

は細粒分が幾らか増加する傾向となつた。然しこれは沈降試験そのものに原因があると思われる。次に液性限界、塑性指数及流動指数は共に減少し、塑性限界は少し増大する。又遠心含水当量は増加し、現場含水当量は反対に減少する。収縮係数については収縮限界が大きくなり収縮比、線収縮及び容積変化が共に小さくなる。更に遊離イオンの量は減少し締め固めは悪くなり、最適含水比及び圧縮強度が減少する。又応力と歪との関係も応力に比して歪が大きくなる。なお詳細な数字とそれに対する考察は当日発表する。

4. 結 語

此等一連の実験によつて細粒を含む土が気象作用を受けるとその物理的、化学的及び力学的な性質を著しく変ずる事が分つた。而してその変化は流動性の減少の様に道路や飛行場の表層に対して望ましい結果を与えるものもあるが一般には剪断強度や支持力の減少を来し、又吸水性や毛管性が増大して好ましくない結果となるものが多い。その原因が何であるかは今の所明らかでないがイオン交換乃至遊離イオンの減少が少くともその1つである様に思われる。此等の原因が悉く究明されて土質安定工法その他に貢献する事ができれば幸いである。末尾ながら本実験は文部省科学研究助成補助金の交付を受けて行つたものである事を附記して関係方面に謝意を表する。

(3-3) 立テ坑の周辺における弾塑性応力状態の一解法

正員 大阪大学 伊 藤 富 雄

1. 序 言 土に粘性があれば、かなり深い素掘の立テ坑でも安定を保ち得ることは、経験の示す通りである。その理由は、立テ坑の周辺における範囲内の土が塑性状態になるため、最大の圧縮応力を生ずる点が立テ坑の周壁を離れて、ある距離だけ地中に移動するためと考えられる。著者はかかる問題を究明するために、円形の立テ坑を鉛直に地中に掘つた場合について、その周辺における弾性及び塑性領域内の応力分布や弾塑性境界の半径などを理論的に計算してみたので、ここにその結果を報告する。

2. 塑性領域内の応力 図のように Z 軸をとり、ある深さ Z において水平な微小厚さの部分を考えて、その部分に作用する剪断応力は無視し得るものとみなす。そうすれば問題は軸対称となり、かつ應力 σ_r , σ_θ , σ_z は主応力になる。

さて土の降伏条件式は一般に次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} 9\tau_{oct.}^2 &= (3a_0\sigma_{oct.} + b_0)^2 \\ \tau_{oct.} &= \sqrt{(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_r)^2} / 3, \\ \sigma_{oct.} &= (\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z) / 3, \\ a_0, b_0 &: \text{土による常数} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

この式は3主軸と等角をなす直線を軸とした円錐面を表わす。次に σ_z は r にかかわらず一定とし、かつ

$$\sigma = (\sigma_r + \sigma_\theta) / \sqrt{2}, \quad \sigma' = (\sigma_\theta - \sigma_r) / \sqrt{2} \dots\dots\dots (2)$$

とおけば、式(1)は次のように簡単となる。

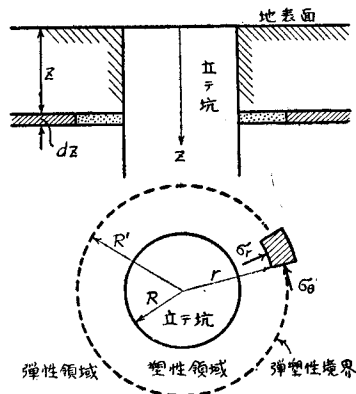
$$\left. \begin{aligned} 3\sigma'^2 &= a + b\sigma - c\sigma^2 \\ a &= (a_0^2 + b_0^2) - 2p^2, \\ b &= 2\sqrt{2}(p + a_0^2 p + a_0 b_0), \quad c = 1 - 2a_0^2, \\ p &= \sigma_z = wZ, \quad w = \text{土の単位重量} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

また応力の釣合条件式は周知の如く

$$r \frac{d\sigma_r}{dr} = \sigma_\theta - \sigma_r \dots\dots\dots (4)$$

であるから、式(2)によつてこれを変形すれば、

$$r \frac{d\sigma}{dr} = \frac{1}{r} \frac{d}{dr} (r^2 \sigma') \dots\dots\dots (5)$$



従つて式 (3) と (5) から σ と σ' を求めることができるが、このときパラメーター θ を用いると便利であつて、その結果は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= (b + \sqrt{b^2 + 4ac} \sin \theta) / 2c, \\ \sigma' &= \frac{1}{2\sqrt{3}c} \sqrt{b^2 + 4ac} \cos \theta, \quad \frac{c_1^2}{r^2} = e^{-\sqrt{\frac{3}{c}} \theta} \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに

c_1 : 積分常数

すなわち式 (3) と (6) からして σ_r と σ_θ を計算することができる。しかしその前に積分常数 c_1 を決定せねばならぬが、それには立坑の周壁 $r=R$ にて $\sigma_r=0$ であるという境界条件を用いればよく、 $r=R$ のときの θ の値を θ_R で表わせば、式 (2) と (6) から

$$\sqrt{3}b + (\sqrt{3} \sin \theta_R - \sqrt{c} \cos \theta_R) \sqrt{b^2 + 4ac} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

従つてこれによつて θ_R を求め、それを式 (6) の第 3 式に代入すれば、常数 c_1 が決定される。

3. 弾塑性境界の半径と弾性領域内の応力。弾塑性境界は当然円であると考えられるので、その半径を R' とすれば、弾性領域内 $R' \leq r < \infty$ における応力は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{d}{r^2} + q, \quad \sigma_\theta = -\frac{d}{r^2} + q \\ q &= p/(m-1), \quad m: \text{ポアソン数}, \quad d: \text{常数} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

ここに

さて弾塑性境界 $r=R'$ においては、塑性領域と弾性領域との両方から計算した σ_r の値が相等しくなるべきであるから、かゝる境界条件を用いれば、次の 2 式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{c_1^2}{R'^2} &= e^{-\sqrt{\frac{3}{c}} \theta_{R'}} \cos \theta_{R'}, \\ \frac{1}{2\sqrt{6}c} \{ \sqrt{3}b + (\sqrt{3} \sin \theta_{R'} - \sqrt{c} \cos \theta_{R'}) \} &= \frac{d}{R'^2} + q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

この 2 式では 3 つの未知量 $d, R', \theta_{R'}$ を決定するのに不十分であるが、さらに弾塑性境界において変位が等しくなるという境界条件を用いれば、かゝる未知量を求めることができる。

(3-4) 地下水位低下による鉄道高架橋の圧密沈下

正員 国鉄鉄道技術研究所 池 田 俊 雄

有楽町～新橋間の電車線高架橋は明治 40 年に建設された煉瓦積連続拱橋であるが、昭和初期より沈下を開始し現在沈下の最も著しい個所においては山側 39cm、海側 26cm に達する不等沈下を生じ、なお僅かながら沈下を続行している。

試験によつて判明した高架橋基礎下の地質状況は、地表下 10~20m までは未固結の砂質土及び軟弱なシルト質粘土よりなる沖積層で、この下に可成固結程度の高い砂礫層を主体とする第 3 紀層が基盤を形成し、この基盤面は可成凹凸がある。地質と高架橋沈下の状況を比較すると、一般に基盤の深淺と沈下量の大小とが大局的に一致することが判明した。

一部の橋脚の既設基礎杭の載荷・引抜試験を行つた結果、及び建設時の記録より見て基礎杭は充分な支持力を有するが、沈下大なる橋脚の基礎杭は摩擦杭で沖積層中に浮杭として支持され基盤層に達しておらず、一方沈下の比較的少ない個所の杭は摩擦杭と支持杭の中間の性質を有し、杭先はほぼ基盤層上面に達するものと推定された。(図-1)

高架橋沈下の経過は、沈下は昭和 8 年以降顕著になり年々沈下量を増大したが、戦時中より終戦後にかけて一時沈下を停止し昭和 25 年頃より再び沈下を開始した。附近の地表面に設けられた水準基標も同様な沈下経過をたどつてゐる。一方地下水の変動状況を見ると昭和初頭より沖積層粘土層下の地下水位の低下がはじまり年々低下の割合を増していつたが、同じく戦時中より回復しはじめ地下水位が上昇し、終戦を過ぎてより再び低下した。これらの経過を見ると地下水位の変化が地盤及び高架橋沈下の推移に直接關聯していることは明らかである。

(図-2)。また地下水位変動と地盤及び高架橋沈下の関係を実測究明するために、高架橋下に設けた地下水位及び沈下の記録装置による昭和 29 年 4 月以降のデータによつてもこの關係が明らかに出てゐる。

以上に概説した事柄から、高架橋沈下は粘土層下の地下水位の低下による沖積層の圧密沈下が主原因であるこ