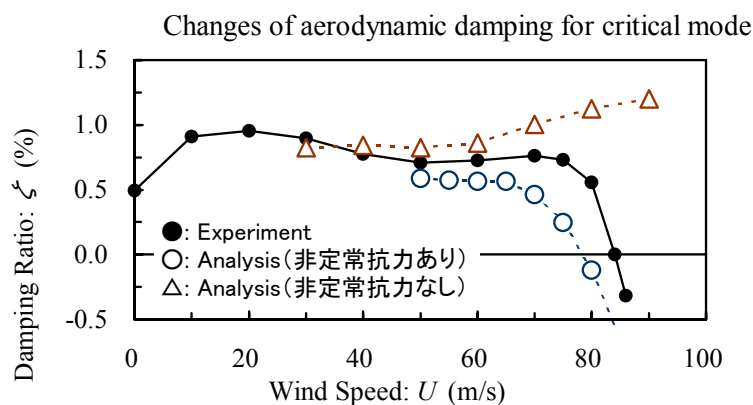


図 6.2 明石海峡大橋全橋模型実験でのフラッター解析例

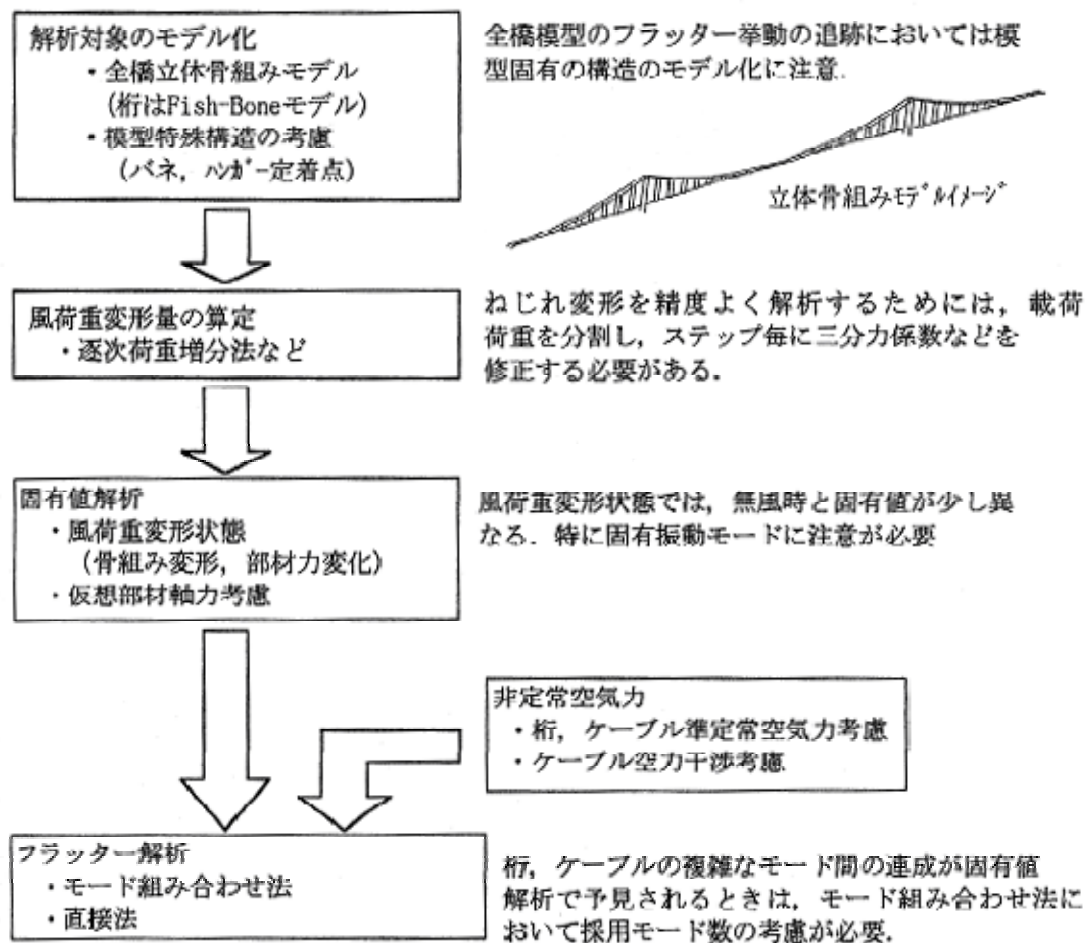


図 6.3 フラッター解析のフロー

6.4 ガスト応答解析

すでに述べたように我が国の長大橋耐風設計におけるガスト応答解析は、基本的に Davenport が提案した振動数領域での不規則振動理論[6.1]に従っている[6.2-6.4]。これは、解析が簡便であること、また設計では最大値、平均値といった統計値が必要となるためである。時間領域でのガスト応答解析も行われているが、現在のところ振動数領域での解析手法が設計基準で規定されている。

フラッター解析理論の部分で定義したモード解析法(式(6.4))に従うと、変位 $\mathbf{u}$ の共分散 $\sigma_{\mathbf{u}}^2$ と基準座標 Φ のパワースペクトル密度 (PSD) $\mathbf{S}_{\Phi\Phi}$ が次のように求められる。

$$\sigma_{\mathbf{u}}^2(i, j) = \int_0^{\infty} \mathbf{S}_{\mathbf{u}\mathbf{u}} df = \int_0^{\infty} \mathbf{X} \mathbf{S}_{\Phi\Phi} \mathbf{X}^T df, \quad \mathbf{S}_{\Phi\Phi} = \mathbf{E}^{-1} \mathbf{S}_{\mathbf{Q}\mathbf{Q}} [\mathbf{E}^+]^{-1} \quad (6.10, 11)$$

ここで、 $\mathbf{E} (= \lambda^2 \tilde{\mathbf{M}} + \lambda \tilde{\mathbf{C}} + \tilde{\mathbf{K}})$ はインピーダンスマトリクス、 $\mathbf{S}_{\mathbf{Q}\mathbf{Q}}$ はガスト空気力の PSD、 $+$ は共役転置行列、また i, j は着目点を表す。

ガスト空気力としては、揚力 L_b 、抗力 D_b 、空力モーメント M_b を考え、それぞれ変動風速の主流変動成分 u および鉛直変動成分 w によって励起される。

$$L_b = \frac{1}{2} \rho U^2 B \left\{ C_L \chi_L^u \frac{2u}{U} + [C'_L + C_D] \chi_L^w \frac{w}{U} \right\} \quad (6.12a)$$

$$D_b = \frac{1}{2} \rho U^2 B \left\{ C_D \chi_D^u \frac{2u}{U} + C'_D \chi_D^w \frac{w}{U} \right\} \quad (6.12b)$$

$$M_b = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 \left\{ C_M \chi_M^u \frac{2u}{U} + C'_M \chi_M^w \frac{w}{U} \right\} \quad (6.12c)$$

ここで, C_L , C_D , C_M はそれぞれ揚力係数, 抗力係数, 空力モーメント係数であり, $(\cdot)$ は迎角に対する勾配を表す. また, χ は空力アドミッタンスであり, 上添字は入力, 下添字は出力成分に対応する.

いま, 次のようにガスト空気力を u 成分と w 成分に起因するものとの重ね合わせで表現すると,

$$\mathbf{P}_b(t) = \{ \dots, L_b, D_b, M_b, \dots \}^T = \mathbf{P}_b^u(t) + \mathbf{P}_b^w(t) \quad (6.13)$$

ガスト空気力の PSD は次のように表される.

$$\mathbf{S}_{\mathbf{Q}\mathbf{Q}} = \mathbf{X}^T \mathbf{S}_{P_i P_j}^{S_{uu}} \mathbf{X} + \mathbf{X}^T \mathbf{S}_{P_i P_j}^{S_{ww}} \mathbf{X} + \mathbf{X}^T [\mathbf{S}_{P_i P_j}^{C_{uw}} + i \mathbf{S}_{P_i P_j}^{Q_{uw}}] \mathbf{X} + \mathbf{X}^T [\mathbf{S}_{P_i P_j}^{C_{uw}} - i \mathbf{S}_{P_i P_j}^{Q_{uw}}] \mathbf{X} \quad (6.14)$$

ここで, $\mathbf{S}_{P_i P_j}^{S_{uu}}$, $\mathbf{S}_{P_i P_j}^{S_{ww}}$, $\mathbf{S}_{P_i P_j}^{C_{uw}}$, $\mathbf{S}_{P_i P_j}^{Q_{uw}}$ は i 点, j 点間の変動空気力のクロススペクトルを表し, 上添字はそれぞれが励起される変動風速成分を表す. すなわち, S_{uu} , S_{ww} は u , w 成分の PSD を C_{uw} , Q_{uw} は uw 成分間のクロススペクトル, クオドラルスペクトルをそれぞれ表す.

ところで, 式(6.10), (6.11), (6.14)においては, インピーダンスマトリクス, ガスト空気力 PSD マトリクスに異なるモード間の影響(モード連成)が存在するため, 非対角項にも値を持つフルマトリクスとなる. このため, 解析に長時間を要するため, いくつかの簡略化を行う場合が多い. 以下に, 本州四国連絡橋で行われた解析手法を上記の展開と比較して述べる.

いま, 式(6.11)において, 振動モード間の連成(非対角項)を無視すると, 式(6.11)は振動モード毎の1自由度の振動方程式に分解される. いわゆる, 基準座標ベクトル PSD が変動風 PSD, 空力アドミッタンス, ジョイントモードアクセプタンス(空間相関関数), メカニカルアドミッタンス(インピーダンス)の積の形で表すことができる. 通常, 簡便のため式(6.14)に示す変動風のクロススペクトルのうち, uw 成分間のものは無視し, u 成分, w 成分の PSD を解析に応じて使い分ける形を取っている.

$$\mathbf{S}_{\Phi_m} = |\mathbf{E}|^2 \{ \tilde{\mathbf{X}}_m \}^T \mathbf{R} \{ \tilde{\mathbf{X}}_m \} |\chi|^2 \tilde{\mathbf{P}}_b^2 S_v \quad (6.15)$$

ここで, $\{ \tilde{\mathbf{X}}_m \}$ は $\mathbf{X}$ の m 番目 (m 次モードに対応) の列ベクトルのうち着目する自由度(鉛直たわみ, 水平たわみ, あるいは, ねじれ) 方向のみの成分を取り出したもの, $\mathbf{R}$ は空間相関関数, χ は空力アドミッタンス関数, $\tilde{\mathbf{P}}_b$ は以下に定義されるガスト空気力係数, S_v ($v = u$ or w) は u あるいは w 成分の PSD である.

すなわち, ガスト空気力は, 式(6.12)に替えて以下のように簡略化される.

$$\tilde{\mathbf{P}}_b = \frac{1}{2} \rho U B [C'_L + C_D] \quad (\text{揚力}) \quad (6.16a)$$

$$= \rho U A C_D \quad (\text{抗力}) \quad (6.16b)$$

$$= \frac{1}{2} \rho U B^2 C'_M \quad (\text{空力モーメント}) \quad (6.16c)$$

また、インピーダンスの中に非定常空気力の作用によってもたらされる空力減衰については、鉛直たわみと水平たわみに伴うもののみを考え、非定常空気力係数に替えて準定常理論に基づいて定義される。なお、ねじれの空力減衰は設計の安全を考慮してゼロとしている。

$$H_1^* = -\frac{1}{K}[C_L' + C_D] , \quad P_1^* = -\frac{2C_D}{K} , \quad \text{他は全てゼロ} \quad (6.17, 18)$$

本州四国連絡橋の設計時点では、解析負荷を極力小さくするために、式(6.15)によって振動モード毎に解析する場合に、さらに着目方向自由度(鉛直, 水平, ねじれ)毎に分解して解析を行ったため、最終的に求める変位(変動成分標準偏差)は各モードと 3 成分による応答を2乗平均することで得られる。

$$\sigma_u = \sqrt{\sum_m^{\text{mode}} (\sigma_u^L)^2 + \sum_m^{\text{mode}} (\sigma_u^D)^2 + \sum_m^{\text{mode}} (\sigma_u^M)^2} \quad (6.19)$$

ここで、 $\sigma_u^L, \sigma_u^D, \sigma_u^M$ は、それぞれ揚力, 抗力, 空力モーメントに伴う着目方向の変位を表す。

なお、最終的には変位 u の最大期待値を算出する必要があるが、通常は u が狭帯域定常確率過程であると仮定して、評価時間 T の関数として次のように求める。

$$u_{\max} = u_{\text{mean}} + \sqrt{\sum_m^{\text{mode}} (g_m^L \cdot \sigma_u^L)^2 + \sum_m^{\text{mode}} (g_m^D \cdot \sigma_u^D)^2 + \sum_m^{\text{mode}} (g_m^M \cdot \sigma_u^M)^2} \quad (6.20)$$

ここで、 g_m^L, g_m^D, g_m^M は、各モード(m)毎, 成分(L, D, M)別のピークファクターであり、次式で算出する。

$$g = \sqrt{2 \ln \tilde{f}T} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln \tilde{f}T}} , \quad \tilde{f} = \left[\frac{\int_0^\infty f^2 S_{uu}(f) df}{\int_0^\infty S_{uu}(f) df} \right]^{1/2} \quad (6.21a, 21b)$$

なお、現在では計算機の発達により解析負荷の問題が小さくなったため、3 成分に分解せずに解析する方法や、式(6.10)～(6.14)に従ってモード間の連成を全て考えて解析する方法が一般的となっている。

既に述べたように、長大橋のガスト応答は風荷重問題として捉えられるため、変位 u を算出した後に適当な変換を行って、部材力(曲げモーメントやせん断力)の最大期待値を求めることとなる。

解析で得られた着目部位での部材力の平均値を S_{mean} 、最大期待値を $S_{\max}$ とすると、 $S_{\max}/S_{\text{mean}}$ がガスト応答倍率となる。本州四国連絡橋耐風設計基準では、この倍率を補正係数として、水平方向に長い構造に関して μ_2 、鉛直方向に長い構造に対して μ_3 として、設計風荷重 P_D を次式にて算出することになる。

$$P_D = (\mu_2, \mu_3) \frac{\rho U^2}{2} C_D A \quad (6.22)$$

6.5 ガスト応答解析におけるポイント

ガスト応答解析においても、明石海峡大橋全橋模型実験の際にそのキャリブレーションが行われた。その際に明らかとなったいくつかの点を述べる。

(1) 変動風速の空間相関関数

ガスト空気力(変動風速)の空間相関関数としては、従来から次に示す指数関数式が用いられてきた。

$$R(i, j, f) = \exp \left[-\frac{f}{U_i + U_j} \sqrt{(c_x \Delta x)^2 + (c_y \Delta y)^2} \right] \quad (6.23)$$

ここで、 c_x, c_y は水平方向(Δx), 鉛直方向(Δy)のディケイファクターであり、 $\Delta x, \Delta y$ は i, j 点間の水平距離, 鉛直距離である。

しかしながら、明石海峡大橋の全橋模型実験において、指数関数では低振動数領域において変動風速の空間相関を過大に評価する傾向にあることが判明した。この点を改良するため、式(6.24)に示す Roberts & Surry の提案式が注目され、指数関数式よりもよい表現を与えることが判明した(図 6.4 参照)。

$$R_u(\Delta x, f) = \frac{2^{1/6}}{\Gamma(5/6)} \left[\eta^{5/6} K_{5/6}(\eta) - \frac{\eta^{11/6}}{2} K_{1/6}(\eta) \right] \quad (\text{主流成分}) \quad (6.24)$$

ここで、 $\eta = \frac{\Delta x}{L_3} B_1 \sqrt{1 + \left(\frac{2\pi}{B_1} \right)^2 \left(\frac{f L_3}{U} \right)^2}$, $B_1 = \sqrt{\pi} \frac{\Gamma(5/6)}{\Gamma(1/3)}$ であり、また Γ はガンマ関数、 $K_{5/6}$ および $K_{1/6}$ は第 2 種の変形ベッセル関数、 L_3 は主流変動風速の水平方向乱れスケールの 2 倍に相当するスケールである。

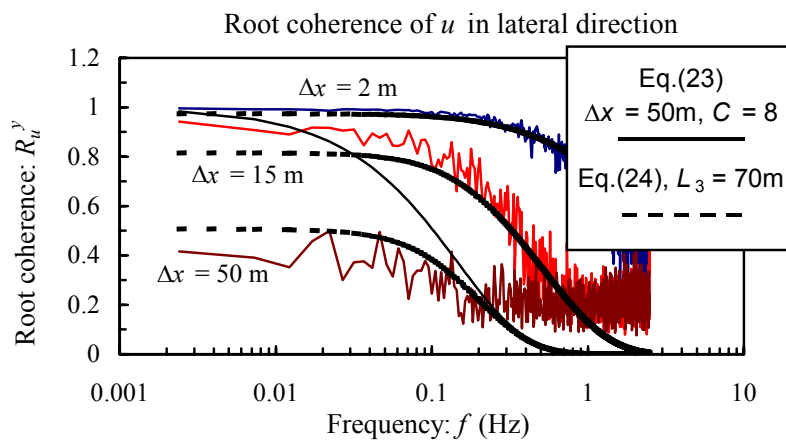


図 6.4 変動風空間相関特性

(2) 空力アドミッタンス

空力アドミッタンスの具体的な表現式にはいくつかの研究成果があるが、長大橋のように線状構造物と見なせる場合には、翼に対する解析理論から導かれる Sears 関数が式(6.25)に示すように、鉛直風速変動 w による揚力 L に対する空力アドミッタンス(χ_L^w)として用いられることがある。

$$\left| \chi_L^w(f) \right|^2 = \frac{0.1811 + k}{0.1811 + (0.1811\pi + 1)k + 2\pi k^2} \quad (6.25)$$

一方、主流風速変動 u に起因する抗力 D に対する空力アドミッタンス(χ_D^u)は、Davenport の提案に従い、式(6.26)を用いている。

$$|\chi_b''(f)|^2 = \frac{2}{(k_z \xi)^2} [k_z \xi - 1 + e^{-k_z \xi}], \quad \xi = \frac{fd}{U} \quad (6.26)$$

長大橋の空力アドミタンスは、翼の場合と違って厳密解が求められないため、正確には個々に計測する必要があり、これまでに橋梁断面を対象にしたいくつかの計測がある。しかしながら、前提となる2次元流れの実現の困難さ、あるいは変動風の空間相関評価の困難さなどもあり、精度の高い計測が難しい。

明石海峡大橋の断面を対象にした空力アドミタンスの計測も行われ、特に揚力、空力モーメントに関して基準で規定する Sears 関数と大きく異なる結果が得られたが、原因については十分に検討されていない。また、近年、非定常空気力係数から空力アドミタンスを推定する研究も行われている。

(3) メカニカルアドミタンス(伝達関数)

式(6.11)に示すインピーダンスマトリクスは、自励空気力の影響を受け、振動モード間の連成を有する、すなわち全ての成分に値を持つフルマトリクスとなる。仮に、自励空気力の影響がないとすれば、インピーダンス行列は対角項のみとなり、各振動モードに対する1自由度のメカニカルアドミタンスに等しくなる。

従来、長大橋のバフティング解析においては、自励空気力の影響をごく簡便に準定常理論によって評価してきたが、最近の研究によると、自励空気力の影響が長大橋では顕著となることから、非定常空気力係数を介して的確に評価してやる必要性が指摘されている。

6.6 ガスト応答解析の事例

以下に、ガスト応答解析結果と全橋模型試験、あるいは実橋と比較検討された事例を紹介する。

(1) 明石海峡大橋全橋模型実験

図 6.5 に明石海峡大橋全橋模型試験結果とガスト応答解析結果との比較を示す。図中で、First Analysisとあるのは設計基準に従った解析(空間相関に指数関数を使用)、Second Analysisとあるのは空間相関に式(6.24)を使うとともに、設計基準で無視しているねじれの空力減衰を考慮したものである。図から判るように、Second Analysis では概ね全橋模型の挙動を再現できている。

(2) 明石海峡大橋動態観測

明石海峡大橋では、完成後の橋梁で動態観測が行われている。台風時の観測結果を図 6.6 に示す。静的水平変位に関しては、解析値とのよい整合が見られるが、変動成分を含む最大応答に関しては、設計基準に従ったガスト応答解析値よりも小さくなっている。また、いくつかの強風時でのデータ解析の結果、自然風においても空間相関は、低振動数域で指数関数よりも低い値をとることが確かめられている。このことを踏まえ、補剛桁のガスト応答も空間相関などの実測データを用いると、図 6.7 に示すように実測値と解析値がよく整合することが確かめられている。しかしながら、実橋観測ゆえにばらつきも多く、現象の解明、さらなる解析法の精緻化を目ざして、引き続き検討が行われている。

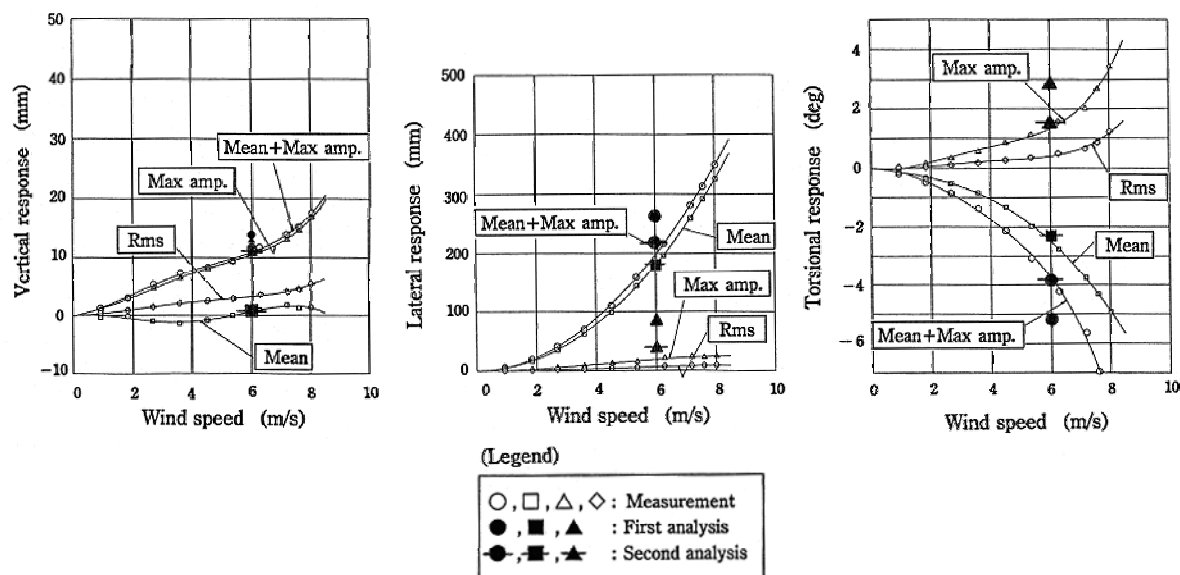


図 6.5 ガスト応答に関する計測値と解析値との比較

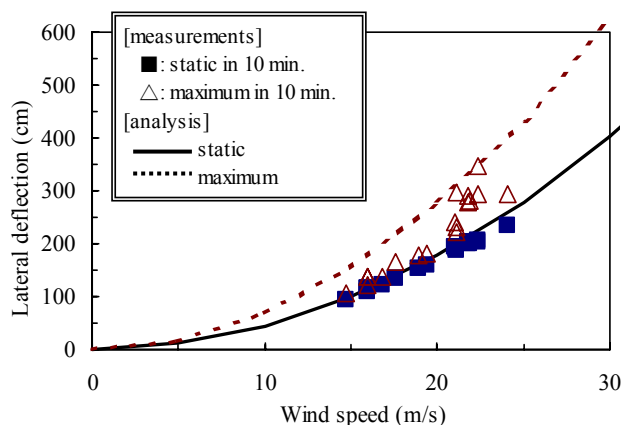


図 6.6 台風時の補剛桁水平変位と設計値との比較(橋軸直角から30度以内の風)

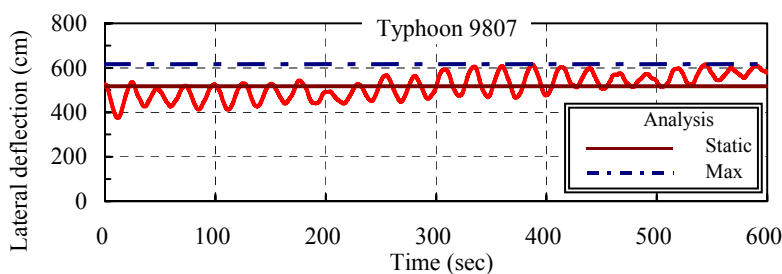


図 6.7 観測条件によるガスト応答解析と実測変位との比較

6.7 渦励振

渦励振, 特に最大振幅に関しては, 風洞実験による検討が通常である. しかしながら, 事前の簡易な検討段階では第3章で述べたように風洞実験データに基づく推定式による検討も行われている(道路橋耐風設計便覧). 解析的に推定を行うことは, 空気力の評価が難しいこともあり, あまり行われていないが, 以下に阪神高速道路公団での推定式の考え方を紹介する.

渦励振を自励振動と捉えると, 空気力を速度に比例する形で次のように表すことが出来る.

$$F_L = \frac{1}{2} \rho U^2 B C_h \dot{y} / U \quad (6.27)$$

ここで、 F_L は単位長さあたりの揚力、 C_h は自励空気力係数である。

構造の減衰定数を h とすると、式(6.27)による自励力とつり合う状態の振幅を渦励振振幅と考えると、

$$h - \frac{1/2 \rho U B C_h}{2 \omega m} = 0 \quad (6.28)$$

となる。さらに、自励空気力係数 C_h が無次元振幅 y/B に反比例すると考えると、

$$C_h = \frac{C}{y/B} \quad (6.29)$$

となる。

式(6.28)、(6.29)より、渦励振振幅 y は、次のようになる。

$$y = \frac{\rho U B^2 C}{4 m \delta f} \quad (6.30)$$

風洞実験などで空気力係数 C を評価してやれば、渦励振振幅が解析的に求められることになるが、既往の風洞実験結果によると、 C は D/B (D :桁高、 B :桁幅)と次のような関係がある。

$$C = 0.625 (D/B)^2 \quad (6.31)$$

また、渦励振が最大となる風速が、 $U = 1.67 \alpha f B$ ($\alpha = 1.2 - 1.8$)と与えられるので、結局、渦励振振幅の推定式は以下のようになる。

$$y = \frac{K_R \alpha \rho D^2 B}{4 m \delta} \quad (6.32)$$

ここで、 K_R は風の乱れによる低減係数である。

参考文献

- [6.1] Davenport, A.G., The Response of Slender, Line-Like Structures to a Gusty Wind, *Proc. Institution of Civil Engineers*, Vol.20, 389-408, 1962.
- [6.2] 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説(1976), 本州四国連絡橋公団, 1976.
- [6.3] 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説, 本州四国連絡橋公団, 1990.
- [6.4] 尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説, 本州四国連絡橋公団, 1994.
- [6.5] Scanlan, R.H., The Action of Flexible Bridges under Wind, I: Flutter Theory, *J. of Sound and Vibration*, 60(2), 187-199, 1978.
- [6.6] Simiu, E. and Scanlan, R.H., Wind Effects on Structures, Third Ed., Wiley, 1996.
- [6.7] Miyata, T. and Yamada, H., Coupled flutter estimate of a suspension bridge, *Proc. of International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and its Application*, Kyoto, 485-492, 1988.

7章. 本州四国連絡橋完成までの turning points

本州四国連絡橋は日本の長大橋技術を代表するものであると同時に、本州四国連絡橋によって日本の長大橋技術が発展したと言っても過言ではない。長大橋においては、耐風設計の重要性が飛躍的に増し、世界最長の明石海峡大橋を実現させるために世界をリードする理論、技術が開発された。明石海峡大橋に至るまでの本州四国連絡橋の歴史は、そのまま日本における耐風設計の歴史でもあり、その過程にはいくつかの重要な turning points が指摘される。ここでは、日本の耐風設計史上、本州四国連絡橋完成に至る turning points について述べることとする。

7. 1 耐風設計基準

1940年の旧タコマナロウズ橋の落橋事故を契機に、長大橋の建設時には風の動的作用への配慮が重大な関心事として浮上した。その1つの解決策として、模型を用いた風洞実験による検討(耐風設計)である。旧タコマナロウズ橋の落橋原因調査のための風洞実験、その後の新タコマナロウズ橋建設のための風洞実験、そして流線型箱桁の採用を可能としたセバーン橋の風洞実験などである。しかしながら、それぞれの橋の耐風設計においては、それぞれの特殊性が組み入れられおり、いわば一品料理的なものであった。

これに対して、1960年頃より計画が本格化した本州四国連絡橋においては、多数の長大橋が計画に含まれる関係上、それぞれの橋梁に対して一定した耐風安定性を確保するための耐風設計の拠り所となる基準の制定が求められることになった。

最初に制定された基準は、土木学会耐風設計研究委員会(委員長:平井敦, 東大教授)が1964年に提示し、1967年に若干の改訂を加えて公表した「本州四国連絡橋耐風設計指針(1967)」である。この指針は、旧タコマナロウズ橋以降、世界各国での長大橋耐風設計に関する研究成果を、土木のみならず航空、気象、建築などの多くの分野の専門家からなる上記委員会が取りまとめたものであり、本州四国連絡橋の耐風設計が拠り所とする基準を与えたものであった。この指針の特徴としては、

- ①構造物の耐用年数や自然風の特性に配慮して設計風速を求めるよう定めた。
- ②構造物の形状に応じて風荷重を定めるよう指示した。
- ③吊橋の空力弾性的不安定現象に対する限界風速の基準を与えた。
- ④風洞実験などにより、風による振動現象について十分に検討するよう方針を示した。

ことである。

このうち、最も重要な点は、それまでの長大橋の耐風設計では必ずしも明確でなかった設計風速の値を規定したことであり、それによって耐風設計の目標が具体的に定まり、設計法の合理化を促進することに大いに役立つことになった。なお、指針における設計風速の規定においては、Davenport が当時提案して反響を呼んだ風の乱れを考慮した風荷重評価法の理論の一部を早速応用した点は特筆される。

この指針に基づいて当時の本州四国連絡橋3ルート of 長大吊橋の耐風性が検討され、本州四国連絡橋技術調査委員会が1967年に「技術的難易度は異なるが、どのルートも建設可能である」と報告したのであった。

次に、1970 年 7 月に本州四国連絡橋公団が設立され、公団は本州四国連絡橋の実施設計を行うにあたって、耐風設計指針(1967)以降の調査研究成果を取り入れた耐風設計基準の作成、風洞試験基準の作成、風洞試験結果の検証のための耐風実験橋による観測の 3 点を目的とした調査研究を土木学会に委託した。この調査研究を遂行するために土木学会に新たに耐風研究委員会(委員長:土木研究所, 大久保忠良博士)が発足し、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」を作成した。この基準においては、構造物の風に対する複雑な応答を現象の発生機構とさらに設計上の便宜を考慮して、図 7.1 のように分類し、これらの各現象に対処するための耐風設計の流れを図 7.2 のように明示したことが特筆される。また、各設計段階での基準値とその根拠を示したことで、基準としての体裁も十分に整えたものとなった。このようなことから、本基準は本州四国連絡橋以外の長大橋に対しても耐風設計の拠り所を与えるものとなった。

さらに、本耐風研究委員会は、耐風設計基準に加えて、風洞試験基準を新たに作成して実験精度の向上に寄与するとともに、実橋の 1/10 の大型部分模型を用いた耐風実験橋の自然風に対する応答を観測することで風洞実験の妥当性、相似性を検証した。耐風研究委員会はこれらの成果を残して 1975 年に一旦は終了したが、その後、種々の問題点を解決することと、個々の橋梁の耐風設計をフォローする目的で、再び土木学会内に耐風研究委員会(委員長:岡内功, 中央大教授)が発足している。

本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)を適用することで、因島大橋、大鳴門橋、瀬戸大橋の長大橋の耐風設計が実施されたが、その過程において基準作成時に残された問題点のうち、下記の 4 点が基準の一層の合理化を図る上で重要なものとして指摘された。

- ①フラッターに対する耐風安全性の評価法
- ②鉛直たわみモードのガスト応答の評価
- ③渦励振への対策
- ④架設時の耐風性の確保

また、その当時、明石海峡大橋の建設が決まり、それまでに経験したことのない超長大吊橋の耐風設計へ備えた検討が要求された。このような背景のもと、耐風設計基準(1976)の見直しが行われ、最終的に「明石海峡大橋耐風設計要領」が作成された。新しい要領では、より精度の高い、合理的な考え方に立ち、以下の点が対応された。

- ①耐風設計基準(1976)で不足している部分の追加
- ②1976 年以降の新しい成果をもとにした見直し、改訂
- ③超長大吊橋ゆえに派生する問題に対する補足

以下に、明石海峡大橋耐風設計要領の主な特徴を示す。

1) ガスト応答と風荷重

明石海峡大橋の主要部材断面が風荷重で決定されることから、ガスト応答による風荷重の補正係数を再計算した。また、ガスト応答解析法に関しても見直しを行った。

2) 限定振動と風の乱れ

限定振動(ガスト応答、渦励振)に対して、自然風の乱れの影響を正しく評価し得るように考えられた。ガスト応答に関しては、安全性に加えて疲労や使用性に対しても検討を行うこと、その大きさに

については解析を基本とするものの乱流中での風洞実験結果も参考とすることとされた。また、渦励振の推定は乱流中の風洞実験によることとしており、タウトストリップ模型試験についても規定している。

3) 自励振動と風の乱れ

実際の現象を考え、自励振動に関しても乱流中での試験、全橋模型試験を行い、ガスト応答の影響を加えた上での総合的な安全性の検証が望ましいとした。ただし、従来の部分模型を用いた一様流中での試験を基本とする点については、踏襲された。

4) 風の傾斜角

橋桁の空力振動特性に大きな影響を及ぼす風の迎角について、一様流中では $-3 \sim +3$ 度、乱流中では 0 度のみとした。これは、明石海峡大橋のような開けた地形に架設される場合には、橋桁の静的ねじれ変形と自然風の鉛直変動風速効果のみを考慮すればよいとされ、後者の風の変動特に起因する傾斜角については、確率統計的検討をもとに定量的に評価がなされた。

5) 全体構成の見直しと乱流特性値

基準の構成を設計と照査に大別し、整理した。また、基準における種々の風速の表現を統一し、高度 10m における基本風速をもとに、風荷重算出のための設計基準風速、動的照査のための照査風速を算出するように改められた。さらに、ガスト応答解析、乱流中での風洞試験が規定に盛り込まれたため、ガスト応答解析方法、風洞試験要領が付録として整備された。

なお、風洞試験要領においては、模型精度、試験条件・手順、試験精度、試験結果のとりまとめ様式などが規定され、基本的には、誰がどこで試験を行っても同じ結果が得られるように配慮されている(試験精度の保証)。このような詳細な試験要領は、世界的にも例が無く、短期間で数多くの長大橋の耐風設計を実施し、最終的に世界最長となる明石海峡大橋を完成させた耐風設計技術の重要な一要素と言えるものである。

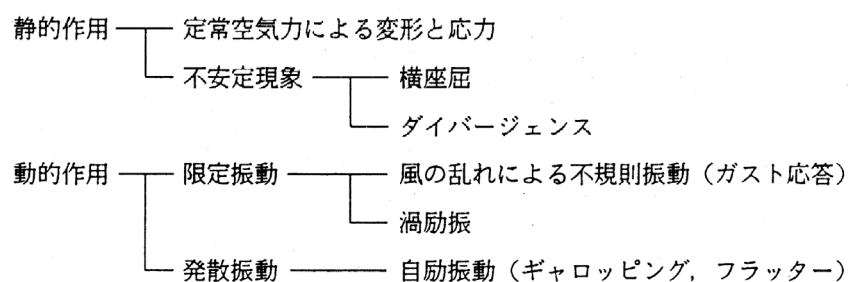


図 7.1 風の作用に対する構造物の応答の分類

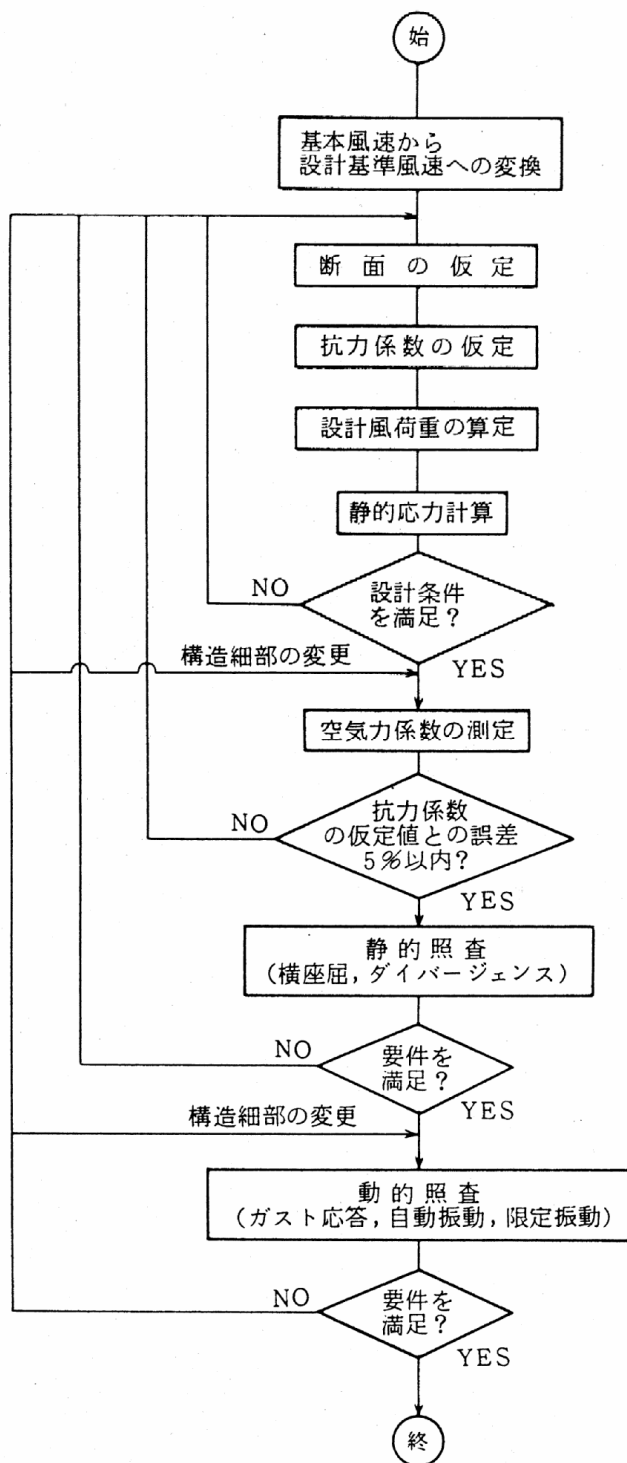


図 7.2 耐風設計の流れ

7. 2 耐風実験橋

昭和 48 年から 50 年にかけて房総半島の先端の野島崎付近で、トラス補剛桁の縮尺 1/10 の部分模型 (長さ約 8m) を風洞実験と同様にバネ支持設置し、自然風中での模型挙動を観測することで、室内風洞実験の妥当性の検証およびガスト応答解析手法の検証を行った。これを耐風実験橋と呼

んでいる(図 7.3, 7.4 参照)。

トラス補剛桁模型は、床面にオープングレーチングを有するモデル(B)と有しないモデル(A)の 2 種類を用いた。観測期間中、風速(地表面より 6m 高さ)は 5~20m/s, 乱れ強さは 9~13%, 主流方向乱れスケールは 25~100m の風が観測された。実機への風速換算倍率は 5.4 である。なお、模型支持装置はターンテーブル機構を有しており、模型を常に風と直角方向に向けることが出来るようになっている。

観測の結果、まず抗力係数は風洞実験結果とほぼ一致することが確認された(表 7.1 参照)。次に、床面にオープングレーチングを有しない model A ではねじれフラッターが観測された。図 7.5 は観測された風速と模型振動応答の時間変化を示したものであり、風速の増減とともに振動応答も増減していることが判る。また、図 7.6 は模型でのフラッター限界風速と風洞実験結果を比較したものであり、観測結果のばらつきはあるものの風洞実験結果とよい一致を見ることが出来る。さらに、図 7.7 は、フラッター限界風速と迎角の関係であり、オープングレーチングを有する Model B において、若干の不整合が見られるものの、フラッター限界風速の迎角による変化についても観測値と風洞実験値とがよく一致していることが判る。

他にもさまざまな角度から観測結果の解析、検討が行われ、最終的に耐風実験橋と風洞実験との整合性は妥当なものであると判断され、風洞実験によって実橋の対風挙動の基本的特性は推定できるものと考えられた。また、この成果を参考として、本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)が制定された。

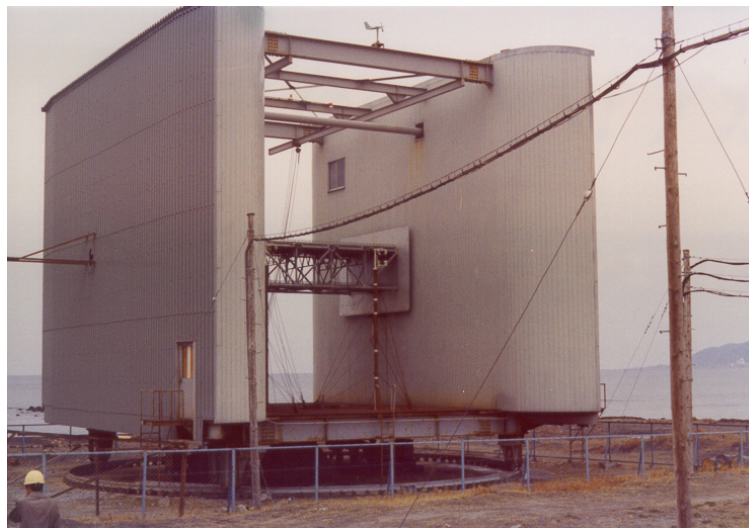


図 7.3 耐風実験橋全景

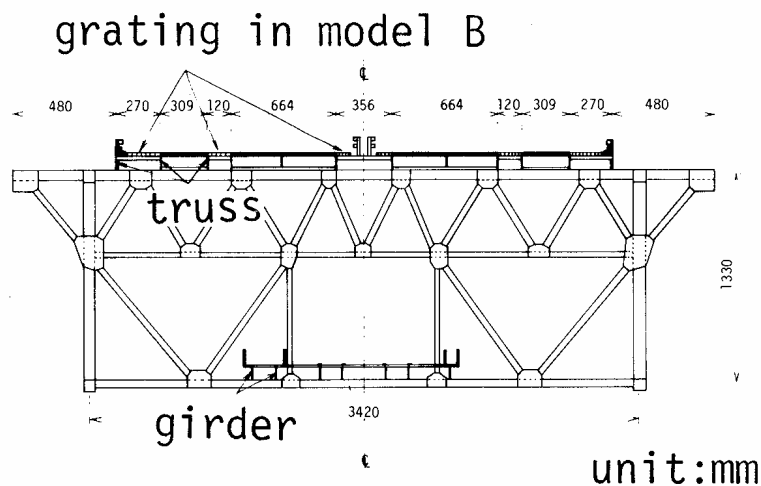


図 7.4 耐風実験橋トラス補剛桁モデル

表 7.1 抗力係数の比較

	Model A1	Model A2	Model B1	Model B2
観測値 (a)	2.45	2.44	2.11	2.66
風洞実験 (b)	2.27	2.31	2.13	2.67
a/b	1.08	1.06	0.99	0.99

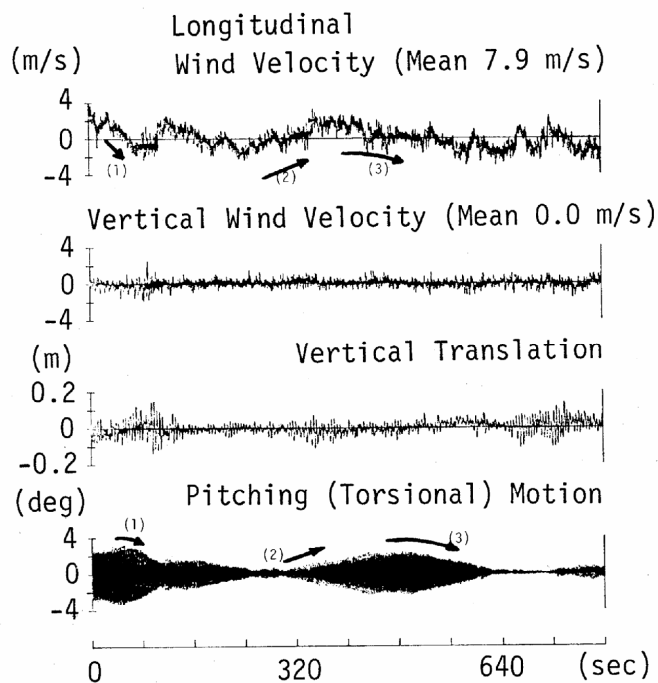


図 7.5 風速と模型応答の時間変化

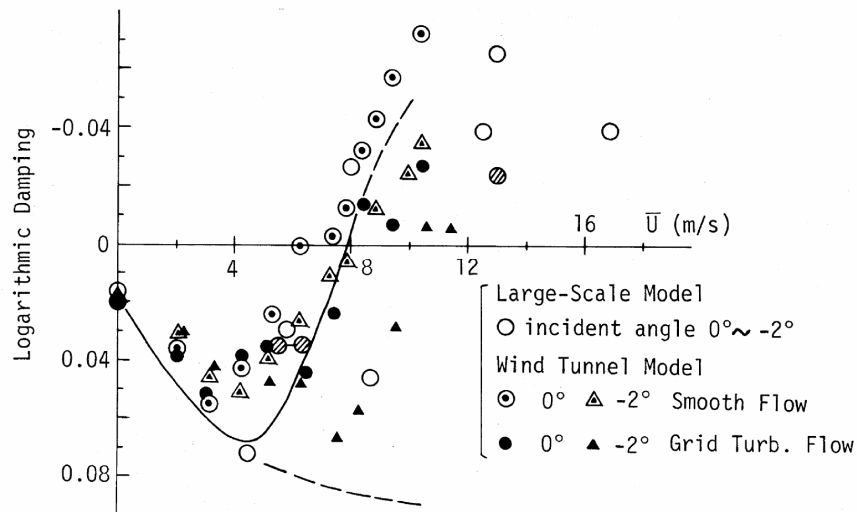


図7.6 観測値と風洞実験結果との比較(風速と減衰の関係)

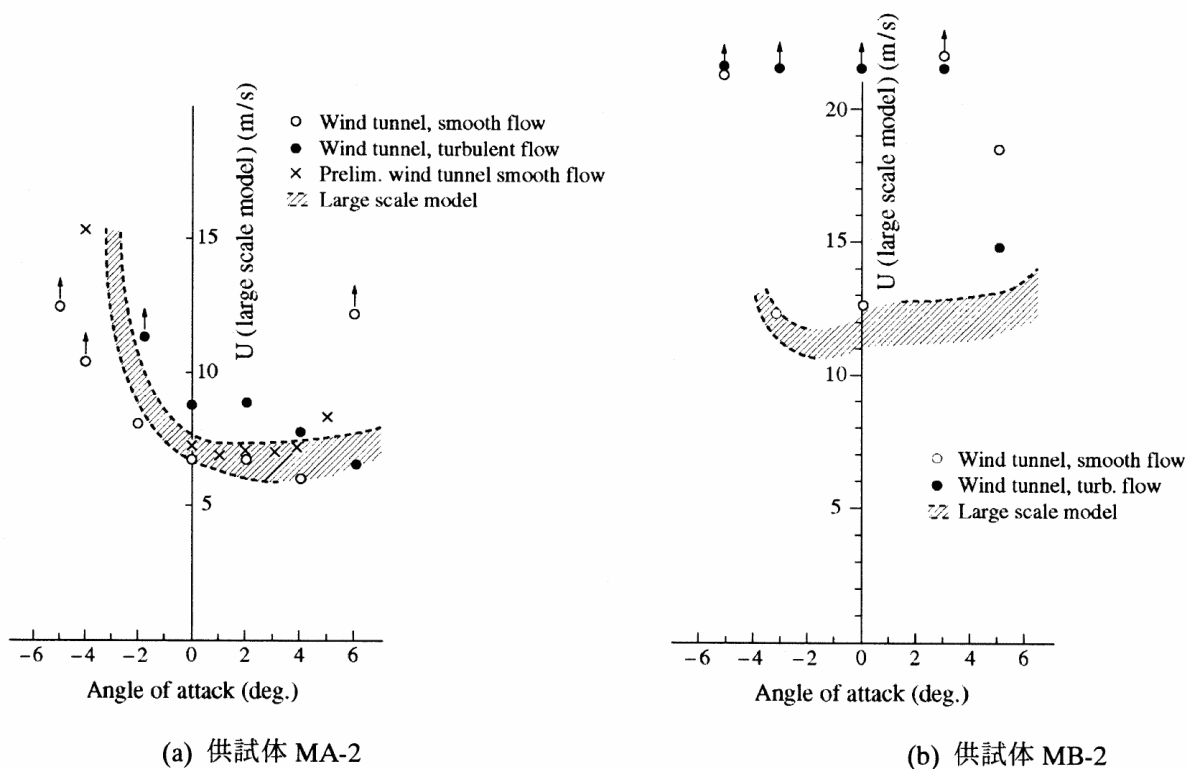


図 7.7 観測値と風洞実験結果との比較(フラッター限界風速と迎角の関係)

7. 3 垂水観測鉄塔

長大橋の耐風設計を行う際に、その設計風速を如何に設定するかは非常に大きな問題である。如何にというのは、どの程度の設計風速が必要か、あるいは妥当かという意味と、どのようにして、あるいは如何なるデータ、手法を用いて設定するかとの2つの側面がある。

一般に、長大橋の設計風速は確率論的に決められ、本州四国連絡橋の場合には、その設計耐

用年数 100 年の間に生起する確率が 50%となる風速レベル, すなわち再現期間 150 年の風速レベルが用いられている. この 150 年再現期待風速を過去の風速観測記録から定める場合, 日本の気象台においては, 信頼できる記録としては高々 50 年程度であることから, 所詮これらの記録からの外挿処理を施す必要が生じる. さらに, 観測記録があるのは気象台に限られることから(当時), 例えば, 明石海峡大橋を建設する際に架橋地点での風観測記録は一般には無いと言える.

このため, 明石海峡大橋の建設にあたって, 当時の建設省は明石海峡大橋の建設地点に比較的近い, 神戸市垂水海岸に高さ 80m の鉄塔を建て, 種々の高さに風速計を設置して, 昭和 39 年から約 20 年間にわたって風観測を行った. 観測記録は, 当時, 道路単独橋として建設が許可された明石海峡大橋の設計風速(基本風速)設定の根拠として用いられた. また, 設計風速のみならず, 乱れ強さ, ディケイファクターなどの風速変動の特性値の設定根拠ともなった. 役目を終えた観測鉄塔もしばらくは風観測を続け, JR 山陽線の車窓からも眺められたが, 維持費節約のあおりから現在は解体撤去されてしまったのは残念である.

7. 4 実橋振動実験

長大橋の耐風安定性を検討したり, 実際に検証する際に構造減衰の値は非常に大きな影響を与える. 日本においては, 関門橋, 本州四国連絡橋などの主要な長大橋において, 完成後に大型の起振機などを用いて, 橋体を大振幅で加振し, その振動特性の検証に努めてきた. 特に, 大振幅領域での構造減衰の実測結果は貴重であり, 本州四国連絡橋を始めとして, 他の長大橋, そして明石海峡大橋の設計値の設定にあたって, 参照とされ, 大きな設定根拠となった.

本州四国連絡橋では, 大鳴門橋の振動実験に際し, 橋体を基準振幅(たわみ:桁幅の 0.5%, ねじれ:0.5 度)以上の大振幅で加振できるような大型の起振機を新たに製作し, その後の実橋振動実験に用いた. この大型起振機は, 1 台あたり 196kN の起振力を有し, 最高で 2Hz までの加振が可能である. 図 7.8 は 1988 年 1 月に実施された南備讃瀬戸大橋での実橋振動実験の様子である. また, 結果の一例として, 大鳴門橋, 南備讃瀬戸大橋, 大島大橋での実験結果を表 7.2 に示す. これらの結果より, 固有振動数に関しては解析値と概ね一致することが, 構造減衰に関しては設計での仮定値を上回っており, 耐風安全性に問題のないことが確認されるとともに, 設計基準での減衰設定の妥当性が裏付けられた.



図 7.8 実橋振動実験(南備讃瀬戸大橋)

表 7.2 実橋振動実験による構造減衰

橋梁名		大鳴門橋		
支間割り		93+330+876+330m		
桁形式		トラス桁		
振動モード		振動数 (Hz)		対数減衰率
		解析	実測	
たわみ	対称 1 次	0.154	0.165	0.112
	逆対称 1 次	0.147	0.164	0.109
ねじれ	対称 1 次	0.306	0.328	0.033
	逆対称 1 次	0.493	0.506	0.057

南備讃瀬戸大橋			大島大橋		
247+1100+274m			140+560+140m		
トラス桁			箱桁		
振動数 (Hz)		対数減衰率	振動数 (Hz)		対数減衰率
解析	実測		解析	実測	
0.166	0.168	0.034	0.232	0.232	0.017
0.133	0.151	0.080	0.157	0.189	0.018
0.329	0.329	0.020	0.541	0.553	0.020
0.452	0.452	0.037	0.741	0.759	0.040

7.5 動態観測

完成した橋梁の設計パラメータを検証したり、完成後の橋梁の状態をモニタリングする目的で、橋体に種々のセンサーを設置し(図 7.9 参照:明石海峡大橋の例)、観測を行う動態観測が行われる場合がある。特に、本州四国連絡橋においては、それまでにない規模の橋梁であったり、その後の更なる長大橋を建設する際の参考とするために、主要な橋梁において種々のセンサーを設置し、完成後に長期間にわたって観測を行う動態観測が行われている。橋梁上での風速、振動変位、速度、加速度といった諸量が自動的に記録保存されるように設計されている。本州四国連絡橋での動態観測は、常時の交通管制、異常(強風、地震)時の橋体応答把握、長期間のデータからの橋体変状確認などを目的としている。

特に耐風設計の観点からは、強風時の橋体応答データを解析することで、橋体の振動特性、設計法と実際の検証などが行えるといった点が興味深いところである。これまでも大島大橋、大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋、明石海峡大橋での観測記録が解析され、貴重なそして興味深い結果が得られている。

図 7.10 は、大鳴門橋で観測された自然風空間相関特性であり、距離が離れると振動数が 0 でも相関が 1 を下回るという結果を得ており、このことは実橋のガスト応答特性を議論する際に非常に大きな影響因子となる。また、図 7.11 と 7.12 は、明石海峡大橋でのデータを解析した結果、得られた固有振動数、モード減衰特性である。固有振動数に関しては、解析値とほぼ一致する結果を得たが、一部、ねじれモードに関しては高めの結果を得ている。また、モード減衰に関しても基準で想定した値を概ね上回っており、実橋の耐風安定性がまずは検証されたと言える貴重なデータである。

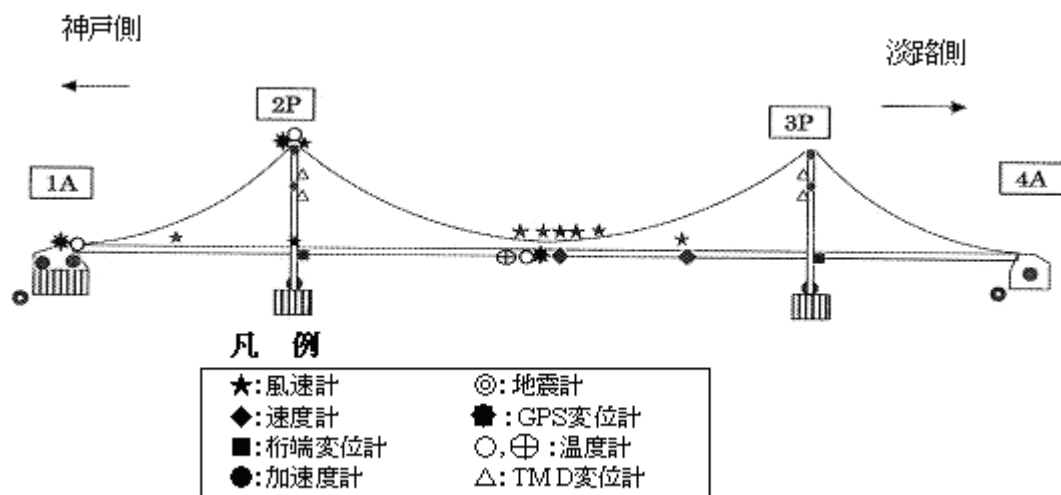


図 7.9 明石海峡大橋の動態観測機器配置図

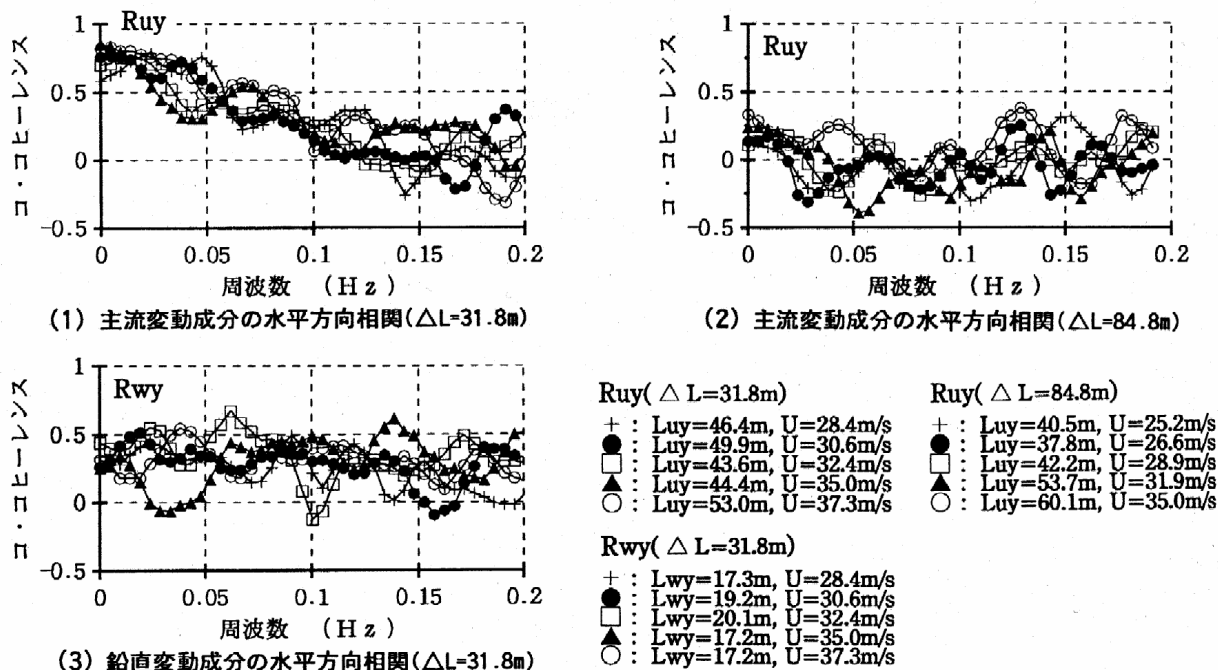


図 7.10 大鳴門橋で計測された自然風空間相関(台風 9119 号)

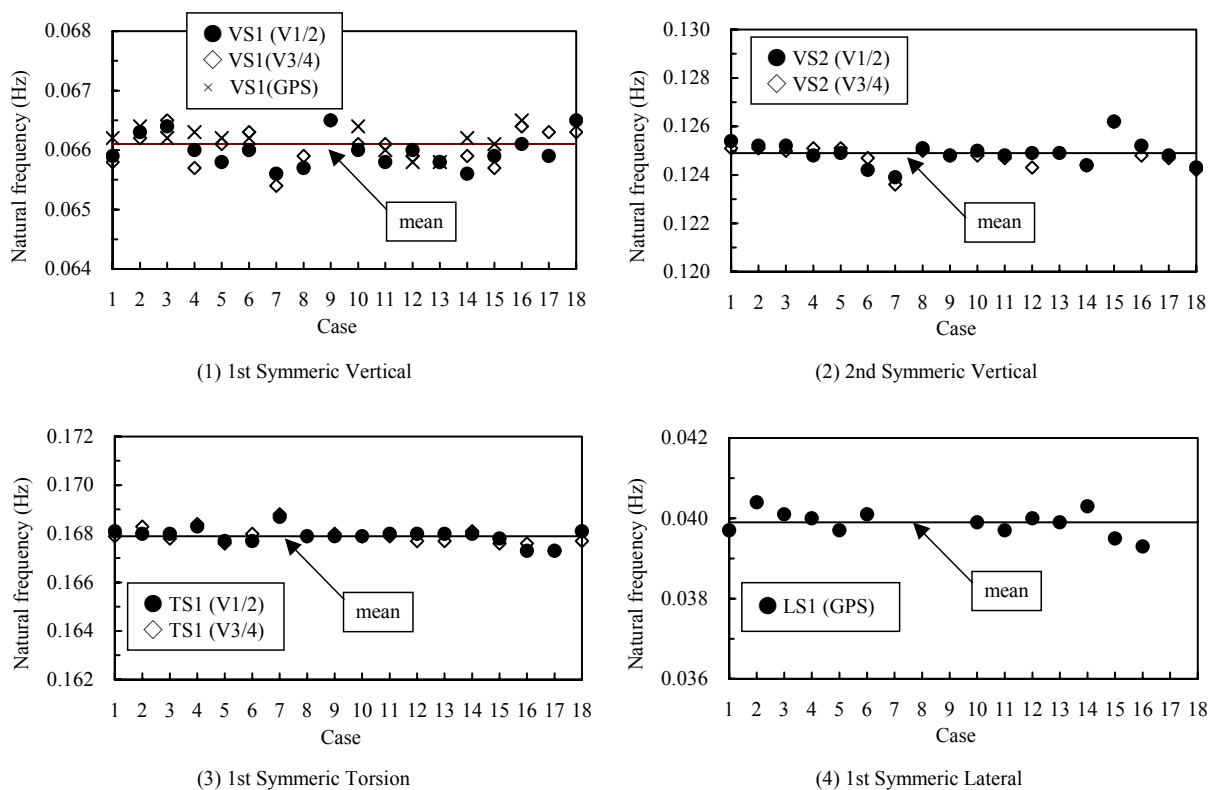


図 7.11 明石海峡大橋の常時微動データによる固有振動数解析結果

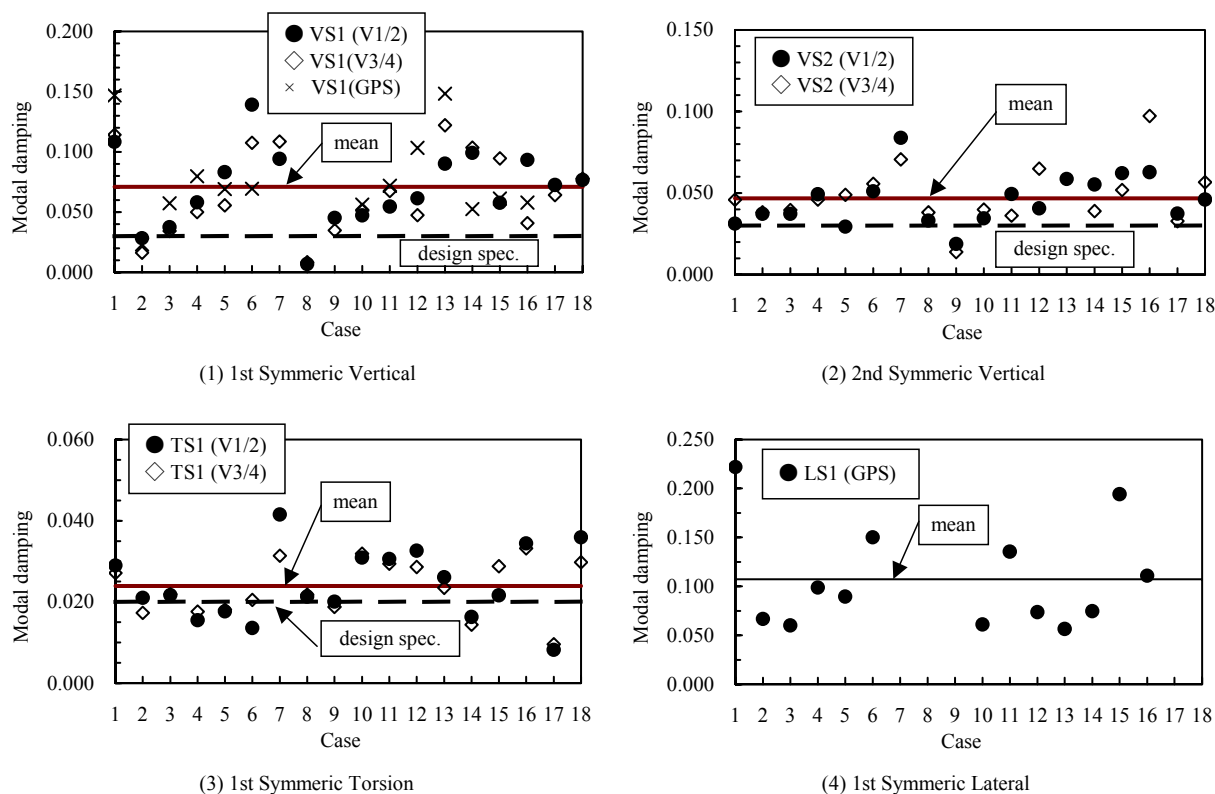


図 7.12 明石海峡大橋の常時微動データによるモード減衰解析結果

7. 6 大型風洞試験

明石海峡大橋の建設に際し、それまでの規模をはるかに超える超長大吊橋の耐風安定性を如何に確保し、照査するかが議論の的となった。中央支間で約 2km, 全長で 4km に及ぶことから気流、構造の 3 次元性が懸念され、2 次元部分模型試験のみによる評価で十分かどうかの議論がなされた。さらに、ねじれフラッターに加えて連成フラッターの発生も予想され、その評価法の議論がなされた。

そして、最終的に大規模な全橋弾性模型を用いた風洞実験、いわゆる大型風洞試験が計画された。また、明石海峡大橋のみならず、地形の複雑な地点に架橋される世界最長の斜張橋となる多々羅大橋、3 連吊橋となる来島大橋の全橋模型風洞試験も計画され、これら 3 橋の大規模全橋模型風洞試験が大型風洞試験プログラムとして位置づけられた。

図 7.13 は明石海峡大橋の全橋模型試験の様子であり、補剛桁が風荷重を受けて大きく横たわみしていることがわかる。また、図 7.14 は、この全橋模型試験で観測された多自由度フラッターの振動モードであり、横たわみ、鉛直たわみ、ねじれが連成し、さらに複素モードを呈していることが判る。また、図 7.15 は観測されたフラッターを解析によって再現したものであり、この検討結果から、明石海峡大橋の場合には従来重要視されてこなかった非定常抗力成分の重要性が指摘されることとなった。

図 7.16 は同じく、明石海峡大橋全橋模型で観測されたガスト応答波形である。この試験においても、予想以上に水平方向ガスト応答が小さいことが判明し、検討の結果、変動気流の空間相関特性が設計基準で規定される指数関数式では不十分であり、この点を補正すると概ね観測値が解析によって表現できることが判明した(図 7.17 参照)。

明石海峡大橋での大型風洞試験の結果、従来の知見をはるかに超えた長大吊橋の空力弾性挙動に関する新たな知見が得られた。実橋の耐風安定性の検証に関しても、部分模型試験のみでは鉛直スタビライザーという耐風安定化部材を設置しなければ、フラッターの照査基準(フラッター限界風速が78m/s以上)を満足しないという結果だけがもたらされ、全長4,000mにわたって設置するはずであった。しかしながら、大型風洞試験の結果、橋軸方向に変化する静的ねじれ角の考慮や振動モード形状を考慮することで、鉛直スタビライザーを中央径間(1,990m)にのみ設置することで、先の照査基準を満足することが確認された。これによって、約半数の鉛直スタビライザーを節約できたことになる。また、耐風工学的な見地からも、例えば、連成フラッター、3次元ガスト応答に対する解析手法の確立など、非常に重要な成果を残すこととなった。

図7.18, 7.19は、多々羅大橋での大型風洞試験の様子であり、現地の地形を考慮した試験と橋単体での試験の2ケースが実施された。これによっても、複雑な地形下での大規模橋梁の耐風安全性が精度良く検証することができた。



図 7.13 明石海峡大橋全橋模型風洞試験

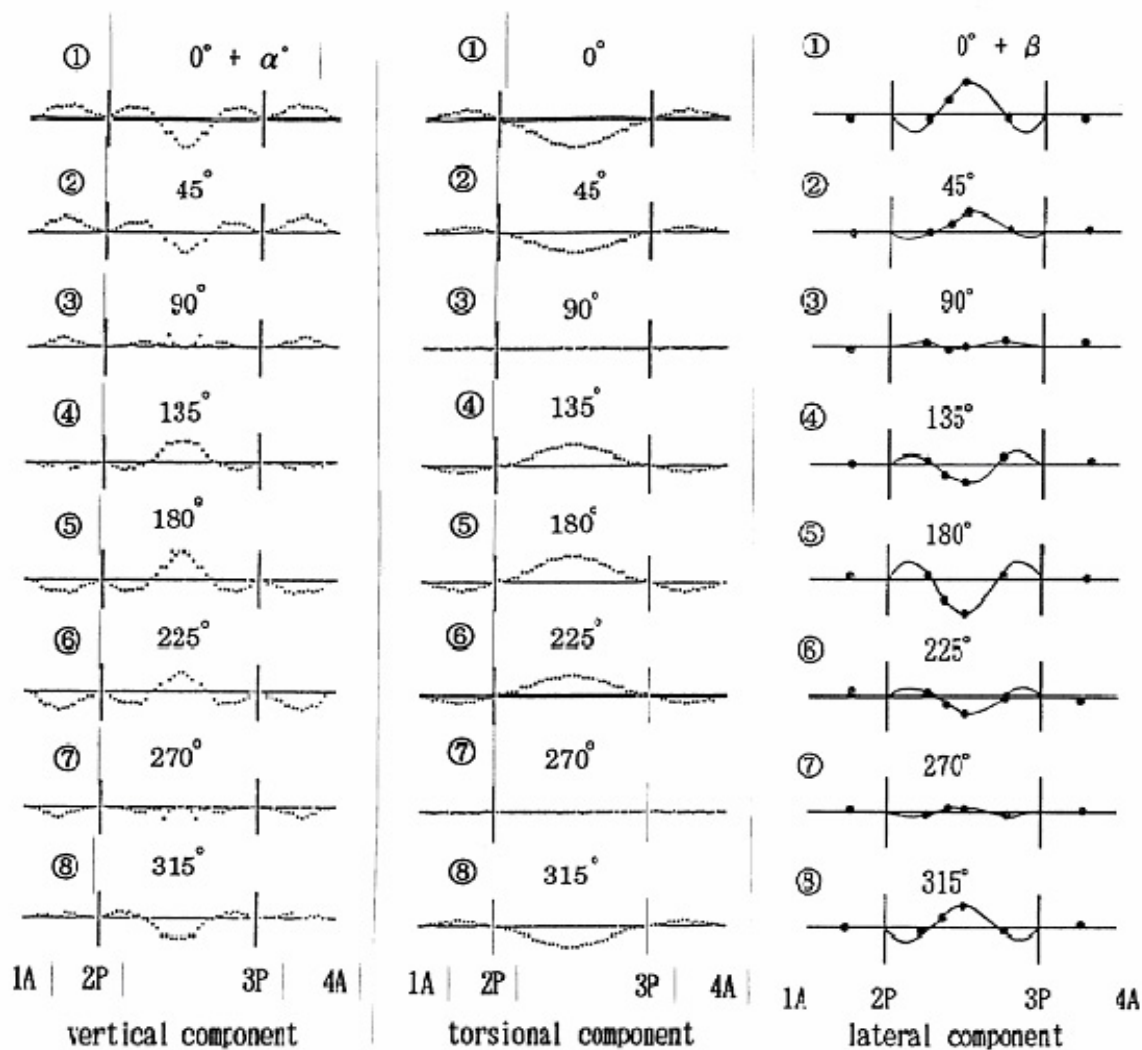


図 7.14 明石海峡大橋全橋模型で観測された多自由度フラッターモード

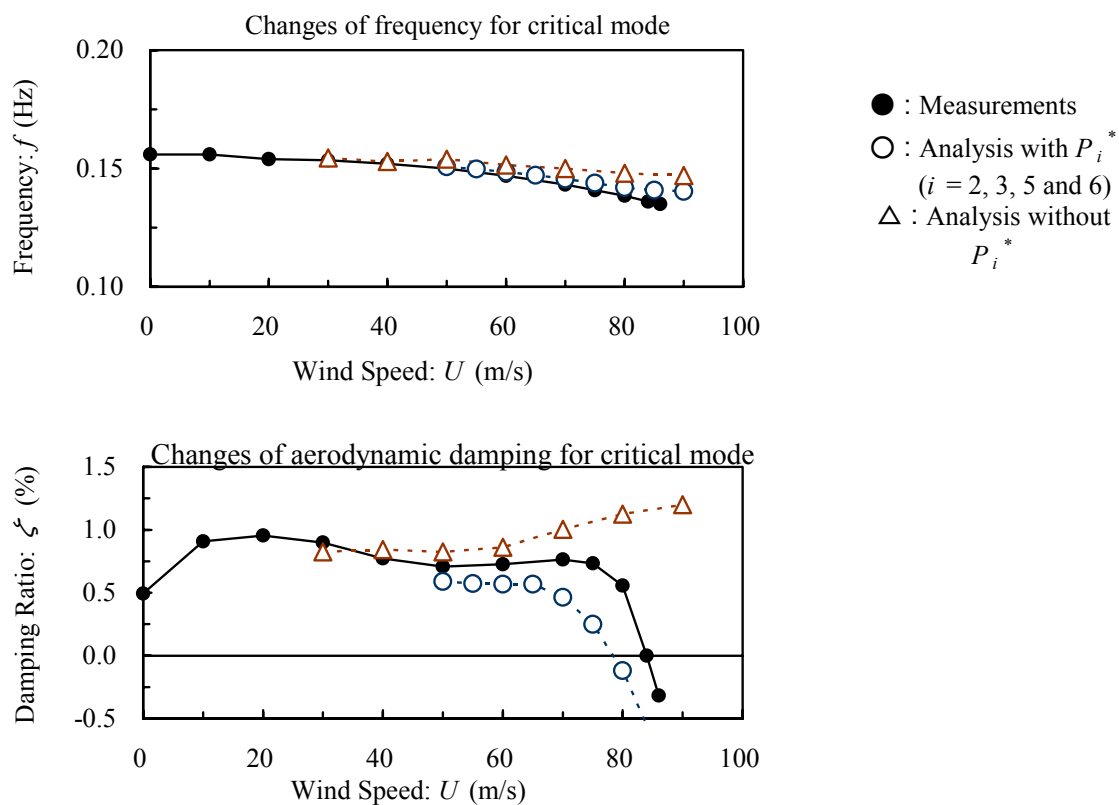


図 7.15 全橋模型試験結果とフラッター解析結果の比較(明石海峡大橋)

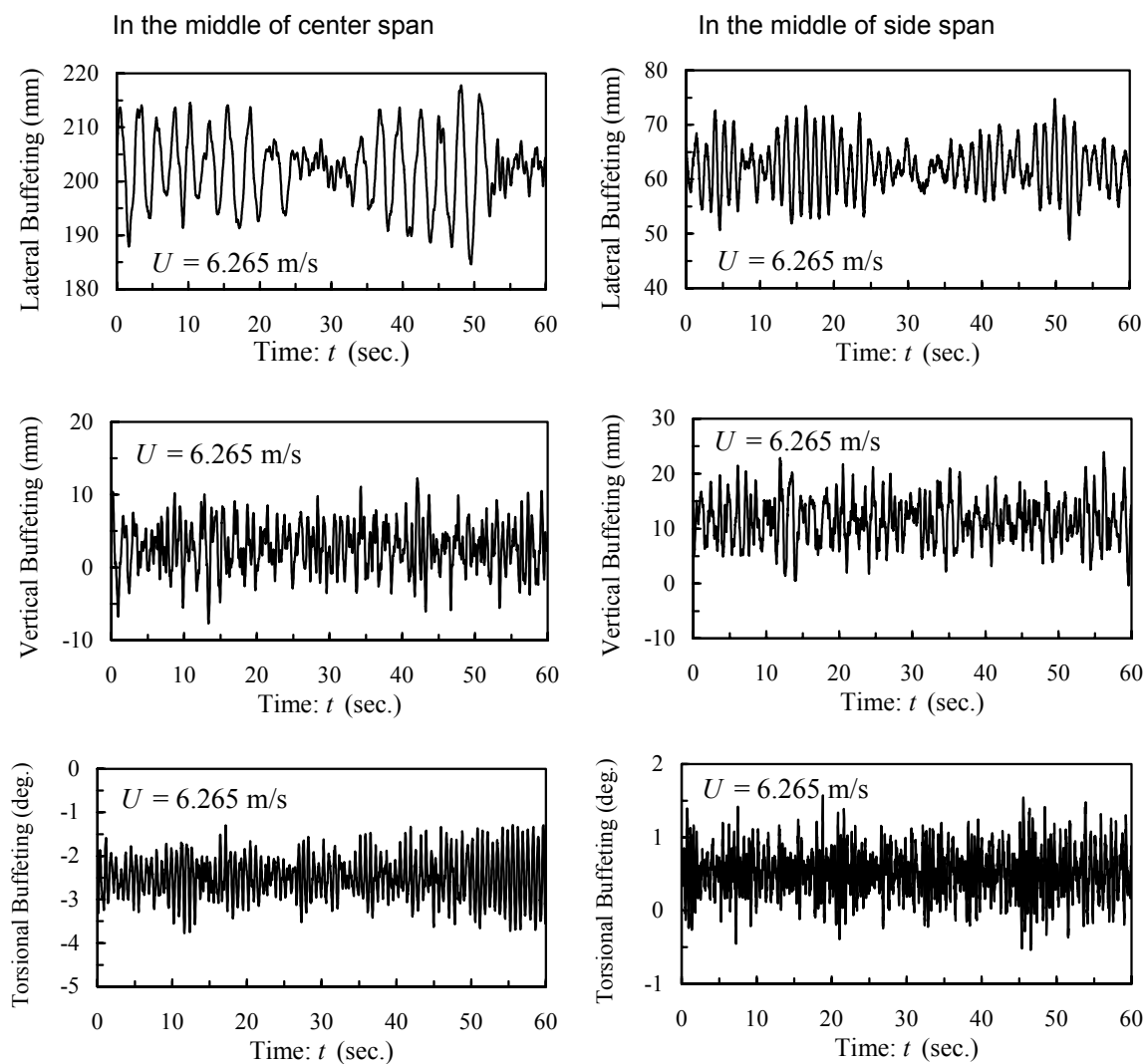


図 7.16 全橋模型試験で観測された3次元連成ガスト応答(明石海峡大橋)

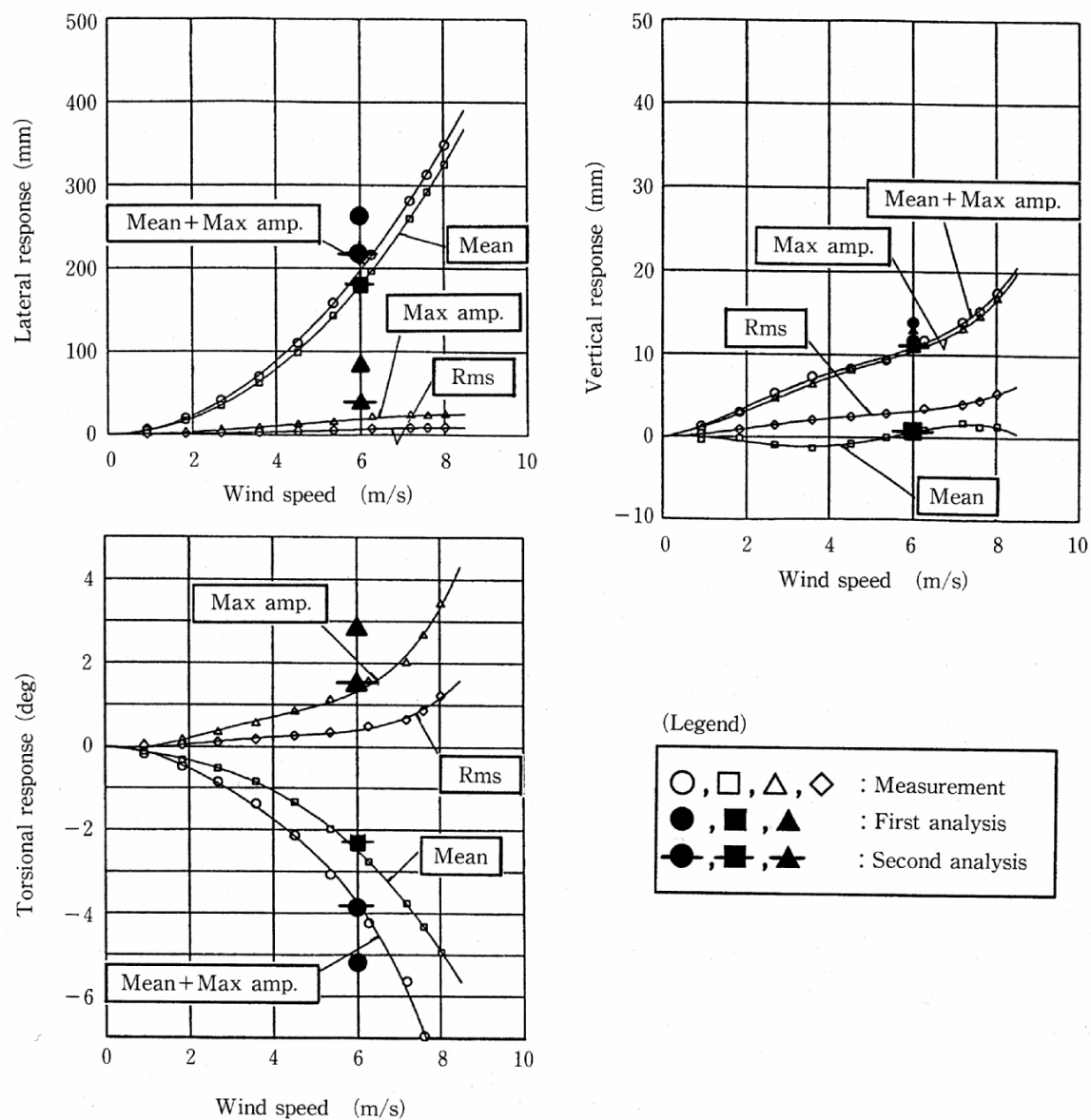


図 7.17 全橋模型試験結果とガス応答解析結果の比較(明石海峡大橋)

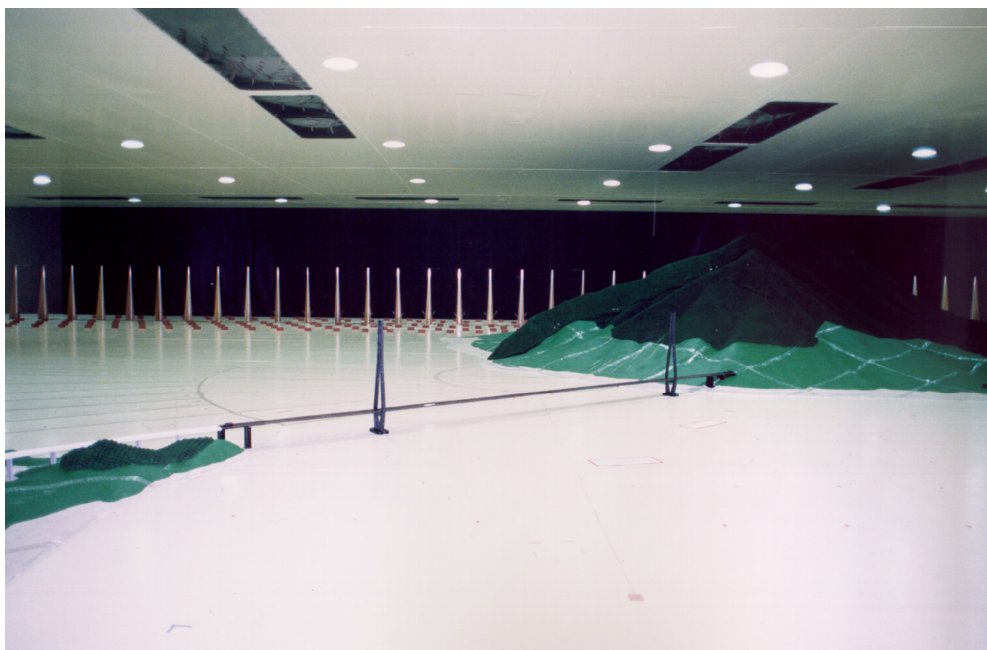


図 7.18 多々羅大橋全橋模型風洞試験(地形模型試験)

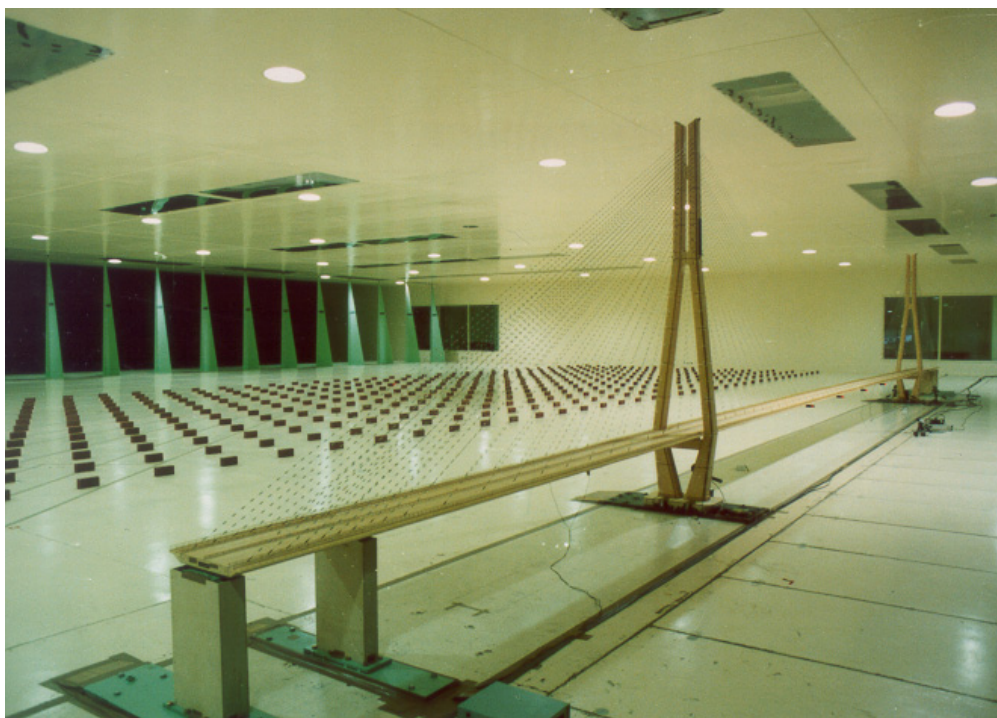


図 7.19 多々羅大橋全橋模型風洞試験(大型模型 $S=1/70$)

参考文献

- [7.1] 岡内功:長大橋梁に対する耐風設計の変遷, 橋梁と基礎, pp.57-66, 1989.8.
- [7.2] 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会, 本州四国連絡橋技術調査報告書, 耐風設計指針(1967)および同解説, 1967.
- [7.3] 本州四国連絡橋公団, 本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説, 1976.

- [7.4] 本州四国連絡橋公団, 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説, 1990.
- [7.5] 橋梁の耐風設計, 橋梁と基礎, 1998.3.
- [7.6] 大規模実験・解析法, 橋梁と基礎, 1998.8.
- [7.7] 勝地弘, 多田和夫, 北川信: 動態観測結果に基づく長大橋の耐風設計に関する考察, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.163-173, 1996.
- [7.8] 勝地弘, 宮田利雄, 山田均, 秦健作, 楠原栄樹: 常時微動データによる明石海峡大橋の固有振動特性, 構造工学論文集, Vol.50A, 土木学会, pp.637-646, 2004.

第8章 歴史上の教訓

8. 1 はじめに

本講座では、長大橋に焦点をあてて、構造物の耐風工学と題し、風による作用、予測法、設計法、技術の変遷などを解説してきた。最後に、吊橋黎明期から経験した数々の技術上の失敗を紹介し、それを教訓として橋梁の耐風工学を確立した過程を示すことで本講座を締めくくるとしたい。なお、ここに示す事例は、2001年にASCEから出版された「In the Wake of Tacoma」¹⁾(Richard Scott 著)の邦訳、「タコマ橋の航跡」²⁾(勝地、大橋、鳥海、花井訳、三恵社、2005)からその多くを引用している。

8. 2 吊橋黎明期の失敗（見えない風の作用への模索）

吊橋がいつの頃から架けられ始めたかははっきりとした定説はないが、蔓や蔦などの自然植物を溪谷に張り渡しただけの原始的な吊橋が紀元前 3500 年頃には南米や東南アジア地域で既にあったと考えられている。近代吊橋の誕生は、鉄や鋼の発展と関係が深い。鉄製チェーンを使った近代吊橋は、漢王朝時代の紀元前 200 年頃には架けられていた。また、初めて補剛形式を用いた吊橋としては、1586 年のジョン(Ji-Hong)橋と言われている。これは、塔頂から桁に斜めの付加チェーンが張り渡されたもので、今日の斜張橋の原型のようなものであった。その後、中国の橋の知識はしだいに西洋へと伝わっていき、西洋やアメリカで近代的な吊橋が架けられるようになった。

アメリカでの近代吊橋の原型は、ジェームス・フィンレイ(1756-1828)によって始まった。フィンレイは、最初の吊橋で 2 つの大きな進歩を成し遂げた。それは 2 本の錬鉄製チェーンから吊り下げられたハンガーの長さを変化させることによって床を水平にしたことと、斜め索で支えられた手すりや床の下面に配置された橋軸方向の梁を採用することで活荷重の移動によって起こる波打つような変形に抵抗するようにしたことである。これは、載荷される活荷重が死荷重に比べて大きな場合に重要な対策であったが、当時はおそらく認識はされていなかったであろうが、このような対策は最大 9.1m と桁幅が大きかったことと相まって、風の静的・動的効果から橋を守ることを手助けしたと考えられる。

一方、ヨーロッパにおいては、吊橋に加えて斜張橋も建設された。1821 年、フランスの建築家ベルナール・ポワイエは、斜張橋の図面を発表し、その後 1823 年にクルード、L.M.H.ナビエがこれに続いた。ただ、斜張橋は、嵐と原因不明の理由により 2 橋が落橋し、衰退してしまった。そして、斜張橋は斜めケーブルの張力を解析する技術が確立される近代までの約 150 年間、架けられることはなかった。

英国においては、ブライトン・サミュエル・ブラウン(1776-1852)が、英国での初期の吊橋建設の多くを支配した。しかしながら、彼の吊橋はいくつかの失敗もある。その中で最も悪名高いのは、ブライトン・チェーン・ピア橋(1823)である。これは、4 つの 77m スパンを持つものであり、風による何かの理由で 3 番目の支間が 1833 年に部分的に破壊し、その後 1836 年には 3 番目の支間が落橋した。その後、ジェームズ・レンデルによる 1840 年の修復では、高さ 3.5m の補剛トラスと横トラスを備えたのが特徴であった。彼は、このような橋梁では「可能な限りの剛性」を備えるべきであると書き残している。オスマール・アンマンは、レンデルのことを吊構造に本来的に備わるべき剛性の価値を認めた最初の 1 人であるとしている。さらに、トーマス・テelford(1757-1834)が多くの貢献を果たした。他の

技術者と同様に、テルフォードは理論的なアプローチに懐疑的であった。しかし、メナイ海峡の橋（177m, 1814）は、数学者のデビエス・ギルバートがケーブルサグの増大を提案したことを受けて、吊橋理論の恩恵を最初に受けた。テルフォードはトラス桁を考えたが、後に必要になった時に補剛材を付け足すことを決めた。しかし、この決定は間違いであった。たわみやすい床のうねりが建設中から起こり、たびたび小さな損傷を引き起こした。開通してわずか1週間後の嵐の際に、かつてブラウンの設計によるブライトン・チェーン・ピア橋が落橋したのと同じような規則的なねじれ振動を経験したが幸運にも持ちこたえた。その後、桁の修復と補剛によって橋は使われ続けたが、1839年の嵐によってとうとう破壊されてしまった。

世界で最初のワイヤ吊橋は、スイス、ジュネーブのサン・アントワヌに架けられた2連の支間長40mのものであったが、これはアンリ・ギョーム・デュフォール（1787-1875）というフランス人技術者によって1823年に完成した。デュフォールとナビエはともに重量が大きな安定性をもち、フィンレイと違って桁の剛性はその次に重要であると信じていた。ナビエは、また小さなサグ比（すなわちケーブルのたわみが少ない状態）がトラスよりもより効果的に剛性を増し、太いケーブルはより大きな張力に耐えられると考えた。デュフォールは、また、支間長が大きく自重と活荷重の比が大きな吊橋では、「活荷重によっては何も恐れることはない」と書き残している。しかし、彼は規則的な振動の繰り返しが危険な領域へと増大し得ることも認識していた。

英国やフランスの技術者たちが吊橋を採用した一方で、その頃アメリカでは吊橋は衰退してしまっていた。しかし、1840年代、アメリカがその後1世紀以上もの間、長大支間吊橋の主権を勝ち取るという再起を経験することになった。華やかで創造性豊かなアメリカ人であったエレット（1810-1862）は、フランスの専門技術をアメリカへ取り込んだ。エレットは、1830年と1831年にフランス土木工科大学（Ecole des Ponts et Chaussées）で学んでいる。彼の最初の吊橋であるフェアマウント橋は、支間長109mと中規模のもので、シュイルキル川に1842年に完成した。フェアマウント橋は、また最初にアメリカで石造りの塔を使った吊橋であった。それは、まだ本格的に補剛されたものではなかったが、エレットはその重量と構造が剛性を与えると主張した。一方、ブルックリン橋を建設することになるジョン・ローブリングは、エレットのフェアマウント橋は剛性が欠如しているとして侮辱していた。彼は、フランスの方法は風の問題を無視していると感じていた。そして、風による問題のメカニズムを完全には理解していなかったが、彼はそれに対して橋を補剛することで対応した。エレットは、彼の立場では、トラスを使うことは「知ったかぶりの提案」としてばかにしていたし、それは大変に高価なものとして見ていたようである。

その後、2人の技術者は、ともにナイアガラ滝の下流約3kmのカナダとアメリカ国境に架かる道路鉄道併用の吊橋計画の入札に参加した。1847年の入札では、ローブリングは、支間長457mの鉄道吊橋が実行可能なものであると宣言した。また、「英国にはいい吊橋が1つもない」と、英国吊橋の剛性不足を主張した。彼が言うには、これらの欠点はトラスとステイによって克服できるとした。1854年5月、ナイアガラでトラスの架設がまさに始まろうとしたときに、エレットのホイーリング橋が嵐の中、落橋するという記録的な事故を起こしてしまった。たわみやすい桁は、高欄によって補剛されただけであり、完全に破壊されてしまった。風に関しては、ローブリングは次のように記している。「剛性が必要とされる場合、重さが最も重要なものではあるが、それは他の手段と適当に組合せて使われることが必要である。もし、重さだけに頼ると、ホイーリング橋と同じように、ただ破壊されるだけである。そのような橋

は、風による上下の振動の際に自重によって発生する運動量で破壊されてしまうのである」。ホイーリング吊橋の落橋については、「明らかに安定性の欠如に帰するものであり、強度の欠如によるものではない。床上部のステイ、トラス高欄、床下部のステイ、あるいはケーブルステイは安定性を確保する手段であり得た」と示した。ローブリングは、ライバルたちに次のように突っ込んだ。「過去のいくつもの悲惨な崩壊は、いわば原理を無視して、吹き落とされるように吊り下げられた軽い構造への今や十分すぎるほどの警鐘である。多くの軽やかな建造物がいまだに国中に放置されていて、一息で吹き壊されてしまう日をいたずらに待っている状態である」。

19 世の後半、ナイアガラには他にも吊橋が架けられたが、ローブリングの吊橋ほどに際だったものはなかった。セレルにより 1851 年に完成した吊橋は、1855 年の強風によって大方が破壊されてしまった。そして、ローブリングの助言に従って、ローブリング製のワイヤを使って床下のステイが設置された。その後、1864 年の 2 月に、吊橋は冬の嵐によって落橋してしまった。それから、サミュエル・キーファーの支間長 386m の上路吊橋が 1869 年に、世界最長の単一支間として開通した。大幅な補強がなされてわずか数ヶ月後の 1889 年 1 月、激しい嵐が襲い、詳しい状況は不明ではあるが、すべての桁を引き裂いてしまった。再建時に床下ステイが省略されたことが、橋を破壊に導いたかもしれない。ナイアガラ溪谷に架けられた吊橋は、どれ 1 つとして今日残ってはいない。そして、ローブリングの吊橋を除いて、他はすべて風に屈してしまった。

8. 3 テイ橋の落橋（風荷重の認識）

1878 年 5 月、イギリス、エジンバラの少し北に位置するテイ入江に架かるテイ橋が完成した。この橋は、トーマス・バウチ (Thomas Bouch) によって設計された全長 3,160m (当時世界最長) のものであり、中央部分には 73.5m×11 径間+68m×2 径間の 13 径間のトラス桁が配置されていた。ところが、1879 年 12 月 28 日の夜、強風の嵐に見舞われ、中央のトラス桁を走行中の列車が橋桁もろとも水中に転落する大事故が発生した。一夜明けた現地での捜索の結果、75 名の犠牲者が確認された。また、ダイバーを使った水中の調査の結果、列車はトラス主構部の中に横たわった状態で沈んでおり、このことから先にトラス桁が落橋し、列車が突っ込んだのではなく、トラス桁内を列車が走行中に橋桁もろとも落ちたものと推定された。また、その原因はトラス桁と列車にかかる風圧が増加したことで、橋脚が破壊されて横倒れとなって水中に落下したものと推定された。

事故後、事故調査委員会が設立され、事故原因の本格的な調査が始まった。その結果、橋脚の製作の不善とブレースング部材、継手部の断面不足が指摘された。このあたりのことに関しては、川田忠樹氏の「ボーモンの卵」に詳しく述べられているので³⁾、参照されたい。特に、構造の耐力以上の応力を発生させることになった風荷重に関しては、わずか 49kg/m^2 の値を採用しているだけであった。当時、橋梁設計用の風荷重規定は存在せず、イギリスでは現地における風観測や実験を行って風荷重を決めていたようである。テイ橋の設計にあたって、バウチは、現地での観測や実験を行わず、元天文台長のジョージ・エアリ (George Airy) のアドバイスに基づき先の値を決めたようである⁴⁾。ただ、当時のイギリスでは、風荷重に関する知識として、

High winds: 29.3 kgf/m^2

Very high winds: $39.1 - 43.9\text{ kgf/m}^2$

Storm or tempest: 58.6 kgf/m^2

というものがあつたが、これは John Smeaton が 1 世紀以上も前に風車の回転力を算出する場合の目安として示したものであつた⁵⁾。結局、事故調査委員会は、最終結論として、「責任の全てはトーマス・バウチ 1 人に帰す」とした。

この事故を契機に、橋梁設計時の風荷重の重要性が認識され、直後に建設されたフォース鉄道橋やエッフェル塔では、設計規定に風荷重の項目が入れられるに至った。



図 8.1 現在のテイ橋(背後に旧橋のピアが見える)

8. 4 ブルックリン橋での事故(撓度理論の出現)

吊橋が多く架けられるようになると理論的な考察も徐々になされるようになった。吊橋に関する最初の理論体系としては、1823 年のナビエによる「吊橋に関する調査研究報告」がある。ただし、これは無補剛吊橋に関するものであつた。次いで、1858 年には英国のランキンによって、また 1877 年にはラトビアのリッターによって補剛吊橋についての理論が出された。その後も何人かの手によって理論的考察がなされたが、決定的とも言えるものが 1888 年のオーストリアのジョセフ・メランによる「鋼アーチおよび吊橋の理論」である。ただ、これには活荷重や温度の影響によるトラス内の曲げモーメントとせん断力を過大評価する誤りがあり、その結果、1903 年に完成したウィリアムズバーク橋は不必要に深いトラスを有することになった。その後、メランは吊構造のトラスを設計するための正確な手法を与える最初の改良された理論を 1906 年に発表し、その恩恵を最初に受けたのが 1909 年に完成したマンハッタン橋であつた。ただし、メランの理論がすぐさま適用されたわけではなく、そこには 1 つのきっかけとなる事故があつた。

1883 年に完成したブルックリン橋(図 8.2 参照)は、1901 年 7 月 24 日、突然の 9 本の吊材破断事故によって 36 時間にわたって閉鎖される事態となった。レオン・S・モイセイフは、ブルックリン橋のたわみを測定した結果、弾性理論によって与えられるたわみに比べてはるかに小さなものであることを見出した。そして、吊橋のたわみが弾性理論よりも補剛トラスの影響を全く無視して、死荷重や活荷重を直接ケーブルに載荷した時のケーブルの平衡曲線によく一致することを見出した。これは、メランによる理論を裏付けることになったのであるが、モイセイフはこれを撓度理論(Deflection Theory)と名付けた。

ここで、撓度理論について簡単に説明しておく。弾性理論においては、図 8.3 に示すように補剛桁に作用する曲げモーメント M は、

$$M = M_0 - Hy \quad (8.1)$$

となる. ここで, M_0 , H , y はそれぞれ単純梁とした時の曲げモーメント, 活荷重によるケーブルの水平付加張力, ケーブル縦距である. したがって, ケーブルサグによって補剛桁に作用する曲げモーメントが低減し, ケーブルで吊ること(吊橋)の効果が示されることになる.

さらに, 撓度理論においては, 活荷重載荷時にケーブル(同時に補剛桁)が変位すること(変位 η)を考慮する. 弾性理論と同様に図 8.4 に示した関係を用いると, 補剛桁に作用する曲げモーメントは,

$$M = M_0 - Hy - (H_w + H)\eta \quad (8.2)$$

となり, 右辺第 3 項の分だけ曲げモーメントが低減することになる. ここで, H_w は死荷重によるケーブル水平張力である. 撓度理論における右辺第 3 項に死荷重によるケーブル水平張力が含まれることは, 非常に重要なことであり, これはモイセイフが指摘した「吊橋の死荷重の効果」である. なお, この関係式は, 最初, ジョセフ・メランによって導かれたが, 当時これを解くことは非常に煩雑であったため, あまり重要視されなかった. その後, ブルックリン橋での吊材破断事故を契機に, より現実に即した吊橋のたわみを解析する手法として, モイセイフがこの理論に注目し, これを撓度理論と呼んだことが始まりであることは既に述べたとおりである.

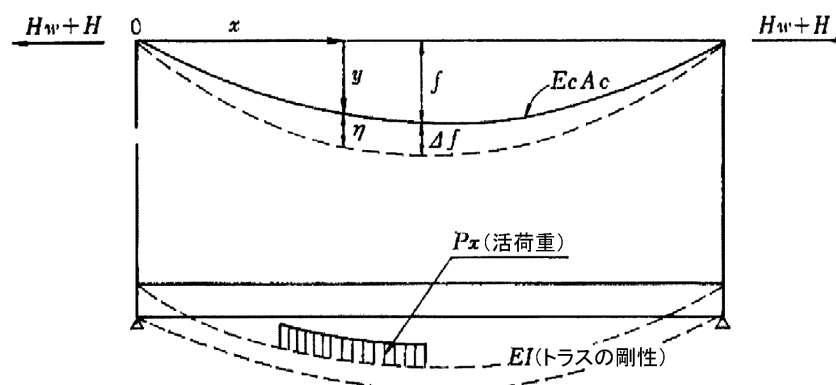


図 8.3 活荷重載荷状態の吊橋の変形

モイセイフが撓度理論を最初に適用した吊橋がマンハッタン橋(支間長 448m)であり, 1909 年に完成した(図 8.4 参照). モイセイフは, 「撓度理論の導入はたわみを正しく決定し, マンハッタン橋を比較的浅いトラスで設計可能とした」と書き残した. トラスへの第一の要求は, 局所的な活荷重をメインケーブルへ分配し, 局所的な勾配の変化を避けることにあった. それゆえ, 以前に弾性理論で要求された剛性は必要としなかった. モイセイフによってそのように名付けられた撓度理論の効果は, 死荷重が活荷重よりも極めて大きな場合, すなわち長大支間長において特に顕著であった. 理論の適用は, ケーブルと補剛トラスの寸法のさらなる低減を可能とした. 撓度理論の導入によって, 弾性理論によって設計されたトラスは, いまや過度に不釣り合いなものと思われた.

さらに, この時代の重要な吊橋にジョージワシントン橋がある. 主任技師となったアンマンは, それまでの支間長の 2 倍となる 1,067m のジョージワシントン橋を 1931 年に完成させた. ジョージワシントン橋は, 上路に 8 車線, 下路に 6 車線を有する巨大な吊橋であるが(図 8.5 参照), アンマンはとても薄くてたわみやすいトラスを採用した. それは大きく橋の経済性に資しただけでなく, 軽くて優美な外観にも影響を及ぼした. 主径間の 1/120 である 8.8m のトラスの高さは, 主として「過度の局部変形」を

なくするように機能したと述べている。そして、信じられないことに、最初の橋は上路床のみの構造で建設された。アンマンは、「この最初の下路床と補剛トラスのない構造系は全くたわみやすいものであり、ケーブルへは何ら剛性効果を持たないものであった」と率直に認めている。アンマンが行ったマンハッタン橋との比較は明瞭である。マンハッタン橋では、補剛トラスは橋の重量の 30%を占め、ケーブルシステムの 1.5 倍の重さであったが、ジョージワシントン橋では、最終的なトラスでさえ上部構造のわずか 6%の重さであり、ケーブル重量のわずか 20%であった。設計におけるアンマンの確信は、橋に剛性を与えるためのいくつかの特徴に見ることができる。とりわけ上路床だけでも片側 2 本ずつの 4 本の巨大なケーブルが存在していることであった。ケーブルの大きな剛性と自重が、撓度理論の原理によると全体系に剛性を付加し、橋桁にとってプラスとなった。コンクリート床版の大きな自重は、もう 1 つの剛性を生み出す要因となった。36m の大きな桁幅や、186m と 198m という短い側径間のために急傾斜でピンと張ったメインケーブルといった他の要因も剛性を増やす要因となった。上路床に取り付くほんの小さな耐風トラスが、静的な風荷重による横たわみに抵抗することが要求された。ただ、アンマンは、「耐風トラスがなくてもこの橋は全体として完全に安全で十分に剛である」と考えていた。

ジョージワシントン橋とほぼ同時期にアメリカ大陸の反対側で完成した吊橋がゴールデンゲート橋（図 8.6 参照）である。撓度理論の恩恵を受けたこの橋は、道路面は 2.6m 高さの床梁の上部に下部斜材なしで据えられ、支間長に対するトラス高さの比 $1/168$ や支間長に対するトラス幅の比 $1/47$ もまたスレンダーなものであった。主任技師であったストラウスは、補剛トラスは非常にたわみやすく、主径間の耐風トラスは同様に大変たわみやすいものであると述懐している。これらの特徴は、太くて剛度の高いケーブルがトラスに作用する風荷重のかなりを肩代わりして負担しているために、良いものであると見なされていた。ストラウスは、「疑いもなくこの橋は十分な剛性を鉛直方向にも水平方向にも保っており、トラスの高さは、損失無しにかなり低くすることが出来たであろうと信じられている」と記している。ゴールデンゲート橋のたわみやすさと細長さは、その重大性がやがて認識される動的耐風安定性に対して敏感な領域に踏み込んでいた。ただ、吊構造がトラスの間は、この懸念を掻きたてることはなかった。トラストは全く異なった新しい吊構造形式、すなわちプレートガーダーが最終的に吊橋技術の将来の進路を変えてしまったのである。



図 8.2 マンハッタン橋



図 8.4 ブルックリン橋



図 8.5 ジョージワシントン橋(開通当初は上路のみが架設された)

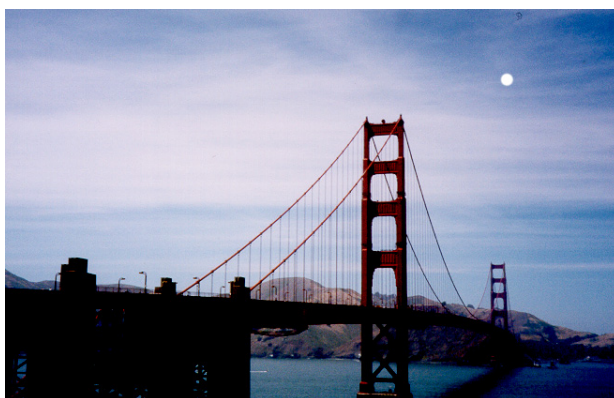


図 8.6 ゴールデンゲート橋

8. 5 理論の盲信（プレートガーダー吊橋の出現）

プレートガーダーを吊橋に用いること自体はそれほど新しいことではなく、古くから行われていた。ただし、これらのほとんどは比較的支間の小さな吊橋で幅広のものが多く、自定式では桁高・重量が大きく剛であった。航路高の低い吊橋は風荷重が小さいので風に起因する問題を避けることができ

た。一方、アメリカにおいては吊橋へのプレートガーダー採用は異なる経緯を経て出現し、非常に異なった結末を辿った。プレートガーダーは大恐慌の厳しい経済の現実直面していた技術者や橋梁公団にとって魅力的な案であり、アメリカの吊橋に急速に受け入れられていった。そして、プレートガーダーによる経済性の追求は鉛直剛性の軽減を可能とする撓度理論と上手く合致した。この極端な例は言うまでもなくアンマンのジョージワシントン橋の無補剛吊橋であった。

1933 年、ニューヨーク港湾公団の技師であったモイセイフとフレッド・リーnhard はその時代の最も重要な理論上の進展となる論文を発表した。モイセイフは当然注目されており、アメリカ土木学会論文集に掲載された「横荷重作用を受ける吊橋」の影響は大きかった。モイセイフとリーnhard の弾性分配理論は、撓度理論を静的な風荷重を受ける横方向の曲げに拡張したものであった。彼らは、メインケーブルの剛性がハンガーを介して、吊構造に作用する静的横風荷重の半分近くを吸収することを証明した。この理論によれば吊橋のサグ比が小さいほど横変位は少なくなる。これは吊構造に必要な横剛性は小さくて良いことを意味し、こうして横方向のブレースは簡単なものでよくなる。この理論に基づくと鉛直方向にスレンダーな桁は風荷重の作用が小さいので効果が最も大きい。モイセイフとリーnhard は、長大吊橋は同じ桁幅の桁橋やアーチ橋と比べて 2~4 倍も横剛性が高いと述べている。そして、交通容量の少ない桁幅の狭い長い吊橋が、大きな桁高で幅広のトラスを使用しなくて済むので経済的に可能となった。

さらに、その頃には工学理論や高強度鋼材に対して信頼が高まったので、技術者は自己の橋の景観性を向上させることが可能となった。軽量のプレートガーダーは流線型の外観との相性もよく、この流行は自動車から蒸気機関車までの工業設計の多くの分野に影響を与えた。この要因が合わさってプレートガーダーの吊橋が急速に受け入れるようになり、アメリカの技術者はその開拓者ではなかったが代表的な先導者となった。

ヘンリー・ペトロスキーは、この解析への偏重と、過去の崩壊の生々しい記憶の無視が危険な組み合わせとなったのであろうと次のように記している。「橋の設計者の 1, 2 世代の移り変わりの間に、設計環境は、新しい吊橋のいかなる提案者も破壊が生じた時、その原因を明快に説明することを求められていた状態から、設計者はローブリッジおよびその後継者の業績を忘れ、構造の挙動より経済性や美観の方が重要であるとの確信と傲慢さに満ちた状態に変わった。」

北アメリカ最初のプレートガーダーを用いた吊橋はスタインマンによって設計された。サウザンド・アイランズ橋とディア・アイル橋ともに建設後期に穏やかな鉛直方向の振動が現れた。サウザンド・アイランズ橋では、スタインマンは急遽、臨時のダイアゴナルステイを中央のバンドと近接したハンガー定着点の桁上フランジに逆 V 状に連結することを考案した。これによって遊動円木振動を抑えることはできた。中央径間の鉛直振動は小さくなったがいくらかは残った。側径間の振動は 30.5cm まで小さくなったが、長い半波長の振動が残った。センタータイは他にも変化を与えた。中央径間を以前支配していた振動が今度はセンタータイを節とする 2 つの振動モードに変わった。2 つの振動部分で最大鉛直たわみとなる 1/4 点は両振幅で 76cm であった。揺れの大きさの減少、特性の変化、揺れの振動の消滅はメインケーブルの剛性効果を意味する。スタインマンはなお満足することなく 1938 年 8 月中旬の開通まで試験が続けられた。彼は、塔付近の桁の上フランジと中央径間 1/4 点付近のケーブルバンドをステイケーブルで放射状に連結した臨時のケーブルシステムを張ることを決定した。揺れの振動モードは完全には理解されなかったが、スタインマンはメインケーブルを補剛することによ

って間接的に動きを制限することを考えていた。後にステイが振れ振動に対しても効果のあることが明らかとなった。開通日の朝、最後のステイが吊上げロープの残りを利用して設けられた。これらの対策により鉛直振動は両振幅 30cm 以下までに抑えられた。1939 年 1 月、スタインマンは 3 つのセンターステイを頑丈なものに取り換えた。支間中央のフレキシブルなセンターステイは剛なアングルを抱き合わせた頬杖のものに取り換えられた。その後、振動は報告されていない。風を受けにくく小さな橋で影響の少なかったカナダ側吊橋にも同じ対策が取られた。

1938 年 10 月、スタインマンはニューヨーク州ロチェスターで開催されたアメリカ土木学会の構造部門の大会においてここでの結論を報告し、さらに 1938 年 11 月の土木学会誌にこれらを掲載している。アンマンとモイセイフはこの大会に出席しており、スタインマンは建設が開始された 2 つのより大きなプレートガーダー吊橋であるアンマンのブロンクス・ホワイトストーン橋とモイセイフのタコマナロウズ橋に同じような鉛直振動が発生することを予言した。しかしスタインマンの同年代の人々にはこのことはまだ警告として理解されなかった。

スタインマンは、サウザンド・アイランズ橋での風による不安定現象と戦いながら、より過酷なディア・アイル橋にも調和振動が発生するであろうことを認識していた。断面はほぼ同じであったが支間長に比べて桁は狭く薄く、しかも縦断はサウザンド・アイランズ橋より大きかった。中央支間長を当初計画より延ばしたことが一層フレキシブルなものとし、大西洋から吹付ける風荷重に大きく暴露されることが既に心配されていた。仮に振動が生じればスタインマンはサウザンド・アイランズ橋での自分自身の経験から最初に恩恵を受けることになった。

スタインマンがサウザンド・アイランズ橋の対策を考案するまでにディア・アイル橋の建設は余り進捗していなかった。彼はディア・アイル橋に対してもセンタータイとステイケーブルを設計することになった。揺れは最初のステイケーブルを張った直後に見られたが、床版コンクリートを打設してステイに張力を導入した後は見られなかった。顕著な振動が最初に発見されたのは 1939 年 5 月後半の約半分の桁が架設された時であった。中央径間の全てのステイは張り渡されていたが、完全には締め付けられなかった。強い東風によって片振幅 18cm の鉛直振動が発生した。中央のケーブルタイはサウザンド・アイランズ橋の波形と同様に支間中央に節をもつ 2 つの振動であった。3 週間後のコンクリート打設完了後により大きな振動が拘束されていない側径間側に発生した。この時の片振幅は 25cm に達したが、中央径間側は穏やかであった。

これらの対策はディア・アイル橋の異常な振動を鎮圧することはできなかった。開通後、中央径間と側径間の振動が様々な組み合わせで発生し、運転者や技術者の関心を引き起こした。1939 年 8 月、臨時の側径間ステイは強固な永久的なものに取り換えられた。中央径間ステイの不適切な製作が修正されるまでの間にわずかの振動がみられた。1940 年代後半までに「十分に効果的」と評価された新しいステイの設置によって感知できるような振動はなくなったが、この状態は誤った安心を与えてしまった。

アンマンが設計したブロンクス・ホワイトストーン橋(支間 701m)は、当時世界第 3 位であった。ブロンクス・ホワイトストーン橋の桁高は 3.3m で桁高支間比は 1:209 であり、景観にも大きく配慮したので、過去に建設されたとの吊橋より優美な橋であると多くの人々が感じた。アンマンがプレートガーダーに決定したのはモイセイフの影響が大きかったからであると推察される。アンマン自身、ブロンクス・ホワイトストーン橋にプレートガーダーを用いることの論理的根拠に示しているように、ジョージワ

シントン橋の経験から既にフレキシブルな桁の利点を理解していた。「構造や経済性と同様に景観論において、床組構造の高さを最小限に抑え、床面より高いために走行景観を阻害するトラスを排除することが目的である。桁高 3.3m・・・中央支間長との支間比 1/210, 側径間長 224m との支間比 1/70 でさえ・・・充分であることがわかった」。スタインマンがディア・アイル橋で問題に遭遇したとき、アンマンはブロンクス・ホワイトストーン橋に鉛直振動が発生することを知らされた。鉛直の振動は両振幅で 91cm にも達し、斜め方向の風が作用したときに顕著となった。この振動が構造上の脅威になるかどうかの証拠はなかったが、1939 年 4 月の開通までこれを抑えるための努力が行われた。スタインマンが設置したのと同様なセンタータイが支間中央ケーブルに、また主塔と桁間には橋軸方向の振動に抵抗するために緩衝部材が取り付けられた。これらの装置は振動を軽減したが数ヶ月のうちにこれらが十分ではないことが明らかとなり、センタータイの強化、緩衝部材に代わる摩擦ブレーキが設置された。

8. 6 タコマナロウズ橋の落橋（忘れ去られた剛性効果）

タコマナロウズ橋は、当初、トラス補剛桁で設計がなされたが、資金調達の過程で設計が変更され、モイセイフの提案によるプレートガーダーが採用されるに至った。モイセイフは、6.7m 高のトラスは十分な剛性はあるが「経済的な犠牲を払った結果であり、必要な剛性は恐らくトラスではない他の方法によって確保できる・・・」と述べている。彼は中央支間を 853m に延ばし、側径間を 335m に短くすることを提案した。また基部の塔柱間隔を計画の 18m から 15m に変更し、高さ 136m の低い主塔を提案した。中央径間と側径間の支間長の再配分と、1:12 の小さなサグ比を採用することで、モイセイフの判断では、静的な風圧に抵抗する横剛性を含めて、必要な剛性を備えていると考え、彼の最も決定的な変更を行った。今度はトラスの半分の重量となる桁高わずか 2.4m のプレートガーダーを提案した。モイセイフ自身打ち立てた理論が鉛直並びに水平にもフレキシブルな桁の設計を可能とし、驚くべく経済性と優雅さを生み出した。

タコマ橋の中央支間長は、ゴールデンゲート橋、ジョージワシントン橋に次いで第 3 位にランクされたが、その姿はこれまでに例をみないものであった(図 8.7 参照)。本橋の桁高支間比は 1:350 と驚くほど薄く、不格好なウィリアムズバーグ橋の 1:40 の 10 分の 1 である。桁幅支間比も同様に目を見張るものがある。当時の一般的な桁幅支間比は 1:30 であり、ブロンクス・ホワイトストーン橋は 1:31 を用いた。しかしタコマ橋の 11.9m 幅の吊構造は 1:72 と 2 倍以上であり、ゴールデンゲート橋の 1:47 を大きく超えていた。しかし、他の全ての点については、橋は風荷重と静的風圧に対する当時の最新基準に合致したものであった。有料橋公団と公共事業局はモイセイフの変更を受け入れたが、これは設計を評価した結果ではなく、モイセイフの技術者としての評判を信用したからであると素直に認めている。

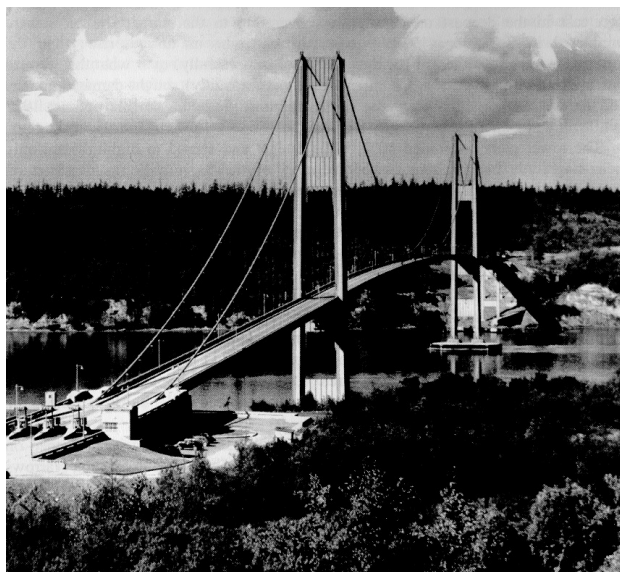


図 8.7 開通当初のタコマナロウズ橋¹⁾

タコマナロウズ橋のスレンダーな形状は、横風および交通荷重を受ける他の吊橋とは比較の対象とはなりえないほどのものであった。その頃、ワシントン大学土木工学科教授、ファーカーソンが雇われて全橋の動的模型を製作した。桁架設の補助として製作した静的模型と違って、縮尺 1/100 の 16.5m 長さの模型は 100 個の電磁石を逐次作動させて周期的に水平方向の振動が与えられた。1939 年後半、ブロンクス・ホワイトストーン橋とディア・アイル橋において穏やかであるが鉛直振動が続いたので、模型の準備が整っていることもあり、公団はタコマナロウズ橋のプレートガーダーを架設する前により詳細に調査することとした。

そして、架設の最終段階に中程度の風により普段と違うリズムカルな鉛直振動が中央径間を捕らえ始めたときに心配は現実のものとなった。ファーカーソンは 1940 年 7 月号のアメリカ土木学会誌に研究成果をまとめ、そのなかでタコマナロウズ橋の幅の狭さに原因があったのであろうと述べている。彼は、最近の設計の流行によって持ち込まれた不確実性についても認識していた。「これまでの 10 年に吊橋設計は驚くべき発展をとげ、少し前までは夢と考えられた領域をはるかに超えてしまった。近年の設計では 3 つの傾向が目立っている。幅に対する支間の増加、サグ比の増加、補剛トラスの剛性の際限ない減少……。ゴールデンゲート橋建設前に支間長と桁幅の比は 40 でも冒険と考えられた。ゴールデンゲート橋において 48 まで一気に増え、タコマナロウズ橋では 72 に達した。十分に予想されることであるが、この劇的変化は予測の領域を越え、理論検討をはるかに充実させることを必要とする複雑さをもたらした」。

ファーカーソンは原因不明の振動に対する前例の無い未知の分野に足を踏み込んだ。改善策としては振動を減衰させるかエネルギーを逸散させる方法、それと橋に吸収されるエネルギーを低減させる方法が考えられた。後者の手法はプレートガーダーの形状を変えるものであったため、7 月 1 日の開通前には減衰対策が考案された。支間中央のケーブルバンドと桁間を連結する斜めスチロープは 7 月初旬に設置された。その月末には水圧式緩衝装置(ブロンクス・ホワイトストーンの摩擦ブレーキはすぐに摩耗した)が主塔位置に設置され桁の動きを抑えた。主塔から桁に張られたスチーヤ、桁と主塔の交点とケーブルを連結するスチーヤも同様に幾らか効果があったようであるが、適当な張力

の維持が困難なため、これらの改善策は採用されなかった。これらの対策を実施したにも関わらず鉛直振動は続いたので地元の関心事となった。ドライバーはタコマナロウズ橋では前方の車が波の窪みに次第に消えていくのを眺めるために、怖いもの見たさでやって来た。

7月末には追加対策が考案されることになった。鉛直振動の大きさと特性の計測のためにタコマ海岸から支間中央の照明柱に標的がつけられ、映画撮影用カメラが高いビルの屋上に取り付けられた。8月中と10月中旬まで断続的に撮影が続けられ、鉛直振動は1分間25サイクル、振幅は倍振幅で1.2mまでが観測された。径間全体が1つの波になる波形が最も一般的で、倍振幅は61cmまで観測された。次に2つの節の対称振動で倍振幅81cmまで達した。9つの節までの波形が観察され、それらは対称および非対称であったが、コンドロンに関心事であった横方向変形の形跡はほとんどみられなかった。興味深いことにわずか0.8m/sの風速で認知できる振動が発生し、1.4~1.8m/sの風で倍振幅は76cmまで成長した。皮肉にも風速が15.6m/sの時にはほとんど振動は生じないかあるいは全く発生しなかった。振動の開始を説明できるパターンは無く、発生は10~15%の時間帯であったので交通を妨げるものではなかった。12個の異なる波形が観測されたが、1分間に12周期の振動が頻繁に起きるようになると、この振動が主塔の固有振動数と一致するという点に関心がもたれた。後の後悔であるが、正確な風速・風向が得られなかったので観測された振動を詳細に比較することはできなかった。秋の強風襲来を心配して技術者は東側径間を拘束するためホールダウンケーブルを追加した。10月4日、アンカレイジから106mほど離れて45トンのコンクリート製ブロックが斜面に埋められ、それにホールダウンケーブルが取り付けられた。3日後には西側径間に同じように82m離れた沖合の木製杭にワイヤが固定された。これらの対策は永久的対策が見つかるまでの当座のものと考えられた。南側タイは設置後1週間で嵐によって音をたてて破断したが、3日後に再度設置された。ホールダウンケーブルが設置される2週間前にワシントン大学の2.4m×3.6mの風洞では、自励型の鉛直振動であるギャロッピングの理論検証のために静的試験を実施することが決定された。湾の険しい地形により乱されたガストと相まって、ギャロッピングが発生していることが橋の振動の原因であろうと考えられた。橋の振動数と偶然に一致するようなガストの影響で振動しているという考えもあったが、このような風が吹く可能性は極めて希であるので、この考えはすぐに除外された。ギャロッピングは可能性があるようにみえた。その現象は氷着した高張力ワイヤを6.1mも振動させ、乱れたガストによる揚力が抗力による抵抗力を超えたときに発生する。初期の試験は桁断面と風の傾斜角が揚力に影響を与えることを示していた。鉛直モードの振動に対象を限定し、桁断面をわずかに変化させて揚力を減らすことが決定された。プレートガーダーの49m部分を代表した縮尺1/20の静的な(風洞に固定された)部分模型試験によって可能性のある対策2案が提案された。第一案はフェアリング、あるいは桁側面に取り付けたデフレクター・ベーンによって風向を変えるものであった。第二案は床版上下で桁に孔を開け風圧を軽減するものであったが、この手法は揚力を軽減することができるものの変更のきかないものであるのであまり支持されなかった。これと比べてデフレクター・ベーンはどの変形案でも揚力を消去できることが試験で示された。軍用に風洞が使われたためその後の試験は11月2日まで延ばされたが、高さ23cmの簡単な曲線形フェアリングが考案された。フェアリングは、桁の側面から1.9mの位置に2つの横梁で支持され、床版高さの位置に中心が揃えられた。そして、技術者達は材料の手配を行った。

11月6日の夜、予想された嵐が橋に影響を与え始めた。最初の重大な兆候の連絡は、西側径間

下の船で宿泊中の公団職員からきた。11月7日朝の午前3:30頃、仮設のホールドダウンケーブルの振動が彼を目覚めさせた。夜明けの点検では、基部の取付け部がわずかに緩んでいたことが分かったが、側径間はかなり平穏であり、午前5時までにその動きは沈静化していた。午前8時までに風速は16.9 m/sに増加していた。エルドリッジは8:30頃に橋を渡りその動きについて以下のように記している。「いつものように東側の側径間は静かで中央径間に4つの節のある振動が見られ、西側の側径間では主塔から仮設のホールドダウンケーブルの間がかなり揺れていた。しかしそれらの全ての動きは以前に起きたものより数倍も小さかった所以我は9時頃にはオフィスに戻った」。

その前日、エルドリッジ、アンドリュー、ファーカーソンとベツレヘムスチール社のプロジェクトエンジニアのL.R.ダーキーは南側に円形フェアリングをできるだけ早期に設置することを決定していた。オフィスに到着したときエルドリッジは請負者の見積り用の概略図面を準備した。午前9:30頃に請負者従業員が北側ケーブルのセンタータイが「交互に張られたり緩んだりしながらかなりのきしみ音を発している」ことに気付いた。彼の撮影した映画は次に起きる事象に照らしてみると決定的な証拠になったし、午前10時頃に橋直下を通過した小型帆船に乗船していた港湾警備隊の船長による同様の観測もまたそうであった。ファーカーソンは午前9:45に橋に到着し、話によると、映画のカメラを借りて地元のカメラ屋に急行した。彼は後に以下のように報告している。

多くの観察と、ちょうど午前10時前に行われた撮影された写真によると、橋はいつも通りに鉛直振動を起こしており、振動数は1分間36回であった・・・何度か観察したときにも、この状態に変化はなかった。同時に橋のセンターラインが北側に撓んでいるのが観測された。観察によると、18.9 m/sの風が橋を斜めに吹きつけていた。横方向たわみは計測されなかったが度を過ぎたほどではなく、黄色のセンターライン幅の4倍程度(約61cm)であった。今回の風は多分、これまでで最も強かった。振動数は以前に経験したものよりかなり高く、倍振幅は90cmにも達し、9つの節を持つ振動であった。それでも橋を閉鎖し嵐が過ぎるのを待つ以外は特段に心配する必要は無いかのようであった。午前10時過ぎ、ガーティの挙動は全く予想されていなかった危機的な様相に変化し見物人を驚かせ、技術者を呆然とさせた。ファーカーソンは当時の状況を以下のように描写している。2,3分後、料金所北の位置の路面から振動数を調査している間に動きに激しい変化が見られた。この変化は何の途中段階もなく突然に起きたようであり、橋は表裏がひっくり返るかと思われるほどねじれた。驚いたことに橋とはほぼ平行な位置から見たとき、タコマ側では道路上面が見えたかと思うと反対に道路床版裏面がほぼ鉛直になるのがみえた。揺れは9~10個の多くの波形をとまなう以前のものからほぼ瞬間的に2個に変わった。この現象はファーカーソンの風洞試験には見られなかったものであった。振動数は1分間36回から14回へと急激に変化し、中央径間ケーブルは逆位相であった。揺れの揺れは中央に節をもった2つの波形に分かれた。片側の1/4点では桁端がねじれによって持ち上がった時、反対側の1/4点では同じ側の桁端が極端に下がった。各サイクルはおよそ4秒であった。

閉鎖前の最後の冒険をしたのは新聞記者であった。のたうち回る中央径間のほぼ1/4まで行ったものの身動きできなくなった。道路面は水平面から45°傾き、片側の桁端がもう一方に対して8.5mも高くなるほど傾いた。新聞記者の車は道路面を滑りながらドアが突然に開き、記者はよろめきながら地覆によじ登った。橋の動きが一時、小康状態となったとき新聞記者は比較的安全な東側の主塔側によろけながらたどりつき、次に緩やかに鉛直方向にローリングする側径間を通り抜けた。とり残された車には言うことを聞かない犬が残っていた。橋の西側に資材運搬していたトラックも困っていた

が、乗っていた 2 人は、車が横転する直前に逃げ出した。この頃までには公団のほとんどの技術者が到着した。以前にファーカーソンに橋上で会ったことがあり、側径間に斜めワイヤを張り拘束することに成功したエルドリッジが、今度はベツレヘムスチール社に橋脚から中央径間に何本かケーブルを風がおさまったら張るように段取りを始めていた。ファーカーソンらはなお中央径間に居残って振れを直接経験し、彼はその時の様子を以下のように記している。

料金所のちょうど前の橋軸線に到達したとき、揺れの大半は中央径間に限られていたが破壊的な様相に発展していた。すぐさま主塔の外側に基地を設け、そこで中央径間の記録写真を撮影した。かなりの量の小さな振幅の衝撃をとまなう揺れが側径間でみられた。あまりの激しい動きであったので中央径間上でカメラを操作することは全く不可能であった……。このとき、この激しい動きが始まってから 8～10 分もたたないうちに、歩道、地覆に相当の損傷が発生し、タコマ側の主塔近くではいくつかの照明柱の基部がすでに緩んでいた。このときまでに照明柱の 1 つがギグ港側に落下した……。

時々、支間中央の節は消滅し、1 つの波形が中央径間全体を巻き込んでいた。ファーカーソンは、振れの動きは橋軸を中心に行っていることをうまく利用していた。橋の最後を記録した劇的なフィルムの中に、橋の両側が激しい急角度で揺れる中でセンターライン上を細心の注意を払いながらよろよろと歩いているファーカーソンが映し出されていた。科学的興味を持ってファーカーソンに同伴した何人かは大惨事が差し迫っている気配を感じて橋から急いで離れた。しかし、ファーカーソンは、振動が少し和らいだ時に残された車から怖じ気づいた犬を助けようと引き続き試みた。ただ、すぐさま元の状態に戻った振動が邪魔をした。ファーカーソンによれば「最も警戒すべき様相に変化していた」。このときファーカーソンは中央径間西側の多くの照明柱が崩れ落ちるのに気付いた。これによって振れ振動がより激しくなったことが明らかとなった。床版とプレートガーダー間の動きが横構を次々に破壊させた。ファーカーソンはフィルムを取るために急いで橋から降り、タコマ側主塔に戻った時には振動数は 1 分間に 14 から 12 に変化し、水平方向の大きな振動が新たに始まったことに気づいた。

疲れを知らないファーカーソンにも、橋はこのような状態の中で長い間耐えることができないことは明らかであった。その最期は中央径間西半分の桁の座屈で始まった。いくつものハンガーがソケットから切断するときに砲弾の発砲音のような音が聞こえた。午前 10:30 には床パネルが壊れて湾に落ちた。これを見てファーカーソンが東側主塔の安全な場所に駆けて行く映像が残っている。最後の一撃は午前 11 時頃、吊構造部の 183m 部分が西側 1/4 点付近で剥がれ、振れながら 60m 以上も下の湾へと墜落していった。この様子は岸に据えられた映画撮影用カメラに収められた。橋はそれから落ち着いたようにみえたが振動はすぐに再び繰り返された。この時までには比較的安定していた側径間はわずかに撓み、ホールドダウンケーブルは残っていたものの拘束効果はなく、ここに来て揺れ始め東側の側径間では小さなねじれ振動も見られた。

午前 11:10 までに中央径間の最後の部分が橋上に取り残された車と 1 匹の犬とともに水中へと落ちていった。側径間が上に持ち上がり、次に中央径間の重さとバランスを失って 18m ほど沈み込んだ後、最終的には約 9m 垂れ下がった状態まで戻って落ち着いた。中央径間の残った部分は首を切られた怪物のように静かにのたうち回り、衝撃的なショックを受けた技術者は無力感でこれを眺めながら 3.6m 以上岸側に曲がった主塔も崩壊するのではないかと思っていた。最も華々しい橋の崩壊は幕を閉じた。タコマナロウズ橋はわずか 4 ヶ月しかもたなかったが、その崩壊ゆえに、ずっと技術思

想に影響を及ぼし続けた。

44.7m/s の風と 146kg/m^2 の横方向の静的圧力に対して設計された橋が、設計限界の 1/6 の静的な力しか与えないような設計風速の半分以下の風によって、どうして屈したのか？崩壊する直前の横方向変位はわずか 61cm であったが、橋は 6.1m も横方向に撓んでも安全なはずであった。さらに根本的なこととして、なぜ水平風荷重が鉛直および振りの動的振動を引き起こしたのであろうか？当惑したモイセイフは「この崩壊を全く説明できなかった」。この大災害は橋における風の動的作用に対する全くの無知をさらけ出した。何十年もの間、技術者は交通と静的な風荷重を相手にしてきた。振れ剛性は一時的な非対称の交通荷重載荷に対して桁とケーブルが抵抗するものとしてしか考慮されていなかった。風の動的作用は、吊橋の挙動に根本的な影響を与えるが、この時にはまだ知られていない不可解な現象であった。

スタインマンが 1938 年に土木学会論文集に提出したサウザンド・アイランズ橋とディア・アイル橋の対策について述べた論文は、いまや、正当なものと認められていた。彼はタコマナロウズ橋の対策を提案するためモイセイフと連絡をとったが反駁されたと述べている。後にスタインマンは、タコマナロウズ橋で用いられた支間中央のステイの形式に異議を申し立てた。サウザンド・アイランズ橋の支間中央のワイヤロープは単に緊急的な仮設のもので、2, 3 ヶ月後には永久的な剛なアングル部材でできたステイに取り換えられた。タコマ橋の支間中央のステイは私のアイデアを模倣したもので不適切なものであったが、4 ヶ月の間破壊的な振動から救った・・・もし彼らが私の助けを求めたならば、タコマはほんの僅かの出費で安全なものにすることができたであろう。しかし私からの自発的な申し出は受け入れられなかった。

8. 7 タコマ橋落橋がもたらしたもの（耐風工学の確立）

タコマナロウズ橋の落橋は、その他の優美なプレートガーダー吊橋に責任的立場にあった著名な技術者たちに影響を与えた。それらの多くは、モイセイフの不運な橋に見られるのと同じ原理を使っていたからである。そして、それらの橋のいくつかは、タコマナロウズ橋がその短い生涯で苦しめられたのと同じような有害な鉛直振動に敏感であることが判った。しかしながら、誰一人として、タコマナロウズ橋を最後の瞬間に捉えたねじれ振動の開始を予測してはいなかった。呆然とさせられた技術界に対する最も重要な問題は、秒速 44.4m/s の突風による風荷重に耐えられるように設計されていた橋が、どうして 1/3 ほどの風速の風に完全に屈してしまったのかであった。答えは簡単ではなかった。そして、落橋に対する説明は、タコマ橋の設計や風環境といった独自の環境以上の多くのものを巻き込んだ。実際、それは 20 世紀初頭に出現した吊橋技術の急速な発展と密接に結びついた。さらに、タコマでの現象は新しいものではないけれど、忘れられないものであることを証拠は示したのであった。

ローブリングは、1860 年代にブルックリン橋を設計した際に、風が吊橋を掴み込むという意味を理解していた。彼の背後で、ヨーロッパやアメリカで失敗した吊橋の話があった。いくつかは風の力によって引きちぎられて破壊し、他は橋が完全に引きちぎられるまで消耗させた奇妙な繰り返しのねじれに屈した。1883 年、ニューヨーク市に意気揚々と開通した支間長 486m のローブリングの吊橋は、新たな信頼を技術者と一般大衆の両方に、長大スパンの答えとして注ぎ込んだ。この信頼は誤ったものではなかった。ローブリングは、風の動的な力に対して橋を十分に補剛したのである。皮肉にも、

ある意味でこの吊橋への信頼が最終的にタコマナロウズ橋落橋の種を蒔くことにつながった。技術の慣行は、見た目には過去の失敗の結果を捨て去ったのであった。ローブリングの無補剛吊橋に対する勧告は、彼の記録や作品によくまとめられている。すなわち、見た目にも独特かつ繊細な配列をなす塔頂から桁に向かうステイは、ブルックリン橋の芸術的なものとして良く知られているが、実は構造を補剛するための機能的必要性から生まれたものである。ローブリングによる技術の進歩によって、吊橋は内在的に安全な構造となった。ただ、20 世紀最初の 40 年間に吊橋技術が驚くべき早さで発展したため、彼が熱心に説いた教えは忘れ去られたか、あるいはしごく当然のこととして受け取られた。

いくつかの事例が吊橋の長大化を予言した。新しく複雑な数学理論は、桁高の大きな重いトラス桁の吊橋は過大設計であるということを示唆した。これはまた、重い鉄道荷重から軽い自動車荷重への転換と相まって、トラス桁はよりたわみやすく薄いものへとなった。塔もまた材料の選択肢は石造から鋼にかわり一層たわみやすいものになった。前例のない支間長の吊橋建設が 1920 年代と 1930 年代に続々と始まったが、これは材料科学や技術科学面での偉大な発展によるものである。静的な風荷重や自動車荷重の効果が一見究められたことを受け、景観が設計を行う上での重要な原則となった。ニューヨークのウィリアムズバーグ橋のような鋼鉄の盲目的迷信は、もはや受け入れられるものではなくなった。大恐慌によって橋梁建設資金だけでなく、予測されていた交通量の増大も摘み取られたため、吊橋はだんだん幅の狭いものとなった。

アンマンの 1931 年開通のジョージワシントン橋は、他の吊橋とは異なりこれらの変化を具現しつつ、事実上、支間長を一気に 1,067m へと 2 倍に延ばした。裸の鋼鉄の骨組み塔の外観に対する論争は、吊橋の景観に対する興味の増大を示すものであった。鉛筆ほどの薄い吊構造は全く補剛トラスの無いものであったが、幅が広く巨大で自重だけでも重く、さらに巨大なメインケーブルの剛性によって、静的風荷重から橋を支えるのに十分であると考えられた。この重要かつ影響的なジョージワシントン橋の特徴は、技術者たちに更に薄く優美な吊構造を持つ吊橋の設計に対する確信を吹き込んだ、例えば、ゴールデンゲート橋は、1937 年の完成時には、同時代のどの長大吊橋よりも薄いトラス桁が特徴であった。ただ、おそらく最も重要な伝統からの逸脱は、どこにでもあるトラスをプレートガーダーに取り替えたことであった。この充腹ではあるが薄いリボンは、1930 年代の経済的・美観的主義を例示している。そして、その時代の技術上の確信を反映したものであった。その 10 年間の後半におけるアメリカの吊橋へのこれらの導入は、わずか 2, 3 年以内に途方もなく大胆な支間長の跳躍に特徴づけられている。

そうして、タコマナロウズ橋がやって来たのであった。その落橋によって、静的風荷重は、風の作用の難問のほんの一部分を占めているにすぎないという認識に至った。風的作用は、静的風荷重に加えて、可撓性の高い構造物では動的な振動現象が顕著となり、これが吊橋の構造を支配することがようやく解明されるに至った。この発見は、集中的な研究の時代と、時には感情的に満ちた技術界内での論争をあおった。この論争の多くは、20 世紀の橋梁技術を代表する 2 人の主要な人物を巻き込んだ。それは、オスマール・アンマンとデビット・スタインマンであり、2 人は偉大な技術上のライバルとして常に競い合った。技術上のライバル意識がサウザンド・アイランズ橋やディア・アイル橋での経験をタコマナロウズ橋へ伝えることを拒んだという主張もある。

いずれにしても、それ以降、風の動的作用が常に意識され、タコマナロウズ橋の再建に際しては、

風洞実験によって慎重に断面形式が採用され、新タコマナロウズ橋はトラス補剛吊橋として再建された。なお、タコマナロウズ橋の風洞実験に関して、当時ワシントン大学教授であったファーカーソンの貢献がよく知られているところであるが、もう 1 人、カリフォルニア工科大学教授であったフォン・カルマンの功績も見逃せない。タコマナロウズ橋事故調査委員会の委員となったカルマンは、その原因を自ら風洞実験によって検証し、カルマン渦が振動の要因であったこと、そしてひとたび振動が生じるとその振動によって空気力がさらに付加され、破壊的に振動が大きくなる自励振動現象の存在を指摘した。事故調査委員会において、カルマンがこのことを主張したところ、委員の 1 人であったアンマンは全くこのことを理解できなかったと自伝⁶⁾に述べている。

長大吊橋の建設に際し、風洞実験を行って風の動的作用を検証することが耐風工学の慣行となったが、プレートガーダー吊橋への反省もあり、その後のアメリカで建設された吊橋はトラス補剛桁を採用することとなった。その後、急速に長大吊橋の技術を発展させた日本においても基本的にこの流れを引き継いだが、一方でヨーロッパにおいては別の展開が見られることになる。

8.8 その後の吊橋の革新技术（箱桁吊橋の登場）

イギリスのキット・スクルトンは、セバーン橋の耐風設計にあたって開断面トラス桁ともいえる斬新なデザインを提案した(図 8.8 参照)。もちろん、これは全橋模型や部分模型による風洞実験によって試行錯誤がなされた結果であり、技術的な裏付けを持ったものであった。ただし、セバーン橋の着工が延期されたため、この断面はフォース道路橋(中央スパン 1,006m, 1964)に採用された。その後、セバーン橋に対してはさらに斬新なアイディアが採用された。1951 年からフォックス&パートナーズとともに働いたギルバート・ロバーツとウィリアム・ブラウンは、図 8.9 に示すような箱桁断面を開発した。このような箱桁断面は、まず流線型断面であるため風荷重が著しく小さくなる、閉断面であるためねじり剛性が高くなり、したがってフラッター発現に有利となる、さらに流線型断面のため翼断面に対する曲げねじれフラッター理論が適用しやすくなるなどの利点がある。

このように斬新で革新的な技術開発であったセバーン橋の箱桁も完成後 20 年足らずで問題が生じた。セバーン橋では、更なる剛性の付与と減衰の増加を狙って斜めハンガーが採用されていたが、活荷重による交番応力によって疲労損傷が深刻となった。このときの 1 つの指摘として、斜めハンガーという構造の特徴が上げられたが、さらに重量というファクターがクローズアップされた。吊橋の基本要素である“重量”の重要性が撓度理論登場以来、再び認識されるに至った。そして、約 20 年後に完成した第 2 ボスポラス橋ではやはり箱桁が採用され、同じコンサルタントの設計であったが、セバーン橋やそのコピーであった第 1 ボスポラス橋に比べて、重い吊構造が採用された。

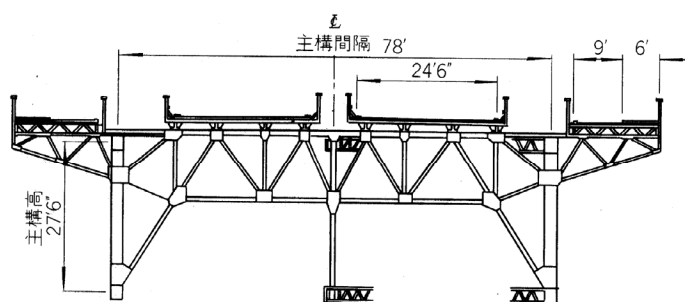


図 8.8 フォース道路橋の補剛桁断面⁵⁾

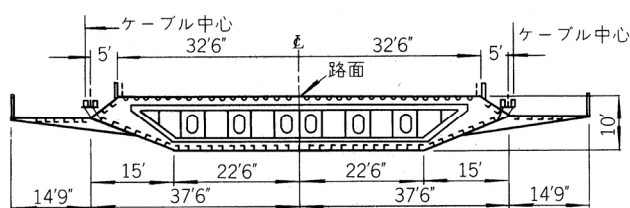


図 8.9 セバーン橋の補剛桁断面⁵⁾

8. 9 おわりに

吊橋黎明期から現在に至るまでの吊橋の発展を曲がり角となった出来事(事故)によって紹介した。その歴史を概観すると、まず風の作用に翻弄された吊橋黎明期、経験の中で培われた剛性と重量の認識、直接的には吊橋ではないが橋梁の静的風荷重の認識、吊橋に支間長の増大を支えた解析理論の発展と撓度理論の登場、新しい理論への期待と経済状況から要求された桁剛性の低減、さらなる理論の盲信と(予兆があったにも関わらず)タコマ橋での失敗、それを契機とした風の動的作用の認識と耐風工学の確立、ヨーロッパ勢力による箱桁吊橋の開発、橋梁耐風工学の到達点としての明石海峡大橋の完成となる。これらを見ると成功も失敗も必然的な結果であることが判る。そして、忘れてはならないこととして、技術(理論)には常に謙虚でいなければならないことである。タコマ橋も突然に落橋したわけではなく、その前兆としてのサウザンド・アイランズ橋、ディア・アイル橋での風による振動、さらにはそれ以前にローブリッジによって指摘された剛性の重要性を、新理論を盲信した結果、顧みることを忘れ去ってしまった結果と言える。また、タコマ橋が風によって振動している最中、スタインマンによる制振対策の提案が聞き入れられなかった事実は、技術以外のライバル意識が邪魔をした。タコマ橋の落橋以降、風による吊橋の落橋は無くなった。まさに、耐風工学の賜である。現在、イタリアではさらなる限界を目指してメッシナ海峡横断橋の着工が予定されている。我々は今一度、原点に立ち返り、この未経験の領域に挑戦しなければならない。

参考文献

- 1) Scott, R.: In the Wake of Tacoma, ASCE Press, 2001.
- 2) 勝地弘, 大橋治一, 鳥海隆一, 花井拓: タコマ橋の航跡, 三恵社, 2005.
- 3) 川田忠樹: ボーモンの卵, 建設図書,
- 4) 五十畑弘: 19世紀橋梁界とタイ, フォース鉄道橋, 橋梁, pp.22-28, 1987.6.
- 5) 川田忠樹: 風との戦い, 橋梁と基礎, pp.9-12, 1989.8.
- 6) 野村安正訳: 大空への挑戦 — 航空学の父 カルマン自伝 —, 森北出版, 1995.