

【寄稿論説】

吊形式橋梁と風

Wind Effects on Cable-Suspended Bridges

東京大学工学部土木工学科教授
Professor

伊藤 学
Manabu ITO



1. はしがき

現代構造材料の双壁はいうまでもなく鋼とコンクリートである。科学技術の進歩した今日、他にも高強度、軽量の材料は少なからず開発、実用化されているが、土木・建築構造物に多量に用いられる段階には至っておらず、この状況は今後当分は変わらないであろう。さて、その鋼とコンクリートであるが、構造材料としての得失がそれぞれに存在することはこれも今更言及するまでもなく、適材適所の使われ方はされているが、両者が競合する領域も決して狭くはない。互いに競い合うところに進歩が生まれるのであり、一方では合成構造や混合構造のように、両者の特色を生かし、短所を補い合って共存させる工夫もさかんになされている。

しかし何といっても、引張部材としての鋼材の使用は現代の構造物においては最も効果的であり、超長支間の橋として吊橋が他の構造形式の追随を許さず、斜張橋や吊屋根構造が大いにもてはやされていることはその証左である。とくに近年、吊橋のみならず、さまざまな種類の吊構造が広い範囲に用いられるようになったのは、ケーブルの製作・施工技術の向上に負うところが大きい。プレファブ・ストランド工法は力学的特性にすぐれた平行線ケーブルの用途を拡大し、定着方法については Hi Am アンカーをはじめ、いくつかの新工法が開発され、防錆にも種々の新しい工夫が生まれている。

この今をときめく吊構造の泣き所は、引張材として無駄のない、しかもフレキシブルなケーブルを主部材とするため、比較的剛性の低いことである。従って、橋の場合、風による、あるいは走行車両による振動が問題となる。吊橋では旧タコマ・ナロウズ橋をはじめ、古くから幾多の苦い経験をなめてきたことはよく知られている。斜張橋も、吊橋よりは剛性にまさるとはいえ、充腹桁構造が好まれるために、やはり何らかの耐風対策を強いられることが多い。もっとも、最近はケーブルで吊られていない鋼桁橋までも風による振動が警戒されているが、少し神経質になり過ぎている感が無きにしてもあらずである。

ともかくも長支間を渡るのに際立ってすぐれる吊形式

橋梁は形態の面からもまだまだ工夫改良の余地のある構造形式と考えられる。現に、今のままの材料を用いた今のままの吊橋構造でも、理論上は 3,700 m 程度の支間長までは実現可能という¹⁾。ただし、これは静的な荷重を支え得ることを条件にただけの単純な計算結果であって、実際には今のままの構造では、施工面および耐風性の面から限界支間長はもっと低く抑えられてしまうものと思われる。逆に、この両面の工夫次第では上記の目標に近付くことが可能ともいえるし、構造形態の革新がそれを助けてくれるであろう。

以下、長径間の橋、とくに吊形式橋梁の設計にあたっての重要な要因である風の作用について展望を試み、それぞれの課題に関連して感ずるところを述べる。

2. 構造物に及ぼす風の作用

かの有名な旧タコマ・ナロウズ橋の落橋(1940年)は風速 19 m/s の風によるねじれフラッターが直接の原因であったが、その直前までもそうであったし、完成当初からしばしば、この橋は低風速のもとでも、風速によってモードの異なる鉛直たわみ振動が発生していた。すなわち渦励振である。風圧による静的な変形や風の乱れによるガスト応答も、この程度の風なら顕著でないにしても、生じていたはずである。

このように、同じ構造物でも風速により異なる性格の現象が現れうること、そして複数の異なる現象が同時に存在し得ることが、橋に限らず、構造物に及ぼす風の作用の大きな特徴であり、地震の作用などと異なるところである。表-1に風によって構造物に生ずる現象を分類して示す。このうち静的不安定現象二種については、その限界風速が発散振動のそれより高く、実際に問題となることはないと言われてきたが、在来の構造とは異なる形態、規模の超長大支間の吊構造になると無視し得ない可能性のあることが指摘されている。²⁾

3. 風荷重について

わが国の短中支間橋梁、すなわち道路橋示方書や鉄道橋設計標準が対象とする橋梁では、一律に風速 55 m/s

表-1 構造物に及ぼす風の作用の分類

程度に対応する風荷重が規定されている。地域ごとの風速期待値や高さ方向の風速分布を考慮しているわが国の建築物や送電鉄塔、あるいはイギリスや中国の橋梁に対する設計規準とくらべて、これはかなり粗っぽい規定であり、学会の委員会でモデル規準を作ってみようかと考えたこともあった。しかし、実情は、一

般には支間200m程度以下の橋では風荷重により断面の決まる主部材は少ないこと、二次部材には別に細長比制限があり、風荷重を多少いじってみても結果にそれ程影響がないとみられること、不必要に複雑な規定とすることに抵抗のあること、更には風荷重が橋の横方向剛度を確保させる意味合いも有していることなどの理由から、まだそれ程さし迫った問題とは考えられていない。だが長支間の吊形式橋梁となると話は別である。土木学会の本州四国連絡橋耐風設計指針(1964)は世界に先がけた長径間橋梁の詳細かつ統一的な耐風設計基準であって、その後若干の修正が加えられ(以下本四基準と呼ぶ)、わが国の他の長径間橋梁の設計にもその骨子は準用されてきた。

構造物の風荷重規定では設計基準風速の再現期間を耐用年数と同程度(たとえば50年)としているものが多い。本四基準ではこれを条文に明示してはいないが、暗に再現期間はほぼ同程度か、耐用年数の1.5倍程度と考えている。よく知られているように、これでは耐用年数内の超過確率は決して小さくない。これは利用しうる統計データからして、十分小さい超過確率に対応する再現期待値はかなりの外挿推定によらざるを得なくなるため、その代り別に適当な安全係数(この場合荷重係数というべきか)を設定して安全性を確保している。しかし耐用期間最大値の期待値をとる考え方もあり、設計担当者にとっては既往最大値も気になるところであろう(表-2参照)。

表-2 地上10mに換算した年最大風速の統計値(神田 順による)

地 点	東 京	札 幌	大 阪	福 岡
対象データの記録期間(年)	1929-1964	1940-1977	1929-1977	1939-1977
記録期間の最大値(年・月・日)(m/s)	2 9.6 (1938.9.1)	1 8.5 (1956.5.11)	4 2.2 (1934.9.21)	3 0.4 (1951.10.14)
50年再現期待値(m/s)	2 5.5	1 9.4	2 7.9	2 9.3
50年最大値の平均値(m/s)	2 7.1	2 0.2	3 0.0	3 1.4

現 象				原因となる空気力		
静 的	静的風圧（風力）による変形（応力），変位			時間平均の空気力	定常 （静的） 空気力	
	静的不安定現象	ダイバージェンス				
		横倒れ座屈				
動 的	気流の乱れによる不規則振動 （バフエティング，ガスト応答）		限定振幅 振動	自然風，あるいは風上側構造物の後 流の中の風速変動にともなう空気力 構造物後流中に発生する渦による交 番空気力	非変 定動 常（空 動的力	
	動的不安定現象	渦 励 振		発散振幅 振動		
		ギャロピング				1 自由度
		振れフラッター				
		連成フラッター （古典的フラッター）				

2. ガスト応答(バフエティング)

自然風の乱れ, すなわち時間的・空間的風速変動による構造物の不規則振動のうち, 風向方向振動については走行車両による衝撃係数と同様に, ガスト応答係数などの名のもとに設計風荷重の動的増幅効果として扱うのが普通である(図-1)。これについても構造形式ごとの差異を考えるべきかどうかなどの問題は残されているが, 最近長径間橋梁で問題となっているのは鉛直たわみ振動成分で, 後述の渦励振やギャロピングに対して安定な断面にしようとする, これが顕著になる傾向があるのでやっかいである。

しかも, 風向方向のガスト応答を含め, 解析の筋道は立てられて(図-2)いるが, 計算に必要な強風の特性や空力アドミタンスにかかわるパラメーターの適切な設定が容易でない。実橋における観測結果と解析結果の対比例もあるが³⁾, 今後とも強風下における実橋観測の資料を蓄積して推定精度の向上をはかる必要がある。

次項の渦励振と同様に, ガスト応答は限定振幅振動である。従って問題となるのは構造上の安全性からの疲労と使用性からの車両走行安全性並びに運転者・歩行者の

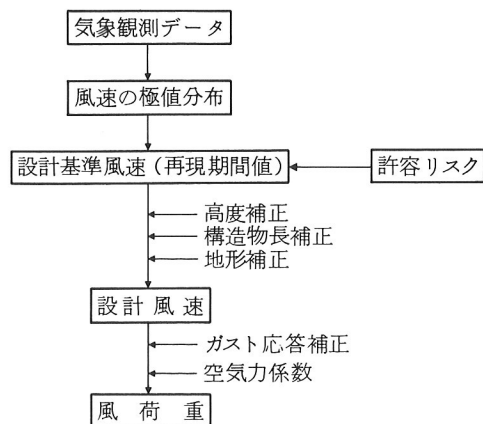


図-1 風荷重評価のプロセス

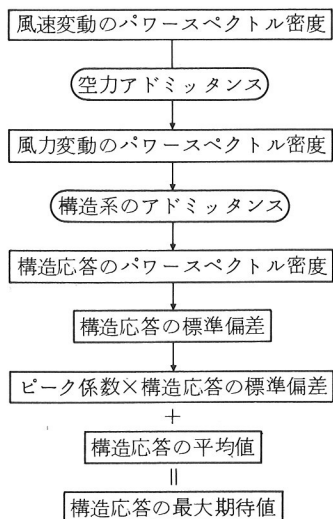


図-2 ガスト応答評価のプロセス

生理的・心理的感応である。いずれも、それぞれ許容振幅の設定、疲労の場合にはこれに加えて生起頻度とのからみで規定を考えなければならない。これらについても近年研究成果が蓄積されつつあるが、まだ普遍的な設計基準となるには至っていない。

5. 渦励振

流れ（速度 U ）の中に置かれたにぶい物体（断面の代表寸法 d ）の後流中に発生する渦の発生周波数 f_s については、与えられた断面形状に対して、次式で定義されるストローハル数が一定であるという事実がある。

$$S_t = \frac{f_s d}{U} \quad (1)$$

従って、この f_s が構造物の固有振動数 f_n と一致するような風速において共振現象を生じる（たとえば図-3）というのが渦励振の手短かな解説である。しかもその応答特性から、単純な強制振動として、たとえば一自由度系の場合

$$m\ddot{x} + c_s\dot{x} + kx = \frac{1}{2}\rho U^2 C_{Ld} \cdot d \sin 2\pi f_s t \quad (2)$$

を解くことによって解析を試みることはできる。だが、

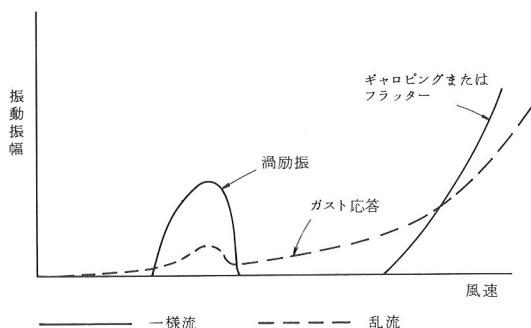


図-3 渦励振と発散振幅振動

この中の空気力係数 C_{Ld} の評価が一筋縄ではいかず、渦励振応答の定量的評価は意外に難航している。すなわち、ロックイン現象（ある幅をもった風速域で f_s は f_n に同期）にうかがわれるように、渦励振は自励的性格をもつこと、たとえ一様な気流のもとでも f_s 以外の周波数をもつ不規則励振成分が混在することなどがその理由である。

渦励振は気流に乱れがあると一般に減殺されることが知られている。ところが断面形状によっては、乱れの存在があまり影響を与えない実験例がある。このため、ややもすると設計にあたって神経過敏になりすぎる傾向が見られるが、風洞実験の結果や現地の風環境を勘案して適切な判断をくださるべきであろう。

渦励振は限定振幅振動であるから直ちに構造物の破壊につながるおそれは少ないが、頻繁に出現する比較的低風速で発生することがあるので、前項のガスト応答と同様に、疲労や機能上の障害、人への不安感・不快感をもたらす可能性がある。応答評価手法の確立と、これに対応して先にも述べた許容振幅の設定が望まれる。

6. 発散振幅振動

a. ギャロピング

比較的ずんぐりした充腹断面をもつ構造物では、ある風速以上になると風向直角方向の自励振動、ギャロピングが発生する。自励振動は元来いったん発振すると振幅が発散的に増大し、しかも風速の増大について収まることがないから、実際の構造物で起こってはならない現象ではあるが、本州四国連絡橋の門崎高架橋の設計で問題になって以来、在来規模の鋼連続箱桁橋でも設計風速内でギャロピング発生が見出されて対策に迫られる例があると聞く。しかし、内外における既存の鋼箱桁橋では実際にそのような現象の発生は報じられていない。幸いまだそのような高風速に出合っていないためかどうかはわからないが、構造減衰を低く見積りすぎているためか、あるいは三次元的効果のゆえか、ここでも実橋の挙動をより正しく推量するにあたって検討すべき問題が残されている。

b. ねじれフラッター

旧タコマ・ナローズ橋を落橋に至らしめた現象で、比較的扁平な充腹断面構造や充実率の大きい閉床トラス構造で警戒を要する。もちろん剛性の高い構造物では心配はない。1自由度（ねじれモードのみ）の自励振動、構造物の固有周期での振動、そして流れの剥離が発生機構に関係することなど前項のギャロピングと相通じる点がある。乱れた気流のもとでの風洞実験結果として図-4のような例があるが、これも対象とする断面によって、やはりその傾向は異なることが予想される。

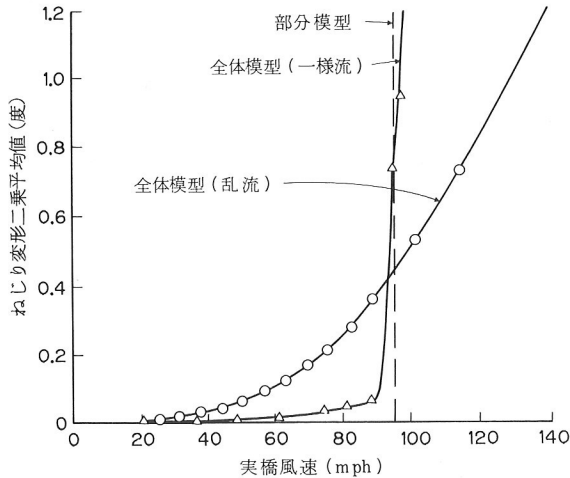


図-4 カナダNRCにおける風洞実験例

c. 連成フラッター

平板状の断面ではたわみとねじれの連成した急激な自励振動が生じることがある。その際の振動数は構造物のたわみとねじれの固有振動数の中間の値をとるが、両固有振動数が接近していなければ、このフラッターが発生する風速は幸いかなり高い。しかも剝離を生じないような断面については純理論的取扱いが可能である。

ところで、以上の発散振幅振動はいったん構造物が振動しはじめると、それに伴って生じる空気力が正の仕事をし、構造物を更に激しい振動に追いつめ込む自励振動で、実際の構造物で起こってはならない現象である。そこで、たとえば本四基準では、その限界風速が設計風速の1.2倍以上でなければならず、また、地形上風の平均傾斜角に特異な性質がない場合には、風速の鉛直方向変動成分も考えて、一様流中における限界風速（一般に風洞模型実験によって求める）が図-5のような領域内にあってはならないとしている。これはセバーン橋の場合におけると同様、評価時間を30秒とした移動平均の標準偏差の3倍を変動傾斜角の最大値とみなして求めたものである。しかし、長径間の橋における自然風の空間相関、トラス補剛吊橋などでは自励振動が比較的穏やかなことなどを考えると少し安全側に過ぎるような気がする。更に、風速の乱れがある自然風のもとで図-4に示したような傾向があるとなれば、どの風速を限界風速とみなすべきか、前述の1.2という風速倍数は妥当であるか、超長支間の吊橋になると実現の可能性を左右するような問題であるだけに、早急に解決が望まれる。

7. 風洞実験による検証

橋梁のように一般に非流線形で、しかも複雑な形態の構造物に対し理論計算のみにより作用空気力を求め、耐風性を検討することは、現時点では残念ながら困難であ

る。類似の断面における結果は参考にはなるが、地覆・高欄・部材配置の微妙な相違が風による橋の振動現象にかなりの差異をもたらすことも過去にしばしば経験されている。そこで、いつまで同じことをしているのだといわれながらも、重要な吊形式構造の場合には風洞模型実験が欠かせないことになる。それどころか、最近はその範囲が広がってきたことは先に指摘したとおりである。

風洞模型実験に際しては相似律が満足されなければならない。風のもとでの構造物の挙動を検証する空力弾性試験では表-3の諸パラメーターが実物と模型の間で一致しなければならないが⁴⁾、現実にはこれが容易でない。たとえば大気圧のもとではレイノルズ数とフルード数を共に相似させることが不可能である。幸いなことに角ばった断面では気流の剝離点がほぼ一定しているのでレイノルズ数の影響は無視しうるとしているが、円柱になる

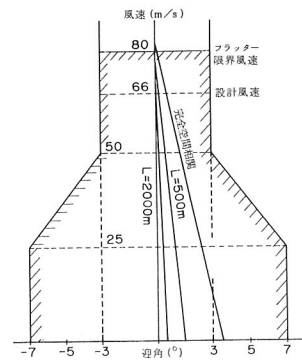


図-5 限界風速の規定

表-3 構造物の風洞実験（一様流）で一致を必要とするパラメーター

無次元パラメーター	表示式	力学的意味
1. 対数減衰率	δ	散逸エネルギー／振動の全エネルギー
2. 弾性パラメーター	$E/\rho V^2$	構造物の弾性力／空気の慣性力
3. 慣性パラメーター	ρ_s/ρ	構造物の慣性力／空気の慣性力
4. 重力パラメーター (フルード数)	gB/V^2	構造物の重力／空気の慣性力
5. 粘性パラメーター (レイノルズ数)	$\rho VB/\mu$	空気の慣性力／空気の粘性力

(注) 2, 3のいずれかは V/fB (風速パラメーター) で置換し得る。
ここで f は振動数である。

V : 風速
 μ : 空気の粘性係数
 E : 構造物材料の弾性係数
 δ : 構造減衰を表す係数

ρ : 空気密度
 B : 構造物を代表する寸法
 ρ_s : 構造物材料の密度
 g : 重力の加速度

と特殊な工夫が必要になる。一方、全体模型による三次元実験が望ましいことはわかっていても、長大橋になるとそのような幅の広い試験断面をもつ風洞（写真-1）はほとんどなく、従って部分模型による二次元風洞実験が主流となっている。

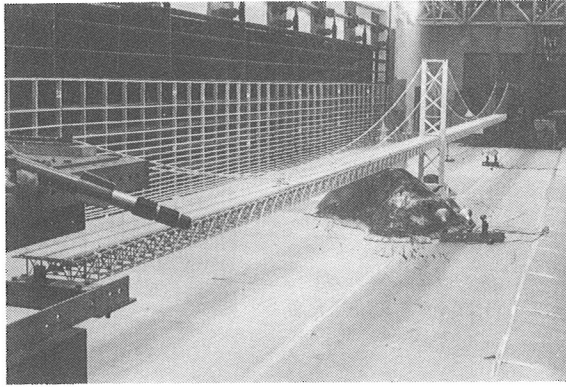


写真-1 東京大学の風洞での全橋模型試験

次に風の側についてみると、平均風速の分布と風速変動特性の両者を相似させることが理想である。これに近い条件を与えてくれるのは境界層風洞(写真-2)であるが、こんどは長い風路を必要とする。近年境界層風洞の数は増えつつあるが、風路が長く、しかも幅が広いという風洞はない。適当な格子を吹出口に置いて気流に乱れを与える(写真-1)という次善の策がとられることが多いが、所要の乱れの強さは得られても、乱れのスケールは相似しにくい。

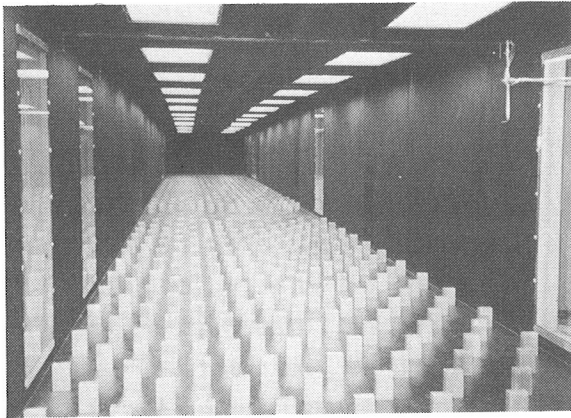


写真-2 境界層風洞

このような事情から、わが国では一様気流中の部分模型実験を行ない、場合により格子乱流による結果を参考として耐風性を検証することが吊形式橋梁の設計における通常の手法となっているが、構造減衰の設定と相まって安全側に過ぎるように思われる。安全側であるのは結構であるが、過度に経済性、機能、美観を損なう結果が強い、場合によっては実現不可能ということにもなるとすれば問題である。

8. むすび

吊形式橋梁の設計では耐風性の確保に頭を痛めること

が多い。すなわち風による振動の振幅を許容範囲内に抑える、あるいは発散振幅振動の限界風速を許容風速域外に高めることが求められる。そのため、原設計が適当でないとわかったとき、大別して次のような手段がとられる。

(1) 構造力学的手法⁵⁾

- a. 剛性の増加(形態の変更を含む)
- b. 質量の大きさ・分布の変更
- c. 構造減衰の増加(受動的, 能動的)

(2) 空気力学的手法

- a. 構造形態の全面的変更
- b. 周辺気流を改善する付属物の添加

この中では構造物の経済性、使用性の観点から、(1)c, (2)bの手段がほとんどであるが、他の手段が採用された例もある。橋梁では外観を損なわないことも重要な条件であろう。

ともかく、これまでは対症療法的処置を施すことが多かったが、これまでより長支間の吊形式橋梁を計画するにあたっては上記の各手段を総動員し、とくに構造様式そのものに工夫をこらすなどして耐風性の確保をはかることが吊形式橋梁の更なる発展を支配することになる。

参考文献

- 1) F.-K. Chang and E. Cohen: Long-Span Bridges: State-of-the-art, Proc. ASCE, ST 7, 1981.
- 2) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班: 耐風設計基準見直しのための検討資料(要約版), 昭59.3.
- 3) T. Okubo, N. Narita, K. Yokoyama and H. Sato: Field Observation of Aerodynamic Behaviour of Long-span Bridges, Proc. 5th ICWE, 1979.
- 4) M. Ito and Y. Nakamura: Aerodynamic Stability of Structures in Wind, IABSE Survey S-20/82, 1982.
- 5) 辻 松雄: 構造力学的耐風制振対策, 日本風工学会誌, 20号, 1984.