

集集大地震により倒壊した超高圧送電鉄塔の耐震性に関する研究

A study on earthquake responses of transmission tower which had damage in the Ji-Ji Earthquake Taiwan

松田泰治*, 大塚久哲**, 内田広明***, 池田征司****

Taiji Mazda, Hisanori Otsuka, Hiroaki Uchida, Seiji Ikeda

*工博, 九州大学大学院助教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

**工博, 九州大学大学院教授, 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

***九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

****九州大学工学部建設都市工学科 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

An Earthquake with a magnitude of 7.3 occurred at central part of Taiwan on 21 September 1999. Many buildings, houses were collapsed. And infrastructures and lifeline systems had heavy damage. This paper deals with the damage of 345kV transmission towers. Until the Ji-Ji Earthquake has occurred, it has not been given an account that the transmission towers are collapsed without sliding failure in an earthquake. So this paper analyze the tower using FEM to determine the cause of that. In the analysis, the tower has legs of equal/unequal length. From the dynamic response analysis, earthquake response of the tower which has legs of unequal length was evaluated and the possibility of damage by vibration was suggested.

Key Words: Ji-Ji Earthquake, Transmission tower, buckling

キーワード: 集集大地震, 超高圧送電鉄塔, 座屈

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%のメモリー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¹⁾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う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、被害原因解明のため解析的検討を行った。

2. 超高圧送電鉄塔の被害^{2), 3), 4), 5)}

「南電北送」を行うための超高圧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。南北に走る超高圧送電鉄塔の幹線は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

超高圧幹線系統圖

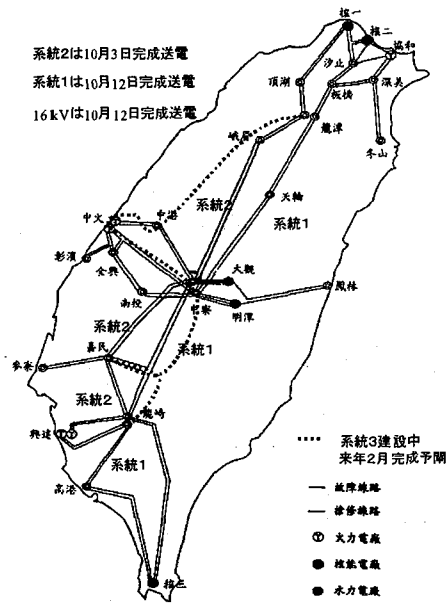


図 - 1 超高圧幹線系統図

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。現場は山岳地帯であり四輪駆動車を必要としたため今回の調査では直接被害現場に赴くことは出来なかった。そのため台湾電力会社本社の供電處にて聞き取り調査を行った。1999年10月8日付けの台湾電力会社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通常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。このため台湾電力会社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で耐震設計)等を除いて特別にはなされていない。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

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

表-2 台湾電力会社と日本の鉄塔の耐風設計の比較

台湾電力公司							日本					
項目		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 (JEC-127: 電気学会)		
基準風速 V_0 m/s(平均風速)	東部	全部 50m/sec	東部	全部 50m/sec	東部	300kg/m ²	54.4	高温季: 40 低温季: 28 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			
						260kg/m ²	50.6		240kg/m ²	46.8		
	西部	全部 40m/sec	西部	全部 40m/sec	西部	230kg/m ²	44.9		200kg/m ²	42.7		
						200kg/m ²	39.8		175kg/m ²	40.0		
								150kg/m ²	35.9			
										125kg/m ²	31.8	
										100kg/m ²	28.1	
基準風速再現期間		全部50年		全部50年		重要線路: 200年 一般線路: 100年				全部50年		
突風率(G.F)及び 瞬間設計風速 V_G m/s	未考慮		V_0	G.F	V_0	V_0	G.F	V_0	V_0	G.F	V_0	
			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		
風速の上空増		未考慮		$V_h = V_0(h/h_0)^{1/7}$ h=15m		$V_h = V_0(h/h_0)^{1/12.4}$ h=15m		$V_h = V_0(h/h_0)^{1/7}$ h=15m		$V_h = V_0(h/h_0)^{1/8}$ h=10m		
径間風圧低減率 β		$\beta = 1.0$		$\beta = 1.0$		$\beta = 0.5 + 40/S$ 但し $0.55 \leq \beta \leq 0.9$ S: 径間長(m)		未考慮 $\beta = 1.0$		$\beta = 0.5 + 40/S$ 但し $0.55 \leq \beta \leq 0.9$ S: 径間長(m)		
断線時設計風速 V_b		$V_b = V_0$ 平均風速		$V_b = V_0$ 平均風速		17.5m/s (β は考慮せず)		$V_b = V_0(40, 28m/s)$ 低温季は被氷も考慮		17.5m/s (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_0 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 ・低温期は被氷厚さも考慮		・強風時(V_0 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 ・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 ・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 ・張力は40, 28m/s時の張力 ・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 ・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 (17.5m/s時)		1.5 (40, 28m/s時)		1.5 (17.5m/s時)	
		異常時荷重	1.1		1.0		1.1 (57.7～70.7m/s時)		1.0 (40, 28m/s時)		1.0 (40.8～63.2m/s時)	
	基礎	常時荷重	1.33		1.33		2.0		2.0		2.0	
		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		

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の高压鉄塔で、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。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、サイズ的には我が国の22万V鉄塔に近い。#203鉄塔は傾斜地に設置されており、山側と谷側の基礎の高低差は10mと報告⁵⁾されている。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。

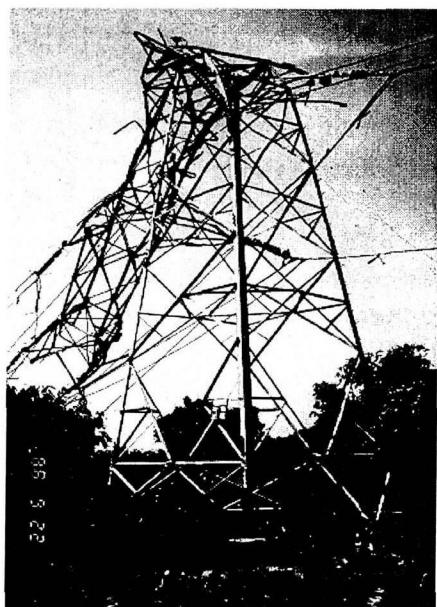


写真-1 中央部から折れ曲がった
161kV 高压送電鉄塔



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)

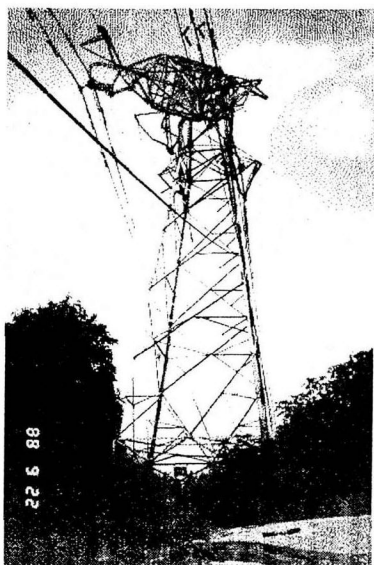


写真-2 中央部から折れ曲がった
161kV 高压送電鉄塔

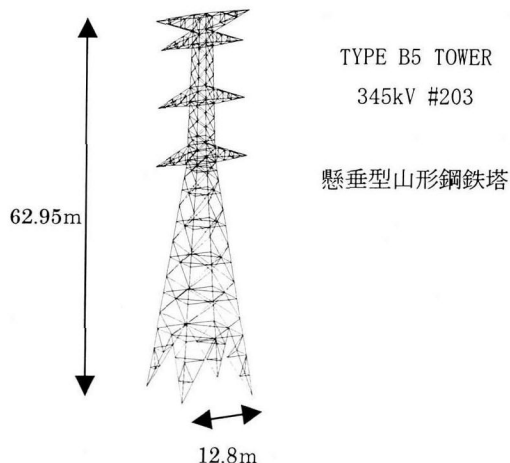


図-2 345kV鉄塔の構造概要

3. 解析的検討

兵庫県南部地震では送電鉄塔の被害は軽微であり、電力供給の支障は生じていない。また、既往の研究^{6), 7)}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、集集大地震では振動に起因する送電鉄塔の被害が一部で生じたと考えられる。筆者らはこれまで、基礎に高低差があるモデル(支間の傾斜角 30 度)と無いモデルの 2 モデルを対象に、入力方向の補正を行っていない観測記録を用いて、水平一方向入力の動的解析等を行い、両モデルの脚部の主柱材が座屈軸力に達した可能性があることを確認した^{8), 9), 10)}。しかし、脚部腹材に発生する軸力等の詳細な検討は行っていない。本研究では引き続き、集集大地震による送電鉄塔の被災原因を検討する目的で #203 鉄塔の固有値解析、静的解析、動的応答解析を行った。詳細な検討を行うためには、地震波の正確な入力方向を考慮する必要がある。このため、#203 鉄塔の配置、TCU084 地震波の方向から、架線直角方向、架線方向の地震波を作成し、架線直角方向入力、架線方向入力、水平 2 方向同時入力の 3 ケースについて検討を行った。また、#203 鉄塔が片継脚鉄塔である点に着目し、基礎の高低差を 4 段階に変化させ、脚部の主柱材、腹材に発生した軸力の詳細な比較、検討を行った。

3.1 モデル化手法

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い、基礎に高低差が無いモデル(モデル A)と、高低差がある片継脚モデルを作成した。片継脚モデルについては支間の傾斜角を 15 度(モデル B)、30 度(モデル C)、45 度(モデル D)とした。モデル図を図-3 に示す。図中の番号は主柱材の位置を表す。実際の #203 鉄塔の支間の傾斜角は約 35.5 度と推測され、傾斜角で見るとモデル C とモデル D の間にはいつている。基礎は剛とし、主要構造材である主柱材と水平材、及び脚部の腹材を 3 次元のはり要素、他の補助材を 3 次元トラス要素でモデル化した。我が国の送電鉄塔の設計基準は、JEC-127(送電用設計支持物標準)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とのことである。JEC-127 に準拠した脚部の主柱材、腹材の断面性能、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。

送電鉄塔の減衰定数に関しては、大地震時の計測データはほとんど無いが、既往研究⁶⁾において 1~10% の範囲で考慮されている。本研究では部材の減衰はすべて 2% と仮定した。

ここでは、送電鉄塔単体系のモデルを対象としている。架渉線の影響については、耐張型送電鉄塔では大きいと考えられているが、対象とした懸垂型鉄塔においては、その影響は小さいことが既往の研究¹¹⁾で示されている。よって、架渉線の質量を節点の集中質量として腕金の架渉線支

持位置に考慮する簡易なモデル化を行った。架渉線の諸元を表-4 に示す。

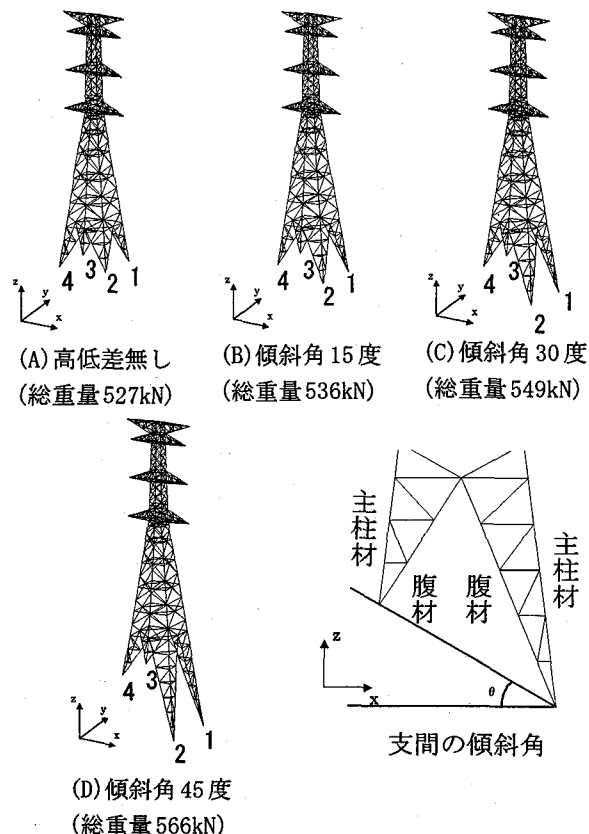


図-3 モデル図

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^2)	断面2次 モーメント (m^4)	許容座屈 軸力 (kN)
主柱材	モデルA	ss400 200×25	3.383	9.375×10^{-3}	3.42×10^{-5}	1027
	モデルB	ss400 200×25	3.437	9.375×10^{-3}	3.42×10^{-5}	1009
	モデルC	ss400 200×25	3.643	9.375×10^{-3}	3.42×10^{-5}	972.6
	モデルD	ss400 200×25	3.563	9.375×10^{-3}	3.42×10^{-5}	1000
腹材	モデルA	ss400 100×10	3.978	1.9×10^{-3}	1.75×10^{-6}	51.58
	モデルB	ss400 100×10	3.815	1.9×10^{-3}	1.75×10^{-6}	56.39
	モデルC	ss400 100×10	3.906	1.9×10^{-3}	1.75×10^{-6}	52.66
	モデルD	ss400 100×10	3.725	1.9×10^{-3}	1.75×10^{-6}	57.76

表-4 架渉線の諸元

電線	回線	2回線(1回線が12本)
	単位長さ重量	1本当たり 15.69N/m
	外径	25.96mm
	材質	ACS795MCN 中心が銅線で外側は26本のアルミより線
地線	本数	2本
	単位長さ重量	1本当たり 7.286N/m
	外径	16.32mm
支間	#202側	491.5m
	#204側	578.2m

3.2 入力地震波

解析に用いた地震波は、#203 鉄塔付近で観測された記録のなかで最大の TCU084NS、TCU084EW である。TCU084 と #203 鉄塔および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、架線方向入力、架線直角方向入力、水平 2 方向同時入力の 3 ケースを考慮し、

解析を行った。架線方向合成波、架線直角方向合成波の加速度時刻歴波形を図-6に、加速度応答スペクトルを図-7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-8に示す。図より、TCU084はEW成分の加速度が卓越しており、鉄塔に対しては架線方向に比べ架線直角方向に相対的に大きな加速度が生じている。

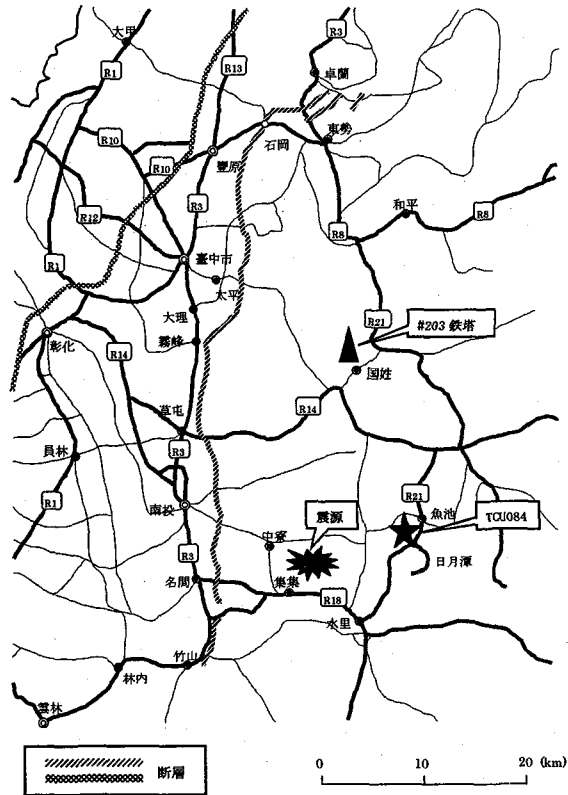


図-4 TCU084と#203鉄塔および断層の位置関係

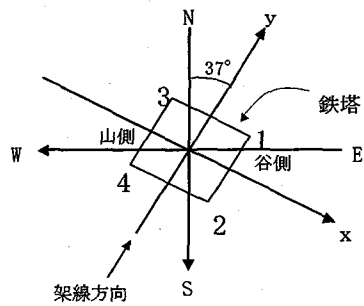


図-5 鉄塔の主軸方向と地震波の方向

3.3 結果と考察

(1) 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、架線方向の1次と2次の固有周期を表-5に示し、モデルA、モデルCの1次、2次のモード図を比較して図-9に示す。架線直角方向の2次モードまでの有効質量比は全てのモデルで75%~77%の範囲にあり、架線方向では81%~86%の範囲にある。我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、対象モデル相当の鉄塔の1次固有周期は、約0.4秒~0.8秒となる。全てのモデルにおいて固有値解析結果はこれとほぼ対応している。また、支間の

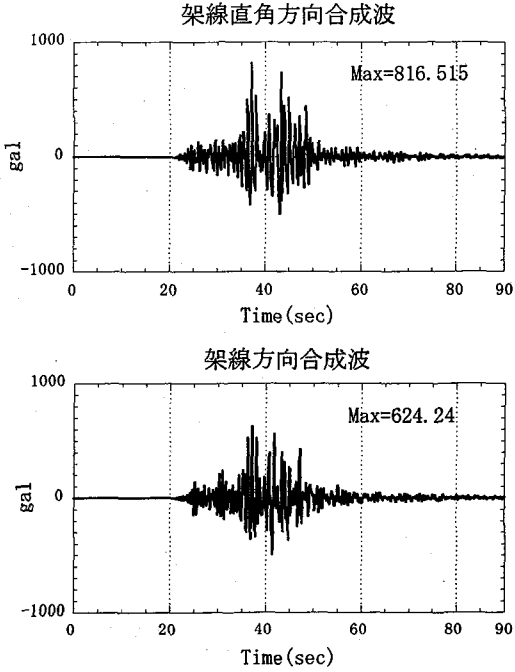


図-6 加速度時刻歴波形

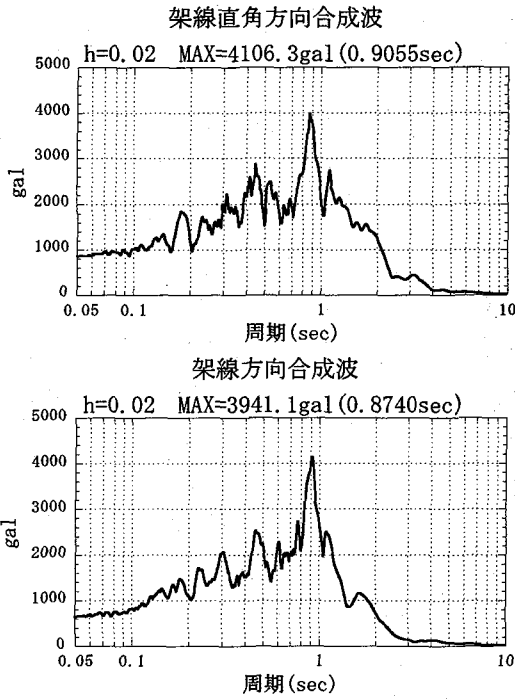


図-7 加速度応答スペクトル

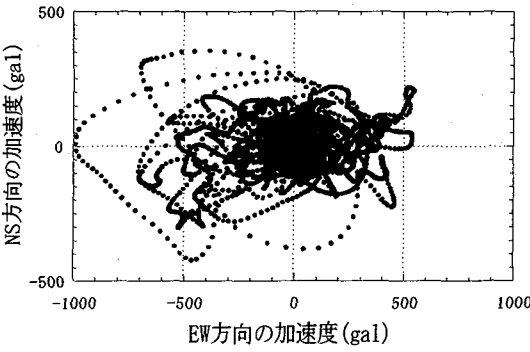


図-8 TCU084のEWとNS方向の加速度時刻歴の重ね書き

傾斜角が最大のモデルDの2次モードにおいては他のケースに比べて、モードにz軸周りの回転が顕著に表れていることが分かった。これは片継脚による左右の剛性の不均衡によるものと考えられる。全てのモデルにおいて、架線直角方向1次の固有周期は0.8秒前後、架線方向1次の固有周期は0.76秒前後であり、図-7の加速度応答スペクトルによれば、2000gal～3000galの非常に大きな応答加速度を示している。鉄塔の1次固有周期が地震波の卓越周期帯に一致していることが分かる。

表-5 各モデルの固有周期

モード次数	固有周期 (sec)			
	モデルA	モデルB	モデルC	モデルD
架線直角方向1次	0.79	0.80	0.81	0.83
架線方向1次	0.75	0.76	0.77	0.79
架線直角方向2次	0.32	0.32	0.33	0.34
架線方向2次	0.26	0.26	0.27	0.28

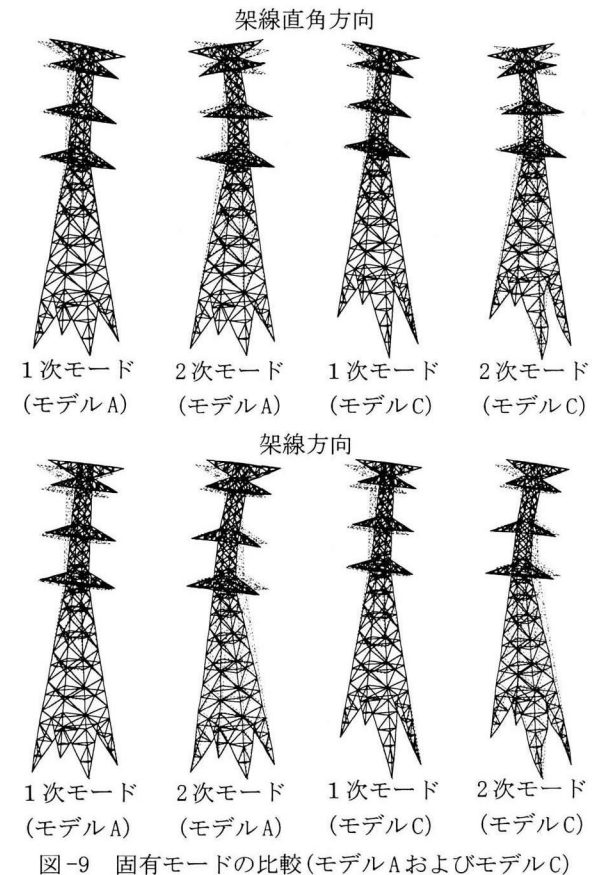


図-9 固有モードの比較(モデルAおよびモデルC)

(2) 静的解析結果

鉄塔の耐震設計¹²⁾は、特殊な支持物で地震荷重が風荷重を上回る場合に行い、震度法により、建築基準法、同施行令、建設省告示(第1074号)に準ずる震度を用いて行う。本研究では図-10に示すように、x方向(case1)、-x方向(case2)に建築基準法による0.2Gの標準震度を与えた。静的解析結果を表-6に示す。表を見ると、全てのケースにおいて、転倒モーメントによる軸力が圧縮となる脚部主柱材に、自重による軸力の約2倍の軸力が生じている。逆に、転倒モーメントによる軸力が引張となる脚部主柱材においては、ほとんどの最大軸力が圧縮側となっている。しかしな

がら、いずれの脚部主柱材も座屈軸力には達しておらず、許容座屈軸力以下である。また、脚部腹材に発生する軸力は最大で約39kNであり、いずれも許容座屈軸力以下である。従って0.2Gの静的震度に対して脚部主柱材は十分な裕度があると考えられる。

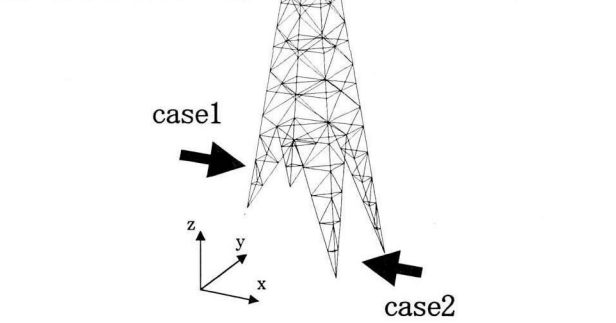


図-10 静的震度入力方向

表-6 脚部主柱材に発生した最大軸力(kN)

加震方向	モデルA		モデルB	
	脚部主柱材1.2	脚部主柱材3.4	脚部主柱材1.2	脚部主柱材3.4
case1	266.6	15.4	265.4	15.69
case2	15.4	266.6	8.728	266.7
自重解析	126.8	126.8	129.4	126.7

加震方向	モデルC		モデルD	
	脚部主柱材1.2	脚部主柱材3.4	脚部主柱材1.2	脚部主柱材3.4
case1	263.6	15.98	258	16.28
case2	2.452	266.7	15.4	266.5
自重解析	133.1	126.5	136.7	126.3

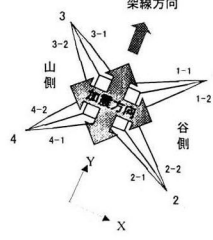
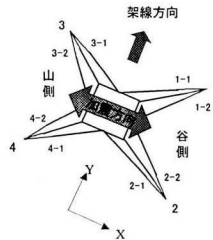
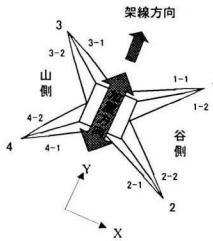
(3) 動的応答解析結果

表-7 脚部の主柱材・腹材の無次元化軸力
(無次元化軸力) = (最大応答軸力) / (座屈軸力)

架線方向入力				
	モデルA	モデルB	モデルC	モデルD
主柱材	1	1.01	1.08	1.05
	2	0.97	1.03	1.01
	3	1.01	1.22	1.33
	4	0.97	1.17	1.28
腹材	1-1	0.40	0.47	0.71
	1-2	0.94	1.18	1.51
	2-1	1.20	1.26	1.50
	2-2	0.38	0.48	0.80
	3-1	0.40	0.65	0.99
	3-2	0.94	1.29	1.41
	4-1	0.38	0.65	0.92
	4-2	1.20	1.39	1.58

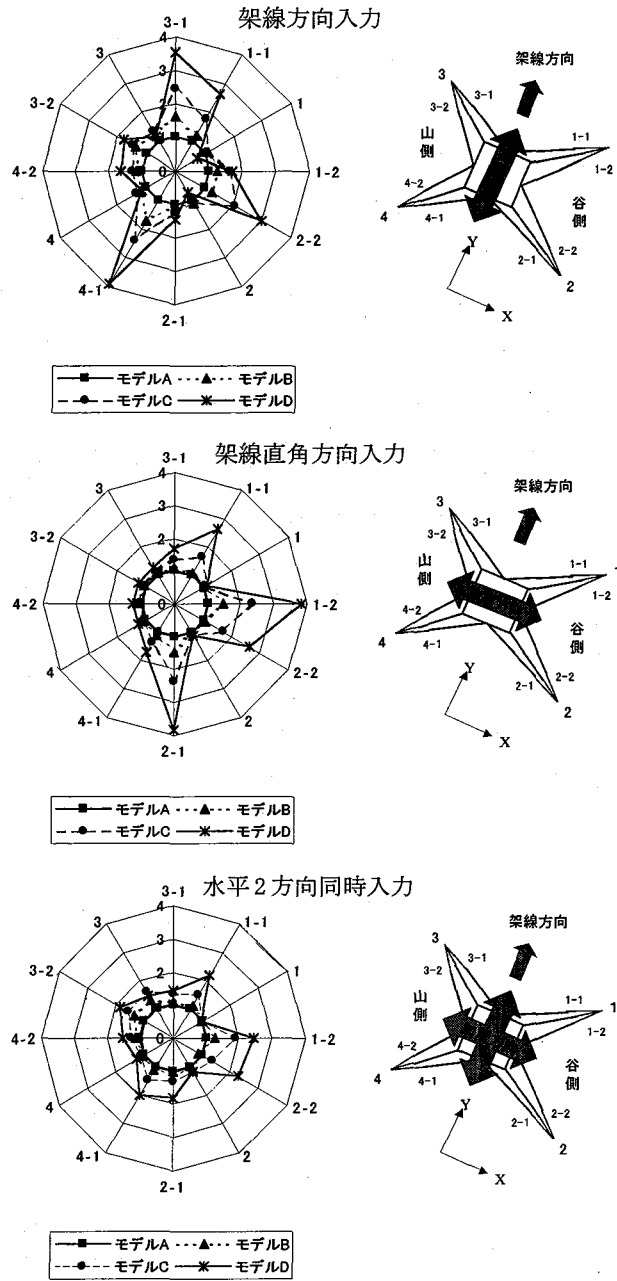
架線直角方向入力				
	モデルA	モデルB	モデルC	モデルD
主柱材	1	1.15	1.16	1.23
	2	1.15	1.16	1.23
	3	1.08	1.12	1.21
	4	1.08	1.12	1.21
腹材	1-1	0.96	1.01	1.60
	1-2	0.46	0.67	1.08
	2-1	0.45	0.66	1.07
	2-2	0.96	1.01	1.60
	3-1	1.09	1.19	1.47
	3-2	0.43	0.45	0.48
	4-1	1.09	1.19	1.47
	4-2	0.43	0.45	0.48

2方向入力				
	モデルA	モデルB	モデルC	モデルD
主柱材	1	1.92	1.94	1.97
	2	0.86	0.97	1.03
	3	0.87	1.13	1.37
	4	1.87	1.96	2.04
腹材	1-1	1.21	1.36	1.83
	1-2	1.31	1.68	2.48
	2-1	0.85	0.86	1.12
	2-2	1.10	1.00	1.50
	3-1	1.02	1.12	1.40
	3-2	0.71	0.95	1.11
	4-1	1.32	1.50	1.92
	4-2	1.56	1.74	1.94



地震動の入力方向を架線方向、架線直角方向、水平2方向の3ケースとした動的解析を行い、各モデルの脚部部材で発生する軸力の詳細な比較を行った。本解析においては、自重による初期軸力を考慮している。

脚部の支柱材、腹材に発生した最大軸力を座屈軸力で除し、無次元化したものを、地震波入力方向毎にまとめて表-7に示す。表において塗りつぶされている箇所は、座屈している部材を示す。架線方向入力、架線直角方向入力、水平2方向同時入力の順で、座屈している部材が増加していることが分かる。また、水平2方向同時入力においては、モデルC、モデルDの脚部の支柱材、腹材はすべて座屈している



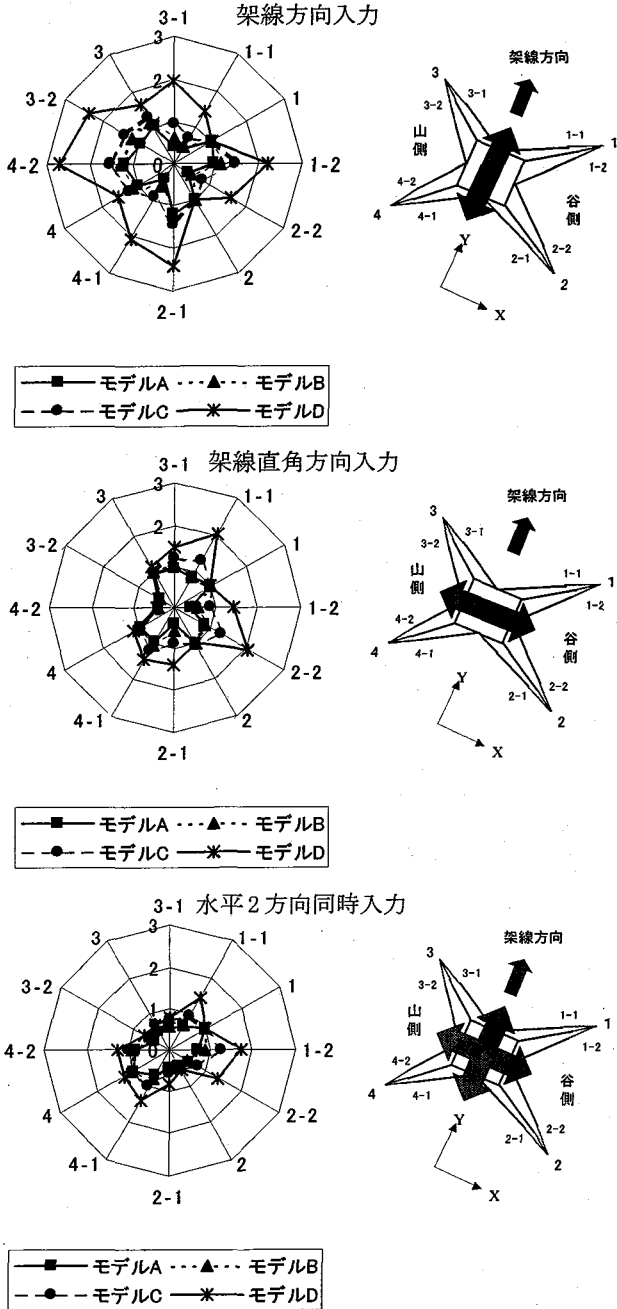
$$\text{倍率} = \frac{\text{(基礎に高低差があるモデルの無次元化軸力)}}{\text{(基礎に高低差が無いモデルの無次元化軸力)}}$$

図-11 基礎に高低差が無いモデルとあるモデルの最大応答軸力の比較

る。

基礎の高低差の影響を検討するために、基礎に高低差が無いモデルと、あるモデルで発生した最大軸力を比較し、図-11に示す。比較の方法として、表-7で示した基礎に高低差があるモデルの無次元化軸力を、基礎に高低差が無いモデルの無次元化軸力で除した倍率をレーダーグラフに示した。図を見ると、基礎の高低差が大きくなると、一般的に最大応答軸力が大きくなることが分かる。2方向入力に比べ、1方向入力のケースは、その傾向は顕著である。

次に、4つの脚部における部材に発生する最大応答軸力の違いを考察するために、支柱材1と他の脚部部材に発生



$$\text{倍率} = \frac{\text{(脚部部材の無次元化軸力)}}{\text{(支柱材1の無次元化軸力)}}$$

図-12 支柱材1と他の脚部部材の最大応答軸力の比較

する最大応答軸力を比較した。比較結果を図-12に示す。比較の方法として、表-7に示した脚部部材の無次元化軸力を、主柱材1の無次元化軸力で除した倍率をレーダーグラフに示した。2方向入力結果においては、主柱材1、主柱材4周りの部材において大きな軸力が生じていることが分かる。すなわち、図-8に示した、入力波の特徴とほぼ一致していることが分かる。

以上の解析結果より、TCU084相当の地震動が鉄塔付近で生じている場合には、脚部の主柱材、腹材の座屈等が生じる可能性があり、これらの影響で#203送電鉄塔が倒壊に至る可能性が指摘された。特に片継脚鉄塔はその非対称性により、基礎に高低差が無い鉄塔に比べ、より大きな最大応答軸力が発生する。従って、設計時に配慮する必要があると考えられる。また、腹材の座屈が先行し、主柱材が座屈に至った可能性もあり、設計において腹材の強度面からのより詳しい検討が必要と考えられる。

4. まとめ

台湾において我国では例が無い送電鉄塔の地震被害が発生した。集集大地震で観測された地震動は、場所によっては兵庫県南部地震と同等以上のエネルギーを有している。今回被害を受けた台湾の送電鉄塔の設計仕様は我国のものとほぼ同レベルであり、我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いことから、片継脚鉄塔の耐震性評価は重要な問題と考えられる。被害原因解明のために行った解析により、以下のことが明らかとなった。

・0.2Gの静的震度においては、送電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、脚部主柱材が座屈を起こす可能性がある。

・一般に基礎の傾斜が大きくなると、最大応答軸力は増大するため、設計上の配慮が必要と考えられる。

・主柱材1、主柱材3の対角線方向の部材に大きな軸力が発生しており、これは入力波の卓越方向とほぼ一致する。

今回の検討では、送電鉄塔の大地震時の等価減衰の増加や、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した。今後は引き続き詳細な被害情報の収集に努め、地盤条件や架線方向の影響、脚部部材のみではなく、他の部材の応力評価等についても詳細な検討を行う必要がある。

また、架渉線の影響については節点質量として腕金架渉線支持位置に入力し、簡易に考慮した。今回の動的解析結果において、頂部の最大応答加速度は加速度応答スペクトルの最大値と同様、約4000galと非常に大きく、懸垂型送

電鉄塔においても架渉線の影響は大きいと判断される。今後は3基2径間のモデルを作成し、送電鉄塔と架渉線の連成振動等、詳細な検討を行う予定である。

【謝辞】

本研究は筆者の一人がメンバーとして参加した文部省台湾地震調査班(研究代表者：家村浩和京都大学教授)で得られた成果を発展させたものである。ここに記して関係者各位に感謝の意を表する。また、日本鉄塔工業株式会社の岡延夫博士、矢野勝義氏に資料、データを提供して頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

【参考文献】

- 1) 修行稔, 岡延夫, 李剣平: 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) 文部省突発自然災害調査班(団長: 京都大学家村浩和教授): 内陸におけるプレート境界大地震の脅威—台湾921集集地震調査速報集—, 1999年10月
- 3) 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
- 4) 土木学会: 1999年台湾・集集地震被害調査報告会・概要集, 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.
- 6) 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—, U95512, 1996年3月
- 7) 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
- 8) 松田泰治, 大塚久哲, 内田広明: 集集大地震による超高压送電鉄塔の被害, 土木学会西部支部研究発表会講概要集, 第1分冊, pp158-159, 1999
- 9) 松田泰治, 大塚久哲, 内田広明: 集集大地震による超高压送電鉄塔の被害原因に関する一考察, 第55回年次学術講演会講演概要集, DISC1, I-B394, 2000
- 10) 松田泰治, 大塚久哲, 内田広明: 集集大地震による超高压送電鉄塔の被害原因に関する一考察, 鋼構造年次論文報告集, pp157-162, 2000
- 11) 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, pp271-278, 1984
- 12) 電気学会、電気規格調査会: 送電用支持物設計標準(JEC-127-1979)

(2000年9月14日受付)