

東北電力	正員	小林 正典
東京大学	正員	藤野 陽三
東京大学	正員	伊藤 学

1. はじめに

鉄塔・送電線系の耐風設計においては、従来、鉄塔および送電線について別個に取り扱って得られる塔頂最大変位や送電線の最大張力等のたし合わせにより塔基部最大反力を検討し、設計値とするのが一般的である。この設計値算出の際の解析にあたっては、JECの設計標準¹⁾に従えば、風荷重においてスパン方向の空間相関に関する低減係数、風速の鉛直方向分布等を取り入れた静的解析を行なっている。しかしながら、UHV鉄塔・送電線系のように水平、鉛直方向に広がりを持ち、大規模かつ剛性が著しく異なる構造物の組み合わせからなる系に対しては、自然風の変動および系全体の動特性を考慮に入れる必要性が生じてくる。

2. 解析ケース

解析ケースとしては図-1に示すように、両端固定の送電線単独系(Case I)、鉄塔単独系(Case II)、鉄塔・送電線連成系(Case III)の3つを設定し、それぞれについて、有限要素法による静的変形解析および固有振動解析、更にガスト応答解析を試みている。また、鉄塔は本来トラス構造物であるが、簡略化のため風圧による塔頂変位ならびに固有振動数を合わせた梁材にモデル化している。

3. ガスト応答解析手法

ガスト応答解析は、不規則確率課程論に基づく統計的手法を用いたモード重ね合わせによる手法を用いている。風荷重として抗力のみを考えた場合の応答の変動成分に関する運動方程式は、

$$[\ddot{\phi}] + ([2\zeta^m\omega] + [\Lambda]^T [\frac{2\bar{P}}{U}][\Lambda])[\dot{\phi}] + [\omega^2][\phi] = [\Lambda]^T [\frac{2\bar{P}}{U} \frac{1}{A} \int_A u dA] \quad (1)$$

ここに、 ϕ : 規準座標 Λ : 規準関数 ω : 固有円振動数 ζ^m : 構造減衰比

$\bar{P}$: 平均風荷重(抗力) U : 平均風速 u : 変動風速

応答値 q のパワースペクトル密度 $S_q(f)$ は式(1)においては次のようになる。

$$S_q(f) = H(f) \times \sum_h \sum_g \Lambda_h^r \Lambda_g^s \frac{2\bar{P}_h}{U_h} \frac{2\bar{P}_g}{U_g} |x_{hg}(f)|^2 |J_{hg}(f)|^2 S_u(f) \quad (2)$$

$|x_{hg}(f)|^2$ は空力アドミッタンス、 $|J_{hg}(f)|^2$ はジョイントアクセプタンス、 $S_u(f)$ は風速のスペクトルである。 $H(f)$ はいわば周波数応答関数に相当するものであるが、送電線においては固有振動数の非常に近いものが複数存在すること、送電線の空力減衰は大きいことなどから、

$$H(f) = \sum_r \sum_s \frac{\Omega_r \Omega_s (1 - \frac{f^2}{f_r^2} - \frac{f^2}{f_s^2} + \frac{f^4}{f_r^2 f_s^2} + 4\zeta_r \zeta_s \frac{f}{f_r f_s})}{16\pi^4 f_r^2 f_s^2 [(1 - \frac{f^2}{f_r^2})^2 + 4\zeta_r^2 \frac{f^2}{f_r^2}] [(1 - \frac{f^2}{f_s^2})^2 + 4\zeta_s^2 \frac{f^2}{f_s^2}]} \quad (3)$$

ここに、 f : 固有振動数 Ω : 応答値 q の規準関数

ζ_r 、 ζ_s : r 次、 s 次の減衰比(構造減衰比と空力減衰比との和)

として計算している。風速のスペクトルは日野のスペクトルを用いている。

4. 静的変形解析結果ならびに固有振動解析結果

送電線は風圧により大きな変形を生じ(図-2)、設計風速時(地上高10mでの瞬間最大風速43.8m/sec)には $\theta = 60.4^\circ$ にもなる(θ は変形面と鉛直面とのなす角である)。従って、送電線の振動モードは無風時の場合、面内振動が鉛直方向、面外振動が水平方向の振動モードとなるのに対し、強風時には変形面に関しての面内、面外振動となる。この無風時と強風時とにおいて固有振動数を比較すると、送電線については変

形により張力が増す結果、各次数とも強風時の方が高くなる。このため、鉄塔の風向方向曲げ1次振動時における連成系での送電線の連成モードは、無風時で面外対称5次モードとなるのに対し、強風時では面外逆対称3次モードとなっており、連成系における送電線の連成モードは無風時と強風時とで異なる。これらのことからガスト応答解析では無風時、強風時両方の振動モードを用いて解析を試みる。

5. ガスト応答解析結果

無風時の振動モードを用いた場合と強風時の振動モードを用いた場合の、連成系における中央鉄塔の塔基部モーメントの最大応答値を比較すると、前者の方が大きくなる(図-3)。これは最大応答値に最も寄与の大きい鉄塔曲げ1次振動時における送電線の連成の度合は強風時の方が大きく、かつ送電線の空力減衰が大きいことから、強風時には送電線が鉄塔の曲げ振動に対して、ダンパーの効果をより発揮するためであると考えられる。また、鉄塔単独系、送電線単独系それぞれの解析値の和と、連成系における解析値とで塔基部モーメントの最大応答値を比較すると前者の方が大きく(図-3)、動的応答に関しては単独系個々のたし合わせができない。これは、単独系において、それぞれ最大応答値に最も寄与の大きい鉄塔の曲げ1次振動数と送電線の対称1次振動数とが大きく離れているためと考えられる。更にJECの標準に従って求めた設計値と比較すると、設計値は連成系における最大応答値よりも大きめの値となっている(図-4)。

6. 終わりに

今後、時刻歴応答解析を行うこと、より良いモデル化を試みること等により解析の精度を高めていく必要がある。

参考文献 1) JEC送電用支持物設計標準, 1979、2) 山岸他: UHV送電線鉄塔の動的耐風性に関する一考察, 第7回風工学シンポジウム論文集, 1982、3) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計標準同解説, 1976、4) 岡内, 伊藤, 宮田: 耐風構造, 丸善, 1977

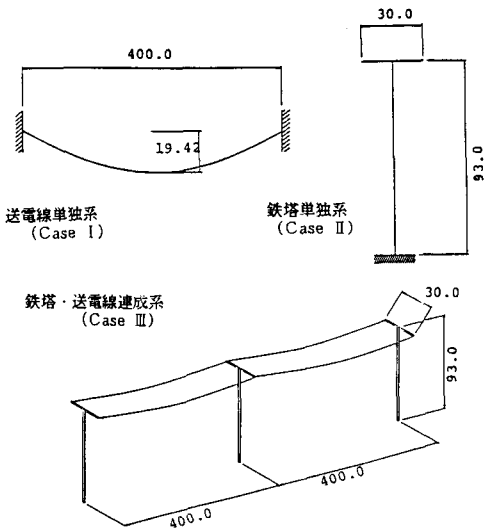


図-1 解析ケース (単位 m)

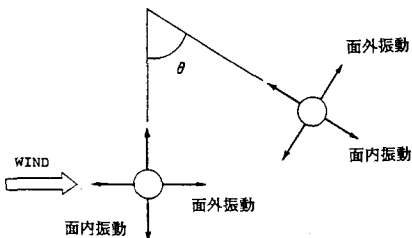


図-2 送電線の風圧による静的変形

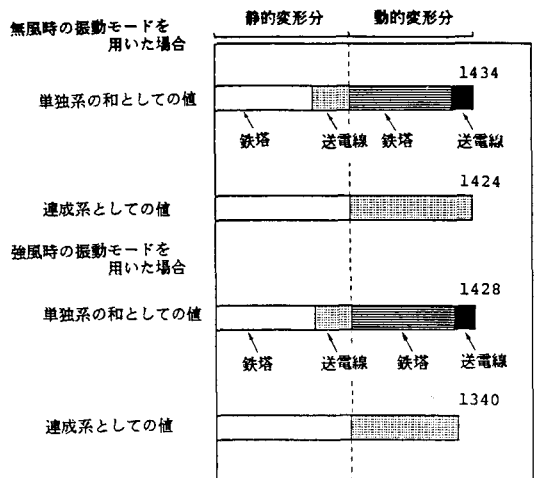


図-3 最大応答値(塔基部モーメント)の比較 (単位 ton m)

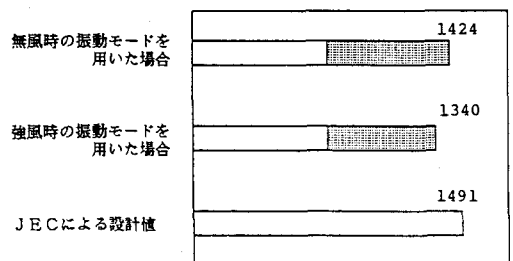


図-4 設計値と連成系における最大応答値との比較 (単位 ton m)