

平成28年熊本地震に基づくダンパーの適用 による送電鉄塔の耐震性に関する基礎的研究

松本 将之¹・松田 泰治²・石田 伸幸³

¹学生会員 熊本大学大学院自然科学研究科環境共生工学専攻（〒860-8555 熊本市中央区黒髪2-39-1）
E-mail:151d9403@st.kumamoto-u.ac.jp

²正会員 熊本大学大学院先端科学研究部教授（〒860-8555 熊本市中央区黒髪2-39-1）
E-mail:mazda@kumamoto-u.ac.jp

³非会員 日本鉄塔工業株式会社 技術部 研究開発グループ（〒808-0023 福岡県北九州市若松区北浜1-7-1）
E-mail:n-ishida@JSTeam.jp

我が国の送電鉄塔の設計は風荷重が支配的荷重と位置付けられており、特殊な支持物に対してのみ地震荷重が風荷重を上回るとの考え方で震度法により耐震設計が行われている。地震荷重への配慮が少ない中、1999年には台湾で集集地震が発生し鉄塔の倒壊が多数報告され、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、我が国でも2011年に東北地方太平洋沖地震が発生し津波や斜面崩壊に起因する甚大な鉄塔被害が報告され、ますます鉄塔の耐震性評価の重要性が高まっている。2016年4月には平成28年熊本地震が発生したことを受け、本研究ではまず過去の巨大地震と熊本地震とに基づく鉄塔の耐震性評価を行う。更に、鉄塔への減衰付与の観点から、近年、橋梁等の耐震補強に採用されている制震デバイスを用いた鉄塔の高減衰化による耐震性能向上を図るための基礎的検討を試みる。

KeyWords : *damping mechanism, dynamic analysis, Kumamoto earthquake, response reduction, transmission tower*

1. 序論

電力供給システムは、主に発電、送電、変電及び配電施設から構成されており、すべての施設がともに機能することが電力の安定的供給の必要条件である。都市生活を支える電力供給を安定的なものにするためには、これらのシステムの機能維持が極めて重要な課題である。

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）¹⁾を基に行われている。1934年9月に関西地方を襲った第一室戸台風や1959年と1961年9月にそれぞれ名古屋、大阪地方を襲った伊勢湾台風などにより、送電施設が大きな被害を受けたことを経験として、JEC-127では鉄塔設計における支配的な荷重である風荷重の見直しが行われた。従来は、風・氷雪荷重を静的荷重に置換した形で設計された送電施設は地震荷重に対しても十分安全であると考えられてきた。このため、JEC-127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震度法により耐震設計が行われている。このように地震荷重に対する配慮が少ない中、1999年9月には台湾におい

て集集地震が発生し、送電鉄塔の倒壊が多数報告されるなど、我が国では前例のない送電鉄塔の地震被害が発生した。台湾の送電鉄塔の設計仕様は、日本のものよりも若干厳しいにも関わらず台湾中部で鉄塔の倒壊被害が多数報告されており、台湾の電力供給システムに致命的なダメージを与える結果となった^{2), 3)}。また、我が国では2011年3月に東北地方太平洋沖地震が発生し、福島第一原子力発電所付近の送電鉄塔の倒壊をはじめ、東北地方を中心に甚大な鉄塔被害が生じた。倒壊原因は津波や斜面崩壊によるものと報告されているが、改めて送電鉄塔が倒壊することの危険性を再認識する形となった。更に、2016年4月には平成28年熊本地震が発生し、被災事例も報告されており、今後、送電鉄塔の耐震性向上を検討することは必要不可欠な重要課題である。

既往の研究²⁾では、鉄塔基礎や脚部の構造特性の観点から耐震性向上が検討されてきたが、鉄塔と地震波の共振現象に対して鉄塔の耐震性を高めるなどの補強対策は検討されていない。本研究では、まず平成28年熊本地震で観測された地震動に基づく鉄塔の耐震性評価を行う。更に、鉄塔への減衰付与の観点から、近年、橋梁の耐震補強及び耐震性向上に採用されている制震デバイスを用

いた鉄塔の高減衰化による耐震性向上を図るための基礎的検討を試みる。

2. 解析モデルと解析条件

2.1 対象構造物と解析モデルの構築

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。対象構造物となる送電鉄塔は 220 (kV) 懸垂型山形鋼鉄塔であり、解析モデルの構造図を図 2-1 に示す。図 2-1 は主柱材 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 は主柱材の位置を、図中の番号はパネル番号を表している。また、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 350 (m) と仮定する。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：205.9 (GPa)、ポアソン比：0.3）としてモデル化を行う。平脚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 2-1 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強度であり、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⁴⁾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% の値を示すことから、既往の研究³⁾では鉄塔の動的挙動を把握するために山形鋼の部材減衰を 2% と仮定している。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⁵⁾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当たっては、既往研究²⁾においてモデル化の妥当性が検証されていることから、既往研究を基に行った。架渉線、及び懸垂碍子のモデル化の概念図を図 2-2 に、架渉線の諸元を表 2-2 に示す。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、及び鉛直方向の質量を腕金に付けたバネを介して付加する。架渉線の質量 m の算出方法を式 (2-1) 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、 ρ ：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、カタ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こと、また実長は弛度や張力、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ことから、径間長を基に架渉線の仮定を行う。また、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、及び鉛直方向の架渉線置換バネのバネ定数は、弦の振動方程式（式 (2-2)、及び式 (2-3)）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 (2-4)）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 ：架渉線置換バネのバネ定数である。また、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こと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

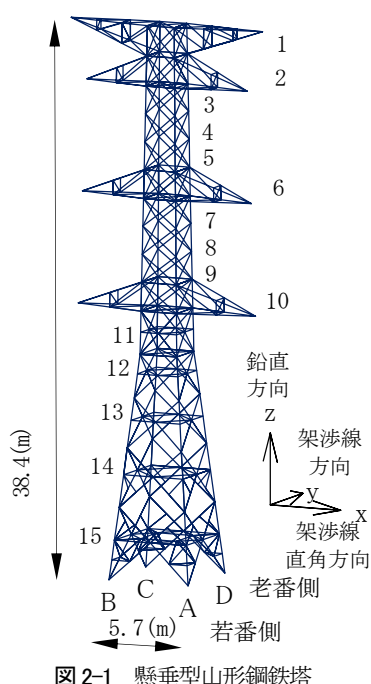


表 2-1 等辺山形鋼の断面性能表及び部材強度（主柱材）

パネル番号	材質	部材寸法 (mm)	断面積 (cm ²)	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

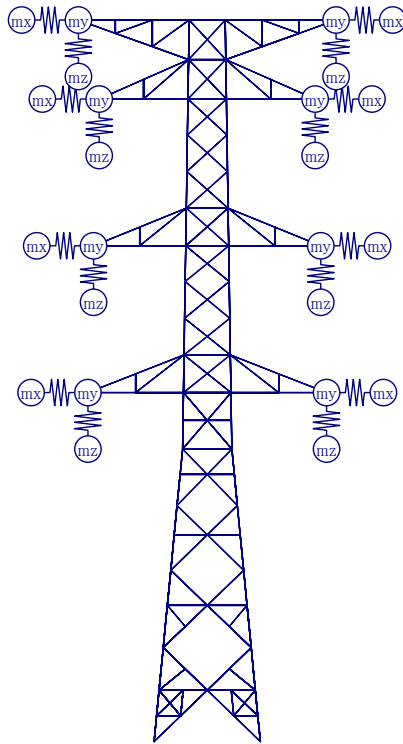


図 2-2 架渉線のモデル化概念図

表 2-3 TMD 質量の諸元

対象構造物	質量(kg)	重量(kgf)
鉄塔単体	11,107	108,923
架渉線	7,934	77,808
全 体	19,041	186,731
制震装置当たり(質量比 2%)	222	2,179
制震装置当たり(質量比 3%)	333	3,268
TMD1 体当たり(質量比 2%)	111	1,089
TMD1 体当たり(質量比 3%)	167	1,634

表 2-4 TMD 剛性の諸元

対象構造物	部材長さ(mm)	ばね剛性(kN・mm/rad)
質量比 2%	500	2,091
質量比 3%	500	3,136

表 2-5 TMD 材料特性の諸元

対象構造物	降伏曲げモーメント(kN・mm)	
	質量比 2%	質量比 3%
非線形 1.0G	545	817
非線形 1.5G	817	1,225
非線形 2.0G	1,089	1,634
非線形 2.5G	1,362	2,042
非線形 3.0G	1,634	2,451

表 2-2 架渉線の諸元

地 線		電力線	
条 数	2 (条/基)	導体数	1 (条/相)
単位質量	1.015 (kg/m)	単位質量	2.678 (kg/m)
想定温度	15 (°C)	想定温度	15 (°C)
想定張力	13,680 (N/条)	想定張力	29,263 (N/条)
金具質量	50 (kg/支持点)	碍子質量	250 (kg/支持点)

$$\begin{cases} m = (mx, my, mz) \\ mx = my = mz = (L_1 \times N + L_2 \times N) \times \rho + M \end{cases} \quad (2-1)$$

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

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

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

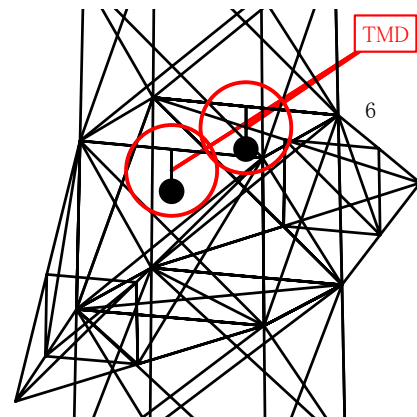


図 2-3 制震装置の設置図

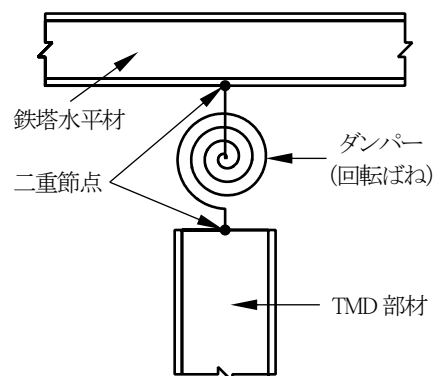


図 2-4 ダンパー接合部のモデル化

るため、安全側の評価を考慮して気温 15℃とし、これに合わせて架渉線温度を 15℃と仮定する。従って、架渉線のモデル化に用いる張力は、この時の値を採用する。

2.2 制震デバイスの設置条件

従来の鉄塔の耐震・耐風設計では、部材の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ことで、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ことはできない。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、応答低減という目標を達成すること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の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ことなく構造物の振動を抑えようとする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同調質量ダンパー（Tuned Mass Damper, 以下TMDと称す）を鉄塔に設置することにより、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%及び3%とパラメトリックに変化させて検討を行った。TMDの質量に関する諸元を表2-3に示す。また、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ことでモデル化を行った。TMDの剛性に関する諸元を表2-4に示す。更に、ダンパーの回転ばねの材料特性について、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、1Gから3G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。TMDの材料特性に関する諸元を表2-5に示す。なお、TMDの設置位置は、

鉄塔の架渉線方向の1次2次の振動モードを考慮して、図2-3に示すとおり腕金部の中段とし、振子式のTMDを水平材の中央に2体設置した。設置方法としては、図2-4に示すとおり、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ことで制震モデルを構築した。

2.3 解析条件の概要

既往の研究²⁾では、鉄塔と基礎は剛性差や質量差が大きいため、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ことから、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し、入力波を基礎部へ直接入力する。解析ソフトは、汎用構造解析プログラムT-DAPIIIを使用した。固有値解析の方法はSubspace法を適用し、有効質量比による判断で必要次数までの計算を行う。また、動的解析の方法はNewmark β 法 ($\beta=0.25$) による直接積分法を適用し、積分時間間隔は0.002(sec)とする。更に、固有値解析において有効質量比の卓越したモード（1次及び2次）より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50(Hz)の組み合わせを採用した。入力地震動は、兵庫県南部地震時、及び平成28年熊本地震時（以下、熊本地震と称す）に観測された強震記録とし、地震動の入力方向は架渉線方向に単一入力とした。表2-6に入力地震動の概要を、図2-5に加速度波形を示す。

3. 動的応答解析結果

動的解析で得られた鉄塔最頂部の応答変位の時刻歴波形を図3-1に示す。熊本地震による応答の最大値は、道路橋示方書で規定されている神戸海洋気象台やJR鷹取駅構内の結果と同等以上の値を示している。宇土EWのケースでは、兵庫県南部地震時の約1.5倍の変位を生じる。

表 2-6 入力地震動の概要

地震名	観測点コード	観測点名	観測成分	最大加速度 (gal)	地震動略名
兵庫県南部地震	—	神戸海洋気象台	NS	818	JMAKOBE NS
	—	JR 鷹取駅構内	EW	666	TAKATORI EW
平成 28 年熊本地震	KMMH16	益城	NS	653	MASHIKI NS
			EW	1,157	MASHIKI EW
	KMM008	宇土	NS	651	UTO NS
			EW	771	UTO EW
	KMM006	熊本	NS	827	KUMAMOTO NS
			EW	616	KUMAMOTO EW

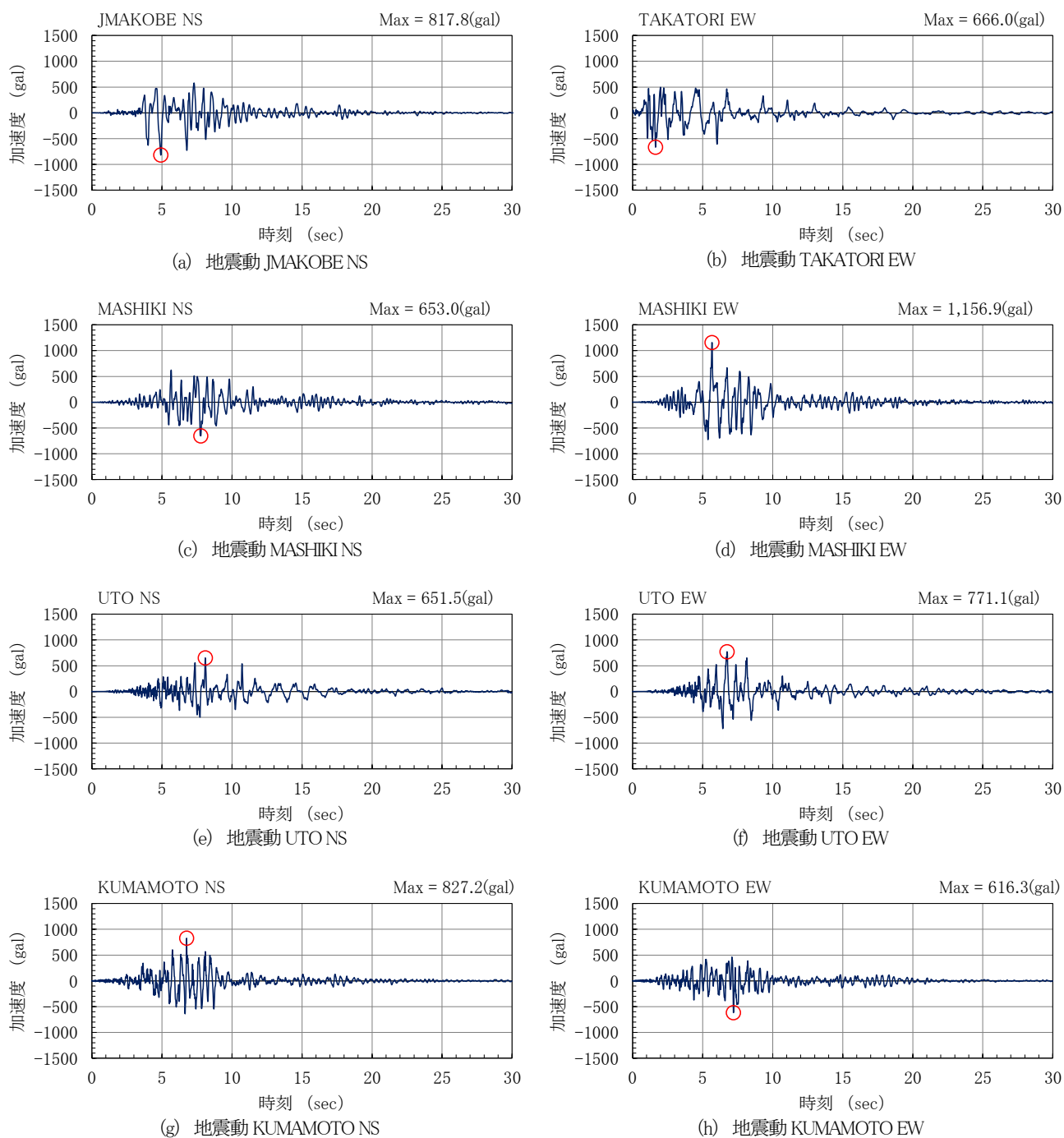


図2-5 入力地震動時刻歴

宇土EWのケースについて、TMDによる制震効果を図3-2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、宇土EWに対しては質量比3%の線形のケースで最大30%の低減効果を示し、今回検討に用いた熊本地震では最も制震効果を示すことが明らかとなった。また、非線形性を考慮した場合、10～20%程度の応答低減率が認められた。更に、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。各地震動に対する応答低減率を表3-1に示す。本検討に用いた地震動の一部に対しては応答増加がみられるものの増加率は低く、ほとんどのケー

スにおいて10～20%程度の低減効果が認められる。

鉄塔で応力部材として重要な主柱材に発生する圧縮軸力の最大値を図3-3に示す。熊本地震のケースでは、兵庫県南部地震のケースと比較すると、道路橋示方書と同程度の軸力が発生する結果となった。神戸海洋気象台のケースで、鉄塔中段の一部に限界軸力を超過する要素が存在するが、それ以外は限界軸力以下に収まっている一方で、宇土EWのケースでは、ほとんどの主柱材が限界軸力を超過する結果となった。脚部では、最大で道路橋示方書の1.5倍の軸力を示している。熊本地震の場合、脚部以外の部材でも許容軸力を超過するものが存在する。

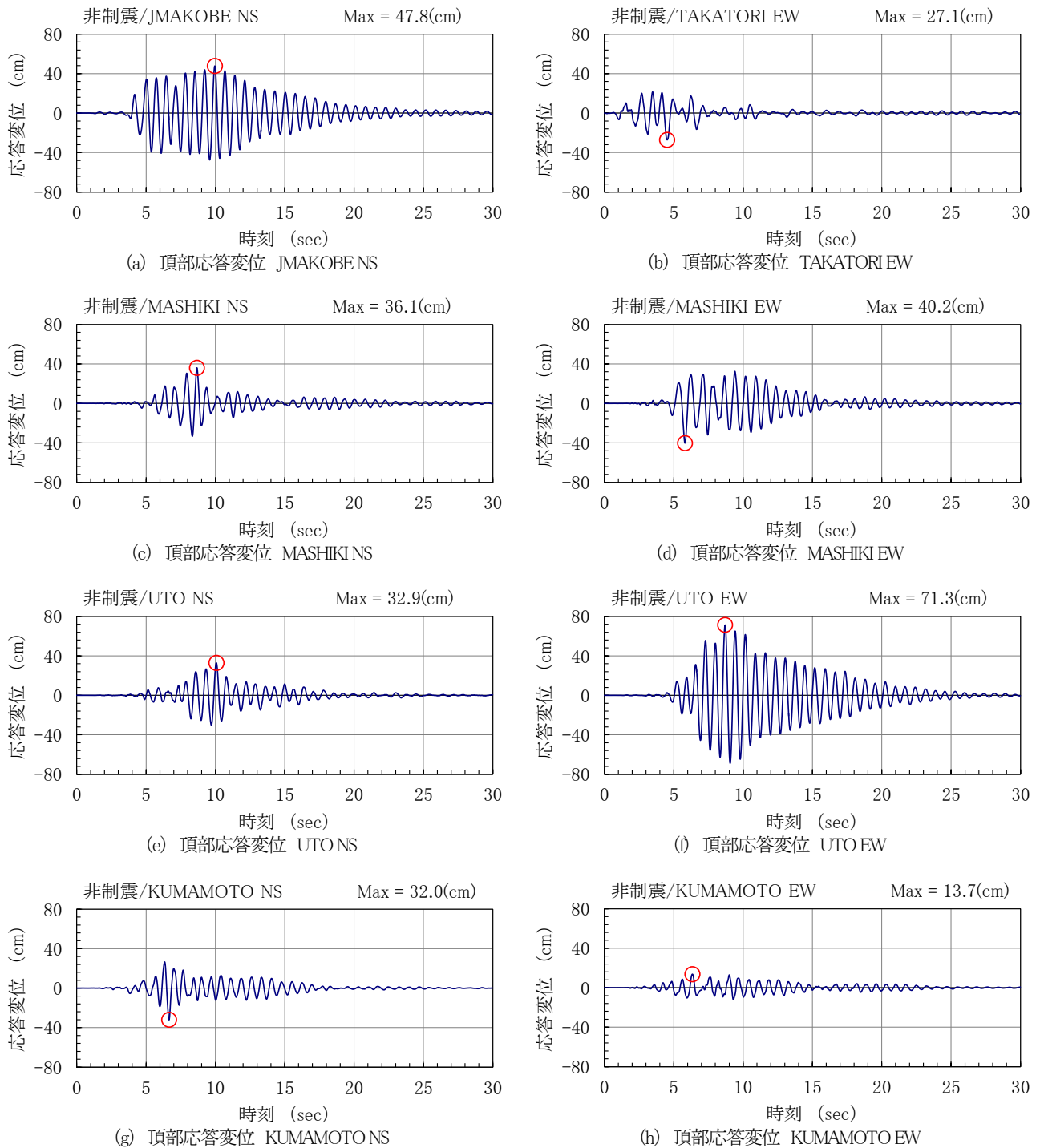


図 3-1 応答変位時刻歴(非制震モデル)

表 3-1 応答変位低減率(熊本地震)

応答低減率(%)	益城 NS		益城 EW		宇土 NS		宇土 EW		熊本 NS		熊本 EW	
	2%	3%	2%	3%	2%	3%	2%	3%	2%	3%	2%	3%
解析モデル												
線形	6.8	6.3	-0.9	-1.2	26.2	27.5	27.9	34.4	11.1	16.0	-3.6	-5.9
非線形 1.0G	5.2	7.7	-0.4	-0.5	7.0	10.8	4.0	6.0	6.1	9.2	2.6	3.3
非線形 1.5G	6.7	9.9	-0.7	-1.0	10.5	15.7	5.8	8.6	8.2	12.2	0.9	1.5
非線形 2.0G	7.9	10.8	-0.8	-1.2	13.4	19.9	7.6	11.2	9.5	14.0	-0.1	-0.2
非線形 2.5G	8.7	9.7	-0.9	-1.2	15.9	23.5	9.2	13.6	10.4	15.1	-2.8	-5.9
非線形 3.0G	8.6	8.4	-0.9	-1.2	18.1	26.7	10.6	15.8	10.8	15.8	-3.6	-5.9

※表中の値は非制震モデルに対する応答低減率(%)であり、負値は応答増加を表す。

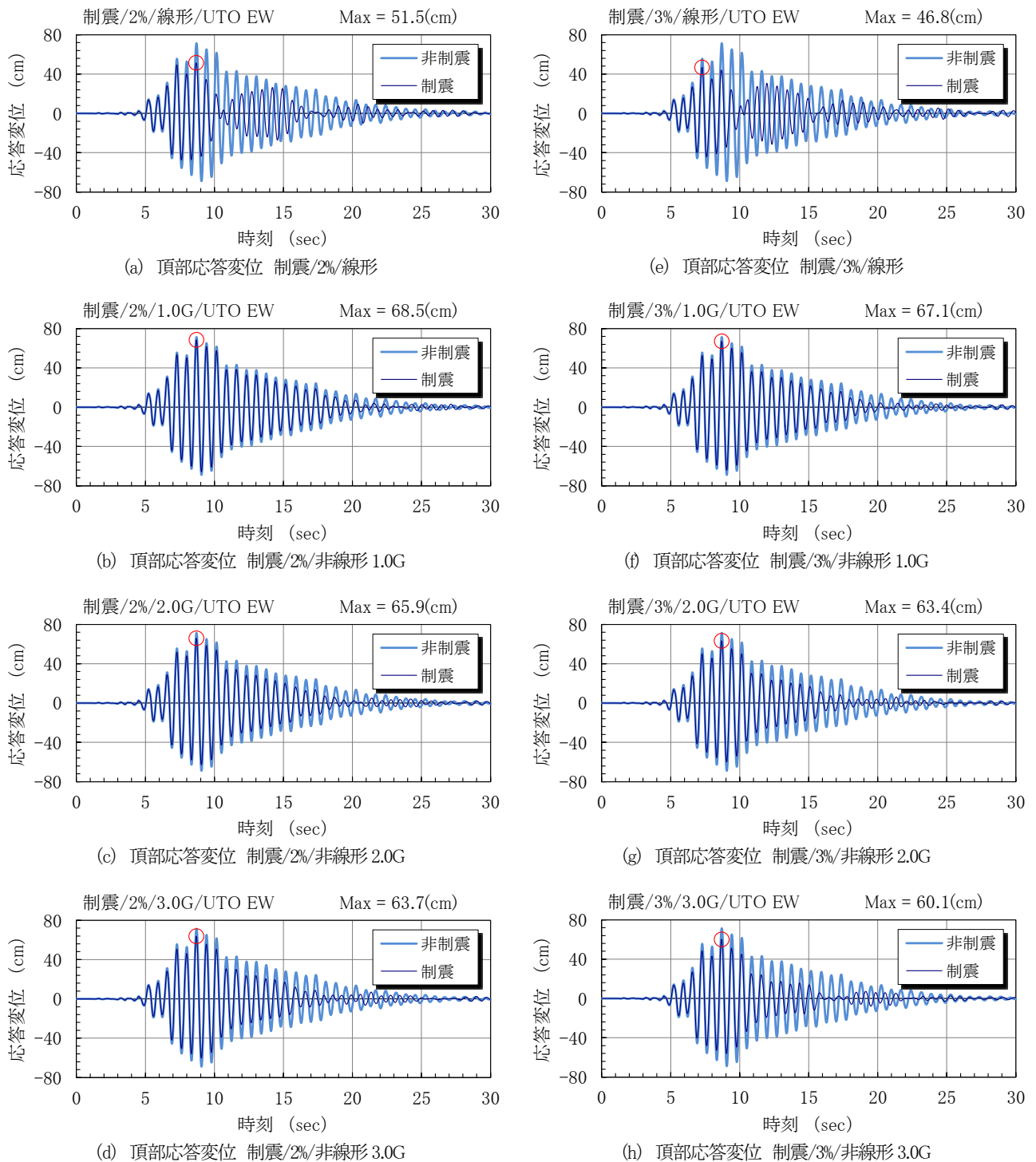


図 3-2 応答変位時刻歴(地震動 UTO EW)

宇土EWのケースについて、支柱材に発生する最大軸力を図3-4に示す。非制震の場合、いずれの支柱材でも限界軸力を上回る厳しい状態であるが、TMDの付与により、軸力を低減することが可能である。最も低減効果が顕著に表れたのは、質量比3%の線形のケースで、鉄塔脚部において最大で35%程度応答を抑える結果となった。

支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³⁾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、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 σ と定義する。非制震モデルに対して地震動を入力した場合の許容軸力レベルの無次元化軸力を図3-5に示している。いずれのケースも、支柱材以外で架渉線方向の振動に対して抵抗する斜材で無次元化軸力が1.0を超過している。熊本地震のケースでは、兵庫県南部地震のケースと比較すると、同等以上の軸力が発生する結果である。特に、

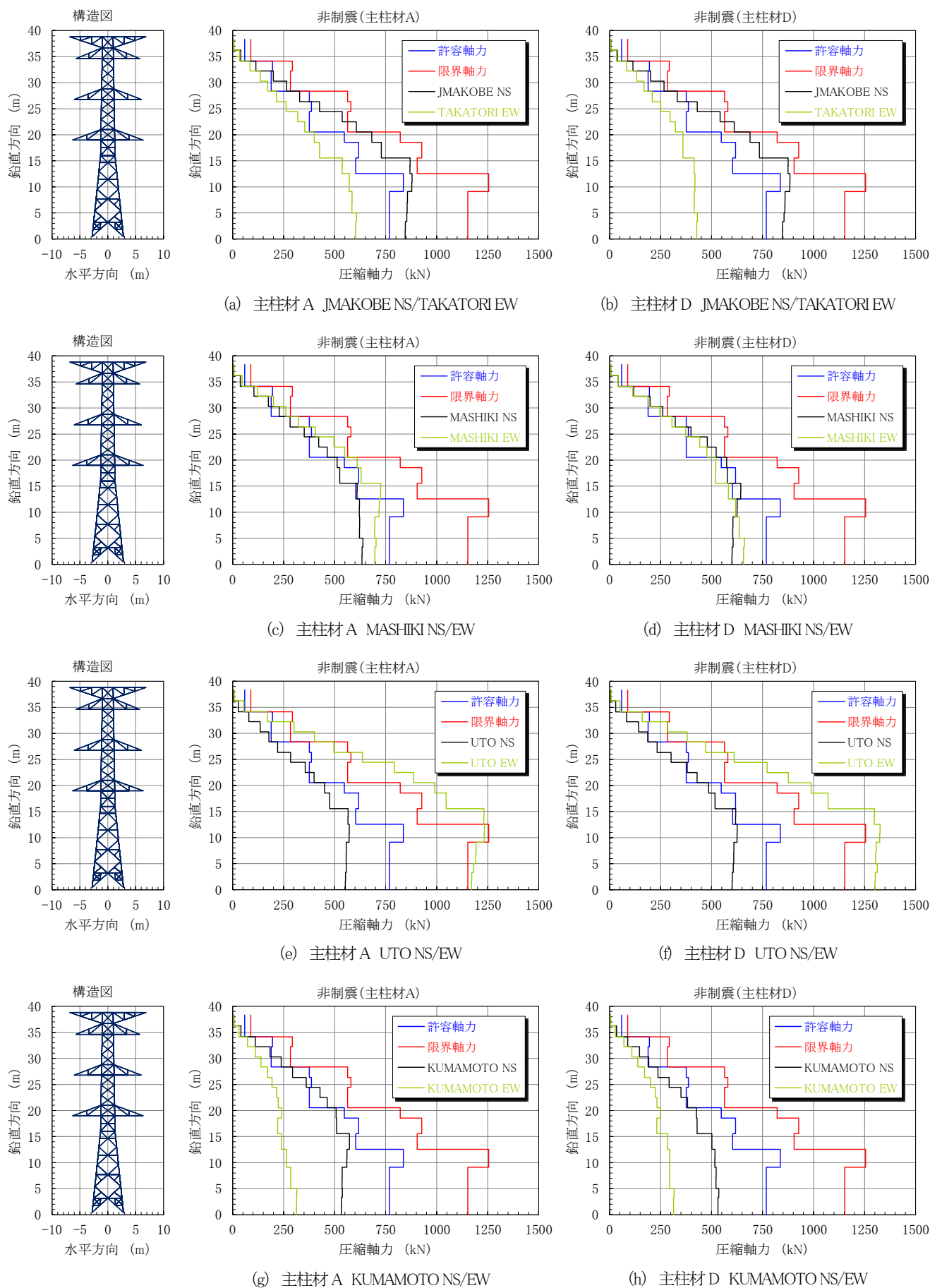


図 3-3 最大圧縮軸力鉛直分布 (非制震モデル)

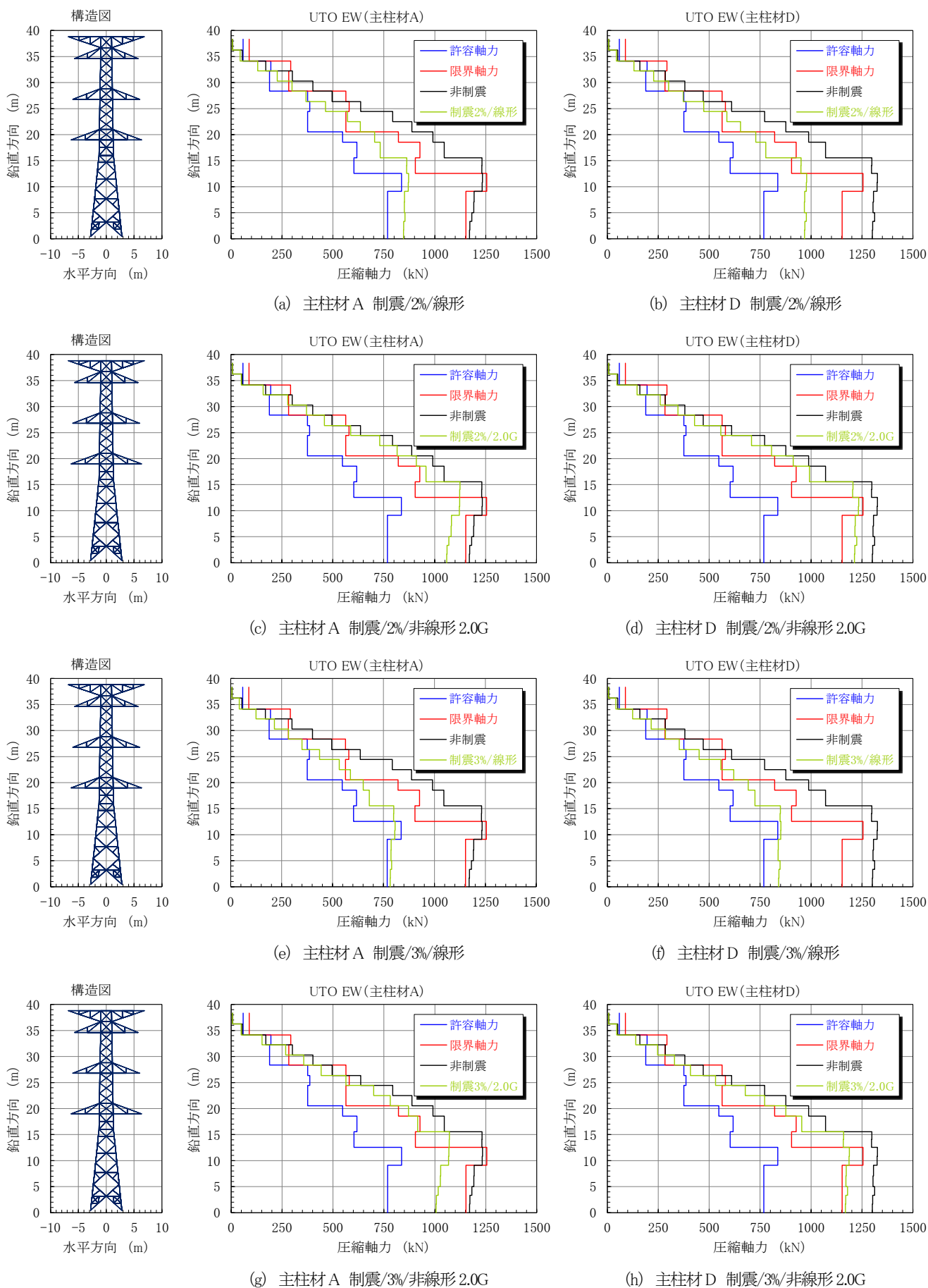


図 3-4 最大圧縮軸力鉛直分布(地震動 UTO EW)

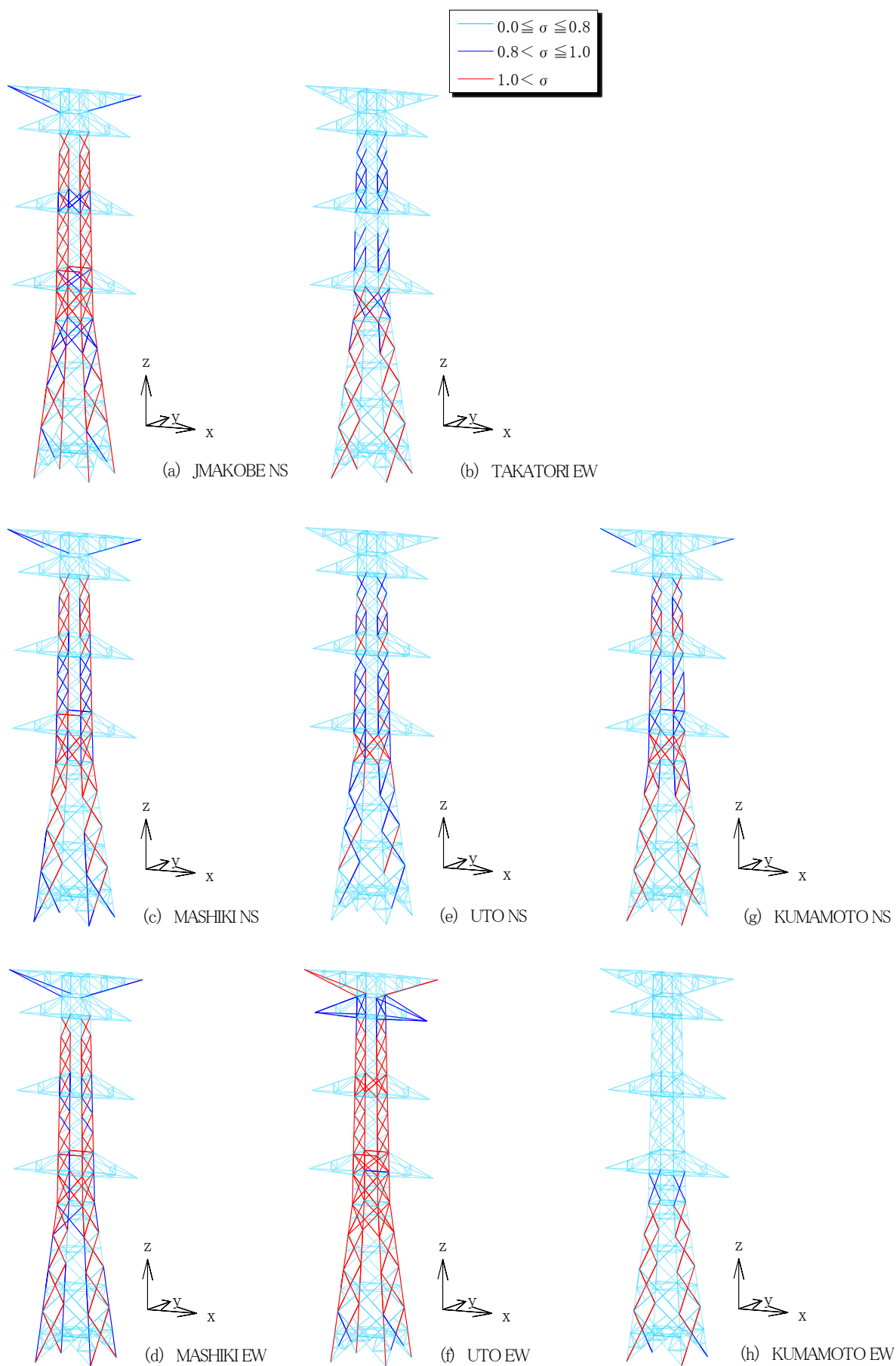


図 3-5 許容軸力レベル無次元化軸力(非制震モデル)

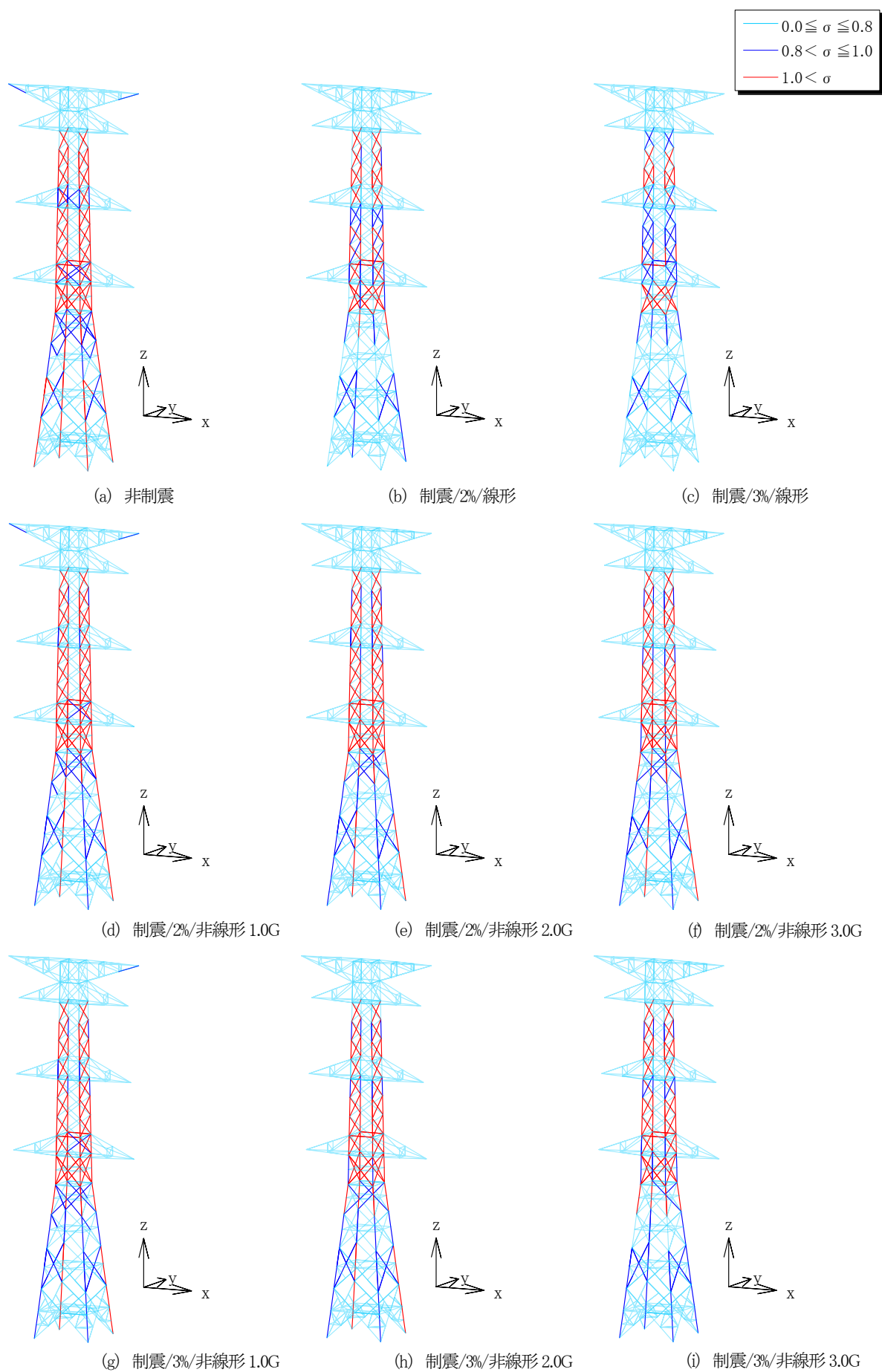


図 3-6 限界軸力レベル(許容軸力×1.5)無次元化軸力(地震動 UTO EW)

宇土EWのケースは、最も厳しい結果を示しており、脚部に限らず塔体上部まで超過軸力が及んでいる。宇土EWのケースについて、TMDによる軸力の制震効果を図3-6に示す。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、いずれのダンパーの場合も全体的に制震効果が表れている。また、TMD質量比3%のケースが2%のケースよりも応答低減効果が大きい。

4. 結論

本検討では、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、兵庫県南部地震と平成 28 年熊本地震において観測された地震動を入力することで、鉄塔の応答の差異を明らかにした。また、制震デバイスとして TMD を活用した地震時の鉄塔の応答低減効果に関して解析的に検討を行った。その結果、得られた主な知見を以下に示す。

(1) 平成 28 年熊本地震で得られた地震動による動的解析を行った結果、鉄塔の応答は、兵庫県南部地震時と同等以上の値を示すことが明らかとなった。また、地震動によっては応答が著しく増大し、鉄塔の耐震性へ影響を及ぼすと考えられるため、耐震設計上の配慮が必要と考えられる。

(2) 制震デバイスとして、一般的には地震に対して TMD による制震効果は限られているが、鉄塔に TMD を設置することにより塔頂の応答、部材軸力に関して一定の応答低減効果が確認できた。

(3) 部材に発生した最大圧縮軸力を無次元化軸力により評価し、鉄塔の構造的弱点箇所の特定を試みた。熊本地震で得られた地震動を用いた評価の結果、多数の部材で許容軸力を超過したケースもあり、弱点部が鉄塔全体に及ぶ結果となった。

今後は、TMD の設置位置、TMD の非線形特性に関して詳細な検討を行い、更なる送電鉄塔の耐震性向上を図る予定である。

謝辞：本検討では、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、記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 電気学会，電気規格調査会：送電用支持物設計標準 JEC-127-1979，電気書院，1979.
- 2) 松田泰治，大塚久哲，池田征司，宇野州彦：台湾集集地震により倒壊した超高圧送電鉄塔の被害原因の解明と耐震性向上に関する研究，土木学会論文集，No. 801/I-73，pp. 51-68，2005. 10.
- 3) 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圧送電鉄塔の耐震性に関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 607-614，2001. 3.
- 4) 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.
- 5) 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. 2.

(2016.9.?? 受付)

FUNDAMENTAL RESEARCH ON THE EARTHQUAKE RESISTANCE IMPROVEMENT OF STEEL TOWER BASED ON THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE

Masayuki MATSUMOTO, Taiji MAZDA and Nobuyuki ISHIDA

The dominant load is the wind load for a design of steel tower in our country. Earthquake resistant design is performed by seismic coefficient method by the way of thinking in which an earthquake force exceeds the wind load only to special supporting structures. While there was little consideration to an earthquake force, the Ji-Ji Earthquake occurred in Taiwan in 1999, and the collapse of steel tower was reported a lot, and fatal damage to Taiwanese electricity supply system was given. The Tohoku Pacific Ocean Earthquake also occurs in 2011 in our country, and enormous damage caused by a tidal wave and slope collapse was reported, and the importance of the earthquake-resistant of the steel tower is rising increasingly. The 2016 Kumamoto Earthquake occurred, the basic consideration to plan for the improvement of earthquake-resistant performance by high damping using the damping device chosen by aseismic reinforcement in a bridge in recent years among the angle with the giving of damping to a steel tower is tried by this research. As result of the inspection by a simple model became clear, that application of damping organization to a steel tower is effective in earthquake-resistant improvement.