

鉄塔-送電線系の地震応答解析法

A METHOD OF RESPONSE ANALYSIS OF TOWERS AND TRANSMISSION
LINES SYSTEMS SUBJECTED TO EARTHQUAKES

小坪 清真*・高西 照彦**・井嶋 克志***・烏野 清****

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

This paper presents a method of response analysis of ultra-high-voltage towers subjected to earthquakes, taking into consideration the interaction between the towers and the transmission lines.

Seismic responses of them are solved by the method of modal analysis using individual natural vibration characteristics of each tower and transmission line. This method has the advantages as follows: 1) The degrees of freedom remarkably decrease, as compared with those in the method applying the F.E.M. to the towers and the transmission lines. 2) This method can be applied, without difficulty, to the case where seismic waves differ at each foundation of tower and to the case where suspension towers are included. 3) The results obtained by this method are more accurate than those obtained by the method regarding the transmission lines as springs connecting the towers.

1. ま え が き

著者らはこれまでに、超高電圧送電系の耐震安全性検討のために、鉄塔と送電線の動的相互作用を考慮した鉄塔-送電線系の振動特性と地震応答特性を動的試験および理論解析から明らかにしてきた^{1)~3)}。文献1)においては、送電線の架設前後の鉄塔に対して常時微動測定試験および起振機試験を行い、その結果、懸垂型鉄塔については送電線との動的相互作用を考慮する必要はないが、耐張型鉄塔についてはそれを考慮する必要があることを示した。文献2)においては、鉄塔-送電線系の地震応答解析の準備段階として、送電線を連続体のまま取り扱い、その面内線形振動における送電線両端の線路水平方向ばね定数の振動数特性を求めた。その結果、送電線の固定点側と強制変位点側でそのばね定数の値は異なるとともに、ばね定数の特性曲線の幅の広いピークや特性曲線の幅の狭い多数のピークが存在し、ばね定数の振

動数特性曲線は非常に複雑であることがわかった。しかし、送電線の地震応答計算結果から、その両端の付加張力の地震応答には、ばね定数の特性曲線の幅の広いピークに対応するモードのみが寄与し、ばね定数の特性曲線の幅の狭いピークに対応する多数のモードはほとんど寄与しないことがわかった。この幅の広いピークに対応するモードは、低振動数域の対称モードと高振動数域の縦波のモードであり、送電線両端の複雑なばね定数の振動数特性は、これらのモードのみを用いて振動形解析法により簡単に計算できることを示した。

文献3)では、文献2)より得られた送電線両端のばね定数の振動数特性を用いた鉄塔-送電線系の自由振動解析法および振動形解析法による地震応答解析法を示した。この解析法を用いれば、あらかじめ送電線のばね定数の振動数特性を求めるときに、送電線の張力の地震応答に寄与するモードと寄与しないモードの取捨選択を行うことができる。したがって、鉄塔および送電線に対して同時に有限要素法を適用する方法に比べ、自由度を大幅に低減できるとともに、送電線の静的なばね定数を用いて鉄塔-送電線系の自由振動解析を行った Kempnerらの研究⁵⁾や、送電線に対して有限要素法を使用した岩間らの研究⁶⁾より厳密で合理的である。しかし、文献3)の解法(以下第1法とよぶ)に採用された送電線のばね

* 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)

*** 正会員 工博 佐賀大学講師 理工学部建設工学科
(〒840 佐賀市本庄町 1)

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

定数の振動数特性はあくまで定常解より得られた付加張力を用いているため、第1法において地震波のような不規則波が送電線に入力した際に送電線両端の張力がどの程度まで成長するかは明白でなく、この方法で得られた固有モードが実際の地震時に発生するか確実でない。

したがって、本研究は第1法と異なり、送電線両端の張力の定常解を用いることなく行える鉄塔-送電線系の地震応答計算法を示した。すなわち、鉄塔には地動変位と送電線の張力とが外力として働き、送電線には鉄塔の送電線支持点の変位が強制変位としてその両端に働くとして、鉄塔と送電線の地震応答を鉄塔のみの振動特性および送電線のみの振動特性を用いて両者の連成振動として、それぞれに振動形解析法を適用して解く方法である。

本法（以下第2法とよぶ）は、鉄塔-送電線系の地震応答解析に振動形解析法を用いるとき、送電線のモードの取捨選択を行うことができるばかりでなく、鉄塔各基礎で地震波が異なる場合および中間に懸垂型鉄塔を含む場合に対しても容易に適用でき、さらに送電線の張力の定常解を用いていない点から、その地震応答計算結果は第1法のそれより信頼性は高いといえる。

2. 鉄塔-送電線系の線路方向振動に対する地震応答解析理論

(1) 解析上の仮定および境界条件

鉄塔および送電線個々の自由振動解析については、すでに文献1), 2) に述べているので、解析上の仮定のみを示す。

まず、送電線の線路方向面内振動に対して、次の仮定を設けた。

i) 実際の送電線は曲げ剛性を有するものであるが、本解析で取り扱う送電線の場合、曲げ剛性が送電線の振動に与える影響は非常に小さいので、これを無視し、送電線は完全可撓性である。

ii) 送電線の引張力による伸びひずみはフックの法則に従う。

iii) 碍子の影響は無視し、送電線の断面積、ヤング率および単位長さ当たり質量は支間全長にわたって一様である。

iv) 送電線の変位はスパン長に比べ微小であり、送電線は線形振動を行う。

v) 送電線には引張力のみ作用し、動的圧縮力は初期張力を超えるほど大きくはならない。

一方、鉄塔-送電線系の振動に対して、次の仮定および境界条件を設けた。

vi) 鉄塔に対しては、これを平面トラスに置換することによって二次元解析を行う。すなわち、鉄塔本体については、送電線に平行な主構面を鉄塔の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。

vii) 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、平行な方向の接合節点変位は両者が互いに相等しい。

viii) 鉄塔は送電線に対して左右対称である。したがって、鉄塔-送電線系の片側半分のみを解析の対象とすることができる。

ix) 各トラス部材の質量は両節点に集中している。

x) 各鉄塔は同一鉛直面に配置されている。

xi) 鉄塔-送電線系の振動は、送電線方向の鉛直面内振動のみを対象としているので、鉄塔の鉛直軸まわりのねじれ振動は無視される。

xii) 送電線の各支持点においては、送電線の付加張力の水平成分のみを考慮し、鉛直成分の影響は無視される。

xiii) 懸垂型鉄塔は送電線および隣接鉄塔から動的作用を受けない。このことは、懸垂型鉄塔が送電線を支持している状態でも、その振動特性は単体鉄塔の振動特性とあまり変わらないことが実験的に明らかにされている¹⁾。

(2) 鉄塔と送電線の運動エネルギー、ひずみエネルギーおよび換算外力

解析の対象とした鉄塔-送電線系の模式図を Fig. 1 に示す。以下の解析においては、鉄塔には1, 2, ..., M_T で表わされる番号を付け、各スパンには(1), (2), ..., (M_C) で表わされるスパン番号を付ける。またスパン(i)中の送電線には上から $1^{(i)}, 2^{(i)}, \dots, N^{(i)}$ なる番号を付ける。ここに、 M_T , M_C , $N^{(i)}$ はそれぞれ考慮する範囲の鉄塔の総本数、全スパン数、スパン(i)中の送電線の総本数を表わす。

鉄塔と送電線個々の自由振動解析により、それぞれの固有円振動数、振動形および刺激係数はすでに得られているものとして^{1), 2)}、鉄塔-送電線系の地震応答を振動形解析法を用いて解く。特に、送電線のモードは地震波の振動数域で多数存在するが、送電線両端の付加張力の地震応答に寄与するモードは、低振動数域の対称モードと

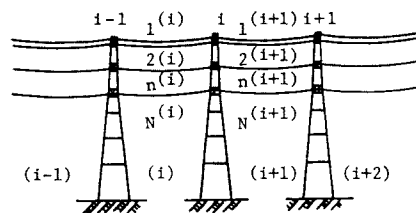


Fig. 1 Towers and transmission lines.

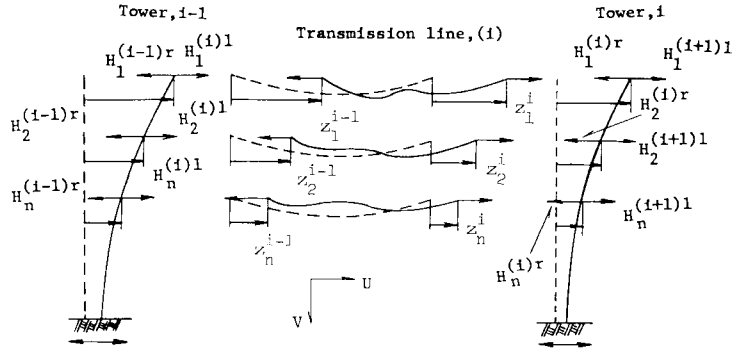


Fig. 2 Definition diagram for seismic response of towers and transmission lines.

高振動数域の縦波のモードだけであるから、以下の計算にはこれらのモードのみが採用される。

Fig. 2の鉄塔-送電線の座標系のもとに、送電線の地震応答変位を次式のように仮定する。

$$\left. \begin{aligned} U_n^{(i)} &= \sum_{j=1}^{J_n^{(i)}} c \Psi_{nj}^{(i)} \cdot \bar{U}_{nj}^{(i)} + z_n^{i-1} \cdot U_{no}^{(i)} + z_n^i \cdot U_{no}^{(i)r} \\ V_n^{(i)} &= \sum_{j=1}^{J_n^{(i)}} c \Psi_{nj}^{(i)} \cdot \bar{V}_{nj}^{(i)} + z_n^{i-1} \cdot V_{no}^{(i)} + z_n^i \cdot V_{no}^{(i)r} \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

ここに、 $U_n^{(i)}$ 、 $V_n^{(i)}$ は送電線 $n^{(i)}$ の水平および鉛直変位、 $c \Psi_{nj}^{(i)}$ は送電線 $n^{(i)}$ の j 次の基準座標、 $\bar{U}_{nj}^{(i)}$ 、 $\bar{V}_{nj}^{(i)}$ は送電線 $n^{(i)}$ の j 次の水平および鉛直変位モード、 z_n^{i-1} および z_n^i は鉄塔 $i-1$ および i の上から n 番目の送電線支持点の水平変位、 $U_{no}^{(i)}$ 、 $V_{no}^{(i)}$ は送電線 $n^{(i)}$ の左端の右向き単位水平静変位による送電線の水平および鉛直変位、 $U_{no}^{(i)r}$ 、 $V_{no}^{(i)r}$ は送電線 $n^{(i)}$ の右端の右向き単位水平静変位による送電線の水平および鉛直変位、 $J_n^{(i)}$ は送電線 $n^{(i)}$ の採用モード数である。

式(1)の仮定のもとに、送電線 $n^{(i)}$ の動的変位による運動エネルギー ${}^c(K.E.)_n^{(i)}$ 、ひずみエネルギー ${}^c(P.E.)_n^{(i)}$ および j 次の換算外力 ${}^c Q_{nj}^{(i)}$ を導けば、

$${}^c(K.E.)_n^{(i)} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{J_n^{(i)}} (c \dot{\Psi}_{nj}^{(i)})^2 \cdot \rho_n^{(i)} \cdot \int_0^{S_{no}^{(i)}} \{(\bar{U}_{nj}^{(i)})^2 + (\bar{V}_{nj}^{(i)})^2\} dS \dots\dots (2)$$

$${}^c(P.E.)_n^{(i)} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{J_n^{(i)}} (c \Omega_{nj}^{(i)} \cdot c \Psi_{nj}^{(i)})^2 \cdot \rho_n^{(i)} \cdot \int_0^{S_{no}^{(i)}} \{(\bar{U}_{nj}^{(i)})^2 + (\bar{V}_{nj}^{(i)})^2\} dS \dots\dots (3)$$

$$\begin{aligned} {}^c Q_{nj}^{(i)} &= -z_n^{i-1} \cdot \rho_n^{(i)} \cdot \int_0^{S_{no}^{(i)}} \{\bar{U}_{nj}^{(i)} \cdot U_{no}^{(i)} + \bar{V}_{nj}^{(i)} \cdot V_{no}^{(i)}\} dS \\ &\quad - z_n^i \cdot \rho_n^{(i)} \cdot \int_0^{S_{no}^{(i)r}} \{\bar{U}_{nj}^{(i)} \cdot U_{no}^{(i)r} + \bar{V}_{nj}^{(i)} \cdot V_{no}^{(i)r}\} dS \end{aligned} \dots\dots (4)$$

を得る。ここに、 $S_{no}^{(i)}$ 、 $\rho_n^{(i)}$ は送電線 $n^{(i)}$ の長さおよび単位長さ当たり質量、 $c \Omega_{nj}^{(i)}$ は送電線 $n^{(i)}$ の j 次の固有円振動数、 $\dot{}$ は時間による微分を表わす。

一方、鉄塔 i の相対変位ベクトル x^i を、

$$x^i = \sum_{m=1}^{M_i} {}^r \Psi_m^i \cdot \bar{X}_m^i \dots\dots (5)$$

と仮定する。ここに、 ${}^r \Psi_m^i$ は鉄塔 i の m 次の基準座標、 \bar{X}_m^i は単体鉄塔 i の m 次の変位ベクトル、 M_i は鉄塔の振動形の採用次数である。

上式を参照して、鉄塔 i の相対変位による運動エネルギー ${}^r(K.E.)^i$ 、ひずみエネルギー ${}^r(P.E.)^i$ および m 次の換算外力 ${}^r Q_m^i$ は次式で表わされる。

$${}^r(K.E.)^i = \frac{1}{2} \left(\sum_{m=1}^{M_i} {}^r \dot{\Psi}_m^i \cdot \bar{X}_m^i \right)^t \cdot M^i \cdot \left(\sum_{m=1}^{M_i} {}^r \dot{\Psi}_m^i \cdot \bar{X}_m^i \right) \dots\dots (6)$$

$$\begin{aligned} {}^r(P.E.)^i &= \frac{1}{2} \left(\sum_{m=1}^{M_i} {}^r \Omega_m^i \cdot {}^r \Psi_m^i \cdot \bar{X}_m^i \right)^t \cdot M^i \\ &\quad \cdot \left(\sum_{m=1}^{M_i} {}^r \Omega_m^i \cdot {}^r \Psi_m^i \cdot \bar{X}_m^i \right) \dots\dots (7) \end{aligned}$$

$${}^r Q_m^i = -\ddot{\varphi}^i \cdot (\bar{X}_m^i)^t \cdot M^i \cdot I^i - \sum_{n=1}^{N^{(i)}} \bar{X}_{nm}^i \cdot (H_n^{(i)r} - H_n^{(i+1)}) \dots\dots (8)$$

ここに、 M^i は鉄塔 i の質量マトリックス、 I^i は鉄塔 i の各節点の水平変位に対応する要素のみ1となり、他の要素は0であるベクトル、 ${}^r \Omega_m^i$ は鉄塔 i の m 次の固有円振動数、上付きサフィックス t は転置行列を表わし、 \bar{X}_{nm}^i は単体鉄塔 i の m 次モードにおける上から n 番目の送電線支持点の水平変位、 φ^i は鉄塔 i の基礎の地動加速度である。また、 $H_n^{(i)r}$ および $H_n^{(i+1)}$ は、鉄塔 i に接続された送電線 $n^{(i)}$ の右端および送電線 $n^{(i+1)}$ の左端の水平付加張力であり、Fig. 2を参照して、

$$H_n^{(i)r} = \sum_{j=1}^{J_n^{(i)}} c \Psi_{nj}^{(i)} \cdot \bar{H}_{nj}^{(i)}(S_{no}^{(i)}) - z_n^{i-1} \cdot H_{no}^{(i)} + z_n^i \cdot H_{no}^{(i)r} \dots\dots (9)$$

$$H_n^{(i+1)} = \sum_{j=1}^{J_n^{(i+1)}} c \Psi_{nj}^{(i+1)} \cdot \bar{H}_{nj}^{(i+1)}(0) - z_n^i \cdot H_{no}^{(i+1)} + z_n^{i+1} \cdot H_{no}^{(i+1)r} \dots\dots (10)$$

と表わされる。

ここに、 $\bar{H}_{nj}^{(i)}(S_{no}^{(i)})$ は送電線 $n^{(i)}$ の右端の j 次の水平付加張力モード、 $\bar{H}_{nj}^{(i+1)}(0)$ は送電線 $n^{(i+1)}$ の左端の j 次の水平付加張力モード、 $H_{no}^{(i)}$ および $H_{no}^{(i+1)}$ はそれぞれ送電線 $n^{(i)}$ および $n^{(i+1)}$ の一端の静的な外向き単位水平変位による水平付加張力である。

式(1), (9) および式(10)において, 未知量 z_n^{i-1} , z_n^i , z_n^{i+1} は鉄塔 $i-1$, i , $i+1$ の上から n 番目の送電線支持点の水平変位で, 耐張型鉄塔の場合, 次式のように表わされる.

$$z_n^i = \varphi^i + \sum_{m=1}^{M_i} {}^T\Psi_m^i \cdot \bar{X}_{nm}^i \dots \dots \dots (11)$$

一方, 懸垂型鉄塔に関しては, 単体鉄塔として取り扱ってかまわないから, 鉄塔-送電線系の地震応答計算には, 懸垂型鉄塔についての方程式は不用で, それらの鉄塔については式(6)~(8)を求める必要はない. また, 懸垂型鉄塔に支持された側の送電線支持点の水平変位としては, 式(11)を用いることはできず, この場合には, z_n^i そのものを未知数とすればよい.

(3) 鉄塔-送電線系の振動方程式

式(2)~(4)をLagrangeの運動方程式に代入し, 送電線の速度に比例する減衰力を考慮すると, 送電線 $n^{(i)}$ の j 次の基準座標 ${}^C\Psi_{nj}^{(i)}$ に関する振動方程式は次式で表わされる.

$$\begin{aligned} & {}^C\Psi_{nj}^{(i)} + 2{}^c\xi_{nj}^{(i)} \cdot {}^C\Psi_{nj}^{(i)} + ({}^c\Omega_{nj}^{(i)})^2 \cdot {}^C\Psi_{nj}^{(i)} \\ & = -{}^c\beta_{nj}^{(i)} \cdot z_n^{i-1} - {}^c\beta_{nj}^{(i)T} \cdot z_n^i \dots \dots \dots (12) \end{aligned}$$

ここに, ${}^c\xi_{nj}^{(i)}$ は送電線 $n^{(i)}$ の j 次の減衰定数, ${}^c\beta_{nj}^{(i)}$ および ${}^c\beta_{nj}^{(i)T}$ は送電線 $n^{(i)}$ のそれぞれ左端の右向き水平変位に対する刺激係数および右端の右向き水平変位に対する刺激係数であり, すでに文献2)に示されている.

一方, 式(6)~(8)をLagrangeの運動方程式に代入したのち, 鉄塔の速度に比例する減衰力を考慮すると, 耐張型鉄塔 i の m 次の基準座標 ${}^T\Psi_m^i$ に関する振動方程式は次式で表わされる.

$$\begin{aligned} & {}^T\Psi_m^i + 2{}^T\xi_m^i \cdot {}^T\Psi_m^i + ({}^T\Omega_m^i)^2 \cdot {}^T\Psi_m^i \\ & = -{}^T\beta_m^i \cdot \varphi^i - \left[\sum_{n=1}^{N^{(i)}} \bar{X}_{nm}^i \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{J_n^{(i)}} {}^C\Psi_{nj}^{(i)} \cdot \bar{H}_{nj}^{(i)}(S_{no}^{(i)}) \right. \right. \\ & \quad - z_n^{i-1} \cdot H_{no}^{(i)} + z_n^i \cdot H_{no}^{(i)} - \sum_{j=1}^{J_n^{(i+1)}} {}^C\Psi_{nj}^{(i+1)} \cdot \bar{H}_{nj}^{(i+1)}(0) \\ & \quad \left. \left. + z_n^i \cdot H_{no}^{(i+1)} - z_n^{i+1} \cdot H_{no}^{(i+1)} \right\} \right] / |(\bar{X}_m^i)^T \cdot M^i \cdot \bar{X}_m^i| \\ & \dots \dots \dots (13) \end{aligned}$$

ここに, ${}^T\xi_m^i$, ${}^T\beta_m^i$ はそれぞれ鉄塔 i の m 次の減衰定数, 基礎地盤の変位に対する刺激係数, $(\bar{X}_m^i)^T \cdot M^i \cdot \bar{X}_m^i$ は m

次の換算質量である. 上式の右辺において, 第1項は鉄塔に対する基礎地盤の加速度による外力, 第2項は送電線の付加張力による外力を表わしている.

また, 懸垂型鉄塔の送電線支持点において, 両側の送電線の水平付加張力は等しいから, 式(9)および式(10)を参照して, たとえば Fig. 3 中の懸垂型鉄塔 $i-1$ の送電線支持点 n^{i-1} における水平付加張力のつり合い式が次のように得られる.

$$\begin{aligned} & \sum_{j=1}^{J_n^{(i-1)}} {}^C\Psi_{nj}^{(i-1)} \cdot \bar{H}_{nj}^{(i-1)}(S_{no}^{(i-1)}) - z_n^{i-2} \cdot H_{no}^{(i-1)} + z_n^i \cdot H_{no}^{(i-1)} \\ & = \sum_{j=1}^{J_n^{(i)}} {}^C\Psi_{nj}^{(i)} \cdot \bar{H}_{nj}^{(i)}(0) - z_n^{i-1} \cdot H_{no}^{(i)} + z_n^i \cdot H_{no}^{(i)} \dots \dots \dots (14) \end{aligned}$$

以上の式(12)~(14)で表わされる振動方程式を使った鉄塔-送電線系の地震応答計算法をまとめると, 次のとおりである.

- i) 耐張型鉄塔単体の固有円振動数 (${}^T\Omega_m^i$), 刺激係数 (${}^T\beta_m^i$), 送電線支持点の変位モード (\bar{X}_{nm}^i) および換算質量 $[(\bar{X}_m^i)^T \cdot M^i \cdot \bar{X}_m^i]$ を求める. また, 送電線個々の自由振動解析により低振動数域の対称モードと高振動数域の縦波のモードについて, 固有円振動数 (${}^c\Omega_{nj}^{(i)}$), 水平付加張力モード ($\bar{H}_{nj}^{(i)}(0)$, $\bar{H}_{nj}^{(i)}(S_{no}^{(i)})$), 刺激係数 (${}^c\beta_{nj}^{(i)}$, ${}^c\beta_{nj}^{(i)T}$), および静的な水平付加張力 ($H_{no}^{(i)}$) を求める. なお, 鉄塔および送電線の厳密な減衰定数 (${}^T\xi_m^i$, ${}^c\xi_{nj}^{(i)}$) の値は不明であるが, 実験から鉄塔に対しては2~5%⁷⁾, 送電線に対しては約2%程度⁸⁾と示されている.
- ii) 耐張型鉄塔と懸垂型鉄塔とを区別して, 式(11)を式(12)~(14)のなかの送電線支持点変位に代入したのち, 鉄塔-送電線系のすべての送電線の採用モード, すべての耐張型鉄塔の採用モードおよびすべての懸垂型鉄塔における送電線支持点について式(12)~(14)を導けば, 送電線と耐張型鉄塔の基準座標 (${}^C\Psi_{nj}^{(i)}$, ${}^T\Psi_m^i$ 等) および懸垂型鉄塔の送電線支持点の水平変位 (z_n^{i-1} 等) に関する連立常微分方程式が得られる.
- iii) この微分方程式のなかの各鉄塔基礎の地動変位 (φ^i 等) および地動加速度 ($\ddot{\varphi}^i$ 等)⁹⁾ が与えられれば, 鉄塔, 送電線の基準座標および懸垂型鉄塔の送電線支持点の変位を連立に解くことにより, 鉄塔-送電線系の地震応答が得られる.

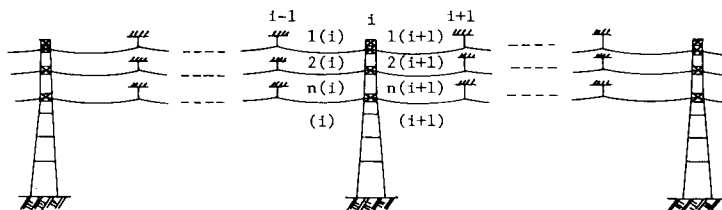


Fig. 3 Model of towers and transmission lines system including suspension towers.

3. 数値計算結果および考察

(1) 数値計算モデルおよび鉄塔, 送電線個々の振動形

実際の鉄塔-送電線系は非常に長く連続した系であり, そのなかの一基の鉄塔の地震応答に着目するとき, 当該鉄塔の前後どこまでの範囲の隣接鉄塔および送電線を考慮して地震応答計算を行えばよいかという問題がある. この問題を解明するためには, 鉄塔-送電線系の非常に多くのケースに対する膨大な計算が必要となるから, 本研究では本解析法の適用例を示すことを目的として, Fig. 4 に示す鉄塔-送電線系のモデルに対して数値計算を行った. なお, 図中の case 1~4 の中の鉄塔および送電線はすべて同一のものとした. また, 本解析法は傾斜ケーブルにも容易に適用することができるが, 本計算例では, 簡単のために送電線の両支持点は同レベルとした.

Case 1~3 に示すモデルは, 鉄塔をすべて耐張型としたもので, Case 4 は 3 基の耐張型鉄塔の間に懸垂型鉄塔が 2 基入ったモデルである. いずれのケースにおいても, 中央鉄塔の地震応答に比して隣接鉄塔のそれは小さく約 60~80% であったため, 以下の数値計算例では中

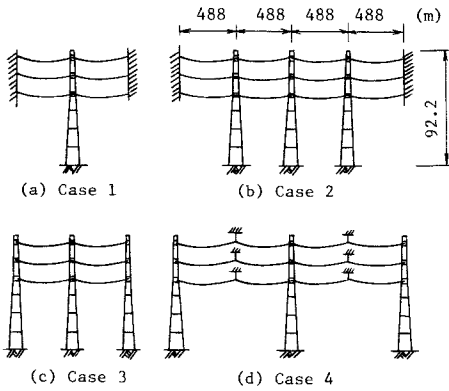


Fig. 4 Models of towers and transmission lines.

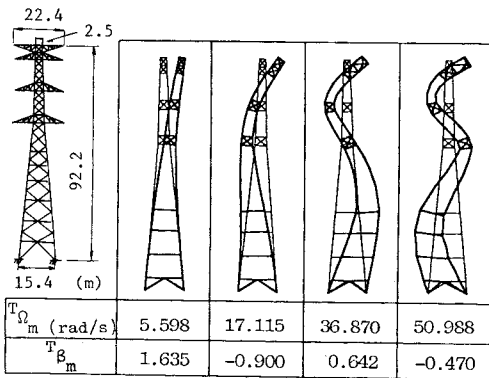


Fig. 5 Modes of single tower.

Table 1 Natural circular frequencies ($^c\Omega_j$) participation factors ($^c\beta_j^e, ^c\beta_j^r$) and additional tension modes ($\bar{H}_j(0), \bar{H}_j(S_0)$) of transmission line.

Mode	$^c\Omega_j$ (rad/s)	$^c\beta_j^e$	$^c\beta_j^r$	$\bar{H}_j(0)$ (kN)	$\bar{H}_j(S_0)$ (kN)
1	1.274	0.147	0.147	0.007	-0.007
2	1.818	1.559	-1.559	0.082	0.082
3	2.573	0.074	0.074	0.013	-0.013
4	3.086	1.734	-1.734	0.272	-0.272
5	3.866	0.049	0.049	0.019	-0.019
6	3.868	2.814	-2.814	0.830	-0.830
7	4.596	0.881	-0.881	0.385	-0.385
8	5.159	0.037	0.037	0.026	-0.026
39	25.80	0.089	0.089	1.510	-1.510
40	26.26	0.220	0.220	30.874	-30.874
41	26.46	0.004	-0.004	0.067	0.067
80	51.63	0.002	0.002	0.128	0.128
81	52.08	0.039	-0.039	87.992	87.992
82	52.28	0.043	-0.043	3.092	3.092

央鉄塔の地震応答のみを示すこととする. なお, 数値計算にはルンゲ・クッタ・ジル法を採用した.

式 (13)~(15) に採用される鉄塔および送電線個々の振動形を Fig. 5 および Table 1 に示す. 鉄塔は高さ 92.2 m, 質量 77 t, 各部材のヤング率はすべて等しく $E_s = 2.0 \times 10^2$ GN/m² である. また, 1 本の送電線は 4 導体から構成され, スパン長 488 m, サグ $D = 28.9$ m, 単位長さ当たり質量 $\rho = 10.8$ kg/m, 伸び剛性 $E_s A = 179.2$ MN, 初期水平張力 $H = 110$ kN である. Table 1 の刺激係数, 送電線両端の付加張力の値は, $\bar{V}_{max} = 1$ cm および送電線一端が 1 cm 変位したときの値である. 地震波の振動数域内で多数存在する送電線の振動形の中で, Table 1 中の四角で囲まれたように刺激係数および送電線両端の付加張力の大きいモードのみが送電線の張力の地震応答に寄与するため, これらのモードのみが数値計算に採用された.

(2) 本解析法 (第 2 法) による結果と前論³⁾の解析法 (第 1 法) による結果の比較

Case 1 の鉄塔-送電線系の San Fernando 地震 (N 21 E 成分, $\phi_{max} = 216$ cm/s², $\phi_{max} = 1.03$ cm) に対する応答を本解析法により計算し, 鉄塔の加速度, 変位および部材応力の時刻歴応答の最大値を示したのが, Fig. 6 の実線である. 図中の点線は前論³⁾に示した解析法 (第 1 法) による計算結果を示す. 計算ではいずれの方法においても, 鉄塔および送電線の減衰定数を各次とも 2% とした.

Fig. 6 によれば, 両解析法による計算結果には多少の相違が認められる. その理由は, (i) 本解析法では送電線の付加張力の定常応答値を用いることなく応答計算が行われているが, 第 1 法ではその定常応答値より得られたばね定数を用いて鉄塔-送電線系の振動特性を求め

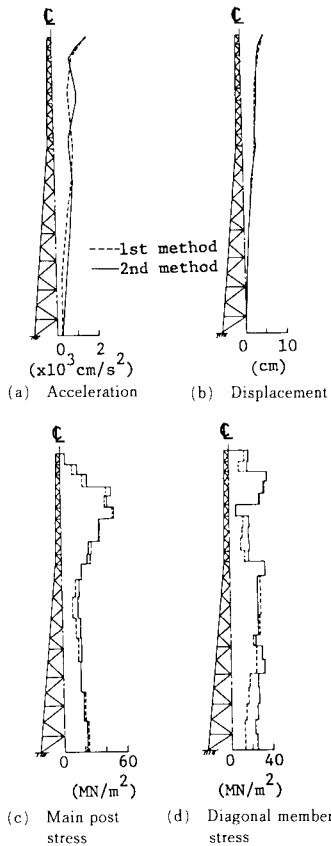


Fig. 6 Comparison between results computed by the 1st method and the 2nd one (San Fernando earthquake, N 21 E component, $\phi_{\max}=216 \text{ cm/s}^2$).

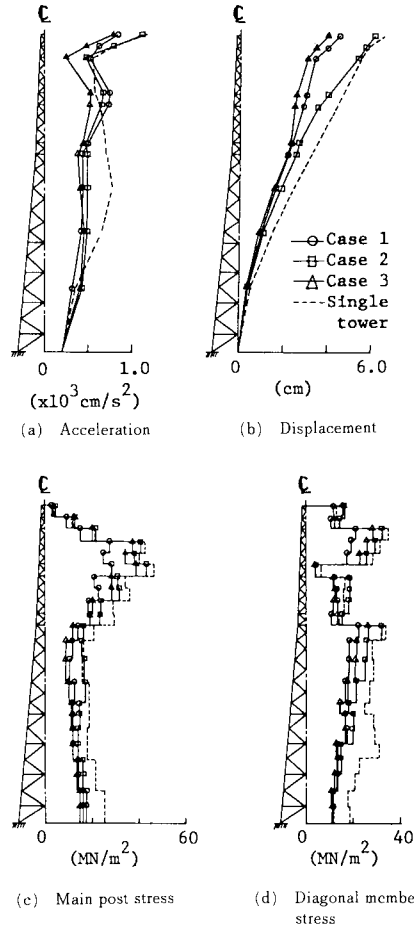


Fig. 7 Peak responses of tower for the San Fernando earthquake (N 21 E component, $\phi_{\max}=216 \text{ cm/s}^2$).

ていること、(ii) 本解析法と第1法とでは、鉄塔の固有振動数、振動形がわずかに異なるので十分大きな次数のモードまで採用しなければ両方法の計算結果に完全な一致が得られないこと、等によるものであろう。

しかし、本解析法が送電線の付加張力の定常応答値であるばね定数を用いることなく計算できる点において、第1法よりも解の精度に対する信頼性は高いものと思われる。

(3) すべて耐張型鉄塔とした Case 1~3 の地震応答計算結果

本解析法を用いて、Fig. 4 の Case 1~3 について、San Fernando 地震に対する中央鉄塔の加速度、変位および部材応力の応答最大値を Fig. 7 に示した。各鉄塔基礎の地動変位および地動加速度は同一位相の同一地震波とし、減衰定数は鉄塔および送電線ともに 2% とした。

Fig. 7 から、いずれのケースにおいても中央鉄塔の応答値は、送電線および隣接鉄塔との動的相互作用の影響により、単体鉄塔の応答値と比べてほぼ等しいか小さい値になっていることがわかる。また、各ケースの地震応

答値はすべて異なり、最も多くの鉄塔と送電線を考慮した Case 2 でも、得られた中央鉄塔の最大地震応答値に対して考慮すべき隣接鉄塔および送電線の数は不十分と思われる。しかし、Case 2 は一番外側の送電線の一端が固定（ただし、その固定点には鉄塔基礎と同一位相、同一地震波が与えられる。）されているのに対し、Case 3 は左右の鉄塔の外側には送電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。したがって、Case 2 と Case 3 の構造系の両端の境界条件が全く反対であることから、本解析例では、長く連続した鉄塔-送電線系における対象鉄塔の最大地震応答値は Case 2 と Case 3 の応答値の間にあると思われる。

Table 2 には、各ケースにおいて送電線支持点の付加張力の最大応答値を、初期張力に対する比として示している。送電線の付加張力は最大で初期張力の 34% 程度である。したがって、送電線の解析において設けた、付加張力は初期張力を超えないという仮定は、鉄塔-送電

線系の地震応答解析においては妥当と思われる。

また、Table 3 には、送電線の付加張力が最も大きい

Table 2 Peak responses of dimensionless additional tension of transmission line.

	Damping constant	h _{max}		
		Case 1	Case 2	Case 3
Kushiro earthquake.	0	0.3383	0.2094	0.1296
	0.02	0.2698	0.1650	0.1192
San Fernando earthquake.	0	0.3122	0.2021	0.1252
	0.02	0.2458	0.1539	0.1045

Table 3 Peak responses of dimensionless displacement at midspan in transmission line (Case 1).

	Damping constant	u _{max} (σ/2)	v _{max} (σ/2)
		u _{max}	v _{max}
Kushiro earthquake.	0	0.9053x10 ⁻⁴	0.2080x10 ⁻³
	0.02	0.7376x10 ⁻⁴	0.1711x10 ⁻³
San Fernando earthquake.	0	0.7823x10 ⁻⁴	0.1752x10 ⁻³
	0.02	0.6772x10 ⁻⁴	0.1605x10 ⁻³

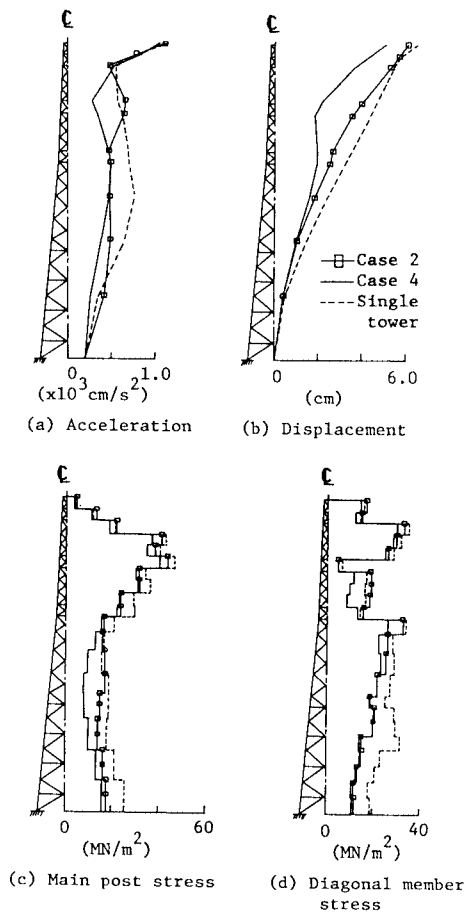


Fig. 8 Peak responses of tower for the San Fernando earthquake (N 21 E component, $\dot{\varphi}_{max} = 216 \text{ cm/s}^2$).

Case 1 について、送電線の径間中央点の変位の最大応答値を、スパン長に対する比として示している。送電線の変位は最大でもスパン長の0.02%で、幾何学的非線形性の影響はほとんどないので、鉄塔-送電線系の地震応答解析においては、これを無視して差し支えないと思われる。

(4) 懸垂型鉄塔を含む鉄塔-送電線系の地震応答計算結果

懸垂型鉄塔を含む鉄塔-送電線系には数多くのケースが存在するけれども、本論では一例として Fig. 4 中の Case 4 について計算を行った。

Fig. 8 に San Fernando 地震に対する Case 4 の中央鉄塔の加速度、変位および部材応力の最大応答値を示している。懸垂支持を含む Case 4 の応答値は実線で、単体鉄塔の応答値は点線で示し、また、比較のためすべて

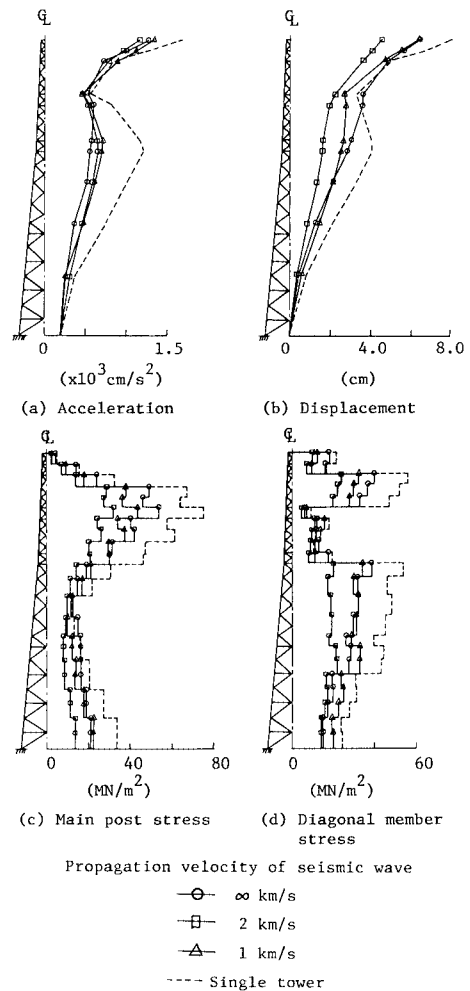


Fig. 9 Peak responses of the middle tower in case 2 for the Kushiro earthquake (E-W component, $\dot{\varphi}_{max} = 216 \text{ cm/s}^2$).

耐張型鉄塔としたとき (Fig. 4 の Case 2) の中央鉄塔の応答値を \square で示している。なお、計算では鉄塔および送電線の減衰定数はともに 2% とした。

本計算例においては Case 4 の中央鉄塔の応答値は単体鉄塔のそれに比べて小さく、すべて耐張型とした Case 2 のそれに比べればほぼ等しいか、あるいは小さい値となっていることがわかる。

(5) 各基礎で地震波の相異を考慮した鉄塔-送電線系の地震応答計算結果

本解析法は、各鉄塔基礎が異なる地震を受ける場合に対しても容易に用いることができる。

一例として、Case 2 の鉄塔-送電線系に対して線路方向に、地震波 (釧路地震, E-W 成分, $\dot{\varphi}_{\max}=216 \text{ cm/s}^2$, $\varphi_{\max}=1.3 \text{ cm}$) が同じ波形で伝播速度 1 km/s, 2 km/s で入力するとき、与系の中央鉄塔の加速度、変位および部材応力の最大応答値を Fig. 9 に示す。図中には、比較のため地震波が各鉄塔基礎に対して同一位相の場合も示している。

図からわかるように、本計算例においては、各鉄塔基礎に対して地震波の位相遅れを考慮したときの鉄塔の応答は、各鉄塔基礎が同一位相の地震波を受けるときのそれに対して同程度かそれより小さい値となった。しかし、上記の結果は、一例にすぎず、各鉄塔基礎で地震波が異なる場合の鉄塔-送電線系の地震応答に対しては多くのケーススタディーが必要と思われる。

4. 結 論

鉄塔-送電線系の地震応答解析法 (第 2 法) として、鉄塔および送電線それぞれ単独の振動モードを用いる解析法を示した。

前論に示したように、送電線をばねとみなして、鉄塔-送電線系全体の固有振動モードを求め、これを用いて鉄塔-送電線系の地震応答解析を行う第 1 法は、送電線の付加張力の成長程度を前もって推定してばね定数を決定する必要があるため、全体系のモードの取捨選択が困難である。一方、本論に示した解析法の特徴は、送電線のばね定数である送電線両端の水平付加張力の定常解を

用いていないので、張力がどの程度まで成長するかを前もって推定する必要はなく、張力は応答計算結果よりわかるものである。

以上の理由により、第 2 法は第 1 法より応答計算結果の信頼性が高いものといえる。また、第 2 法は鉄塔各基礎の異なる地震動に対しても全く同様にして応答計算を行うことができ、第 1 法よりも便利である。さらに、本論では、この第 2 法が懸垂型鉄塔を含む鉄塔-送電線系の地震応答解析にも容易に適用できることを示した。

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 / I-1，1984 年 4 月。
- 3) 小坪清真・高西照彦・井嶋克志・鳥野 清：鉄塔の耐震性に及ぼす送電線の影響，土木学会論文集，第 344 号 / I-1，1984 年 4 月。
- 4) 小坪清真・鳥野 清・井嶋克志：鉄塔-送電線系の耐震安全性，第 21 回自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集，1984 年 10 月。
- 5) Kempner, L. Jr. and Smith, S.: Cross-roped transmission tower-line dynamic analysis, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 6, June, 1984.
- 6) 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，日本鉄塔協会，1982 年 2 月。
- 7) 電気学会：送電用支持物設計標準 JEC-127-1979，電気書院，1979 年。
- 8) Irvine, H. M.: Cable structures, The MIT Press, Cambridge, Massachusetts, and London, England, 1981.
- 9) 川島一彦・高木義和・相沢 興：数値化精度を考慮した SMAC-B 2 型強震計記録の計器補正法および変位計算法，土木学会論文報告集，第 325 号，1982 年 9 月。
- 10) 小坪清真・原田譲二：各支点で異なる地震波をうける橋梁の応答解析，土木学会論文報告集，第 175 号，1970 年 3 月。

(1985. 6. 7・受付)