

# 同調質量ダンパーを活用した送電鉄塔の耐震性向上に関する研究

香川高等専門学校 建設環境工学科 助教 松本 将之

## 1. 序論

本研究は、都市生活の実現を担う送電鉄塔の地震被害を鑑み、近年、制震技術として実績のある同調質量ダンパー (Tuned Mass Damper、以下、TMD と称す) に着目して、解析的、且つ、実験的に鉄塔の耐震性能向上を検討する事を目標とするものである。現在の我が国における送電鉄塔の設計は、主として「送電用支持物設計標準 JEC-127-1979 (電気学会電気規格調査会標準規格)」(以下、JEC-127 と称す) を基本としている。本基準では、過去の台風による被害事例から、風・冰雪荷重による静的設計や、一部の特殊な鉄塔のみ、震度法や動的応答解析による動的設計を行う事を規定している。

一方、1999年の台湾集集地震や、国内では、2011年の東北地方太平洋沖地震、2016年の熊本地震、更には、2018年の北海道胆振東部地震等、多くの地震により、電力の送電不可に直結し、都市生活のダウンに影響するような鉄塔の地震被害が多数報告された。このような背景から、既往の研究<sup>[1]、[2]、[3]、[4]、[5]</sup>では、鉄塔の基部や脚部といった構造的特性の観点から耐震性向上が検討されてきた。その一方で、鉄塔と地震波の共振現象に対して、鉄塔の減衰性を高める方法で補強対策を検討した事例は少ない<sup>[6]</sup>。又、近年、橋梁の分野では、斜張橋の主塔や免震橋、鉄塔の分野では、無線通信鉄塔に対して、地震時の耐震対策として TMD が採用、実用化されている。振り子式の TMD は、比較的容易に同調させる事が可能であり、取り付け構造の工夫により、容易に取り換える事が可能であり、多数の鉄塔への適用を想定した場合、新規取り付け時や損傷後の取り換え時に、効率的な設置を実現する制震装置と言える。

本研究では、高電圧の架渉線を有する送電鉄塔に対し、TMD による耐震対策の有効性について、解析的、且つ、実験的に検討する<sup>[7]、[8]</sup>。初めに、我が国において基幹線を受け持つ送電鉄塔を検討対象構造物として選定する。その後、対象構造物の固有振動特性の把握や、動的応答特性の比較、制震装置の性能評価の為に解析的検討を行う。更に、検討対象の鉄塔の振動特性を有する模型の塔状構造物を作製、構築し、模型の耐震性評価、及び簡易の TMD による耐震性向上対策について、実験的検討を行う。

## 2. 研究方法

### 2.1. 解析モデルと解析条件

本研究では、我が国で一般的に採用されている送電鉄塔の構造図を基にモデル化を行う。対象構造物の送電鉄塔は 220kV 懸垂型山形鋼鉄塔であり、解析モデルの構造図を図 1 に示す。同図は、支柱材 4 本の脚の長さが等しい平脚鉄塔 (節点数 245、要素数 672) である。ここに、図中の A~D は支柱材の位置を、図中の番号はパネル番号を表している。又、

同様の懸垂型鉄塔が直線状に連続して配置された状態を想定し、鉄塔間の径間長は若番側、老番側ともに 350m と仮定する。

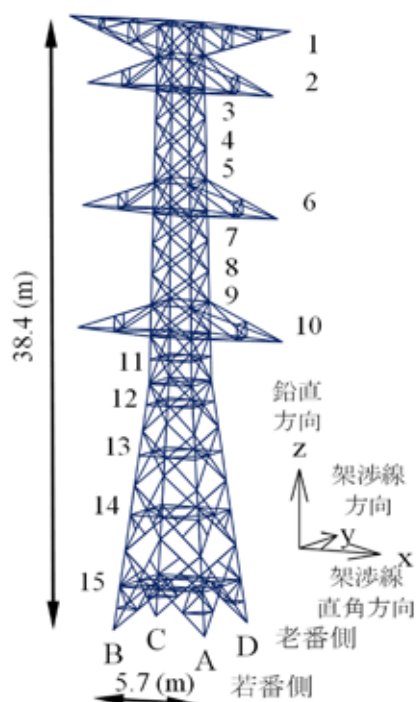


図1 懸垂型山形鋼鉄塔

主柱材、腹材、水平材、及びその他補助材の全部材を3次元はり要素の線形材料（ヤング率：205.9GPa、ポアソン比：0.3）とし、各部材は接合部で要素分割し、端部条件は剛接合としてモデル化を行う。又、鉄塔の主柱材に使用した等辺山形鋼の断面性能、及び圧縮強度を表1に示す。ここに、圧縮強度とは、座屈長さや座屈軸（弱軸、又は平行軸）等から算出した許容座屈軸力（以下、許容軸力と称す）であり、実際に部材が座屈する際の軸力、すなわち降伏点对応の座屈軸力（以下、限界軸力と称す）は、この許容座屈強度に安全率1.5を乗じたものである。山形鋼の部材減衰に関しては、沢辺らの無線鉄塔における加振実験により、振幅が小さい場合は1.7%、振幅が大きい場合は3.3~3.8%の値を示す事から、山形鋼の部材減衰を2%と仮定する。これを踏まえ、本研究でも等辺山形鋼の部材減衰を2%とする。また、架渉線の減衰定数に関しては、岩間らの電線の振動実験の結果から、本研究においても同様に0.4%と仮定した。

架渉線のモデル化に関しては、架渉線、及び懸垂碍子をそれぞれモデル化する事とし、地線を取り付ける腕金は最上部の左右の計2つであり、電力線を取り付ける腕金はそれ以外である。架渉線方向の質量を碍子取り付け位置の腕金合掌点に、架渉線直角方向、及び

表 1 鉄塔構成部材の断面性能（等辺山形鋼）

パネル 番号	材 質	部材寸法 (mm)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	単位質量 (kg/m)	部材長さ (cm)	細長比	圧縮強度 (kN)
1	SS400	L 80×6	9.327	7.32	210	121	59.2
2	SS400	L 80×6	9.327	7.32	210	121	59.2
3	SS400	L 100×10	19.000	14.90	190	90	195.1
4	SS400	L 100×10	19.000	14.90	195	93	188.6
5	SS400	L 100×10	19.000	14.90	195	93	188.6
6	SS540	L 130×9	22.740	17.90	200	71	375.6
7	SS540	L 130×9	22.740	17.90	190	69	386.3
8	SS540	L 130×9	22.740	17.90	195	71	375.6
9	SS540	L 130×9	22.740	17.90	195	71	375.6
10	SS540	L 150×10	29.210	22.90	200	61	547.6
11	SS540	L 150×10	29.210	22.90	155	48	617.7
12	SS540	L 150×10	29.210	22.90	165	51	603.1
13	SS540	L 175×12	40.520	31.80	190	51	836.7
14	SS540	L 175×12	40.520	31.80	225	60	768.2
15	SS540	L 175×12	40.520	31.80	225	60	768.2

鉛直方向の質量を腕金に付けたばねを介して付加する。架渉線の質量  $m$  の算出方法を式(1)に示す。ここに、 $m_x$ 、 $m_y$ 、 $m_z$ ：各方向成分の質量、 $L_1$ ：若番側の径間長、 $L_2$ ：老番側の径間長、 $\rho$ ：架渉線の単位長さ質量（線密度）、 $N$ ：対象鉄塔の架渉線質量負担率、 $M$ ：金具質量・碍子質量である。なお、架渉線の質量のモデル化に当たり、カテナリー式により算出した実長と径間長との差がほとんどない事、又、実長は弛度や張力、温度等で変化するため状況ごとに毎回設定しなければならない事から、径間長を基に架渉線の仮定を行う。又、架渉線の質量負担率は若番側、老番側ともに 50%とする。架渉線直角方向、及び鉛直

$$\begin{cases} m = (m_x, m_y, m_z) \\ m_x = m_y = m_z = (L_1 \times N + L_2 \times N) \times \rho + M \end{cases} \quad \dots (1)$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = \frac{S}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad \dots (2)$$

$$T_1 = 2L \sqrt{\frac{\rho}{S}} \quad \dots (3)$$

$$k = \left( \frac{2\pi}{T_1} \right)^2 \cdot m \quad \dots (4)$$

方向の架渉線置換ばねのばね定数は、弦の振動方程式（式(2)、及び式(3)）から1次固有周期を求め、1質点系の固有周期に関する方程式（式(4)）から算出した値を採用する。ここに、 $T_1$ ：1次固有周期、 $L$ ：径間長（ $L=(L_1+L_2)/2$ ）、 $S$ ：初期の想定張力、 $k$ ：架渉線置換ばねのばね定数である。又、架渉線のモデル化に必要な想定張力は、無風時を想定して地震応答解析を行う必要がある事から無風時の張力を用いる。更に、電力線の温度は気温に比べて高温になる場合があるが、電力線温度が低温ほど張力は大きくなる傾向がある為、安全側の評価を考慮して気温15°Cとし、これに合わせて架渉線温度を15°Cと仮定する。

既往の研究では、鉄塔と基礎は剛性差や質量差が大きい為、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差がない事から、基礎固定としてモデル化している。本研究においても、基礎は完全固定支持とする。解析ソフトは、汎用構造解析プログラム TDAPIII（Version 3.04）を使用した。解析手法は、微小変形理論に基づく幾何学的線形解析である。固有値解析の方法は、Subspace 法を適用する。又、動的解析の方法は、Newmark  $\beta$  法（ $\beta=0.25$ ）による直接積分法を適用し、積分時間間隔は0.002secとする。更に、固有値解析による主要モードを基に、Rayleigh 減衰を定義した。なお、第一基準振動数と第二基準振動数の組み合わせは、過大な減衰を示さないように、1次の固有振動数と50Hzの組み合わせを採用した。入力地震動は、平成23年東北地方太平洋沖地震、及び平成30年北海道胆振東部地震時に観測された強震記録とし、地震ごとに最大加速度の大きい5地点、2成分（NS成分、及びEW成分）を抽出して、計20波を検討に用いた。地震動の入力方向は、架渉線方向に単一入力とした。図2、及び図3に、代表の加速度波形を示す。

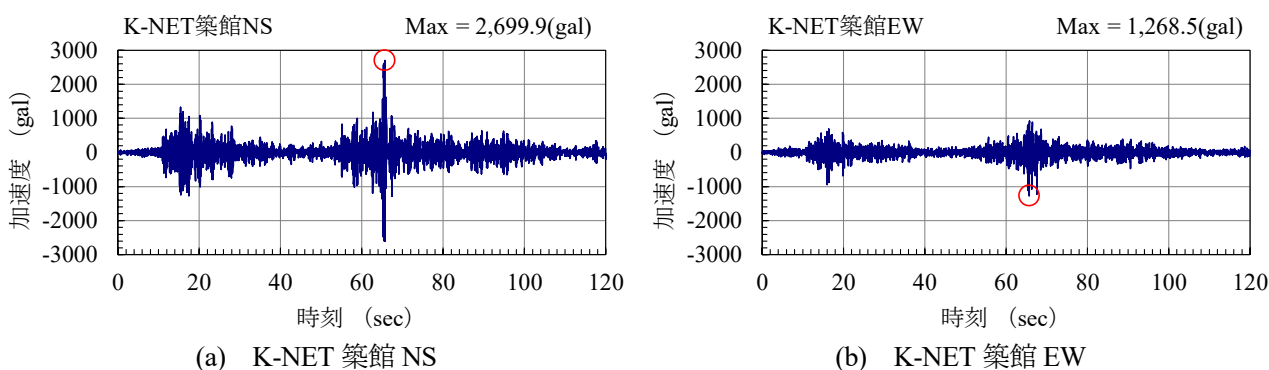


図2 入力地震動（平成23年東北地方太平洋沖地震）

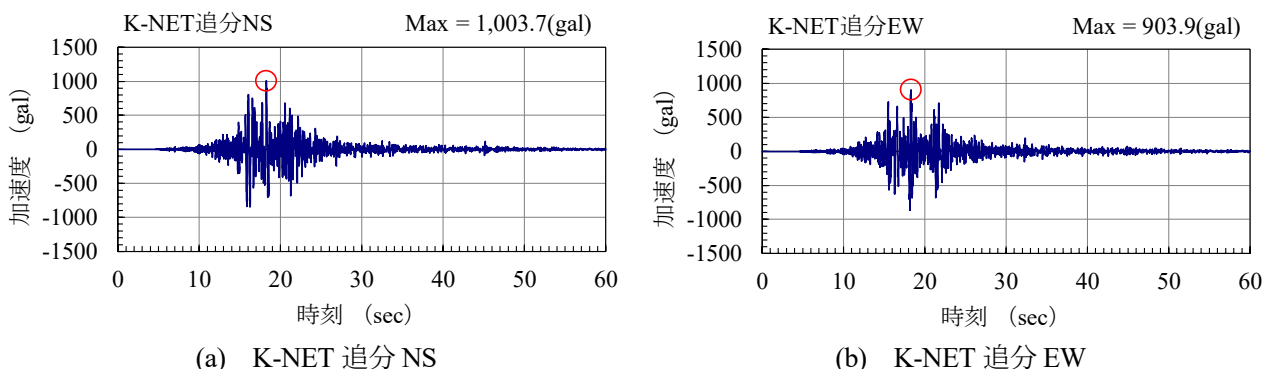


図3 入力地震動（平成30年北海道胆振東部地震）

## 2.2. 制震装置の性能・設置条件

従来の鉄塔の耐震・耐風設計では、部材強度を高める方法や部材を塑性化させて振動エネルギーを吸収する方法で、構造物の安全性を確保してきたが、部材を損傷させずに応答そのものを低減させる事はできない。そこで本検討では、構造部材を損傷させるのではなく、特別な装置を用いてエネルギーを吸収し、応答低減の目標を達成する事が可能な制震デバイスに着目し、鉄塔へ減衰を付与すると観点から応答低減を図り、耐震性向上を検討する。制震構造は、パッシブ制震やアクティブ制震など形式の違いにより多数存在するが、本検討では外部から力を加える事なく構造物の振動抑制が可能なパッシブ制震の中でも、マスダンパー方式により構造物の振動エネルギーを吸収する振子式の TMD を鉄塔に設置する事により、鉄塔の応答低減を図る。

本検討では、TMD の質量比を鉄塔全質量の 2% として検討した。又、TMD の同調比について、チューニングする固有周期は、TMD を設置しない鉄塔モデル（以下、非制震モデルと称す）の架渉線方向の 1 次固有周期をターゲットとし、TMD 取付け部に想定するダンパーの回転ばねのばね剛性を調整する事でモデル化を行った。更に、ダンパーの回転ばねの特性について、鉄塔の 1 次モードの振動数に同調させた線形のもの、弾性時の振動数は線形のものと同様とし、鉄塔の加速度が任意の値になると降伏して弾塑性挙動を呈するタイプのものを仮定した。ここに、任意の値は、1.0G から 3.0G まで 0.5G 間隔で、パラメトリックに変化させて検討を行った。なお、TMD の設置位置は、鉄塔の架渉線方向の 1 次、及び 2 次の振動モードを考慮して、図 4 に示すとおり、腕金部の中段としたモデルを仮定し、振子式の TMD を水平材の中央に 2 体設置した。設置方法は、鉄塔と TMD を仮想のダンパーを想定した回転ばねを介して接合する事で制震モデルを構築した。

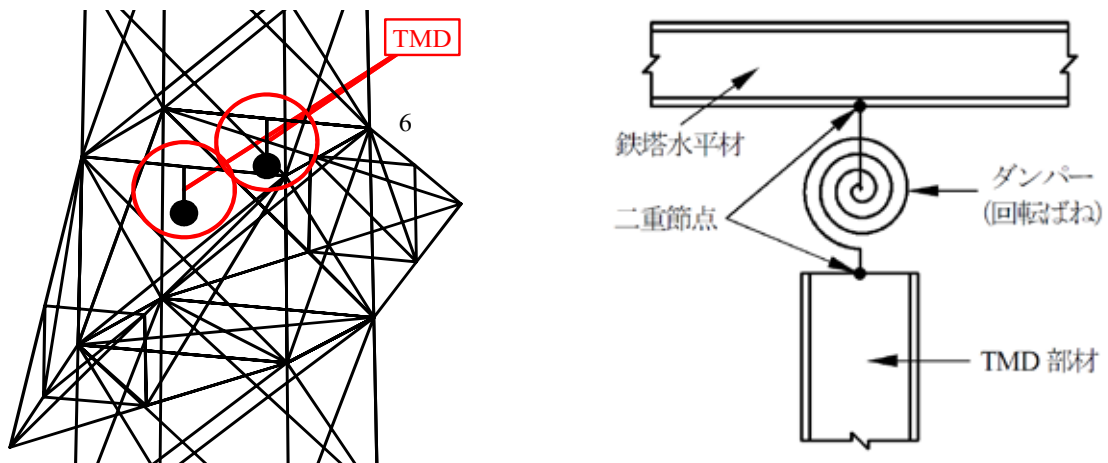


図4 制震装置のモデル化

### 3. 解析的検討

#### 3.1. 固有振動特性

検討対象である平脚鉄塔の固有値解析の結果を表2、及び図5に示す。表2より、架渉線方向の鉄塔の1次固有周期が0.724sec、2次固有周期が0.185secである事が明らかとなった。又、図5より、1次モードは塔頂部が最も変位する形状であり、2次モードは塔頂部と中間部が逆位相で変位する形状である事が分かる。この点に関しては、対象の鉄塔を模擬した模型作製時に、鉄塔と等価な振動モデルを構築する際に、周期特性、及びモード特性を参考とする。

表2 固有周期・有効質量比

モード			固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		
					Tx	Ty	Tz
架渉線 直角方向	架渉線	1次	7.553	0.132	25.0	0.0	0.0
	鉄塔	1次	0.498	2.008	29.0	0.0	0.0
		2次	0.136	7.343	16.0	0.0	0.0
架渉線 方向	鉄塔	1次	0.724	1.381	0.0	64.0	0.0
		2次	0.185	5.417	0.0	24.0	0.0
鉛直方向	鉄塔	1次	0.054	18.609	0.0	0.0	42.0

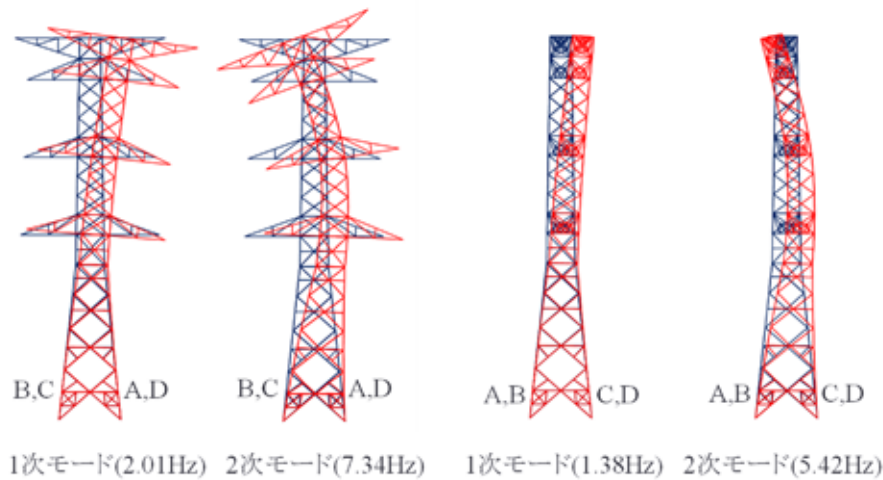


図5 固有振動モード

### 3.2. 動的応答特性

動的解析で得られた非制震モデルにおける鉄塔最頂部の応答変位の時刻歴波形を図 6、及び図 7 に示す。本研究に用いた地震波（計 20 波）の中で、地震ごとに、特に鉄塔の応答が大きい結果を代表で示している。今回の検討に用いた地震動の最大加速度は、3000gal 近くあるものや、ほとんどの地震動が 1000gal 近くの最大加速度である事から、対象の鉄塔の応答は、最大 40~60cm 程度変位する事が明らかとなった。又、平成 30 年北海道胆振東部地震の K-NET 早来 NS 波に対しては、地震動の最大加速度が 500gal 程度であるにも関わらず、鉄塔の応答が大きくなった事から、対象鉄塔に対して注意が必要な地震動だと言える。この点に関しては、地震応答スペクトルと鉄塔の固有周期の関係から、当該地震動が鉄塔の応答を増大させる特徴を有する事を確認している。

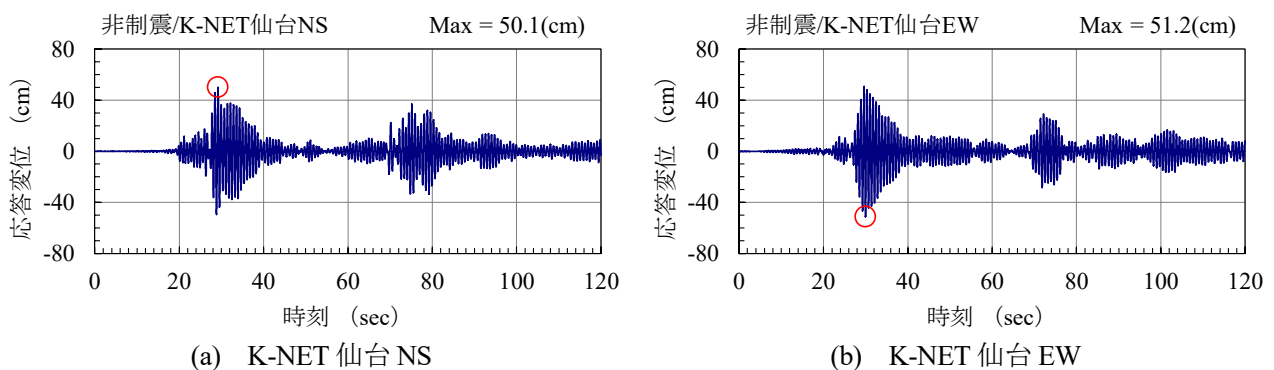


図6 頂部応答変位（平成 23 年東北地方太平洋沖地震）



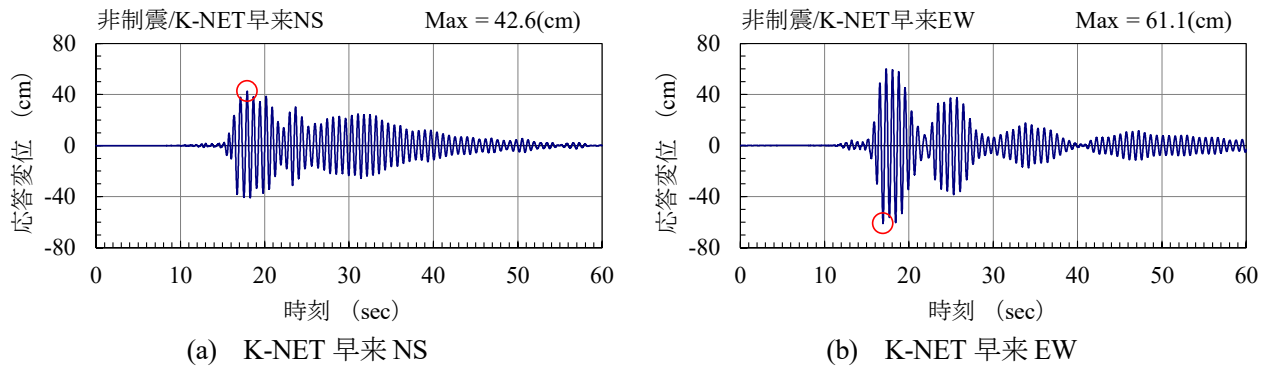


図7 頂部応答変位 (平成30年北海道胆振東部地震)

TMDの制震、非制震の応答変位を重ねた波形を図8、及び図9に示す。一般的には地震に対するTMDの制震効果は限定的であるが、K-NET 銚田EW、K-NET 追分NSに対して、線形、非線形2.0Gのいずれのケースでも10~20%程度の低減効果を示し、制震効

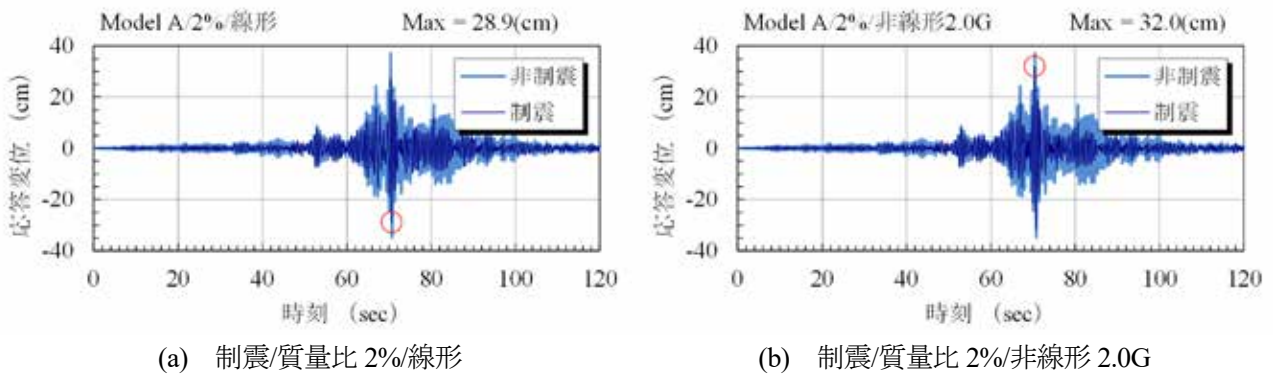


図8 頂部応答変位 (平成23年東北地方太平洋沖地震/K-NET 銚田EW)

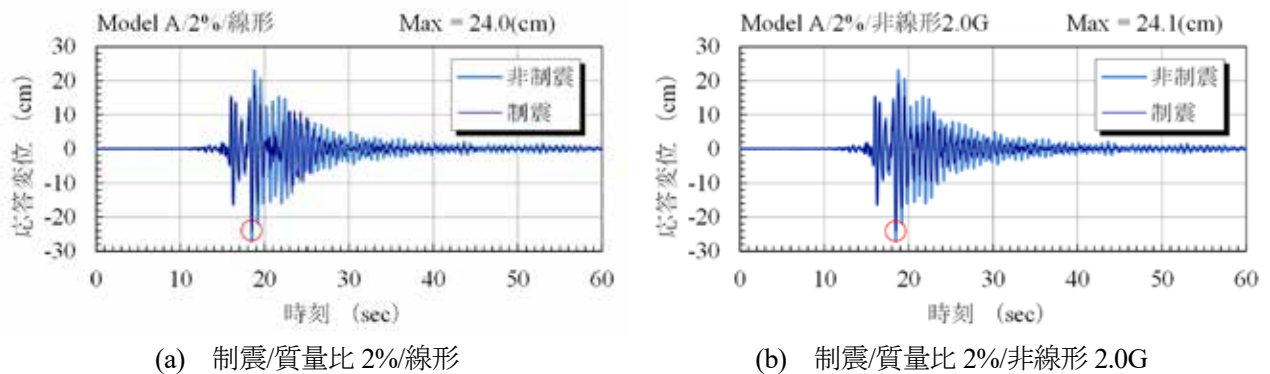


図9 頂部応答変位 (平成30年北海道胆振東部地震/K-NET 追分NS)



果が表れる結果となった。更に、応答時刻歴より、制震モデルの場合は、非制震に比べて制震ダンパーによる低減効果の特徴である応答の早期収束が認められる。又、今回の検討では、降伏曲げモーメントが大きいほど、応答低減効果が大きい結果となった。各地震動に対する最大応答変位の応答低減率を表 3 に示す。非制震モデルに対する各制震モデルの最大変位の低減率を表している。ここで、負値は、応答増大を表している。本検討に用いた地震動の一部に対しては、応答増加が見られるものの増加率は低く、ほとんどのケースにおいて、10~30%程度の低減効果が認められる。なお、表中の一部のケースは、回転ばねが過大な応答回転角を示した為、微小変形理論を仮定した場合、回転角が大きくなると実現象と解析結果の誤差が増大する事から、TMD の挙動の再現性を考慮して、低減率を示していない。

表 3 頂部応答変位の応答低減率

(a) 平成 23 年東北地方太平洋沖地震

(b) 平成 30 年北海道胆振東部地震

入力地震動	成分	非制震	制震					
			線形	非線形				
				1.0G	1.5G	2.0G	2.5G	3.0G
K-NET築館	NS	-	8.1	14.9	19.1	12.8	8.2	8.1
	EW	-	-	18.2	25.3	32.1	37.5	40.1
K-NET塩竈	NS	-	28.4	30.7	29.5	28.4	28.4	28.4
	EW	-	-6.6	-5.3	-7.2	-6.6	-6.6	-6.6
K-NET日立	NS	-	3.8	1.4	2.4	3.6	3.8	3.8
	EW	-	27.1	26.6	27.1	27.1	27.1	27.1
K-NET仙台	NS	-	-	0.8	-	-0.1	-1.1	-
	EW	-	-	9.4	13.0	16.0	18.5	20.2
K-NET鉾田	NS	-	6.5	19.9	12.9	7.9	6.5	6.5
	EW	-	22.4	8.0	11.2	14.2	16.5	18.1

入力地震動	成分	非制震	制震					
			線形	非線形				
				1.0G	1.5G	2.0G	2.5G	3.0G
K-NET追分	NS	-	11.3	7.3	9.9	11.0	11.3	11.3
	EW	-	15.4	11.6	15.4	15.4	15.4	15.4
KiK-net追分	NS	-	-	5.7	8.4	10.8	13.0	15.1
	EW	-	3.1	2.9	3.1	3.1	3.1	3.1
K-NET穂別	NS	-	-	6.2	8.6	10.7	12.5	14.3
	EW	-	-	7.8	10.0	12.9	15.5	16.4
K-NET幌毛志	NS	-	32.0	29.0	32.0	32.0	32.0	32.0
	EW	-	29.3	13.0	19.1	24.2	27.4	29.1
K-NET早来	NS	-	-	4.5	6.1	7.3	8.3	9.1
	EW	-	-	1.8	2.8	3.6	4.3	-

主柱材以外も含む鉄塔を構成する全部材に対して、動的解析の結果を無次元化軸力により評価し、構造的弱点箇所の特定を試みる。部材に発生した軸力の最大応答値を部材強度（許容軸力）で除したものを、部材強度に安全率 1.5 を乗じた限界軸力で除したものを、それぞれ許容軸力レベル、限界軸力レベルの無次元化軸力  $\sigma$  と定義する。地震動を入力した場合の各レベルの無次元化軸力を図 10、及び図 11 に示している。いずれのケースも、主柱材に関しては、脚部に限らず塔体上部にまで超過部材が及んでいる。更に、架渉線方向の振動に対して抵抗する腹材で、無次元化軸力が 1.0 を超過している。又、K-NET 築館 EW、及び K-NET 追分 NS のケースでは、許容軸力を超過する部材の発生位置が、主柱材の傾きが変化するベンド点、及び脚部付近と、頂部付近との 2 箇所に分かれて発生している事が確認できる。いずれのケースも限界軸力を超過する厳しい結果であるが、非制震モデルに対して、いずれのモデルにおいても、今回検討しているダンパーを鉄塔に設置する事による制震効果が全体的に表れている。



## 4. 実験的検討

### 4.1. 固有振動特性に着目した模型塔状構造物の構築

本研究では、塔高約 38m の平脚鉄塔（図 1）を模擬した塔状構造物として、図 12 に示すように、模型構造物を作製した。模型作製に際しては、実物スケールにおける振動方程

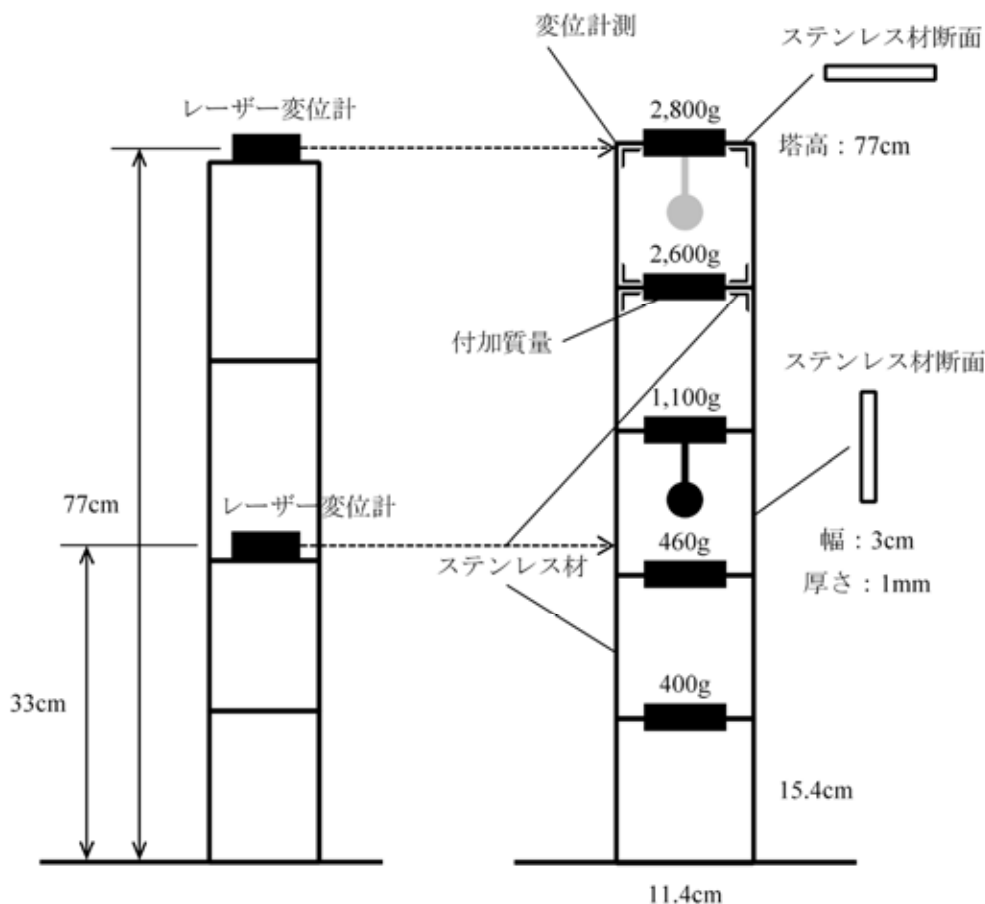


図 12 模型塔状構造物 (1/50)

式 (式(5)) を満足するような模型スケールを検討し、実物と模型の相似則を考慮して、塔状模型を設計した (基準スケール: 1/50)。ここに、 $p$ : 実スケール、 $M$ : 質量、 $C$ : 減衰、 $R$ : 復元力、 $x$ : 系の応答変位、 $y$ : 入力地震動の地動変位である。又、鉄塔の縦長の構造特性、及び振動特性を再現できる模型を作製する為、5 層塔状模型とした。更に、容易に振動系の変更、ダンパーの設置ができる模型とする為、塔高約 77cm とし、模型の構成部材に関しては、幅 3cm、厚さ 1mm のステンレス材を使用し、図 12 に示す寸法とした。1G 場での振動実験の場合、模型スケールでは付加質量による調整が必要となる事、構成部材を予め決定した事により、構造物の剛性が決定された事を考慮し、質量調整による振動系の構築を行った。なお、模型構築の検討フローとしては、5 層の均等質量配分を初期とし、1 次周期へのチューニングを行う。その後、2 次周期へのチューニングを行い、誤差を考

慮して、再び1次周期のチューニングへ戻る事を繰り返し、主要モードである1次、及び2次の振動特性を再現したモデルを探索した。その結果、各層の付加質量の調整により、1次周期に対する誤差が1%程度以下、且つ2次周期に対する誤差が8%程度以下の振動系モデルを構築した。

$$M_p \frac{d^2 x_p}{dt_p^2} + C_p \frac{dx_p}{dt_p} + R_p = -M_p \frac{d^2 y_p}{dt_p^2} \dots (5)$$

#### 4.2. 模型による振動実験結果

5層塔状模型に対するTMDの制震効果を確認する為の基準として、初期強制変位による自由振動実験を行った。初期変位を1次モードとしたものと、2次モードとしたもので、2ケースの自由振動実験を実施した。頂部の応答変位の計測結果を図13に示す。初期変位1次モードのケースでは、時刻歴波形より、1次モードが卓越している事が確認できる。一方、初期変位2次モードのケースでは、10sec程度で2次モードは減衰し、時間が経過すると1次モードのみの振動となる。

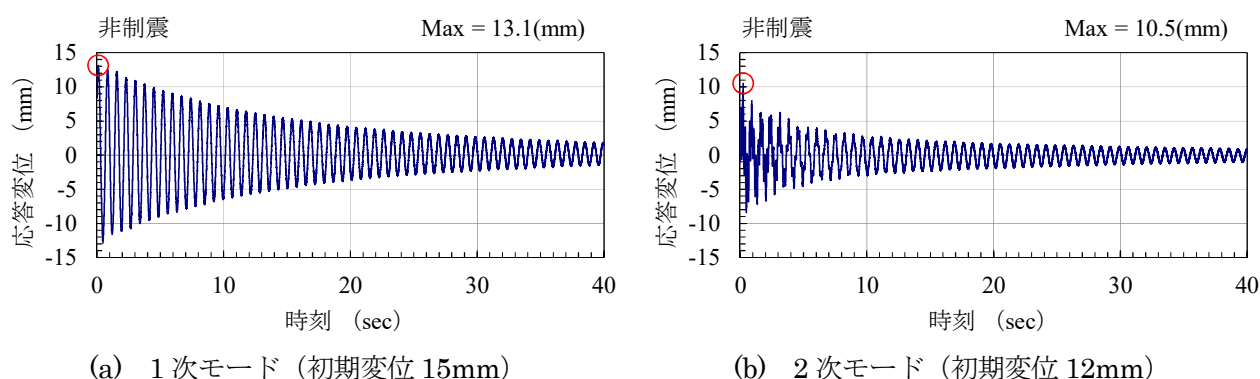


図13 応答変位（自由振動実験）

#### 4.3. 簡易制震装置による耐震性評価

簡易的な制震ダンパー（振り子式）を塔状構造物へ適用し、制震モデルの耐震性評価を行う為、非制震である塔状構造物の固有振動特性（対象鉄塔の1次固有周期： $T_1$ ）を考慮し、部材長（部材の長さ： $l$ ）のみに依存する振り子（質量比2%程度の重錘を有する仮想ダンパーを想定）を検討した（式(6)、及び式(7)）。振り子を模型の中間部である第3層へ設置し、自由振動実験による模型の応答計測結果を図14に示す。簡易ダンパーを設置する事により、応答振幅の低減と、早期の減衰効果が確認できる。又、応答変位の周波数解析により、1次モードに対する応答低減を確認した。

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{l}{g}} \cdots (6)$$

$$l = \left(\frac{T_1}{2\pi}\right)^2 \cdot g \cdots (7)$$

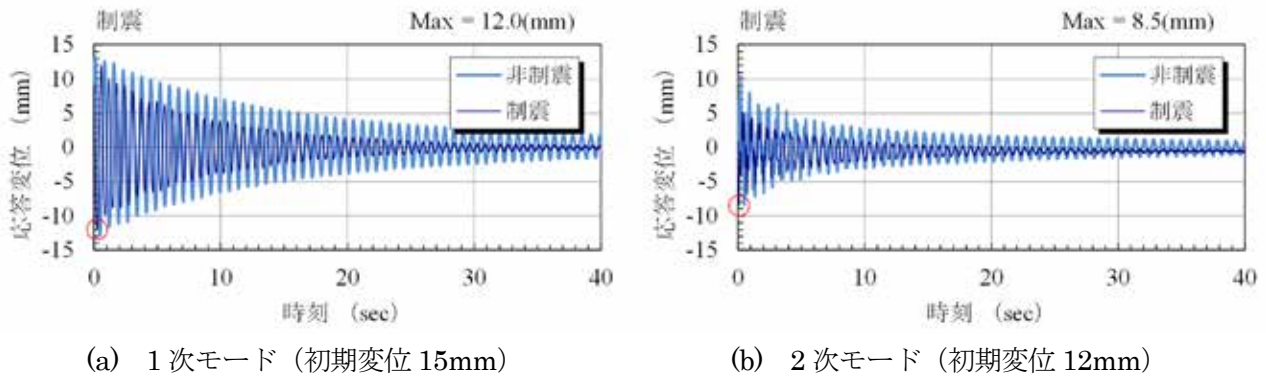


図 14 応答変位 (非制震, 制震)

## 5. 結論

本研究では、我が国で一般的に採用されている送電鉄塔を対象構造物として、TMD を活用した地震時における鉄塔の応答低減効果に関して、解析的に評価した。又、実物鉄塔への TMD 適用の前段として、対象鉄塔を模擬した模型の塔状構造物を構築し、TMD の塔状構造物への適用による制震効果の可能性について、実験的に評価、検討を行った。その結果、得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 制震デバイスとして、TMD による制震効果は、一般的に地震に対しては限られているが、今回の検討に用いた地震動に対しては、鉄塔に TMD を設置する事により、鉄塔の応答に関して、10%~30%程度の一定の応答低減効果が確認できた。又、応答増大するケースについても、数%程度であり、今回検討した TMD を鉄塔に適用する事による制震効果が期待できる。
- 2) 簡易モデルによる固有値解析結果、及び付加質量の繰り返し調整により、鉄塔の主要モードである 1 次、及び 2 次の固有周期を再現した模型塔状構造物を作製した。1 次モードに関して、高精度での再現性を維持し、同時に、2 次モードに対しても誤差の小さい模型を構築した。
- 3) 鉄塔を模擬した模型塔状構造物の自由振動実験を通して、TMD を模型へ適用する事により、応答低減効果が確認できた。特に、周波数解析により、模型のターゲットとなる 1 次固有周期付近での応答低減が可能である事が明らかとなった。

上記に関して、鉄塔の固有振動数が変化する可能性がある為、ダンパーの同調比による感度分析についても検討する必要がある。今後は、TMD の最適な性能条件、及び設置条件に関して詳細な検討を行い、更なる鉄塔の耐震性向上を図る予定である。

## 謝辞

本研究は、公益財団法人 JFE21 世紀財団の 2019 年度技術研究助成による助成を受けて実施しました。又、本研究では、国立研究開発法人防災科学技術研究所の強震観測網 (K-NET/KiK-net) において、公開されている強震記録を使用させて頂きました。ここに、深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- [1] 松本将之, 松田泰治, 岡延夫, 石田伸幸: 送電鉄塔の地震時挙動に及ぼす脚部の境界条件の影響評価, 平成 20 年度土木学会西部支部研究発表会, 福岡市, 2009 年 3 月.
- [2] 松本将之, 松田泰治, 岡延夫, 石田伸幸: 送電鉄塔の地震時挙動に及ぼす鉄塔形式・幾何学的非線形の影響評価, 平成 22 年度土木学会全国大会/第 65 回年次学術講演会, 札幌市, 2010 年 9 月.
- [3] 松本将之, 松田泰治, 岡延夫, 石田伸幸: 送電鉄塔の耐震性評価に関する一検討, 平成 22 年度土木学会西部支部研究発表会, 北九州市, 2011 年 3 月.
- [4] Masayuki Matsumoto, Taiji Mazda: Seismic Performance of Steel Tower with Different Boundary Conditions at the Bottom, The 8th Japan-China Joint Seminar on Sustainable Management of Cities and Regions under Disaster and Environmental Risks, 熊本市, 2015 年 8 月.
- [5] M. Matsumoto, A. Kasai, T. Mazda, N. Ishida, Y. Ito: Study on Improvement of Seismic Performance of Transmission Tower Using Viscous Damper, Journal of Civil Engineering and Architecture 11, pp.455-467, 2017 年 5 月, 査読有.
- [6] 松本将之, 葛西昭, 松田泰治, 石田伸幸: 同調質量ダンパーの適用による送電鉄塔の耐震性向上に関する基礎的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.4 (地震工学論文集第 37 巻), I\_617-I\_629, 2018 年 11 月, 査読有.
- [7] 松本将之, 林和彦, 藤原祐一郎, 横濱諒: 境界条件の異なる送電鉄塔に対する同調質量ダンパーの有効性に関する研究, 令和 2 年度土木学会四国支部研究発表会, 高松市, 2020 年 5 月.
- [8] 松本将之, 林和彦, 坂本夏葵, 小山頼輝, 香川雅裕: 制震装置の性能条件に着目した送電鉄塔の耐震性向上に関する研究, 令和 3 年度土木学会四国支部研究発表会, 松山市, 2021 年 5 月.