河川堤防. 三軸	肝縮試驗.	凍結
----------	-------	----

名城大学	国際会員	小高	i猛司・	崔	瑛
名城大学大学院	学生会員	○武	楊・	田村	廿太郎
不動テトラ(元名城大院)	正会員	小林	苦樹		
(株)建設技術研究所	国際会員	李	圭太		

1. はじめに

浸透時における河川堤防のすべり破壊の照査には全応力法の円弧 すべり解析が実施される¹⁾が,そこで用いる強度定数は主に三軸試 験で求められる。現場での力学特性を適切に評価するためには,極 力「乱れ」が少ない試料を用いる必要があるが,現地で採取した「不 撹乱」試料であっても採取後に運搬されたり,供試体成型時に凍結 をさせたりして,乱れが生じることは少なくない。場合によっては, 粒径や現場の都合によって撹乱試料の採取しかできずに,再構成試 料で試験を実施する場合もある。本報では,同じ河川から採集した 乱れの少ない試料による供試体と再構成供試体ならびに,再構成試 料を凍結させた供試体などを用いて三軸試験を実施し,それらの要 因が強度定数の評価に及ぼす影響を検討する。

2. 試験の概要

不攪乱試料の採取は,開削工事を行っている河川堤防の比較的均質 な砂質土が観察された新堤部分で実施し,塩ビパイプを小槌で慎重に 打ち込んだ後,丁寧に手堀りで採取した。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フルイで粒度調整を行ったも のを用いた。含水比10%および18%に含水調整を行ってから,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。なお,この試料の最適含水比は18.5%である。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に,非排水せん断(載荷速度は 0.1%/min)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。

3. 試験結果

図 1 に不撹乱試料の三軸試験結果を示す。軸差応力~軸ひずみ関係より,いずれの有効拘束圧の試験でも,せん断終了まで軸差応力が 増加し続けた。有効拘束圧 50kPa と 200kPa 対しては,異なる供試体 で同じ試験を 2 回行った。有効拘束圧 50kPa の場合,両試験のせん断 挙動は大きく異なるが,200kPa の試験ではほとんど差が見られない。 以上より,慎重に採取した不撹乱試料でも,採取や運搬時の乱れ,ま たは,元々の地盤の締固め履歴等の影響等によって,供試体に密度や 間隙比の差が生じ,その影響が顕著に現れることが分かった。

図2に締固め度90%,初期含水比10%の再構成試料の試験結果を 示す。軸差応力~軸ひずみ関係では、いずれの有効拘束圧でもせん断 終了まで軸差応力が増加し続ける。有効拘束E50kPaでは、同条件で 2ケース実施しているが、不撹乱試料ほどのバラツキは見られない。 なお、有効応力経路を見るといずれの拘束圧においても、せん断初期 に塑性圧縮し、その後正のダイレイタンシーを発現しつつ軸差応力が 増大しつづける、典型的な密詰め砂のせん断挙動を示している。

図3に締固め度90%含水比18%の試料の再構成供試体と再構成供試





T. Kodaka, Y. Cui (Meijo Univ.),and K.-T.Lee (CTI Eng.) Y. Wu, Y. Tamura, Y. Kobayashi (Meijo Univ.)

●体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。すべてのケースで有効拘束圧100kPaであり、再構成供試体で2回、凍結再構成供試体では3回、同じ試験を行った。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ると考えられる。

図4に含水比10%で作製した再構成供試体の試験結果を示す。この 試験においても、いずれの有効拘束圧においてもせん断終了時まで軸 差応力が増加し続けているが、含水比18%のケースと異なり、凍結に よって軸差応力が小さくなるように見えるが、その差は含水比18%の ケースほど顕著ではない。最適含水比に近い含水比18%の方が、初期 構造が発達した供試体になっている²⁾と考えられ、凍結・融解の過程 による構造劣化の影響が顕著にあらわれるものと考えらえる。

図 5~8 に,以上の三軸試験より得られたモールの応力円と破壊規準線を示す。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。ここでの変相状態とは、過剰間隙水圧 最大時の応力として決定しており、図 1~4のグラフで プロットで示していたものである。いずれの試験においても、変相時の軸ひずみは概ね 2%以下となり、比較的小さいひずみレベルである。なお、図 5~8の左と右の 2 つの図は、同じ CUB 試験をそれぞれ全応力と有効応力で整理した結果であり、左側はいわば CU 試験結果と同等と解釈できる。

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 効で整理すると、せん断中のダイレイタンシー特性が 反映されるために、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�っと 試験基準の最大軸差応力時で評価した内部摩擦角�っの いずれも示している。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�を示した。 不撹乱試料においては、�'と�っ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、�' と�っに大きな差はなく、しかもどのケースでもほとん ど同じであった。すなわち、不撹乱試料を CUB 試験し た場合に最も大きな内部摩擦角を得ることになるが、 ここでの**o**'は非排水せん断に伴う非現実的な条件下で



図4再構成及び凍結再構成試料(含水比10%)



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が得れる。これは,密詰めの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。また,左図より,変相時は応力レベルが小さいために,全応力でも破壊規準の整理ができ,強度定数の評価が可能となる。しかしながら,φの値は非常に小さく,すべり安定計算に適用するには適切ではない。

4. まとめ

現在,堤防のすべり安定性を評価する円弧すべり解析に用いる強度定数の設定法として,CUB 試験の変相時の応力を 用いて決定する方法を提案すべく準備を進めている。本稿に示す結果より,変相状態での応力で強度定数を決定すること により,乱れの程度や凍結履歴の影響を大きく受けずに原地盤の強度を適切に表現できることが示された。

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,初版 2002,改訂版 2012.2) 小高ら:三軸試験の試験条件が河川 堤防土の強度定数に及ぼす影響,河川技術論文集,19,2013.