

三軸試験による河川堤防土の強度定数設定法

Determination method for appropriate strength coefficients of river levee soils by triaxial test

小高 猛司¹, 崔 瑛¹, 李 圭太², 武 楊³, 田村 太郎³

1 名城大学 理工学部 社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

2 (株)建設技術研究所 大阪本社 水工部

3 名城大学大学院 理工学研究科 建設システム工学専攻

概 要

砂や砂礫の河川堤防のすべり安定性を照査する場合に用いる強度定数は、CUB 試験か CD 試験で求めることが推奨されている。一方、円弧すべり解析が全応力法であることを考えると、CUB 試験で得られる有効応力の強度定数を用いるためには、何らかの合理性が必要である。本論文では、実務で実施される CUB 試験で得られる強度定数の意味を明確にするために、弾塑性力学の側面から CUB 試験の評価・解釈法を示すとともに、堤防の浸透条件を模擬した吸水軟化試験からその裏付けを行う。また、実際の河川堤防土の各種の三軸試験結果の検討を通して、提案法の妥当性について検討する。結果として、堤防の浸透すべりに対する安定計算に用いる強度定数は、CUB 試験を実施し、なおかつ大きな構造変化を伴わない変相時の有効応力状態で決定することを提案する。

キーワード：河川堤防，三軸圧縮試験，強度定数，弾塑性論

1. はじめに

平成 24 年に改訂された「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾では、砂質堤防土の浸透すべり破壊の照査に用いる強度定数は CUB 試験か CD 試験で得ることが推奨されている。しかし、密詰め砂質土を完全非排水せん断すれば、正のダイレイタンスの拘束圧によって軸差応力が増加し続け、強度定数を過大評価する場合もある。一方、ゆる詰め砂質土を完全排水せん断した場合、せん断中の体積圧縮の効果で、やはり強度定数を過大評価する場合がある²⁾。また、そもそも全応力法の円弧すべり解析に、CUB 試験や CD 試験の強度定数を用いる合理性も明確ではない。

本論文は、浸透すべり破壊の照査に用いる強度定数の合理的な設定法を提案する。そのため、まず通常実務で実施されている CUB 試験で得られる強度定数の意味を明確にするために、弾塑性力学の側面から CUB 試験の評価・解釈法を示すとともに、堤防の浸透条件を模擬した吸水軟化試験からその裏付けを行う。また、実際の河川堤防土の各種の三軸試験結果の検討を通して、提案法の妥当性について検討する

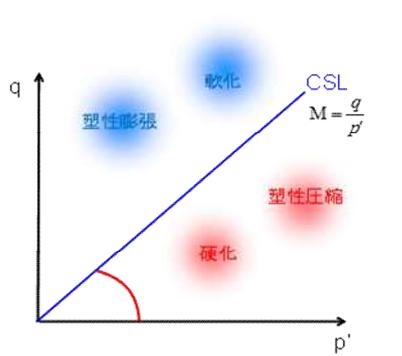
2. 弾塑性論に基づく強度定数の合理的解釈

オリジナルカムクレイモデルを代表する限界状態土質力学³⁾に基づけば、限界状態線（以下 CSL）は図 1(a)に示

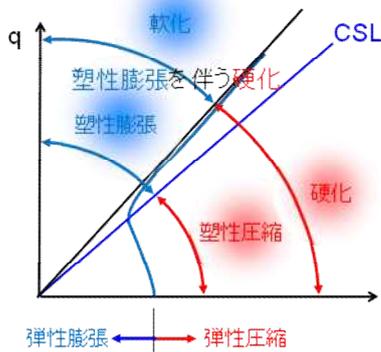
すように、塑性膨張と塑性圧縮の境界線となり、負荷規準を考察することによって、軟化と硬化の境界にもなる。ただし、図 1(b)の青線で示すような典型的な密詰めの砂であったり、図 1(c)の赤線で示すような典型的なゆる詰めの砂であったりした場合、前者であれば「塑性膨張を伴う硬化」、後者であれば「塑性圧縮を伴う軟化」という図 1(a)のオリジナルカムクレイモデルの範疇の弾塑性論では説明できない。そのため、橋口による下負荷面モデル⁴⁾をカムクレイモデルに組み込むことによって、硬化と軟化の境界を CSL より上側で規定することが可能となり、「塑性膨張を伴う硬化」という密な砂の力学挙動が合理的に説明できるようになった⁵⁾⁶⁾。

一方、「土の骨格構造（以下、単に構造と呼ぶ）」の度合いに応じて、硬化・軟化の境界を CSL の下側に決めることにより、「塑性圧縮を伴う軟化」を説明できるようにしたものが、浅岡らによる上負荷面カムクレイモデル⁷⁾である。実際の土は自然の状態において、「過圧密」も「構造」も有しており、そのいずれの度合いが卓越し、かつそれらの影響度合がせん断中に徐々に変わる。両者を組み込んだモデルが SYS カムクレイモデル⁸⁾である。

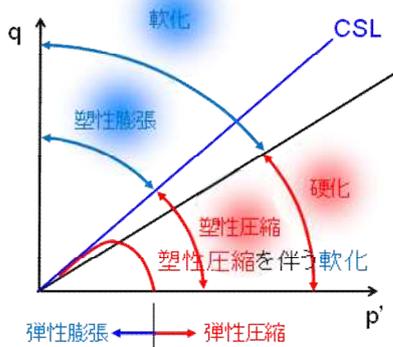
ここでは、個別のモデルの詳細な説明は割愛し、弾塑性論の立場から土質定数の考察を行う。図 1 (b)の青線の典型的な密詰め砂の非排水せん断挙動を考える場合、CUB 試験で得られる内部摩擦角 ϕ' は、CSL の上側に新たに作った軟化・硬化の境界線の傾きに相当する。土固有の状態量で



(a)オリジナルカムクレイモデルにおける CSL の役割



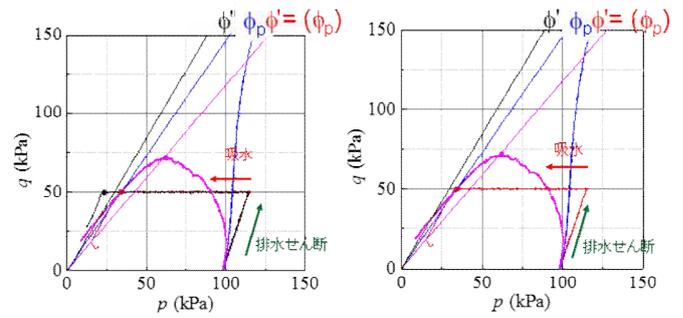
(b) 下負荷面モデルによる過圧密挙動の説明



(b) 上負荷面モデルによる構造的挙動の説明

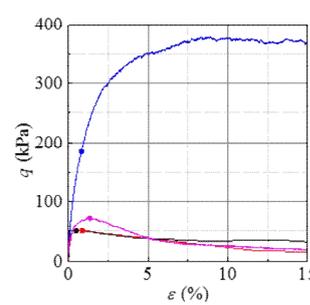
図1 弾塑性モデルに基づく土のせん断挙動の解釈

ある CSL は、前節で提案した変相線に相当し、その線の傾き ϕ_p は、CSL の傾き M に相当する。一方、ゆる詰め砂の典型的な非排水せん断挙動である図 1(c)の赤線を考える場合、CUB 試験で得られる内部摩擦角 ϕ' は、CSL の下側に新たに作った軟化・硬化の境界線の傾きに相当する。ゆる詰め砂の場合には、変相線の傾き ϕ_p と通常の内摩擦角 ϕ' は一致すると考える。結果として、CUB 試験で得られる強度定数の位置づけを明確にすると、砂の状態を問わず、内部摩擦角 ϕ' は軟化領域と硬化領域の境界である。

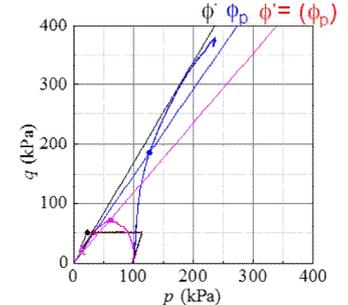


(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

(b) 有効応力経路



(c) 有効応力経路 (拡大)



(d) 有効応力経路 (拡大・ゆる詰め)

図2 吸水軟化試験による強度定数の位置づけ

3. 吸水軟化試験による強度定数の位置づけ

図2は前節の解釈を明確にするために実施した、有効応力経路を制御した排水(吸水)せん断試験結果である。比較のために通常の CUB 試験も実施している。実験試料は、小鴨川堤防で採取した礫混じり砂であり、密詰め(締め度 90%)とゆる詰め砂(締め度 80%)の2種類である。

(b)の有効応力経路には、CUB 試験による経路を、密詰め砂が青線、ゆる詰め砂がピンクで示している。通常の実務と同様に、この二つの CUB 試験結果から、密詰め、ゆる詰めそれぞれの ϕ' 、 ϕ_p を決め、それぞれの傾きが低い有効応力レベルにおいて、どのような位置づけにあるのか、吸水試験によって明らかにする。(c)の有効応力経路は、(b)を拡大したものである。黒線が密詰め砂の吸水試験結果であり、重なって見えづらいが、赤線がゆる詰め砂の吸水試験結果である。さらに、ゆる詰め砂の結果のみにした図が(d)の有効応力経路である。

(c)の有効応力経路に着目する。通常の CUB 試験と同様に、初期有効応力 100kPa で等方圧密した後、排水条件で徐々に軸差応力を増加させ、 $q=50\text{kPa}$ まで上昇させる。ここまでは、通常の CD 試験とほぼ同じである。 $q=50\text{kPa}$ 到達後は、そのまま q 一定のまま、供試体内への吸排水を許したまま、間隙水圧を徐々に上昇させることにより平均有効応力 p' を低下させ、破壊するまでその操作を継続する。これは、堤防の浸潤に伴う不安定化を模擬したものであり、低い有効応力状態での破壊を観察するための実験である。(c)図より、密詰め砂の黒線は、試験で得られた ϕ_p を超え、さらに ϕ を超えて軟化領域に入り、しばらくしてから急激に吸水が始まり、軸ひずむが急激に増加し破壊に至る。(a)

の軸差応力～軸ひずみ関係において、急激に吸水がはじまり破壊したと判断できる点を黒点で表しているが、その状態に至るまで、ほとんど軸ひずみが進行しておらず、いわば剛塑性的な破壊をしている。一方、(d)のゆる詰め砂も同様の実験をしているが、試験で得られた ϕ_p ならびに ϕ を超えて軟化領域に入り、CUB 試験の有効応力経路と同じ位置に至ってから急激に吸水が始まり、軸ひずみが急激に増加し破壊に至る。

以上のように、CUB 試験で決定した ϕ_p ならびに ϕ は、有効応力の空間上で、排水条件や応力レベルに関係なく、破壊領域を特定するための境界線として用いることができる。具体的には ϕ よりも左側に有効応力状態が入ると危険である。ただし、密詰め砂の ϕ は、試料の状態によって容易に変わりうるものであることから、土の固有の性質を表す CSL に相当する ϕ_p を用いる方が、安全側でもあり、適切であると考えている。また、堤防は低拘束圧での破壊現象であるため、通常の高い拘束圧での三軸試験は不適切であるとの批判もよく聞かれるが、この試験からわかるように、三軸試験で決定しているのは応力レベルの小さい領域でも成り立つ破壊の敷居線であり、低拘束圧で無理に求める必要もなく、実験誤差の少ない通常の三軸試験でも問題はない。

4. 不攪乱堤防土の三軸試験結果の評価

4.1 試験試料と試験条件

不攪乱試料の採取は、開削工事中の河川堤防の堤体にて、塩ビパイプを慎重に打ち込み、丁寧に手掘りで採取した。実験室に搬入後、一旦凍結させてから供試体を成型した。再構成供試体は、不攪乱試料の採取場所直近から採取した攪乱試料を 9.5mm フライで粒度調整を行ったものを用いた。所定の含水比に調整してから、締固め度 90% (乾燥密度 1.47 g/cm³) となるように 5 層に分けて慎重に締め固めた。いずれの供試体も三軸試験装置に設置後、二重負圧法による完全飽和化を行った後、所定の有効拘束圧で圧密した後、非排水せん断を実施した。凍結供試体は飽和化後、15 時間程度静置し、供試体を完全に解凍させた後に、同様の手順で試験を実施した。

4.2 試験結果

図 3 に不攪乱試料の三軸試験結果を示す。有効拘束圧 200kPa の 2 ケースの試験ではほとんど差が見られないが、有効拘束圧 50kPa の 2 ケースのせん断挙動は大きく異なる。すなわち、慎重に採取した不攪乱試料でも、試験結果に差が生じ、特に変相状態を超え、正のダイレイタンスが發揮されてからの差が顕著にあらわれている。この要因は、採取や運搬時の乱れ、凍結過程、あるいは元々の地盤の締固め履歴等、色々考えられるものの、明確ではない。

次に、締固め度 90%、初期含水比 18% の再構成試

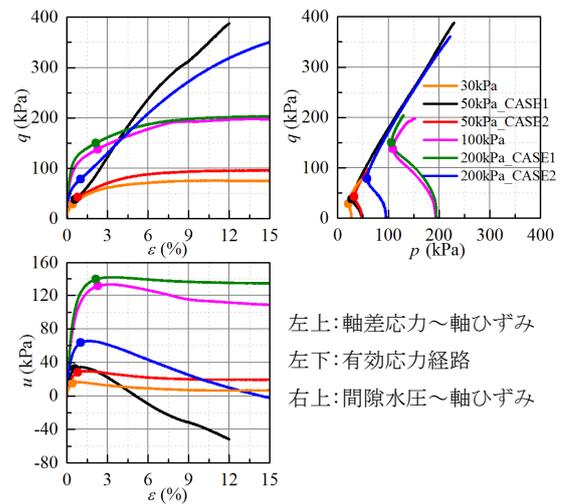


図 3 不攪乱試料の三軸試験結果

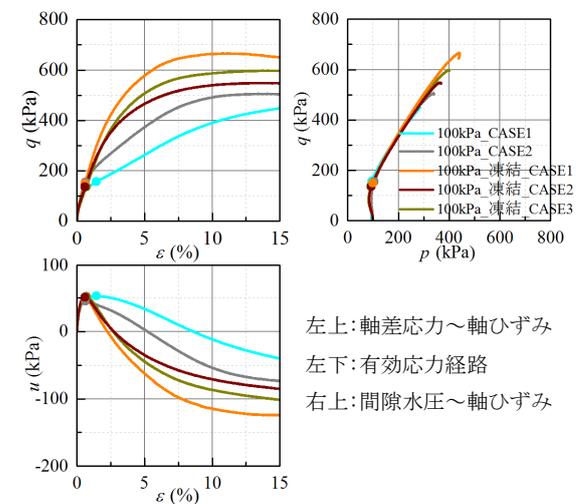


図 4 再構成及び凍結再構成試料(含水比 18%)

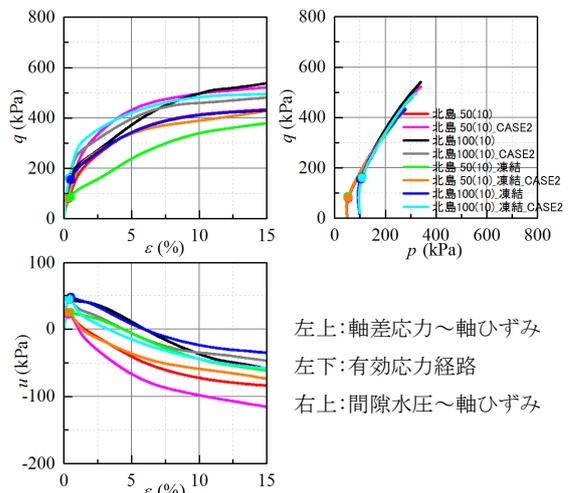


図 5 再構成及び凍結再構成試料(含水比 10%)

料とそれを一旦凍結させた凍結再構成供試体の三軸試験結果を示す。図 4 は有効拘束圧 100kPa の試験結果であり、再構成、凍結いずれも同じ条件の試験を 2 ないし 3 ケース実施している。軸差応力～軸ひずみ関係に若干の違いは見られるものの、凍結前と後でグループ分けができ、特に有効応力経路はそれぞれ近いものになっている。

また、総じて凍結後の方が最大軸差応力は大きくなる。これは、凍結履歴によって土の骨格構造が劣化し、より過圧密特性が顕著になったためと考えている。

図5に含水比10%で作製した再構成供試体の試験結果を示す。含水比18%のケースと異なり、凍結によって軸差応力が逆に小さくなるように見えるが、凍結前後の差は含水比18%のケースほど顕著ではない。

図6に、以上の試験より得られたモールの応力円と破壊規準線を示す。左図および右図はそれぞれ、全応力および有効応力で整理したものである。点線は最大軸差応力で描いたモールの応力円と破壊規準線であり、実線は変相状態での応力で描いたものである。変相状態は、過剰間隙水圧最大時の応力として決定しており、図3~5のグラフ上にプロットしていたものである。いずれのケースにおいても、最大軸差応力で評価すると、全応力で整理した場合、拘束圧に整合するモール円が得られず、強度定数の決定が困難である。一方、有効応力で整理すると、拘束圧に整合するモール円が得られる。右図中には、変相状態で評価した内部摩擦角 ϕ_p と最大軸差応力時で評価した内部摩擦角 ϕ' の両者を示している。また、左図には参考のため、変相時の応力（全応力）で評価した内部摩擦角 ϕ を示した。不攪乱試料においては、 ϕ' と ϕ_p に有意な差があるが、再構成試料については、含水比や凍結履歴に拘わらず、 ϕ' と ϕ_p に大きな差はなく、しかもどのケースでもほとんど同じであった。すなわち、不攪乱試料をCUB試験した場合に最も大きな内部摩擦角 ϕ を得るが、 ϕ は極端な完全非排水せん断条件で発揮される内部摩擦角であり、過大評価に繋がる可能性がある。一方、変相時の応力を用いて整理した場合には、供試体の状態にほとんど関係なくほぼ同一の ϕ_p が得られる。つまり、密詰め傾向を示す砂質堤体試料の場合は、現場の密度を再現できていれば再構成試料でも適切な強度定数が得られると考えられる。

5. まとめ

本論文では以上の実験ならびに考察の結果、河川堤防の浸透時のすべり破壊に用いる強度定数の設定法について以下の提案を行う。すなわち、CUB試験を実施した上で、 ϕ_p ならびに ϕ' を求め、基本的には ϕ_p を採用する。なお、 ϕ_p ならびに ϕ' の決定にあたっては、粘着力 c はゼロとして求めることが妥当と考えている。 $c=0$ にすることにより、表層すべりモードが頻出してしまうことが考えられるが、これは実際に破壊に至るモードであるのか判断し、表層すべりモードは採用しないように配慮することによって、その問題は回避できるものと考えている。

また、以上のように強度定数を決定することにより、砂質土の試験を行う場合に、試験結果に敏感に影響を及ぼすことが知られている。供試体の乱れの程度、凍結履歴などの影響を大きく受けずに原地盤の強度を適切に評価することも示すことができた。

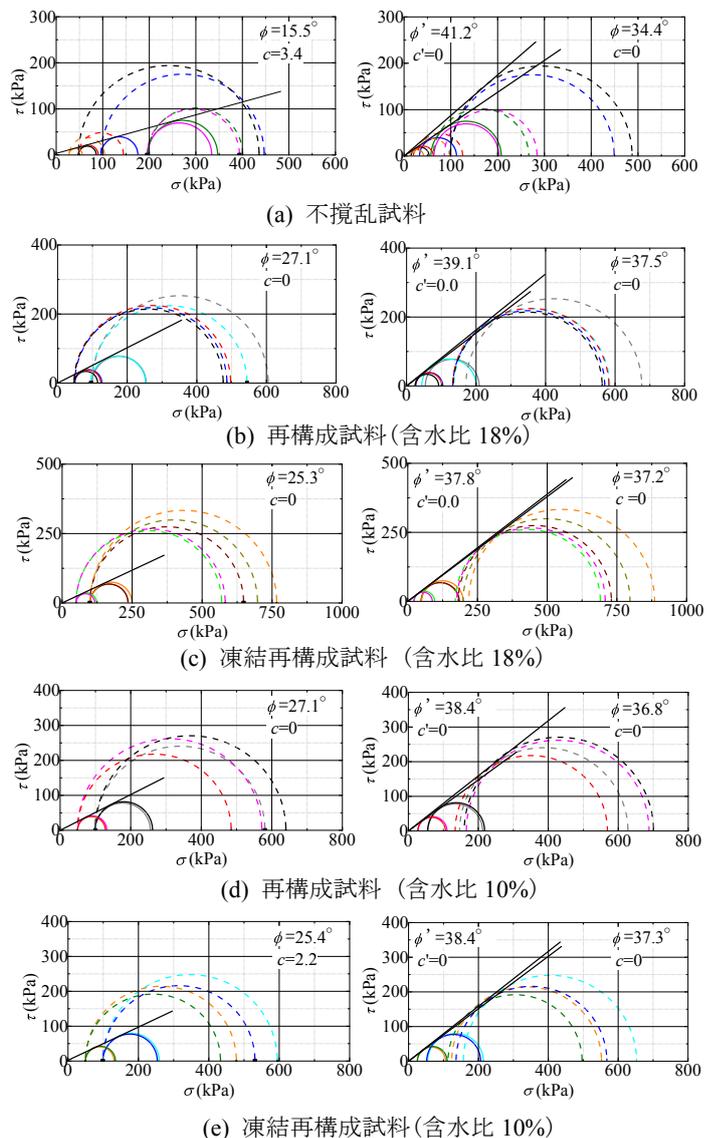


図6 モールの応力円と破壊規準

参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012。
- 2) 小高猛司，板橋一雄，中島康介，牧田祐輝，李 圭太，上村俊英，坪田邦治，加藤雅也：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010。
- 3) Scofield, A.N. and Wroth, C.P., Critical state soil mechanics, McGRAW-Hill, 1968. Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 4) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, Int. J. of Solids and Structures, vol.25, No.8, pp.917-945, 1989.
- 5) 浅岡顕，中野正樹，野田利弘，外岡ちづる：超過圧密粘土供試体のせん断挙動の水～土骨格連成計算，第7回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp.121-128, 1995。
- 6) 浅岡顕，小高猛司，野田利弘：密な砂の吸水軟化に関する実験と解析，第7回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp.39-44, 1995。
- 7) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T., Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 8) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, 42(5), 47-57, 2002.