

鉄塔の耐震性に及ぼす送電線の影響

EFFECTS OF ELECTRICAL TRANSMISSION LINES ON EARTHQUAKE
RESPONSES OF HIGH STEEL TOWERS

小坪 清真*・高西 照彦**・井嶋 克志***・鳥野 清****

By Seima KOTSUBO, Teruhiko TAKANISHI, Katsushi IJIMA and Kiyoshi UNO

Numerous degrees of freedom are necessary for dynamic analysis of electrical towers-transmission lines system by the F.E.M.. An analytical theory for simply and practically calculating the vibration characteristics and earthquake responses of the system in the direction of transmission lines is proposed with consideration of the dynamic interactions between towers and transmission lines. In the proposed theory, the number of degrees of freedom is considerably reduced by means of regarding the transmission lines as springs connecting the towers and by using the substructure method. The earthquake responses of three typical models of the system are calculated. One of the principal conclusions is the following. In every case, earthquake response values of the towers obtained by taking into consideration the interactions between towers and transmission lines are smaller than those of a single tower.

1. ま え が き

著者らはこれまでに、超高電圧送電系を構成する鉄塔ならびに架線に対してそれぞれ動的試験および理論解析を行い、その振動特性と地震応答特性とを明らかにした^{1),2)}。送電鉄塔について論じた文献¹⁾においては、連続する3基の鉄塔群に対して行った振動試験について報告し、地震動が架線方向に作用する場合の鉄塔の動的解析を行う際には、懸垂形鉄塔については架線との動的相互作用を考慮する必要はないが、耐張形鉄塔についてはそれを考慮することが必要であることを示した。本論では超高電圧送電系において、架線との動的相互作用を考慮した場合の耐張形鉄塔に対する振動特性の解析および地震応答計算を行って、この種の鉄塔の合理的な耐震設計に関する基礎的資料を得ることを目的とした。

架線との相互作用を考慮しない場合に対する鉄塔の静

的および動的試験あるいは解析に関しては、これまでにいくつかの研究結果^{3)~6)}が公表されているが、架線との相互作用を考慮した場合については、著者らの知る限りでは岩間らの論文⁷⁾があるのみである。

鉄塔-架線系の動的解析法としては、大別して次の2つの方法が考えられる。1つは両者を一体としてこれを多質点系に置換して解析する方法であり、他の1つは架線を鉄塔に対して質量を有するばねとみなして、そのばね定数の振動数特性をあらかじめ求めておき、鉄塔群をこのようなばねで連結された振動系として解析する方法である。前者の方法には、解析すべき鉄塔群の数が多くなると質点数が増加し、したがってその固有値解析には大次元の行列の処理を余儀なくされるという欠点がある。さらにもう1つの欠点としては、地震波の周波数領域において数百の固有値が得られるので、系の地震応答計算を行う際に振動形解析法を利用するとしても膨大な量の計算が必要となること、また、地震応答計算にこれらすべての振動形を採用する必要はなく、そのとき採用すべき振動形の合理的な選択方法が確立されていないこと等である。岩間らは本質的には前者の方法すなわち、多質点系置換法によって鉄塔-架線系の動的解析を行っている⁷⁾が、取り扱う自由度の低減を図るために、鉄塔-架線系についてその周波数応答関数をあらかじめ算定し

* 正会員 工博 九州大学教授 工学部土木工学科
(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

** 正会員 工博 九州工業大学助教授 開発土木工学科
(〒804 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

*** 学生会員 工修 九州大学工学部大学院博士課程
(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**** 正会員 工博 九州大学助教授 工学部土木工学科
(同 上)

ておき、高速フーリエ変換を利用して応答計算を行うという方法を採用している。しかし、この方法には、鉄塔-架線系の地震応答計算に際して、採用すべき振動形の取捨選択ができないという難点がある。

本論文では前述の後者の方法すなわち、架線を質量を有するばねとみなす方法に従って鉄塔-架線系の動的解析を行った。本方法によれば、系の自由度を大幅に低減することができ、また系の振動特性を比較的容易に算出することができる。さらに、系の地震応答を振動形解析法によって計算する際に、採用すべき振動形に関して合理的な取捨選択を行うことが可能であり、計算に要する時間を著しく節約することができる。

2. 鉄塔-架線系の自由振動解析

解析の対象とした鉄塔-架線系の模式図を図-1に示す。以下の解析においては、鉄塔には $1, 2, \dots, M_T$ で

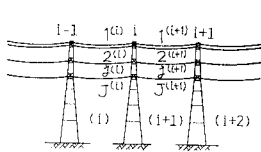


図-1 鉄塔-架線系

表わされる番号を付け、各スパンは (1), (2), ..., (M_C) で表わされるスパン番号を付けてよぶことにする。

またスパン (i) 中の架線には $1^{(i)}, 2^{(i)}, \dots, J^{(i)}$ なる番号を付ける。ここに、 $M_T, M_C, J^{(i)}$ はそれぞれ鉄塔の総本数、全スパン数、(i) スパン中の架線の総本数を表わす。

(1) 解析上の仮定および境界条件

本論では、架線方向の地震応答について考えた。その際採用した解析上の仮定および境界条件は次のとおりである。

(i) 鉄塔はすべて耐張形である。

(ii) 鉄塔を平面トラスに置換することによって2次元解析を行う。すなわち鉄塔本体については、架線に平行な主構面をその2つの支点を通る鉛直面に投影したときに得られる平面トラスに置換し、腕金についてはこれを水平面に投影したときに得られる平面トラスに置換する。

(iii) 鉄塔本体の平面トラスと腕金の平面トラスとの接合節点については、本体の平面トラスに垂直な方向の腕金トラスの節点変位は0に拘束され、平行な方向の節点変位は両者が互いに相等しいという連続の条件が成り立つ。

(iv) 対称性を考慮して、鉄塔-架線系の片側半分のみを解析の対象とする。

(v) 各トラス部材が受け持つ質量はその1/2を両節点に集中させる。

(vi) 架線の変位および変形は微小であり、したがっていずれも線形の範囲内にある。

(vii) 架線は伸び剛性のみを有するものとし、曲げおよびねじり剛性はこれを無視する。

(viii) 架線の両端に存在する碍子はその質量のみを考慮することとし、腕金先端部のトラス部材の質量に加算する。

(ix) 架線の断面積、縦弾性係数および単位長さ当たり質量は、碍子の部分を含めてスパン内で一定である。

(x) 架線の各支点はすべて同一レベルに位置する。

(xi) 各鉄塔は同一直線上に配置されている。

(xii) 振動は架線を含む鉛直面内に生ずる。

(xiii) 架線の各支点においては、架線張力の水平成分のみを考慮し、鉛直成分の影響を無視する。

このような仮定の中には、実際の鉄塔-架線系に対して必ずしも厳密には成立しないものも含まれてはいるが、鉄塔と架線との動的相互作用の本質的な一側面を明らかにするという目的のためには、それは大きな欠点にはならないと考えられる。なお、本論は鉄塔-架線系において、架線方向面内振動のみを考察の対象としているので、たとえば鉄塔の鉛直軸まわりのねじれ振動に対する影響は無視されている。

(2) 振動方程式および固有値解析法

図-1から鉄塔 i を取り出して図-2に示す。同図を参照すれば、鉄塔 i に対する非減衰の振動方程式は次のように書ける。

$$M^i \ddot{y}^i + K^i y^i = \tau_H^{(i+1)l} - \tau_H^{(i)r} \dots \dots \dots (1)$$

上式において、 M^i および K^i は鉄塔 i の質量および剛性マトリクスであり、 y^i は鉄塔 i の各節点の変位ベクトルを表わす。また

$\tau_H^{(i+1)l}$ および $\tau_H^{(i)r}$ はそれぞれ第 ($i+1$) スパンにおける架線の左側支点的動的水平張力および第 (i) スパンにおける架線の右側支点的動的水平張力を表わす列ベクトルである(架線が結合されていない節点に対応する要素の値は0である)。

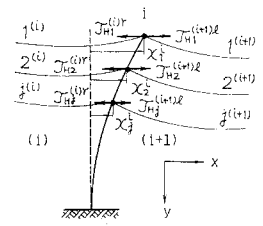


図-2 鉄塔 i

さて、図-1に示すような鉄塔-架線系が非減衰自由振動をしている場合には、式(1)において

$$y^i = Y^i e^{i\omega t} \dots \dots \dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_H^{(i+1)l} &= T_H^{(i+1)l} e^{i\omega t} \\ \tau_H^{(i)r} &= T_H^{(i)r} e^{i\omega t} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

とにおいて時間項を消去すれば

$$(K^i - \omega^2 M^i) Y^i = T_H^{(i+1)l} - T_H^{(i)r} \dots \dots \dots (4)$$

を得る。ここに、 ω は円振動数、 t は時間を表わす。また $T_H^{(i+1)l}$ 、 $T_H^{(i)r}$ はいずれも架線の動的水平張力振幅の列ベクトルを表わす。いまここで、架線を質量を有

するばねとみなしたときに得られる架線ばねのばね定数を用いれば、架線の張力振幅と鉄塔の変位振幅との間には、次式に示すような関係式が成り立つ。

$$T_H^{(i+1)l} = -k_e^{(i+1)} Y^i + k_f^{(i+1)} Y^{i+1} \dots\dots\dots (5)$$

$$T_H^{(i)l} = -k_f^{(i)} Y^{i-1} + k_e^{(i)} Y^i \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $k_e^{(i)}$ 、 $k_f^{(i)}$ はいずれも架線ばねのばね定数をその対角要素として有する対角マトリクスで、架線が結合されていない節点に対応する対角要素の値は0である。それぞれ $k_e^{(i)}$ 、 $k_f^{(i)}$ の0でない対角要素 $k_{ej}^{(i)}$ 、 $k_{fj}^{(i)}$ の値は、架線の一端を固定し、他端に水平方向の調和振動を与えたときの架線の変位端および固定端におけるばね定数を表わし、その具体的な表示式は本号所載の論文²⁾ (以後、前論³⁾ という) に与えられている。

式(5)、(6)を用いれば、式(4)は

$$(K^i - \omega^2 M^i) Y^i = k_f^{(i)} Y^{i-1} - (k_e^{(i)} + k_e^{(i+1)}) Y^i + k_f^{(i+1)} Y^{i+1} \dots\dots\dots (7)$$

と表わせる。したがって、鉄塔-架線系の固有振動数および振動形を求めるには、上式で $i=1, 2, \dots, M_T$ として得られる Y^i に関する連立同次方程式を解けばよいことになる。しかし、式(7)におけるばね定数マトリクス $k_f^{(i)}$ 、 $k_e^{(i)}$ の0でない各要素は ω が定まって初めてその値が確定する定数であるので、式(7)から系の固有振動数を得るためには、 ω に関する繰返し計算をしなければならぬことになる。鉄塔本数が多い場合にはそれは非常に多くの計算時間を必要とする。そこで本論では、次のような考え方に従って方程式の未知数を低減し、計算時間の短縮を図ることにした。

式(7)における変位ベクトル Y^i の要素を、架線の張力が働いている要素からなる変位ベクトル Y_c^i とそうでない要素からなる変位ベクトル Y_0^i とに分離すれば、式(7)は次式のように書くことができる。

$$\begin{bmatrix} [K_{cc}^i & K_{c0}^i] - \omega^2 [M_{cc}^i & M_{c0}^i] \\ [K_{0c}^i & K_{00}^i] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_c^i \\ Y_0^i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{fc}^{(i)} & -(k_{ec}^{(i)} + k_{ec}^{(i+1)}) & k_{fc}^{(i+1)} \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_c^{i-1} \\ Y_c^i \\ Y_c^{i+1} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (8)$$

上式から Y_0^i を消去すれば、次式を得る。

$$-k_{fc}^{(i)} Y_c^{i-1} + (m_c^i + k_{ec}^{(i)} + k_{ec}^{(i+1)}) Y_c^i - k_{fc}^{(i+1)} Y_c^{i+1} = 0 \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$$m_c^i = K_{cc}^i - \omega^2 M_{cc}^i - (K_{c0}^i - \omega^2 M_{c0}^i) \times (K_{00}^i - \omega^2 M_{00}^i)^{-1} (K_{0c}^i - \omega^2 M_{0c}^i) \dots\dots (10)$$

式(10)の右辺第3項中の中央の因子は、単位行列 E を用いれば次式のように変形できる。

$$(K_{00}^i - \omega^2 M_{00}^i)^{-1} = \{E - \omega^2 (K_{00}^i)^{-1} M_{00}^i\}^{-1} (K_{00}^i)^{-1} \dots\dots\dots (11)$$

いま、比較的低次の固有振動数のみを求めるものとすれば、上式の右辺において $|\omega^2 (K_{00}^i)^{-1} M_{00}^i|$ は $|E|$ に比べて小さいと考えてよいから(本論の計算例では、固有振動数に対する誤差は、 $\omega=50$ rad/s に対して高々3%である)上式の右辺を $\omega^2 (K_{00}^i)^{-1} M_{00}^i$ について展開し、その2次以上の項を省略すれば

$$(K_{00}^i - \omega^2 M_{00}^i)^{-1} = (K_{00}^i)^{-1} + \omega^2 (K_{00}^i)^{-1} M_{00}^i (K_{00}^i)^{-1} \dots\dots\dots (12)$$

と表わすことができる。これを式(10)に代入すれば

$$K_*^i = K_{cc}^i - K_{c0}^i (K_{00}^i)^{-1} K_{0c}^i \dots\dots\dots (13)$$

$$M_*^i = M_{cc}^i + K_{c0}^i (K_{00}^i)^{-1} M_{00}^i (K_{00}^i)^{-1} K_{0c}^i - K_{c0}^i (K_{00}^i)^{-1} M_{0c}^i - M_{c0}^i (K_{00}^i)^{-1} K_{0c}^i \dots\dots\dots (14)$$

とにおいて

$$m_c^i = K_*^i - \omega^2 M_*^i \dots\dots\dots (15)$$

を得る。上式を式(9)に代入して整理すれば

$$-k_{fc}^{(i)} Y_c^{i-1} + (K_*^i + k_{ec}^{(i)} + k_{ec}^{(i+1)}) Y_c^i - k_{fc}^{(i+1)} Y_c^{i+1} = \omega^2 M_*^i Y_c^i \dots\dots (16)$$

となる。上式で $i=1, 2, \dots, M_T$ とおけば、鉄塔-架線系に対する固有値問題方程式が得られる。この場合、未知変数の個数は最初の(鉄塔の全節点数 $\times 2 \times$ 鉄塔本数)から(架線の水平張力が作用する節点数 \times 鉄塔本数)に大幅に低減されたことになる。

さて、鉄塔-架線系の固有振動数を求めるには、上記の固有値問題方程式を解けばよいが、すでに述べたように、式(16)中の Y_c^i に対する係数行列である $k_{ec}^{(i)}$ 、 $k_{fc}^{(i)}$ は ω の関数になっているので、これにただちに標準的な固有値問題の解法を適用することができない。したがって本論では、次のようにして式(16)を解いて、系の固有振動数と振動形とを求めた。

- (i) 各鉄塔について K_*^i 、 M_*^i を計算する。
- (ii) 求めたい振動数の範囲内で適当な ω の値 $\omega = \omega^{(1)}$ を仮定する。
- (iii) この $\omega^{(1)}$ に対してそれぞれ架線のばね定数 $k_{ej}^{(i)}$ 、 $k_{fj}^{(i)}$ を算出し(図-3(a))、 $k_{ec}^{(i)}$ 、 $k_{fc}^{(i)}$ を構成する。これで式(16)における全係数行列が確定するので、式(16)を解いて(このとき標準的な固有値問題の解法が適用できる) $\omega^{(1)}$ に対して固有円振動数 $\omega_1^{(1)}$ 、 $\omega_2^{(1)}$ 、 \dots を求める。
- (iv) ω の値を $\omega = \omega^{(2)}$ 、 $\omega^{(3)}$ 、 \dots と順次変えて(iii)の演算を繰返し実行し、それぞれの $\omega^{(i)}$ に対する固有円振動数 $\omega_1^{(2)}$ 、 $\omega_2^{(2)}$ 、 \dots 、 $\omega_1^{(3)}$ 、 $\omega_2^{(3)}$ 、 \dots を求める。

いま横軸に $\omega^{(i)}$ を、縦軸

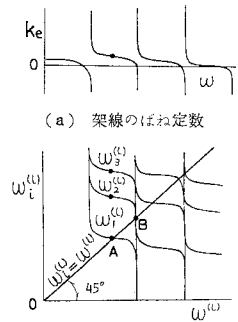


図-3 固有円振動数の決定法

に $\omega_1^{(l)}, \omega_2^{(l)}, \dots (l=1, 2, \dots)$ をとって図示すると 図-3(b) (図は説明のため模式的に描いている) の曲線群が得られる。これより求める固有円振動数 ω_i は曲線 $\omega_i^{(l)}$ と直線 $\omega_i^{(l)} = \omega^{(l)}$ との交点によって与えられる。 ω_i が得られれば振動形を算出することは容易である。

一般に鉄塔-架線系においては、地震の周波数領域において、架線の共振周波数が多く存在するので、比較的狭い振動数の範囲内に多数の固有振動数が存在するが、その中には実際の地震において生じない振動形が混在している。与系の地震応答を実用上許される精度の範囲内でできるだけ簡単に求めるためには、こうして得た多くの固有振動数とそれに伴う振動形から、必要な振動形をどのようにに取捨選択すれば合理的であるかについて考えることが必要になる。たとえば 図-3(b)において、2つの共振点 A, B を取り上げてみる。前者は曲線 $\omega_i^{(l)}$ がゆるやかに変化した部分で直線 $\omega_i^{(l)} = \omega^{(l)}$ と交わっている点であり、後者は変化の急な部分で交わっている点である。点 B は同図 (a) より明らかなように、架線の共振振動数にきわめて近く、架線の張力応答がかなり成長したときのみみられる固有振動数である。

ところで、前論²⁾で示したように、架線が不規則な入力地震波を受けたときの架線の応答を求めてみると、上記の B 点のように架線の振動数特性曲線の振動数幅が非常に狭いピークに対応する固有振動数とそれに伴う振動形については、その振動成分はほとんど成長することはない。そのためその場合の架線の動的張力が小さいので、上記 B 点に相当する鉄塔-架線系の固有振動数は地震応答には実際には生じないといえる。したがって、鉄塔-架線系の地震応答計算を行う場合、同系の B 点で示されるような固有振動数とそれに伴う振動形は、これを採用すべきでない。

以上のことから、鉄塔-架線系の動的解析を行うときには、点 A で示されるように、 $\omega_i^{(l)}$ がゆるやかに変化する点すなわち、架線のばね定数の振動数特性曲線の振動数幅の狭いピークの部分以外の点で得られる固有円振動数とそれに伴う振動形のみを採用すればよいことになる。

(3) 数値計算結果および考察

鉄塔と架線との動的相互作用を明らかにする目的で、実規模の鉄塔-架線系を対象として数値計算を行い、その固有振動数および振動形を求めた。また、得られた結果について 2, 3 の考察を行った。

鉄塔-架線形の動的相互作用を解明するためのモデル化に関して 1 つの問題点がある。それは、一連の鉄塔-架線系は多数の鉄塔と架線とを含んで非常に長く連続しているの、いまその中の 1 基の鉄塔についてその振動特

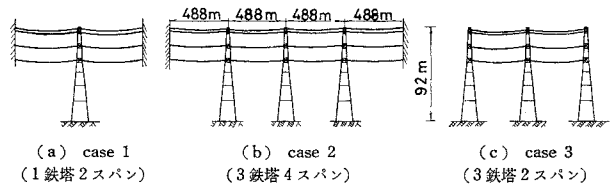


図-4 鉄塔-架線系モデル

性に及ぼす架線ならびに隣接鉄塔の影響を明らかにするためには、当該鉄塔の前後どれくらいまでの範囲に存在する鉄塔を考慮の対象とすればよいかという問題である。数値計算によってこの問題を解決するためには非常に数多くのケーススタディを必要とするので、その計算量は膨大なものとなり、実際上それは実行不可能である。そこで本論では、以下に示すような比較的小さな規模の鉄塔-架線系をいくつか選んで、主としてその中央鉄塔に対して架線および隣接鉄塔が及ぼす動的相互作用を明らかにすることによって、送電鉄塔の耐震設計を考えるうえでの基礎的資料を得ることとした。

鉄塔-架線系のモデルとして 図-4 に示すような 3 種類のモデルを選んだ。以後これらをそれぞれ case 1, case 2, case 3 とよぶことにする。case 1 は 1 鉄塔 2 スパンの構造系であって、左右の架線の一端がそれぞれ固定されている。case 2 は 3 鉄塔 4 スパンの構造系で、一番外側の架線の一端がそれぞれ固定されている。case 3 は 3 鉄塔 2 スパンの構造系で、左右の鉄塔にはその外側にいずれも架線が付設されておらず、いわば構造系の両端は自由端となっている。

実際の鉄塔-架線系においては、各鉄塔の諸元および架線のスパン長、サグなどの諸元ならびに导体数などは与えられる。本解析においては、これらの諸元を種々変えた多くの組合せに対して数値計算を行うことが望ましい。しかし、これらのすべての条件をいろいろ変えた場合についていちいち数値計算を行うことは非常に煩雑であること、またなるべく少ない計算量によって、鉄塔ととの動的相互作用の架線本質的な一側面を明らかにしようとするのが目的であること等から、本論では (i) 鉄塔の諸元はすべて同一である。 (ii) 鉄塔間のスパン長および架線のサグはすべて等しい。 (iii) 架線を構成する各导体はすべて同一規格のものであ

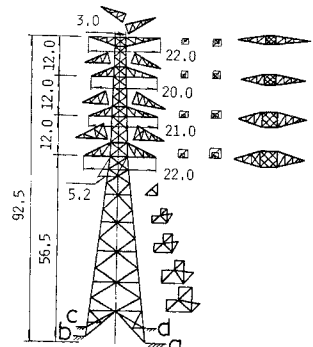


図-5 送電鉄塔一般図 (単位: m)

表-1 固有振動数, 刺激係数 (case 1)

振動次数 No.	固有振動数 (Hz)	刺激係数	鉄塔振動形
1	1.826 9	0.371 23	1 次形
2	1.854 3	1.138 63	1 次形
3	2.785 0	0.857 71	2 次形
4	4.467 7	0.158 48	3 次形

表-2 固有振動数, 刺激係数 (case 2)

振動次数 No.	固有振動数 (Hz)	刺激係数	鉄塔振動形
1	0.324 72	0.035 90	1 次形
2	1.239 7	0.440 84	1 次形
3	1.285 2	0.737 34	1 次形
4	1.854 3	0	1 次形 (対称)
5	2.353 7	0.233 08	1 次形
6	2.378 6	0.675 75	2 次形
7	2.784 5	0	2 次形 (対称)
8	3.233 1	0.128 74	2 次形
9	4.132 9	0.207 95	3 次形

表-3 固有振動数, 刺激係数 (case 3)

振動次数 No.	固有振動数 (Hz)	刺激係数	鉄塔振動形
1	0.748 77	1.819 97	1 次形
2	1.588 9	0	1 次形 (対称)
3	2.346 3	0.557 76	2 次形
4	2.803 0	0	2 次形 (対称)
5	3.306 3	0.120 17	2 次形
6	4.209 9	0.204 57	3 次形

表-4 単体鉄塔 (2次元) の固有振動数, 刺激係数

振動次数 No.	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.891 1	1.634 5
2	2.724	-0.899 81
3	5.868	0.641 51
4	8.115	-0.470 17
5	8.499	-0.008 121 5
6	9.285	-0.060 961

り, 同一架線を構成する各導体は全く同一の変位・変形を生ずると仮定した。

解析の対象とした送電鉄塔の一般図を図

5 に示す。鉄塔は高さ 92 m, 質量 77 t である。各部材の縦弾性

係数はすべて等しく $E_s=2.0 \times 10^2 \text{ GN/m}^2$ とした。また架線についてはスパン長 $L=488 \text{ m}$, サグ $D=28.9 \text{ m}$ である。1つの架線は4導体から構成され, 1架線の単位長さ当たり質量 $r=10.8 \text{ kg/m}$, 伸び剛性 $E_c A=276.8 \text{ MN}$, 初期水平張力 $H=96.8 \text{ kN}$ である。

上記の諸元および諸定数値は, 九州電力南九州幹線送電系統中の No. 239~241 の鉄塔-架線系をシミュレートするものである。

図-4 に示した case 1~3 に対して, 前述の理論式を用いて数値計算を行い, それぞれの場合について固有振動数, 振動形および部材応力の振動形とを求めた。得られた結果の一部を表-1~3 および図-6, 7 に示す。

表-1~3 はそれぞれ case 1~3 について鉄塔-架線系の固有振動数および刺激係数を示し, 表-4 は比較のた

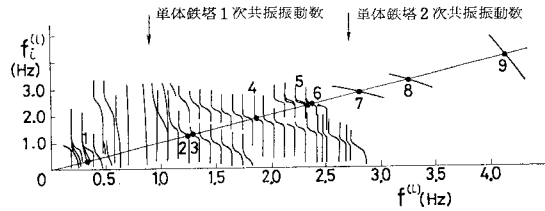
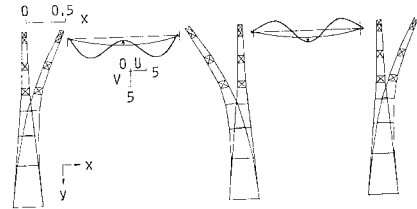
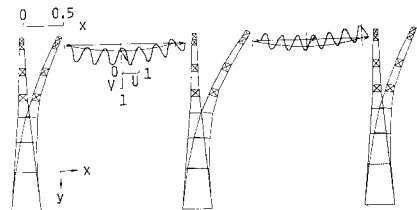


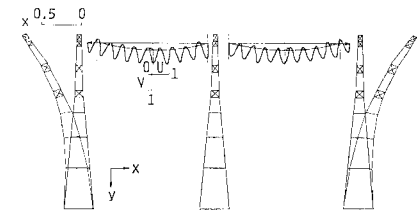
図-6 共振振動数 (case 2)



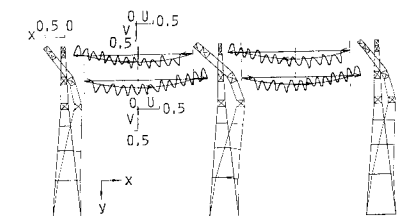
(a) $f_1=0.32472 \text{ Hz}$, $\beta_1=0.03590$



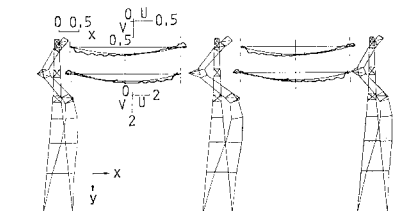
(b) $f_3=1.2852 \text{ Hz}$, $\beta_3=0.73734$



(c) $f_4=1.8543 \text{ Hz}$, $\beta_4=0$



(d) $f_6=2.3786 \text{ Hz}$, $\beta_6=0.67575$



(e) $f_9=4.1329 \text{ Hz}$, $\beta_9=0.20795$

図-7 振動形 (case 2)

めに単体鉄塔に対する固有振動数と刺激係数とを示したものである。

図-6 は一例として、case 2 について与系の固有振動数を定めるための図を示したものである。横軸は仮定した振動数、縦軸はその振動数に対して定まる架線のばね定数を用いて得られる鉄塔-架線系の固有振動数である。同図には複雑さを嫌って、すべての $f_i^{(i)}$ 曲線を描くことはしなかった(特に振動数の大きいところで)。

ここで、表-1~3 に示した振動次数は理論的に厳密な意味でのそれではないことを注意しておく。それはたとえば図-6 をみれば明らかなように、与系の固有振動数は理論的には表-2 に示したもののほかに多数存在するが、 $f_i^{(i)}$ 曲線が非常に急激に変化している部分における固有振動数については、前節ですでに述べたような理由からこれを採用しなかったからである。

図-7 は一例として、case 2 について、与系の振動形を示したものである。同図においては、鉄塔と架線の振動形は便宜上それぞれその縮尺を違えて描いてある。さらに架線については、中央の鉄塔に結合している一番上と二番目の架線の振動形のみを示した。この中で図-7 (a) は、参考のために架線の振動形の大きさが鉄塔のそれに比べて非常に大きい場合を示したもので、これは図-6 の点1あるいは表-2 の第1次振動に相当し、刺激係数はかなり小さいことがわかる。したがって、この振動形は後節の応答計算においては採用しなかった。

数値計算の結果から、次のようなことが明らかになった。

(i) case 1 について：架線平行方向水平振動の刺激係数 β_i および鉄塔の振動形の相対的な大きさからみて、 $f_2=1.8543$ Hz が鉄塔の代表的な1次形の振動数であると考えるべきである。この振動数を表-4 の単体鉄塔の第1次固有振動数と比べると、前者の方が大きいことがわかる。このことは、case 1 では $f=1.854$ Hz 付近においては、架線の正のばね作用が大きく働いていることを示しており、したがって見掛上鉄塔の剛性が高くなったものと解釈できよう。

(ii) case 2 について：case 1 の場合と同様に考えれば、この場合には $f_3=1.2852$ Hz が与系における鉄塔の代表的な1次形の振動であるとみてもよい。これを単体鉄塔の場合および case 1 と比べてみると、case 2 の固有振動数は両者の中間にあることがわかる。したがってこのことから、case 2 においても $f=1.285$ Hz 付近では、架線は鉄塔に対して正のばね作用を及ぼしている。しかしその大きさは case 1 に比べて小さいといえる。

(iii) case 3 について：この場合には $f_1=0.74877$ Hz が鉄塔の代表的な1次形の振動数であると考えるよ

い。この値は単体鉄塔の第1次の固有振動数よりも小さい。このことは $f=0.749$ Hz 付近では、架線は鉄塔に対して負のばね作用を及ぼしていることを示すものである。

3. 鉄塔-架線系の地震応答解析

単体鉄塔および鉄塔-架線系(case 1~3)に対して、振動形解析法を用いてその地震応答(変位応答、加速度応答、部材力応答)を求めた。入力地震波は架線平行方向に水平に入射するとした。本論では各鉄塔に対する入力地震波の位相差は考慮していない。また、地震応答計算には応答スペクトル法を利用した。

地震応答解析によって得られた結果に関して、主として鉄塔-架線系における中央鉄塔の応答値と単体鉄塔のそれとを比較することによって、架線との動的相互作用が当該鉄塔に及ぼす影響を明らかにし、2, 3 の考察を行った。

(1) 振動方程式

固有振動数と振動形とを既知として、鉄塔-架線系の運動エネルギー $K.E$ と一般力 Q_k とを求め、これらを Lagrange の運動方程式に代入することによって与系の振動方程式を導いた。

鉄塔-架線系の運動エネルギーは

$$K.E = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{M_T} \dot{\psi}^T (\eta^i)^T M^i \eta^i \dot{\psi} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{M_c} \sum_{j=1}^{J(i)} \int_0^{s_{0j}^{(i)}} r_j^{(i)} [\{U_j^{(i)} \dot{\psi}\}^2 + \{V_j^{(i)} \dot{\psi}\}^2] ds \dots \dots \dots (17)$$

と書ける。上式で右辺第1項は鉄塔群の、第2項は架線群の運動エネルギーを表わしている。式(17)において、 ψ は基準座標ベクトル、 η^i は鉄塔 i の振動形マトリクス、上付添字 T は転置を、 \cdot は時間に関する微分を表わす。また、 $r_j^{(i)}$ 、 $U_j^{(i)}$ 、 $V_j^{(i)}$ はそれぞれ第 (i) スパン中第 j 番目の架線の単位長さ当たり質量、動的水平変位ベクトル、動的鉛直変位ベクトルである。さらに、 $s_{0j}^{(i)}$ は第 (i) スパン中第 j 番目の架線の長さ、 s は架線に沿ってとられた座標である。

図-1 に示す鉄塔-架線系に対して、各鉄塔の基盤から同一の位相をもった地震波 $\ddot{\phi}(t)$ が、架線平行方向に水平に入射する場合、与系の第 k 次振動に対する一般力 Q_k は、次式のように表わすことができる。

$$Q_k = -\ddot{\phi} \sum_{i=1}^{M_T} (Y_k^i)^T M^i I^i - \ddot{\phi} \sum_{i=1}^{M_c} \sum_{j=1}^{J(i)} \int_0^{s_{0j}^{(i)}} r_j^{(i)} U_{jk}^{(i)} ds \dots \dots \dots (18)$$

ここに、 Y_k^i は鉄塔-架線系の第 k 次振動における鉄塔 i の振動形を表わすベクトル、 $U_{jk}^{(i)}$ は同じく第 (i) スパン第 j 番目の架線の水平方向の振動形である。ま

た、 $I^i = (1010 \dots 10)^T$ でその要素数は鉄塔 i の節点数の 2 倍である。

式 (17), (18) を Lagrange の運動方程式に代入し、速度に比例する減衰項を考慮すれば、鉄塔-架線系の運動方程式が次式のように得られる。

$$\ddot{\psi}_k + 2h_k n_k \dot{\psi}_k + n_k^2 \psi_k = -\beta_k \ddot{\phi} \dots \dots \dots (19)$$

ここに、 n_k, h_k は与系の第 k 次の固有円振動数および減衰定数である。また β_k は

$$\beta_k = \frac{\sum_{i=1}^{M_T} (Y_k^i)^T M^i I^i + \sum_{i=1}^{M_s} \sum_{j=1}^{J(i)} \tau_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^{M_T} (Y_k^i)^T M^i Y_k^i + \sum_{i=1}^{M_s} \sum_{j=1}^{J(i)} \tau_j^{(i)}} * \frac{\int_0^{s_{0j}^{(i)}} U_{jk}^{(i)} ds}{\int_0^{s_{0j}^{(i)}} [\{U_{jk}^{(i)}\}^2 + \{V_{jk}^{(i)}\}^2] ds} \dots \dots \dots (20)$$

入力地震波 $\ddot{\phi}$ が与えられれば、式 (19) の微分方程式を解くことによって、刻々の基準座標 ψ_k を求めることができるので、それぞれ鉄塔および架線の変位、加速度、部材応力の時刻歴応答が得られることになる。

(2) 応答スペクトル法による地震応答計算

一般に、構造物の地震応答特性を検討する際に最も重要な指標となるのは変位、加速度、応力などの最大応答値である。

地震応答計算法には直接積分法と応答スペクトル法を利用して各振動次数に対する r.m.s 値を計算する方法とがある。後者の方法に従えば、応答の最大値を非常に簡単な計算によって求めることができるという長所があるので、本論では後者の方法に従って鉄

塔-架線系の地震応答計算を行った。

地震応答計算は、入力地震として日向灘に震央をもつ地震を想定し、最大加速度 1 m/s^2 の地震波が架線水平方向に水平に入射する場合について行った。

応答スペクトルの形状としては、新耐震設計法(案)(建設省土木研究所, 昭和 52 年)中の震央距離 120~200 km, マグニチュード 7.5~7.9, 第 1 種地盤上の加速度応答スペクトルを用いた。

応答計算に際して採用した振動形は、単体鉄塔については表-4 の第 3 次までの振動形, case 1 については表-1 の第 4 次までの振動形, case 2 については表-2 の第 2, 3, 5, 6, 8, 9 次の振動形, case 3 については表-3 の第 1, 3, 5, 6 次の振動形である。また、減衰定数については、先に行った鉄塔-架線系の振動試験における実測値¹⁾を参考にして、すべての振動形に対して 0.02 を採用した。

(3) 地震応答計算結果および考察

数値計算は単体鉄塔および 図-4 に示した case 1~

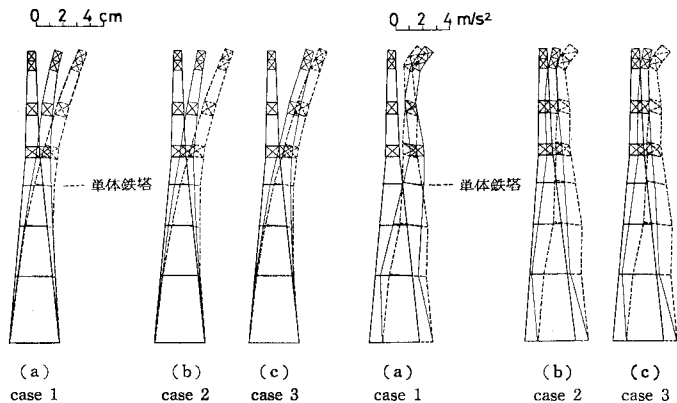


図-8 変位応答値 (架線方向入力 1 m/s^2)

図-9 加速度応答値 (架線方向入力 1 m/s^2)

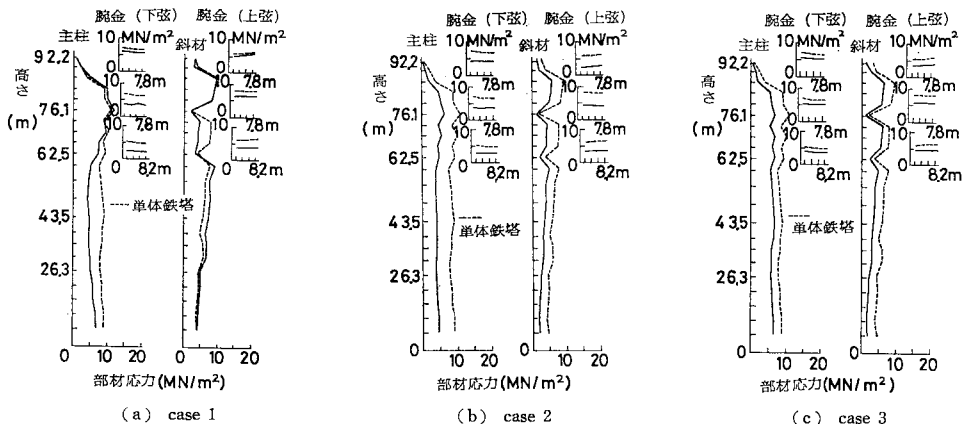


図-10 部材の応力応答値 (架線方向入力 1 m/s^2)

3 の場合について行った。得られた結果は次のとおりである。

(i) 刺激係数：それぞれの場合に対する刺激係数の値を表-1~4 の第3欄に示した。

(ii) 変位および加速度応答：図-8 に case 1~3 に対する中央鉄塔の変位の最大応答値を、図-9 に同じく加速度の最大応答値を示した。図にはいずれも比較のため単体鉄塔に対する変位および加速度の最大応答値が点線で示されている。図から、変位の最大応答値についてはいずれの場合も単体鉄塔のそれより小さく、約 1/2~1/3 の大きさであり、加速度については単体鉄塔のその約 1/2 あるいは一部高々同程度であることがわかる。このことは、いま考察の対象としている中央鉄塔に対して、架線および隣接鉄塔の動的相互作用が安全側に働いていることを示唆するものである。

(iii) 部材の応力応答：図-10 に case 1~3 に対する中央鉄塔の各部材（主柱材、斜材、腕金の上下弦材）の応力応答の最大値を示した。点線は単体鉄塔についての値である。図から、部材応力の値は単体鉄塔のその約 1/2~1/3、あるいは一部高々同程度であることがわかる。なお、斜材の応力応答値が急に小さくなっている箇所は、腕金が結合されている部分であり、このことは腕金が斜材の応力を一部負担していることを物語るものであろう。

以上の結果から、case 1~3 については、架線との動的相互作用を考慮したときの方が、単体鉄塔の場合に比べて各種の最大応答値が一般に小さくなり、したがって単体鉄塔に対する設計値は、鉄塔-架線系中の鉄塔については安全側の値を与えるといってもよいようである。

4. おわりに

本論文では、まず實際上許され得る程度のいくつかの仮定のもとで、非常に多くの自由度を有する鉄塔-架線系の振動特性を求めるための簡明で実用的な解析理論を導き、代表的な3つのモデルを選んで数値計算を行って固有振動数と振動形とを求めた。次に鉄塔-架線系に対する振動形解析理論について述べ、上記の3つのモデルについて応答スペクトルを利用した地震応答解析を行って各種の応答（変位、加速度、部材応力）の最大値を求めた。

得られた結果をまとめると、次のとおりである。

(1) 架線のばね定数には正の振動数領域と負の振動数領域とがあるので²⁾、架線を通しての隣接鉄塔との動的相互作用を考慮すると、鉄塔-架線系の固有振動数は

単体鉄塔のそれより大きくなる場合もあれば小さくなる場合もある。

(2) 従来、架線は鉄塔に対して正のばね作用のみをもつと考えられていたが、この考え方は誤りである。

(3) 架線を通して隣接鉄塔との動的相互作用を考慮すると、実在の地震の周波数領域において多数の固有振動数が得られるが、地震時に実際に生起するとみられる振動形は限られている。

(4) 各鉄塔に対する入力位相差を考慮しない場合には、隣接鉄塔との動的相互作用を考慮したときの方が、単体鉄塔に比べて、地震応答値は一般に小さい。

(5) 現存の超高電圧鉄塔の地震応力は、入力 1 m/s^2 に対して高々 $10\sim 15\text{ MN/m}^2$ であり、大地震を受けても十分安全である。

しかし、本論で得られたこれらの結果が、すべての鉄塔-架線系に対して一般に成立するかどうかに関しては、いろいろ条件の異なる鉄塔-架線系について、なお一層多くのケーススタディを行って、より詳細な検討をすることが必要であると思われる。また、碍子の存在が架線のばね定数に及ぼす影響、地震動が架線直角方向に作用する場合の架線の影響、各鉄塔に対して入力位相差がある場合の応答、鉄塔の鉛直軸まわりのねじれ振動の影響、各鉄塔の配置が一直線上にない場合等についても研究を進めなければならない。

参考文献

- 1) 小坪清真・高西照彦・鳥野 清・園田敏矢：超高送電鉄塔の動的試験とその耐震性に関する検討，土木学会論文報告集，第333号，1983年5月。
- 2) 小坪清真・高西照彦・井嶋克志・園田敏矢：送電線のばね定数の振動数特性，土木学会論文集，第344号，1984年4月。
- 3) 石崎澆雄・石田 昭・川村純夫：送電用鉄塔の実物実験について(1),(2)，日本建築学会論文報告集，第81，82号，昭和38年1，2月。
- 4) Kempner, Jr., L., Stroud, R.C. and Smith, S.: Transmission line dynamic/static structural testing, Proc. ASCE., Vol. 107, No. ST 10, October, 1981.
- 5) Kempner, Jr., L., Smith, S. and Stroud, C.: Structural-dynamic characterization of an experimental 1200-Kilovolt electrical transmission-line system, The Shock and Vibration Bulletin, No. 50, Part 3, 1980-9.
- 6) 足立憲彦・越田 洋・飯塚真巨：超高鉄塔の耐震耐風に関する研究(その5)，鹿島建設技術研究所年報，第29号，昭和56年6月。
- 7) 岩間貴行・広木光雄・小林 武・玉松健一郎：地震時における電線がいし系の振動特性と鉄塔との連成系の振動特性に関する研究，鉄塔，第53号，1982年。
- 8) 小坪清真・高西照彦・鳥野 清・園田敏矢・井嶋克志：鉄塔-送電線系の地震応答に関する基礎的研究，第17回地震工学研究発表会講演概要集，昭和58年7月。

(1983.8.22・受付)