

耐張型鉄塔の動的挙動に与える架渉線の影響評価 ～台湾集集地震により倒壊した超高压送電鉄塔を対象として～

Evaluation on the effect of transmission wire to dynamic behaviour of strain steel tower
～ For steel tower collapsed in the Chi-Chi Earthquake Taiwan ～

松田泰治*, 大塚久哲**, 池田征司***
Taiji Mazda, Hisanori Otsuka, 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)

The Chi-Chi Earthquake with a moment magnitude of 7.7 occurred at central part of Taiwan on September 21st 1999. Many steel towers had heavy damages. This paper deals with the analysis of earthquake response of 345kV steel tower to investigate the cause using FEM and the effect of transmission wire to dynamic behaviour of strain steel tower was evaluated. From the dynamic response analysis, the possibility of damage of the steel tower by vibration was suggested and the simple substance model considering the effect of the transmission wire was proposed.

Key Words: Chi-Chi Earthquake, transmission tower, buckling

キーワード: 台湾集集地震, 超高压送電鉄塔, 座屈

1. はじめに

1999年9月21日, 台湾の南投縣集集付近を震源とする Mw7.7 (2001理科年表) 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.

超高压送電鉄塔は, 13基が完全倒壊するなど, 甚大な被害を受けた. そのうち, 中寮～峨眉間の#203鉄塔は, 基幹線で唯一完全倒壊した鉄塔であり, 台湾の電力供給システムに致命的なダメージを与えた.

また, 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, 鉄塔は各脚の長さが異なる片継脚となる. 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, #203鉄塔は基礎の高低差の大きい片継脚鉄塔であり, 倒壊原因の一因となった可能性も考えられる.

著者らはこれまでに, 台湾で最大の345kV鉄塔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, 付近で観測された地震波 (TCU084, CHY080, TCU068) を用い, 地震時の振動により倒壊した可能性を解析的に検討してき

た^{2), 3), 4)}. その結果, 前述の地震動が#203付近で生じている場合には, 複数の部材に許容座屈軸力を超える軸力が生じ, 倒壊に至る可能性があるとの知見が得られた. 特に, 等脚鉄塔に比べ片継脚鉄塔は, 脚部が構造全体としての弱点となる可能性が高くなる場合があることも明らかにした.

ここで, これまでの研究においては, 節点間の座屈 (個材座屈) のみを検討対象として座屈判定を行ってきた. 一方, 片継脚鉄塔においては, 個材座屈よりも片継脚の全体座屈が先行する可能性も考えられる.

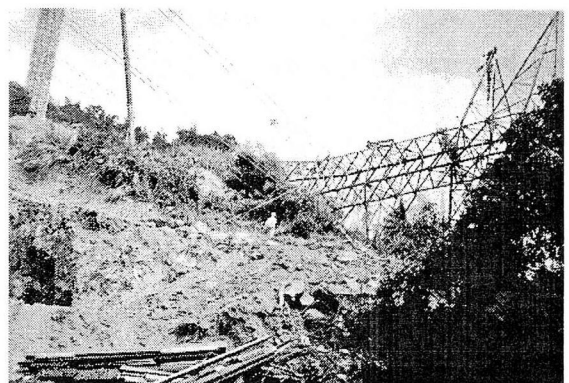


写真-1 倒壊した345kV超高压送電鉄塔
(中寮～峨眉間の#203)

そこで本研究では、片継脚鉄塔における全体座屈の可能性を検討した。また、三基二径間モデルと鉄塔単体モデルの動的挙動を比較し、架渉線の影響を考慮した耐張型鉄塔単体モデルの提案についても併せて行った。

2. 超高压送電鉄塔の被害^{5),6)}

写真-1は倒壊した#203鉄塔である。根本付近から谷側へ向かって倒壊しており、架渉線は寸断されていない。そのため、#203鉄塔と隣接している#204鉄塔は、腕金主材の一部が折れ曲がったと報告されている。また、#203の基礎に大きな損傷は確認されていない。図-1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の懸垂型山形鋼鉄塔であり、サイズ的には我が国の22万V鉄塔に近い。#203鉄塔は、標高500mの山間部の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、地震時の振動による被害の可能性も考えられる。

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は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。台湾と我が国の送電鉄塔の設計仕様の詳細については文献²⁾で述べたが、台湾の送電鉄塔の設計仕様は我が国のものよりも若干厳しい程度である。

3. 解析手法の概要

3.1 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-2に示す。#203

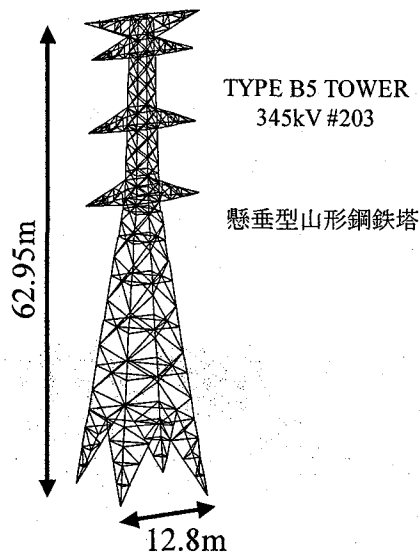


図-1 345kV鉄塔の構造概要

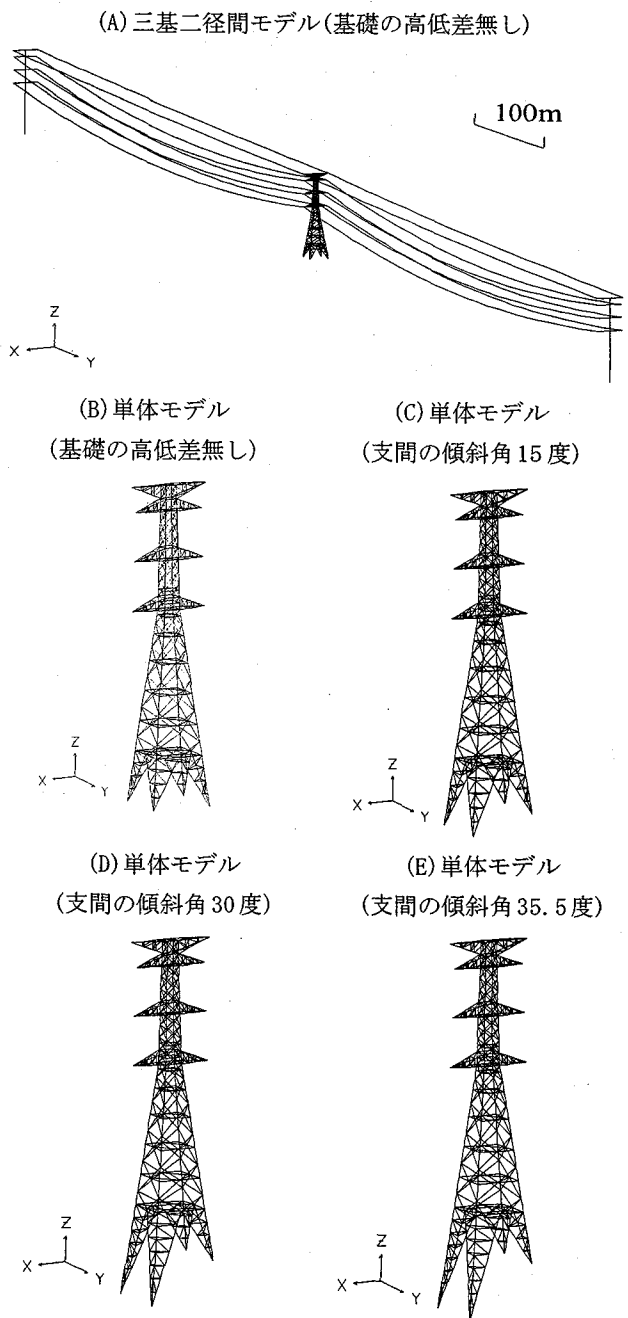


図-2 モデル図

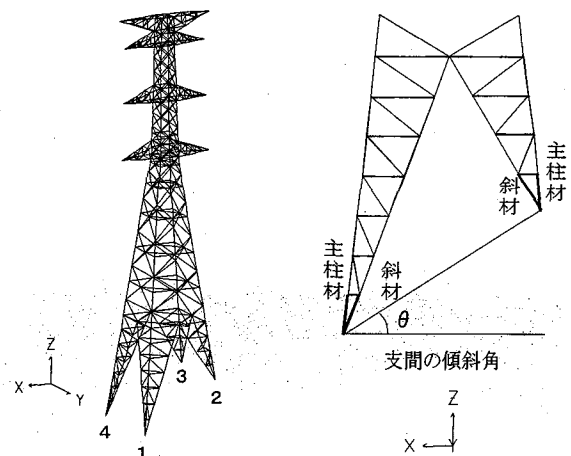


図-3 基部主柱材番号及び支間の傾斜角

と同型の鉄塔が直線状に連続して配置された状態を想定し、鉄塔間の径間長は現地の情報から全て550mと仮定した。モデルAは、三基二径間モデルであり、中央の等脚鉄塔を検討対象とした。隣接鉄塔については、中央鉄塔と一次固有周期が等しい等価ビームモデル¹²⁾とした。具体的には、鉄塔を高さ方向のパネル毎に分割し、各パネルにおいて三次元骨組モデルと変形性能が等しくなるように等価ビーム要素の断面定数を決定している。モデルB, C, D, Eは全て鉄塔単体モデルである。モデルBは等脚鉄塔であるのに対し、モデルCは支間の傾斜角が15度、モデルDは30度、モデルEは35.5度の片継脚鉄塔である。モデルAにおける隣接鉄塔の更に外側の架渉線のモデル化は、以下で述べるモデルB3に準じている。実際の#203の支間の傾斜角は約35.5度と推測される。また、我が国では傾斜角の上限は30度が目安となっている。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及びBが357kN、モデルCが370kN、モデルDが388kN、モデルEが392kNである。図-3に、支間の傾斜角と基部支柱材の番号を示す。我が国の送電鉄塔の設計基準は、JEC-127⁷⁾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-1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。

表-1 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)	
基部支柱材	モデルCの長脚側	ss540	250×25	2.749	1.194×10 ⁻²	6.95×10 ⁻⁵	2395
	モデルDの長脚側	ss540	250×25	2.602	1.194×10 ⁻²	6.95×10 ⁻⁵	2471
	その他	ss540	250×25	2.537	1.194×10 ⁻²	6.95×10 ⁻⁵	2490
基部斜材	モデルCの長脚側	ss540	130×9	3.052	2.274×10 ⁻³	3.66×10 ⁻⁶	181
	モデルDの長脚側	ss540	130×9	2.789	2.274×10 ⁻³	3.66×10 ⁻⁶	210
	モデルEの長脚側	ss540	130×9	2.693	2.274×10 ⁻³	3.66×10 ⁻⁶	224
	その他	ss540	130×9	2.984	2.274×10 ⁻³	3.66×10 ⁻⁶	188

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線形材料でモデル化した。ここで、耐張型鉄塔とは架渉線を耐張吊りしているタイプであり、懸垂型鉄塔とは架渉線を懸垂碍子により吊っているタイプである。本研究では、懸垂碍子に関する詳細な情報を入手できなかったため、懸垂碍子をモデル化せずに、腕金に架渉線を直接付加して耐張型としてモデル化を行った。鉄塔と基礎は剛性差や質量差が大きいことから、鉄塔基部を固定とした場合と基礎-地盤を含めてモデル化した場合で応答にほとんど差がない⁶⁾ため、全て基礎固定とした。

表-2 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
地線	死荷重作用時の張力	1本当たり141.1kN
	本数	2本
	単位長さ重量	1本当たり7.286N/m
	外径	16.32mm
	死荷重作用時の張力	1本当たり19.6kN

架渉線の諸元を表-2に示す。表中の地線とは、頂部の腕金に付加されているケーブルのことで、常時は通電していない。地線は1つの腕金に1本付加されている。また、対象鉄塔は3相交流4導体送電線である。1つの腕金に4本の電線が付加されている。この4本を1本のケーブルに集約した。以後、左右1回線当たり3本のケーブルを高さ方向に沿って電線上、中、下と呼ぶ。以上より、左右1回線当たり4本の架渉線をモデル化した。

モデルAでは、架渉線をトラス要素としてモデル化した。架渉線の初期形状は、自重解析時の架渉線の軸力が、表-2の死荷重作用時の張力に近似するよう繰り返し計算を行って決定した。その際、初期形状は、カテナリー曲線と仮定した。架渉線の要素分割数は文献³⁾より、30分割として固有値解析を行い、鉄塔の架線直角方向の基本振動数域において架渉線の高次モードを表現可能であることを確認して動的解析を行った。鉄塔の応答のみを評価する場合には、架渉線の幾何学的非線形性を線形化有限変位理論により考慮しても、それが鉄塔の応答に与える影響は少ない⁴⁾ことから、架渉線の幾何学的非線形性は、線形化有限変位理論により考慮した。

モデルBにおける架渉線のモデル化手法を表-3に示す。モデルB2, B3は、各径間長の50%の架渉線質量を鉄塔に負担させている。架渉線の負担率に関しては、25%等での解析も行ったが、50%の場合にモデルAの動的挙動を最も精度良く再現できていたので、ここでは50%の場合の結果のみ

表-3 モデルBにおける架渉線のモデル化手法

モデル	B1	B2	B3
質量		m = (L1÷2 + L2÷2) × r	
質量付加位置	考慮せず	腕金の碍子 取付位置	架線方向質量 → 腕金の碍子取付位置 架線直角方向、鉛直方向質量 → 腕金からのばしたバネの他端

ここに、L1:若番側の径間長, L2:老番側の径間長, r:単位長さ質量

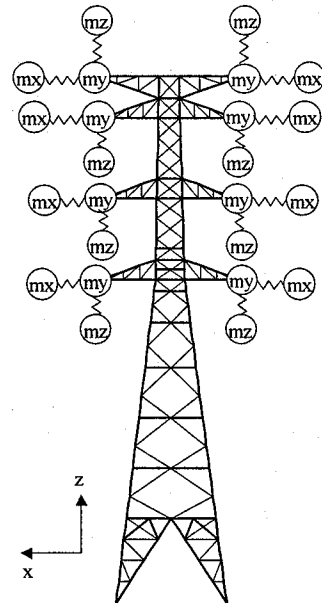


図-4 モデルB3における架渉線の質量付加位置

$$m = (m_x, m_y, m_z)$$

示す。また、質量 m のうち m_y のみバネを介さない理由は、モデルAの架線方向において鉄塔と架渉線が一体となって振動するのに対し、他の2方向は異なるからである。(詳細は4章を参照されたい)

モデルB1は、架渉線の質量を全く考慮しておらず、解析結果には架渉線による死荷重応力が含まれない。モデルB2は、腕金の碍子取付位置に架渉線の質量を付加する方法で、鉄塔単体で解析を行う場合に既往研究において用いられている⁹⁾。モデルB3は、著者が提案する等価単体モデルである。モデル化の概念図を図-4に示す。腕金から伸ばしたバネのバネ定数 k は1質点系の固有周期に関する式(1)から算出した。式(1)中の T は、弦の振動方程式から算出した1次固有周期である(式(2))。

$$k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m \quad (1)$$

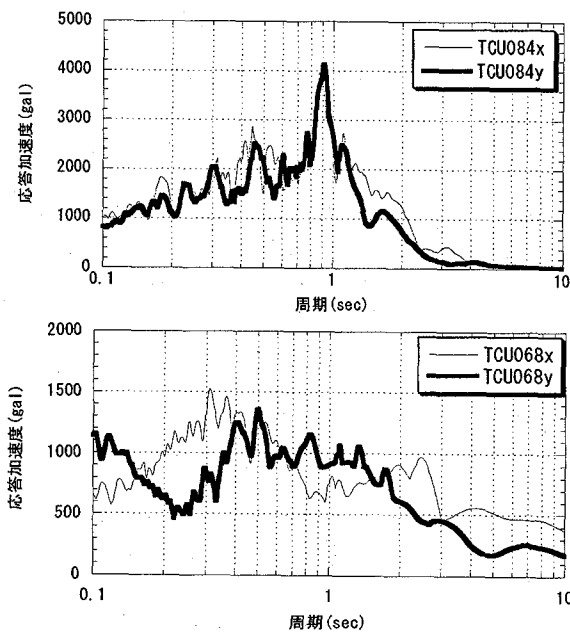
$$T = 2L \sqrt{\frac{r}{H_0}} \quad (2)$$

ここに、 $L = (L_1 \div 2 + L_2 \div 2)$ 、 H_0 : 死荷重作用時の張力

モデルC, D, Eの架渉線のモデル化手法は、モデルBと同様に、C1, C2, ..., E3とした。

山形鋼の減衰定数は、沢辺ら¹⁰⁾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%と仮定した。電線の減衰定数は、岩間ら¹¹⁾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ードより、レーリー減衰を定義した。

動的解析は、Newmarkの β 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RESP-Tを用いた。積分時間間隔は、モデルAにおいては $dt=0.001$ (sec)、モデルB, C, D及びEにおいては $dt=0.005$ (sec)とした。

3.2 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3波用いた。ここでは、TCU084及びTCU068を入力した場合の解析結果を示す。鉄塔の架線方向と南北方向のなす角は約37度であり、地震波に対する鉄塔の応答をより詳細に検討するため、地震波の加速度成分を鉄塔の架線方向及び架線直角方向に合成した。以下、架線直角方向合成波をTCU084x及びTCU068x、架線方向合成波をTCU084y及びTCU068yと呼ぶ。TCU084の観測地点は、震央から約10km、#203から約20kmの距離にあり、台湾集集地震で最大の加速度(989gal)が観測された。また、TCU068の観測地点は、大きな断層変位が生じた場所であり、長周期成分が卓越した地震波である。動的解析においては、TCU084x及びTCU068xを架線直角方向に、TCU084y及びTCU068yを架線方向に入力した。 $h=2\%$ の加速度及び変位応答スペクトルを図-5に示す。

4. 架渉線の影響を考慮した耐張型鉄塔単体モデルの提案

耐張型鉄塔においては、鉄塔の動的挙動に与える架渉線の影響が大きく、架渉線を適切にモデル化する必要がある(例えば、⁹⁾。一方、架渉線を有限要素でモデル化すると、一般的に多くの要素分割をする必要があり、演算時間の点から実務設計には不向きである。したがって、本章では架渉線の影響を考慮した耐張型鉄塔単体モデルを提案し、演算時

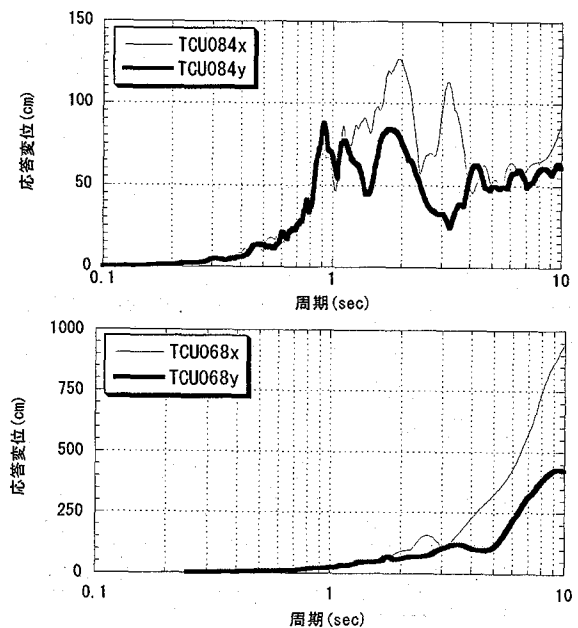


図-5 加速度及び変位応答スペクトル($h=2\%$)

表-4 固有周期(sec)

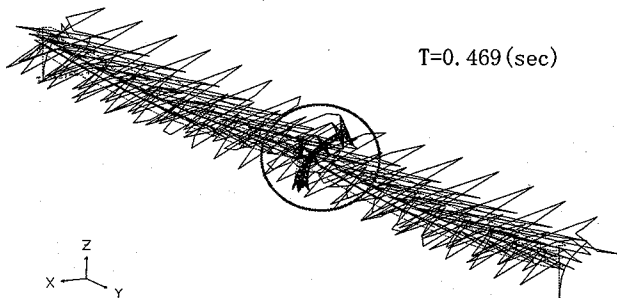
モード		モデル				備考	
		A	B1	B2	B3		
架渉線	架線直角方向	1次	6.189	-	-	6.190	(地線)
			7.833	-	-		(電線上)
			7.688	-	-	7.431	(電線中)
			7.574	-	-		(電線下)
中央鉄塔	架線直角方向	1次	0.473				(地線は13次, 電線は18次)
			0.469	0.463	0.780	0.461	(地線は13次, 電線は19次)
		0.456				(地線は15次, 電線は20次)	
	2次	0.185	0.179	0.318	0.179		
	架線方向	1次	0.747	0.458	0.742	0.742	(地線は10次, 電線は12次)
		2次	0.264	0.172	0.256	0.256	
鉛直方向	2次	0.069	0.068	0.173	0.069		

(a) 架渉線の架線直角方向1次モード



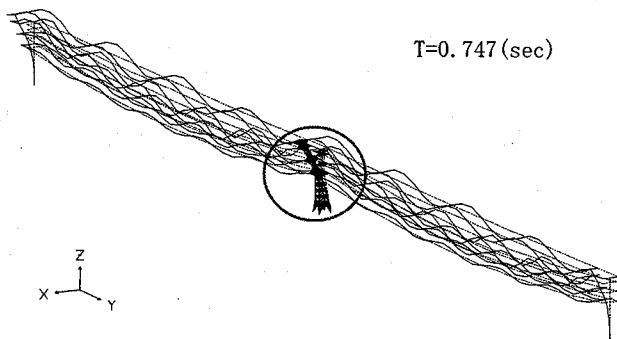
T=7.833(sec)

(b) 中央鉄塔の架線直角方向1次モード



T=0.469(sec)

(c) 中央鉄塔の架線方向1次モード



T=0.747(sec)

図-6 モード図

間の大幅な短縮が可能となることを示す。

モデルAを詳細モデルとし、モデルB1, B2, B3の3つを比較対象として解析を行った。

4.1 固有値解析結果

固有値解析により得られた固有周期を表-4に、モデルAの代表的なモード図を図-6に示す。表-4より、モデルAと比較するとモデルB3は水平二方向において高い精度で周期が一致している。モデルB1は架線直角方向の周期は精度が高いが、架線方向の周期は大幅に短くなっている。モデルB2は架線方向の周期は精度が高いが、架線直角方向の周期は大幅に長くなっている。即ち、架線直角方向においては、鉄塔と架渉線の剛性差が大きいためほぼ独立に振動するの

に対し、架線方向においては、両者は一体となって振動し、架渉線は鉄塔に対して慣性力として作用すると考えられる。

4.2 動的解析結果

自重による初期応力状態を再現した後、動的解析を行った。地震波の入力方向は、架線直角方向または架線方向の一方入力とした。基部主柱材1の軸力時刻歴を図-7に示す。基部主柱材1が配置されている主柱の鉛直座標を縦軸に、モデルB1, B2, B3における最大圧縮軸力をモデルAにおける最大圧縮軸力で無次元化したものを横軸に取り、図-8に示す。

図-7(a)より、モデルAの鉄塔の応答は、鉄塔の架線直角方向の1次モード(約0.47sec)が支配的である。モデルB1及びB3もモデルAと同様である。一方、モデルB2は、0.780secで振動しており、他のモデルと応答が大きく異なる。前節でも述べたように、架線直角方向においては、鉄塔と架渉線がほぼ独立に振動すると考えられる。ところが、モデルB2は架渉線の質量を腕金部に直接取り付けしており、鉄塔に対して慣性力として作用した結果、図-8(a)に示すように鉄塔の応答を過大に評価してしまう場合がある。

図-7(b)より、モデルAの鉄塔の応答は、鉄塔の架線方向の1次モード(0.747sec)が支配的である。モデルB2及びB3もモデルAと同様である。一方、モデルB1は、0.458secで振動しており、他のモデルと応答が大きく異なる。この原因は、架線方向において、架渉線は鉄塔に対して慣性力として作用するにも関わらず、モデルB1では架渉線の質量を考慮していないためである。その結果、図-8(b)に示すように鉄塔の応答を過小に評価してしまう場合がある。

図-7(c)より、モデルAの鉄塔の応答は、電線の架線直角方向1次モード(約7.7sec)が支配的である。モデルB3もモデルAと同様である。一方、モデルB1は、0.463secで振動しており、電線の架線直角方向1次モードを表現できない影響が大きく表れている。モデルB2の応答が他のモデルと大きく異なる原因は、図-7(a)と同様である。

また、架線方向にTCU068yを入力した場合は、TCU084yを入力した場合と同様であったため、ここでは省略した。

以上のことから、モデルB3はモデルAと同様の精度で鉄塔の動的挙動を表現できており、最大圧縮軸力の評価においても誤差は最大で20%であった。特に座屈に対してクリティカルとなる腕金支持位置と脚部の評価に関してはほぼ誤差は生じていない。したがって、架渉線の影響を考慮した耐張型鉄塔単体モデルとして、モデルB3は妥当であると判断される。ただし、鉄塔間の径間長が若番側と老番側で大きく異なる場合や、鉄塔間の高低差、水平角度及び剛性差が大きい場合には適用できない可能性がある。また、それらに起因する静的な架渉線の不平均張力は考慮できない。したがって、本提案モデルは鉄塔に与える架渉線の影響を

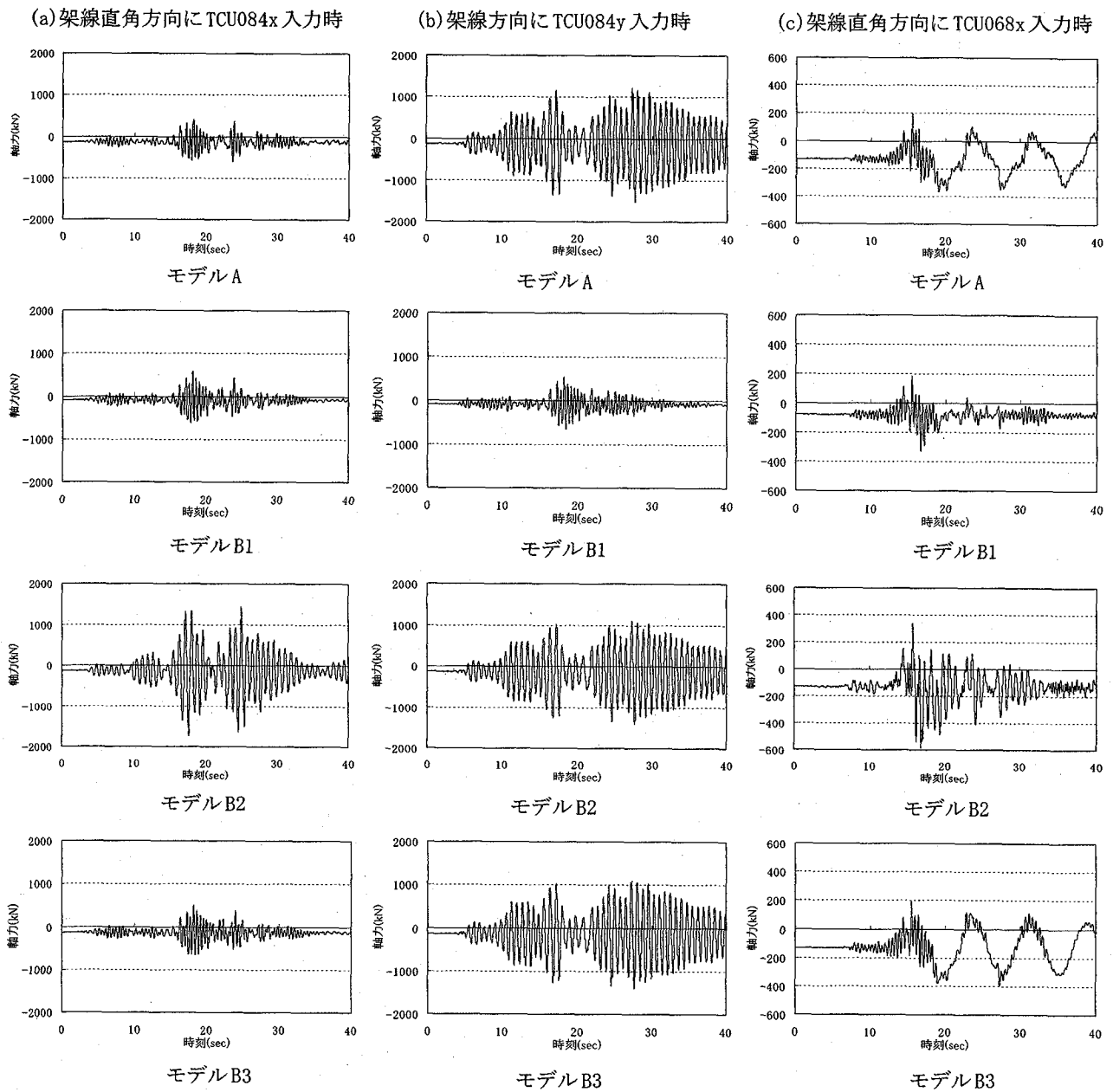


図-7 基部支柱材1の軸力時刻歴

(a) 架線直角方向にTCU084x入力時 (b) 架線方向にTCU084y入力時 (c) 架線直角方向にTCU068x入力時

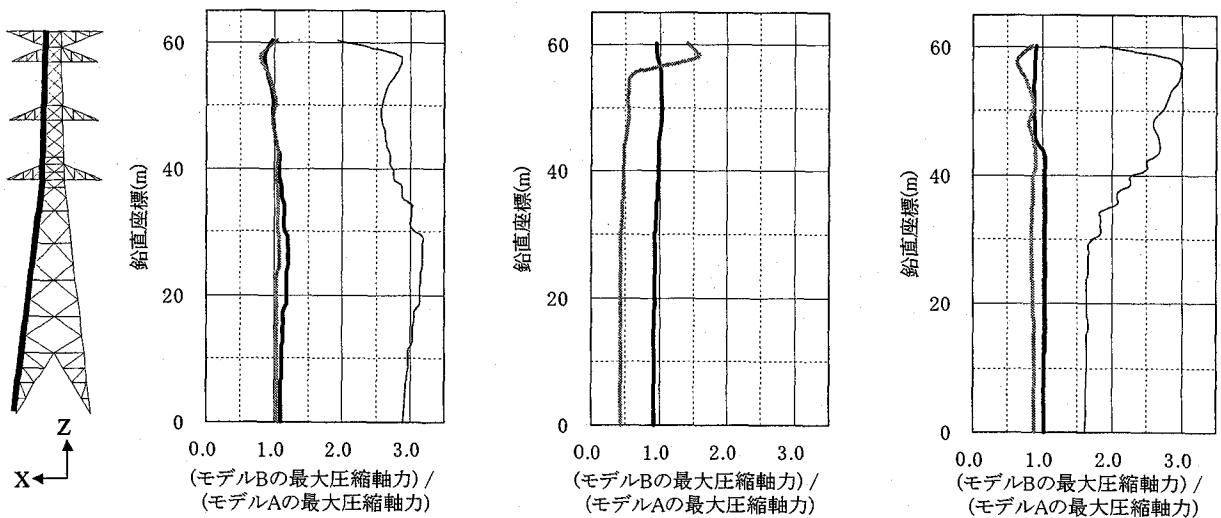


図-8 支柱材に発生した最大圧縮軸力(支柱材1)

— モデルB1 — モデルB2 — モデルB3

簡易に考慮する場合に用いるのが良いと考えられる。

5. 片継脚に着目した#203鉄塔の耐震性の検討

本章では、#203鉄塔に台湾集集地震時に観測された地震動が生じた場合、座屈により倒壊に至る可能性を検討する。これまでの研究では、JEC-127による個材座屈に対してのみ検討を行ってきたが、本研究では、座屈固有値解析による全体座屈の可能性も併せて検討する。

解析には、4章の結果を踏まえてモデルB3、C3、D3、E3の4つのモデルを用いた。

5.1 座屈固有値解析に基づく耐震性の検討

本研究では、式(3)のような固有方程式を解き、座屈点を求めている。

$$[K]\{X\} + \lambda[K_G]\{X\} = 0 \quad (3)$$

ここに、 $[K]$: 初期応力状態における材料剛性マトリックス

$[K_G]$: 初期応力状態における幾何剛性マトリックス

λ : 座屈荷重倍率

$\{X\}$: 座屈モードベクトル

即ち、(初期荷重) \times λ の荷重が作用した場合に、座屈に至ることを示している。しかし、式(3)から明らかのように、初期状態から座屈点までは線形で推移すると仮定している。そのため、 λ が1から大きく外れている場合には、初期状態から座屈点までの幾何学的非線形性の影響により、正解が得られない。

初期荷重として、自重(1G)を固定、水平荷重をパラメータとして作用させた。水平荷重に用いる震度は、表-5の固有周期と図-5のTCU084の加速度応答スペクトルを参考に、応答倍率を2倍と仮定して図-9のように作用させた。図のように、短脚側の基部の水平震度が頂部の水平震度の2分の1になるような台形分布である。動的解析において、長脚2本のうち支柱材1が大きな圧縮軸力を示したため、本節

表-5 固有周期(sec)

モード			モデル				備考
			B3	C3	D3	E3	
架渉線	架線直角方向	1次	7.431	7.431	7.432	7.432	(電線)
		2次	6.190	6.190	6.190	6.190	(地線)
中央鉄塔	架線直角方向	1次	0.461	0.467	0.475	0.478	
		2次	0.179	0.186	0.196	0.203	
	架線方向	1次	0.742	0.750	0.760	0.764	
		2次	0.256	0.260	0.266	0.270	

表-6 座屈直前の頂部水平震度

荷重ケース	モデル			
	B3	C3	D3	E3
(a)自重+架線直角方向	3.4	2.26	1.12	0.84
(b)自重+架線方向	3.4	3.2	2.3	2.08
(c)自重+水平二方向	2.3	1.22	0.66	0.5

■ は塔体の全体座屈, それ以外は脚部の全体座屈

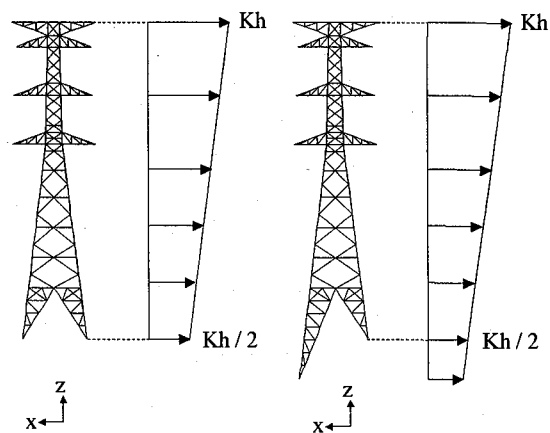


図-9 座屈固有値解析に用いる水平震度

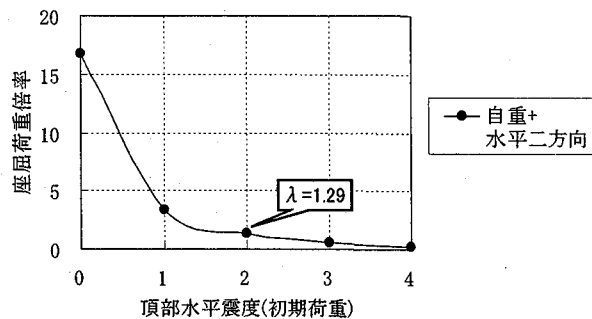


図-10 モデルB3の座屈固有値解析結果

(a) 自重+架線 直方向入力時 (b) 自重+架線方向入力時 (c) 自重+水平二方向入力時

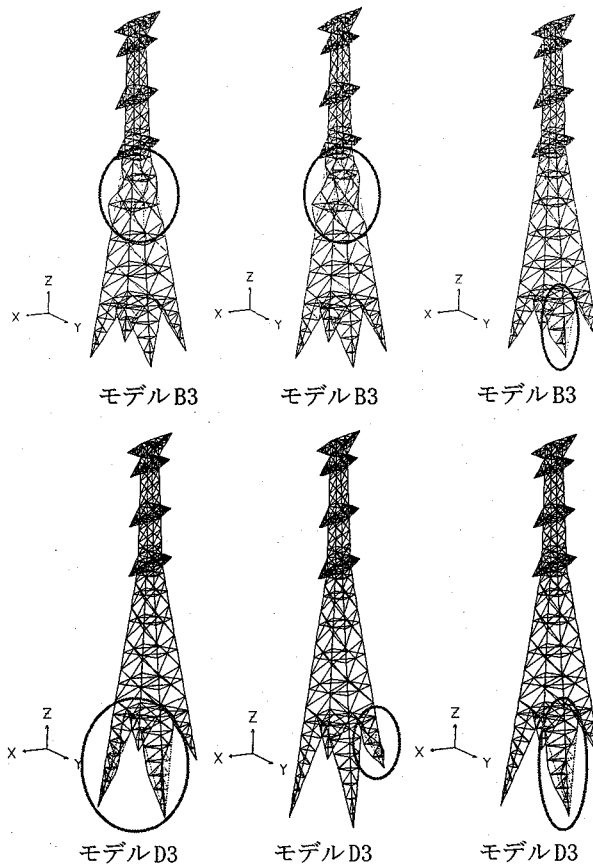


図-11 座屈モード

においても支柱材1が座屈する方向に静的震度を与えた。

モデルB3において水平震度を変化させた場合の解析結果を図-10に示す。図中に $\lambda = 1.29$ と示したケースでは、鉛直下向きに $1 \times 1.29 = 1.29G$ に加え、水平二方向に頂部で $2 \times 1.29 = 2.58G$ 相当の荷重が作用した場合に座屈に至ることを示している。本研究では、鉛直方向には自重しか働かないという仮定や、 λ が1から大きく外れると正解が得られないことを踏まえ、座屈固有値解析結果を効果的に取り扱うために、 λ が1.00~1.05となるような水平震度を探索した。その時の頂部の水平震度を表-6に、代表的な座屈モードを図-11に示す。

表-6より、モデルB3は、塔体の全体座屈が先行しているのに対し、モデルC3, D3, E3は脚部の全体座屈が先行している。また、架線方向に載荷した場合、長脚側ではなく短脚側の全体座屈となっている。

これらの結果より、支間の傾斜角が大きくなると、脚部の座屈耐力が大幅に低下することが分かる。この傾向は、特に架線直角方向に対して強く、モデルE3では架線直角方向に $400g$ を超える加速度が入力されると、脚部が全体座屈を起こすことになる。

5.2 #203鉄塔が地震時の振動により座屈に至る可能性の検討

前節では、支間の傾斜が大きくなったときの全体座屈耐力が大幅に低下することを示したが、与えた震度分布が仮定したものである。そこで本節では、以下の3ケースで発生する軸力を比較する。

- (1) 前節の全体座屈発生時の軸力
- (2) TCU084入力時に発生した最大圧縮軸力
- (3) JEC-127による個材座屈に対する座屈軸力

ここで、前節の座屈固有値解析により個材座屈の発生を検討することもできるが、解析モデルが梁モデルであること、JEC-127は材料の初期不整や偏心載荷を考慮した数多くの実験に基づく座屈軸力であることなどから、個材座屈に関してはJEC-127による座屈軸力を採用した。

動的解析においては、地震波の入力方向は、水平1方向または2方向入力とした。自重による初期応力状態を再現した後、動的解析を行った。

全体座屈発生時の軸力、TCU084入力時の最大圧縮軸力、JEC-127による座屈軸力を荷重方向ごとに図-13に示す。基部支柱材1が配置されている支柱の鉛直座標を縦軸に、軸力を横軸に取っている。ただし、鉛直座標が $-10 \sim -30m$ の範囲は基部斜材1-1、 $-30 \sim -50m$ の範囲は基部斜材1-2が配置されている脚部の斜材を示している。また、グラフを見やすくするため、脚部の斜材の軸力を5倍にして表示している。斜材の要素番号の位置については、図-12に示す。

例えば図-13(c)のモデルE3には、表-6から自重+水平

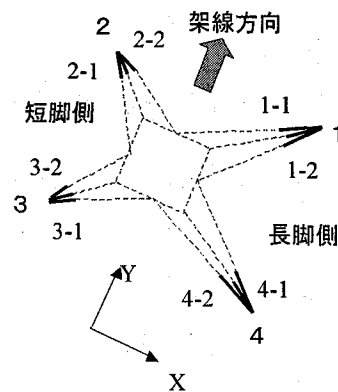


図-12 基部斜材の要素番号

二方向に頂部の水平震度が0.5となる静的震度を与えた場合の軸力、自重+TCU084xとTCU084yを水平二方向入力とした場合の最大圧縮軸力を示している。ただし、架線直角方向加振時の斜材1-2など、加振方向と直角方向の部材については表記していない。

表-6に示したように、支間の傾斜が大きくなると小さい震度で座屈に至るため、全ての荷重方向において、全体座屈発生時の軸力が大幅に減少している。

全体座屈発生時の軸力のグラフは、表-6と図-11における全体座屈発生位置の値のみが意味を有し、これと全要素のJEC-127による座屈軸力を比較すると、全ての解析ケースにおいて、個材座屈よりも全体座屈が先行すると考えられる。

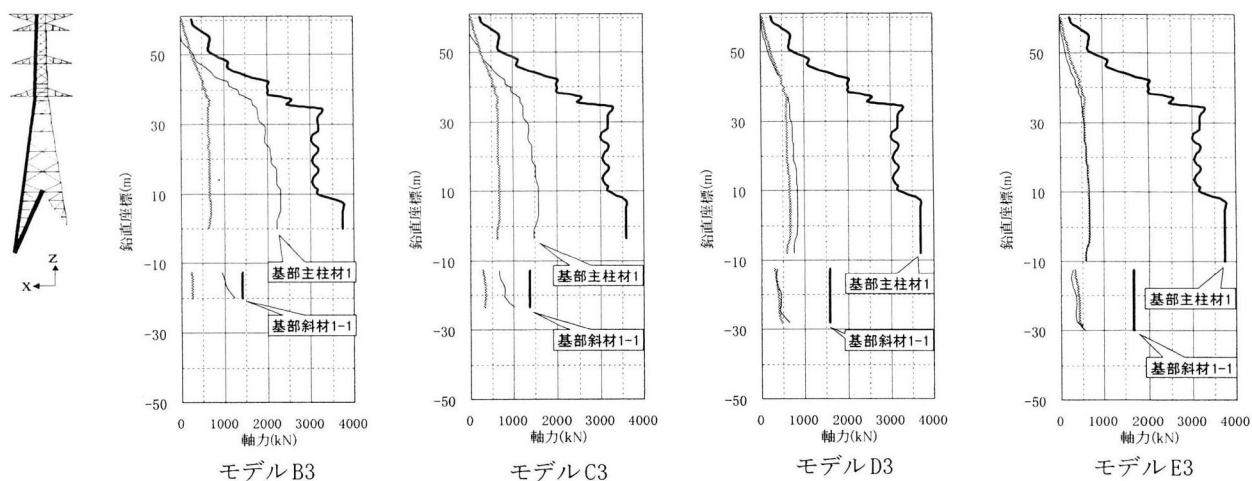
全体座屈発生時の軸力と動的解析時の最大圧縮軸力を比較すると、モデルB3では全てのケースで動的解析時の最大圧縮軸力のほうが小さく、TCU084クラスの地震動に対しても座屈に至る可能性は低いと言える。一方、モデルC3, D3, E3と支間の傾斜が大きくなるにつれて、動的解析時の最大圧縮軸力のほうが大きい部材が増しており、脚部の全体座屈発生の可能性を示している。

図-11(b)のモデルD3のように、片継脚鉄塔において架線方向に載荷した場合に短脚側の座屈モードが出るのは、文献³⁾に示したように、支間の傾斜に起因する軸力の増加が、長脚側より短脚側のほうが大きいためと考えられる。例えば、全体座屈発生時のモデルE3の(基部支柱材2の軸力) / (基部支柱材1の軸力)の値は約1.6であった。

文献³⁾に示したように、支間の傾斜に起因する軸力の増加が、支柱材の長脚側より斜材のほうが大きい。その結果、支間の傾斜が大きくなると、長脚全体が細長くなって全体座屈耐力が低下するだけでなく、特に斜材において生じる軸力が増加し、表-6(c)のように構造全体としての座屈耐力が大幅に低下すると考えられる。例えば、図-13(c)のモデルE3の基部斜材1-2が配置されている斜材の、(動的解析時の最大圧縮軸力) / (全体座屈発生時の軸力)の値は、1.9~2.4となっており、TCU084の加速度振幅が1/2の地震波

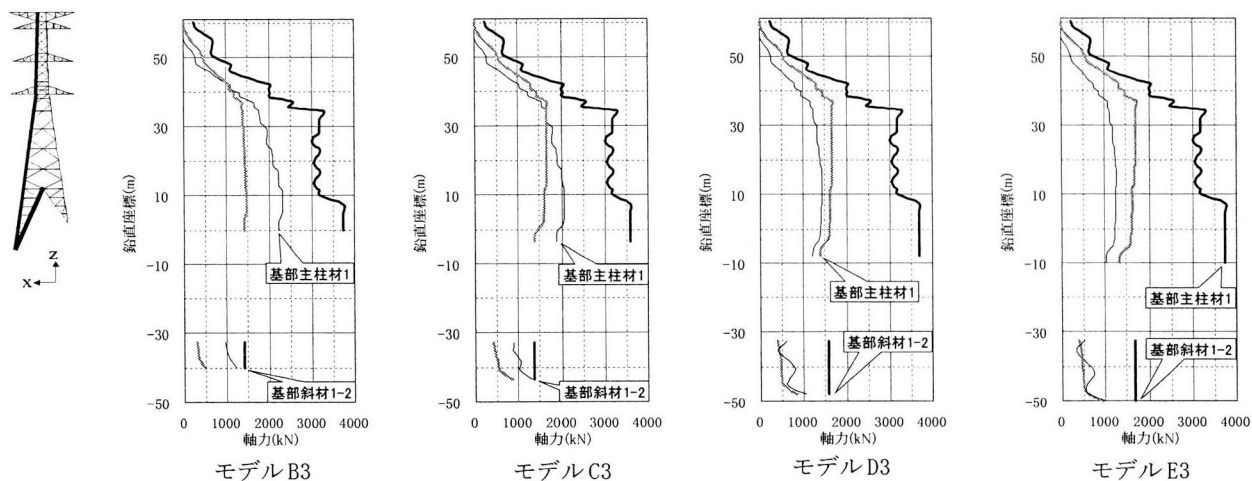
(a) 架線直角方向加振時

— 全体座屈発生時の軸力 — JEC-127による座屈軸力 — TCU084x入力時の最大圧縮軸力



(b) 架線方向加振時

— 全体座屈発生時の軸力 — JEC-127による座屈軸力 — TCU084y入力時の最大圧縮軸力



(c) 水平二方向加振時

— 全体座屈発生時の軸力 — JEC-127による座屈軸力 — TCU084xy入力時の最大圧縮軸力

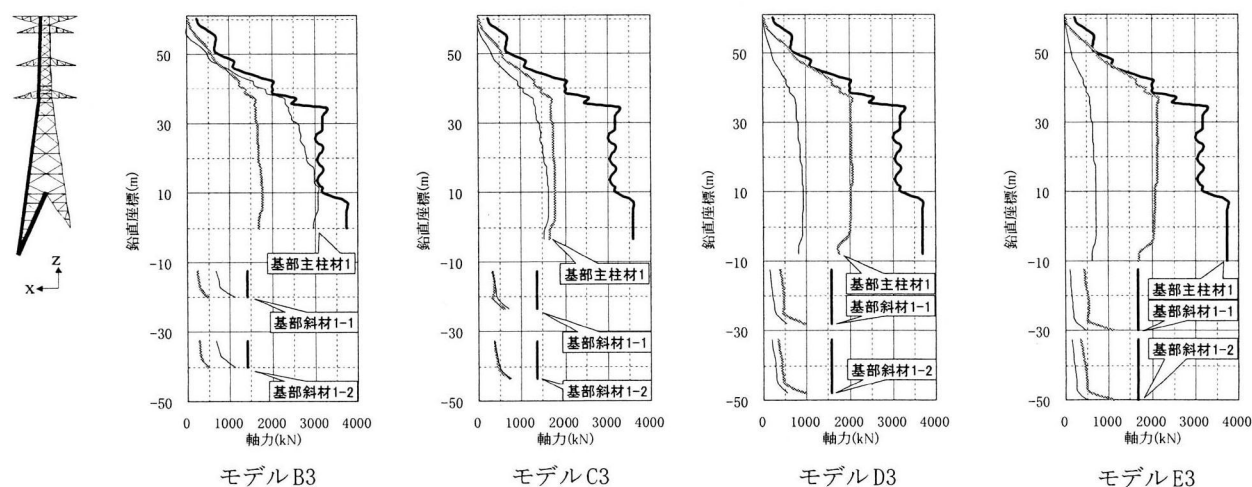


図-13 各ケースにおける軸力(主柱材1周り)

が生じたとしても座屈に至る可能性がある。

荷重方向で比較すると、表-6では、架線直角方向のほうが生じたときの震度が小さいのに対して、図-13では架線方向のほうが生じたときの震度が大きい。これは4章で示したように、架線直角方向においては、鉄塔と架渉線がほぼ独立に振動することにより、加速度分布が図-9で仮定したものと大きく異なったためと考えられる。

6. まとめ

本研究では、#203鉄塔に台湾集集地震時に観測された地震動が生じた場合、座屈により倒壊に至る可能性を検討した。得られた知見を以下にまとめて示す。

- (1) 架渉線の影響を考慮した耐張型鉄塔単体モデルを提案した。この単体モデルは、三基二径間モデルと同様の精度で鉄塔の動的挙動を再現可能であり、最大応答値の誤差も最大で20%であった。
- (2) #203鉄塔にTCU084クラスの地震動が生じた場合、脚部の全体座屈が発生する可能性がある。
- (3) 支間の傾斜に起因する軸力の増加は、長脚側よりも短脚側のほうが大きい。したがって、短脚側の部材は等脚鉄塔に比べて座屈の危険性が高くなるだけでなく、荷重方向によっては長脚側よりも先に座屈に至る場合がある。一方、対象鉄塔の設計においては、片継脚鉄塔の短脚側は等脚鉄塔と同じ構造であり、軸力が増加する影響は考慮されていない。
- (4) 支間の傾斜に起因する軸力の増加は、長脚側の支柱材よりも斜材のほうが大きい。したがって、支間の傾斜が大きくなると、長脚全体が細長くなるだけでなく、特に斜材において生じる軸力が増加し、構造全体としての座屈耐力が大幅に低下すると考えられる。対象鉄塔の設計においては、長脚側の最下節の補助材の断面が割増されているが、構造全体としての座屈耐力の低下を防ぐには至っていない。

我が国では、今回のような送電鉄塔の地震被害の例は無く、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¹²⁾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。等辺山形鋼を用いており、大型鉄塔としての形式は異なるものの、台湾の送電鉄塔の設計仕様は我が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、片継脚鉄塔の耐震性評価は重要な問題であると考えられる。

本研究では、耐張型鉄塔として解析を行ったが、懸垂型

鉄塔とは架渉線が鉄塔に与える影響が異なると考えられる。また、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、地盤条件や懸垂碍子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、台湾電力会社の楊勳得博士に貴重なアドバイスをして頂いた。ここに記して謝意を表する。

【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) 松田泰治, 大塚久哲, 内田広明, 池田征司: 集集大地震により倒壊した超高压送電鉄塔の耐震性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 607-614, 2001. 3
- 3) 松田泰治, 大塚久哲, 池田征司: 集集大地震により倒壊した超高压送電鉄塔の耐震性に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 507-514, 2002. 3
- 4) 松田泰治, 大塚久哲, 池田征司: 集集大地震により倒壊した超高压送電鉄塔の動的挙動に与える架渉線の幾何学的非線形性の影響評価, 第11回日本地震工学シンポジウム(投稿中)
- 5) 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
- 6) Japan Society of Civil Engineers: The 1999 Ji-Ji EARTHQUAKE, TAIWAN - Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-, December 1999.
- 7) 電気学会, 電気規格調査会: 送電用支持物設計標準 (JEC-127-1979)
- 8) 東京電力株式会社: UHV送電用鉄塔・基礎耐震設計指針・同解説(参考資料), 1984年3月
- 9) 鈴木敏郎, 玉松健一郎, 深沢隆: 送電用鉄塔の架渉線-鉄塔連成系地震応答に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第420号, 1991
- 10) 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, pp. 2033-2034, 1982
- 11) 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, pp. 39-61, 1982
- 12) 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

(2002年9月13日受付)