

# 送電用深礎基礎の圧縮支持力再評価

さらなるコンパクト化を目指して

## Re-evaluation of the Compressive Bearing Capacity of Pier Foundations for Transmission Tower

Aiming toward Further Reducing the Size of Foundation

(中部電力パワーグリッド 送変電技術センター 技術G)

送電用深礎基礎は、圧縮力に対し基礎底面のみでの支持を基本としている。これは、底面支持力と躯体側面の周面摩擦力の支持力特性が異なり、両者を適切に評価しなければ過大設計となり得るためである。そこで今回、FEM解析により送電用深礎基礎の圧縮支持力特性を再評価し、周面摩擦力を見込んだ設計手法構築によるさらなるコンパクト化を目指した。

(Engineering Group, Transmission Engineering Center, Chubu Electric Power Grid)

Pier foundations for transmission tower are basically supported by only the base area of the foundation against its compression load. This is because the characteristics of the compressive bearing capacity of the base area and frictional force of the side area, which compose the total compressive bearing capacity, are quite different. Therefore, there is a risk of overestimation unless both of the characteristics are evaluated properly. In this study, we re-evaluated the compressive bearing capacity of pier foundations for transmission tower by using FEM calculation aiming toward further reducing the size of pier foundations by establishing the design method in view of fictional force.

### 1 背景・目的

近年、鉄塔建設工事量の増加に反し、その基礎工事要員は減少傾向にあることから、施工省力化が望まれている。深礎基礎は1基あたりの施工期間が長く、施工力確保へ与える影響が大きい。そこで、深礎基礎のコンパクト化を目的とし、FEM解析による下記設計手法の見直しを行った。

#### ① 周面摩擦力の評価 (現行設計に付加)

深礎基礎は、底面支持力と躯体側面の周面摩擦力で支持されると考えるが、両者の基礎変位に対する特性が異なることから、現行設計では底面支持力のみでの支持を基本としている。そこで、躯体側面の周面摩擦力を評価することにより、周面摩擦力を見込んだ設計手法の構築を行う。

#### ② 傾斜地での底面支持力の評価 (現行設計の見直し)

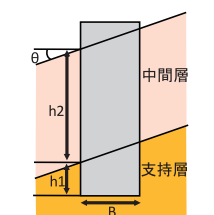
傾斜地では、底面支持力が低下することが知られており、現行設計では、その低減係数を地質によらず一律に定めているため、過大設計となっている可能性がある。そのため、地質毎の低減係数を再評価する。

### 2 検討条件

今回の検討条件を第1表に、検討に用いた地盤モデル例を第1図に示す。同モデルでは、地盤を支持層と中間層に区分し、地質や基礎形状を、当社実績のボリュームゾーンを踏まえ設定した。第1表に示す検討条件で、

第1表 検討条件

項目	検討条件	
支持層	地質	砂礫・花崗岩 (D級)
	層厚h1	1m・2.5m
中間層	地質	砂質土・粘性土
	層厚h2	5m・10m・15m
躯体径B	2.5m	
地盤傾斜θ	0°	40°
解析モデル	2次元	3次元



第1図 地盤モデル例

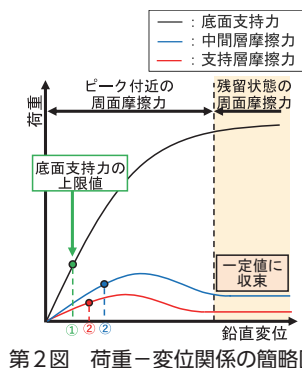
FEM解析を用いたパラメトリックスタディーを行い、圧縮力に対する各層の支持力特性を評価する。

### 3 検討結果

#### (1) 周面摩擦力の評価結果

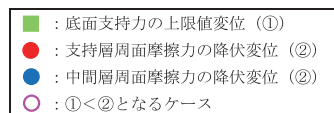
##### ア) ピーク付近の周面摩擦力

FEM解析により得られる荷重-変位関係の簡略図を第2図に示す。図より、底面支持力は変位増加に伴い増加し続ける。一方、周面摩擦力は、ある変位でピークを迎え、その後残留状態に至っている。周面摩擦力は、ピーク付近を見込むことが効果的であるが、実際の設計では底面支持力に上限値を設定していることから、その上限値に対応する地盤変位 (上限値変位) において、周面摩擦力が降伏していないことが条件である。そこで、“①底面支持力の上限値変位”と“②周面摩擦力の降伏変位”をFEM解析より比較した。その結果を第3図に示す。①<②となれば、



第2図 荷重-変位関係の簡略図

底面支持力に上限値を設定していることから、その上限値に対応する地盤変位 (上限値変位) において、周面摩擦力が降伏していないことが条件である。そこで、“①底面支持力の上限値変位”と“②周面摩擦力の降伏変位”をFEM解析より比較した。その結果を第3図に示す。①<②となれば、



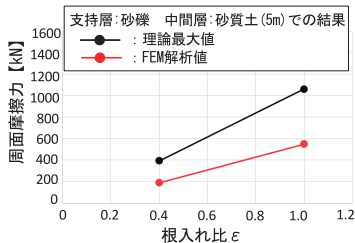
中間層 支持層	砂質土		粘性土		砂質土		粘性土	
	5m	10m	15m	5m	10m	15m	5m	10m
砂礫	●	●	●	●	●	●	●	●
花崗岩 (D級)	●	●	●	●	●	●	●	●
中間層厚	5m	10m	15m	5m	10m	15m	5m	10m
支持層厚	1.0m		1.0m		2.5m		2.5m	

第3図 底面支持力の上限値変位と周面摩擦力の降伏変位

ピーク付近の周面摩擦力を見込むことができる可能性があるが、図より、底面支持力の上限值では多くのケースで周面摩擦力が降伏点を超過しているため、ピーク付近の周面摩擦力を考慮することが困難と判断した。そこで、周面摩擦力は一定値に収束した残留状態の値を採用する。

イ) 残留状態の周面摩擦力

第4図に残留状態の周面摩擦力 (FEM解析値) と理論上の周面摩擦力 (理論最大値) を比較した一例を示す。なお、各値を、根入れ比  $\epsilon$  (支持層:  $h1/B$ 、中間層:  $h2/B$ ) 毎に算出し整理している。図より、FEM解析値  $\neq$  理論最大値であり、補正が必要であることが分かる。そこで、下記のとおり、各値の比により低減係数  $\alpha$  を算出し、設計へ反映する。その結果算出された支持層での低減係数  $\alpha$  を第5図に、中間層での低減係数  $\alpha$  を第6図に示す。なお、算定式は、解析結果を超えないよう安全側に設定している。



第4図 FEM解析値と理論最大値

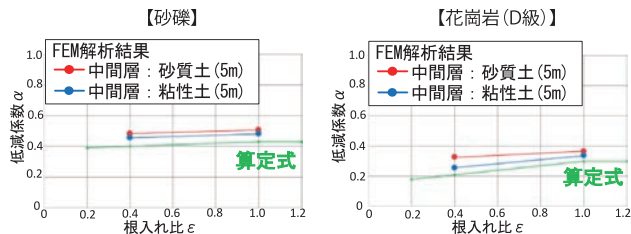
あり、補正が必要であることが分かる。そこで、下記のとおり、各値の比により低減係数  $\alpha$  を算出し、設計へ反映する。その結果算出された支持層での低減係数  $\alpha$  を第5図に、中間層での低減係数  $\alpha$  を第6図に示す。なお、算定式は、解析結果を超えないよう安全側に設定している。

$$\frac{\text{残留状態の周面摩擦力 (FEM解析値)}}{\text{理論上の周面摩擦力 (理論最大値)}} = \text{低減係数 } \alpha$$

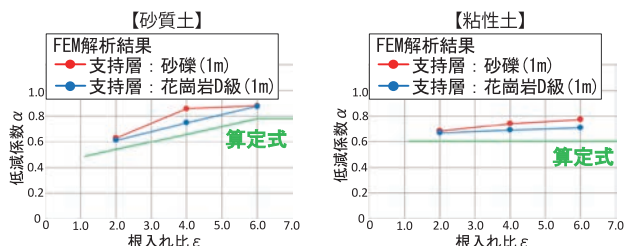
$$q_{ca} = \eta \left\{ \frac{1}{SF} (qd - \gamma_u \cdot D_f) + \gamma_u \cdot D_f \right\} + \frac{1}{SF} \left( \frac{\alpha \cdot \Sigma \tau_s}{\pi \cdot B^2 / 4} \right) + \frac{1}{SF} \left( \frac{\alpha \cdot \Sigma \tau_f}{\pi \cdot B^2 / 4} \right)$$

底面支持力                      支持層摩擦力      中間層摩擦力

- $q_{ca}$ : 許容圧縮支持力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\eta$ : 斜面による低減係数
- SF: 極限支持力に対する安全率
- $qd$ : 底面支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_u$ : 地盤の平均単位体積質量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $D_f$ : 基礎体の有効根入れ長 (m)
- $\alpha$ : 周面摩擦力の低減係数
- $\Sigma \tau_s$ : 周面摩擦力の理論最大値 (支持層) (kN)
- $\Sigma \tau_f$ : 周面摩擦力の理論最大値 (中間層) (kN)
- B: 躯体径 (m)



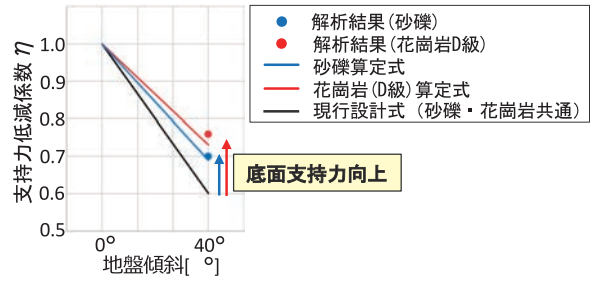
第5図 支持層の低減係数  $\alpha$



第6図 中間層の低減係数  $\alpha$

(2) 傾斜地での底面支持力の評価結果

傾斜地盤における低減係数は、FEM解析の結果を用い、「傾斜地盤での支持力」 / 「平坦地盤での支持力」により、算出した。その結果を第7図に示す。本算定式によれば、現行設計と比較し、砂礫で15%、花崗岩(D級)で22%程度の支持力向上を図ることができる。



第7図 傾斜地での低減係数  $\eta$

4 効果

第2表に示す検討条件で、現行設計と新設計 (今回の算定式を適用) で試設計を行い、比較した。その結果、24ケース中8ケースにて基礎のコンパクト化が図れ、その効果を第3表に示す。躯体径が小さくなることにより、現行設計との比較で、最大で37%のコスト削減、112日/基の掘削日数削減ができ、施工力確保の一助となる。

第2表 試設計の検討条件

項目	検討条件	
引揚荷重	1,000kN・2,000kN・3,000kN	
支持層	地質	砂礫・花崗岩(D級)
	層厚	1m
中間層	地質	砂質土・粘性土
	層厚	10m・15m
傾斜角	35°	

第3表 新設計による効果

中間層(層厚)	支持層	荷重 [kN]	躯体径 [m]		コスト比 [%]	掘削日数 [日/基]
			現行	新		
砂質土(10m)	砂礫	3,000	4.0	3.5	▲18	▲34
		3,000	4.2	3.5	▲25	▲50
粘性土(10m)		1,000	2.7	2.5	▲12	▲11
		2,000	4.2	3.2	▲37	▲112
		3,000	5.5	4.7	▲20	▲105
粘性土(15m)		1,000	2.7	2.5	▲12	▲30
	2,000	4.2	3.5	▲26	▲80	
	3,000	5.7	5.0	▲16	▲90	

5 今後の展開

新しい設計手法では、深礎基礎の圧縮支持力が向上し、基礎のコンパクト化が図れる。今後、深礎基礎設計手引に反映し標準化を図る。



執筆者/杉田啓輔