

地震や台風により損傷を受けた送電鉄塔の部材変形の定量化と修繕による性能回復の評価

東北大学大学院 学生会員 ○樊 柚岑
 東北大学工学部 学生会員 立崎 理久

東北大学大学院 正会員 山川 優樹
 東北大学大学院 フェロー会員 池田 清宏

1. はじめに

送電鉄塔は細長部材で構成される骨組構造であり、部材座屈等によって耐荷力が大きく影響される過大荷重や変位に対して鋭敏な構造である。地震や台風などの災害後の点検による鉄塔の健全性評価においては、例えば部材の曲がり・伸び変形や鉄塔周辺地盤の変位について大・中・小といった定性的な判断目安が用いられている現状であり、点検者の主観と経験に依存したものとなっている。しかし、このような判断目安に基づいた鉄塔の点検では部材損傷の定性的な確認に留まっており、部材損傷の状況と構造系全体としての耐荷力の保持程度との関連性は不明確なままに修繕要否の判断が行われている。また、復旧のため部材交換などの修繕を行った後、鉄塔の耐荷力がどの程度回復されているかも定量的には不明なままである。

本研究では、電力施設の耐災害性の事前評価と災害後の効率的で合理的な復旧技術の向上に資するため、広く一般に採用されている標準鉄塔を対象とし、三次元弾塑性有限要素解析により、想定外力下での鉄塔の耐荷挙動を確認する。また、部材損傷の定量化により、部材損傷の状況と耐荷力保持程度との関連性を解明する。また、部材交換などの修繕を模擬した解析により修繕後の鉄塔の耐荷力回復程度を定量的に評価する手法の確立を目的とする。

2. 検討対象鉄塔と想定外力条件

図-1 で示す懸垂型標準鉄塔（継脚32.0m）を検討対象とする。鉄塔の耐荷力解析では、塔体設計の強度計算で一般的に用いられている設計荷重を用いた。鉄塔に設計荷重を載荷する際には、等価な節点荷重に換算した上で鉄塔の解析モデルに作用させた。設計荷重を換算した節点荷重ベクトルを $\mathbf{F}$ とし、そのうち固定荷重に相当する部分を $\mathbf{F}_D$ 、変動荷重に相当する部分を $\mathbf{F}_L$ として、 $\mathbf{F} = \mathbf{F}_D + k\mathbf{F}_L$ と表す。 k は変動荷重係数であり、 $k = 1$ のときに設計荷重に対応するが、本研究では $k > 1$ の過大荷重作用を想定して終局耐荷力を評価す

る。さらに、地震などに起因する鉄塔基礎周囲の地盤変状の影響を再現するため、脚部不同変位を与える解析も行った。

3. 部材損傷の定量化

本研究では、脚部不同変位について JEC¹⁾が定める許容範囲内である 6.1mm の水平対角開脚方向変位を与えた状態での鉄塔の最大耐荷力を求め、鉄塔の耐荷挙動や部材変形の大きさを調べる。

高温季の想定荷重を作用させたときの鉄塔の荷重-変位曲線を図-2 に示す。変動荷重係数が最大値 k_{ult} を示すまでの挙動はほぼ直線的であり、最大荷重 $k_{ult} = 3.33$ の後に急激な荷重低下を示している。その後、変位の進行とともに、荷重低下の程度は徐々に小さくなっている。 $k = 2.91$ での鉄塔の崩壊状態を図-3 に示す。損傷後の点検時を想定して、この状態から $k = 0$ まで除荷を行い、除荷状態での鉄塔の全部材のたわみを計算した。部材たわみの限界値の目安として、小変形(Level 1)と中変形(Level 2)の閾値を主材について $L/500$ 、腹材とその他の部材について $L/350$ と設定し(L は部材長)、部材たわみがこの閾値を超過しているかを調べる。ただし、この閾値は一般的な技術基準として設定されているものではなく、たわみ評価の目安として本研究で独自に設定したものである。図-3 の崩壊状態で変形が最大の部材(部材番号 359)の各節点のたわみが図-4 のように求められ、この部材でたわみの最大値は約 11.7mm($\omega/L = 0.00729$)であった。また、この部材の全節点のたわみが「Level 1」を超えていたことを確認した。

また、損傷後の点検時を想定した除荷状態から再載荷を行ったところ、鉄塔の最大耐荷力は $k = 2.91$ であり、損傷前の最大耐荷力 $k_{ult} = 3.33$ と比べて約 13%低下していることが分かった。このように部材変形を定量化することにより、部材損傷状況と損傷後の鉄塔構造系全体としての残存耐力との関係を解明することが実現した。

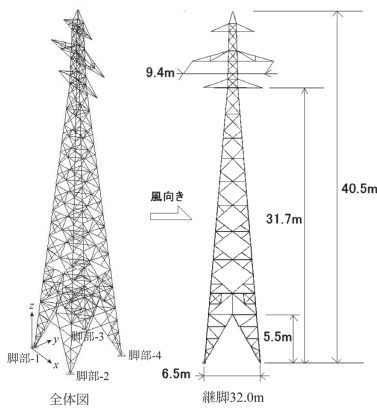


図-1 検討対象鉄塔の概略寸法

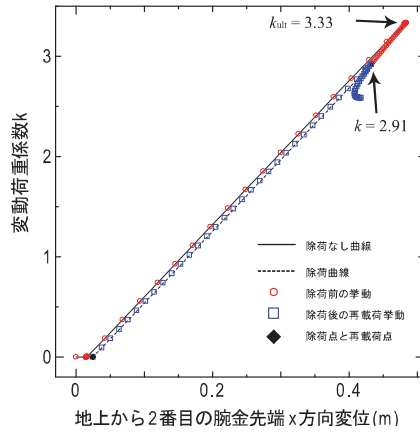
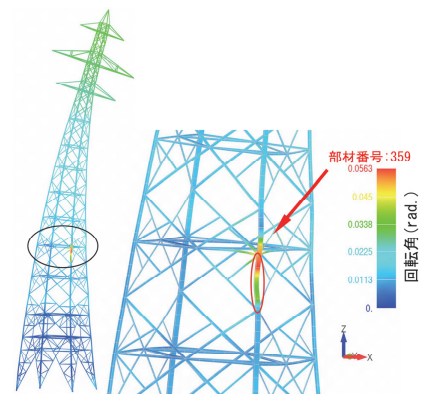


図-2 鉄塔の荷重-変位曲線


図-3 鉄塔の崩壊形態（ $k = 2.91$ ）

部材の元の長さ(L) : 1.605m
長さの変化量(ΔL) : -0.0019m (圧縮)
Level1限界($L/500$) : 0.00321m

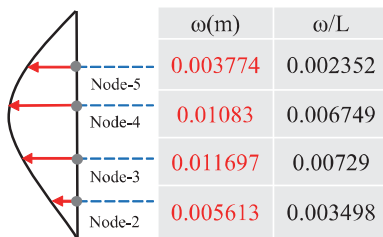


図-4 部材番号 359 のたわみ

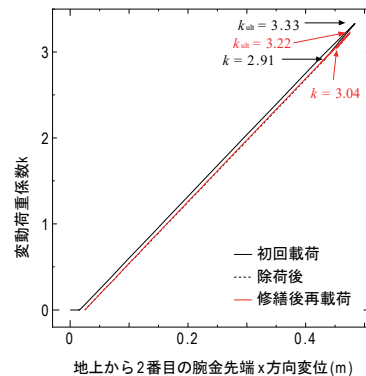
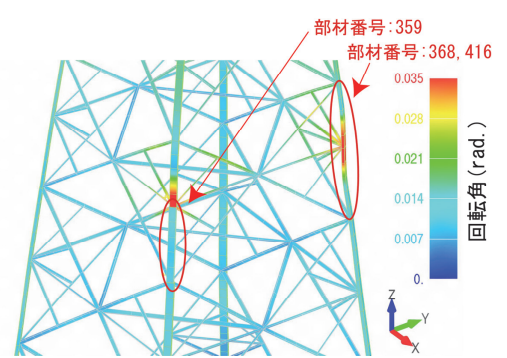


図-5 修繕前後の荷重-変位曲線


図-6 修繕後の再載荷による崩壊形態（ $k = 3.04$ ）

4. 修繕による鉄塔の性能回復の評価

図-4 で示した残留変形が最大である「359 番」の部材の交換を想定した修繕シミュレーションを行う。

図-5 で示した修繕前後の荷重-変位曲線から見ると、「359 番」の部材を曲げが無い健全な部材に交換した後に再載荷したところ、荷重-変位の傾きが僅かに大きくなり剛性が向上し、鉄塔の最大耐荷力は損傷鉄塔の $k = 2.91$ から $k = 3.22$ に回復した。つまり、最大変形を示した部材のみを交換する修繕により、鉄塔の最大耐荷力は健全時の約 97% まで回復した。また、修繕後に再載荷を行ったときの鉄塔の崩壊形態は図-6 に示す通りであり、「359 番」の部材とは異なる風下側の主材「368 番」と「416 番」の崩壊が生じた。

5. まとめ

本研究では、鉄塔に作用する想定作用荷重の増加に伴い耐荷力を喪失する過程での部材損傷を定量化し、損傷が卓越する位置の特定を行い、部材損傷と耐荷力の保持程度を定量的に議論する方法の確立についても議論した。また、部材交換等を模擬した修繕シミュレーション法を開発し、修繕による鉄塔の耐荷力回復について検討した。また、修繕後に再載荷を行ったときの鉄塔の破壊形式を考察した。

水平脚部不同変位が送電用支持物設計標準の許容

範囲内¹⁾で、損傷後の点検時を想定した除荷状態で部材の最大変形が約 11.7mm の場合を例に修繕シミュレーションを行った結果、この部材のみを健全な部材に交換することにより、鉄塔の最大耐荷力が健全状態の約 97% まで回復できることが確認された。

本研究では部材変形の定量化と修繕シミュレーションのための解析手法を開発し、単一の損傷形態について例示的検討を行った。しかしながら、損傷を受けた鉄塔に対する健全性評価の定量的な判断目安を確立するためには、様々な損傷形態について網羅的に検討を行う必要がある。また、実務では多様な損傷形態に対応した修繕工法が存在し、損傷程度に応じて適切なレベルの修繕がなされる。修繕レベルによる性能回復程度の違いについても検討の必要がある。

部材損傷に関する定量的な判断目安の確立と修繕後の性能回復を定量的に保証した形で損傷形態・程度に応じた修繕方法を選定するための指針の策定は実務の点検作業に有用と思われる、今後詳細な検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 電気学会電気規格調査会標準規格，送電用支持物設計標準（JEC-127-1979），電気書院，1979。