

豪雨や地震時における不飽和斜面の強度評価

地盤工学研究室 辻岡孝彦
指導教員 豊田浩史

1. はじめに

2003年には九州, 2004年には新潟・福島, 福井などで豪雨災害により, 多大な被害が発生した。また, 土砂災害が多発した新潟県中越地震では, 集水地形での崩壊が多く, 地震発生前の降雨によっても, 多くの斜面崩壊が誘発されたと考えられている。これまでの研究では, 地下水位に着目した検討は行われてきているものの, その結果を斜面等の強度評価に結びつけているものはほとんどない。特に不飽和土は, 飽和度により見かけの粘着力が変わるため, 地盤の含水状態を考慮した上で斜面などの強度評価を行うべきである。

本研究では, 実際に崩壊した堤防や斜面の土を用いて不飽和状態を考慮した試験を行い, その試験結果を用いて不飽和斜面の強度評価について検討を行う。

2. 豪雨時における不飽和斜面の強度評価手法

豪雨時における不飽和斜面の強度評価手法は, 3つのステップに分けられる。はじめに試験により各不飽和状態における土質定数を求める。次に土質定数と降雨等の地盤状況を考慮した上で浸透解析を行い, 安定解析を行う時の水頭を求める。最後に土質

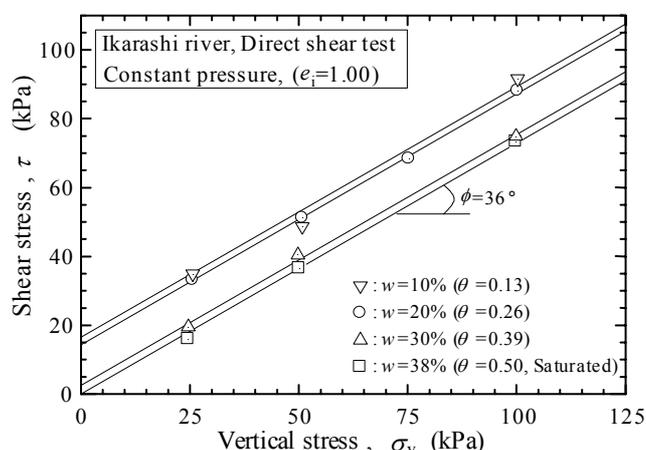


図-1 一面せん断による五十嵐堤体の破壊線

定数と浸透解析結果を結びつけ, 安定解析を行う。

2.1 試料

試料は, 五十嵐川破堤箇所(三条市諏訪)より採取した砂質土を用いた。この砂質土の物理的性質は, $\rho_s=2.607\text{g/cm}^3$, $\text{Clay}=20.5\%$, $\text{Silt}=26\%$, $\text{Sand}=46.5\%$ である。

2.2 各土質定数を求めるための不飽和試験

強度試験として, 五十嵐川堤体の不飽和試料の一面せん断定圧試験を行った。供試体作製時の間隙比算定のため, 破堤箇所より不攪乱試料を採取したところ, $e=1.01\sim 1.34$ であり, 非常にゆるいことがわかる。供試体作製方法は, 含水比を調節した堤体土を $e=1.00$ となるように静的に締め付けた。また, 三軸試験装置を用いて同様の供試体作製方法で水分特性曲線を求めた。

図-1に 一面せん断の試験結果を示す。図-1より, 含水比の増加にともない, 粘着力が小さくなっている。含水比が30%と20%での粘着力には大きな差があるが, 10%と20%での粘着力にはほとんど差がないという特徴がある。不飽和土に水が浸透し飽和度が高くなると, 強度低下することが確認できる。

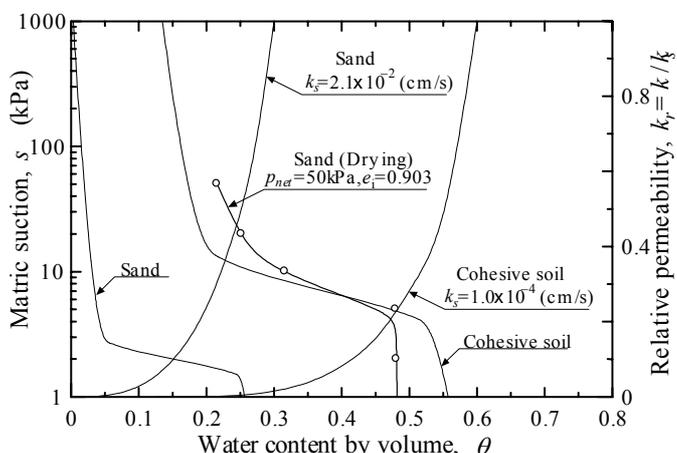


図-2 解析で用いた水分特性曲線と不飽和透水係数

2.3 浸透解析

解析には市販の解析ソフトを用いた。図-2に三軸試験による水分特性曲線，解析で用いた水分特性曲線と不飽和透水係数を示す。堤外地では実測データに基づき川の水位を上昇させ，堤内地では内水位の変化を考慮しなければならないが，本解析では水頭一定として解析を行った。土質は解析断面内で均一とし，砂を用い，基礎地盤に関しては，複雑な地層構造が考えられるが，堤体土と同じ土質とした。また，天端の舗装道路を考慮し，不透水層を設けた。

図-3に7月13日の五十嵐川破堤付近の河川水位変化と，五十嵐川上流に位置する下田村の雨量を示す。横軸は7月13日の24時間表記であり，4時，5時の雨量データは欠測になっている。図-3に示してあるが，二度目の水位ピーク時に破堤したといわれている。図-3より，上流の雨量変化より4時間程度遅れて，河川の水位が変化していることがわかる。水位変化は実測データより破堤時刻(13時間後)以降は最大水位を維持させて，降雨強度は50mm/hを一定として100時間後まで解析を行った。ここで示す結果は，浸透破壊を考えた時，透水性のよい材料のほうが短時間で破壊に至りやすいため，透水性のよ

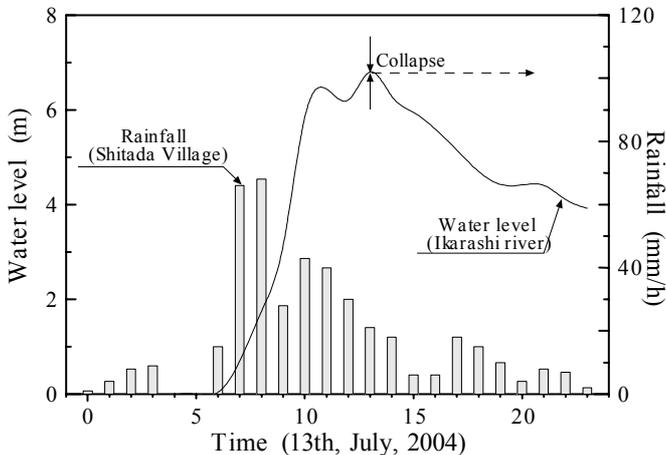


図-3 五十嵐川水位上昇と下田村の雨量

い砂の土質定数を用いた結果である。破堤した時間と思われる13時間後の解析結果を図-4に示す。破堤時刻に，雨量自体は地表面しか水が浸透してなく，湿潤面は裏のり尻までまったく到達していないことがわかった。湿潤面は30時間後によろやく裏のり尻に達し，50時間後に裏のり尻に動水勾配が発生して危険な状態になった。

2.4 安定解析

浸透解析の結果と土質試験結果を用いて安定解析を行った。安定解析には，スライス法による円弧すべりを用い，解法はスペンサー法を用いた。また，図-1より内部摩擦角は含水状態によらず $\phi=36^\circ$ 一定である。図-5に，一面せん断試験から求められた体積含水率 - 粘着力関係と三軸試験による水分特性曲線を示す。図-5を用い，解析断面の粘着力を次のようにして求めた。

- (1) 浸透流解析より水頭(サクシオン)のコンターを得る。
 - (2) サクシオンのコンターを図-5より体積含水率のコンターにする。
 - (3) 体積含水率のコンターを図-5より粘着力のコンターにする。
- 13時間後の浸透流解析結果を用いて行った安定解析結果を図-6に示す。

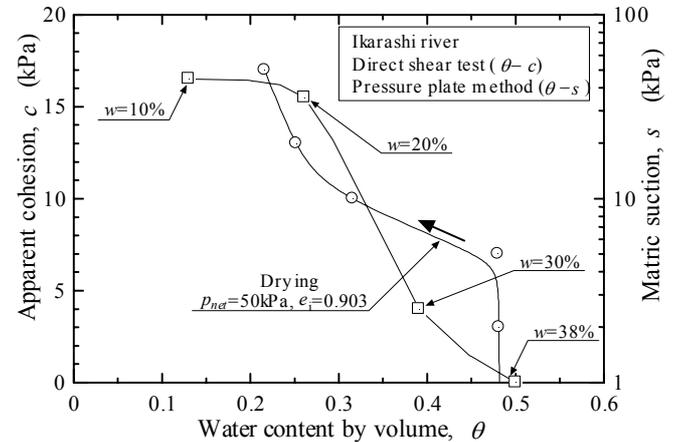


図-5 体積含水率 - 粘着力，サクシオン関係

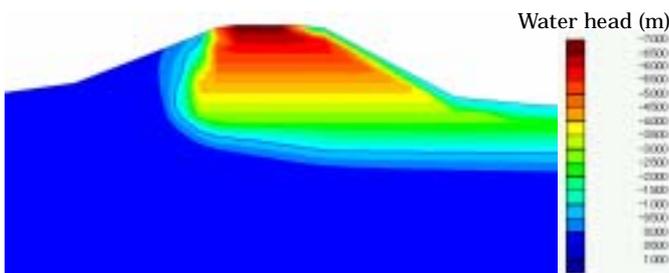


図-4 五十嵐川堤防浸透解析(13時間後)

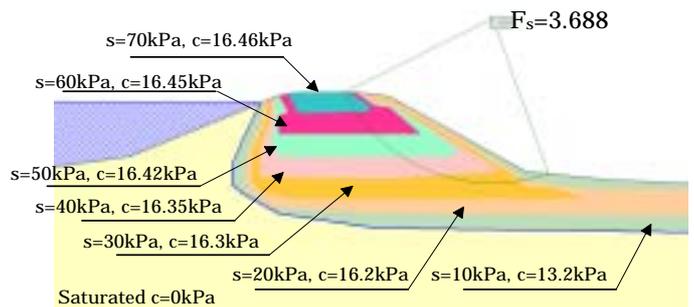


図-6 五十嵐川堤防安定解析結果(13時間後)

破堤時刻である 13 時間後の安全率は 1 を大きく上回っており，安定であるといえる．

2.5 まとめ

現地調査の結果，表のり面の侵食により破堤が起こった可能性が低いことがわかった．また，破堤を引き起こすようなパイピングの目撃証言もなく，堤体や基礎地盤も流されてしまっているため不明確である．一様均質地盤を仮定した解析の結果，浸透による破壊は起こらないことが明らかになり，越流が破堤の原因である可能性が考えられる．図-5 により，サクシジョンのコンターを粘着力のコンターに変換することができ，地盤の不飽和状態を考慮して堤体の強度評価ができたといえる．

3. 地震時における不飽和斜面の強度評価手法

地震時には不飽和砂質土に動的な荷重がかかることから，三軸試験装置を用いて繰返し載荷の影響を調べる．なお，飽和砂質土における繰返し三軸試験から液状化強度曲線も求めた．

3.1 試料

試料は旧山古志村榑木斜面崩壊箇所より採取した砂を用いた．旧山古志村榑木は表層破壊に分類される．崩壊地の基盤岩の上に現れた土は低固結の砂質土であった．粒径加積曲線を図-7 に，水分特性曲線を図-8 に示す．最大，最小間隙比は 1.207 と 0.676 であった．

3.2 静的三軸試験

強度試験として三軸試験を行った．供試体作製時の間隙比算定のため不攪乱試料を採取したところ，間隙比 $e=0.848$ であった．採取箇所の砂は中密で，破壊は中密層で引き起こされたと考えられるため，再構成試料を湿潤締め固め法で $e=0.85$ に作製し，不攪乱試料とせん断特性を比較した．含水比 5% の土を直径 5cm のモールドに入れ，注意深く突固めた．

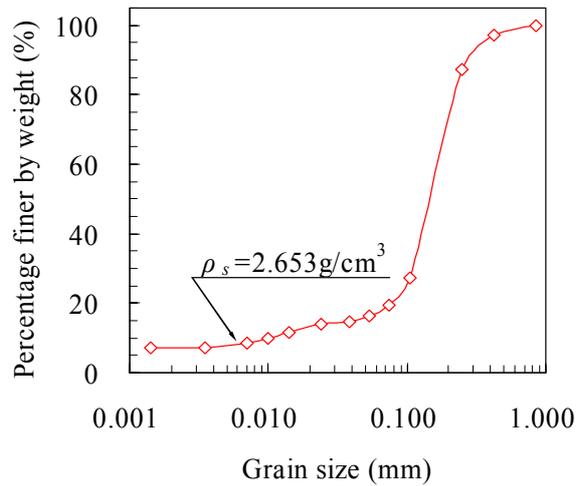


図-7 粒径加積曲線

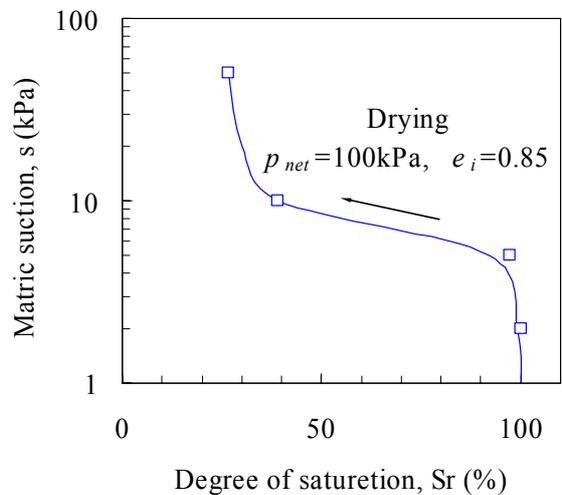


図-8 水分特性曲線

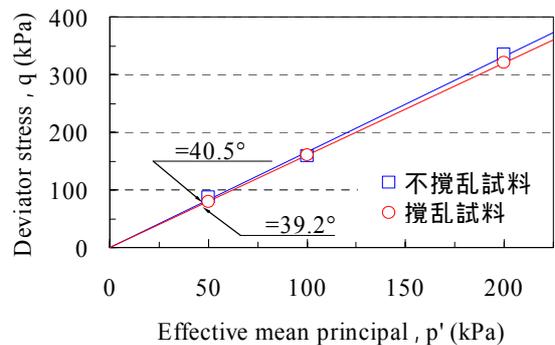


図-9 不攪乱試料および攪乱試料の破壊線

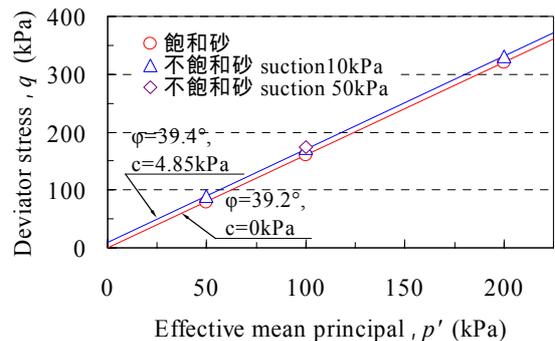


図-10 不飽和砂質土の破壊線

図-9 に再構成試料と不攪乱試料の飽和砂の破壊線を示す．図-10 に不飽和砂(サクシオン10kPa で不飽和化)と飽和砂の破壊線を示す．図-9 より，破壊線はほぼ等しいことがわかる．このことから原位置地盤を再現できたといえる．図-10 より，不飽和砂と飽和砂の内部摩擦角はほぼ等しいことがわかる．また，粘着力が飽和砂に比べ大きいことがわかる．

3.3 繰返し三軸試験

地震時には動的な荷重がかかるので，繰返し三軸試験を行った．試料作製方法は静的三軸試験と同じ湿潤締固め法を用いた．飽和砂質土の繰返し三軸試験により液状化強度評価を行った．また，不飽和砂質土では，応力振幅を制御し，载荷回数150回のせん断履歴を与えた後に，非排水条件による三軸圧縮試験を行い，繰返し载荷による強度変化について調べた．

図-11 に飽和砂質土の繰返し三軸試験の結果を示す．また，図-12 に液状化強度曲線を示す．図-11 より繰返し振幅の増加にともない平均有効主応力が減少していることがわかる．また，図-12 より $DA=1, 2, 5\%$ の曲線の間隔が狭いことがわかる．繰返し回数が小さい範囲での液状化強度曲線の立ち上がりも顕著でないため，一旦液状化するとひずみが急激に進行する試料であることがわかる．

図-13 に不飽和砂質土とその繰返し载荷後の破壊線を示す．図-13 より繰返し载荷後も不飽和砂質土の破壊線上の強度とほぼ等しくなった．繰返し载荷後，サクシオン低下により，強度も低下すると考えていたが，強度低下は見られなかった．この原因として，繰返し载荷の影響で，間

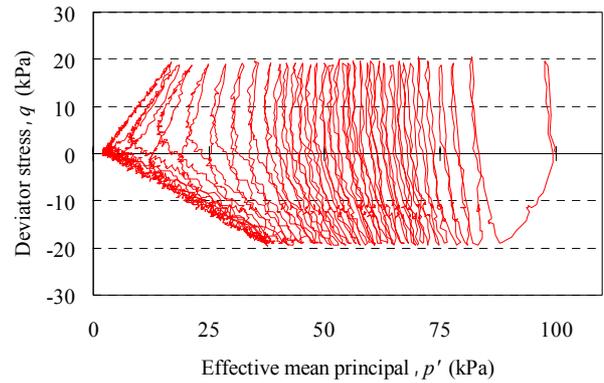


図-11 飽和砂繰返し三軸試験結果の一例

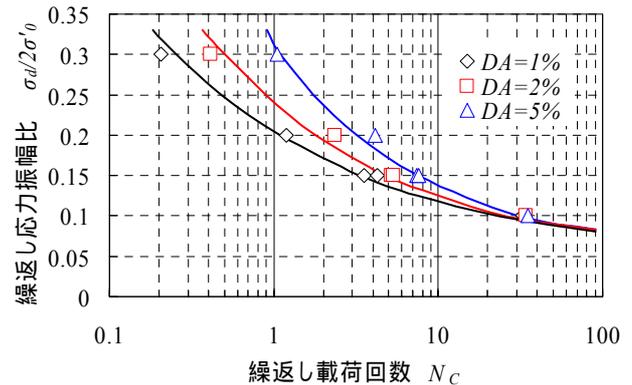


図-12 液状化強度曲線

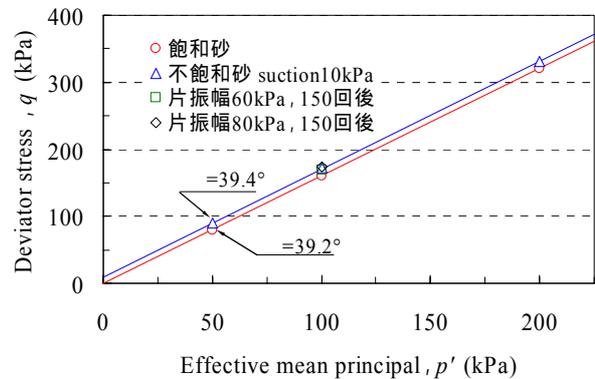


図-13 繰返し载荷後の破壊線

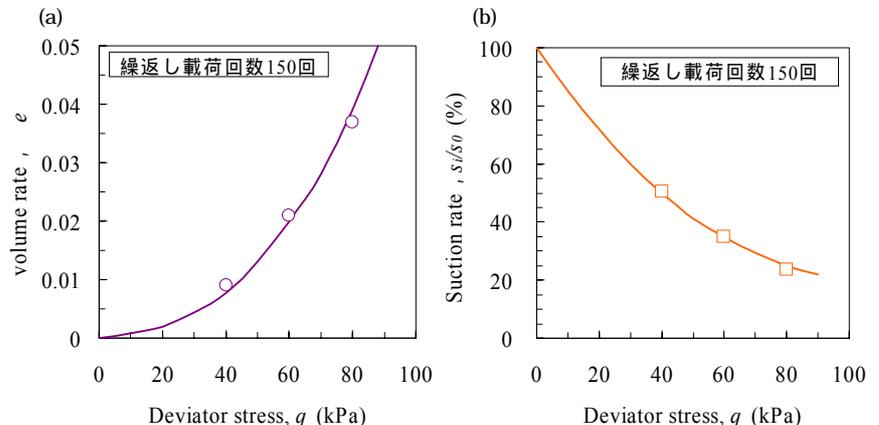


図-14 繰返し振幅と間隙比,サクシオンの関

隙比が密になったことが考えられる。図-14 に繰返し振幅と(a)間隙比,(b)サクシオン比の関係を示す。この結果から、振幅の増加にともないサクシオンは小さくなるが、間隙比は密になることがわかる。

3.4 安定解析

静的三軸試験、動的三軸試験より得られた結果を用いて、安定解析を行った。安定解析には、円弧すべりを用い、解法はヤンプ法を用いた。

不飽和三軸試験の結果より、サクシオンの作用した不飽和砂質土は、繰返し载荷によりほとんど強度変化を起こさなかった。これらのことを考慮し、斜面安定解析では不飽和砂質土の排水三軸圧縮試験から得られた結果より、中密な不飽和土を想定し、内部摩擦角 39.4° 、粘着力 5.5kPa で、密な不飽和土を想定し、内部摩擦角 48.2° 、粘着力 17.2kPa を用いて斜面安定解析を行った。また、水平震度を $0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ と変化させてそれぞれの安全率を確認した。

飽和砂質土では中密な飽和土を用い、地震前、地震後、地震中の3パターンでおこなった。地震中は水平震度も考慮して行い、地震中は最大加速度時の安全率を用いた。

地震前の条件は静的三軸試験で得られた内部摩擦角を用いた。地震後は、図-15 の内部摩擦角と繰返し回数の関係を用いて、内部摩擦角を決める。地震中は最大加速度時の内部摩擦角を図-15 から決める。しかし、実験で得られた結果は規則波であるため、実際の新潟県中越地震と等価な規則波に変換するために図-16 を用いた。図-16 から新潟県中越地震は $M6.8$ であるので、等価な規則波に変換すると繰返し回数は8回とわかる。そこで、地震後は8回時の内部摩擦角

$=28.5^\circ$ を用いた。地震中は最大加速度時を全回数の $\frac{1}{4}$ と仮定し、2回時の内部摩擦角 $=32.8^\circ$ を用い、また地震力も考慮するため、水平震度 0.1 を用いた。解析条件と解析結果を表-1 に示す。どのケースも、斜面上部の表層で崩壊した。

図-17 に不飽和土の安定解析結果を、図-18 に飽和土の安定解析結果を示す。図-17 より、

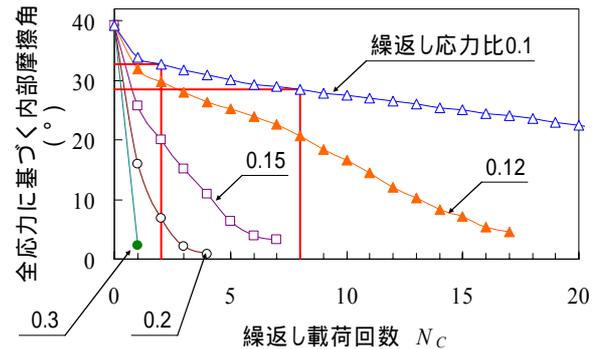


図-15 内部摩擦角と繰返し回数の関係

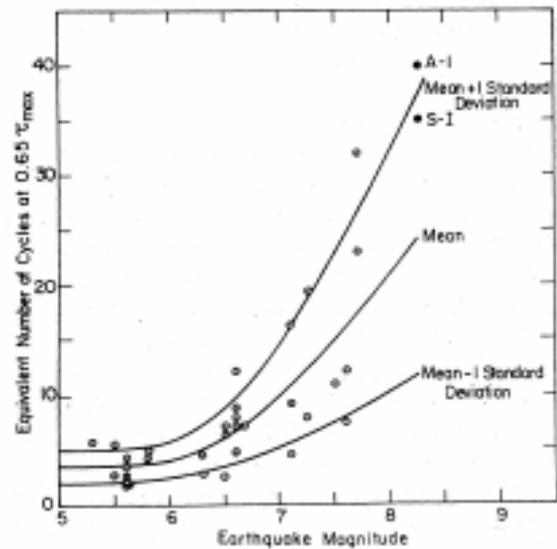


図-16 Seed, 1979

表-1 解析条件と解析結果

		内部摩擦角 ($^\circ$)	粘着力 (kPa)	土の単位体積重量 (kN/m ³)	水平震度	安全率
不飽和土	密	48.2	17.2	18	0.0	1.617
					0.1	1.358
					0.2	1.146
					0.3	0.98
	中密	39.9	5.5	17	0.4	0.837
					0.0	1.087
					0.1	0.912
					0.2	0.766
				0.3	0.647	
				0.4	0.546	
				-	0.908	
				0.1	0.493	
飽和	地震前	39.9	0.7	19	-	0.908
	地震中	28.5			0.1	0.493
	地震後	32.8			-	0.464

中密な試料に比べ、密な試料は安全率が高く、中密な試料は水平震度 0.1 で安全率が 1 を下回り、密な試料は水平震度 0.3 まで安全率が 1 を下回ることにはなかった。図-18 より、地震中がもっとも安全率が低く、不飽和土に比べて極端に低下していることがわかる。

3.5 まとめ

本研究で用いた旧山古志村檜木崩壊箇所の試料は、一旦液状化するとひずみが急激に進行する試料であることがわかった。振幅の影響で強度低下を起こすことはなかった。これは、振幅の増加にともないサクシオンは低下するものの、間隙比は小さくなるからである。また、飽和砂質土の安定解析結果より、地震中の安全率が最も小さくなった。

4. 結論

本研究では、実際に崩壊した堤防や斜面の土を用いて不飽和状態を考慮した試験を行い、その試験結果を用いて不飽和斜面の強度評価について検討を行った。

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 豪雨時における浸透解析によって得られたサクシオンのコンターに、水分特性曲線と一面せん断試験で求めた体積含水率 - 粘着力関係を用い、粘着力のコンターを得ることができた。
- (2) サクシオンに応じた粘着力のコンターを得ることにより、斜面安定解析を行う際、不飽和状態を考慮して安全率を求めることができた。
- (3) 地震による斜面崩壊箇所から採取した試料は、飽和土の液状化強度曲線の DA=1, 2, 5%の曲線の間隔が狭いので、一旦液状化するとひずみが急激に進行する試料である。

- (4) サクシオンの作用した不飽和砂質土は、繰返し載荷によりほとんど強度変化を起さなかった。
- (5) 不飽和土では、地震中に強度定数を変化させる必要はなく、地震力のみ考慮すればよい。
- (6) 飽和土においては、地震中の強度定数の変化と地震力の両方を考慮する必要があり、安全率が極端に低下する。

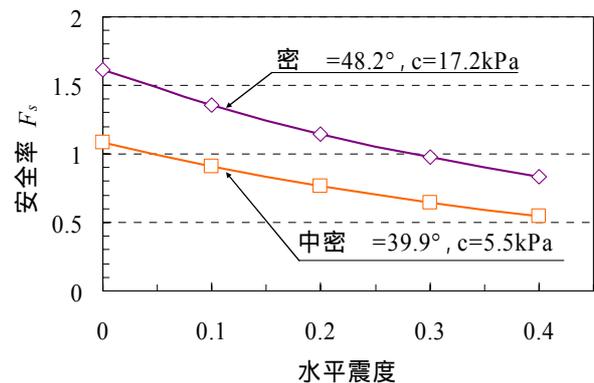


図-17 不飽和斜面の斜面安定解析結果

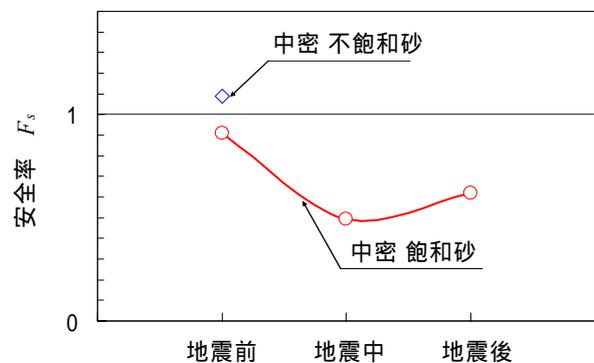


図-18 飽和斜面の斜面安定解析結果