

不攪乱ならびに再構成供試体による半場川堤防土の力学特性の評価

河川堤防 吸水軟化試験 三軸試験

名城大学大学院 正会員 ○児玉直哉
名城大学 国際会員 小高猛司
日本工営／名城大学 国際会員 李 圭太
中部土質試験協同組合 国際会員 久保裕一

1. はじめに

近年、集中豪雨などにより河川堤防の浸透破壊やすべり破壊による被災が多数報告されている。我々の研究グループでは、これまで模型実験や現地堤体土を用いた室内試験を実施し、河川堤防の堤体変状は強度特性が大きく影響することを示してきた。本報では、令和4年7月27日の大雨による川の増水により決壊した愛知県安城市の半場川の右岸堤防4.4k付近（高さ約2.6m、幅約10m）で実施した開削調査¹⁾において、堤体から直接採取した乱れの少ない試料と乱した試料を用いて三軸試験（ $\overline{CU}$ 試験と吸水軟化試験²⁾）を実施し、その強度特性について検討した結果を示す。また、乱した試料は実地盤の密度を再現して供試体を再構成し、乱れの少ない試料との違いについても検討する。

2. 試験概要と試料概要

吸水軟化試験²⁾とは三軸試験機を用いた試験法である。比較的低い一定軸差応力条件下で間隙水圧を徐々に増加させ破壊に至らしめることで、低ひずみレベル、低い平均有効応力レベル下での土の軟化時の強度定数を高精度で探索できる試験である。

使用した三軸試験用の試料は、写真1の矢印で示す川表、川裏の2か所で採取した乱れの少ない試料と乱した試料である。川表、川裏における乱した試料の粒度分布を図1に示す。川表は $F_c=20\%$ 程度、川裏は $F_c=30\%$ 程度であり、ともに礫混じり細粒分質砂に分類される。今回、乱した試料の実地盤の密度の再現に伴って現場密度試験や締固め試験等を実施しており、現地締固め度は川表 $D_c=83.3\%$ 、川裏 $D_c=83.1\%$ 、最適含水比は川表10.6%、川裏11.8%である。半場川における原位置試験と室内土質試験の詳細は文献¹⁾を参考にされたい。

供試体作製方法について説明する。乱れの少ない試料は、川表、川裏それぞれの地点で簡易打ち込みサンプラー³⁾を用いて内径67mm、長さ500mmの塩ビ管で採取した後に凍結させた上で規定寸法（直径50mm、高さ100mm）に成型したものを供試体（以下、不攪乱供試体）として三軸試験を実施した。三軸試験に用いた不攪乱供試体の締固め度は、川表 $D_c=75.3\sim 85.0\%$ 、川裏 $D_c=88.5\sim 94.7\%$ でばらつきが見られた。この値は、先述した実地盤の密度を再現した現地締固め度と比べて、川表は緩く、川裏は密であることが分かる。乱した試料は、自然乾燥後に初期含水比10%に調節した後、川表、川裏でそれぞれ所定の締固め度になるよう突き固めて再構成した供試体を用いて三軸試験を実施した。供試体の締固め度は、現地締固め度（川表 $D_c=83.3\%$ 、川裏 $D_c=83.1\%$ ）と河川土工マニュアルの規定値 $D_c=90\%$ のそれぞれ2通りである。今回の三軸試験について、 $\overline{CU}$ 試験は拘束圧50、100、150kPaの3通り、吸水軟化試験は拘束圧50、100kPaの2通りで実施した。

3. 三軸試験結果

表1に三軸試験の有効応力経路から読み取った応力比、図2～4に有効応力経路を示す。表1について、変相応力比は $\overline{CU}$ 試験の変相点（過剰間隙水圧のピーク値）または軸差応力のピーク値で整理した応力比、破壊応力比は吸水軟化試験の破壊点で整理した応力比である。図2～4について、赤、青、黒色の3線で $\overline{CU}$ 試験、橙、緑色の2線で吸水軟化試験の有効応力経路を示す。また黒色の点線で $\overline{CU}$ 試験の変相応力比、桃色の点線で吸水軟化試験の破壊応力比を示す。なお、図2の凡例に示す1-①等の数字は不攪乱供試体の試料番号を示す。

はじめに、図2の不攪乱供試体の試験結果に着目する。 $\overline{CU}$ 試験については、川表、川裏ともにせん断初期に塑性圧縮挙動を示し、変相後は正のダイレイタンスの拘束によりひずみ硬化挙動を示した。これは中密の砂質土にみられる挙



写真1. 現場開削調査

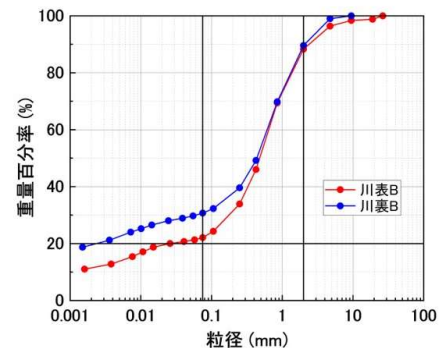


図1. 粒度分布

動である。しかし、川表の拘束圧 100kPa と 150kPa は変相後にひずみ軟化挙動を示しており、これは緩詰の砂質土にみられる挙動である。この原因としては、拘束圧 50kPa は $D_c=85.0\%$ に対して、拘束圧 100kPa と 150kPa は $D_c=79.6\%$ と 75.3% というように緩い供試体であることが関係していると考えられる。吸水軟化試験について、川表では、破壊応力比は 1.15 程度であり、変相応力比 1.03 と同程度である。我々研究グループの分類によると、それは低平均有効応力レベル下で摩擦以上のせん断強度を発揮しない典型的な砂質土の性質であり、浸透時のすべり耐性は期待できないといえる。川裏では、破壊応力比は 1.43 程度であり、限界応力比 1.19 に比べてやや傾きが大きい。したがって、低平均有効応力レベル条件下で川裏は川表に比べて比較的高いせん断強度が期待できるといえる。すなわち、川表は川裏に比べると浸透時の脆弱性が高い堤体材料であると判断することが出来る。

図 3, 4 の再構成供試体の試験結果に着目する。 $\overline{CU}$ 試験については、現地締固め度だと川表、川裏ともに軸差応力のピークを示した後には塑性圧縮を伴うひずみ軟化挙動に転じる傾向を示しており、これは緩詰の砂質土の挙動である。 $D_c=90\%$ であれば、川表は初期に弾性が卓越した密詰め砂質土の挙動を示したが、川裏は現地締固め度と同様の緩詰の砂質土の挙動を示した。不攪乱供試体と再構成供試体（現地締固め度）を比較すると、川表、川裏ともに不攪乱供試体の方が密詰め挙動であり、変相応力比も高くなっている。吸水軟化試験については、現地締固め度だと破壊応力比は川表が 1.08、川裏が 0.65 と非常に低く、低平均有効応力条件下でのせん断強度は低いといえる。 $D_c=90\%$ だと、川表は破壊応力比 1.47 と比較的高い値を示すが変相応力比と同程度の値であり、川裏は破壊応力比 1.19 と高い値は得られなかった。したがって、 $D_c=90\%$ であっても、低平均有効応力条件下でのせん断強度は期待できないといえる。不攪乱供試体と再構成供試体（現地締固め度）を比較すると、川表は同程度の破壊応力比であり、川裏は不攪乱供試体の方が高い破壊応力比であった。これは $\overline{CU}$ 試験と比較的傾向である。したがって、今回の再構成供試体では実地盤の密度および力学挙動の再現性は低いといえる。

最後に、比較的近い締固め度の不攪乱供試体と再構成供試体の試験結果に着目する。表 1 を見ると、それに該当するのが、川表はグラフ(a)と(c)、川裏はグラフ(b)と(f)である。グラフを比較すると、川表、川裏ともに不攪乱供試体の方が明らかに密詰め挙動を示しており、表 1 を見ると変相応力比、破壊応力比についても不攪乱供試体の方が高い値を示している。すなわち、同様の締固め度であっても不攪乱供試体のほうが高いせん断強度を有しているのである。この要因としては、一度乱した試料を用いる再構成供試体に比べて、サンプリング採取した乱れの少ない不攪乱供試体のほうが、優れた骨格構造を有していることなどが考えられる。

4. まとめ

今回、大雨による影響で決壊した半場川堤防土を採取して、三軸試験による強度特性の検討を実施した。不攪乱供試体を用いた吸水軟化試験では、細粒分が比較的小さい川表で浸透時における脆弱性が示された。実際、半場川決壊箇所周辺の堤防の川表法尻において、洗堀や吸出しが原因と考えられる大小の陥没が複数確認されている。したがって、今回の吸水軟化試験による結果は現場状況と調和的な一面があるといえる。また、実地盤の密度で再構成した供試体は不攪乱供試体に比べて低い応力比を示し、大きく異なる力学挙動を示した。

参考文献：1)児玉ら：令和 4 年 7 月に決壊した半場川堤防の力学特性の評価，第 35 回中部地盤工学シンポジウム論文集，2023. 2)小高ら：吸水軟化試験による河川堤防土の低拘束圧下のせん断強度の評価，第 5 回河川堤防技術シンポジウム，2017. 3)小高ら：砂質堤体土の簡易サンプリングとその力学特性，第 3 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，2015.

表 1. 試験結果

グラフ番号	試験条件	締固め度 (%)	変相応力比 (CU)	破壊応力比 (吸水軟化)
(a)	不攪乱	川表	75.3~85.1	1.03
(b)		川裏	88.5~94.7	1.19
(c)	再構成	川表	83.1	0.87
(d)		川裏	83.1	0.84
(e)		川表	90	1.41
(f)		川裏		0.84

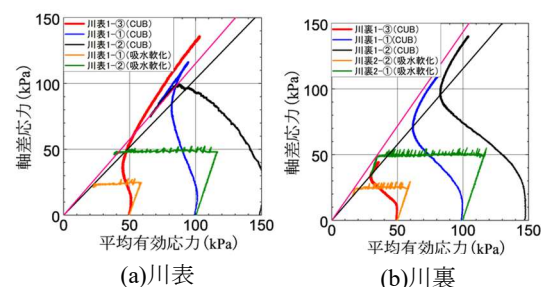


図 2. 有効応力経路（不攪乱供試体）

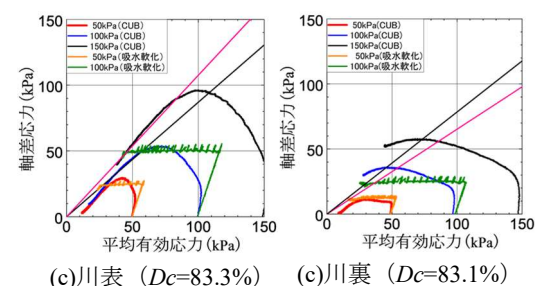


図 3. 有効応力経路（再構成供試体）

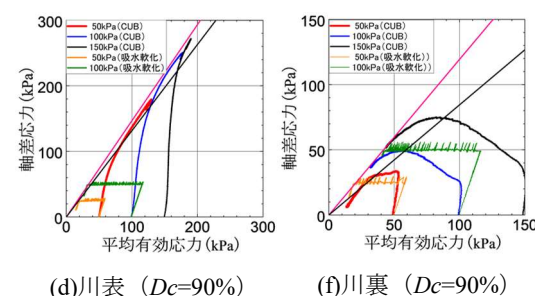


図 4. 有効応力経路（再構成供試体）