

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。

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

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、それには立穴坑の周壁 $r=R$ 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。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{d}{r^2} + q, \quad \sigma_\theta = -\frac{d}{r^2} + q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

ここに $q = p / (m-1)$, m : ポアソン数, d : 常数

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。

試錐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。

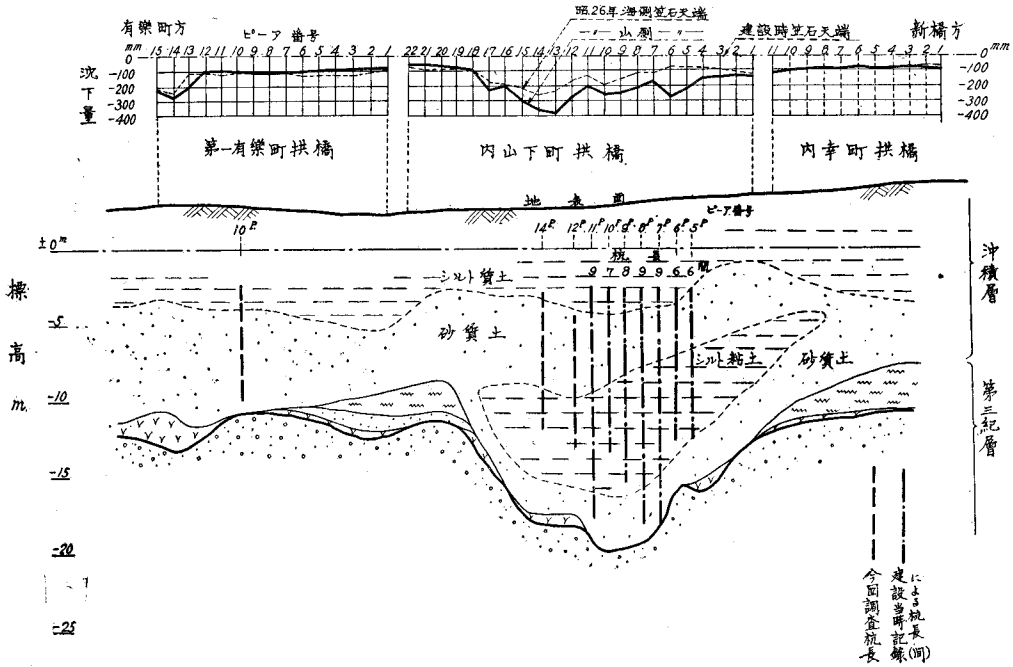
一部の橋脚の既設基礎杭の載荷・引抜試験を行つた結果、及び建設時の記録より見て基礎杭は充分な支持力を有するが、沈下大なる橋脚の基礎杭は摩擦杭で沖積層中に浮杭として支持され基盤層に達しておらず、一方沈下の比較的少ない個所の杭は摩擦杭と支持杭の中間の性質を有し、杭先はほぼ基盤層上面に達するものと推定された。(図-1)

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関係が明らかに出ている。

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

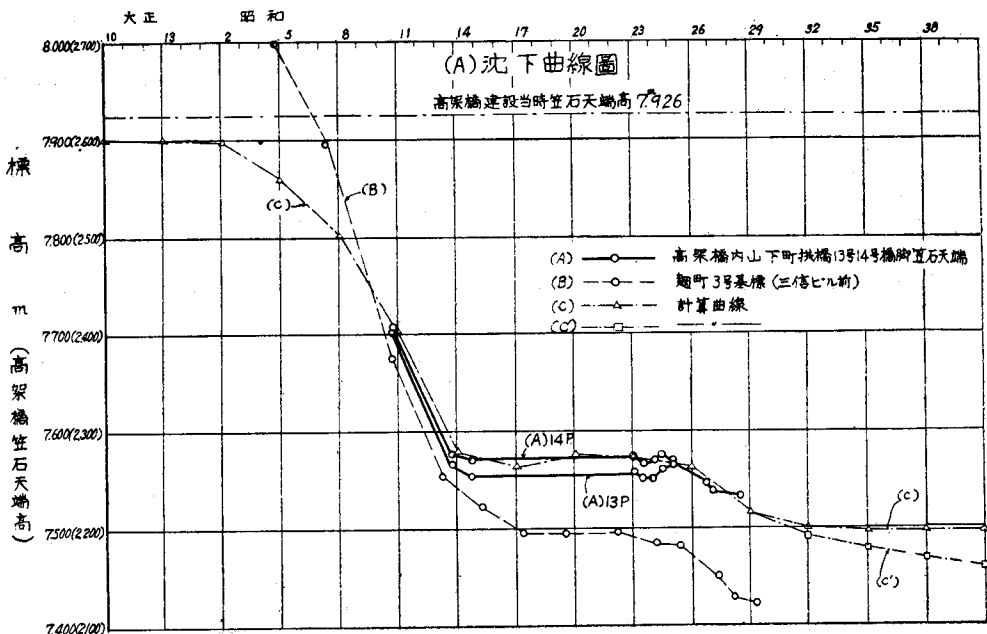
図一 高架橋沈下状況と基礎地質及び基礎杭との関係
(縮尺 横 1:2,500, 垂 1:200, 沈下図は 1:20)



とが明らかになった。そこで大正末期以降における粘土層下の水位低下を 図一2 に示す過去の記録其他より推定し、この水位低下による粘土層内の間隙水圧の減少、即ち粒子間圧の増加(図一3)による粘土層の圧密沈下を計算した。計算に用いた主な仮定は次の如くである。

- ① 粘土層下の水位の年周期変動は平均水位の低下と共にその振巾を増加する。粘土層の上部にある地下水水位は一定不変とする。

図一2 高架橋及び地盤沈下と地下水水位変化記録図



()内は廻町3号基準に対する標高を示す

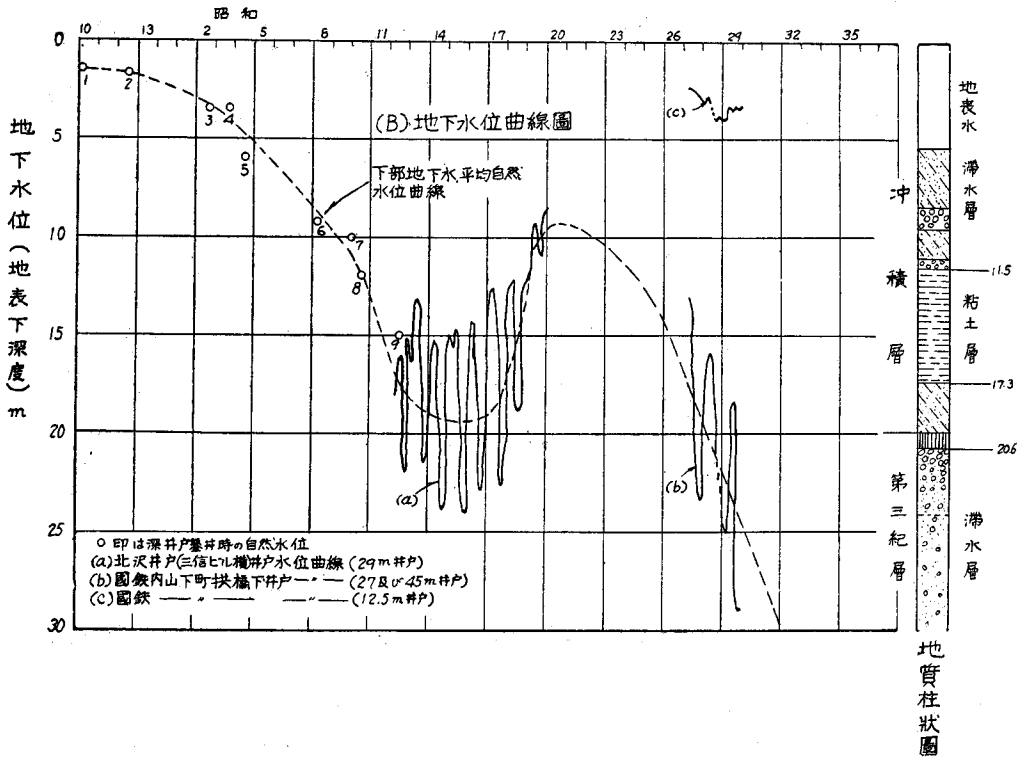
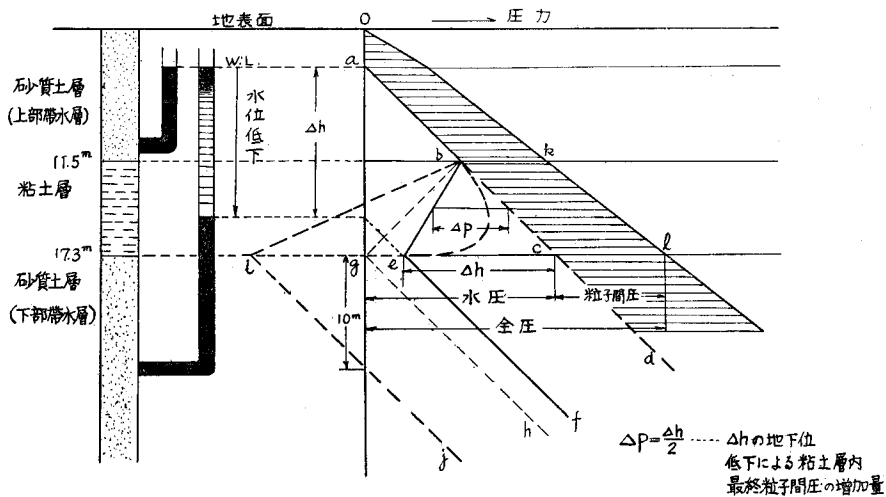


図-3 粘土層下部地下水位の低下による粘土層内粒子間圧の増加



- ② 年間最低水位を直線的に結んだ最低水位線の漸進的低下による最終圧密沈下量を 3 ケ年単位毎に計算し、これに年周期水位変動による繰返し荷重による影響を加え補正する。圧密度の進行に関しては年周期変動による圧密の遅れの影響を考慮して各 3 ケ年毎の合計沈下量を求める。
- ③ 最終沈下量の計算には圧密試験に於ける 24 時間載荷による沈下量より求めた間隙比と荷重の関係を用いる。よつて計算に使用した圧縮比, 再圧縮比の数値には 2 次圧密の影響を含んでいる。またこの計算による全沈下量についてもテルツァギの圧密度の関数が適用できるものと仮定する。圧密試験に於て 24 時間以内に現れない 2 次圧密はこれを一応無視する。
- ④ 将来の沈下量の推定計算には現在の平均低下速度で最低水位が低下してゆき, この最低水位が粘土層下面下 10m に達した時の最終的粒子間圧力をもつて起り得る最大粒子間圧力 (図-3, bik1) とし, この圧力に

対応する最終沈下量を今後生ずべき最大沈下量とする。

⑥ 基礎杭の粘土層中に入った杭先部分の影響は無視し高架橋は地表面と平行して沈下するものとする。

以上により計算した高架橋の沈下曲線は 図-2 (A) の (C) 曲線で示され、実測沈下曲線 (A) と大局的に一致する。また地下水位低下による沈下は現在既に末期的段階にあり今後の沈下量は比較的少量であると推定される。

(3-5) 圧密現象における温度の影響

正員 大阪市立大学工学部 森 田 紀 元
准員 同 〇坂 田 四 郎

土質試料に対する温度の影響は一般に次の如きものとして考えられる。すなわち温度上昇にともない、

- (1) 間隙水蒸気圧が増加する。
- (2) 間隙水表面張力が減少する。
- (3) 間隙水の粘性が減少する。
- (4) 高分子物質と類似の挙動を示す。

等々である。(1)及び(2)の現象は不飽和含水状態において優先し、これらが熱伝導の主役をつとめ(3)及び(4)の現象は飽和含水状態において観察される。本研究は(3)及び(4)の現象を粘土の圧密過程から観測したものである。

恒温装置としては自動温度調節器をつけた水槽を用いて、この水槽の中に圧密試験器を備えたものである。このほかにガラス製リングの中に試料を填充して、その両端に有孔電極を備えて交流電流を通じ、発生するジュール熱による温度上昇と圧縮との関係を調べ上記の圧密現象と比較した。

結果を総合すると次の如きものである。

- (A) 透水係数は不攪乱、攪乱粘土とも温度の高い場合の方が大なる傾向を示す。
- (B) 各荷重における2次圧密量は不攪乱、攪乱粘土とも温度とともに増加する。(図-1)
- (C) 従つて荷重と間隙比との圧密曲線が温度によつて異なる。(図-2)
- (D) 不攪乱粘土に繰返し荷重をかけ、温度を上げて再び同じ荷重で繰返し荷重をかけると、前履歴にく

図 - 1

