

### III-7 軟弱地盤に設けられた鉄塔に対する盛土の影響について

東京電力 正 田村滋美  
電中研 正 北原義浩

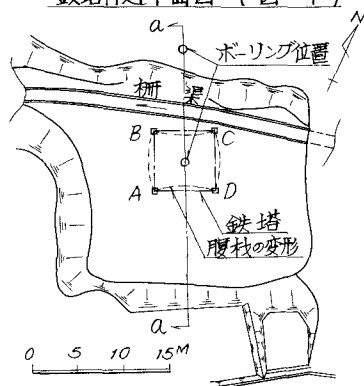
#### 1 まえがき

最近、大都市周辺地域を通過する送電鉄塔については、宅地造成、砂利採取などのため鉄塔の近隣で切取り、盛土の行はわれる例が多くなっている。このような周辺地盤の切取り、盛土に対処するため個々の事例について基礎に対する影響を検討しているが、日常の保守管理面でこれらの影響を定量的に知る必要が生じている。

本報告は、上記一連の検討のうち、極軟弱な腐植土上に建設した送電鉄塔が異常変形した例について、変形発見前の約1年間に亘って行なわれた盛土の鉄塔基礎に及ぼす影響を三次元の弾塑性解析法により検討し、その原因を究明するとともに、同様な地盤条件の地域に建設している他の鉄塔について周辺地盤の盛土に対する保守上必要な資料を得たものである。

なお、本報告の内容は、主に電中研第2技術研究所・地盤基礎・土質・構造の3研究室の皆様の協働によってまとめられたものであることを明記し感謝の意を表するしだいである。

鉄塔付近平面図 (図-1)



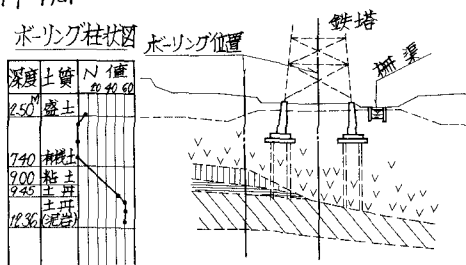
#### 2. 現場における諸調査結果

変形した鉄塔は横浜市鶴見区に昭和37年建設されたもので、送電線の電圧は154KV (4回線) で中規模な送電鉄塔と云えるものである。

(1) 鉄塔部材及び基礎の変位 鉄塔の地上高は約36mあり鉄塔主材(L-100×100×7)は地上約5mの位置でジョイント部屈折し腹材(L-70×70×6)はB~C、D~A脚間が内側にA~B、C~D脚間が外側に弯曲し(図-1参照) そのふくらみは最大5~10cm程度であった。各脚の絶対変位は建設当時の状況が不明なので良く解らないが相対位置の実測結果は(表-1)に示めたとおりである。

(2) 周辺地盤の土質並びに盛土の状況は (図-1)(図-2)に示めたとおりである。表層の盛土部にはコンクリートブロックなども含まれており いわゆる土捨て場として使われ 鉄塔部材変形前約1年間に盛土されたものと推定された。

a-a 断面図 (図-2)



(3) 基礎の型式 逆丁字型の基礎に鉄筋コンクリート杭を継ぎ足した構造で、設計資料では寸法その他不明確な点があったので 鉄塔移設時に基礎の一脚を掘り起して、実際の形状を確認したところ 杭は一脚あたり4本で、杭と基礎とは一体になっていないことが判明した。

#### 3. 基礎変位の数値解析

本報告の例では、鉄塔部材に変形があり基礎にも変位がみとめられていたが、別に行なった鉄塔本体の計算結果では、基礎に約5%以上の相対変位が発生した場合は部材に変形が出る事が確かめられていたので、ここでは盛土による基礎の

表-1 基礎相対位置の実測結果

| 脚 | 鉛直相対位置 | 脚間  | 脚間水平距離   |
|---|--------|-----|----------|
| A | 14 m/m | A~B | 6 272 mm |
| B | 0 "    | B~C | 6 335 "  |
| C | 1 "    | C~D | 6 280 "  |
| D | 12 "   | D~A | 6 300 "  |

変位量を求めることにより部材の変形原因を究明することとした。解析手法は次のような理由から三次元連続体のFEMによる非線形な応力・ひずみ関係を用いる逐次解法を採用した。

- 盛土が解析対象に対して不均等である
- 対象となる地盤(腐蝕土)の応力・ひずみの関係が一次的でなく極めて低い応力レベルから非線形である。

### (1) 地盤の力学特性の数値化

本解析における材料の力学特性としては 変形係数(D) ポアソン比(V)が、地盤の種類並びに各応力レベルに応じて必要である。表-2は土質調査の結果にもとづき地盤を分類したもので、それぞれの三軸圧縮試験、体積圧縮試験結果から(D) (V) を求める数式を決定した。

(a) 変形係数(D) 三軸試験の軸差応力と軸ひずみとの関係を(1)式の対数関係として表現することとした。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (a\sigma_3 + b) \left\{ 1 - e^{-18.11(c\sigma_3 + d)} \right\} \quad (1)$$

(1)式が 定まればその偏分として(2)式で変形係数が定義される。

$$D = \frac{\partial \sigma_1}{\partial \varepsilon_1} = (c\sigma_3 + d) \left\{ a\sigma_3 + b - (\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \quad (2)$$

ここに (1)(2)式のa,b,c,dは実験で得られる曲線に対して定まる未定係数である。

(b) ポアソン比 ポアソン比は容積変化( $\Delta V/V$ )と軸ひずみ $\varepsilon_1$ との関係から(3)式で定義される。

$$V = - \left( \frac{\Delta V}{V} - \varepsilon_1 \right) \quad (3)$$

又、三軸圧縮試験の結果から(3)式でVを求め( $\sigma_1 - \sigma_3$ )との関係で整理すると次の実験式で近似的に表わすことが出来る。

$$V = a + b(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (4)$$

ここに a,bは実験値と対応して定まる未定係数である。

### (2) モデルと荷重条件

解析モデルは、鉄塔の四脚全てを表現すると次元数が多々になるので 図-3に示めき面対称問題として扱うこととし、節点数499、六面体要素308で表現した。境界条件は底面固定、対称面および側面は面に垂直な変位を固定したローラー条件とした。盛土は実際の現場の状況から図-3のように分布させた。荷重ステップは予備計算の結果 盛土による地盤の変形は、ほぼ弾性的であることが判明したので1ステップとした。又実際の鉄塔では基礎が上部の鉄塔部材で連結されているが、この連結部の変形係数は構造屋さんのを借りて等面的な値として求めたものを採用した。水平つなぎ部、鉛直つなぎ部の変形係数 ポアソン比はそれぞれ  $7,000 \text{ t/m}^2$   $0.16$   $0.16$ とした。

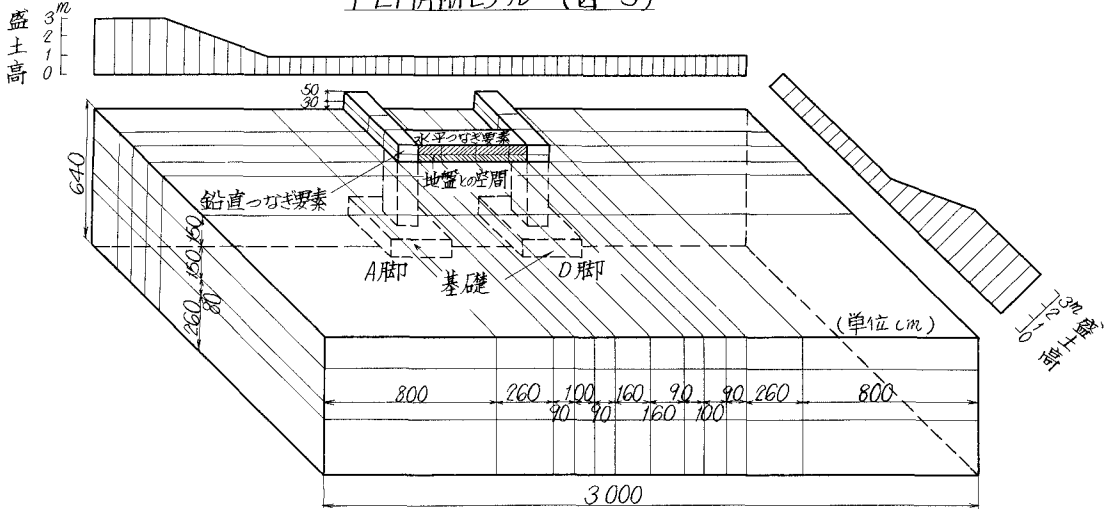
表-2 地盤と物性値の分類

| 深度<br>(m)                                                                                                               | 地盤の名称          | 物理常数                                                                                         | 変形係数<br>( $\text{t/m}^2$ )                   | ポアソン比                      |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------|
| 0                                                                                                                       | 盛土             | $r = 1641$                                                                                   |                                              |                            |
| 64                                                                                                                      | 腐蝕土<br>(シルト)   | $r_t = 1039$<br>$w = 6773$<br>$r_d = 0.121$<br>$G_s = 1576$<br>$e = 12.03$<br>$S_r = 88.8$   | 圧密排水<br>の三軸テ<br>スト<br>( $58 \text{ t/m}^2$ ) | 同左<br>(0.450)              |
| 84                                                                                                                      | 腐蝕土<br>(砂質シルト) | $r_t = 1238$<br>$w = 159.8$<br>$r_d = 0.476$<br>$G_s = 2580$<br>$e = 4.420$<br>$S_r = 93.3$  | 圧密排水<br>の三軸テ<br>スト<br>( $58 \text{ t/m}^2$ ) | 同左<br>(0.450)              |
| 99                                                                                                                      | 土丹<br>(泥岩)     | $r_t = 1665$<br>$w = 42.26$<br>$r_d = 1.170$<br>$G_s = 2672$<br>$e = 1.284$<br>$S_r = 87.9$  | 非圧密<br>非排水<br>の三軸テ<br>スト                     | 0.35<br>と仮定<br>(データ<br>なし) |
| 113                                                                                                                     | 砂岩             | $r_t = 1.766$<br>$w = 37.79$<br>$r_d = 1.282$<br>$G_s = 2693$<br>$e = 1.096$<br>$S_r = 92.9$ | 非圧密<br>非排水<br>の三軸<br>テスト                     | 0.16<br>と仮定<br>(データ<br>なし) |
| $r_t$ : 湿潤重量( $97/\text{cm}^3$ ) $w$ : 含水比(%) $e$ : 間隙比<br>$r_d$ : 乾燥密度( $97/\text{cm}^3$ ) $G_s$ : 土粒比重 $S_r$ : 飽和度(%) |                |                                                                                              |                                              |                            |

#### 4 数値解析結果と考察

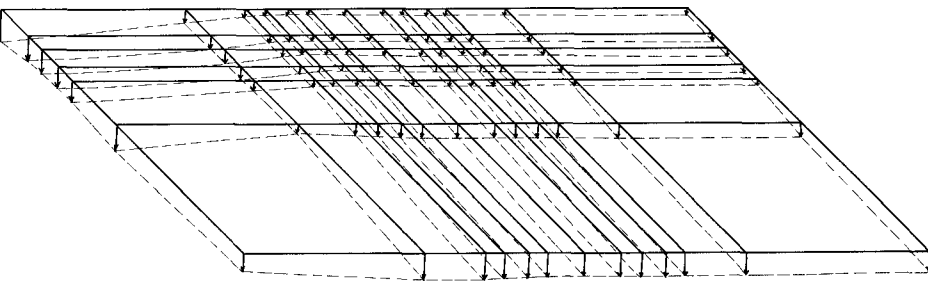
今回の計算結果としては、盛土が行われた場合の地盤沈下量(図-4)と、2脚間の相対変位(図-5)がある。これらは、それぞれ実測値と比較出来る。盛土による基礎の中心近くと、周辺地盤との相対変位は最大約10<sup>cm</sup>で、1年間におよぶ盛土中の圧密沈下を考慮すれば、絶対沈下量は約190<sup>cm</sup>となり、実測された約15<sup>m</sup>の沈下

FEM解析モデル (図-3)



とオーダー的にはあっている。A～D脚間の相対変位については計算結果が3.5%で、実測値の約13%とは可成り小さい値となっている。これは実測値は施工時の許容誤差が約±5%あることや、上部鋼材のボルト接合部のエールミ現象などから厳密に盛土前後の値と考えられないため比較検証が困難と思われる。しかしA、D各脚脚の回転はA～D面を内側に回転させる方向に変形しておりこれは実際の鉄塔の変形と良く一致している。以上の計算結果から盛土による荷重は、実測された鉄塔各脚の変位を発生させ、鉄塔部材を変形させる原因となり得たと考え

地表面沈下量 (図-4)

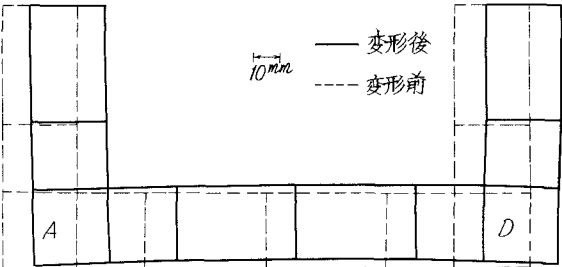


られる。  
なおこのような盛土された場合の、盛土と基礎の近接距離と基礎体の受ける盛土の影響については本地点の場合図-6に示めするように盛土未

鉄塔部材変位 (図-5)

端から基礎までの距離が約7<sup>m</sup>以上あれば、基礎の水平相対変位が生じなかったと考えられる。

又同様な地盤条件にある同様な基礎については脚間にある剛性を有するつなぎ梁を設け補強することによって相対的な水平変位を抑えることが期待できる。図-7は上部鉄塔の等荷的な剛性を変えた場合の脚間の相対変位を示めす



ものでこれによれば 脚間の剛性を10倍にすれば  
 相対変位は約1/2になることが解る。

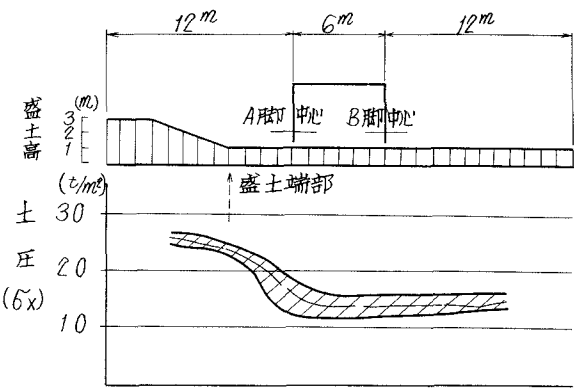
### 5 結語

以上、軟弱地盤に設けられた鉄塔について鉄塔  
 周辺地盤に約25~30mの盛土されたことにより鉄  
 塔部枝に変形が起きることを確認し、さらに同様  
 地域にある同様な鉄塔基礎について盛土と鉄塔基  
 礎との安全接近距離として約10m以上を得、さら  
 に上部部枝で連結された脚間を継ぎ梁などで補強  
 し連結剛性を増すことによっても脚間の相対変位  
 を減<sup>じ</sup>させることが出来ることを確認した。

このような地盤の変形を現位置問題としてあつ  
 かうのは困難な点が多く、なかなか満足する結果  
 が得られないが、実務面でたとえば保守管理面で  
 は定量的な解析値を必要とすることが多い。今回の  
 結果についても同様な地域にあるおよそ数10基  
 の鉄塔に対する日常の管理指標として有効であつ  
 たと思われる。

### 参考文献

- 1 北原、本島、前野、緒方  
 “地盤の非線型な変形を考慮した送電用鉄塔基礎の引技耐荷力の解析-実測値との対比-不動況下で塔体部枝力  
 に及ぼす影響” 電中研第2技術研究所報告
- 2 北原、本島、前野、緒方  
 “鉄塔基礎の変位、耐荷力に及ぼす周辺盛土の影響” 電中研第2技術研究所報告



基礎の鉛直投影面の水平土圧の平均値 (図-6)

水平つなぎ要素の剛性とA、D脚間の相対変位 (図-7)

