

斜面近傍に位置する逆 T 型送電鉄塔基礎の引揚支持力解析

東北大学	学生会員	○ 高橋一平
東北大学	正会員	山川優樹
東北電力 (株)		溝江弘樹
東北大学	学生会員	千田大
東北大学	学生会員	戸田丈
東北大学	フェロー会員	池田清宏
東北大学	正会員	田村洋

1. はじめに

現在幅広く採用されている逆 T 型送電鉄塔基礎の引揚支持力の算定式^{1),2)}は、主に水平地盤に設置された基礎を対象としている。しかし、傾斜地盤などでの支持力評価は、必要な土被り重量を確保するために谷側の最小根入れを確保する方法、土すい体重量を確保する方法、または各種の経験的方法によって行われている²⁾。本研究では三次元弾塑性有限要素法を用いて、斜面近傍に設置された逆 T 型基礎の引揚支持力の評価を行った。法肩から基礎設置位置までの距離を変化させた検討を行った結果、その距離がある値を下回ると引揚支持力が急激に低下することが確認された。また、様々な斜面傾斜角について検討を行った結果、斜面傾斜角の増加に伴って引揚支持力はほぼ線形的に低下し、法肩からの距離が小さいほど斜面傾斜角の増加に伴う引揚支持力の低下程度は大きいことが分かった。

2. 有限要素解析手法と基礎・地盤の解析モデル

本研究で用いた有限要素解析コードは有限変形弾塑性理論に基づき、地盤の構成モデルとして非関連流動則による塑性非硬化の弾塑性モデルを導入したものである。降伏関数と塑性ポテンシャル関数は Drucker-Prager 型を基本として、降伏関数にのみ Lode 角依存性を導入した。

本研究では、東北電力株式会社で数多く用いられている逆 T 型基礎 18-35 型を検討対象とする。この基礎の概形と寸法を図-1 に示す。この基礎の柱体部には、鉄塔の部材軸方向に沿って約 6.5° の「転び」がついている。基礎は弾性体としてモデル化した。

検討対象として、斜面近傍に設置された鉄塔基礎を考える。図-2 に基礎中心部から法肩までの距離 d と斜面傾斜角 α の設定を示す。図-3 に解析モデルの例を示す。対称性を仮定せず全領域解析を行ったが、同図は基礎体のモデルを示すためスライスしたものである。

解析に用いた地盤の弾塑性モデルの材料定数を表-1 に示す。これらの値はとくに実験などに基づき定めたものではないが、基礎の引揚支持力に関する基礎的検討に際し一般的と思われる値として設定したものである。地盤の初期応力については、地盤自重を物体力として作用させることにより鉛直応力を設定し、静止土圧係数を $K_0 = 0.5$ と仮定して水平応力を設定した。

表-1 地盤の材料定数

単位体積重量 γ	18.0 kN/m ³
体積弾性係数 κ	83.3 MPa
せん断弾性係数 μ	38.5 MPa
粘着力 c	10.0 kPa
内部摩擦角 ϕ	30.0°
ダイレイタンシー角 ψ	10.0°, 15.0°, 20.0°
静止土圧係数 K_0	0.5

3. 対数らせん式による引揚支持力の算定値との比較

既往の算定公式によって得られる引揚支持力との比較により、有限要素解析による引揚支持力の評価の妥当性を検証する。許容引揚支持力 R_{ta} を与える対数らせん式²⁾は以下の通りである。

$$R_{ta}(\text{kN}) = \frac{1}{F_1} \left[G + \frac{k}{F_2} \left\{ \gamma(K_1 - V_{c1}) + \frac{c}{1.5} K_2 + R_f \right\} \right] \dots\dots\dots (1)$$

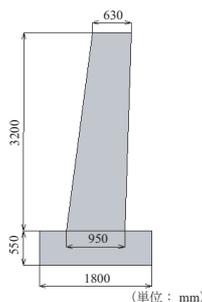


図-1 逆 T 型基礎 18-35 型の概形と寸法

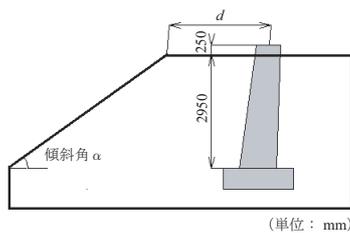


図-2 基礎中心部から法肩までの距離 d および斜面傾斜角 α の設定

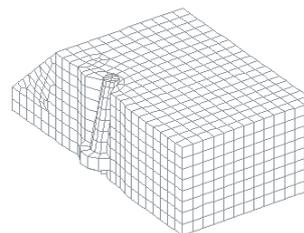


図-3 傾斜地盤 ($d = 3 \text{ m}$, $\alpha = 45^\circ$) の解析モデル例

表-2 対数らせん式による引揚支持力計算で用いた諸量

基礎体の重量 G	68.8 kN
床板縁端上面より上の基礎体土中体積 V_{c1}	1.51 m ³
床板幅 B	1.80 m
地表面から床板縁端上面までの深さ D	2.95 m
対数らせんの中心角 θ_0	60.0°

表-3 対数らせん式の算定値と FEM 解析結果との比較

対数らせん式 (1) による算定値	610 kN
FEM 解析結果:	1,103 kN ($\psi = 10^\circ$)
引揚変位 25 mm 時の荷重 (極限支持力)	1,191 kN ($\psi = 15^\circ$) 1,244 kN ($\psi = 20^\circ$)
FEM 解析結果:	735 kN ($\psi = 10^\circ$)
引揚変位 25 mm 時の荷重の 1/1.5 の値 (降伏支持力)	794 kN ($\psi = 15^\circ$) 829 kN ($\psi = 20^\circ$)

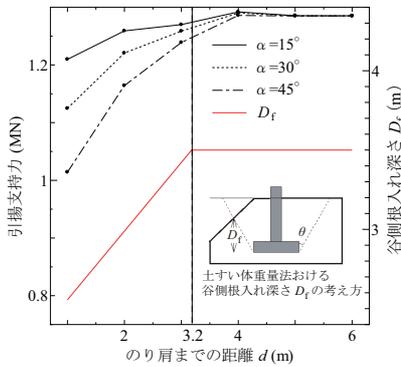


図-4 法肩までの距離 d と引揚支持力の関係

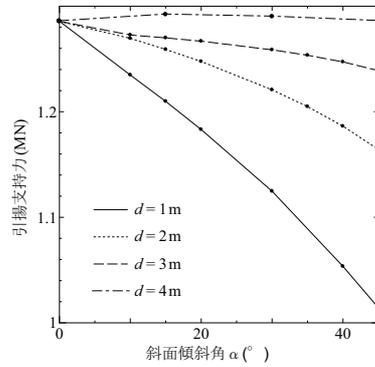


図-5 斜面傾斜角 α と引揚支持力の関係

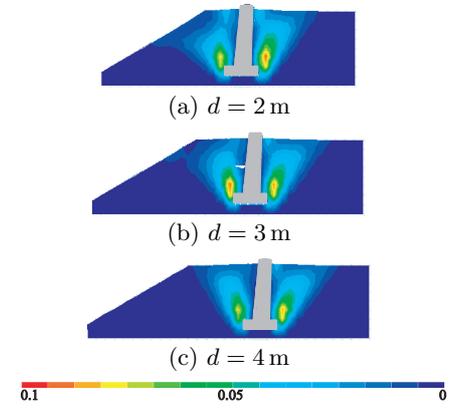


図-6 斜面傾斜角 $\alpha = 30^\circ$ のときの地盤のせん断ひずみ分布

式 (1) による引揚支持力の算定に用いた入力諸量を表-2 に示す。地盤の材料特性は、表-1 に示した有限要素解析で用いる値と同様とした。式中の床板側面の摩擦抵抗 R_f は、有限要素解析の設定条件と整合させてゼロとした。また、 F_1 、 F_2 はそれぞれ荷重・地盤の不確実性に対する安全率、 k は水平方向荷重の転倒支持力低下係数であり、ここではいずれも 1.0 とした。 K_1 、 K_2 は地盤の内部摩擦角や対数らせん形状などから決まる係数である。この条件で算定された引揚支持力は $R_{ta} = 610$ kN であった。一般に逆 T 型基礎 (実規模寸法) の引揚支持力では、上部構造 (鉄塔) への影響を考慮して、引揚変位 25 mm 時の荷重を極限支持力、その 1/1.5 の値を降伏支持力と考えることが多い。

次に、有限要素解析による引揚支持力と対数らせん式による引揚支持力とを比較する。引揚変位 25 mm 時の荷重およびその 1/1.5 の値 (それぞれ前述の極限支持力・降伏支持力に相当) と、対数らせん式による算定値との比較を表-3 に示す。有限要素解析で得られた引揚支持力はダイレイタンス角によって異なるが、降伏支持力是对数らせん式による算定値よりも 2~3 割程度大きな値となった。その原因のひとつとして、今回の解析で用いた弾塑性構成モデルでは応力状態や塑性ひずみ履歴によるダイレイタンス角挙動の変化を考慮に入れていないことが考えられる。

4. 斜面近傍に位置する基礎の引揚支持力

様々な斜面傾斜角 α について、法肩から基礎設置位置までの距離 d を変化させた解析を行い、斜面近傍に設置された基礎の引揚支持力を検討する。ここでは地盤のダイレイタンス角を $\psi = 20^\circ$ とした。また、傾斜地盤の支持力評価でよく用いられる土すい体重量法を参照しながら、解析結果を考察する。

距離 d と解析で得られた引揚支持力 (引揚荷重の最大値) との関係を図-4 に示す。どの斜面傾斜角 α においても、距離 d が 4 m 以上確保されていれば引揚支持力の低下は見られないが、4 m 未満になると、距離 d が小さいほど引揚支持力は低下する。距離 d が小さいほど、また、斜面傾斜角 α が大きいほど、引揚支持力の低下程度は大きい。同図には右側の縦軸に土すい体重量法に基づく谷側根入れ深さ D_f を取り、距離 d との関係も赤線で示した。ここでは土すい体重量法での甲種地盤を想定し、引揚力に抵抗する土の有効角度 θ を 30° として谷側根入れ深さ D_f を算定した。この方法によると、距離 d が 3.2 m 以上確保されていれば水平地盤と同等の谷側根入れ深さ D_f を確保できるが、3.2 m 未満になると距離 d の減少に伴って D_f が減少し、引揚支持力の低下の可能性が考えられる。

斜面傾斜角 α と引揚支持力との関係を図-5 に示す。 $d = 4$ m では α によらず引揚支持力はほぼ一定である。一方、 $d = 3$ m 以下では、 α の増加に伴い引揚支持力の低下がみられ、また、 d が小さいほど引揚支持力の低下程度は大きい。解析結果の一例として、図-6 には斜面傾斜角 $\alpha = 30^\circ$ での地盤のせん断ひずみ分布を示す。せん断ひずみは基礎床板の上縁端部から斜め上方に向かって両側に拡がるように分布し、地表面に達している。距離 d が 4 m を下回ると、せん断ひずみ発生域が法肩ないしは斜面地表面に達している。

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.
- 2) 送電用鉄塔基礎適用動向専門委員会: 送電用鉄塔基礎の設計, 「電気共同研究」, 第 58 巻, 第 3 号, 社団法人電気共同研究会, 2002.