特集

追悼 アラン・ダヴェンポート博士

わが国の長大橋の耐風設計に対する Davenport 博士の貢献 Dr. Davenport's Contributions to the Wind Resistant Design of Long-Span Bridges in Japan

佐藤弘史*

Hiroshi SATO

1. まえがき

先日、加藤信介編集・広報委員長より、「ダヴェンポート博士のサスペンション橋の風荷重、振動解析の成果の歴史」というタイトルで執筆するようなご依頼をいただいた。しかしながら、膨大な Davenport 博士の業績を、すべてをささず記述することは、筆者にとって難しいと思われた。一方、Davenport 博士の研究成果が、わが国の長大橋の耐風設計にどのように貢献してきたかを記述するのであれば、多少主観的にはなるおそれはあるものの、筆者でも一応可能と思われた。このため、タイトルを標記のように変更させていただき、執筆していくこととした。思い違いをしている点も少なからずあろうかと思われるが、ご容赦いただきたい。

さて、わが国の長大橋の耐風設計に対する Davenport 博士の貢献として第一に思いつくのは、ガスト応答の評価、およびガスト応答の影響を考慮した風荷重の設定であろう。この研究成果は本州四国連絡橋の設計基準に反映されるとともに、その後のわが国の長大橋の設計に反映されていった。

Davenport 博士の貢献として次に思いつくのは、自然風の乱流特性や構造物の3次元性を反映させた風洞試験法の提案である。わが国の長大橋の耐風設計では、2次元剛体模型を用いた一様気流中での風洞試験を実施することが多かったが、例えば明石海峡大橋等の様に対風応答を精度よく推定する必要がある場合には、自然風をできる限り相似させた境界層乱流の中に、構造特性をできる限り相似させた三次元弾性模型を設置して、対風応答を推定し、設計に反映してきた。

Davenport 博士の貢献として3番目に思いつくものは、第一のものと関連が深いですが、耐風設計における自然風のモデル化である。わが国では中央径間 200m までの道路橋を対象として、風洞試験をせずに、自然風の乱れの効果のある程度反映させて耐風設計が可能となるように、道路橋耐風設計便覧が刊行されている。自然風の乱れの効果を反映させるためには、架橋地点の乱れの特性を推定する必要があるが、道路橋耐風設計便覧では Davenport 博士が提案した自然風のモデルを用いて乱れの特性を推定することとしている。

わが国の長大橋の耐風設計に対する Davenport 博士の貢献を以上の3つに大別し、それぞれについて、まず代表的な Davenport 博士の論文を基に研究の概要を説明し、次にそれらの成果が反映されたわが国の設計基準や設計事例等を紹介していく。

2. ガスト応答の影響を考慮した風荷重の設定

ガスト応答に関する Davenport 博士の代表的な論文のうち、文献1)は点状の1自由度弾性構造物を扱っており、文献2)では線状のたわみやすい構造物を対象としている。さらに文献3)では吊橋を対象とし、文献1)2)の成果を適用して強風に対する応答の推定手法を示すとともに、例題としてスパン 3,300-ft の吊橋の応答を推定し、示している。ここでは主として文献3)に基づき、Davenport 博士のガスト応答推定手法の概要を解説していく。次にその成果が反映された本州四国連絡橋の耐風設計基準について解説していく。

* 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 教授
Professor, Graduate School of Systems and Information Engineering, University of Tsukuba

2.1 吊橋のガスト応答解析³⁾

2.1.1 線状構造物のガスト応答

線状構造物のガスト応答ではモード間の連成の影響を多くの場合無視しうるとして、Davenport 博士は、各モードの応答を重ね合わせることによってガスト応答を推定できるとしている。動的に増幅された風荷重の r 次モード成分のスペクトル $S_{Pr}(n)$ は次式で与えられる。

$$S'_{Pr}(n) = S_p(n) |X_r(n)|^2 |J_r(n)|^2 \quad (2.1)$$

ここに、 n は振動数、 $S_p(n)$ はスパン上のある位置における風荷重のスペクトル。また、 $|J_r(n)|^2$ はジョイントアクセプタンスと呼ばれる量であり、 r 次モード応答を発生させるための荷重分布の効率性を表す。

$$|J_r(n)|^2 = \frac{1}{N_r^2} \iint R_{X,X'}(n) \mu_r(x) \mu_r(x') dx dx' \quad (2.2)$$

$$N_r = \int \mu_r^2(x) dx \quad (2.3)$$

ここに、 $\mu_r(x)$ は x における r 次モードの形状を示し、 $R_{X,X'}(n)$ は x と x' における荷重の相互相関を示す。一方、 $|X_r(n)|^2$ は r 次モードの動的増幅係数であり、次式で示される。

$$|X_r(n)|^2 = \left[\left\{ 1 - \left(\frac{n}{n_r} \right)^2 \right\}^2 + \left(\frac{\delta_r}{\pi} \right)^2 \left(\frac{n}{n_r} \right)^2 \right]^{-1} \quad (2.4)$$

ここに、 n_r は r 次モードの固有振動数、 δ_r は r 次モードの対数減衰率。

風荷重の r 次モード成分の分散は、次の積分で与えられる。

$$\sigma^2(P_r') = \int_0^\infty S'_{Pr}(n) dn \quad (2.5)$$

x におけるせん断力および曲げモーメントの分散は、それぞれ次式で与えられる。

$$\sigma_Q^2(x) = \sum_r \sigma^2(P_r') q_r^2(x) \quad (2.6)$$

$$\sigma_M^2(x) = \sum_r \sigma^2(P_r') m_r^2(x) \quad (2.7)$$

ここに、 $q_r(x)$ と $m_r(x)$ は、風荷重の r 次モード成分単位量によって発生する、 x におけるせん断力および曲げモーメントである。

吊橋のような線状構造物において重要な空気力は、構

造軸と直角な平面上の空気力、すなわち抗力、揚力、ピッチングモーメントであり、それらのスペクトルは次式で表される。

$$S_P(n) = 4\bar{P}^2 |\gamma_1(n)|^2 \frac{S_V(n)}{\bar{V}^2} \quad (2.8)$$

$$S_L(n) = 4L_0^2 |\gamma_2(n)|^2 \frac{S_V(n)}{\bar{V}^2} + \left(\frac{dL}{d\alpha} \right)^2 |\gamma_3(n)|^2 \frac{S_W(n)}{\bar{V}^2} \quad (2.9)$$

$$S_T(n) = 4T_0^2 |\gamma_4(n)|^2 \frac{S_V(n)}{\bar{V}^2} + \left(\frac{dT}{d\alpha} \right)^2 |\gamma_5(n)|^2 \frac{S_W(n)}{\bar{V}^2} \quad (2.10)$$

ここに、 $\bar{P}$ 、 L_0 、 T_0 はそれぞれ平均風速 $\bar{V}$ による抗力、揚力、ピッチングモーメントであり、 $\frac{dL}{d\alpha}$ 、 $\frac{dT}{d\alpha}$ は風の傾斜角 α の変化に対する揚力あるいはピッチングモーメントの変化率である。また、 $\gamma_1(n)$ 、 $\gamma_2(n) \cdots \gamma_5(n)$ は空力アドミタンス関数であり、 $S_V(n)$ と $S_W(n)$ はそれぞれ水平ガスト風速あるいは鉛直ガスト風速のスペクトルである。

水平ガスト風速のスペクトルとしては Davenport 博士が提案した次式が紹介されている。

$$\frac{nS_V(n)}{\bar{V}_1^2} = 4K \frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \quad (2.11)$$

ここに、 $x = 4000 \frac{n}{\bar{V}_1}$ 、 $\bar{V}_1$ は参照高さ(33ft)における風速、 K は表面摩擦係数である。一方鉛直ガスト風速のスペクトルとしては Panofsky および McCormick による次式が紹介されている。

$$\frac{nS_W(n)}{\bar{V}_1^2} = 6K \frac{f}{(1+4f)^2} \quad (2.12)$$

ここに、 $f = \frac{nz}{\bar{V}_1}$ 、 z は標高。

風荷重はその断面に作用する風の特性によって決まり、2 次流による風圧のスパン方向の再配分の影響は無視しうる、とする「ストリップ仮定」を採用し、 x と x' における荷重の相互相関は、 x と x' における風速の相互相関に等しいと仮定する。風速の相互相関は、次式で表現される。

$$R_{\Delta x}(n) = e^{-\frac{\Delta x}{L}} \quad (2.13)$$

ここに、 Δx は 2 点の距離であり、 L は波長 $\frac{\bar{V}}{n}$ における

主流直角方向の乱れのスケールであり、近似的に次式で表現されるとしている。

$$L = \frac{1}{7} \frac{\bar{V}}{n} \quad (2.14)$$

また、 r 次モードの空力減衰（対数減衰率）を、水平たわみ振動、鉛直たわみ振動およびねじれ振動について、それぞれ次のように与えている。

$$\delta_r = \frac{\bar{P}}{n_r \bar{V} m} \quad (2.15)$$

$$\delta_r = \frac{\frac{dL}{d\alpha}}{2n_r \bar{V} m} \quad (2.16)$$

$$\delta_r = \frac{\frac{dT}{d\alpha}}{2n_r \bar{V} m k} \quad (2.17)$$

ここに、 m は単位長さあたり質量、 k は回転半径である。

2.1.2 吊橋の構造特性および空力特性の考慮

Davenport 博士は、以上の線状構造物のガスト応答推定法を基本とし、吊橋の静的および動的な構造特性、および空力アドミッタンスを考慮して、吊橋のガスト応答推定法を提案している。

まず、静的な一様に分布している水平風荷重に対し、補剛トラスとケーブルについてそれぞれ以下のつりあい式を設定している。

$$EI \frac{d^4 y_T}{dx^4} + q(x) = \bar{P}_T \quad (2.18)$$

$$H \frac{d^2 y_c}{dx^2} - q(x) = \bar{P}_c \quad (2.19)$$

ここに、 $\bar{P}_T$ 、 $\bar{P}_c$ はそれぞれ補剛トラスあるいはケーブルに作用する、静的な一様分布の水平風荷重であり、 y_T 、 y_c はそれぞれ補剛トラスあるいはケーブルの水平たわみである。また、 EI は補剛トラスの水平曲げ剛性であり、 H はケーブルの水平張力である。 $q(x)$ はハンガー張力の水平成分であり、次式で示される。

$$q(x) = \frac{y_T - y_c}{h(x)} w_T \quad (2.20)$$

ここに、 $h(x)$ はハンガーの長さであり、 w_T はトラスの死荷重である。

補剛トラスあるいはケーブルの水平たわみを次のように仮定し、これらをつりあい式に代入し、係数を求めていく。

$$y_T(x) = \sum_j a_j \sin \frac{j\pi x}{l} \quad (2.21)$$

$$y_c(x) = \sum_j b_j \sin \frac{j\pi x}{l} \quad (2.22)$$

モード形状や固有振動数の計算も同様であるが、静的な水平風荷重の代わりに、次の慣性力をそれぞれ補剛トラスあるいはケーブルに作用させていく。

$$4\pi^2 n^2 y_T \frac{w_T}{g} \quad (2.23)$$

$$4\pi^2 n^2 y_c \frac{w_c}{g} \quad (2.24)$$

一方空力アドミッタンスとしては、風速の空間相関に基づく次式が提案されている。

$$C(\xi) = \left[\frac{2}{(7\xi)^2} \left[7\xi - 1 + e^{-7\xi} \right] \right]^2 \quad (2.25)$$

ここに、 $\xi = \frac{nD}{\bar{V}}$ 、 D はトラス高さで、トラス幅もこれにほぼ等しいと仮定している。

揚力に対する空力アドミッタンスとしてはシアーズ関数が例示されているが、 $C(\xi)$ とほとんど差がないことから、すべての空力アドミッタンス関数として $C(\xi)$ が用いられている。

以上の方法により求められた応答の平均値 $\bar{x}$ 、標準偏差 $\sigma(x)$ およびスペクトル $S(n)$ から、次式によって最大応答 x_{peak} を推定することができる。

$$x_{peak} = \bar{x} + g(vT)\sigma(x) \quad (2.26)$$

$$g(vT) = \sqrt{2 \log_e(vT)} + \frac{1}{\sqrt{2 \log_e(vT)}} \quad (2.27)$$

$$v = \frac{\sigma'(x)}{\sigma(x)} = \left(\frac{\int_0^\infty n^2 S(n) dn}{\int_0^\infty S(n) dn} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.28)$$

最大応答と平均応答の比はガストファクターと呼ばれている。

$$G = \frac{x_{peak}}{\bar{x}} = 1 + \frac{g(vT)\sigma(x)}{\bar{x}} \quad (2.29)$$

一方 $g(vT)$ はピークファクターと呼ばれている。なお、 $g(vT)$ についてはその後次のように修正された⁴⁾。

$$g(vT) = \sqrt{2 \log_e(vT)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \log_e(vT)}} \quad (2.30)$$

ここに $\gamma (\cong 0.5772)$ はオイラーの定数。

2.1.3 ガスト応答計算結果の概要

Davenport 博士はスパン 3,300-ft の吊橋を対象として、以上の方法に基づきガスト応答解析を実施している。解析の結果、

- ・ガストにより大きな振幅の振動が発現し、その影響は平均風速による静的な影響と同等かそれ以上であること、
- ・鉛直方向の変動風速による鉛直たわみ振動は、水平方向の変動風速による水平たわみ振動と同程度に重要なこと、
- ・このようなガスト応答は、吊橋のたわみやすい構造特性と、その固有振動数がガストの周波数領域と一致していることに起因していること、
- ・曲げによる最大引っ張り応力は 1/4 点近くで発生していること、および
- ・最大せん断応力は中央スパンの端部で発生していること、

等が明らかとなり、吊橋において鉛直方向および水平方向のガストの動的な影響の重要性が示された。

2.2 本州四国連絡橋の設計風荷重への反映

わが国において、本格的な長大橋の耐風設計が実施されたのは、若戸大橋が最初であるといわれている。その後、本州四国連絡橋プロジェクトを実現させるため、それまでの耐風設計に関する技術を世界で初めて体系化し、「本州四国連絡橋耐風設計指針(1964)」⁵⁾が作成された。本指針は何度か改訂され、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」⁶⁾が作成された。この基準は明石海峡大橋以前の本州四国連絡橋に適用されるとともに、同時期の他の長大橋の耐風設計にも準用されていた。

先に述べた Davenport 博士の提案した方法が、本州四国連絡橋の耐風設計に初めて反映されたのは、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1972)」のときである⁹⁾。ただしこのときにはメカニカルアドミッタンスの効果（構造特性による動的増幅効果）は考慮されていなかった。その後、「本州四国連絡橋耐風設計基準(1975)」では、自然風の特性に関する設計値を確定させ、Davenport 博士の提案した方法に従いガスト応答解析を実施し、メカニカルアドミッタンスの効果も含め設計風荷重の補正係数を定めた。その結果は「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」にも引き継がれているため、ここでは「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」にもとづき、設計風荷重を紹介する。

「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」では、支間が 200m を越える長い構造物の設計風荷重 P_D の算定法を次

式により定めている。

$$P_D = \frac{1}{2} \rho V_D^2 v_4 C_D A_n \quad (2.31)$$

ここに、 ρ は空気密度、 C_D は抗力係数、 A_n は投影面積、 v_4 は補正係数である。 V_D は設計風速であり、次式で算定される。

$$V_D = v_1 v_2 V_{10} \quad (2.32)$$

ここに、 V_{10} は基本風速であり、 v_1 および v_2 は補正係数である。

補正係数のうち v_1 は構造物の高度に関するものである。 v_2 は、水平方向に長い構造物に不規則な変動風が作用したときの全体風圧の最大値に等しい等分布風圧を与える風速と、 $v_1 V_{10}$ との比で定義している⁹⁾。また、 v_4 は、Davenport 博士の提案した方法に従い、ガスト応答解析を実施したときに得られる断面力の最大値に等しい断面力を与える風速と、 V_D との比の平方根である。したがって、風荷重のレベルで最大値と平均値の比、すなわちガストファクター G_p を表せば次の通りである。

$$G_p = v_2^2 v_4 \quad (2.33)$$

3. 自然風の乱流特性や構造物の 3 次元性を反映させた風洞試験

自然風の乱流特性や構造物の 3 次元性を反映させた風洞試験に関する Davenport 博士の論文として 3 点取上げ、概要を説明していく。1 つ目の論文⁷⁾は宮田先生と共著の論文であり、2 つ目の論文⁸⁾は田中先生と共著の論文である。3 つ目の論文⁹⁾は、ウェスタンオンタリオ大学の境界層風洞実験室で、現在橋梁の耐風設計に関し中心的な存在として活躍している J. P. C. King 博士と共著の論文である。これらの成果を踏まえ、わが国でも乱流中の全橋模型を用いた風洞試験が実施されるようになったが、その例として明石海峡大橋の全橋弾性模型試験¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾を紹介する。

3.1 吊橋の乱流中の応答に関する風洞実験⁷⁾

本研究では、Halifax Narrows Bridge（トラス補剛桁を有する中央径間 1400ft の吊橋）を対象とし、いくつかの異なる条件の下で実施した風洞実験結果の比較、新しい風洞試験法（taut strip model）を開発し、いくつかの吊橋補剛桁へ適用した結果、さらに吊橋架設時の対風応答挙動が報告されている。

Halifax Narrows Bridge の実験では、部分模型実験と全橋模型実験が実施されたが、このうち全橋模型実験は一

様気流中および境界層乱流中で実施された。部分模型実験では連成フラッターが発現し、一様気流中の全橋模型実験では部分模型実験のフラッター風速よりも高い風速でダイバージェンスが観測された。境界層乱流中の全橋模型実験では不規則な鉛直たわみ振動が観測されたが、不安定現象や顕著なねじれ振動は観測されなかった。論文では各実験結果の不整合の理由について、とくに部分模型実験と一様気流中の全橋模型実験との不整合の理由について考察が加えられている。

緊張させた2本のピアノ線に、質量や極慣性モーメントを相似させた補剛桁模型を設置するという **taut strip model** を開発し、この方法を用いて一様気流中および境界層乱流中で、タコマナローズ橋、ゴールデンゲイト橋および平板模型の対風応答が計測された。これらの結果から、トラス補剛桁や平板の対風応答に及ぼす乱れの影響として、連成フラッターの限界風速を高めることや、不規則な鉛直振動を発生させることなどが記述されている。一方、H型のプレートガーダーに対する乱れの影響としては、渦励振の発現を抑制することや、ねじれフラッター限界風速の向上に関する効果はわずかであることが記述されている。

また、架設時の風洞実験結果からは、動的な応答の方が静的な応答より顕著であることや、抗力方向のたわみは、乱れの強い風が橋軸直角45度の方向から吹く場合の方が、普通の乱れ強さの風が橋軸直角の方向から吹く場合よりもずっと大きいこと等が明らかにされている。

3.2 吊橋の対風応答に関する風洞実験と実橋観測⁸⁾

本研究では、ニューヨーク市のイーストリバーに架かる、中央径間701mのプレートガーダーの補剛桁を有する吊橋を対象として実施された風洞実験結果が報告されている。使用した模型は縮尺1/60の部分模型と縮尺1/400の **taut strip model** であり、部分模型は一様気流と格子乱流の中で応答が計測され、**taut strip model** は様々な乱れ強さの境界層乱流中で応答が計測された。実験結果は相互に比較されるとともに、実橋観測の結果とも比較され考察が加えられた。

得られた主な結論は次の通りである。

- 一様気流中の部分模型試験は、風による振動に関し悲観的な推定を行う。実橋の観測結果によれば、本橋は部分模型試験で予測された発散振動の限界風速を超える風速を、何度も問題なく経験している。
- 乱れは、低い風速においても鉛直たわみ及びねじれの顕著なバフェッティング振動を引き起こすと

もに、発散的なねじれ振動への移行を穏やかにする。これらの傾向は実橋観測結果とも一致している。乱れ強さが大きくなると、バフェッティング振動が大きくなるとともに、発散的なねじれ振動の発現風速が高まる。

- 乱流中の **taut strip model** 実験の結果は実橋観測結果とよく一致していた。**taut strip model** 実験の長所としては、乱流を精度よく相似できること、気流及び構造物の3次元性を再現できること、さらに風向の影響を把握できることが挙げられる。とくに、大振幅のねじれ振動に及ぼす風向の影響は重要であった。
- 境界層乱流中の **taut strip model** と格子乱流中の部分模型の応答が概ね一致していたことは注目に値する。
- 強風時の実橋データより構造減衰が推定されたが、この情報は、実験と実橋挙動の比較において有用であり、また振動制御の際に構造減衰が重要な役割を果たしていることが再確認された。ねじれ1次対称モードの構造減衰は振幅とともに増えていく傾向を示した。

3.3 長大橋の動的な設計風荷重の設定⁹⁾

本研究は、Sunshine Skyway Bridge の設計に関連して実施されたものである。確認のため境界層乱流中の全橋模型風洞実験も実施されているが、主眼はアスペクト比の大きな部分模型を用いた格子乱流中の風洞試験にある。すなわち、部分模型を弾性支持し、格子乱流中における動的応答を計測し、乱れ強さ、乱れのスペクトル、減衰およびジョイントアクセプタンス関数に関する補正を実施して、長大橋の動的な設計荷重を設定しようとするものである。2.1のガスト応答解析では、主として理論的にガスト応答を推定しようとするものであったが、本研究では、格子乱流中の部分模型試験を基本として、その結果を理論的に補正していくというものである。本手法は、従来別々に実施されていた風荷重載荷と空力安定性の照査を統合するものである、と論文中に記述されている。

手法の詳細は論文を参照されたいが、主要な式を以下に示す。3種類の設計風荷重のうち、簡単のため揚力成分 $W_z(\eta)$ についてのみ以下に示す。

$$W_z(\eta) = \overline{W_z} \bar{a}(\eta) + \gamma_{1z} W_{1z} a_1(\eta) + \gamma_{2z} W_{2z} a_2(\eta) \quad (3.1)$$

ここに、 $\overline{W_z}$ 、 W_{1z} 、 W_{2z} はそれぞれ平均、対称モードあるいは逆対称モードの桁の単位長さあたりの揚力、

$\bar{a}(\eta), a_1(\eta), a_2(\eta)$ はそれぞれ平均, 対称モードあるいは逆対称モードの荷重分布関数, γ_{1z}, γ_{2z} は荷重組み合わせ係数。

$$\bar{W}_z = q_H BC_z(0) \quad (3.2)$$

ここに, q_H は桁高さ H における動圧, B は桁幅, $C_z(0)$ は迎角 0 度における揚力係数。

$$W_{rz} = g \sqrt{\sigma_{WBz}^2 + \sigma_{WRz}^2} \quad (3.3)$$

ここに, g はピークファクター。

$$\sigma_{WBz}^2 = \int_0^\infty f^* S_{Fz}(f^*) |J_z(f^*)|^2 d(\ln f^*) \quad (3.4)$$

$$\sigma_{WRz}^2 = \frac{\pi/4}{\zeta_s + \zeta_a(f_0^*)} f_0^* S_{Fz}(f_0^*) |J_z(f_0^*)|^2 \quad (3.5)$$

ここに, f, f_0 はそれぞれ振動数と固有振動数, $f^* = fB/\bar{U}_H$, $f_0^* = f_0B/\bar{U}_H$, $\bar{U}_H$ は桁高さ H における平均風速, $S_{Fz}(f^*)$ は桁断面における揚力のパワースペクトル密度関数, $|J_z(f^*)|^2$ はジョイントアクセプタンス関数, ζ_s は構造減衰, $\zeta_a(f_0^*)$ は空力減衰。

σ_{WBz}^2 および σ_{WRz}^2 のうち, 簡単のため鉛直方向変動風速に起因する成分のみを記述すれば,

$$\sigma_{WBz}^2 = [q_H BC'_z]^2 \left(\frac{\sigma_w}{\bar{U}_H} \right)^2 \times \int_0^\infty \frac{f^* S_w(f^*)}{\sigma_w^2} |A_z(f^*)|^2 |J_z(f^*)|^2 d(\ln f^*) \quad (3.6)$$

$$\sigma_{WRz}^2 = [q_H BC'_z]^2 \left(\frac{\sigma_w}{\bar{U}_H} \right)^2 \frac{\pi/4}{\zeta_s + \zeta_a(f_0^*)} \times \frac{f_0^* S_w(f_0^*)}{\sigma_w^2} |A_z(f_0^*)|^2 |J_z(f_0^*)|^2 \quad (3.7)$$

ここに, $C'_z = \partial C_z / \partial a$ (a は迎角)。

格子乱流中の部分模型試験では, 鉛直方向変動風速の低周波数成分が不足しているため, σ_{WBz}^2 はほとんど計測されていない。このため, σ_{WBz}^2 については上に示し

た式に基づき推定する必要がある。一方, σ_{WRz}^2 については, 乱れ強さ, 乱れのスペクトル, 減衰およびジョイントアクセプタンス関数に関する補正を次式により実施する。

$$(\sigma_{WRz}^2)_{fullscale} = (\sigma_{WRz}^2)_{model} \phi_{\sigma w} \phi_{\sigma w} \phi_J \phi_\zeta \quad (3.8)$$

ここに, $\phi_{\sigma w}, \phi_{\sigma w}, \phi_J, \phi_\zeta$ はそれぞれ乱れ強さ, 乱れのスペクトル, 減衰およびジョイントアクセプタンス関数に関する部分模型と実橋との補正項である。

本手法により推定された応答は, 境界層乱流中の全橋模型風洞実験により計測された値と比較されているが, よく一致している。

3.4 大型風洞施設を用いた試験¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾

3.4.1 大型風洞

明石海峡大橋は, それまでの長大吊橋の中央径間長を大幅に上回る超長大橋である。このため, 明石海峡大橋の耐風設計に当たっては, 橋梁の対風応答特性に及ぼす自然風の乱れの影響をより忠実に反映させた「明石海峡大橋耐風設計要領」を作成し, これに従い耐風性の検討が精力的に進められていた。このうち, フラッターに対する安全性の検討はバネ支持模型試験により検討されてきたが, 明石海峡大橋の規模を考慮すると, その耐風性を精度よく検証するため, 全橋弾性模型を用いた風洞試験を実施することが必要と考えられた。

さらに, 明石海峡大橋の設計案としてはトラス補剛桁が考えられており, その形状を精度よく再現させるためには, 模型の縮尺を少なくとも 1/100 程度にする必要があると考えられた。このためには幅がおよそ 40m の風洞が必要となるが, 当時そのような風洞はなかったため, 本州四国連絡橋公団と建設省土木研究所との共同研究の一環として, 大型風洞施設が 1991 年に土木研究所構内に建設された。この大型風洞施設は, 測定部の大きさが幅 41m, 高さ 4m, 長さ 30m であり, 土木構造物用の風洞としては世界最大級規模の施設であった。

3.4.2 明石海峡大橋の全橋模型風洞試験

3.4.2.1 全橋弾性模型

模型の縮尺は 1/100 であり, 形状, 質量分布および剛性が実橋と相似になるように模型は設計された。特に補剛桁は剛性棒を用いず, 剛体ブロックとバネにより剛性を相似させることとした。また, ケーブルについては, 質量, 抗力および延び剛性を相似させることとしたが,

ケーブルが桁と接近する中央径間中央付近では、ケーブルが桁の空力特性に及ぼす影響を考慮し、ケーブル自身の抗力よりむしろ形状を相似させることとした。

3.4.2.2 明石海峡大橋の対風応答特性

明石海峡大橋の全橋模型風洞実験の結果、本橋が所要の耐風性を有していることが確認されたが、さらに超長大橋の風による振動特性についていくつかの新たな知見を得ることができた。それらは以下の通りである。

a. フラッター

中央径間 1000m 程度までの既往の吊橋では、桁のねじれ変形は設計で特別な配慮をするほど大きくはないと考えられていたが、明石海峡大橋の全橋模型風洞試験では、主として抗力に起因する、大きな静的ねじれ変形が観測された。このねじれ変形の大きさは橋軸方向に変化しており、気流が水平としても相対的な迎え角を橋梁に与えることとなる。フラッター特性は迎え角によって変化するため、超長大橋の耐風設計ではこのような静的ねじれ変形の影響を考慮する必要がある。

明石海峡大橋の全橋模型試験では、連成フラッターが観測された。見かけの回転中心は、中央径間中央では上流側に、1/4 点では下流側に、また側径間中央では上流側に位置していた。フラッター時の振動モードはねじれモードは対称 1 次の固有振動モードと同様であったが、鉛直たわみモードは、どの固有振動モードとも一致していなかった。したがって、超長大橋のフラッター特性をバネ支持模型試験から直接的に推定することは困難であるといえる。

従来、長大橋のフラッターを検討する場合には、振動モードとして鉛直たわみモードおよびねじれモードそれぞれの最低次の振動モードを考慮し、それぞれの振動に起因する揚力および空力モーメントを考慮すれば十分と考えられてきた。しかしながら、明石海峡大橋の全橋模型風洞試験および比較のための解析によれば、超長大橋のフラッター特性を精度よく推定するためには、これらに加え、水平たわみの振動モード、および各振動の高次のモードも考慮する必要があること、さらに空気力としてもこれらの振動に起因する抗力、揚力、空力モーメントを考慮する必要があることが明らかとなった。

また、境界層乱流中ではガスト応答が観測されたが、風速に対するねじれのガスト応答の増加割合は高風速において増加していく傾向が認められた。これはフラッターを発生させる負の空力減衰に起因するものと考えられた。ただし、一様気流中および境界層乱流中のねじれ振動の見かけの減衰を比較した結果、両者には顕著な差は

見られなかった。従って、明石海峡大橋のフラッターに及ぼす乱流の影響は小さいものと考えられた。

b. ガスト応答

ガスト応答は、定常的な抗力と併せて設計風荷重として設計で扱われており、長大橋橋桁の諸元を決定する要因の 1 つである。ガスト応答の推定に当たっては、自然風の風速の時間的および空間的な変動特性を考慮する必要があるが、この内の 2 点間の風速の相関特性としては、2 点の距離がいくら離れていても周波数が 0 に近づくとき相関係数は 1 に近づく、というモデルを従来用いていた。しかしながら、明石海峡大橋の風洞試験および比較のための解析によれば、超長大橋のように最低次の固有振動数が極めて低い構造物に対しては、このモデルではガスト応答を過大に評価することが明らかになった。自然風など実際の境界層乱流では、2 点の距離が離れるに従い周波数が 0 に近づいても相関係数は 1 より小さくなるため、超長大橋のガスト応答を精度よく推定するためには、風速の空間的な変動特性をより忠実に考慮したモデルを用いる必要があることが明らかとなった。

4. 耐風設計における自然風のモデル化

自然風のモデル化に関連し、Davenport 博士は既に初期の論文¹⁾¹³⁾で、風の構造を規定するようなパラメータ（ベキ指数や表面摩擦係数等）の値を、地表面粗度に対応させて提案している。ここでは、教科書風にとりまとめた文献¹⁴⁾を参考にしながら、Davenport 博士の自然風のモデル化に関する研究成果のうち、道路橋耐風設計便覧に取り入れた部分を中心に説明していく。

4.1 自然風のモデル化¹⁴⁾

4.1.1 風速の鉛直分布

地表付近の風速は、地表粗度の影響を受ける。Davenport 博士は、地表粗度を、荒れた海、草原・牧草地、森林・郊外、都心に分類し、各分類に応じて粗度長 z_0 、ベキ指数 n 、粗度の影響を受けない最低の高さ z_g 等のパラメータを提案している。これらのパラメータによって、高度 z の風速 $u(z)$ を次式で表現している。

$$\frac{u(z)}{V_G} = \left(\frac{z}{z_g} \right)^n \quad (4.1)$$

ここに、 V_G は高度 z_g における風速。

一方、高度 z の風速 $u(z)$ は粗度長を用いて対数則により次式のように表現できる。

$$u(z) = \frac{u_*}{k} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (4.2)$$

ここに、 u_* は摩擦速度、 k はvon Karmanの定数（およそ0.4）。べき乗則による風速と風速の勾配が、ある高度 z_R において対数則のそれと一致するためには、べき指数 n 、粗度の影響を受けない最低の高さ z_G を次のように設定すればよい。

$$n = \left(\ln \left(\frac{z_R}{z_0} \right) \right)^{-1} \quad (4.3)$$

$$z_G = z_R \left(\frac{u_*}{knV_G} \right)^{-1/n} \quad (4.4)$$

このうち、摩擦速度 u_* は次式により推定できる。

$$u_* = V_G 0.114 Ro^{-0.065} \quad (4.5)$$

$$Ro = \frac{V_G}{f_c z_0} \quad (4.6)$$

$$f_c = 2\omega \sin \lambda \quad (4.7)$$

ここに、 Ro はロスビー数、 f_c はコリオリのパラメータ、 ω は地球の自転の角速度、 λ は緯度。

以上の式により、一致すべき高度 z_R および粗度長 z_0 を適切に設定すれば、対数則とある程度整合したべき乗則のべき指数 n 、粗度の影響を受けない最低の高さ z_G を計算することができる。

4.1.2 乱れ強さ

主流方向、主流直角水平方向および鉛直方向の変動風速の標準偏差（それぞれ、 $\sigma_u, \sigma_v, \sigma_w$ ）が、摩擦速度と関連付けられて、近似的に次式のように表現されている。

$$\sigma_u \cong 2.5u_* \quad (4.8)$$

$$\sigma_v \cong 2.2u_* \quad (4.9)$$

$$\sigma_w \cong 1.25u_* \quad (4.10)$$

これらの式と対数則の風速分布の式を用いれば、任意の高度の乱れ強さを推定することができる。

4.2 道路橋耐風設計便覧への反映¹⁵⁾¹⁶⁾

「本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)」に示された耐風設計法を踏まえ、さらにその後得られた耐風設計に関する知見を取り入れ、「道路橋耐風設計便覧」が1991年に刊行された。本便覧の特長としては、長大橋の耐風性に及ぼす気流の乱れの影響を考慮したこと、ならびにこれまでに実施された風洞試験結果に基づき、風による

振動性状を推定する式を提案し、風洞試験をせずにある程度の耐風設計が実施できるようにしたこと、等が挙げられる。ここでは前者について、すなわち乱れの影響を考慮するにあたり、自然風をどのようにモデル化したか、対風応答に及ぼす乱れの影響をどのように推定・評価したか、等について記述する。なお、後者について、すなわち推定式による耐風設計については、便覧を参照されたい。

4.2.1 自然風のモデル化

自然風の風速の鉛直分布については次式のようにモデル化をした。

$$\frac{U_d}{U_G} = \begin{cases} \left(\frac{z_b}{z_G} \right)^\alpha, & z \leq z_b \\ \left(\frac{z}{z_G} \right)^\alpha, & z_b < z \leq z_G \\ 1, & z_G < z \end{cases} \quad (4.11)$$

ここに、 U_d は設計基準風速、 U_G は粗度の影響を受けない上空における風速、 z_b は地表面の地物の代表高さ、 z_G は粗度の影響を受けない上空の下面高度、 α はべき指数、 z は構造物の高度、 z_0 は地表の粗度長である。

地表粗度は4種類（改訂版では5種類）に区分し、既往の研究成果を勘案し粗度長を設定し、先に述べたDavenport博士の研究成果に基づき、他のパラメータを設定した。

一方乱れ強さについては、先に述べたDavenport博士の研究成果に基づき、対数則により代表高度での乱れ強さを求めた。なお、乱れ強さの高度による変化はべき乗則によるものとした。

$$I_u = \begin{cases} \frac{1}{\ln \left(\frac{30}{z_0} \right)} \left(\frac{30}{z} \right)^\alpha, & z_b < z < 100m \\ \frac{1}{\ln \left(\frac{30}{z_0} \right)} \left(\frac{30}{z_b} \right)^\alpha, & z < z_b \end{cases} \quad (4.12)$$

$$I_v = 0.88 I_u \quad (4.13)$$

$$I_w = 0.50 I_u \quad (4.14)$$

ここに、 I_u, I_v, I_w は、それぞれ主流水平方向、主流直角水平方向、鉛直方向の変動風速の乱れ強さである。

4.2.2 風による振動の推定と評価

a. 自励振動

自励振動のうち、連続桁橋などのギャロッピングについては、気流の乱れにより発現風速が高まることが明らかにされている。このため、ギャロッピングの照査を行うケースを、 I_u が15%未満で桁の総幅と高さの比 B/d が5未満の鋼橋に限定している。また、ギャロッピングの照査に当たっては、その発現風速を照査風速より高める必要がある。当初照査風速は設計風速に安全率(1.2)と風速変動に基づく補正値を乗ずることとしていたが、気流の乱れにより発現風速が高まことを考慮し、風速変動に基づく補正値は1とすることにした。

b. 渦励振

渦励振の照査では、その発現風速が十分高いか、発現振幅が十分小さいかを確認することとしている。気流の乱れにより渦励振振幅が減少することを考慮して、渦励振振幅の推定に当たっては一樣気流中での振幅に対し、以下の補正係数 E_{th} (鉛直たわみ渦励振) あるいは E_{to} (ねじれ渦励振) を乗ずることとしている。

$$E_{th} = 1 - 15\beta_t \left(\frac{B}{d} \right)^{0.5} I_u^2 \geq 0 \quad (4.15)$$

$$E_{to} = 1 - 20\beta_t \left(\frac{B}{d} \right)^{0.5} I_u^2 \geq 0 \quad (4.16)$$

ここに、係数 β_t は、乱れの影響が断面形状によって異なることを考慮し、断面形状が六角形の場合は0、その他の場合は1としている。なお、補正係数の算定に当たって、乱れ強さの情報が必要となるが、これは先に述べた、Davenport博士の研究成果に基づく推定式により求めることができる。

5. おわりに

わが国の長大橋の耐風設計に対するDavenport博士の貢献を、ガスト応答解析、境界層乱流中での風洞試験、自然風のモデル化の観点から記述してきた。長大橋に及ぼす強風の影響を、より実状に近い形で、より合理的に評価するために実施した、Davenport博士の研究の成果が、わが国の長大橋の耐風設計に広く反映されていることを、再確認した次第である。

参考文献

- 1) A. G. Davenport, The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures, Proceedings, ICE, Vol. 19, 1961, pp. 449-472
- 2) A. G. Davenport, The Response of Slender, Line-Like Structures to a Gust Wind, Proceedings, ICE, Vol. 23, 1962, pp. 389-408
- 3) A. G. Davenport, Buffeting of a Suspension Bridge by Storm Winds, Journal of the Structure Division, Proceedings of the ASCE, Vol.88, No. ST3, June, 1962, pp. 233-268
- 4) A. G. Davenport, Note on the Distribution of the Largest Value of a Random Function with Application to Gust Loading, Proceedings, ICE, Vol. 28, 1964, pp. 187-196
- 5) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会, 耐風設計指針(1964)解説, 本州四国連絡橋技術調査第1次報告書付属資料, 1965
- 6) 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) A. G. Davenport, N. Isyumov and T. Miyata, The Experimental Determination of the Response of Suspension Bridges to Turbulent Wind, 3rd International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo, Japan, September, 1971
- 8) A. G. Davenport, N. Isyumov, H. Rothman and H. Tanaka, Wind Induced Response of Suspension Bridges - Wind Tunnel Model and Full Scale Observations, 5th International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Fort Collins, Colorado, July, 1979
- 9) A. G. Davenport and J. P. C. King, The Incorporation of Dynamic Wind Loads into the Design Specifications for Long Span Bridges, ASCE Fall Convention and Structures Congress, New Orleans, Louisiana, October, 1982
- 10) 本州四国連絡高速道路株式会社, 大型風洞施設による全橋模型試験報告書, 2007
- 11) T. Miyata, H. Sato, R. Toriumi, M. Kitagawa and H. Katsuchi, Full model wind tunnel study on the Akashi Kaikyo Bridge, Proceedings of the 9th International Conference on Wind Engineering, 1995,1, pp.793-802
- 12) 佐藤弘史, 北川信, 金崎智樹, 鳥海隆一, 勝地弘, 明石海峡大橋の全橋模型風洞試験, 日本風工学会誌, No.68, 1996, pp.25-36
- 13) A.G. Davenport, The Spectrum of Horizontal Gustiness Near the Ground in High Winds, Quarterly Journal, Royal Meteorological Soc., Vol. 87, 1961, pp. 194 -211

- 14) A.G. Davenport, The Interaction of Wind and Structures, Engineering Meteorology, Amsterdam, Elsevier, 1982, pp. 527-572
- 15) 日本道路協会, 道路橋耐風設計便覧, 1991,7 (改訂版は2008,1)
- 16) H. Sato, Wind-Resistant Design Manual for Highway Bridges in Japan, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 91, 2003, pp.1499-1509