

# 送電鉄塔の終局耐荷挙動に対する脚部不同変位の影響評価

東北大学 学生会員 ○高橋一平  
 東北大学 正会員 山川優樹  
 東北大学 フェロー会員 池田清宏  
 東北大学 戸田丈  
 東北電力(株) 増田雅芳  
 東北電力(株) 溝江弘樹

## 1. はじめに

送電鉄塔系は、電線・鉄塔・基礎・地盤という力学特性が異なる複数の構成要素から成る。設計においては各構成要素について個別に照査が行われるが、全ての構成要素を一括考慮した全体解析による検討がなされることは少ない。しかし、送電鉄塔系全体の中で各構成要素が満たすべき性能を規定する上で、実際の使用条件下における構成要素間の相互作用を明らかにすることは工学的に重要な課題である。送電鉄塔周辺の地盤変状に起因する鉄塔脚部の不同変位により、鉄塔に損傷が生じる事例が確認されている(図-1、図-2)。

本研究では、そうして生じた脚部不同変位により、鉄塔の全体耐荷力がどのように影響を受けるか、また、こうした耐荷力低下挙動について、現行の技術基準における脚部不同変位の許容値と比較考察した。



図-1 地盤変状による脚部不同変位(左手前の脚) 図-2 脚部不同変位による部材損傷事例

## 2. 鉄塔の有限要素モデルと解析手法

本研究では、交流 66 kV 線路で採用されている標準鉄塔の一種である懸垂型の 6621 型標準鉄塔および耐張型の 6628 型標準鉄塔の 2 種類を検討対象とする。また、継脚の違いによる影響も調べるため、懸垂型の 6621 型標準鉄塔については継脚 18.5 m (高さ 27.1 m, 脚部根開き 4.2 m) と継脚 32.0 m (高さ 40.5 m, 脚部根開き 6.5 m) の 2 つを検討対象とする。耐張型の 6628 型標準鉄塔については継脚 30.2 m (高さ 39.1 m, 脚部根開き 7.1 m) とする。後述の設計荷重において、鉄塔のアーム上の載荷点およびその方向は図-3 に示す。本稿では紙面の都合により、懸垂型の 6621 型標準鉄塔(継脚 32.0 m) の解析結果のみを示す。

鉄塔部材の構成モデルには St. Venant-Kirchhoff 超弾性モデルと von Mises 降伏規準からなる等方硬化弾塑性モデルを用い、非線形等方硬化則を用いた。

設計荷重としては、死荷重  $F_D$  (鉄塔の自重, 電線の常時張力) と活荷重  $F_L$  (風, 着氷, 着雪に起因する荷

重) とを考え、3 種類の荷重, 高温期 (H), 低温期 (L) 及び、湿型着雪時 (S) について検討する。

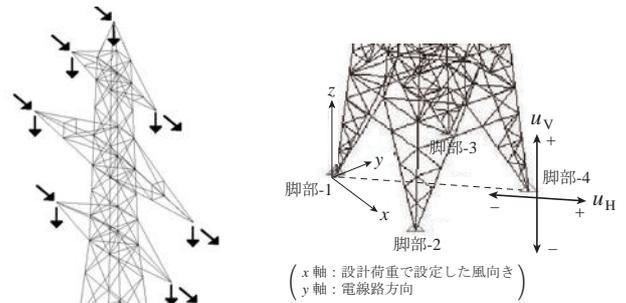
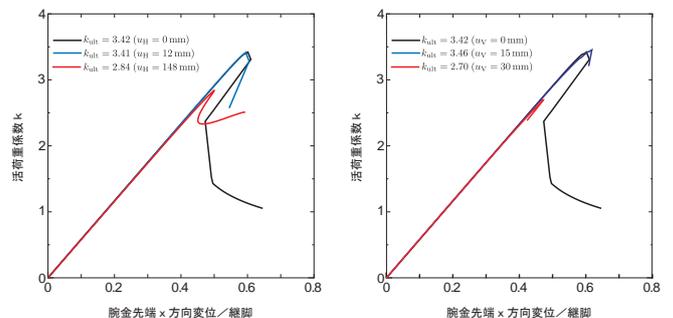


図-3 鉄塔腕金先端に作用する荷重の模式図 図-4 脚部不同変位の設定

## 3. 耐荷力の評価方法

以下の手順で脚部不同変位が発生した後の鉄塔の耐荷挙動解析を行う。

- 4 脚全ての変位を拘束した状態で、鉄塔に死荷重  $F_D$  を載荷する。
- 脚部-4 に対して、図-4 に示した各方向の強制変位  $u_H$  または  $u_V$  を所定量だけ与える。強制変位を与える過程では、死荷重  $F_D$  を載荷した状態を維持し、脚部-4 以外の 3 つの脚部の変位は拘束する。
- 脚部-4 に対する強制変位が所定量  $u_H, u_V$  に達したら、脚部-4 の変位を拘束する。
- 死荷重  $F_D$  を維持した状態で、活荷重係数  $k$  を乗じた荷重  $kF_L$  を載荷する。つまり、鉄塔に載荷する全荷重ベクトル(有限要素解析における節点荷重ベクトル)は  $F = F_D + kF_L$  となる。 $k$  の値をゼロから漸増させ、 $k$  が最大値  $k_{ult}$  を示したときの荷重を最大耐荷力とする



(a) 水平開脚方向の脚部不同変位 (b) 鉛直上方向の脚部不同変位

図-5 荷重-変位関係(縦軸は活荷重係数  $k$ )

Keywords: 送電鉄塔, 脚部不同変位, 終局耐荷力, 部材損傷, 有限要素法

〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06, Phone: 022-795-7420, Fax: 022-795-7418, E-mail: takahashi@msd.civil.tohoku.ac.jp

#### 4. 脚部不同変位発生後の耐荷力低下と部材損傷

前章で述べた手順で解析を行った結果の一例として、懸垂型の6621型標準鉄塔（継脚32.0m）に対して水平開脚方向（ $u_H \geq 0$ ）および鉛直上方向（ $u_V \geq 0$ ）の脚部不同変位を与えたときの荷重－変位関係を図-5に示す。

脚部不同変位による最大耐荷力の低下挙動を図-6に示す。水平対角方向に変位させたとき、開脚方向に変位させたときは、脚部不同変位の増加に伴う耐荷力の低下は緩やかで、 $u_H = 50\text{ mm}$ を付近で耐荷力の低下が始まり、 $u_H = 100\text{ mm}$ 付近で $k_{ult}$ が2を切るところまで低下する。その後は再び3を超える程度まで回復する。このように、終局裕度がいったん低下した後回復する挙動は開脚方向においても見られるが、これはこの前後において鉄塔全体の崩壊モードが変化したためだと考えられる。 $k_{ult}$ は1を下回らない。一方、閉脚方向については、 $u_H = 30\text{ mm}$ 付近で $k_{ult}$ が急激に低下をはじめ、最終的には1程度まで低下する。鉛直上下方向に変位させたとき、上方向に変位させたときは、 $u_V = 20\text{ mm}$ 付近まではほぼ一定の値をとり、その後耐荷力が急激に低下する。鉛直下方向に変位させたときも同様の結果がみられる。

送電用支持物設計標準<sup>1)</sup> (JEC-127-1979)では、鉄塔基礎の許容変位（鉄塔根開きに対する脚間相対変位の比）を定めている。これによると、鉄塔構造の裕度や部材接合部のボルトクリアランスによる変位量の吸収等を考慮した脚間相対変位（不同変位）の許容値について、鉄塔根開きに対して鉛直方向に1/1200程度、水平方向に1/800程度としている。図-6には、JEC-127-1979による許容値から算定される不同変位の範囲をグレー領域で示した。この許容値の範囲内の脚部不同変位では、最大耐荷力の大きな低下はみられない。

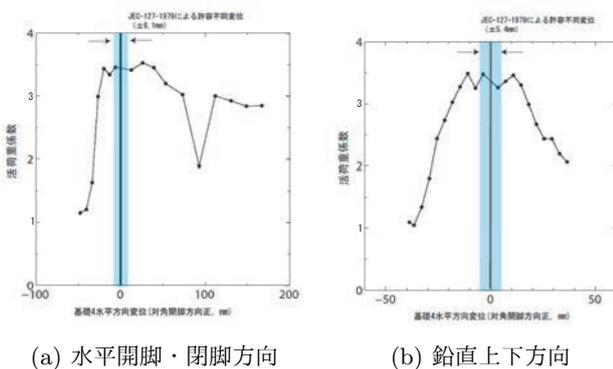


図-6 脚部不同変位による最大耐荷力の低下

図-7は $u_H = 53\text{ mm}$ 時の、図-8は $u_H = 111\text{ mm}$ 時の最大荷重時における部材の塑性降伏の様子を示した図である。塑性降伏していない箇所を青色で、塑性降伏した箇所を赤色で示した。2つの図を見比べて分かる通り、変位量が小さいときは鉄塔の中間部に損傷がみられ、変位量が大きくなると、鉄塔の下部を中心に損傷がみられる。閉脚方向および、鉛直上下方向についても同様のことが確認された。

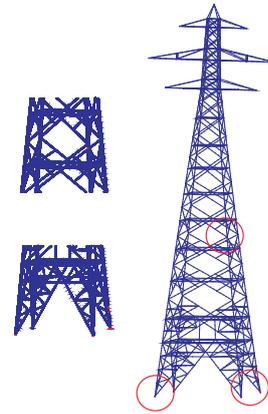


図-7  $u_H = 53\text{ mm}$  時の部材降伏状態

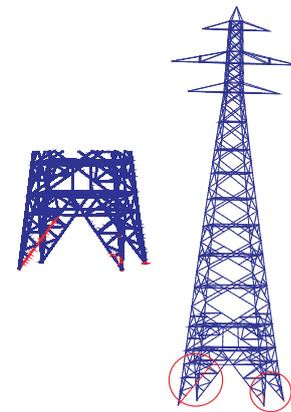


図-8  $u_H = 111\text{ mm}$  時の部材降伏状態

#### 5. まとめ

本研究では、地震などに起因する地盤変形による送電鉄塔の脚部不同変位が鉄塔に及ぼす影響の評価を目的として、脚部不同変位による鉄塔の耐荷力低下挙動および部材損傷について検討した。水平、鉛直ともに基礎があるところまで変化すると、部材の崩壊モードが変形、および耐荷力が急激に低下することが確認できた。また、部材の損傷具合を調べたところ、鉄塔の全体耐荷力が終局を迎えるはるか前の段階で部材の一部に塑性降伏が生じていることが確認できた。本研究で行った検討は鉄塔の主に全体耐荷力のみに着目したものであり、鉄塔の崩壊形態や部材損傷の発生位置、個々の部材の損傷進展については、まだ十分な検討とは言えないことに注意が必要である。すなわち、全体耐荷力が十分に確保されていても、部材損傷が発生している懸念がある。脚部不同変位と想定荷重の作用下における部材損傷の進展挙動と、それが全体耐荷力に及ぼす影響の解明は、地震等の災害後における修繕判断にも有用と思われる、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，送電鉄塔用支持物設計標準 (JEC-127)，1979。