

基礎変位を受けた送電鉄塔の余耐力評価

東北大学
東北大学
東北大学

学生会員 ○沼田康裕
正会員 池田清宏
正会員 山川優樹

1. 序論

送電鉄塔の設計においては、一般に地震荷重よりも風荷重のほうが重要視されている。これまでの地震においても、地震動による鉄塔に対する直接的な被害は見られず、高レベルの地震動に対しても鉄塔は十分な耐震性を有していることが確認されている。

その一方、地震により鉄塔周辺の地盤に亀裂や沈下、隆起等の変形が発生することがあり、その影響で鉄塔基礎が変位することで結果的に上部構造である鉄塔の部材に変形や損傷が生じていることが確認されている。しかしながら、地盤変形が及ぼす基礎変位や地盤耐力そのものへの影響、また、それらが鉄塔の健全性にどの程度の影響を及ぼしているかについては、適切に評価する手法が無く、その手法確立が課題となっている。

このため、本研究では、地震に起因する地盤変形、それに伴う地盤耐力の低下や基礎の変位、更にそれらが鉄塔の健全性に及ぼす影響を評価するとともに、その評価手法の確立を図ることを目的とする。

まず基礎に変位が発生する場合について、基礎変位に対する鉄塔の拘束効果について、弾塑性有限要素解析により検証を行った。次に、実際に想定される地盤変位に即した評価を行うために、各種方向および大きさの基礎変位や各種方向の鉄塔への作用荷重モードを設定し、送電鉄塔の余耐力とその発揮メカニズムについて検証した。

2. 解析モデル

数値解析には、文献¹⁾で用いられている有限変形弾塑性FEM解析コードを使用した。鉄塔-基礎-地盤モデルを図-1に示す。高さ17.0m、脚部間隔3.9mの鉄塔を2節点一次アイソパラメトリック Timoshenko 梁要素によりモデル化している。部材の構成則には von Mises 弾塑性モデルを用い、SS400を想定した非線形等方硬化則を仮定している。地盤と基礎は20節点二次ソリッド要素によりモデル化している。地盤材料の構成式は非関連流れ則に従う Drucker-Prager モデル(材料定数は三軸圧縮側の算定)を用い、陰解法リターンマッピングにより高い精度の応力計算を実現している。基礎体は鉄筋コンクリート製と想定して非常に剛性の高い弾性体としてモデル化

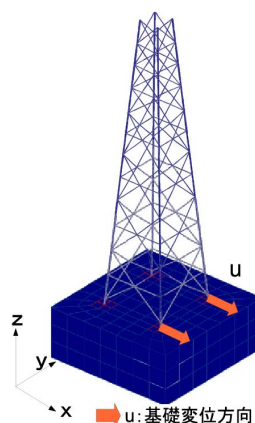


図-1 鉄塔-基礎-地盤モデル

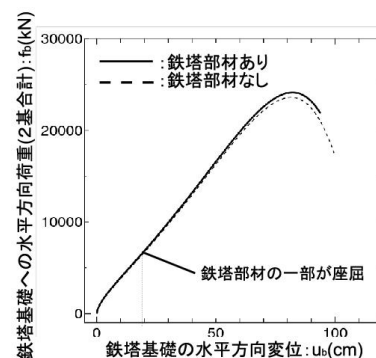


図-2 基礎の荷重変位関係

した。

3. 基礎変位に対する鉄塔の拘束効果

鉄塔の余耐力評価を行う前に、まず地盤変形により基礎体が変位したとき、どの程度まで鉄塔部材が健全であるか検証しなくてはならない。また同時に、基礎体に作用した荷重を鉄塔部材がどの程度受け持つのかも十分検証する必要がある。そこで、これらを検討するために、鉄塔を含めた鉄塔-基礎-地盤モデルと鉄塔を削除した基礎-地盤モデルそれぞれについて、図-1に示すように基礎体2基に水平方向の変位 u_b を作用させる。その時の鉄塔の有無による基礎の荷重-変位挙動の相違について検討を行った。

基礎の水平荷重-水平変位関係を図-2に示す。同図より、双方の挙動が非常に近接している。また、基礎が20cm変位したときの鉄塔の座屈状況を図-3に示す。同図のコンターは部材の梁要素の回転角(radian)を表している。鉄塔の下から2~3パネルの間の斜材部での座屈が顕著に表れている。よって基礎の荷重-変位曲線の極大点を迎える遙か以前($u_b=20\text{cm}$ 程度)にすでに一部の鉄塔部材は座屈していることが想定される。以上の検討から、地盤から基礎への作用荷重を鉄塔部材が受け持つことはほとんどなく、鉄塔による基礎の拘束効果はほとんどないと考察できる。

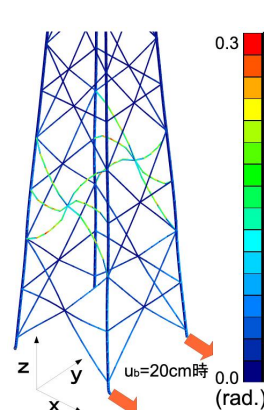


図-3座屈した鉄塔部材

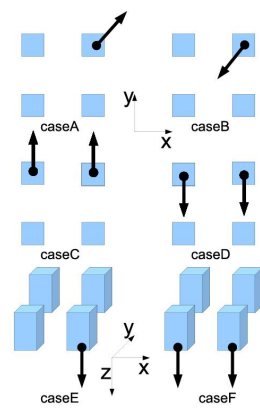


図-4 基礎変位モード

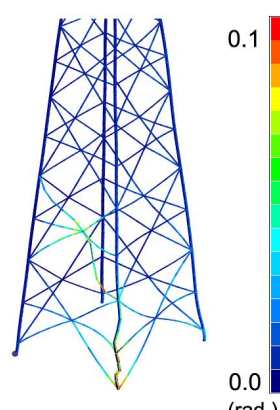


図-7 case-C1($u_b=0.0\text{cm}$)

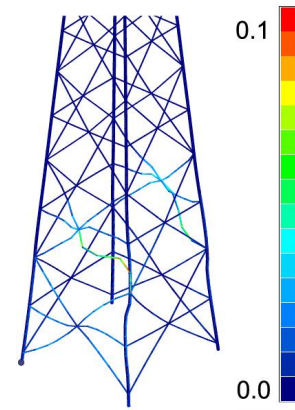


図-8 case-C1($u_b=10.0\text{cm}$)

変位曲線の傾きがゆるくなり、そして鉄塔部材の座屈を迎えている。また基礎変位 u_b が大きい程、最大耐力は低下する傾向が見受けられる。一例として鉄塔の最大水平耐力を case-C1 で $u_b = 0.0\text{cm}$ と $u_b = 5.0\text{cm}$ で比較すると、後者はおよそ 27 % も余耐力が低下している。

(2) 鉄塔の崩壊メカニズム

基礎変位による鉄塔の崩壊メカニズムの相違について検証する。先ほどの図-6 より、鉄塔崩壊時の荷重と変位の値を基礎変位量 u_b ごとに比較すると、case-C3 の値を除く他の 4 ケースに共通して、 $u_b = 0.0\text{cm}$ の場合は急激な崩壊挙動を示しているのに対し、 u_b が大きいモデルは荷重が一旦低下した後、一定の残留値を示している。また case-C1 に着目し、図-7 に $u_b = 0.0\text{cm}$ の、図-8 に $u_b = 10.0\text{cm}$ の荷重-変位曲線の極大点付近における鉄塔の座屈状況を示す。 $u_b = 0.0\text{cm}$ のケースでは、圧縮側脚部の支柱材とその周辺の斜材の座屈が顕著である。一方、 $u_b = 10.0\text{cm}$ のケースでは、支柱材の座屈は顕著ではないが、下から 2 ~ 3 パネルの斜材の座屈が顕著である。このように、同じ荷重モードを作用させた場合でも、基礎変位 u_b の大きさにより鉄塔の崩壊メカニズムが変化することが検証出来た。

5. まとめ

荷重モードの違いによりそれぞれ余耐力値が異なることと同時に、基礎変位があることにより余耐力値の低下や破壊メカニズムの変化を確認することが出来た。またこのことより余耐力評価の重要性を再度認識することが出来た。今後の課題として、作用させる荷重を静的荷重から実際の地震動などの動的荷重に展開するとともに、平地地形に限らず、実際に多く設置されている尾根地形や山頂地形等のケースに充てはめて検証する必要がある。

参考文献

- 1) 池田清宏・山川優樹・森田耕平・堀本壮亮・尾崎利行: 逆 T 型基礎の引揚支持力評価への弾塑性有限要素解析の適用性に関する考察. 土木学会論文集 Vol. 63, No. 1, pp. 1-12, 2007.

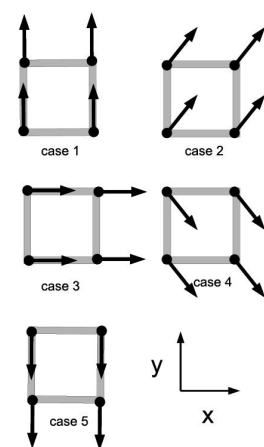


図-5 鉄塔への荷重モード

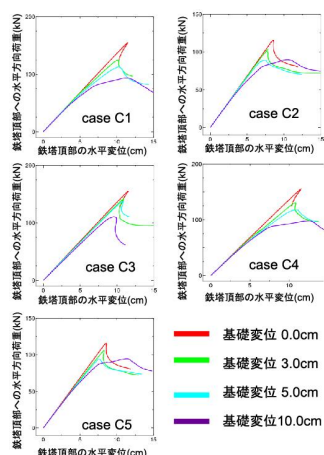


図-6 荷重変位関係

4. 基礎変位後の鉄塔の余耐力評価

拘束効果の検証結果を踏まえ、地盤変形により基礎が変位した後の鉄塔の余耐力について検討を行う。まず、図-4 に示す変位モードで所定の変位 u_b まで変位制御により基礎を水平方向に変位させた後、図-5 に示すモードで鉄塔頂部の 4 点に水平荷重を作用させ、鉄塔の余耐力について検討する。今回解析した 6 通りの基礎変位モードのケースを図-4 に、5 通りの荷重のモードケースを図-5 にそれぞれ示す。このように、基礎変位量を $u_b=0.0\text{cm}$ 、 3.0cm 、 5.0cm 、 10.0cm と 4 段階に設定し、各種の基礎変位モードと鉄塔作用荷重モードにおける鉄塔の余耐力を検証していく。

(1) 鉄塔の余耐力

基礎変位後の鉄塔の余耐力について検証する。今回は多々ある基礎変位ケースのうち、基礎変位の case-C の解析結果を示す。鉄塔頂部への水平荷重に対する荷重-変位関係を、case-1 ~ 5 について図-6 に示す。1 つのグラフにつき、所定の基礎変位 u_b ごとに荷重-変位曲線を示している。基礎変位量 u_b が大きい程、荷重増加時の荷重-