

薄層支持となる橋梁杭基礎下の洪積粘土層の圧密特性について

(株)ドユー大地

正会員 ○松方 健治

広島大学大学院

フェロー会員 土田 孝

1. はじめに

吉野川渡河部に計画されている吉野川大橋(図-1)は基礎地盤までの深度が深く杭基礎を予定している. 図-2 に橋梁基礎地盤の成層状態を示す. GL. -50m 付近に堆積する Dg1 層を支持層として考えたいが, 直下に洪積粘性土層 Dc2 層が出現するため, 薄層支持となり, 洪積粘性土層の沈下を検討する必要がある. 杭基礎の沈下量を高い精度で予測するためには, 深い深度の洪積粘土の圧密試験結果を適切に評価する必要がある. 本稿では, 試料の乱れを考慮した圧密降伏応力 P_c の設定および過圧密領域の圧密係数 c_v を正しく測定するための圧密試験法について述べる.



図-1 位置図(S=1/100,000)

2. 圧密降伏応力(P_c)について

(1) 橋梁基礎の粘土層の沈下に対する判定

【道路橋示方書, 平成 24 年 3 月, P. 278】には, 深い基礎を薄層支持させた時の粘土層の沈下に対する判定について以下の記述¹⁾がある.

$$(q_c - \sigma_z) \leq \frac{1}{n}(p_c - \sigma_z) \cdots \cdots \text{式 1}$$

ここに,

q_c : 基礎設置後の粘性土層上面に作用する鉛直応力 (kN/m²)

P_c : 粘性土の圧密降伏応力 (kN/m²)

σ_z : 基礎設置前の粘性土層上面に作用する鉛直応力 (kN/m²)

n : 安全率で 1.5 とする.

式 1 を用いて, 沈下に対する判定を行う場合, P_c の適切な評価が重要である.

(2) 洪積粘土層における試料の乱れ

原位置の粘性土層から採取した試料を用いて, 圧密試験を行う場合, 試料のサンプリングや土質試験時に試料が攪乱されることの影響等を考慮する必要がある. 特に深い位置の洪積粘土の場合は注意が必要である. 地盤内の飽和粘土は土被り圧に等しい拘束圧 (全応力) P_0 を受けている. 全応力は土の骨格にかかる有効応力と水圧の和であらわされる.

【地中】 全応力 (P_0) = 有効応力 (P'_0) + 間隙水圧 (u_0)

地中からサンプリングされ地上に取り出すと拘束圧=全応力が 0 となり膨張しようとする. 膨張しないためには, 地中の有効応力に等しい毛管負圧 (水の表面張力のために粘土の間隙に発生する負の水圧) が発生する.

【地上】 全応力 (0) = 有効応力 (P'_1) + 間隙水圧 ($-P'_0$)

よって, 地上での有効応力 P'_1 は, 地中と同じ P'_0 となる. ただし, 毛管負圧の上限は, 理論的には, 大気圧 = 1013 (hpa) = 1013 × 100 (N/m²) = 101 (kN/m²) である. 一般的な土の単位体積重量は, $\gamma = 15 \sim 20$ (kN/m³) 程度であり, 間隙水圧を除いた有効単位体積重量 $\gamma' = (15 \sim 20) - 10 = 5 \sim 10$ (kN/m³) と仮定すると, 大気圧に相当する地中の深度は, $101 / (5 \sim 10) = 20 \sim 10$ m となる. つまり, 深度 10 ~ 20 m 程度が限界となる. 一方で, 今回の洪積粘土は深度 70 m 付近の大深度から取り出したものであり, 試料の乱れが生じる可能性が生じる. 深度 70 m の深い位置から土試料をサンプリ

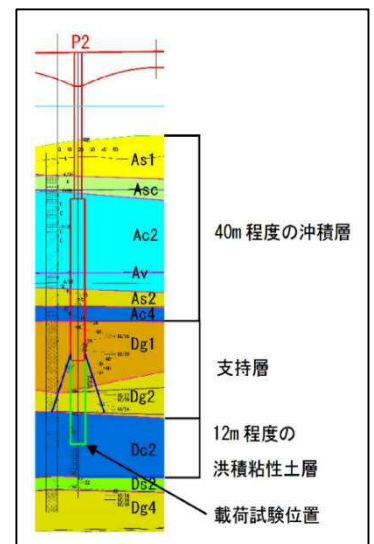


図-2 基礎地盤の成層状態

キーワード 圧密試験, 圧密降伏応力, 圧縮指数, 洪積粘土, 試料の乱れ

連絡先 〒733-0037 広島市西区西観音町 1 7 番 1 7 号 (株)ドユー大地 TEL 082-532-5120

ングして地上に取り出した時、試料が変形せずにそのままの形を保とうとすると、70mの位置の土に作用する有効応力 P_{70}' と同じ負圧が土試料にかかる必要がある。土の単位体積重量 $\gamma = 15 \sim 20 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ とすると、 $P_{70} = ((15 \sim 20) - 10) \times 70 = 350 \sim 700 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 3.5 \sim 7 \text{ 気圧}$ となる。図-3 に模式的に示したが、地上に取り出した土試料が変形しないためには 3.5～7 気圧もの大きな負の圧力が必要になる。これに耐え切れずに試料が膨張し、試料が乱される可能性が高い。土田は、同一箇所において複数の調査会社が行った一軸圧縮試験の変形係数を調べ、サンプリング時の乱れの影響を調べている²⁾。試料に対してせん断変形が加わった場合、圧縮試験において強度が低下するとともに、

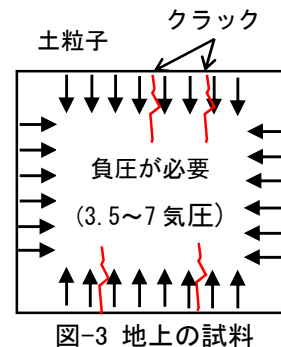


図-3 地上の試料

破壊ひずみが増加し、変形係数 E が小さくなる傾向を示す。吉野川大橋近傍では、複数社により洪積粘土 $Dc2$ 層において合計 18 試料の圧密試験が実施されている。このうち 3 試料で三軸圧縮試験(UU)結果に試料の乱れによる圧縮試験の応力～ひずみ曲線の特徴的な傾向が見られた(図-4)。設計圧密降伏応力 P_c はこれを除外して算出し、初期の有効応力 P_0' の平均値 $= 600 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ に比べ、十分大きな $890 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ となった。

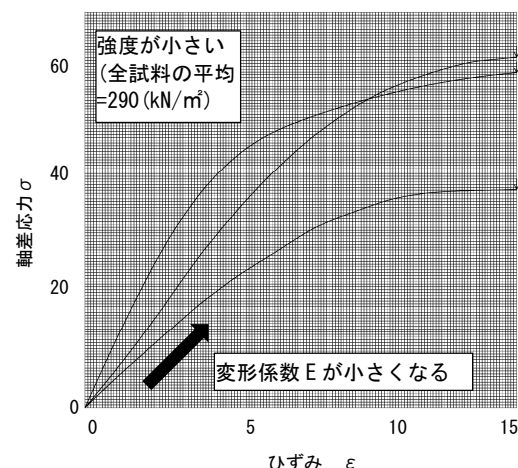


図-4 乱れた試料の三軸圧縮試験結果

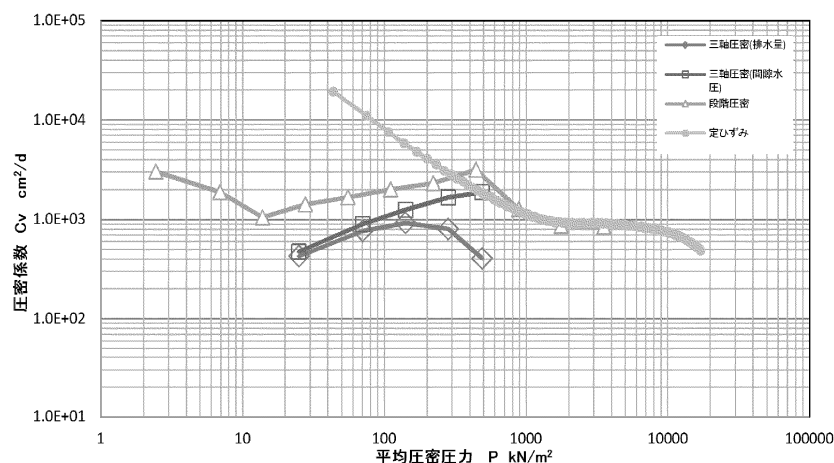
3. 圧縮指数(c_v)について

今回の事例は、主に洪積粘土層の過圧密領域の挙動に着目している。圧密試験において、過圧密領域では荷重を載せた時に瞬時に圧密が進行し、実際の c_v 値よりも小さい値となる可能性がある。そこで、以下の2法により過圧密領域の圧縮指数 c_v の値を検証した。

【方法 1】 通常の変位測定時間では $d-\sqrt{t}$ 曲線より読取る t_{90} が大きくなる(C_v が小さくなる)と考えられたため、1s 間隔で変位を測定した。整理は、 $d-\sqrt{t}$ 曲線の初期に現れる直線部分を採用し t_{90} を求める方法とした。

【方法 2】 三軸試験で c_v を確認した。三軸試験では標準圧密試験(1cm)よりも排水距離が長くなるので(供試体高さ 8cm)、時間が 64 倍かかることになり、 c_v が大きい供試体でも正しく c_v を求めることができると考えた。試験ではドレーンペーパーを使用せずに片面排水で圧密を行った。最初に B 値を確認し、排水を開始する。整理は、間隙水圧の消散過程に着目し、間隙水圧が半分消散したときの時間 t_{50} を求め、 t_{50} に対応する非排水端面での時間係数から c_v を求めた。別に排水量と時間の関係から c_v を求めた。

図-5 に上述の方法 1 および方法 2 による $c_v \sim \log P$ 関係を示す。また、同図には、定ひずみ圧密試験結果を併記した。方法 2 の排水量から求める方法を除いて過圧密領域での $c_v = 1,000 \sim 2000 \text{ (cm}^2/\text{d)}$ となった。JIS A 1217 に規格される通常の圧密試験法からの c_v も同様の値が得られており、吉野川大橋においては、通常の圧密試験による値を用いることが妥当と判断した。

図-5 各種試験による $c_v \sim P$ 関係図

3. おわりに

前述したように洪積粘土層は、試料が乱れる可能性がある。また、過圧密領域の圧密は瞬時に進む。本稿で示したような手法で土質試験の実施とデータ整理を行い、これを元に橋梁の杭基礎の沈下を検討するために、現地での長期載荷試験および FEM による沈下予測を行っており、この結果を報告していきたいと考えている。

参考文献：1) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説Ⅳ，p.278，2012。2) 土田 孝，三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港湾技研資料 No. 688，p. 32，1990