

# 台湾集集地震における送電鉄塔の被害と被災原因の分析

松田泰治<sup>1</sup>，大塚久哲<sup>1</sup>，池田征司<sup>2</sup>

Taiji Mazda<sup>1</sup> and Hisanori Otsuka<sup>1</sup> and Seiji Ikeda<sup>2</sup>

<sup>1</sup>九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門

<sup>2</sup>九州大学大学院工学府建設システム工学専攻

1999年に発生した台湾地震により、我国では例の無い送電鉄塔の地震被害が発生した。台湾地震で観測された地震動は、兵庫県南部地震と同等以上のエネルギーを有していた。台湾の送電鉄塔の設計仕様が我国のものと同レベルであることから、我が国においても同様な被害が起ころうと考えられる。本研究では、まず、超高圧送電鉄塔に関する被害調査結果をまとめた。次に、基幹線で唯一完全倒壊した#203鉄塔が片継脚鉄塔であることに着目し、地震時の振動により倒壊した可能性を解析的に検討した。その結果、付近で観測された地震波を入力した場合、#203鉄塔は複数の部材が許容座屈軸力を超え、倒壊に至る可能性があるとの知見が得られた。

## 1. はじめに

1999年9月21日午前1時47分(現地時間)、台湾の南投縣集集付近(北緯23.85度、東経120.81度、震源深さ6.99km)を震源とするマグニチュード7.3(台湾中央気象台)の地震が発生した。震源地近傍では一般の建物はもとより、道路、橋梁等の社会基盤施設、電力、水道、通信等のライフライン施設に甚大な被害が発生した。

台湾の電力は国営の台湾電力公司により独占供給されている。1998年の発電量は142964百万KWHで発電設備容量は26680MWである。電源構成は石炭火力30.4%、原子力19.3%、石油火力19%、水力16.6%、LNGが14.7%となっている。台湾は北部に世界の10%のメモリ生産を担う新竹科学工業区をはじめとする電力大消費地を抱えており電力需要は年々増加の傾向にある。この不足する北部地域の電力を南部の原子力発電所や火力発電所および中部の火力発電所や水力発電所からの送電で補っている。このような送電体制を台湾では「南電北送」と称している。電力施設の構造物被害は、台湾中部に位置する設備に集中した。いずれも設備そのものの損壊により人命に重大な影響を及ぼしたものはなかったが、送電鉄塔と中寮開閉所の設備機器類に甚大な被害が発生した。中寮開閉所は、台湾電力の「南電北送」体制の中核基幹施設であったため、同施設の被害は、送電鉄塔の被害と相俟って、台湾北部への電力供給に致命的なダメージを与える結果となった。

送電鉄塔は山間部の斜面に設置される場合が多く、このとき、基礎に高低差が生じ、片継脚となる。片継脚鉄塔の力学的安定性については、既往研究<sup>1)</sup>により検討され、風荷重において十分安全であることが確かめられている。しかし、今回の地震では、片継脚鉄塔が倒壊に至るといふ被害が報告されている。そこで、本研究では超高圧送電鉄塔に関する被害調査結果をまとめ、唯一基幹線で完全倒壊した片継脚鉄塔に着目し、対象鉄塔が地震時の振動により倒壊した可能性を検討した。

## 超高圧幹線系統圖

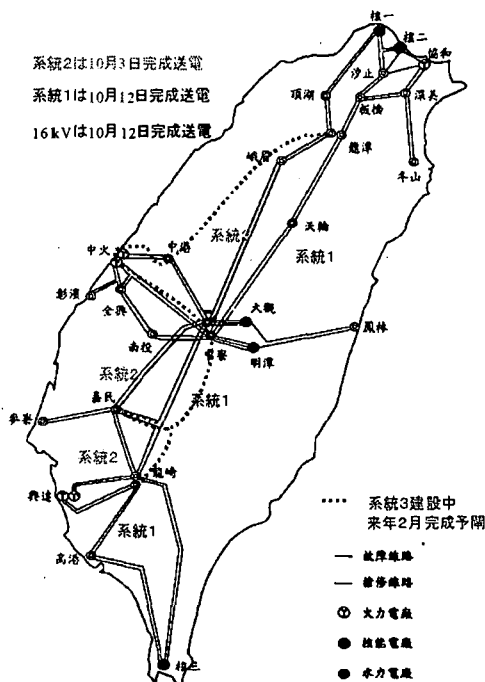


図-1 超高圧幹線系統圖

表-1 超高圧送電鉄塔の被害(1999年10月8日現在)

| 被害の種類   | 倒壊 | 傾斜 | 部材変形 | 基礎損傷 | 基礎移動 | 被害鉄塔合計 | 被害線路合計 | 復旧率   |
|---------|----|----|------|------|------|--------|--------|-------|
| 345kV鉄塔 | 1  | 9  | 55   | 271  | 19   | 355    | 28     | 17/28 |
| 161kV鉄塔 | 9  | 4  | 9    | 157  | 4    | 183    | 30     | 19/30 |
| 69kV鉄塔  | 3  | 16 | 3    | 60   | 2    | 84     | 21     | 18/21 |

## 2. 超高压送電鉄塔の被害<sup>4,5)</sup>

「南電北送」を行うための超高压送電鉄塔の幹線は図-1に示すように、ほぼ南北に縦断している。北部地域の電力不足は深刻であり最大 400 万 kW の電力が中部地域および南部地域より供給されている。南北に走る超高压送電鉄塔の幹線は 2 系統から成り東側の第 1 系統が 400 万 kW の約 3 分の 1 を、西側の第 2 系統が約 3 分の 2 をそれぞれ分担送電している。北部の電力消費量の増加に伴い第 3 の系統により更に 400 万 kW を送電する計画が進められていた。しかし、建設反対運動等で台中付近の用地買収が滞り完成は遅れていた。第 1 系統、第 2 系統ともに震源断層とほぼ並行に走っているため第 1 系統の中寮～天輪間と第 2 系統の中寮～峨眉間で特に被害が大きく、地滑り等が原因と考えられる鉄塔倒壊や鉄塔の傾斜・変形、鉄塔の基礎の破壊や移動が多数報告された。1999 年 10 月 8 日付けの台湾電力公司供電處被害状況報告に基づく被害の概要を表-1 に示す。

一般に送電鉄塔では地震荷重に比べ風荷重が大きく、構造断面は風荷重に支配される。このため台湾電力公司でも地震荷重に関する配慮は井筒型の鉄塔基礎 (0.1～0.35G で震度法に基づき耐震設計) 等を除いて特別にはなされていない。我が国では特殊な支持物においてのみ地震荷重が風荷重を上回ることがあるとして耐震設計を行っている。台湾は台風の通り道でもあり、我が国の平

均的な基準風速  $V_0$  が 40m/s (地域を考慮する場合は 28.1m/s～46.8m/s) であるのに対し、東部地区の重要路線で 54.4m/s、西部地区の重要路線で 44.9m/s で設計されている。台湾と日本の風荷重を比較したものを表-2 に示す。通常、電線は鉄塔よりも耐力が大きく、地滑り等で基礎が移動するとほぼ線路方向に両側の鉄塔に対して引っ張り荷重が作用すると考えられる。写真-1～写真-3 に示すものは 161kV の高圧鉄塔で、中央部から折れ曲がったものや、基部付近から折れているものもある。基礎部分に関してはあまり被害を受けていないように見えるものもある。写真-4 は台湾で最大の 345kV 超高压送電鉄塔で唯一完全倒壊した中寮～峨眉間の#203 鉄塔である。写真で判断する限り根本付近から谷側へ向かって倒壊しているように見える。ただし、#203 鉄塔の両側の#202 鉄塔と#204 鉄塔はほとんど無被害と報告されている。また、電線は寸断されていない。図-2 に示すように 345kV 鉄塔の形状・寸法は高さ約 62.95m、脚柱の間隔は 12.8m であり、形状寸法は我が国の 22 万 V 鉄塔に近い。#203 鉄塔は傾斜地に設置されており、標高は約 400m と推測され、山側と谷側の基礎の高差は 10m である。台湾中央気象台の地震観測記録によれば断層の東側では強い地震動が確認されており、また、#203 鉄塔の基礎そのものは健全であったとの報告から、地震時の振動による被害の可能性も考えられる。

表-2 台湾電力公司と日本の鉄塔の耐風設計の比較

| 項目                              | 台湾電力公司              |   |                                   |            |   |  | 日本   |  |                       |   |       |
|---------------------------------|---------------------|---|-----------------------------------|------------|---|--|--|--|-----------------------|---|-------|
|                                 | 1972年以前             |   | 1972年～1978年                       |            | 1978年以降                                 |  | 電気設備の技術基準                                    | 補強設計<br>(JEC-127:電気学会)   |                       |   |       |
| 基準風速<br>$V_0$ (m/s(平均風速))       | 東部                  | 全部 50m/sec  | 東部                                | 全部 50m/sec | 東部                                      | 300kg/m <sup>2</sup> 54.4<br>260kg/m <sup>2</sup> 50.6 | 高温季: 40<br>低温季: 28<br>低温季は被氷(比重0.9,厚さ6mm)を考慮 | 地域別基準速度圧設定   |                       |   |       |
|                                 | 西部                  | 全部 40m/sec  | 西部                                | 全部 40m/sec | 西部                                      | 230kg/m <sup>2</sup> 44.9<br>200kg/m <sup>2</sup> 39.8 |  | 240kg/m <sup>2</sup> 46.8<br>200kg/m <sup>2</sup> 42.7<br>175kg/m <sup>2</sup> 40.0<br>150kg/m <sup>2</sup> 35.9<br>125kg/m <sup>2</sup> 31.8<br>100kg/m <sup>2</sup> 28.1 |                       |   |       |
| 基準風速再現期間                        | 全部50年               |   | 全部50年                             |            | 重要線路: 200年<br>一般線路: 100年                |  |  | 全部50年  |                       |   |       |
| 突風率(G.F)及び瞬間設計風速<br>$V_G$ (m/s) | 未考慮                 |   | $V_0$                             | G.F        | $V_G$                                   | $V_0$  | G.F  | $V_G$  | $V_0$                 | G.F   | $V_G$ |
|                                 |                     |   | 50                                | 1.4        | 70                                      | 54.4   | 1.3  | 70.7   | 46.8                  | 1.35  | 63.2  |
|                                 |                     |   | 40                                | 1.5        | 60                                      | 50.6   | 1.3  | 65.8   | 42.7                  | 1.35  | 57.7  |
|                                 |                     |   |                                   |            |   | 44.9   | 1.38   | 61.9   | 40                    | 1.35  | 54.0  |
|                                 |                     |   |                                   |            |   | 39.8   | 1.45   | 57.7   | 35.9                  | 1.39  | 50.0  |
|                                 |                     |   |                                   |            |   |  |  |  | 31.8                  | 1.43  | 45.6  |
|                                 |                     |   |                                   |            |   |  |  |  | 28.1                  | 1.45  | 40.8  |
| 風速の上空通増                         | 未考慮                 |   | $V_h = V_0(h/h_0)^{1/7}$<br>h=15m |            | $V_h = V_0(h/h_0)^{1/12.4}$<br>h=15m    |  | $V_h = V_0(h/h_0)^{1/7}$<br>h=15m            | $V_h = V_0(h/h_0)^{1/8}$<br>h=10m  |                       |   |       |
| 径間風圧低減率β                        | β=1.0               |   | β=1.0                             |            | β=0.5+40/S<br>但し0.55≤β≤0.9<br>S: 径間長(m) |  | 未考慮 β=1.0                                    | β=0.5+40/S<br>但し0.55≤β≤0.9<br>S: 径間長(m)  |                       |   |       |
| 新線時設計風速 $V_B$                   | $V_B = V_0$<br>平均風速 |   | $V_B = V_0$<br>平均風速               |            | 17.5m/s<br>(βは考慮せず)                     |  | $V_B = V_0(40, 28m/s)$<br>低温季は被氷も考慮          | 17.5m/s<br>(βは考慮せず)  |                       |   |       |
| 荷重条件                            | 水平横荷重               | ・基準風速 $V_0$ 時の速度圧における電線風圧と電線張力                          |                                   |            |   | ・強風時( $V_G$ )の速度圧における電線風圧と電線張力                         |  | ・40, 28m時の電線風圧と張力<br>・低温期は被氷厚さも考慮  |                       | ・強風時( $V_G$ )の速度圧における電線風圧と電線張力                                |       |
|                                 | 水平縦荷重(不均等荷重)        | ・架空地線の任意の1条と電線の任意の1相(全素導体)の断線を考慮<br>・張力は基準風速 $V_0$ 時の張力 |                                   |            |   | ・架空地線の任意の1条と電線の任意の1相(全素導体)の断線を考慮<br>・張力は17.5m/s時の張力    |  | ・架空地線の任意の1条と電線の任意の1相(多導体の場合は2条)の断線を考慮<br>・張力は40, 28m/s時の張力<br>・低温期は被氷厚さも考慮   |                       | ・架空地線の任意の1条と電線の任意の1相(全素導体の1/2, 最小2条)の断線を考慮<br>・張力は17.5m/s時の張力 |       |
| 安全率                             | 鉄塔                  | 常時荷重  | 1.5                               | 1.0        | 1.65<br>(17.5m/s時)                      | 1.5<br>(40, 28m/s時)                                    | 1.5<br>(17.5m/s時)                            |  |                       |   |       |
|                                 | 基礎                  | 常時荷重  | 1.1                               | 1.0        | 1.1<br>(57.7～70.7m/s時)                  | 1.0<br>(40, 28m/s時)                                    | 1.0<br>(40.8～63.2m/s時)                       |  |                       |   |       |
|                                 | 基礎                  | 異常時荷重   | 1.33                              | 1.33       | 2.0                                     | 2.0  | 2.0  |  |                       |   |       |
|                                 | 基礎                  | 異常時荷重   | 2.0                               | 2.0        | 1.5                                     | 1.33   | 1.33   |  |                       |   |       |
| 備考                              | 風荷重のみで設計            |   | 風荷重のみで設計                          |            | 風荷重のみで設計                                |  | 一般的には風荷重が地震動による荷重を上回る                        |  | 一般的には風荷重が地震動による荷重を上回る |   |       |

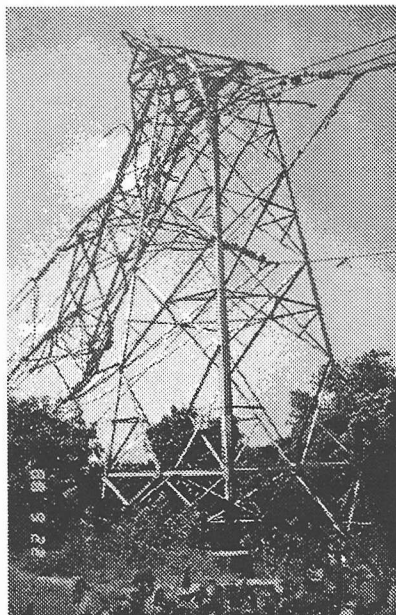


写真-1 中央部から折れ曲がった  
161kV 高压送電鉄塔

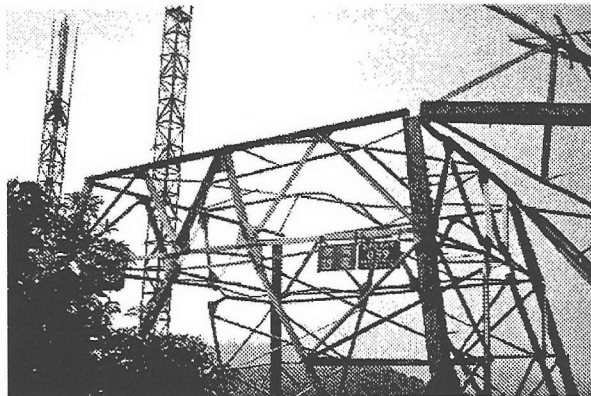


写真-3 部材が途中から折れて倒壊した  
161kV 高压送電鉄塔

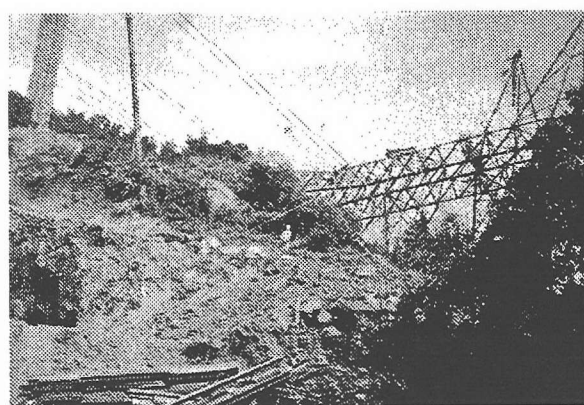


写真-4 倒壊した 345kV 超高压送電鉄塔  
(中寮～峨眉間の#203)

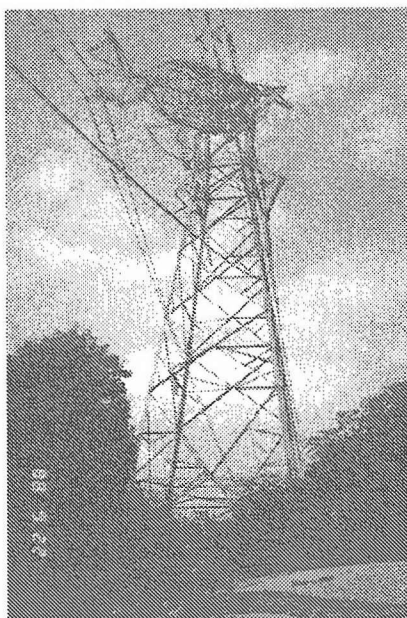


写真-2 中央部から折れ曲がった  
161kV 高压送電鉄塔

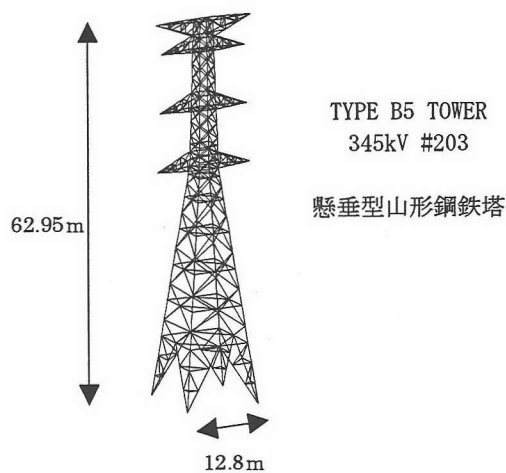


図-2 345kV 鉄塔の構造概要

表-3 等辺山形鋼の断面性能、許容座屈軸力

| 部材        | 材質       | 部材寸法 (mm)    | 部材長さ (m) | 断面積 (m <sup>2</sup> ) | 断面2次モーメント (m <sup>4</sup> ) | 許容座屈軸力 (kN) |
|-----------|----------|--------------|----------|-----------------------|-----------------------------|-------------|
| 基部<br>主柱材 | モデルBの長脚側 | ss540 250×25 | 2.60     | 1.19×10 <sup>-2</sup> | 6.95×10 <sup>-5</sup>       | 2471        |
|           | その他      | ss540 250×25 | 2.54     | 1.19×10 <sup>-2</sup> | 6.95×10 <sup>-5</sup>       | 2490        |
| 基部<br>斜材  | モデルBの長脚側 | ss540 130×9  | 2.79     | 2.27×10 <sup>-3</sup> | 3.66×10 <sup>-6</sup>       | 210         |
|           | モデルCの長脚側 | ss540 130×9  | 2.69     | 2.27×10 <sup>-3</sup> | 3.66×10 <sup>-6</sup>       | 224         |
|           | その他      | ss540 130×9  | 2.98     | 2.27×10 <sup>-3</sup> | 3.66×10 <sup>-6</sup>       | 188         |

### 3. 解析的検討

#### (1) 解析条件の設定

台湾電力公司より入手した構造図に基づき送電鉄塔のモデル化を行った。解析モデルのモデル図を図-3に示す。345kVのB5型鉄塔が直線状に連続して配置された状態を想定し、三基二径間モデルの中央鉄塔を検討対象とした。鉄塔間の径間長は現地の情報から全て550mと仮定し、架渉線を一径間あたり8本としてモデル化した。それぞれのモデルは、中央鉄塔の脚部のみが異なる。モデルAは三基とも等脚鉄塔、モデルBは中央鉄塔のみ支間の傾斜角が30度の片継脚鉄塔、モデルCは中央鉄塔のみ支間の傾斜角が35.5度の片継脚鉄塔とした。実際の#203の支間の傾斜角は約35.5度と推測される。一径間あたりの電線と地線の総重量は215kNである。鉄塔単体の総重量は、モデルAが370kN、モデルBが401kN、モデルCが409kNである。図中の番号は、基部支柱材の番号である。我が国の送電鉄塔の設計基準は、JEC-127<sup>9)</sup>に準拠しており、台湾の送電鉄塔も基本的にはこれに準拠している。JEC-127に準拠した基部の支柱材及び斜材の断面性能及び許容座屈軸力を表-3に示す。許容座屈軸力に安全率1.5を乗じたものが座屈軸力となる。

主要構造材である支柱材と水平材及び脚部の斜材を三次元はり要素、他の補助材を三次元トラス要素として全て弾性でモデル化した。懸垂碍子に関する詳細な情報入手できなかったため、懸垂碍子のモデル化は行っていない。基礎は、通常の地盤条件においては固定とみなすことができる<sup>7)</sup>ことから、すべて基礎固定とした。

表-4 架渉線の諸元

|    |        |               |
|----|--------|---------------|
| 電線 | 回線     | 2回線(1回線が3本)   |
|    | 単位長さ重量 | 1本当たり62.76N/m |
|    | 外径     | 51.92mm       |
|    | 初期張力   | 1本当たり117.6kN  |
| 地線 | 本数     | 2本            |
|    | 単位長さ重量 | 1本当たり7.286N/m |
|    | 外径     | 16.32mm       |
|    | 初期張力   | 1本当たり19.6kN   |

架渉線の諸元を表-4に示す。本対象鉄塔は、三相交流の四導体送電線であり、一つの腕金に四本の電線が付加されている。この四本を一本のケーブルに集約してモデル化した。地線は、一つの腕金に一本付加されている。以上より、左右一回線あたり四本の架渉線をモデル化した。架渉線の初期位置は、自重により変位を生じた座標とした。架渉線は、張力及び伸縮性を持つ弦要素としてモデル化した。弦要素は、基本的に軸力のみを伝えることができるトラス要素であり、剛性特性は、以下のように初期形状による剛性と張力による剛性で表現される。

剛性行列( $K_i$ )

$$K_i = \frac{1}{l_i} \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 & -EA & 0 & 0 \\ 0 & P & 0 & 0 & -P & 0 \\ 0 & 0 & P & 0 & 0 & -P \\ -EA & 0 & 0 & EA & 0 & 0 \\ 0 & -P & 0 & 0 & P & 0 \\ 0 & 0 & -P & 0 & 0 & P \end{bmatrix}$$

ここに、 $E$ :縦弾性係数、 $A$ :断面積

$l_i$ :要素長、 $P$ :張力

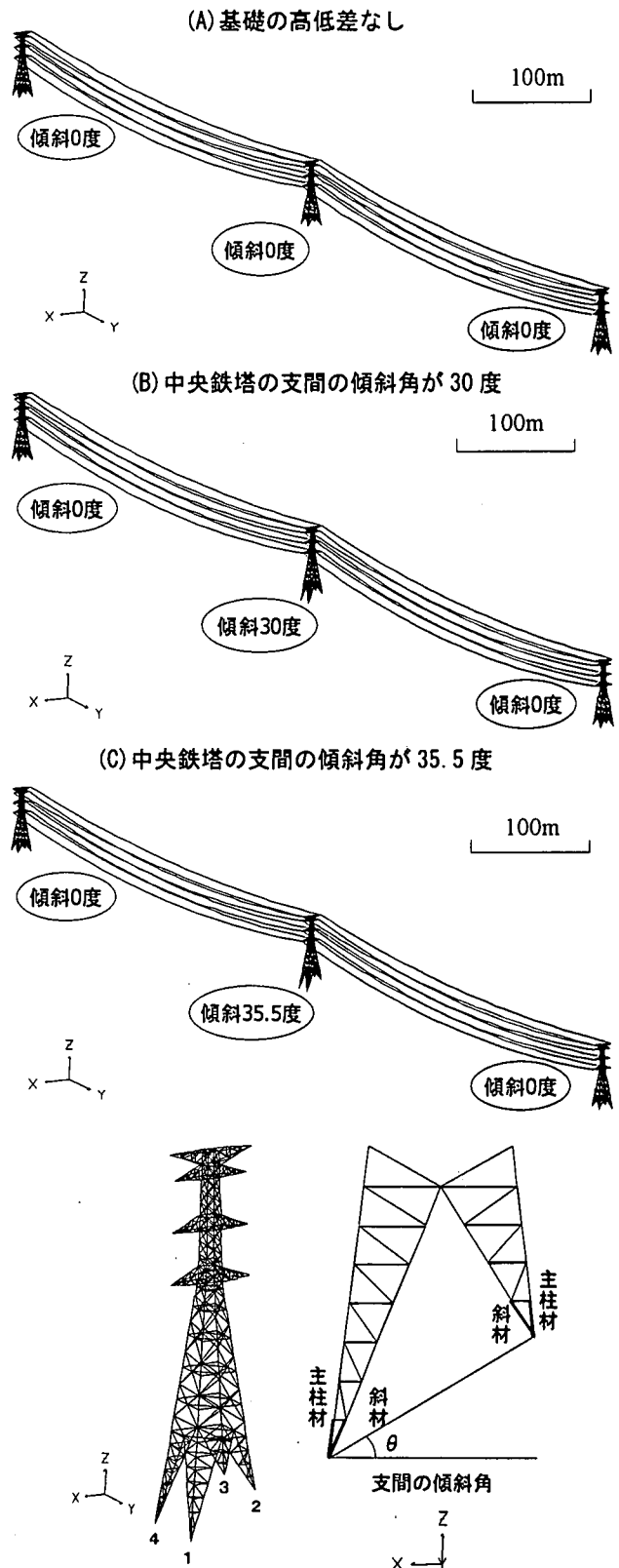


図-3 モデル図及び基部支柱材番号、支間の傾斜角

山形鋼の減衰定数は、沢辺ら<sup>9)</sup>の無線鉄塔における加振実験があり、振幅が小さい場合は $h=1.7\%$ 、振幅が大きくなると $h=3.3\sim 3.8\%$ の値を示している。本研究では山形鋼の部材減衰は2%で考慮した。電線の減衰定数は、岩間ら<sup>9)</sup>の電線の振動実験結果から、0.4%とした。動的解析においては、固有値解析によりひずみエネルギー比例型のモード減衰定数を算定し、有効質量の卓越したモ

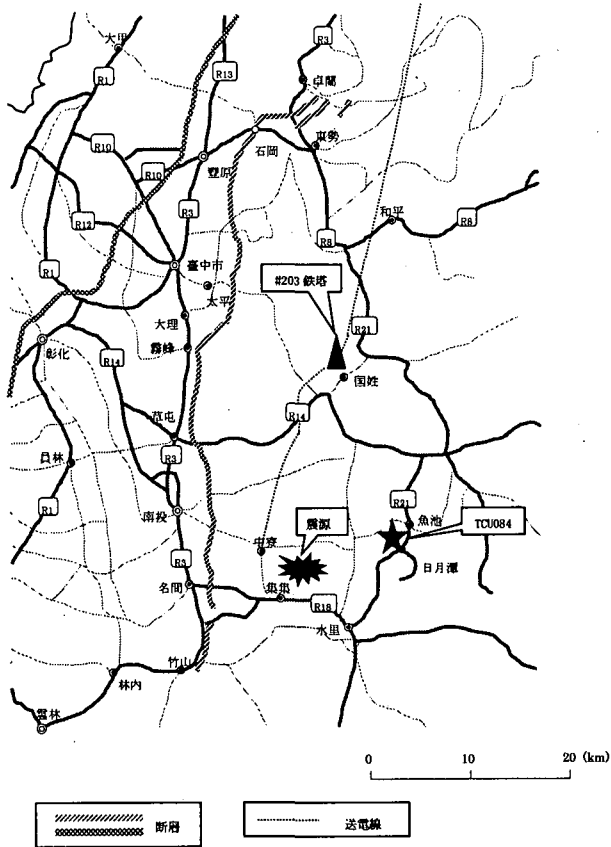


図-4 TCU084 及び #203 鉄塔, 送電線, 断層の位置関係

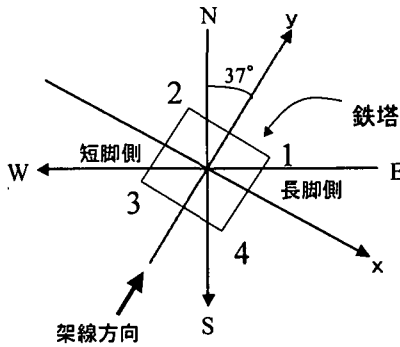


図-5 鉄塔の主軸方向と地震波の方向

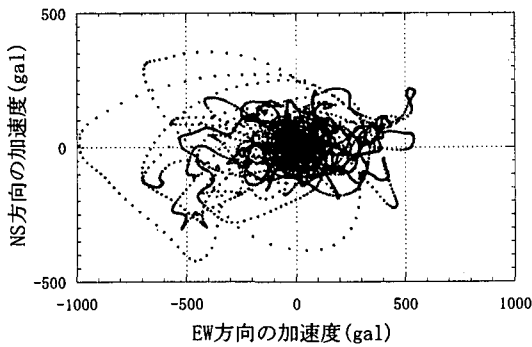


図-7 TCU084 の EW, NS 方向の加速度時刻歴の重ね書き

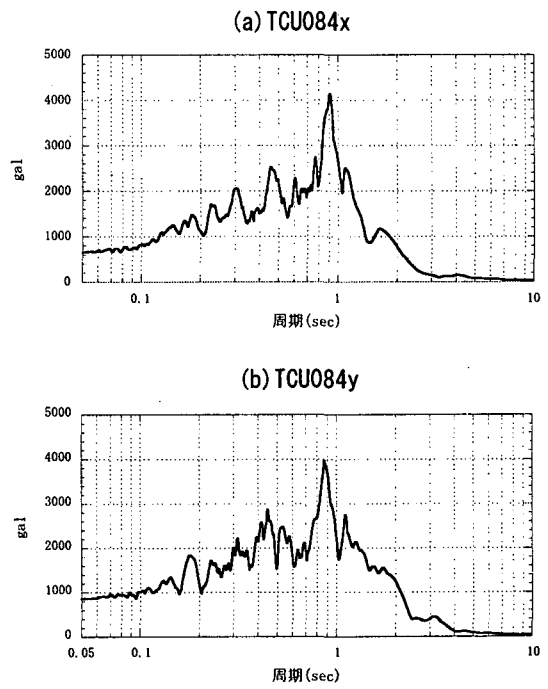


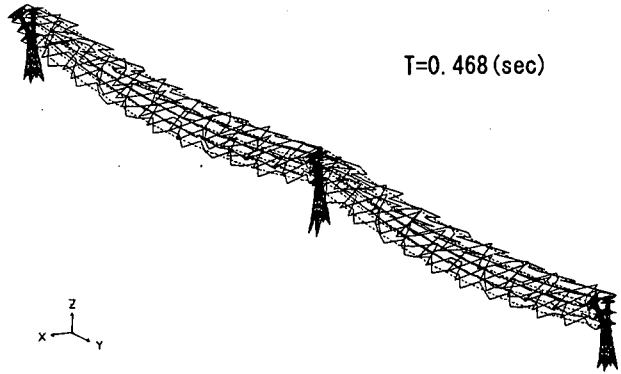
図-6 加速度応答スペクトル (h=2%)

(a) 架渉線の架線直角方向一次モード (モデル B)



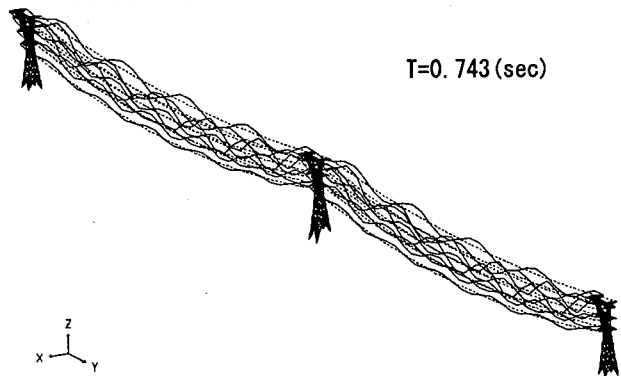
T=8.152 (sec)

(b) 中央鉄塔の架線直角方向一次モード (モデル B)



T=0.468 (sec)

(c) 中央鉄塔の架線方向一次モード (モデル B)



T=0.743 (sec)

図-8 モード図

ードにより、レーリー減衰を定義した。

動的解析は、Newmark の  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ ) による直接積分法で行った。解析ソフトは、汎用構造解析プログラム TDAPIII を用いた。

## (2) 入力地震波

解析には、台湾集集地震で観測された実地震波を三波用いた。ここでは、#203 鉄塔付近で最大の加速度 (989gal) が観測された TCU084 を入力した場合の解析結果を示す。TCU084 の観測地点及び#203 鉄塔、送電線、断層の位置関係を図-4 に示す。鉄塔の主軸方向と地震波の方向を図-5 に示す。図中の番号は主柱材の位置を表し、図-3 と対応している。鉄塔の架線方向と南北方向のなす角は約 37 度であり、地震波の加速度成分を鉄塔の架線方向、架線直角方向に合成した。以後、架線直角方向合成波を TCU084x、架線方向合成波を TCU084y と呼ぶ。TCU084 の加速度応答スペクトルを図-6 に示す。また、同時刻における TCU084 の EW と NS 方向の加速度時刻歴の重ね書きを図-7 に示す。図より、TCU084 は EW 成分の加速度が卓越している。

## (3) 固有値解析結果

固有値解析により得られた架線直角方向及び架線方向の固有周期を表-5、モデル B の代表的なモード図を図-8 に示す。表-5 より、鉄塔の架線直角方向の 2 次固有周期に約 10% の差があるが、支間の傾斜による固有値の変化はほとんどない。

我が国の実大鉄塔の振動試験結果に基づく鉄塔の塔高と固有周期の関係によれば、対象鉄塔相当の鉄塔の一次固有周期は、約 0.4~0.8 秒となる<sup>6)</sup>。全てのモデルにおいて固有値解析結果はこれと対応している。

全てのモデルにおいて、鉄塔の架線直角方向一次固有周期は約 0.47 秒、架線方向一次固有周期は約 0.75 秒であり、図-6 の加速度応答スペクトルによれば、2000~2500gal の非常に大きな応答加速度を示している。

## (4) 静的解析結果

前述のように、我が国の鉄塔の耐震設計は、特殊な支持物においてのみ震度法によって行う。JEC-127 には 0.2G を標準震度とし、鉄塔高さや地盤条件及び地域区分によって補正した値を設計震度として用いることが示されている。そこで、静的震度 0.2G を全ての節点に大して与えることにより、JEC-127 に示された地震荷重において、#203 鉄塔の座屈に対する安全性を簡易に検討した。荷重方向は  $\pm x$  方向と  $\pm y$  方向に与えた。検討ケースは自重のみの場合、架線直角方向に  $\pm 0.2G$  の静的震度のみの場合、架線方向に  $\pm 0.2G$  の静的震度のみの場合の 5 ケースと、自重と  $\pm x$  方向に 0.2G と  $\pm y$  方向に 0.2G が同時に作用した場合(三方向)である。静的解析によって基部主柱材及び斜材に発生した軸力のうち、最大圧縮軸力を図-9 に示す。要素番号は図-10 に対応している。図-10 において、要素番号 1, 2, 3, 4 は主柱材、1-1, 1-2, ..., 4-1, 4-2 は斜材である。図-9 は、棒グラフが最大圧縮軸力、マーカーが許容座屈軸力を表している。

全てのケースにおいて、基部も含めて全ての部材が許容座屈軸力に達しておらず、0.2G の静的震度に対して十分な裕度があると考えられる。また、三方向同時に荷重を与えた場合は、転倒モーメントが圧縮側に働く部材に、自重による軸力の 3 倍の軸力が生じた。

表-5 固有周期(sec)

| モード  |        | モデル   |       |       | 備考    |                  |                  |
|------|--------|-------|-------|-------|-------|------------------|------------------|
|      |        | モデルA  | モデルB  | モデルC  |       |                  |                  |
| 中央鉄塔 | 架渉線    | 1次    | 8.152 | 8.152 | 8.152 |                  |                  |
|      | 架線直角方向 | 1次    |       | 0.481 | 0.484 | 0.485            | (地線は15次, 電線は20次) |
|      |        |       |       | 0.466 | 0.468 | 0.468            | (地線は16次, 電線は21次) |
|      |        |       |       | 0.454 | 0.455 | 0.455            | (地線は17次, 電線は23次) |
|      | 架線方向   | 2次    | 0.185 | 0.203 | 0.210 |                  |                  |
|      |        | 1次    | 0.743 | 0.749 | 0.750 | (地線は10次, 電線は12次) |                  |
|      | 2次     | 0.269 | 0.273 | 0.275 |       |                  |                  |

支間の傾斜が与える影響を検討すると、自重による軸力は斜材の長脚側で増加し、モデル C はモデル A の 2.4 倍となった。架線直角方向の外力に対しては、主柱材の長脚側は 0.9 倍と減少し、斜材は最大で 2.8 倍と増加したことから、主柱材から斜材へと応力の分担割合が変化していると考えられる。架線方向の外力に対しては、主柱材の長脚側は 0.7 倍と大きく減少し、主柱材の短脚側は 1.2 倍、斜材は最大で 2.7 倍と増加したことから、主柱材の長脚側から主柱材の短脚側及び斜材へと応力の分担割合が変化していると考えられる。以上より、支間の傾斜が大きくなると、概ね主柱材の長脚側から主柱材の短脚側及び斜材へと応力の分担割合が変化すると考えられる。

## (5) 動的解析結果

自重により生じた応力を初期状態とし、動的解析を行った。入力地震波は、鉄塔に対して正確な入力方向として架線直角方向に TCU084x を、架線方向に TCU084y を入力し、架線直角方向入力、架線方向入力、水平二方向入力の 3 ケースについて検討を行った。基部の主柱材及び斜材に発生した最大圧縮軸力を図-11 に示す。要素番号は図-10 に対応している。

図-11 より、一方向入力の場合は、基部主柱材、斜材とも全ての部材において許容座屈軸力に達していない。水平二方向入力の場合は、主柱材 3 周りの部材に大きな軸力が発生しており、モデル B の斜材の 3-1 及び 3-2、モデル C の斜材 3-1, 3-2, 1-2 及び 4-2 が許容座屈軸力に達している。また、主柱材 3 周りの部材において最も大きな軸力が発生していることがわかる。これは、図-7 に示したように、入力地震波が EW 方向に卓越していることと一致している。

支間の傾斜が動的応答値に与える影響は、静的解析結果と同様で、主柱材の長脚側から主柱材の短脚側及び斜材へと応力の分担割合が変化している。

主柱材 4 本のうち、最大の軸力が発生した主柱材 3 番に着目し、水平二方向入力の場合に発生した最大圧縮軸力を横軸に、主柱材 3 が配置されている主柱の高さ方向を縦軸に取り、図-12 に示す。図より、モデル A では明らかに腕金の支持位置が、構造全体としての弱点になっており、許容座屈軸力を超えている。しかし、支間の傾斜が大きくなると短脚側の脚部の応答軸力が大きくなり、腕金の支持位置に加え、短脚側の脚部の主柱材及び基部の斜材が弱点となる。

## (6) 考察

以上の結果より、TCU084 相当の地震動が#203 鉄塔付近で生じている場合には、座屈が生じることにより、#203 鉄塔が倒壊に至る可能性がある。特に片継脚鉄塔は等脚鉄塔に比べて短脚側の脚部の応答が増し、短脚側の脚部の主柱材及び基部の斜材が新たな弱点となった。

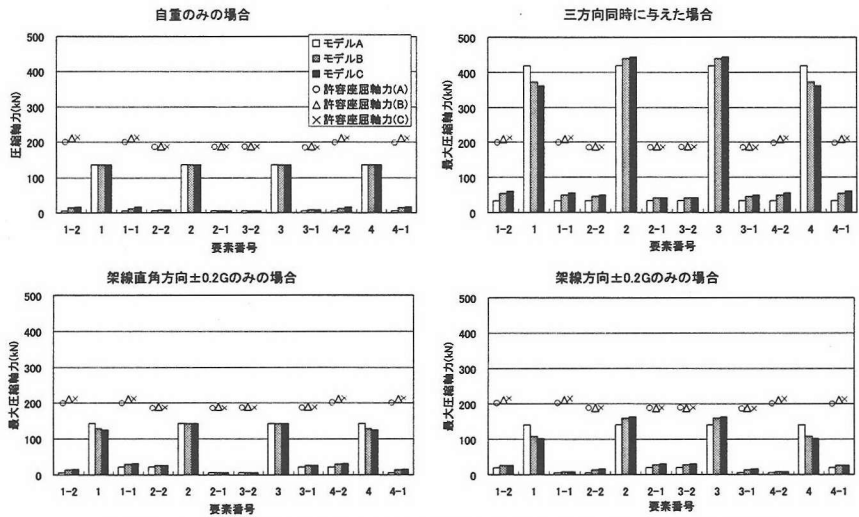


図-9 基部主柱材及び斜材に発生した最大圧縮軸力(静的解析)

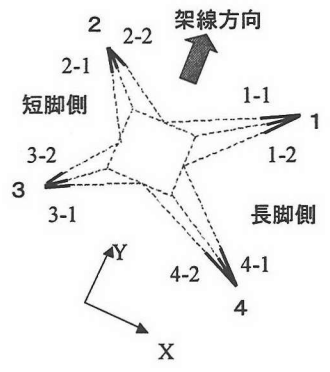


図-10 基部主柱材及び斜材の要素番号

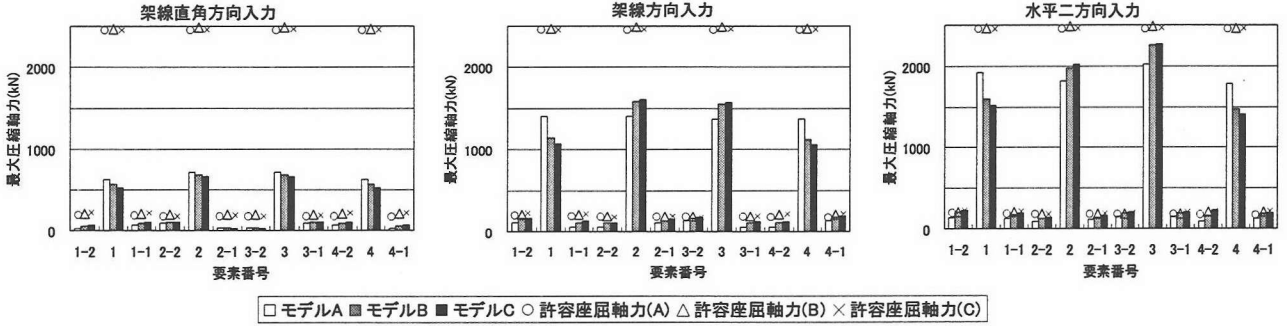


図-11 基部主柱材及び斜材に発生した最大圧縮軸力(動的解析)

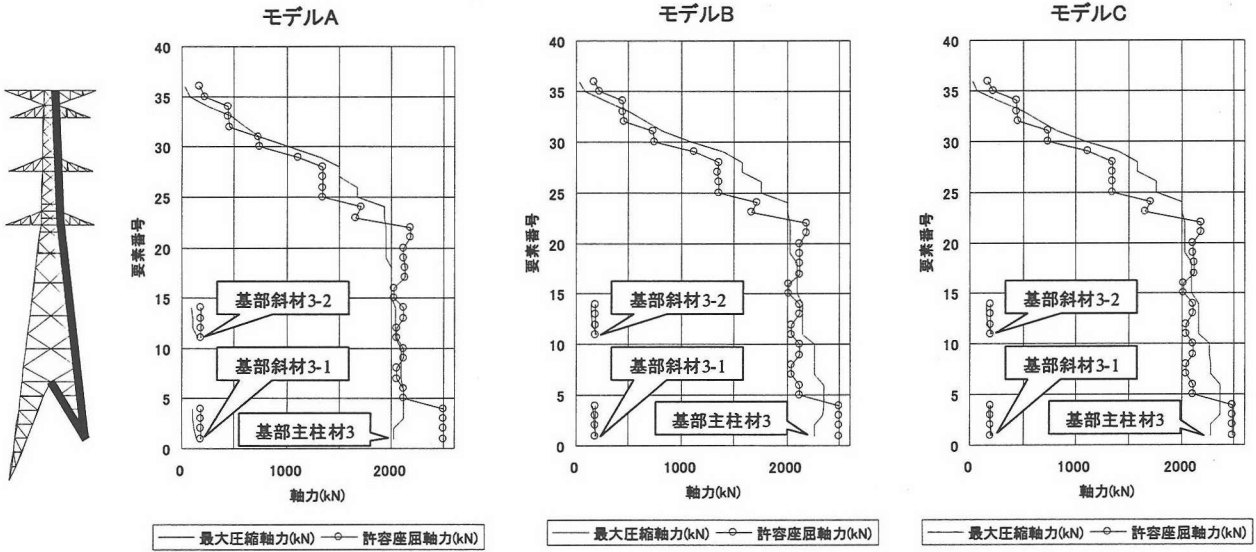


図-12 主柱材及び脚部の斜材(主柱材3周り)に発生した最大圧縮軸力



#203 鉄塔は写真-1 のように、根本付近から倒壊しており、脚部が座屈したことにより倒壊したと推測される。

鈴木ら<sup>10)</sup>は、斜材で座屈した鉄塔の試験体が急激な耐力低下を起こすことを指摘し、主柱材座屈先行型の設計法を提案している。本解析結果によれば基部の斜材も座屈が生じた可能性がある。これは、望ましくない破壊形式であり、片継脚鉄塔における斜材の強度面からの詳しい検討が更に必要であると考えられる。

また、片継脚鉄塔における設計上の配慮として、長脚側の部材のみ断面を割り増す方法が採用されている。本研究によれば、主柱材の短脚側の脚部の応答が増し、構造全体としての弱点となっている。したがって、長脚側だけでなく、短脚側においても片継脚の影響を考慮する必要があると考えられる。

#### 4. 結論

本研究では、台湾集集地震により倒壊した超高压送電鉄塔が、振動により倒壊した可能性を検討した。得られた知見をまとめて以下に示す。

- ・0.2G の静的震度に対しては、#203 鉄塔は十分な安全余裕を有している。
- ・実際の#203 鉄塔の支間の傾斜角は約 35.5 度と推測され、TCU084 を入力地震動とした場合には、腕金の支持位置、短脚側の脚部の主柱材及び基部の斜材が座屈を起こす可能性がある。
- ・支間の傾斜が大きくなると、概ね主柱材の長脚側から主柱材の短脚側及び斜材へと応力の分担割合が変化する。その結果、等脚鉄塔に比べて片継脚鉄塔は、短脚側の脚部の主柱材及び基部の斜材が新たな弱点となる。また、#203 鉄塔の倒壊した写真からは、脚部の座屈によって倒壊したと推測される。

我が国では、今回のような送電鉄塔の地震被害例は無く、兵庫県南部地震においても送電鉄塔の被害は軽微であった。また、既往研究<sup>2), 3)</sup>により、兵庫県南部地震レベルの地震荷重に対しても十分な耐力を有していると報告されている。しかしながら、台湾の送電鉄塔の設計仕様は我国のものよりも若干厳しいレベルであり、我が国においても同様な被害が起こる可能性は否定できない。特に、送電鉄塔は傾斜地に設置されることが多く、片継脚鉄塔の被害原因の究明及び耐震性評価は重要な問題であると考えられる。

今回の検討では、送電鉄塔の大地震時の等価減衰定数の増加や、地盤の剛性や減衰などの影響は考慮しておら

ず、基礎固定として解析を行った。今後は引き続き詳細な被害情報の収集に努め、地盤条件や懸垂碼子の影響を検討する必要がある。

また、架渉線は弦要素としてモデル化したが、架渉線は弛度が大きく、幾何学的非線形の影響が大きいと考えられる。今後は幾何学的非線形を考慮できるモデルを作成し、その影響を検討する予定である。

#### 謝辞

本研究において、(株)日本鉄塔工業の岡延夫博士、松永稔氏に貴重なアドバイスを頂いた。ここに記して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1)修行稔, 岡延夫, 李劍平:簡易設計法で設計された送電用鋼管鉄塔の終局強度, 鋼構造論文集 第 4 巻第 15 号, pp.53-61, 1997
- 2)電力中央研究所報告:平成 7 年度兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価-架空送電用支持物の耐震性に関する検討一, U95512, 1996 年 3 月
- 3)橋本邦一郎,足立幹雄,田淵敦彦, 伏見義仁:鉄塔・電線連成系の 3 次元地震応答解析, 鋼構造論文集, 第 4 巻第 13 号, pp.19-31,1997
- 4)電力中央研究所調査報告:1999 年台湾集集地震調査速報, U99023, 1999 年 12 月
- 5)Japan Society of Civil Engineers:The 1999 Ji-Ji EARTHQUAKE, TAIWAN -Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-, December 1999.1)
- 6)電気学会, 電気規格調査会:送電用支持物設計標準(JEC-127-1979)
- 7)UHV 送電特別委員会線路部会:送電鉄塔の動的安定性の検討, 1982
- 8)沢辺幸夫, 奥田賢持, 志村一夫:形鋼トラス鉄塔の構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp2033-2034, 1982
- 9)岩間貴之, 広木光男, 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 No.53, pp39-61, 1982
- 10)鈴木敏郎, 佐藤宣宏, 深沢隆:塔状トラス骨組脚部の座屈耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 412 号, 1990