

場合は乾燥状態の場合と異なつた興味ある結果が得られ、殊に間隙水によつても地震時動水圧を生ずると云う新しい結果が得られその一部は学会誌に提出したのであるが、側壁及び奥行の影響を考えて、更に高、巾、奥行夫々 $40 \times 90 \times 100$ cm の大型振動函を用いて実験したので、その結果、側壁、奥行の影響、及びそれに関連した2, 3の実験結果を併せて述べる。

(4-6) 振動障害の研究(第1報)

——杭打ちによる地盤の振動——

正員 京都大学防災研究所 畑 中 元 弘
正員 立命館大学理工学部 ○畠 山 直 隆

最近交通機関、工場機械、建設工事など人為的原因による振動障害の実例は枚挙にいとまがない。筆者らはこうした問題について数年来その実状を調査し、これが対策に関しても若干の成果をあげてきた。今回は杭打ち工事における附近地盤の振動性状について報告する。

杭打ちによる地盤の振動に関しては、運輸省庁舎の基礎工事の際、石本、那須両博士の実施されたもの¹⁾があるにすぎず、資料が十分でないようと思われる所以、われわれはかなり詳細な調査を行つた。杭は高層建物の基礎杭(ペデスタル杭、長さ 26 m、径 50 cm)と土留工事用親杭(I型鋼、長さ 16 m、断面 300×150)で、杭打機はそれぞれスチームハンマー及び落錘である。なお調査項目は次のとおりである。

- | | |
|------------------------|------------------------|
| (1) 地質構造、弾性波の伝播速度 | (2) 打撃回数と杭の打込み深さの関係 |
| (3) 杭打ちによる地盤の振動波形 | (4) 距離による振幅の減衰 |
| (5) 杭の打込み深さと振幅、週期などの関係 | (6) 地形、障害物などの減衰性に及ぼす影響 |
| (7) 交通機関による振動との比較 | |

測定計器は動線輪型微動計²⁾(上下動、水平動ともに固有周期 0.5 秒及び 0.067 秒、振動子 0.5 秒及び 0.067 秒)であつて 3 成分として使用した。

主な調査結果を要約すればおよそ次のようである。

- (1) 杭打ちによる地盤の振動は表面波と考えれば実測値をよく説明することができる。
- (2) 杭の打ち込み深さと地盤の成層状況、振幅、週期などとの間には密接な関係がある。1 例としてペデスタル杭の場合を示せば、最大振幅は杭の打ち込み深さ約 5 m(第 1 砂層)のときで約 20 μ(杭よりの距離 10 m)、週期は距離に応じてのび 0.05~0.14 秒程度である。
- (3) 振幅減衰係数は地形、障害物などによってかなり鋭敏に変化するようである。
- (4) 大都市の交通機関による地盤の振動は、一般に想像されるものよりもかなり大きいようである。

注 1) 石本、那須。本省庁舎敷地における杭打ちによる地盤の振動調査、鉄道省土質調査委員会報告、第 4 輯。昭和 11.4, 150 頁。

2) 本微動計の振動特性及び精度に関しては 畑中、林。微動計の振動特性(土木学会関西支部講演会、昭 29.10)として発表した。

(4-7) 土のサクションと路床支持力

正員 早稲田大学理工学部 森 麟

路床の設計支持力は鋪装後の路床の平衡含水量における支持力をとることが合理的である。

この路床の平衡含水量の算定には D. Crony が路床土のサクション(吸水力)を求め、このサクションから含水量を実験的に求める方法を発表している。路床含水量が平衡状態に達した場合の任意の点のサクション S は次式で表わすことが出来る。

$$S = -u + \alpha P \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここに、 u はその点の間隙水圧、 P はその点より上の土の重量と鋪装版の重量、 α は P が間隙水に伝達される割合である。

実際の路床のサクションを知るために東京地方の既設の舗装を小部分取り除き路床上部に tensiometer を挿入して路床の間隙水圧 u を測定してサクション S を(1)式から求めた。路床上部であるので P は小さい。又 α は土質を無視して 0.3 位にしてみた。それ故 xP は $20 \sim 30 \text{ g/cm}^2$ でサクション S と間隙水圧 u とは大差ないわけである。測定箇所はまだ約 20 であるが、地下水位まで 50 cm 以上と思われる所で間隙水圧は $0 \sim 300 \text{ g/cm}^2$ 位であり、地下水位に余り関係あるとは思われなかつた。これは我国の舗装道路の路床が側溝及び路肩などからの透水や降雨日数の多いことによる影響を受けていることを示すものである。一般に間隙水圧 u は $50 \sim 100 \text{ g/cm}^2$ のものが多かつたのでサクション S としては 100 g/cm^2 内外と考えればよいのではなかろうか。

本研究ではサクション 100 g/cm^2 における攪乱試料土の含水量を路床の設計含水量とし、この含水量における CBR を求めた。この値が言わば設計 CBR になるわけである。この CBR が土のどの様な要素によつて決定されるかと言うことについて調査してみた結果、大体 Group Index に関係があることが明かになつた。

又この設計 CBR と標準試験法(4日間 Soaking)の CBR と比較した結果は次の様なものである。即ち砂質土では設計 CBR の方が標準試験 CBR より大きいが粘土分が増加するに従い逆な傾向が著しくなり、設計 CBR は標準試験 CBR より一般に小さくなる。標準試験 CBR は4日間 Soaking 後の値であるので現実の状態に比し厳し過ぎると批判されているが、その値より更にこの設計 CBR は小さい。この不合理を解消するには設計 CBR に thixotropic 現象による強度増加比を乗じたものを修正設計 CBR として、これを真の設計 CBR と考えればよいのではないかと考える。この修正設計 CBR は標準試験 CBR より稍高くなる様である。

本研究は初見孝、沼沢一馬、御能保正、鈴木慎二の4君の御協力を受けたことを附記して、ここに謝意を表する。

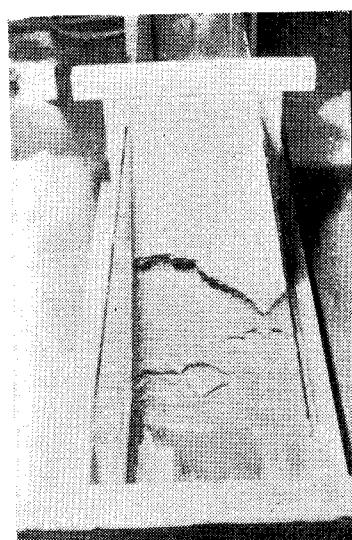
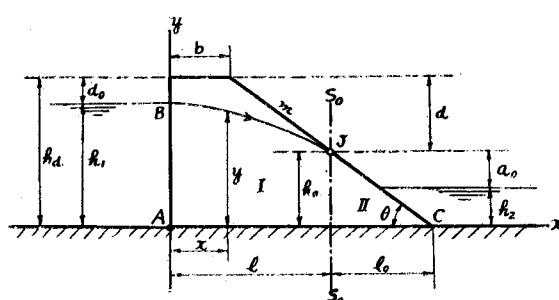
(4-8) 軟弱地盤上の一築堤工法について

正員 京都大学工学部 松尾新一郎

いわゆる軟弱地盤上に築堤を行う場合の電気化学的処理工法その他について、実施例を基として述べる。

(4-9) 浸透水圧をうける築堤斜面の崩壊機構について

正員 神戸大学工学部 久保田敬一



著者は図に示すような堤体についてその崩壊を理論的及び実験的に考察を行つたが、その結果、浸透水圧をうけたときの築堤の崩壊は、浸出点 J より下流側にある法先部分において起ることを確明することができた。また浸出点 J の位置は著者が提唱する次式によつて与えられる。

$$h_a = (b/m + h_d) + \sqrt{(b/m + h_d)^2 - h_1^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$\therefore a = h_a / \sin \theta \dots \dots \dots (2)$$

築堤斜面の崩壊は砂質土と粘土質土とによつてその様相を異にすることは当然であり、前者の場合には浸出点において著者の提唱する次式で表わされる関係が成立し、また後者の場