

【87】

老朽ため池堤体の改修に関する合理的設計手法の提案

キタイ設計株式会社 ○奥野 日出
 同 上 木戸口 勝
 同 上 小林 政幸

はじめに

老朽ため池は全国に 21 万箇所あり、この内整備の必要なため池は 2 万程度あると言われ、今後は灌漑目的以外の利活用をも評価して、改修事業が増進されていくことが大いに予想される。

近年、ため池堤体の改修にあたり、「ため池整備指針」¹⁾では経費削減の趣旨として旧堤体の健全部を残して行う部分改修工法の採用を前提としているが、これを採用する場合、旧堤体の土質評価が安全かつ合理的な実施設計を行う上で極めて重要性が高いと考える。

本論文では現場や室内試験から容易に得られる土質情報より、旧堤体を構成する土質の C 材(細粒土材)、φ 材(粗粒土材) 区分を行う物理力学定数の整理を行い、旧堤体の安定度評価手法について記述した。

(1) 旧堤体の強度設定に関する設計上の問題点

正規圧密過程における自然地盤について強度増加の概念を図-1 に示すと共に、コンクリート構造物の長期における劣化、堤体や道路盛土等の土構造物が地震力や嵩上げ荷重等により強度低下する概念も加えて示す。

ここでは、非改修部として残す旧堤体について微少な変形など目視による強度低下の判断を欠くところを土質構成や物理力学試験から安定度評価を行うことが主たる目的である。次に強度設定手法の問題点を述べる。

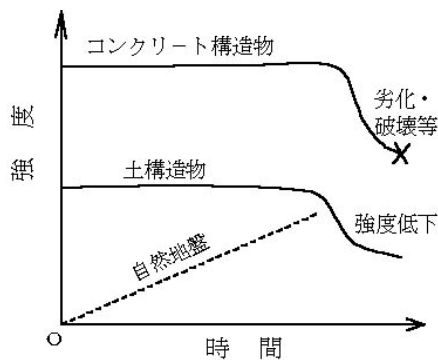


図-1. 土構造物、自然地盤などの強度概念

一般に締固め土を有効応力に基づく試験法 (CU, CD 条件) で強度を求めれば、C 材、φ 材に関わらず粘着力 $c' \approx 0$ 、せん断抵抗角 ϕ' が定まり、せん断強度 τ は有効土被り圧 σ' に対応して決まり、締固め土であっても図-1 の自然地盤の強度表示と何ら変わりはない。

しかし、転圧により過圧密領域での不飽和の C 材においては $\sigma = 0$ でせん断強度 $\tau \approx 0$ とはあり得ず、有効応力で指定する試験法^{1)P.10}が浸潤線より上部の不飽和

強度の設定に関して適切な手法とは考えにくい。

以下にその理由と設計上の問題点を示す。

①旧堤体が健全であるところで試験値 c' 、 ϕ' を入力して滑り計算を行うと、平常時の安全率 F_s が 1 以下となるケースがあり、実際と矛盾する (特に法勾配 35° 以上の C 材主体の堤体)。

②専門技術者が健全な非改修部と判定したところは、設計最終時において地震時安全率 $F_{se} > 1.2$ が満足されなければならない。このため、有効応力の強度値を用いて滑り計算を行うと、法勾配を必要安全率が得られるまで緩くせざるを得ないことがある (施工量が増え、不経済となる)。

③旧堤体での C 材、φ 材区分がなければ、堤体嵩上げ設計に関する安全性に大きな影響を及ぼす。理由は後述する。

(2) C 材、φ 材区分の物理力学定数

旧堤体の土質判定はボーリング調査、現場での肉眼観察を経て、室内試験から C 材を細粒分含有率 $F_c > 35\%$ かつ塑性指数 $I_p > 15$ の条件を採用する。これは液状化地盤の判定条件 ($F_c > 35\%$ であっても $I_p < 15$ なら液状化対象土質とする)²⁾の逆を便宜上適用するものである。一方、φ 材は先述の C 材条件を満たさないものとする。以下には本論文に用いる C 材の物理力学定数を示す。

①室内土質試験からのせん断定数;粘着力 c_u (kN/m^2)
 ・一軸圧縮試験による c_u ($\sigma = 0$)

ここに、 σ (kN/m^2): 堤体下の土被り圧である。

・三軸圧縮試験による c_u ($\sigma = \gamma_t \cdot Hc/2$)

ここに、 γ_t (kN/m^3): 堤体の単位体積重量, Hc (m): 堤高, σ : 堤高 1/2 の土被り圧である。

②テラーの安定図表を用いた逆算せん断定数;粘着力 c_t (kN/m^2)

$$c_t = F_s \cdot \gamma_t \cdot Hc / N_s \text{ ----- (1)}$$

ここに、 F_s : 安全率 (設計上 1.2 とする。), N_s : 安定係数、 N_s を求める際に必要な深さ係数 nd は斜面先破壊を想定した。

③安全強度比 F_{sc} (筆者が定義したもの)

$$F_{sc} = c_u / c_t \text{ ----- (2)}$$

④物理試験値からのパラメーター

葛上ら³⁾によると C 材の工学的性質は土粒子の表面力に負うところが多く、比表面 SS (m^2/g) と含水比 W_n (%) から計算される土粒子表面上の水膜厚さ d (\AA) から

非膨潤性粘性土の性質について以下の結果を得ている。

$$W_L = 1.2SS + 13.9 \quad \text{----- (3) (標準偏差 : 3.1)}$$

$$d = W_n / SS \times 100 (\text{\AA}) \quad \text{----- (4)}$$

ここに、 W_L : 液性限界 (%) である。

(3) 旧堤体の安定度評価手法について

筆者らは兵庫・滋賀をはじめとする老朽ため池堤体の調査・設計を 34 箇所を行った結果、C 材を主体とする旧堤体が約 71% 占めていることが分かった。

これらは全般に均一型堤体で堤高が 3~5m 前後のものが多く、堤高 10m 前後のものは ϕ 材から構成されていた。C 材から構成される堤体から不攪乱試料を採取して(一部現場密度に調整した)室内試験を行い、この結果を用いて旧堤体の安定度評価を行った。

① 非改修部 (外法対象) の安定度評価

堤体の安全かつ合理的設計を行うには、非改修部の土質評価を先行する必要がある。図-2 より $c_u > c_t$ の条件を満たさねば、旧堤体の平常時安全率が $F_s < 1.2$ の評価となるため改修が求められる。

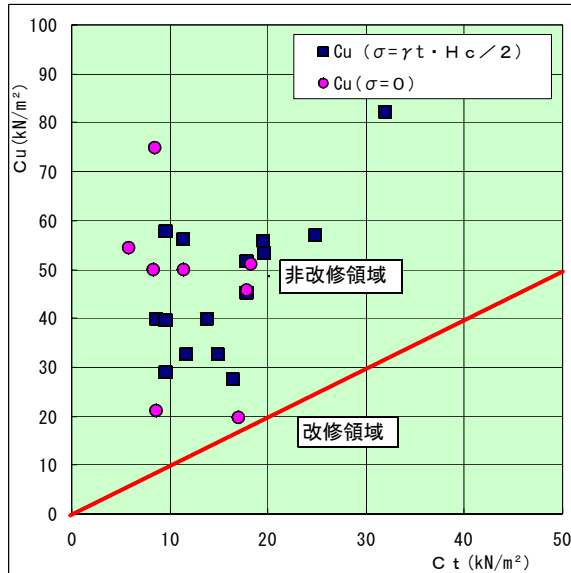


図-2. 堤体非改修部の判定領域

また法勾配を現状として設計するならば設計粘着力 c_{ue} は地震時安全率 $F_{se} = 1.2$ を満足する逆計算にて求め、 $c_u > c_{ue}$ を確認する必要がある。 $c_u < c_{ue}$ ならば法面を緩勾配としたり、押え盛土等が必要となる。

② 安全強度比 F_{sc} による安定度評価

図-3 より、堤高 H_c の低いものほど安全強度比 F_{sc} が高い傾向があり、 H_c が高くなる程 F_{sc} は低下する。すなわち、締固め材料は最小間隙比以下に密度を上げることはできず、締固め強度にも限界があるため、C 材には限界高さが定まる。一方、 ϕ 材から構成される堤高 20m 以上のロックフィルダムがあるように、 ϕ 材では安全率一定 ($F_s = \tan \phi / \tan \alpha > 1$, ここに、 ϕ は相対密度やインターロッキングを含むせん断抵抗角、 α は法面傾斜角) にて限界高さが定まらない。

従って、C 材からなる堤体に嵩上げを行うと F_{sc} が

下がり、施工中でのすべり崩壊や長期のクリープ変形が発生する可能性があるため、設計上特に注意を要する。

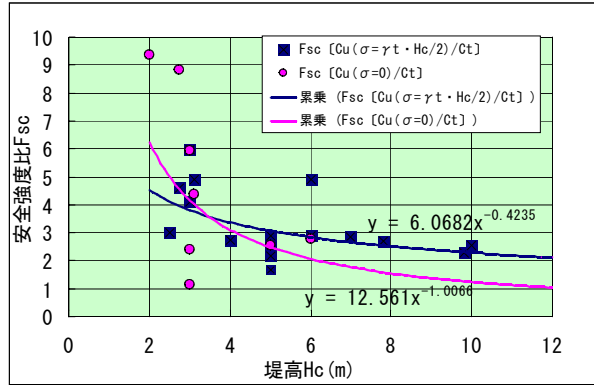


図-3. 堤高 H_c と安全強度比 F_{sc} との関係

③ 含水比 W_n , 液性限界 W_L を応用した締固め強度評価 W_n, W_L から比表面 SS と水膜厚さ d のパラメータを算出し、各堤体でのせん断強度 (c_u) を図-4 に示した。 c_u 値の多くは $d = 30 \sim 120 (\text{\AA})$ の範囲にある。これらは異種の土であるため、 c_u 値のピークを示す d が定まらないが概ね非改修部での目安となろう。

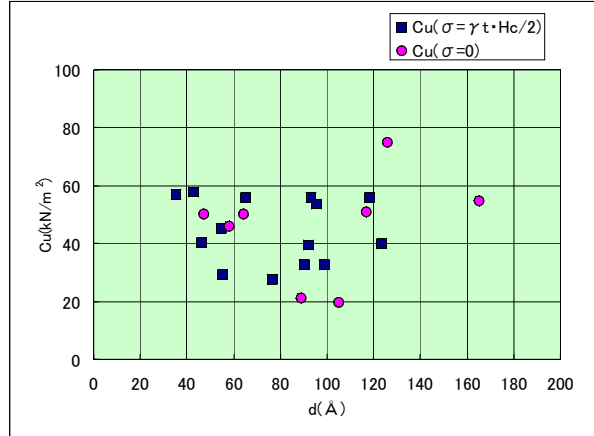


図-4. 水膜厚さ d と粘着力 c_u との関係

d が小さく、 SS が大きいほど c_u 値が高くなる^{3) P.25} ことから、各堤体での SS を把握することは重要性が高く、また締固め含水比が高い状態であれば d が厚く c_u 値は本来得られる値よりも低下する。これを検証する手段として個々の応力-歪曲線より変形特性の粘弾性的挙動を確認することが望まれ、旧堤体の土質評価になると考える。

おわりに

今後の課題としては、 $50\% > F_c > 35\%$ で粗粒分の混入が及ぼす影響など ϕ 成分を含む C 材の詳細検討を次に進め、土質評価を基に合理的な設計案を検討したい。

《引用・参考文献》

- 1) 土地改良事業設計指針「ため池整備」, 平成12年2月, 農林水産省監修, 社団法人農業土木学会発行
- 2) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, P. 121, 平成14年, 社団法人日本道路協会発行
- 3) 葛上久: 学位論文「細粒土の工学的性質に関する比表面および土中水に関する研究」(大阪府立大学), 他農業土木学会論文集37(1971), 67(1977), 72(1977)