研究報告

特殊地形における送電用鉄塔・架渉線連成系の耐風設計に関する研究

(その4) 送電鉄塔・架渉線連成系の風応答特性と風荷重算定法

Studies on the Local Wind Resistance Design of Transmission Tower-conductor Systems (4th Report, Wind Response Characteristics of Tower-conductor Systems and the Estimation of Equivalent Static Wind Load)

漆原育男^{*1} 石川智巳^{*1} 清水幹夫^{*1} 三上康朗^{*1} 中村秀治^{*1} 本郷栄次郎^{*2} 箕田義行^{*3}

Ikuo URUSHIHARA, Tomomi ISHIKAWA, Mikio SHIMIZU, Yasuo MIKAMI, Hideharu NAKAMURA, Eijiro HONGO, Yoshiyuki MITA

SUMMARY

Immediately after the No. 9119 typhoon which caused severe damages in transmission lines in West Japan, electric power utilities asked Central Research Institute of Electric Power Industry (CRIEPI) to carry out the studies on the local wind resistance design of transmission tower-conductor systems. To promote the studies, CRIEPI organized a committee and three sub-committees (Wind observation sub-committee, Wind simulation sub-committee, and Wind-resistance design sub-committee). The purpose of this paper is to describe the investigation results by the Wind-resistance design sub-committee, which conducted to observe the dynamic behavior of the 500kV proto-type power transmission lines by measurements and numerical simulation under severe wind condition and to develop a new aspects on the current wind-resistance design standards.

1. はじめに

平成3年9月、台風19号により基幹送電線を含む送電設備において、鉄塔損壊など重大な設備被害が発生し、広範囲かつ長期間にわたる停電など社会的に大きな影響を与えた。電気事業連合会に設置された「流通設備風害対策特別委員会」(藤本盛久委員長)の検討結果を受けて、電力中央研究所は「局地風対策研究推進委員会」(大熊武司委員長)(以下、局地風(委)と

呼ぶ)を設置し、具体的に課題を次のように定め、3分科会(風観測分科会、風解析予測分科会、風応答特性分科会)を設置して、平成4年9月から11年3月まで研究を行った。

- 1) 局地風の実態把握と構造の解明(風観測分科会、以下WG1と呼ぶ)¹⁾

局地風観測計画の検討、局地風に関する調査、局地風の構造解明

*1 (財) 電力中央研究所 我孫子研究所
Central Research Institute of Electric Power Industry

*2 東京電力(株)
Tokyo Electric Power Co.

*3 四国電力(株)
Shikoku Electric Power Co.
(原稿受理: 平成11年6月10日)

2) 局地風の実用的解析予測手法の確立（風解析予測分科会，以下 WG2 と呼ぶ）²⁾

局地風解析予測手法に関する文献調査，局地風解析予測手法の開発，実用的解析予測手法の確立

3) 送電設備の風応答特性の把握と合理的な設計手法の確立（風応答特性分科会，以下 WG3 と呼ぶ）

風応答観測計画の検討，風応答特性に関する調査，観測・解析による鉄塔の動特性把握，合理的な設計手法の確立

本研究報告は，現地風応答観測・動的解析により鉄塔・架渉線連成系の風荷重およびその応答特性を把握し，局地風に関する合理的な設計手法を確立することを目的とした，WG3 の成果について述べたものである。

約 6 年間の WG3 の主な活動概要は以下に示すとおりである。

1) 観測・解析による動特性の把握

a) 試験線の応答観測および解析・評価

500kV 規模の試験線設備等において，主に台風襲来期に観測を行い，強風に伴う鉄塔・架渉線連成系の風応答に関するデータを取得した。また，これら観測されたデータの解析を実施し，鉄塔・架渉線連成系の風応答特性を評価した。

b) 動的応答解析コードの開発と検証

鉄塔・架渉線連成系の風応答特性を模擬できる動的応答解析コード（時刻歴応答，周波数応答）の開発を行った。また，動的応答解析モデルを設定し，実測データのシミュレーションにより解析コードの検証を図るとともに，立地条件，風の条件によるパラメトリックスタディを行い，動的挙動の把握を行った。

2) 合理的な等価静的設計手法の確立

a) 共振効果・規模効果を考慮した等価静的設計手法の確立

共振効果・規模効果を考慮した等価静的設計法を新たに提案し，各種係数について観測結果や数値解析結果に基づき定めた。また従来の静的設計に必要なパラメータについても検討を行った。

c) 試設計

今回確立した動的効果を考慮した等価静的荷重算定法により，実際の鉄塔・架渉線の試設計を行い，既往の静的設計法との相違点，合理化される点等を明らかにした。

d) 特殊地形における送電用鉄塔の風荷重算定法の体系化

特殊地形における送電用鉄塔・架渉線連成系の耐風設計に関する研究における各分科会の成果を集大成し，「特殊地形における送電用鉄塔の風荷重試算」（以下，風荷重試算と呼ぶ）³⁾を作成し，風荷重算定法の体系化を図った。

2. 九州試験線，四国試験線における風応答観測概要およびその解析結果

2.1 九州試験線，四国試験線の風応答観測概要

局地風（委）の研究計画に基づき，WG1 および WG3 において風観測および鉄塔・架渉線の風応答観測のための試験設備を設置した。試験設備は電力会社 10 社の共同研究設備とし，九州電力管内の既設 66kV 送電線（九州試験線）および四国電力管内に新規に建設した 500kV 規模の試験送電線（四国試験線）を用いた。なお，応答観測設備に関しては主に四国試験線に設置した¹⁾。

九州試験線は，長崎県の島原半島の付け根に位置する既設愛野橋線 No.20～No.22 鉄塔とし，これらに観測センサーおよび観測システムなどを設置した。観測は平成 5 年 9 月より開始され，観測期間は平成 9 年度までの約 4 年間である。Fig. 1 に九州試験線の応答観測関係の測器位置図を示す。

四国試験線に関しては，徳島県・木沢村の川成峠近傍に 500kV 規模の試験送電線を新たに建設し，それと並行して配電・通信設備，観測センサー，観測システムなどを設置した。観測は平成 6 年 9 月より開始され，観測期間は平成 10 年度までの約 4 年間半である。ただし，12 月から翌年 4 月までの冬季期間は観測機器への着氷雪などにより正常な測定が期待できないため基本的に観測は行わなかった。Fig. 2, Fig. 3 にそれぞれ四国試験線の鉄塔応答観測設備と架渉線応答観測設備の測器位置図を示す。

Fig. 1 応答観測設備の測器配置図（九州試験線）
Locations of response measuring sensors
(Kyushu test line)

Fig. 2 鉄塔応答観測設備の測器配置図(四国試験線)
Locations of response measuring sensors of tower (Shikoku test line)

Fig. 3 架渉線応答観測設備の測器配置図(四国試験線)
Locations of response measuring sensors of conductor (Shikoku test line)

2. 2 九州試験線, 四国試験線の風応答観測解析結果

動的効果を考慮した風荷重算定法の確立に特に重要なパラメータとしては、鉄塔および架渉線の固有振動数、固有振動モード、減衰定数である。従って九州・四国試験線における応答観測データより、これらの値に関して分析を行った。以下に、その結果の概要を述べるとともに、風荷重試算への反映結果について示した。

まず、各試験線鉄塔加速度計データを用いて POD(Proper Orthogonal Decomposition:固有直交関数展開)法⁴⁾により鉄塔のモード推定を行い、その結果を Table 1, Table 2 に示す。これらの表より検討したいいくつかの台風データにおいて、同じ周波数域に同じ固有モードが存在することを確認した。また、鉄塔高さを横軸として、連成系時の鉄塔主体の 1 次固有振動数の分布を過去に実施された観測事例とともに Fig. 4 に示す。この図より、塔高を $H[m]$ とした場合、概ね $0.01H[Hz]$ で近似できることがわかった。

次に、各試験線加速度計および張力計データを用いて RD(Random Decrement)法^{5),6)}により、減衰定数の算出を行った。鉄塔に関し、Fig. 5 に連成系における鉄塔主体の最低次モードの減衰定数を、過去に実施された観測事例および加振試験結果とともに示す。Fig. 5 より等価静的風荷重算定法では、鉄塔の減衰定数としては、これらのデータの平均的な値を用いるものとし、算出根拠の明確な九州・四国試験線の値を基準に、鋼管鉄塔で 1%、山形鋼鉄塔で 2%、MC 鉄塔で 1% を採用するものとした。なお、空力減衰に関しては、九

Table 1 九州試験線の主な固有振動数と固有振動モード
Natural frequencies and principal modes of Kyushu test line

固有モード形状	季節風(97/5/8) (9:20~9:30)	9711 台風 (10:00~10:10)	9719 台風 (11:40~11:50)
	固有周波数(Hz)	固有周波数(Hz)	固有周波数(Hz)
線路方向, 3 基連成, 3 基同位相	2.40	2.39	2.37
線路方向, No.20,21 連成, 2 基同位相	2.65	2.70	2.68
線路直交方向, No.22 主体	2.69	2.74	2.76
線路直交方向, No.21 主体	2.72	2.77	2.76
線路直交方向, No.20 主体	2.95	2.90	2.96
線路方向, 3 基連成, No.22 逆位相	3.25	3.24	3.24
線路方向, 3 基連成, No.20 逆位相	3.32	3.36	3.50
線路方向, 3 基連成, No.21 逆位相	4.62	4.62	4.67
線路方向, 3 基連成, 3 基同位相	7.20	7.26	7.30
線路方向, No.20,22 連成, 2 基逆位相	7.77	7.83	7.82
線路方向, 3 基連成, No.21 逆位相	8.24	8.31	8.28
線路直交方向, No.21 主体	8.40	8.36	8.31
線路直交方向, No.20 主体	8.53	8.50	8.43
線路直交方向, No.22 主体	8.49	8.52	8.51

Table 2 四国試験線の主な固有振動数と固有振動モード
Natural frequencies and principal modes of Shikoku test line

固有モード形状	9514 台風 (5:34~5:44)	9711 台風 (13:44~13:54)	9711 台風 (10:50~11:00)	9719 台風 (12:14~12:24)	9719 台風 (20:29~20:39)
	固有周波数(Hz)	固有周波数(Hz)	固有周波数(Hz)	固有周波数(Hz)	固有周波数(Hz)
線路方向, 3 基連成, 3 基同位相	1.67	1.65	1.65	(1.64)	(1.65)
線路直交方向, No.2 主体	1.75	1.79	1.75	1.74	1.74
線路直交方向, No.1 主体	1.85	1.83	1.85	-	-
線路直交方向, No.3 主体	1.85	1.85	1.86	-	-
線路方向, No.1,3 連成, 2 基逆位相	2.06	2.07	2.07	-	-
ねじれ, No.2	2.21	2.18	2.11	2.11	2.05
線路方向, 3 基連成, No.2 逆位相	2.37	2.39	2.38	(2.34)	(2.38)
ねじれ, No.2	3.63	3.62	3.60	3.58	3.60
線路方向, 3 基連成, 3 基同位相	4.02	4.04	3.90	(4.00)	(3.99)
ねじれ, No.2	4.30	4.29	4.25	4.27	4.24
線路方向, 3 基連成, 3 基同位相	4.59	4.51	4.56	(4.53)	(4.59)
線路直交方向, No.2 主体	4.56	4.59	4.61	4.55	4.54
線路方向, No.1,3 連成, 2 基逆位相	4.77	4.77	4.77	-	-
線路直交方向, No.1 主体	4.80	4.80	4.80	-	-
線路直交方向, No.3 主体	4.84	4.85	4.90	-	-
線路方向, 3 基連成, No.2 逆位相	5.01	5.03	5.04	-	-

※98 年度の台風(9807 台風, 9810 台風)時は雷事故による影響で No.1 および No.3 鉄塔の加速度計データが取得できなかったため No.2 鉄塔のみの評価とした。

州、四国試験線の観測結果からは明確な風速依存性は認められず、また他の観測例においても、それを議論するための十分なデータを収集することができなかったため、ここでは省略する。

一方、架渉線に関しては四国試験線の架渉線関係応答観測データより、鉄塔と同様に POD, RD 法を用いて解析を行った。面外 2 次モードおよび面内 2 次モードの結果を Fig. 6 に示す。図より減衰定数は平均風速の増加とともに大きくなり、空力減衰の効果が顕著に認められた。ここで、面外および面内 1 次モードに対する減衰定数を省略しているが、これは明確なピークが認められなかったためである。このことから、1 次モードに対しては、さらに大きな減衰が付加されてい

Fig. 4 鉄塔の1次固有周期
First natural period of towers

Fig. 5 鉄塔主体1次モードにおける減衰定数
(連成系)
Damping ratio of tower-conductor systems

Fig. 6 架渉線単体の減衰定数
Damping ratio of conductors

ることが予想できる。

以上の結果より、風荷重試案では、固有振動数、減衰定数を以下のように定めた。

・鉄塔

鉄塔の1次固有振動数：0.01H[Hz]

鉄塔の1次モードに対する減衰定数：

鋼管鉄塔 1.0%, 山形鋼鉄塔 2.0%, 鋼管MC鉄塔 1.0%

・架渉線

空力減衰の寄与が大きいので、共振効果を無視する。

なお、今後も観測時例を蓄積し、データの信頼性を高めることとしている。

3. 風応答解析コードの開発と解析精度の確認

風に対する鉄塔および架渉線の動的挙動の把握、等価静的風荷重の精度検証および動的応答解析を用いた設計法の確立を目的として、有限要素法に基づく鉄塔・架渉線連成系の周波数応答解析および時刻歴応答解析コードを開発した。いずれの解析コードも斜風、吹き上げ風（主流成分のみ）が解析できるものとし、

風力係数、応力分担率については JEC-127-1979⁷⁾ に準じた。以下に、周波数応答解析手法および時刻歴応答解析手法の概要およびその検証例として、四国試験線での観測結果に対するシミュレーション結果を示す。

3. 1 周波数応答解析手法の概要

風による風力を準定常仮定を用いてモデル化すれば、解くべき運動方程式は次式で与えられる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K(\bar{X} + x)]\{(\bar{X} + x)\} = \left\{ \frac{1}{2} \rho C_D A (\bar{U} + u - \dot{x})^2 \right\} \quad (1)$$

ここに、 $[M]$ ：質量マトリックス

$[C]$ ：減衰係数マトリックス

$[K(\bar{X} + x)]$ ：変位 $\{\bar{X} + x\}$ における接線剛性マトリックス

$\left\{ \frac{1}{2} \rho C_D A (\bar{U} + u - \dot{x})^2 \right\}$ ：風力ベクトル

なお、 ρ ：空気密度、 C_D ：風力係数、 A ：受風面積、 $\bar{U}$ ：平均風速、 u ：変動風速、 $\bar{X}$ ：平均風速による変位、 x ：変動風速による変位である。

周波数応答解析は通常線形性を前提としているため、外力を線形化する必要がある。従って式(1)の右辺を展開し2次の微小項を省略することにより、平均成分に対するつり合い方程式と変動成分に対するつり合い方程式に分けて解析を行うことになる。ただし、架渉線は可とう性にとむため、工学的に十分な精度で解を得るために、平均風速による架渉線変位は大変形を考慮し、変動風速による動的荷重作用時は微小変位として解析することとした⁸⁾。

式(1)から変動成分に対するつり合い方程式に変形し、フーリエ変換により周波数領域に変換すると以下のように表される。

$$[S_x(f)] = [H(f)]^* [\chi(f)] [S_u(f)] [\chi(f)] [H(f)]^T \quad (2)$$

ここに、

$[S_x(f)]$ ：変動変位のクロススペクトルマトリックス

$[S_u(f)]$ ：変動風速のクロススペクトルマトリックス

ただし、非対角項は指数型のコヒーレンスを用いて設定

$[H(f)]$ ：周波数応答関数

$[\chi(f)]$ ：空力アドミッタンスマトリックス

なお、式中の上付き*は共役複素数、上付き T は転置を表し、 f は周波数である。

次に最大応答値の期待値を算出する。 j 自由度における最大応答値は次式で算定することができる。

$$X_{\max j} = \bar{X}_j + g_j \sigma_{xj} \quad (3)$$

ここに、 g_j はピークファクターを表し、応答が定常確率過程に従うものとするれば、次式で与えられる。

$$g_j = \sqrt{2 \ln(v_j T)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(v_j T)}} \quad (4)$$

$$V_j = \sqrt{\frac{\int_0^\infty n^2 S_{xj}(n) dn}{\int_0^\infty S_{xj}(n) dn}} \quad (\text{期待振動数}) \quad (5)$$

$$T (= 600 \text{ sec}) \quad (\text{評価時間})$$

3. 2 時刻歴応答解析

時刻歴応答解析では、外力項を線形化せず振動解析においても幾何学的非線形性を考慮するものとした。本解析コードでは式(6)で与えられるつり合い方程式を増分形式に書き改め、積分に Newmark の β 法、収束計算には Newton-Raphson 法を用いた⁹⁾。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K](\bar{X} + x)\{x\} = \left\{ \frac{1}{2} \rho C_D A \{(\bar{U} + u - \dot{x})^2 - \bar{U}^2\} \right\} \quad (6)$$

Fig 7 計算値と観測値の比較 (周波数応答解析)
Comparison of calculation results and observations (frequency domain analysis)

3. 3 四国試験線における風応答シミュレーション

上記2種類の解析コードを用いて、四国試験線の観測結果に基づく風応答シミュレーションを実施し、精度の確認を行った。今回シミュレーションの対象とした観測データは、周波数応答解析では台風 9426 号 (12:50~13:00, 南風)、台風 9514 号 (5:33~5:43, 南風)、台風 9810 号 (20:29~20:39, 南風) の3つの台風、時刻歴応答解析は、台風 9426 号 (12:50~13:00, 南風)、台風 9810 号 (20:29~20:39, 南風) とした。このうち台風 9810 号のデータは、四国試験線において最大風速 (No.1 鉄塔塔頂ベーン型風速計において平均風速 33.0m/s, 最大瞬間風速 53.0m/s を記録) を記録したデータである。入力風については、各鉄塔に設置されているベーン型風速計の観測データから平均風速、平均風向、乱れの強さ、乱れのスケールを算定し、径間内はそれらの線形内挿とした。また変動風速のパワースペクトル密度にはカルマン型を仮定した。解析は、いずれの解析コードにおいても、重力のみが作用する初期のつり合い解析、平均風速が作用する静的解析 (幾何学的非線形性を考慮)、変動風速が作用する動的解析 (時刻歴応答解析のみ幾何学的非線形性を考慮) の3段階で行った。なお減衰定数は鉄塔については、観測結果に基づき1次固有振動数に対して 0.015 (剛性比例型)、架渉線については 0.2Hz に対して 0.004 (剛性比例) とした。また時刻歴応答解析では、時刻刻み 0.05 秒、6000 ステップとし、変動風速の発生には岩谷の方法¹⁰⁾を用いた。

結果の一例として、基部主柱材軸力の計算値と観測値との比較図を Fig. 7, 8 に示す。これらの図より径間内の風の情報が不明なこと、付帯設備の風圧荷重を

Fig. 8 計算値と観測値の比較 (時刻歴応答解析)
Comparison of calculation results and observations (time domain analysis)

無視したことなどを考慮すれば、シミュレーション結果は概ね観測結果を再現しているものと考えられる。

なお、風荷重試案では、等価静的風荷重以外に動的応答解析によっても設計応力度を定めることができるものとした。ここでは、風応答解析に、十分実績を有するか、または設計者が精度を検証した解析コードを用いることとしており、その一つの選択肢として上述した解析コードを風荷重試案の付録として示している。

4. 規模効果と共振効果を考慮した等価静的風荷重算定法の体系化

我が国における現行の鉄塔設計においては、例えば JEC-127-1979 では最大瞬間風速をベースとして風荷重を算定することとし、架渉線については径間長のみの関数として規模による低減効果を見込んでいる⁷⁾。従って、風の乱れの特性や構造物の振動特性に応じた設計することはできない。特に送電線路は山岳部に建設されることが多く、地形の影響を受けた風にさらされるため、これらの特性を設計に反映できるより合理的な風荷重算定法の確立が必要であった。

このような現状を踏まえ、本研究では、建築物^{11),12)}や諸外国の架空送電線路の設計^{13),14)}で採用されているガスト影響係数法の考え方にに基づき、架空送電線路の特殊性を踏まえて体系化を行い、風荷重試案の第3章設計用風荷重算定法としてまとめた。

ガスト影響係数法の考え方を架空送電線路に適用する場合、架空送電線路は線的な広がりを持つこと、構造特性の異なったサブシステム（鉄塔、架渉線など）で構成されていること、水平角や高低差を有するため鉄塔部材に発生する軸力における各サブシステムからの荷重の寄与が複雑となること、などの問題点を有する。そこで、ここに提案した等価静的風荷重算定法は、大多数の架空送電線路の鉄塔と架渉線の固有振動数が離れていることから、鉄塔はその前後（若番側と老番側）の架渉線荷重のみを分担することと鉄塔と架渉線の動的連成効果は小さいことを前提として、Fig. 9に示すように、風荷重を鉄塔風圧荷重、架渉線風圧荷重、碍子および架線金具風圧荷重、架渉線張力荷重（水平張力）に分類し、各々の風荷重を個別に評価するものとした。さらに、それらの荷重を鉄塔に関する座標軸に統一し、各荷重の変動成分の非同時性の効果を考慮して足し合わせることでより体系化を図っている。

Fig. 9 各風圧荷重および架渉線張力荷重の定義
Definition of wind pressure loads and horizontal tension

4. 1 各風圧荷重および架渉線張力荷重の算定式

各々の風圧荷重は、設計速度圧に風力係数、受風面積、ガスト影響係数を乗じて算定される。ガスト影響係数は、外力となる風の乱れを定常確率過程を仮定し、不規則振動論と確率統計的手法を適用して動的応答の最大値を理論的に予測する手法、いわゆる Davenport の理論¹⁵⁾に基づき定式化を行った。また架渉線張力については、その応答特性から、平均成分と変動成分の和として与えた。以下では、各荷重別に誘導に用いた仮定とその算定式を示す。

(1) 鉄塔風圧荷重

鉄塔風圧荷重の誘導に用いた仮定は、以下の通りである。

- 1) 基準高さを鉄塔高の $2/3$ とする。
- 2) 鉄塔幅方向に関する変動風速の相関係数は 1 とする。
- 3) 平均風速の分布は、基準高さの平均風速を用いてべき指数分布を仮定する。
- 4) 変動風速の標準偏差は、基準高さの値を用い、空間的に不変とする。
- 5) 変動風速のパワースペクトル密度はカルマン型を仮定し、基準高さ位置の値を用い空間的に不変とする。
- 6) コヒーレンスには指数型を用いる。

- 7) 吹き上げ角は無視する。
- 8) 高さ方向の鉄塔幅、質量、風力係数、受風面積の変化は無視する。
- 9) 平均風速に対する平均変位は、1次振動モード形に比例する。
- 10) 変動変位は、1次固有振動モードのみを考慮し、その形状は直線とする。
- 11) 空力減衰は無視する。

上記の仮定に基づき Davenport の理論を適用すれば、鉄塔風圧荷重は次式で与えられる。

$$P_T^I, P_T^L = q_R C_T A_T n_T G_{RT} \quad (7)$$

ここに、

C_T : 鉄塔（各パネル）の風力係数を表し、充実率に応じて与える⁷⁾。

A_T : 送電鉄塔の受風面積[m²]

n_T : 送電鉄塔の応力分担率⁷⁾を表し、JEC-127-1979に従う。

G_{RT} : 送電鉄塔のガスト影響係数で、式(8)により定める。

$$G_{RT} = 1 + 2g_T I_{uR} \frac{2+2\alpha'}{2+\alpha'} \left(\frac{2}{3}\right)^{\alpha'} \sqrt{B_T + R_T} \quad (8)$$

ただし、

$$B_T = \frac{1}{1 + 0.163 \left(\frac{k_z H}{L_{uR}} \right)^{0.709}}$$

$$R_T = \frac{\pi}{4h_T} S_T F_T$$

$$S_T = \frac{1}{1 + 0.334 \left(\frac{k_z H f_1}{U_R} \right)}$$

$$F_T = \frac{4(f_1 L_{uR} / U_R)}{\{1 + 70.8(f_1 L_{uR} / U_R)^2\}^{5/6}}$$

$$f_1 = 100 / H$$

$$g_T = \sqrt{21n(600v_T) + 1.2}$$

$$v_T = f_1 \sqrt{\frac{R_T}{B_T + R_T}}$$

ここに、

H : 鉄塔高さ[m]

f_1 : 鉄塔の1次固有振動数[Hz]

h_T : 鉄塔の1次減衰定数（鋼管鉄塔：0.01，山形鋼鉄塔：0.02，コンクリート充填鋼管鉄塔：0.01）

α' : 気流シミュレーションで得られる基準高さ近傍の3格子点の風速をべき指数近似して定める。

I_{uR} : 基準高さにおける乱れの強さを表し、気流シミュレーションによる結果から、基準高さ位置近傍の2格子点の乱れの強さの線形内挿により定める。

L_{uR} : 基準高さにおける乱れのスケール[m]

k_z : 鉛直横方向のディケイファクタ

v_T : 期待振動数（レベルクロッシング数）

(2) 架渉線風圧荷重の算定式

架渉線風圧荷重の誘導に用いた仮定は、以下の通りである。

- 1) 基準高さを弛度底高さにサグの1/3を加えた高さ。
- 2) 架渉線の支持点高低差は無視する。
- 3) 変動風速のパワースペクトル密度はカルマン型を用いる。
- 4) ココヒーレンスには指数型を用いる。
- 5) 平均風速、乱れの強さ、変動風速のパワースペクトル密度は、基準高さ位置の値で代表させ、径間内一定とする。
- 6) 吹き上げ風は、変動風速の主流成分のみを考慮する。
- 7) 架渉線の静的応答は幾何学的非線形性を考慮する。
- 8) 架渉線は線形振動を仮定する。
- 9) 架渉線の平均風速による風向方向変位は、sin 半波と仮定する。
- 10) 空力減衰の寄与が大きいことを考慮し、共振成分を無視する。

上記の仮定に基づき鉄塔風圧荷重の場合と同様に Davenport の理論を適用すれば、架渉線風圧荷重は次式で与えられる。なお、以下全ての荷重に対して上付きダッツシュは最小値を意味する。

$$P_C = q_R C_C A_C n_C \kappa_C G_{RC} \quad (9)$$

$$P'_C = q_R C_C A_C n_C \kappa_C (2 - G_{RC}) \quad (10)$$

ここに、

C_C : 架渉線の風力係数を表し、JEC-127-1979⁷⁾に従う。

A_C : 架渉線の受風面積[m²] $\left(= \frac{dl}{2} \right)$

d : 架渉線外径[m]，ただし多導体の場合は導体数を乗じた値

l : 径間長[m], ただし支持点高低差を有する場合は, 支持点間距離とする。

n_C : 架渉線の応力分担率を表し, JEC-127-1979⁷⁾に従う。

κ_C : 架渉線に対する吹き上げ風を補正する係数を表し, 次式で与える。

$$\kappa_C = \frac{1}{\cos \varphi} \quad (11)$$

ここに,

φ : 吹き上げ角[°]

G_{RC} : ガスト影響係数で, 式(12)により定める。

$$G_{RC} = 1 + 4.87 \varepsilon_C I_{uR} \sqrt{B_C} \quad (12)$$

ただし,

$$B_C = \frac{1}{1 + 0.156 \left(\frac{k_y l}{L_{uR}} \right)^{0.716}}$$

ここに,

I_{uR} : 基準高さにおける乱れの強さを表し, 気流シミュレーションによる結果から, 基準高さ位置近傍の2格子点の乱れの強さの線形内挿により定める。

L_{uR} : 基準高さにおける乱れのスケール[m]

k_y : 横方向のディケイファクタ

ε_C : 架渉線風圧荷重の非同時性を補正する係数を表し, 詳細は4. 2に述べる。

なお, 式(12)に示したガスト影響係数では, 周波数応答解析による検討結果からピークファクタを3として簡略化したものである。

(3) 碍子および架線金具の風圧荷重の算定式

架渉線と碍子は, 一体となって変動しているものとして碍子を考慮した場合と無視した場合で, 風圧荷重のガスト影響係数に差異はないと仮定し, 次式で算定することとした。

$$P_G = q_R C_G A_G n_C \kappa_C G_{RC} \quad (13)$$

$$P'_G = q_R C_G A_G n_C \kappa_C (2 - G_{RC}) \quad (14)$$

ここに,

A_G : 碍子および架線金具の受風面積[m²]

C_G : 碍子および架線金具の風力係数を JEC-127-1979⁷⁾に従う。

(4) 架渉線張力荷重の算定式

架渉線張力荷重については, 架渉線風圧荷重に示した1)～8)の仮定に基づいて算定した。

ただし, 架渉線の静的応答に関する張力変化は, 幾何学的非線形性を有するため外力項に比例しないので, ガスト影響係数による表記は行わず, 次式で与えるものとした。

$$P_h = \bar{h} + 3.0 \varepsilon_h \sigma_h \quad (15)$$

$$P'_h = h - 3.0 \varepsilon_h \sigma_h \quad (16)$$

ただし,

$$\sigma_h = 2 q_R n_C C_C d \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\cos^2 \varphi} \frac{H_0 + \bar{h}}{p(1 + 12/\lambda^2)} I_{uR} \sqrt{B_h}$$

$$p = \sqrt{\left(q_R n_C C_C d \frac{1}{\cos \varphi} \right)^2 + \left(w_C - q_R n_C C_C d \frac{\sin \varphi}{\cos^2 \varphi} \right)^2}$$

$$B_h = \frac{1}{1 + 0.136 \left(\frac{k_y l}{L_{uR}} \right)^{0.719}}$$

$$\lambda^2 = \left(\frac{pl}{H_0 + \bar{h}} \right)^2 \frac{E_C A}{H_0 + \bar{h}}$$

ここに,

σ_h : 変動水平張力の標準偏差

$$\psi : \text{架渉線の横振れ角} \left(= \sin^{-1} \left(\frac{q_R n_C C_C d}{p \cos \varphi} \right) \right)$$

φ : 風速の吹き上げ角[°]

E_C : 架渉線の弾性定数[kgf/m²]

A : 架渉線の断面積[m²], ただし多導体の場合は導体数を乗じた値

C_C : 架渉線の風力係数

w_C : 架渉線単位長重量[kgf], ただし多導体の場合は導体数を乗じた値

d : 架渉線外径[m], ただし多導体の場合は導体数を乗じた値

l : 径間長[m], ただし支持点高低差を有する場合は, 支持点間距離とする。

H_0 : 無風時水平張力[kgf]

– 137 –

ここで、2) の非同時性による補正量は、3 相 2 径間の架渉線モデルを対象とした時刻歴応答解析を行い、その支持点反力の各方向、あるいは各相ごとの相関係数を求め、応答が正規分布することを仮定して定めることとした。検討では、水平角、径間長、径間比についてパラメータをふり、それらを系統的に分析した。また四国試験線の張力に関する観測値により、数値の妥当性を検証した。

以上の検討より、風荷重試算では補正係数を以下のように部材別（主柱材、腹材、腕金部材）に設定した。

1) 架渉線風圧荷重の補正係数 ε_c

主柱材：架空地線 0.5

電力線 耐張型 0.4、懸垂型 0.6

腹材：耐張型 0.55、懸垂型 0.8

腕金材：耐張型 0.8、懸垂型 1.0

2) 架渉線張力荷重の補正係数 ε_h

主柱材：架空地線 0.5

電力線 耐張型 0.4、懸垂型 0.1

腹材：耐張型 0.55、懸垂型 0.15

腕金材：耐張型 0.8、懸垂型 0.2

4. 3 等価静的風荷重の妥当性の検証

上記に示した等価静的風荷重の妥当性を検討するため、275kV 鋼管耐張型鉄塔（径間長 400m、等径間、水平角 15 度、Fig. 12、Table 3 を参照、以下 275PB 型と呼ぶ）を対象に周波数応答解析と等価静的風荷重による鉄塔部材（主柱材、腹材）の最大軸力の比較を行った。周波数応答解析における解析条件は以下の通りである。

- 対象鉄塔：275PB 型、3 基 2 径間、中央鉄塔は立体骨組モデル、両端鉄塔は簡易ビームモデル¹⁷⁾
- 減衰定数：鉄塔；剛性比例型を仮定し、1 次固有振動数に対して 0.01、空力減衰無視
地線、架渉線；剛性比例型を仮定し、0.2Hz に対して 0.004、空力減衰考慮
- 10m 高さ 10 分間平均風速：40m/s
- 平均風速のべき指数：0.1
- 10mt 高さの乱れの強さ：0.2（乱れの絶対強さを高さ方向に一定と仮定）

- 乱れのスケール： $L_x = 100 \left(\frac{z}{30} \right)^{0.5}$ [m]

単位：mm

Fig. 12 構造図 (275PB 型)
Analysis model(275PBtype)

Table 3 架線条件
wiring conditions

項目	架空地線		電力線	
	種類	AS160	種類	ACSR410
地線・電線	導体数	1	導体数	4
	外径	2.10 (cm)	外径	2.85 (cm)
	単位長重量(1 導体)	1.240 (kg/m)	単位長重量(1 導体)	1.673 (kg/m)
	断面積(1 導体)	2.632 (cm ²)	断面積(1 導体)	4.808 (cm ²)
	等価弾性係数	1050.0 (tf/cm ²)	等価弾性係数	832.0 (tf/cm ²)
	無風時張力(1 導体)	2800 (kgf)	無風時張力(1 導体)	3000 (kgf)
がいし	種類	耐 7-ク 320mm20 個連		
	連数	2 連		
	がいし連長	340.0 (cm)		
	断面積(全連)	6.60 (cm ²)		
	単位長(全連)	0.706 (kgf/cm)		
	鉄塔側金具重量	260.0 (kgf)		
	電線側金具重量	260.0 (kgf)		
	弾性係数	1175.0 (tf/cm ²)		

- ディケイファクタ：水平横方向 10、水平縦方向 10
- 変動風速のパワースペクトル密度：カルマン型
- 風向：90 度、60 度

Fig. 13, 14 にそれぞれ風向 90 度の場合、60 度の場合の中央鉄塔主柱材、腹材の最大軸力の高さ方向分布を示す。いずれのケースについても算定式による最大軸力の方が若干大きめであるが、概ね動的応答解析と一致していると考えられる。この例の他に提案した風荷重の検証として、鉄塔規模、径間長、水平角、あるいは平均風速、風向、吹き上げ角、乱れの強さなどをパラメータとして感度解析を行い、誤差範囲を明確にするとともに、その妥当性を確認している。その結果、等価静的風荷重の方が、5～10%大きめ（安全側評価）であり設計式として妥当であることがわかった。

Fig. 13 周波数応答解析と試案式との比較
(風向 90 度)
Comparison of frequency domain analysis
and proposed formula (90degree)

Fig. 14 周波数応答解析と試案式との比較
(風向 60 度)
Comparison of frequency domain analysis
and proposed formula (60degree)

6. 結 び

本報告では、局地風対策推進委員会のもとに設置された風応答特性分科会(WG3)の活動概要を示した。ここで得られた成果は、概略以下の通りである。

- 1) 九州試験線、四国試験線において風応答観測を実施した。強風時のデータは取得できなかったものの、等価静的風荷重の算定に必要な諸定数(鉄塔・架渉線連成系の固有振動数、減衰定数など)を設定するための基礎資料を得た。
- 2) 有限要素法に基づく動的応答解析手法(周波数応答、時刻歴応答解析)を開発した。また四国試験線における観測結果と風応答シミュレーション結果を比較し、本解析コードが工学的に十分な精度を有することを確認した。
- 3) ガスト影響係数法に基づく等価静的風荷重算定法を提案し、動的応答解析結果との比較によりその妥当性を示した。

なお、紙面の都合上、概要と結果のみを示すにとどまり、観測結果の詳細、式の誘導とその妥当性の詳細検討、あるいは風荷重試算に示した具体的な数値の設定根拠、問題点などを省略した。これらに関しては、別途報告する予定である。

謝 辞

本研究の実施にあたり、風応答特性分科会の特別委員として貴重なご意見を頂いた、田村幸雄(東京工芸大学)、山岸啓利(日本鉄塔協会)、花田和史(日本大学)、岩楯敏広(東京都立大学)の各氏(敬称略)および電力各社の委員の皆様には深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 三上康朗・漆原育男・赤井幸夫・加藤央之・山元康裕・朝山 修：特殊地形における送電用鉄塔・架渉線連成系の耐風設計に関する研究、(その3) 特殊地形における風構造特性、日本風工学論文集 No.83, 2000.
- 2) 中村秀治・田中伸和・中國 信・松山 彰・友延信幸：特殊地形における送電用鉄塔・架渉線連成系の耐風設計に関する研究、(その2) 特殊地形の簡易判定法と気流シミュレーションに基づく設計風速の算定法、日本風工学論文集, No.82, 2000.
- 3) 大熊武司・田村幸雄・山岸啓利・中村秀治・石川智巳・本郷栄次郎・箕田義行：特殊地形における送電用鉄塔・架渉線連成系の耐風設計に関する研究、(その1) 局地風対策研究成果のとりまとめ、日本風工学論文集, No.82, 2000.
- 4) 田村幸雄：固有直交関数展開のランダム変動場への応用のすすめ、日本風工学会誌第 65 号, 1995.

- 5) 田村幸雄他：RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造系論文集第 454 号，1993.
- 6) 庄司 豊，田村幸雄，菅沼信也：強風時の建造物の動特性について～ピーク値ランク分け RD 法による振幅依存性の評価～，日本風工学会誌，No.63，1995.
- 7) 電気学会：送電用支持物設計標準 JEC-127，1979.
- 8) 石川智巳：送電鉄塔・架渉線連成系のガス応答解析と風荷重評価法に関する検討，電力土木，No.272，1997.
- 9) 清水幹夫：強風時における配電線路の挙動の解析（その 1）－電線の風応答解析コードの開発及び検証－，電力中央研究所研究報告 U95056，1996.
- 10) 岩谷祥美：任意のパワースペクトルとクロススペクトルをもつ多次元の風速変動のシミュレーション，日本風工学会誌，Vol.11，1982.
- 11) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，1993
- 12) Standards Australian: Minimum design loads on structures.Part2:wind loads, Australian Standard AS 1170.2,1994.
- 13) ASCE: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No.74, 1987.
- 14) IEC: Loading and Strength of Overhead Transmission Lines, IEC Technical Report 826, Second Edition 1991.
- 15) 大熊武司，神田順，田村幸雄：建築物の耐風設計，鹿島出版会，pp.134-144，1996.
- 16) H.M.Irvine: Cable Structure, MIT Press, Cambridge, Massachusetts. 1981.
- 17) 前野陽治，花田和史：UHV 赤城実規模試験線の動的試験－その(4)鉄塔単体の数値モデルと動特性－，電力中央研究所研究報告，1983.