

名古屋大学 工学部 正員 〇鈴木 壽
 中日本建設コンサルタント 正員 安藤健司
 名古屋大学 工学部 正員 松尾 稔

1. はじめに

これまでは、電力の主な需要地である大都市の比較的近郊に発電所を建設することが可能であった。しかし、もはや、このような立地条件は望めず、電源の遠隔地化が進められている。そして、それに伴って、送電設備は大規模化されつつある。また、送電ルートも自然・社会環境を保護するという配慮から、山岳傾斜地に選定せざるを得ない状況にある¹⁾。従って、今後、益々深礎基礎が鉄塔基礎として用いられるケースが増大すると考えられる。ところで、深礎基礎の現行設計法は高速道路調査会が提案した「斜面上の深礎ぐい設計基準(案)」²⁾に準拠している。しかし、この設計法で、特に水平変位算定法に関しては、かなり変位を過大評価していることが知られている。そこで、本報告では、地盤をバネ、基礎体を剛体と仮定した新しい算定式を提案する。

2. 新しい水平変位算定法

現行法の水平変位算定法は、図-1(a)の弾性域に対しては基礎体と地盤を弾性支承上の梁とし、地盤反力が地盤支持力を越えた塑性化域に対しては(a)のすべり面ABと(b)の広がり角 β を有する土塊が抵抗すると仮定されている。また、このすべり面AB上での粘着力 $c'=0$ 、内摩擦角 $\phi'=\frac{2}{3}\phi$ と強度低下が見込まれ、その上、弾性域では2次元²⁾的な反力モデルとしているので、当然水平変位は過大評価されるのである。そこで、これらと踏まえて、新たな水平変位算定式を提案する。基礎体上端に水平荷重 Q が作用すると基礎体は変位するが、この変位は基礎体下端を不動点とした剛体の回転による変位であるとする。従って、深さ方向の変位分布は図-2(b)に示すような三角形分布となり、任意深さでの変位 $\delta(z)$ は次式で表わすことができる。

$$\delta(z) = \delta_0 \frac{z}{D_0} \quad (1)$$

ここに、 δ_0 ：基礎体上端での変位(cm)、 D_0 ：基礎体の埋設深さ、 z ：基礎体下端からの距離(cm)である。式(1)で求められる $\delta(z)$ に現行で用いられている水平方向地盤反力係数 k_H を乗じれば、そこの地盤反力が図-3のように求められる。ただし、 k_H は次式より求めるものとする。

$$k_H = \frac{12.8}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot (B \cdot AL)^{-\frac{3}{8}} \quad (2)$$

ここに、 E_0 ：表-1の地盤の反力係数(kg/cm^2)、 α ：表-1の係数、 B ：基礎体の直径(cm)、 AL ：基礎体の有効長さ(cm)である。また、基礎体の変位は図-2(a)となるので、地盤反力の x 方向成分だけが、変位に抵抗するも

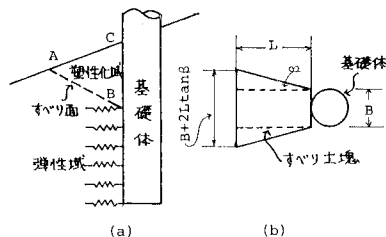


図-1 現行法のモデル

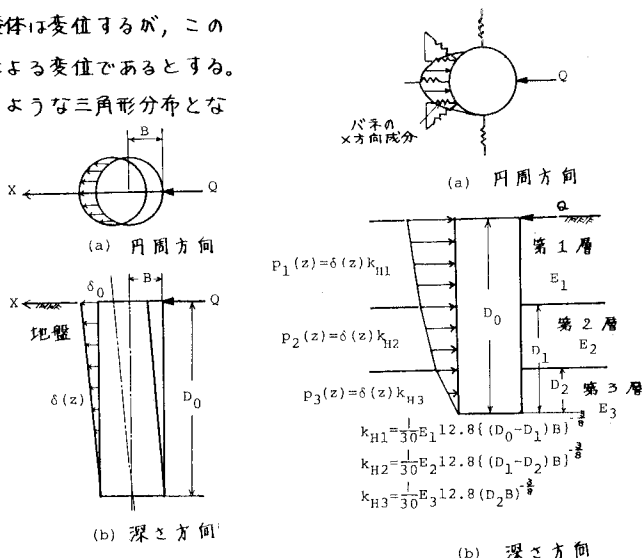


図-2 変位分布図

図-3 反力分布図

のと考える。図-3(4)で示すように、この地盤反力の工方向成分を円周方向に積分すれば任意深さ z での各地盤反力 $P(z)$ が求まるのであるが、この時基礎体の背後は引張領域であるため基礎体の変位には抵抗しないとする。従って、積分範囲は $-\frac{\pi}{2} \sim \frac{\pi}{2}$ となり、基礎体下端から距離 z における $P(z)$ は次式から得られる。

$$P(z) = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} k_H S(z) \cos \theta \cdot r \cdot d\theta \quad (3)$$

次に、基礎体下端まわりのモーメントの釣り合いから S_0 に対応する作用外力 Q を算定する。地盤が多層である場合には、各層で k_H が異なるため各層ごとにモーメントを求めなければならない。この点を考慮して、図-3(4)で示す3層地盤における Q を求める式は、式(1)、式(3)より次式となる。

$$Q = \frac{1}{D_0} \left(\int_0^{D_0} z p_1(z) dz + \int_{D_2}^{D_1} z p_2(z) dz + \int_0^{D_2} z p_3(z) dz \right) \\ = \frac{2 S_0}{3 D_0^2} \left\{ (D_0^3 - D_1^3) k_{H1} + (D_1^3 - D_2^3) k_{H2} + D_2^3 k_{H3} \right\} B \quad (4)$$

式(4)は基礎体上端に変位 S_0 を与えて水平外力 Q を求めるという関係式であるが、この式を変位 S について整理すると次式となる。

$$S = \frac{3 D_0^2}{2 B \left\{ (D_0^3 - D_1^3) k_{H1} + (D_1^3 - D_0^3) k_{H2} + D_2^3 k_{H3} \right\}} Q \quad (5)$$

式(5)を用いれば、荷重 Q が作用したときの水平変位 S は容易に算定できる。

3. 新しい算定法の検討

2.で誘導した水平変位算定法の妥当性と検討するために、この算定式から得られた結果と現場水平載荷実験結果と比較する。なお、ここで用いるデータは、東京電力が今市で行なった実験結果である¹⁾。この地盤条件および基礎体形状を図-4(a)に示す。しかし、この算定法では斜面の影響を導入できないので、同図(b)に示すような計算モデルを設定する。式(5)の計算値、現場実験の実測値、および現行法による計算値の荷重～水平変位関係を図-5に示す。なお、図中の m_R 、 m_C はそれぞれ実測値および式(5)の計算値の初期の弾性的挙動部の直線勾配を表わしている。

この図から、地盤が斜面か水平地盤かという違いがあるにもかかわらず、実測値と式(5)の計算値との間には $S = 8 \text{ mm}$ 程度までは非常に良い一致が見られる。これは初期の水平変位量は基礎体の大きさと比較すれば微小であり、斜面の影響を受けないためだと考えられる。また、現行法から算定される変位は実測値よりもかなり大きくなっており、現行法は水平変位とかなり過大評価していることが再認識される。

4. おわりに

2で誘導した水平変位算定式は、3.での検討より非常に良く実測値を説明することが判明した。なお、初期の弾性的挙動部分しか適用できないという問題点はあるが、実務設計で要求される水平変位の範囲はむしろこの微小変位であることに留意すべきである。

参考文献 1) 藤永, 吉井: 基礎杭の水平載荷試験, 基礎工, PP. 92~99, 1982.

2) 高速道路調査会: 基礎ぐいの設計に関する研究報告, 昭和53年2月.

表-1 E_0 と α の関係

次の試験方法による変形係数 E_0 (kg/cm ²)	α
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の1/2	/
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値より $E_0 = 16 N$ で推定した変形係数, 岩相区分が明確で下記の値を使用する場合, D板 $E_0 = 800 \text{ kg/cm}^2$, C_L 板 $E_0 = 2500 \text{ kg/cm}^2$, C_H 板以上 $E_0 = 5000 \text{ kg/cm}^2$	/

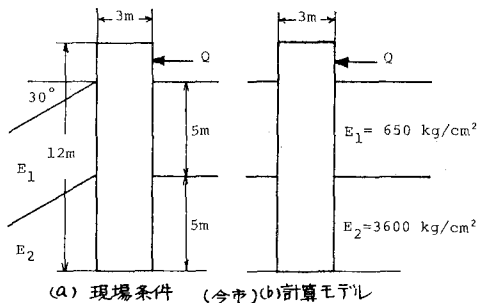


図-4 現場実験および計算モデルの地盤条件

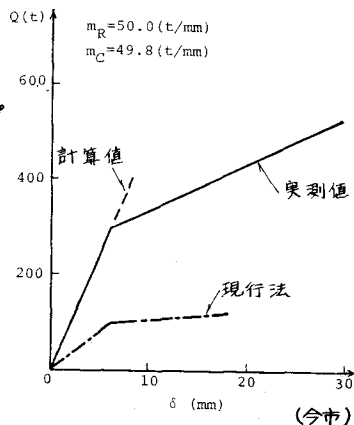


図-5 荷重～水平変位関係