

1部として考えるとき、これを2次元的に扱うことが出来る。地盤の剛性は $E=150\%$ を基準とし、水平荷重は、堰柱の設計条件に合わせ地盤内に作用する荷重は考慮していない。

解析の結果、堰柱床版を戸当り床版と連結することにより変位量は50%程度に減少することがわかった。このとき継手には1m当り約30mmの引張りを生ずることになるが、施工時のみの対策でよく現実的な方法と思われる。

FEMによる解析は、このほか偏載荷重による変形や杭の実験にもとづく粘弾性解析も実施中である。しかし、解析のみでは実測変位が時間経過とともに増大するような現象や、縁切内外の水位差による地盤内の浸透圧の影響などに対する説明ができないので、杭の室内実験ならびに次期縁切りによる実測を計画した。

5. 杭の室内模型実験 堰柱変位に直接影響する基礎杭の性状のうち経時性あるいは土性に対する相違などを知るため、杭頭自由杭を使って室内模型実験を行った。実験装置は、 $80\text{cm} \times 70\text{cm} \times 50\text{cm}$ (深さ)の実験槽内に中10mm厚さ3mm長さ50cmのステンレス杭を根入りが30cmとなるように吊り下げ、3~4cm毎にまき出し突固めながら深さ40cmの地盤をつくった。水平荷重は、小粒径の鉛玉を1段階200~300gづつ1.5kgまでかけ、ひき続き最大荷重荷重状態で放置した。杭の挙動は、3cm間隔で杭表面に貼りつけた歪ゲージおよび杭頭部の変位量測定から諸量を算出した。

図-3は杭頭変位を表わしているが、砂および砂質シルトともに30~40%程度の経時的変位が見られた。この結果から、一般的に用いられるChang式の α 値を逆算しプロットしたのが図-4である。これによれば、模型地盤のクリープにより α 値が14~20%/cm²から7~9%/cm² (杭中の影響を考慮すれば実際は1/3~8倍)へと、それぞれ約50%も低下していることがわかった。さらに、このような経時挙動をタフミならびに α 値についてそれぞれ最大荷重荷重時の値と比較したのが図-5である。クリープ関数は $(At^{1/2}/\alpha + B)^{-1}$ で表わされるが、

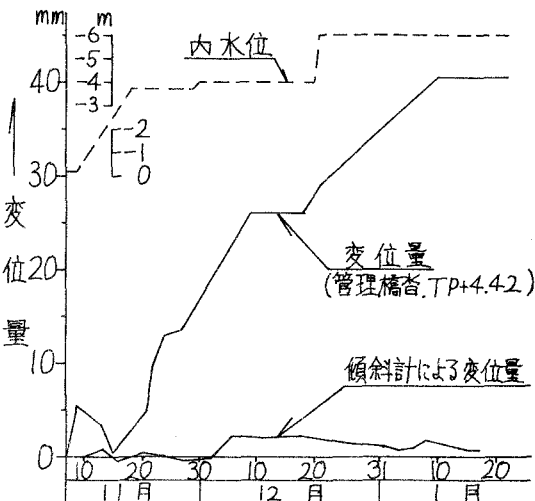


図-2 杭柱変位図(杭軸方向)

砂では比較的短期間に変形の大半を完了するのに対し、砂質シルトでは1週間以上も変形を続けることが確認された。

しかし、このような経時挙動を論ずるとき注意しなければならないのは、変形が安定したかどうかの判定基準である。建築鋼管の基礎設計規準では0.0125mm/15分間を基準としているが、従来実施された荷重試験の数多くの例によれば

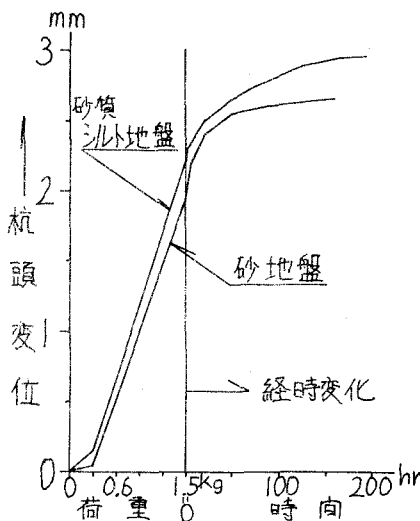


図-3 杭頭変位図

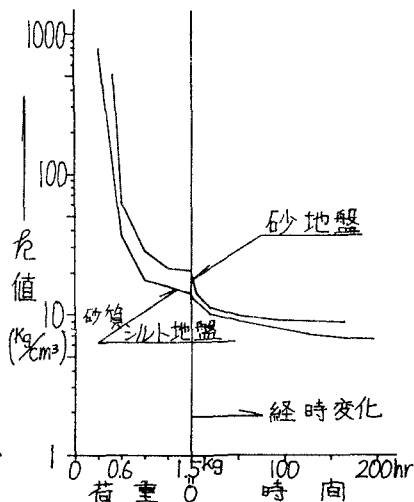


図-4 逆算 α 値

0.01mm/15分～0.05mm/10分とかなりの中があり、この河口堰においても0.05mm/10分を基準とし1段階の荷重を15分間持続していた。今回の実験では載荷後10分間で次の荷重段階に上げたが、途中5分間の変位は0.01～0.03mmであって現場とはほぼ同程度と考えられた。なお、実験の最大地盤反力は0.5kg/cm²であるが、原型杭では1～2kg/cm²程度であるためかなり長期にわたる変位の進行があり得ると思われる。仮りに、対象とする外力が作用した後0.01mm/10分間の変形が進行している状態が模型地盤同様200～300時間で完全に落ち着くとした場合、6～9mmのタワミの増加が見られることとなるので、

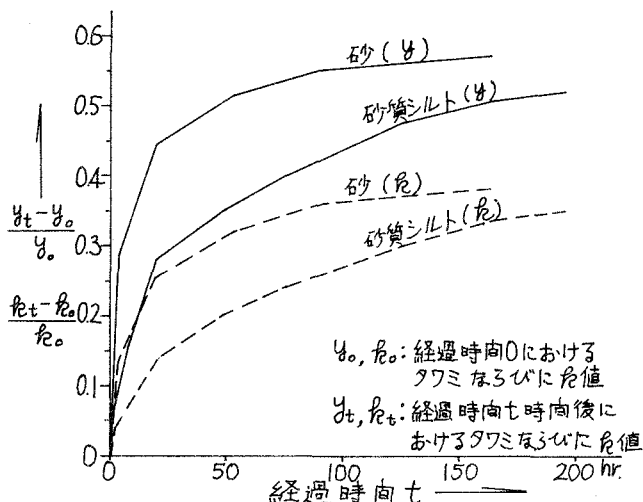


図-5 タワミ、危値の経時挙動

常に水平力を受ける杭基礎においてはこのような経時変位が意外に大きいことを知っておく必要がある。

なお、タワミの進行にともなう杭の曲げモーメントならびに地盤反力の変動については、若干曲げモーメントが深部へ移っていく傾向が見られる程度であってその最大値がとくに増大するほどではない。また、地盤反力はほとんど変化が見られず、応力一定のもとでヒズミが増大する粘弾性的な性状を示すことがわかった。

このほか、杭の横抵抗が地表部3～4mの土質条件に直接左右されるにもかかわらず、現場の事情から高水敷や或いは締切内にあってもウェルポイント等で水位を下げて載荷することが多いので、とくに影響が大きいと思われる砂質土を用いて振動台で均一地盤を作り、干陸ならびに湛水状態下での挙動をみたのが図-6である。湛水は地表上5mmまで干陸時は地表面下10cmの位置であるが、砂質土に関する限り水の存在による顕著な差が見られ、変位量で約1.9倍危値は逆に1/5程度に減少している。Terzaghiは水中の砂質土の横方向地盤係数を区別して定めているが、浮力による土の単位重量の減少が粘着力の小さい砂質土においてとくに横抵抗の低下をまねくことは、杭前面の受効土圧 $\sigma_p = \gamma z \cdot \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) + 2c \cdot \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ からも推定されるので、このように堰においてはプレシオメーターなどの結果のみでなく、これが反映できる沢口の式(砂の場合 $\phi = 26^\circ$)などによ

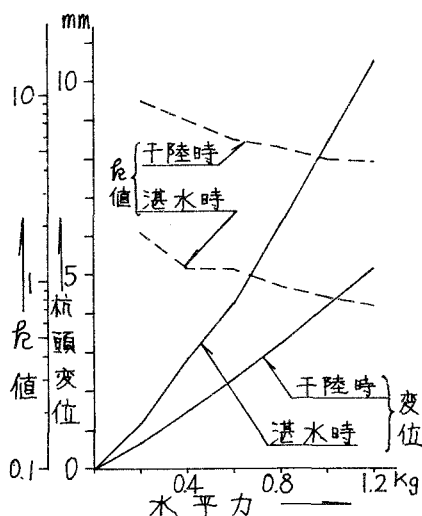


図-6 砂地盤における水の影響

設計の基本となる地盤係数を十分検討しておく必要がある。なお、この他の要因として杭頭固定度の影響が考えられるが、変位量に対してはほとんど差がないことが報告されている¹¹⁾。

6. 対策工と実測

その後引き続き実施した仮締切では、先の解析にもとづき図-7のようなH型鋼で床版間を結び、締切撤去時に水中切断して取り除いた。このような対策を講じた堰柱の変位は、今切川と同地帯ではないが図-8のとおり最大10mmにおさまっている。しかし、これは計画していた杭応力の測定値が十分の精度で得られない結果となり、また、期待していた継手H鋼のゲージも流水によって乱され、地盤内の観測は結果的に締切内外の間隙水圧(位置は図-1参照)を得たに留った。

しかし、ここで得られた間隙水圧の分布は、前述の杭の横抵抗と異って直接堰柱に作用する荷重条件に関連し

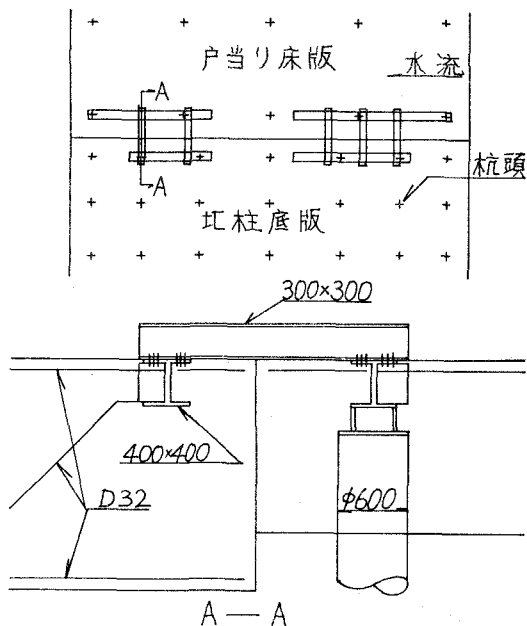


図-7 変位防止工

ており、水平移動の大きな要因の一つであることを示している。堤内排水途中における間隙水圧は約 1 日間のタイムラグで変動しているが、最終的に定常状態下では締切内外で図-9 のとおり大きな差を生じていることが確認された。今切堰ではこのような外力を直接受けないように止水矢板を堰柱床版から外しているの、堰柱基礎部に作用する浸透圧ならびにこれによる堰柱の変位などについては、現在 F.E.M. によって解析中である。結果がふたたび追加して報告できると思う。

7. おわりに 堰柱の堰軸方向への移動は、床版間の止水性やゲートとのとりあいに直接関連するので、事前にこの種の変位を予想しておかなければならない。とくに、仮締切堤に兼用される堰柱の設計にあたっては

1. 杭の横抵抗に対する経時性や水の影響などは無視できないので十分留意して設計値を定めること。
2. 地中の基礎杭群にも、内外水位差による浸透圧が水平荷重として作用することを考慮すること。
3. ただし、現場での確実な施工のためには、上記の条件で設計することより一時的に床版間を連結しておく方が現実的で有効な方法と思われる。

軟弱地盤上で偏載荷重を受ける構造物の側方移動についても、根入部分の水平土圧に注意すべきことが報告されているが、⁽⁹⁾堰柱変位の主要な原因と思われる上記のことは、一般的に構造物においても十分留意すべきことと思われる。

(参考文献)

1. 山内恒雄他 水平力を受けたパイ基礎の有限要素法解析 土と基礎 Vol. 23 No. 1
2. 土質工学会 鋼パイ研究委員会報告 鋼パイ
3. 藤田圭一 くい打ち技術ノート 日刊工業新聞社
4. 沢口正俊 くい横抵抗における地盤常数に関する研究 港湾技術研究所報告 Vol. 7 No. 2
5. 駒田敬一他 軟弱地盤上の橋台の側方移動について 第2回関東支部年次研究発表会講演概要 土木学会

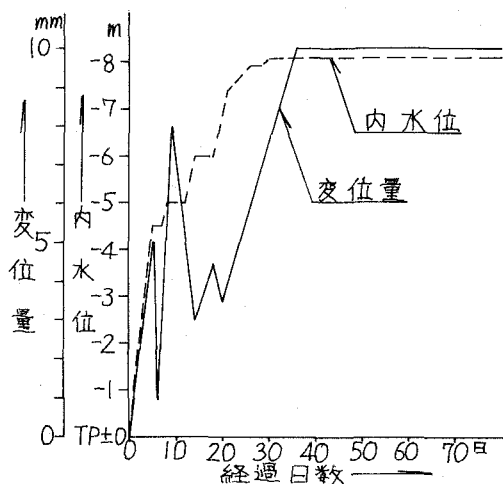


図-8 内水位と変位量の実測値

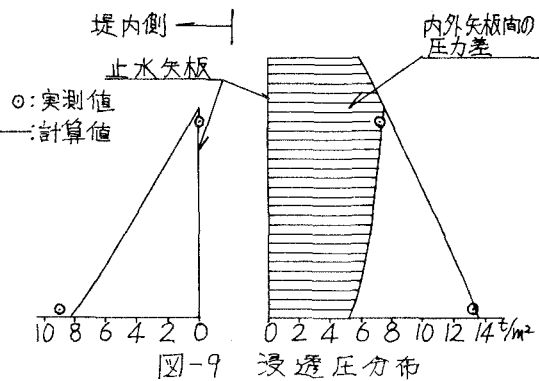


図-9 浸透圧分布