

動態観測結果に基づく長大橋の耐風設計に関する考察

勝地 弘¹・多田和夫²・北川 信³

¹正会員 本州四国連絡橋公団 設計部設計第一課(〒105 東京都港区虎ノ門 5-1-5)

²工修 本州四国連絡橋公団 第二管理局長(〒700 岡山県岡山市富町 2-19-12)

³正会員 工修 本州四国連絡橋公団 垂水工事事務所長(〒655 神戸市垂水区平磯 1-1-66)

長大橋の耐風設計においては、自然風特性をモデル化したうえで、対象構造物に作用させた場合に予想される応答現象を風洞試験、あるいは数値解析によって評価するが、完成後の実橋においてこれらの結果を確認した例は少ない。本研究では、長大橋の耐風設計法を取り上げ、本州四国連絡橋の大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋での強風時の動態観測データを基に、その妥当性について考察を加えた。その結果、自然風の空間相関特性を指数関数によって定式化する現行の設計法に改良の余地が認められるとともに、構造系に対する風荷重低減の可能性が示唆される結果などを得た。

Key Words : *field observation, gust response, long-span bridge, spatial correlation, wind resistant design*

1. まえがき

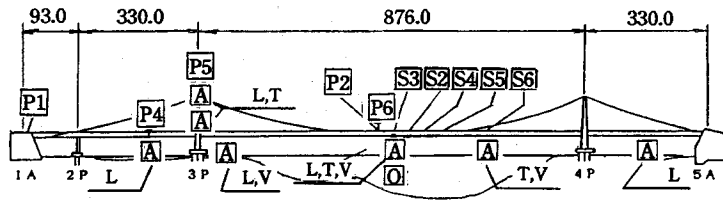
長大橋の耐風設計においては、まず入力としての自然風特性を設定し、これを対象とする構造物に作用させた場合の応答を予測・評価し、その応答が許容範囲内にあるかどうかを判定する手続きがとられる。その具体的な手続きについては、本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)など^{1)~3)}に規定されている。

一般に、自然風特性は、架橋地点周辺の地形条件に大きく左右されるため、地域、地形条件に応じて予め分類整理された中から抽出して設定したり⁴⁾、現地において風観測を行い、その結果をもとに設定したりする方法が採られる²⁾。一方、応答の予測・評価方法としては、風洞試験による方法と数値解析による方法の2つがある。前者は、風洞内に橋梁模型を設置し、それに風を作用させて発生する空力振動を調査するものであり、これまでのところ長大橋の耐風安定性を予測・評価する手法の主流となっている。また、後者は、外力となる自然風特性をモデル化し、これを対象橋梁の構造モデルに作用させて

応答値を予測するものである。これには、既に設計手法の一環として確立されているガスト応答解析²⁾、フラッターを解析的に予測しようとするフラッター解析^{5)~8)}、さらには近年の計算機のみざましい発達を利用して、対風応答を数値シミュレートしようとする、いわゆる数値風洞⁹⁾などがある。

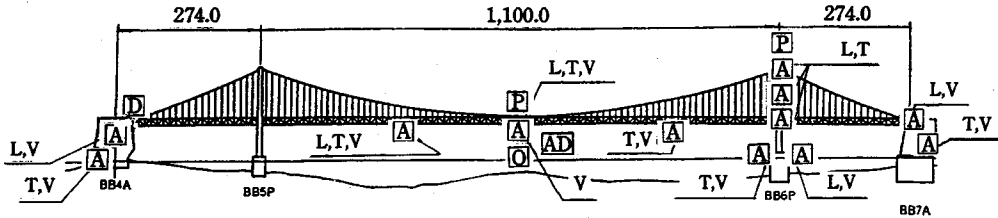
ところで、上述した長大橋の耐風設計の妥当性をこれまでに実データを用いて、一貫的に調査した事例は少ない。この設計過程の妥当性を確認することは、今後の耐風設計の合理化を追求する上で貴重なデータとなると思われる。このような目的で、本州四国連絡橋の主要な橋梁には、風速計、変位計、加速度計などが取り付けられ、強風時の入力データ、すなわち自然風特性と出力としての橋体応答データが長期自動観測(動態観測)されている。

本論文は、本州四国連絡橋の大鳴門橋(3径間トラス補剛吊橋、中央支間長876m)、南備讃瀬戸大橋(3径間トラス補剛吊橋、中央支間長1100m)において、1991年9月の19号台風(以下、9119号台風という)及び1993年9月の13号台風(以下、9313号台風という)



(1) 大鳴門橋

- 【凡例】
 A : 加速度計 (L: 橋軸、T: 橋軸直角、v: 鉛直)
 D : 変位計
 AD : 加速度型変位計
 O : 光学式変位計
 P : プロベラ風速計
 S3,4,6 : 超音波風速計
 S2,5 : I-S⁺風速計



(2) 南備讃瀬戸大橋

(単位:m)

図-1 動態観測計器の配置

の際に観測された強風記録及び橋体応答記録をもとに、数値解析結果などとも照らし合わせながら、耐風設計過程の妥当性の検討を行った結果を述べるものである。なお、両橋とも風洞試験によって、フラッターに対する安定性は十分に確保されていること、渦励振についても発生しないことが確認されている。また、実橋においてもこれらの発現が観測されていないことから、ここではおもにガスト応答現象に着目して検討を行った。

2. 動態観測の概要

今回の検討対象とした大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋の動態観測計器の設置状況を図-1に示す。特に、大鳴門橋は、一連の本州四国連絡橋の中で最も強風が予想されるため(基本風速50m/s: 150年再現期待値)、自然風の特性格に重点を置き、空間相関特性を計測するために橋軸方向に一定の間隔を置いて複数台の超音波風速計を設置している。また、橋体応答特性の計測のために橋体各部に加速度計を設置するとともに、対風応答で重要となる静的変位及び長周期変位を精度良く計測するために、補剛桁の中央径間1/2点の変位については、非接触型の光学式変位計を用いて計測を行っている。

強風時の観測は、風速が予め設定されたトリガ値(通常、10分間平均風速20m/s)を超えた場合に計

器が作動するようになっており、その後10分間のデータがサンプリングタイム50msecで磁気テープに記録される。

3. 橋体に作用する自然風特性

(1) 風速、乱れ強さ

大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋で9119号及び9313号台風時に観測された自然風特性の概要を図-2及び表-1に示す。大鳴門橋では、最大平均風速40.4m/s、同瞬間最大風速54.1m/sが、また南備讃瀬戸大橋では、それぞれ35.4m/s、42.0m/sが観測されている。

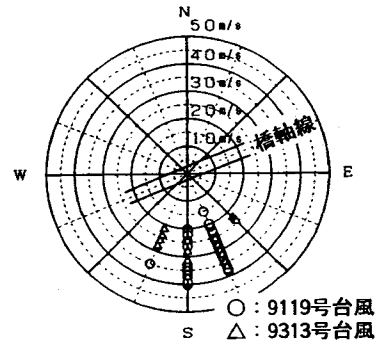
また、平均風速と瞬間最大風速の比であるガストファクターは、概ね1.2~1.3の範囲である。乱れ強さについては、ガストファクターと連動することとなるが、若干ばらつきが大きいものの主流方向乱れ強さ I_u は、概ね6~12%の範囲となっている。なお、南備讃瀬戸大橋においていくつか I_u が15%を超えるデータが見られるが、いずれも橋軸方向に偏った風であることから橋体の影響、特にメインケーブル、ハンガーケーブルの影響によって気流が乱されているものと考えられる。

次に、観測されたデータの中から、高風速かつ橋軸直角方向に近いデータをいずれの台風時も各橋でそれぞれ10ケース(1ケースは10分間データ)程度選び、詳細な自然風特性の解析を行った。

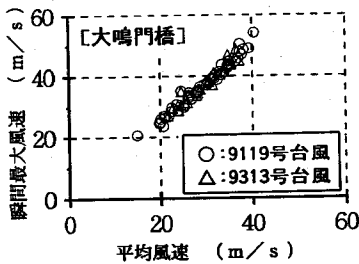
表-1 検討対象とした自然風の特徴

| | 大鳴門橋 | | 南備讃瀬戸大橋 | |
|-------------|-------------|------------|--------------|------------|
| | 9/27, '91 | 9/3-4, '93 | 9/27-28, '91 | 9/3-4, '93 |
| 観測時刻 | 13:24-23:24 | 22:17-4:07 | 21:57-0:48 | 15:54-4:30 |
| データ数 | 51個・10分 | 29個・10分 | 6個・10分 | 24個・10分 |
| 瞬間最大風速(m/s) | 20.8-54.1 | 27.3-47.1 | 23.6-42.0 | 17.0-35.6 |
| 平均風速(m/s) | 14.9-40.4 | 21.7-37.3 | 19.2-35.4 | 12.3-29.8 |
| 乱れ強さ: Iu(%) | 5.3-12.0 | 6.2-10.4 | 6.8-10.3 | 5.7-20.9*) |
| 風速計タイプ | 超音波**) | | プロペラ | |
| 風速計高度(m) | T.P.+71.0 | | T.P.+100.8 | |
| 台風中心からの距離 | 300km | 約100km | 約200km | 約50km |

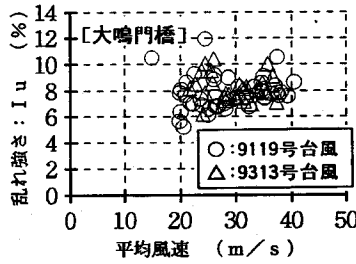
*)橋軸方向に近い風向のため乱れが増大している。
**)空間相関特性を解析するため、超音波風速計のデータを用いた。



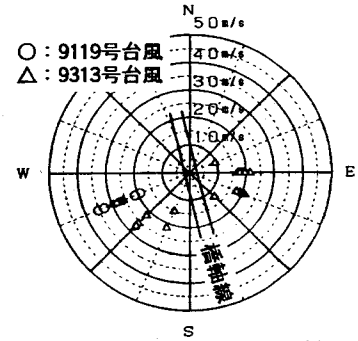
(1) 風配図(大鳴門橋)



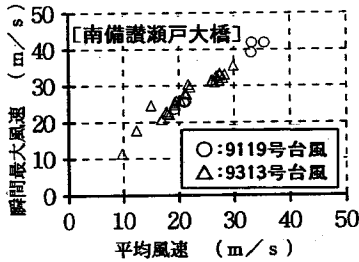
(3) 平均風速と瞬間最大風速の関係



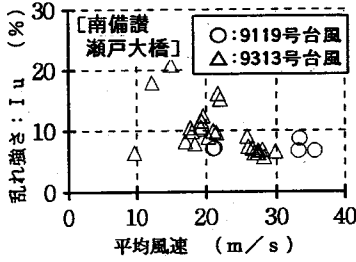
(4) 平均風速と乱れ強さの関係



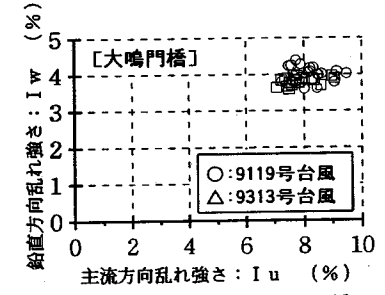
(2) 風配図(南備讃瀬戸大橋)



(5) 平均風速と瞬間最大風速の関係



(6) 平均風速と乱れ強さの関係



(7) 平均風速と乱れ強さの関係

図-2 大鳴門橋, 南備讃瀬戸大橋での風速, 乱れ強さ特性

(2) 乱れスケール

大鳴門橋で観測されたデータを用いて乱れスケールの解析を行った。乱れスケールの解析には、2台の超音波風速計(S3, S4)と2台のエースペーン風速計(S2, S5)のデータを用い、算出にあたっては、①自己相関係数を係数が0となる遅れ時間まで積分して算出する方法、②パワースペクトルの周波数0 Hzの値から算出する方法および③パワースペクトルのピークを与える周波数から算出する方法を併用した¹⁰⁾。主流変動成分の主流方向スケールLuxは、3方法による値の単純平均値を、鉛直変動成分の主流方向スケールLwxは、③の方法による値を用い、

さらに主流変動成分および鉛直変動成分の主流と直交する水平方向(橋軸方向)スケールLuy, Lwyは、離れた2点(S3-S4, S2-S5)での相互相関係数と乱れスケールの関係¹⁰⁾からそれぞれ求めた。

解析結果を図-3に示すが、Luxは100~300mの範囲にばらついている。なお、南備讃瀬戸大橋においてもプロペラ型風速計のデータではあるが、Luxを解析したところ、Lux=130~320mとなり、ほぼ同様の結果を得た。なお、Luxは、前述した3方法で解析したが、②と③での値は比較的良好に一致するものの、①の方法では大きめの値が得られる傾向が認められた。①の方法で自己相関係数がゼロクロス

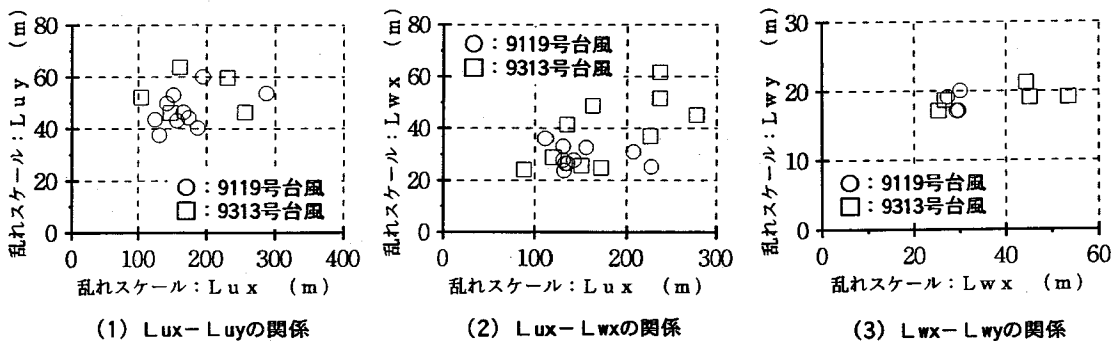


図-3 大鳴門橋での乱れスケールの特性

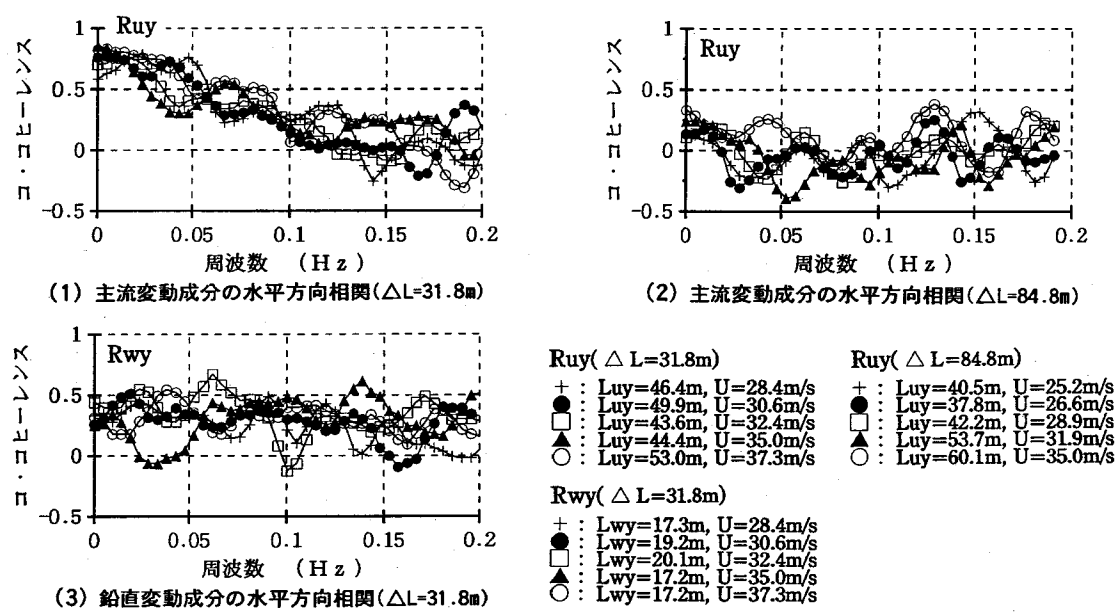


図-4 大鳴門橋での自然風空間相関特性(9119号台風)

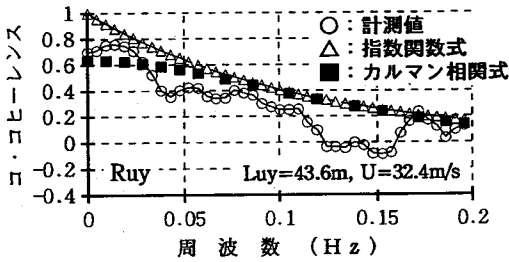
しない数ケースを除き、 L_{ux} の解析値の変動係数(標準偏差/平均値)の平均値は、16%であった。

L_{uy} については、40~60mの範囲にあり、 L_{ux} との比、 L_{uy}/L_{ux} は $1/2 \sim 1/5.5$ となっている。これは、塩谷らが海に面した平坦な地形の里浦で観測した、 $1/2.5 \sim 1/4$ ¹¹⁾と同程度の値となっている。また、塩谷らは鉛直変動成分に対しても同様の傾向を得ているが¹¹⁾、大鳴門橋においても、 $L_{wy}/L_{wx} = 1/1.5 \sim 1/3$ となっており、同程度の値と言える。

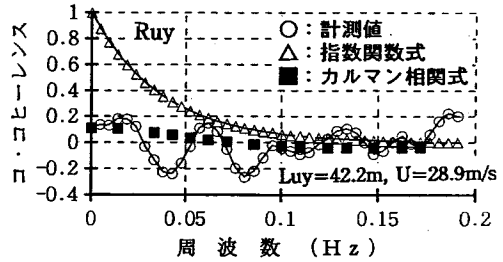
さらに、鉛直変動成分と主流変動成分との比、 L_{wx}/L_{ux} についても塩谷らによって分析がなされており($L_{wx}/L_{ux} = 1/4 \sim 1/5$)¹¹⁾、大鳴門橋での結果、 $L_{wx}/L_{ux} = 1/3 \sim 1/9$ は同程度のものといえる。

(3)空間相関

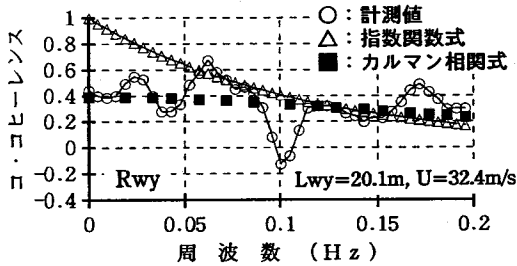
大鳴門橋において、9119号台風時に観測された橋軸方向に離れた2点での同時刻風速データを用いて、空間相関特性の解析を行った。風速データは、乱れスケールと同様にS3, S4超音波風速計(距離 $\Delta L = 31.8$ m)とS2, S5エースペーン風速計(距離 $\Delta L = 84.8$ m)でのものを用いた。また、空間相関特性は、ここでは主流変動成分と鉛直変動成分の主流直角水平方向の相関に着目し、クロススペクトルの実数部のみを考慮するコ・コヒーレンスで評価した。図-4には、解析した5ケースの結果を距離、成分毎に示した。周波数とともに相関が低下しており、特に周波数0でも相関が1とならないのが特徴である。このこと



(1) 主流変動成分の水平方向相関(ΔL=31.8m)



(2) 主流変動成分の水平方向相関(ΔL=84.8m)



(3) 鉛直変動成分の水平方向相関(ΔL=31.8m)

図-5 自然風空間相関特性の関数式による近似(大鳴門橋, 9119号台風)

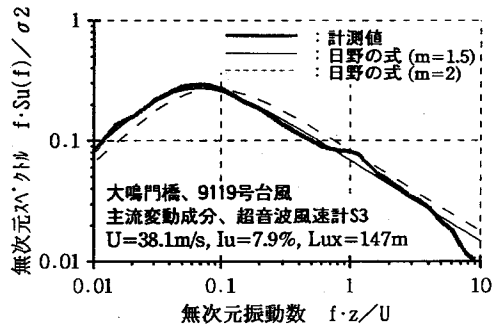


図-6 自然風のパワースペクトル(大鳴門橋, 9119号台風)

は、また距離が大きくなるに従って顕著となる。また、乱れスケールとの関係は、乱れスケールが大きくなるほど相関もよくなる。コ・コヒーレンスが一度0となつてから後は、値が正負の間を振動しているが、この領域ではクロススペクトルの値が小さく、測定、解析誤差が大きくなっていることが原因と考えられる。

図-5には、代表例を選び、空間相関関数として現行耐風設計基準での指数関数式とHarris¹²⁾, Roberts & Surry¹³⁾らが提案したvon Karmanスペクトルに基づくクロススペクトル表示から導かれる式(ここでは、以下カルマン相関式という。)との比較を行った。

〔指数関数式〕

$$R_{uy} \text{ or } R_{wy} = \exp\left(-k \frac{f \cdot \Delta L}{U}\right) \quad (1)$$

〔カルマン相関式〕

$$R_{uy} = \frac{2^{1/6}}{\Gamma(5/6)} \eta^{5/6} K_{5/6}(\eta) - \frac{\eta^{11/6}}{2} K_{11/6}(\eta) \quad (2)$$

$$R_{wy} = \frac{2^{1/6}}{\Gamma(5/6)} \eta^{5/6} K_{5/6}(\eta) - \frac{\eta^{11/6} K_{11/6}(\eta)}{1 + 188.7 \left(\frac{f \cdot L_{wy}}{U}\right)^2} \quad (3)$$

$$\eta = \frac{0.7468 \Delta L}{L_{uy} \text{ or } L_{wy}} \sqrt{1 + 70.78 \left(\frac{f \cdot L_{uy} \text{ or } L_{wy}}{U}\right)^2}$$

ここで、 R_{uy}, R_{wy} : 主流変動成分および鉛直変動成分に関する水平方向の空間相関、 k : ディケイファクター、 f : 周波数、 ΔL : 2点間の距離、 U : 平均風速、 Γ : ガンマ関数、 K : 第2種変形ベッセル関数、 L_{uy}, L_{wy} : 主流変動成分および鉛直変動成分に関する水平方向の乱れスケール。

図-5より、低周波数領域での一致の程度、特に周波数0で相関が1とならない現象がカルマン相関式ではよく表現されており、全体的にもカルマン相関式の方がよい表現ができています。これは、カルマン相関式では、乱れスケールをパラメータとすることで、より現実に近い乱流構造を表現していると考えられる。すなわち、自然風の乱流構造は、3次元的であり、距離が大きくなった場合(ここでは、橋軸方向に離れた場合)、特に、乱れスケール以上の場合には、乱流渦の3次元性(有限長)の影響で振動数0でも相関が1にならないと考えられる。相対的には、乱れスケールが小さくても同じであり、これらのことは、図-3, 4を照らし合わせることで理解される。

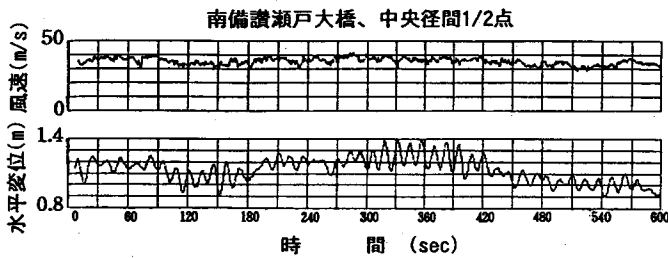


図-7 風速変動と橋体応答の関係
(南備讃瀬戸大橋, 9119号台風)

(4) パワースペクトル

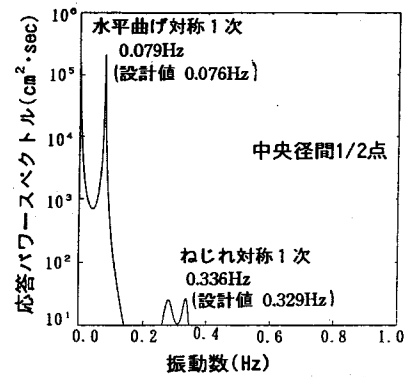
大鳴門橋において、9119号台風時に超音波風速計で観測されたデータをもとに主流変動成分のパワースペクトルを解析した一例を図-6に示す。本州四国連絡橋では、主流変動成分に対するパワースペクトル式として、日野の式(式(4))を採用しているが、観測値と式(4)による値とを比較した結果を同図に示す。

$$Su(f) = 0.476 \cdot \frac{u^2}{\beta} \cdot \left\{ 1 + \left(\frac{f}{\beta} \right)^2 \right\}^{-5/6} \quad (4)$$

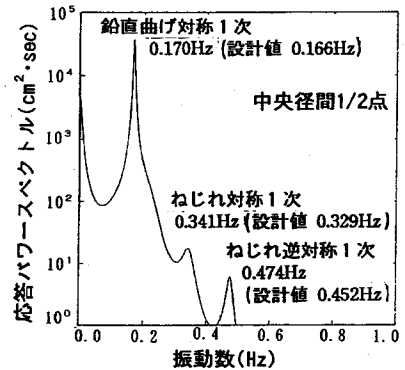
$$\beta = 1.169 \times 10^{-3} \cdot \frac{U_{10} \cdot \alpha}{\sqrt{Kr}} \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^{(2m \alpha - 1)}$$

ここで、 $Su(f)$:主流変動風速に関するパワースペクトル密度関数、 u^2 :主流変動風速の分散値、 U_{10} :基本風速、 α :風速鉛直分布のべき指数、 z :高度、 m :修正係数、 Kr :地表面摩擦係数。

観測値は、式(4)において、修正係数 $m=1.5$ とした場合とほぼ一致しており、設計基準における $m=2$ とは若干異なっている。これは、観測されたデータの乱れスケール L_{ux} は147mであるが、式(4)から自己相関関数を求め、これを時間積分することで求められる平均スケールの算出式、 $L_{ux} = 0.119 \cdot U / \beta$ において、 $m=1.5$ とすると、 $L_{ux}=144m$ となり、両者がほぼ一致することからも裏付けられる。 $m=2$ の場合には、 $L_{ux}=109m$ となり、式(4)でのスペクトルは少し高周波数側へ移動することとなる。図-3より、大鳴門橋での乱れスケール L_{ux} は、100~300mの範囲にばらついており、 $m=2$ が最適値となる場合もあることとなる。式(4)では、直接的に乱れスケールがパラメータとはなっておらず、この意味で修正係数を適切に設定することが重要であるとともに、設計においてはある程度ばらつきを考慮しておくことも必要である。



(1) 水平変位の応答パワースペクトル



(2) 鉛直変位の応答パワースペクトル

図-8 橋体応答のパワースペクトル
(南備讃瀬戸大橋, 9119号台風)

4. 橋体応答特性

(1) 応答波形及び応答パワースペクトル

図-7に9119号台風時に南備讃瀬戸大橋で観測された橋体応答波形の一例を風速波形と比較して示す。風の特性は、平均風速35.4 m/s、瞬間最大風速42.0 m/s、ガストファクター1.19、 $I_u=6.8\%$ 、また、橋体応答の特性は、静的平均変位1.13m、動的最大変位0.26mである。橋体応答変位の長周期の変動成分は、風速変動のゆるやかな変化に対応していることから、風速の長周期変動に起因するものと考えられる。

また、図-8には、最大エントロピー法で求めた橋体応答変位のパワースペクトルを示す。これより、自然風中の橋体応答は、水平、鉛直変位とも1次モードの寄与が卓越していることが理解される。

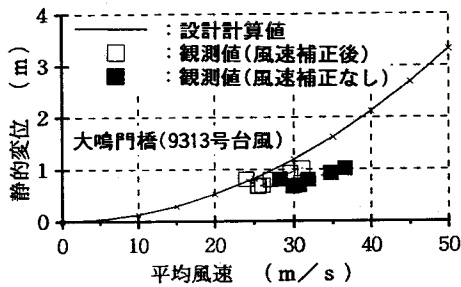


図-9 平均風速と補剛桁静的変位の関係

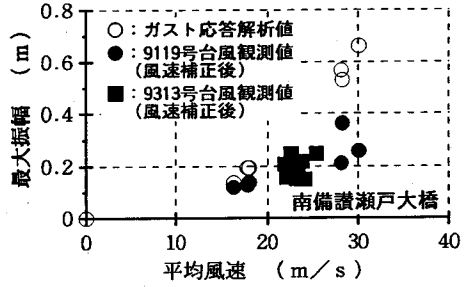
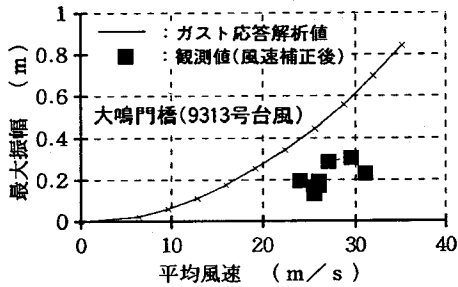
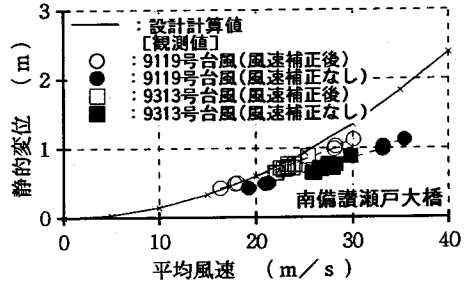


図-10 平均風速と補剛桁動的応答変位の関係

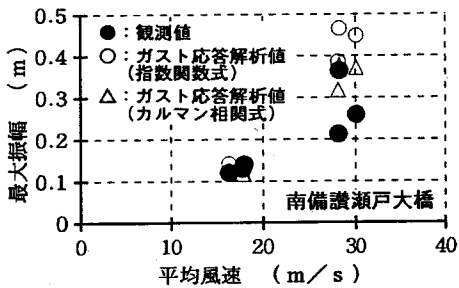


図-11 観測値とガス応答解析との比較

(2) 風速と平均変位の関係

図-9に大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋で観測された平均応答値(●および■マーク)を平均風速との関係で示す。図中の実線は、設計計算値であるが、実測値がこれを30~40%下回っている。筆者らが明石海峡大橋、多々羅大橋での全橋模型風洞試験で、風による静的変位の解析値と実測値とを比較検討した結果では、通常モデル化で構造諸元を的確に評価できれば、水平変位では5%程度以内で解析的に評価できることを確認している¹⁴⁾。したがって、上記の誤差は解析諸元の評価に何らかの問題があると考え

られるが、ここでは次の2つの原因が考えられる。1つは、風速計設置高度(海面上71m)と設計風荷重の算出根拠となる補剛桁平均高度(海面上54.3m)の違いであり、べき指数1/7の風速鉛直分布に従うと考えると、風速計設置位置では補剛桁平均高度に対して、おおよそ4%高い風速を観測することとなる。もう1つは、補剛桁の影響により風速計設置位置で観測される風速は接近流に対して高めとなることである。過去に行った検討¹⁵⁾では、風速計の設置位置、風向にも依存するが、10~15%程度高めの風速が観測される結果を得ている。以上の2つの理由により、風速計で観測される風速は、補剛桁平均高度のものよりも15%程度高くなっていると考え、観測風速を85%に低減して整理をやり直した(図-9, ○および□マーク)。これより、観測値は、設計計算値とほぼ一致する結果となった。したがって、今後のデータの整理、解析検討にあたっては、大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋とも平均風速を85%に低減して行うこととする。

(3) 動的応答変位に関する検討

図-10に大鳴門橋、南備讃瀬戸大橋で観測された動的応答変位と平均風速との関係を示す。また、図

中の実線及び○印は、それぞれの構造諸元を用いて行ったガスト応答解析結果である。ここでのガスト応答解析は、式(5)に示すように変動風のパワースペクトルから空力アドミッタンス、ジョイントモードアクセプタンス、メカニカルアドミッタンスという変換関数を通して、応答値のパワースペクトルを求める周波数領域での解析手法を用いた²⁾。

$$S_{m}(\omega) = \sum_{k=1}^{n_{\text{mode}}} \phi_{km}^2 \frac{|H_k(\omega)|^2}{\omega_k^4} \sum_{i=1}^{n_{\text{dengle}}} \sum_{j=1}^{n_{\text{dengle}}} \phi_{ki} \phi_{kj} \cdot |X_{ij}(\omega)|^2 F_i F_j S_{ij}(\omega) \quad (5)$$

ここで、 ω :円振動数、 ω_k : k 次モードの円固有振動数、 ϕ_{km} : k 次モードの節点 m の振動モード縦距、 $|H_k(\omega)|^2/\omega_k^4$: k 次のメカニカルアドミッタンス、 $|X_{ij}(\omega)|^2$:空力アドミッタンス、 F_i, F_j : i, j 点に作用する準定常空気力、 $S_{ij}(\omega)$: i, j 点の変動風のクロススペクトル。

観測値は、解析値と比較してかなり小さい結果となっている。ただし、解析は全体の傾向を判断するため、主流方向乱れ強さを $I_u=10\%$ として行っており、観測値は乱れ強さがこれよりも若干小さいため、実際はもう少し差が詰まるものと思われる。また、構造減衰についても、実測値がないため、解析では対数減衰率 $\delta=0.06$ とした。これは、南備讃瀬戸大橋で観測されたガスト応答波形をもとにRD法¹⁶⁾で減衰を同定した結果、風速30 m/s程度でおおよそ $\delta=0.16$ 程度となったが(構造減衰+空力減衰)、空力減衰を準定常理論によって算出した結果おおよそ $\delta=0.1$ となったため、その差の $\delta=0.06$ を構造減衰として設定したものである。

次に、自然風特性の節でも述べたように、空間相関特性として現行の指数関数式よりもカルマン相関式の方がより厳密な表現を与えるため、ガスト応答解析においても空間相関式としてカルマン相関式を用いた場合を実施した。図-11に、南備讃瀬戸大橋での9119号台風時に観測された橋体応答データを例として、空間相関式として指数関数式とカルマン相関式を用いたガスト応答解析を行って、比較した結果を示す。この解析においては、乱れ強さも個々のデータの観測値を用いている。カルマン相関式を用いた場合、動的応答値は指数関数式の場合と比較して、20%弱低下し、観測値により近い推定結果を与えている。なお、カルマン相関式を用いた場合でも、依然として残る観測値との差は、解析上の他の要因、たとえば空力アドミッタンス¹⁷⁾、固有振動モード間の連成の有無^{18), 19)}などが影響しているものと

考えられるが、ここでは検討の対象としなかった。

5. 長大橋耐風設計の妥当性に関する検討

(1)ガスト応答に対する長大橋の耐風設計

長大橋梁の耐風設計において、風の乱れに起因する橋梁のガスト応答の影響は、平均風速成分から求められる静的風荷重を補正係数によって一定の割合で割り増すことで考慮されている(式(6)参照)。そして、この補正係数は、入力となる自然風や対象とする橋梁の構造系をモデル化して、上述した手法によるガスト応答解析を行うことで定められている。本州四国連絡橋においては、入力となる自然風特性を仮定し、中央支間長によって分類したモデル橋梁を対象にガスト応答解析を行うことで、予め補正係数 μ を定めている¹⁾。また、最近の明石海峡大橋、多々羅大橋、来島大橋などでは、各橋梁毎の設計諸元を用いてガスト応答解析を行い、橋梁に応じた補正係数 μ を定め^{2), 3)}、設計の合理化を行っている。

$$PD = \mu \cdot \frac{\rho \cdot U_z^2}{2} \cdot CD \cdot An \quad (6)$$

ここで、PD:風荷重、 μ :風速変動に関する風荷重の補正係数、 U_z :設計基準風速、CD:抗力係数、An:投影面積

(2)設計諸条件の妥当性の検討

ここでは、まえがきで述べたように耐風設計の中で、おもにガスト応答現象に着目し、自然風特性の設定、橋体応答特性の予測に関して、現行の長大橋耐風設計過程の妥当性の検討を行った。

a)自然風特性(乱れ強さ)

一般に、乱れ強さは高さとともに小さくなるが、本州四国連絡橋ではDavenportの提案式¹⁰⁾に基づき、主流方向乱れ強さ I_u と高さ z の関係を求めている(式(7))。ただし、明石海峡大橋においては、現地の風観測塔での乱れ強さの実測結果をもとに、式(8)のように定めている。また、鉛直変動成分乱れ強さ I_w は、 I_u の1/2と定めている。

$$I_u = 0.1225 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{-a} \quad (7)$$

$$I_u = 0.130 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{-a} \quad (8)$$

両式によると、本州四国連絡橋においては、補剛桁の平均高度が50~80mであるので、補剛桁に作用する主流方向乱れ強さ I_u は、概ね10%程度となる。

表-2 ガスト応答解析の対象とした橋梁の主要諸元

| | 南備瀬戸 | 来島第3 | 明石海峡 | 2500m箱桁 | 2500mトラス |
|-----------------|-----------|---------|-------------|---------|----------|
| 中央スパン長 | 1100m | 1030m | 1990m | 2500m | 2500m |
| 水平1次 | 0.076Hz | 0.068Hz | 0.038Hz | 0.034Hz | 0.033Hz |
| 鉛直1次 | 0.166Hz | 0.158Hz | 0.064Hz | 0.056Hz | 0.053Hz |
| ねじれ1次 | 0.329Hz | 0.367Hz | 0.140Hz | 0.151Hz | 0.133Hz |
| 設計基準風速 | 58m/s | 53m/s | 60m/s | 65m/s | 66m/s |
| べき指数: α | 1/7 | 1/7 | 1/8 | 1/8 | 1/8 |
| デカイファクター | 7 | 8 | | 8 | 8 |
| $L_{uy}=L_{uz}$ | (乱れのスケール) | | 60m | | |
| $L_{wy}=L_{wz}$ | (乱れのスケール) | | 40m | | |
| 解析モード | 水平:100次 | | 鉛直・ねじれ:200次 | | |

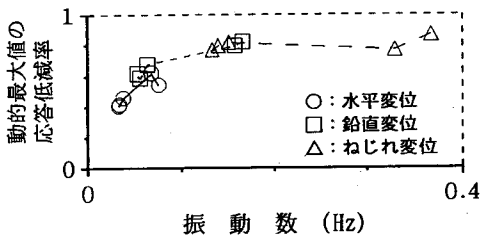


図-12 ガスト応答値の低減率 (変位動的最大値)

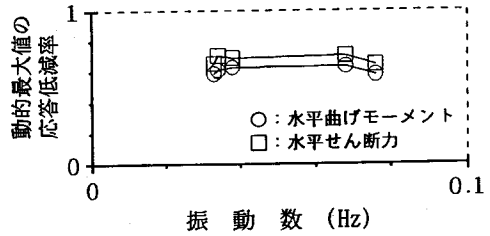


図-13 ガスト応答値の低減率 (モーメント, せん断力の動的最大値)

今回の自然風観測結果では、強風時、橋軸直角方向で $I_u=6\sim 12\%$ と、概ね10%に一致している。また、鉛直方向乱れ強さ I_w についても、 I_u の1/2程度となっており、現行耐風設計における乱れ強さに関する仮定は妥当であると考えられる。

b) 自然風特性(空間相関特性, 乱れスケール)

3.(3)の結果より、自然風の空間相関特性として、特に低周波数領域において指数関数式よりカルマン相関式のほうがよりよい表現を与えることが判明した。特に、長大橋のような長周期構造物においては、ガスト応答で卓越する1次モードの固有振動数がこの領域に入ってくるため、空間相関特性をより厳密に表現することが重要となる。また、長大橋では、風荷重が増大し、明石海峡大橋の補剛桁主構部材や多々羅大橋主塔基部では、風荷重によって部材断面が決定されているが、カルマン相関式を用いた場合、ガスト応答値が低減することが予想されるため、空間相関特性のより厳密な定式化が耐風設計の合理化につながると考えられる。

c) 自然風特性(パワースペクトル)

主流変動成分のパワースペクトル密度関数としては、本州四国連絡橋に適用される日野のスペクトル、他に von Karman, Harris, Davenport などの提案

式がある¹⁰⁾。理論的には、式(4)に示されるように周波数の高い部分でスペクトル強度は、波数の-5/3乗に比例するが、図-6から判るように観測スペクトルについても、ほぼ高周波数領域での低減率は、-5/3乗に比例しており、パワースペクトル形状に関しては設計基準での仮定は妥当と考えられる。ただし、スペクトルのピークを与える周波数については、乱れスケールがばらついており、一義的に標準パワースペクトルを定めることはできない。したがって、設計においては、自然風特性のばらつきによるスペクトルピークの周波数方向のずれをある程度考慮(修正係数の補正など)しておく必要がある。

d) 橋体応答特性(設計風荷重)

設計風荷重は、式(6)に示したように平均風速成分から算出される風荷重にガスト応答解析で求められる補正係数を乗じたものとなる。前述したように、自然風の空間相関特性は、現行の指数関数式よりもカルマン相関式の方がより厳密な表現を与えることが判明したが、長大橋のガスト応答を考えると、両者の関数式によって空間相関特性を表現した場合の差が大きくなる低周波数領域に、低次モードの固有振動数が位置するため、ガスト応答値へ与える影響も少なからず存在するものと考えられる。

そこで、2つの空間相関式の違いが橋梁のガスト応答にどの程度の影響を与えるかを、上述した周波数領域でのガスト応答解析手法を用いて検討した²⁰⁾。対象とした橋梁は、表-2に示す5橋であり、解析条件はそれぞれの橋梁の設計値とした。また、カルマン相関式においては、乱れスケールがパラメータとなるため、カルマン相関式における乱れスケール L_{uy} , L_{wy} は、大鳴門橋での観測結果なども参考にしながら、それぞれ60m, 40mとした。

図-12に水平変位、鉛直変位およびねじれ変位に関して、空間相関関数を指数関数式からカルマン相関式に変更した場合のガスト応答の動的最大値の低減率を示す。なお、横軸は、最低次モードの応答が卓越するため、各橋梁の着目方向の最低次モードの固有振動数とした。図より、基本的に振動数の低下とともに、また着目方向に関わらず低減率が小さくなっていることがわかる。このことは、カルマン相関式では、振動数が0でも相関が1以下となり、指数関数式よりも相関係数が全体的に小さいことに加えて、振動数が低くなるほどその傾向が顕著であるためと考えられる。

さらに、図-12と同様に整理した水平曲げモーメント及び水平せん断力に関する低減率を図-13に示す。全体的に応答の低減が認められるが、変位の場合とは異なり、振動数の変化による低減率の変化はあまり認められない。これは、水平曲げモーメント、水平せん断力に対しては高次モードの応答に対する寄与が大きいため、最低次モードにおける低減の影響が弱められ、振動数依存性が顕著に現れなかったためと考えられる。

しかしながら、長大橋の風荷重の算定は、前述したようにガスト応答解析で得られた水平曲げモーメント、水平せん断力などの部材力に対するガスト応答倍率を平均風速成分から求められる風荷重に乗じて行っている。従って、空間相関関数として、自然風の特性をよりよく表現できるカルマン相関式を適用することで、ガスト応答倍率が低減することは、設計風荷重の低減につながり、より合理的な長大橋の設計の可能性が示唆されることとなる。

4. まとめ

大鳴門橋及び南備讃瀬戸大橋において、9119号台風及び9313号台風時に観測された動態観測データに基づき、長大橋の耐風設計法に関する検討を行った。得られた結果は以下の通りである。

(1) 自然風特性のうち、乱れ強さ、パワースペクトルに関しては、概ね現行の耐風設計法の妥当性を

裏付ける結果を得た。ただし、自然風は、諸特性のばらつきが大きいので、設計においては、基準で仮定した特性値がある程度変動した場合についても、確認しておくことが望ましい。

(2) 自然風特性のうち、空間相関特性に関しては、現行の耐風設計で用いられる指数関数式よりも von Karman スペクトルに基づくクロススペクトル表示から導かれる相関式(カルマン相関式)のほうが、特に低周波数領域での表現が良好であることを確認した。

(3) 橋体応答特性、特にガスト応答特性に関して、空間相関関数の影響をガスト応答解析によって調査し、観測された橋体応答値と比較した。その結果、空間相関関数にカルマン相関式を用いたほうが、観測された橋体応答値をよりよく評価しており、長大橋の耐風設計においては、現行の指数関数式よりもカルマン相関式を適用するほうが合理的であるといえる。

(4) また、空間相関関数にカルマン相関式を使うことで、現行の耐風設計における風荷重の評価についても低減できる可能性のあることが判り、風荷重によって構造が決定され得る長大橋の設計の合理化が可能になると考えられる。

参考文献

- 1) 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. 3.
- 2) 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. 2.
- 3) 本州四国連絡橋公団：尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説、1994. 11.
- 4) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧、1991. 7.
- 5) R.H.Scanlan : The Action of Flexible Bridges Under Wind, I : Flutter Theory, *Journal of Sound and Vibration*, 60(2), pp.187-199, 1978.
- 6) 藤野、岩本、伊藤ほか：三次元弾性模型による箱型補剛桁を有する超長大吊橋の風洞実験、日本風工学会誌、第46号、pp. 1-17, 1991. 1.
- 7) H.Tanaka, N.Yamamura and N.Shiraishi : Multi-Mode Flutter Analysis and Two & Three Dimensional Model Tests on Bridges with Non-Analogous Modal Shapes, *Proc. of JSCE*, Vol.10, No.2, pp.71s-82s, 1993.7.
- 8) 勝地、宮田、北川、佐藤、樋上：明石海峡大橋大型風洞試験での連成フラッター特性に関する考察、第13回風工学シンポジウム論文集、pp. 383-388, 1994. 12.
- 9) 岡島：耐風工学における数値風洞についての現況と展望、橋梁と基礎、Vol. 23, No. 8, pp. 94-102, 1989. 8.
- 10) 岡内、伊藤、宮田：耐風構造、丸善、pp. 65-74, 1977.

- 11) 塩谷：強風の性質，開発社，1992.
- 12) Harris,R.I. : Proceedings of the Seminar on Modern Design of Wind Sensitive Structures, *Institution of Civil Engineers*, 1970.
- 13) J.B.Roberts and D.Surry : Coherence of Grid-Generated Turbulence, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, pp.1227-1245, 1973.
- 14) 勝地，宮田，保田，横山，山田：長大吊橋補剛桁における静的変形に関する一考察，第12回風工学シンポジウム論文集，pp. 333-338, 1992. 12.
- 15) 本州四国連絡橋公団：櫃石島橋上部工架設工事強風応答観測報告書，1988. 3.
- 16) 田村，佐々木，佐藤，高坂：RD法による強風時の構造物の減衰評価，第12回風工学シンポジウム論文集，pp. 303-308, 1992. 12.
- 17) 佐藤，松野，北川：明石海峡大橋の補剛桁に関する空力アドミッタンスの評価，第13回風工学シンポジウム論文集，pp.131-136, 1994. 12.
- 18) T.Miyata, H.Yamada, V.Boonyapinyo and J.C.Santos : Three-Dimensional Buffeting Response Analysis of Long-Span Bridges by A Time Domain Approach, *Proc. of 13th Symposium of JSWE*, pp.221-226, 1994.12.
- 19) 松本，陳，白石：空力連成を考慮した長大橋ガスト応答解析，第13回風工学シンポジウム論文集，pp. 227-232, 1994. 12.
- 20) 勝地，北川，金崎，鳥海，大谷：空間相関特性が長大橋のガスト応答に与える影響の検討，第50回土木学会年次学術講演会講演概要集，I部門，pp.1468-1469, 1995. 9.

(1995.7.31 受付)

A STUDY ON WIND RESISTANT DESIGN OF LONG-SPAN BRIDGES BASED ON FIELD OBSERVATION RESULT

Hiroshi KATSUCHI, Kazuo TADA and Makoto KITAGAWA

In wind resistant design of long-span bridges, their behavior against the wind are evaluated through wind tunnel tests or analytical approaches. A little evidence has been reported so far whether or not wind properties acting on bridges are the same ones as assumed in the design code and they behave in the same way as assumed in it. This paper presents the result of the study on the validity of wind resistant design for long-span bridges based on the field observation results of the Ohnaruto Bridge and the Minami Bisan-Seto Bridge. The possibility that the wind load for long-span bridges could be reduced is suggested by reconsidering the spatial correlation of the wind.