

◆ 土砂災害特集 ◆

6.29 広島呉土砂災害における山腹崩壊発生に関する土質力学的検討

笹原克夫* 南 哲行**

1. はじめに

平成 11 年 6 月 29 日に広島市及び呉市周辺で梅雨前線性豪雨により多数の崩壊・土石流が発生し、多大な被害をもたらした。この災害で発生した山腹崩壊の概要^{1),2),3)}についてもすでに報告されているが、1) ほとんどが山腹斜面の風化花崗岩上部の薄い表層土（まさ土）層の崩壊であること、2) 降雨強度のピーク時に発生したこと、が主な特徴とされている^{2),3)}。

本報文ではこのような山腹崩壊の発生機構を検討するために、山腹崩壊の多発した広島市佐伯区と呉市の 2 つの山腹崩壊を取り上げ、現地調査を行うと共に、崩壊地内及びその外部から不搅乱サンプルを採取していくつかの土質試験を行い、崩壊地内の土の強度と間隙水圧について、崩壊地外の土のものと比較・検討する。これにより崩壊地内外の土の崩壊しやすさと流動化しやすさについて検討し、土質力学的な面から崩壊発生位置の検討を行う。崩壊地内外の土質特性を比較・検討し、崩

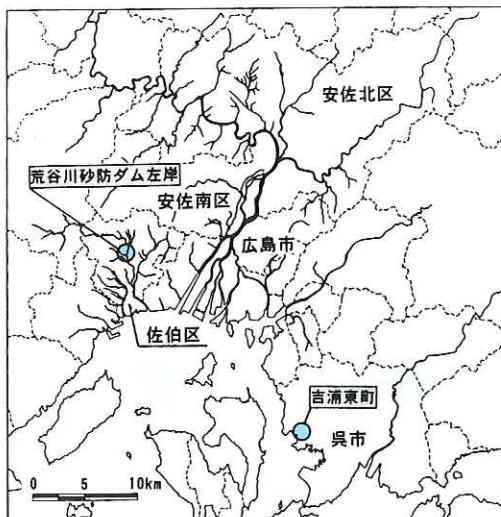


図-1 検討対象地域

Geotechnical Study on the Occurrence of Hill-side Failures at
6.29 Hiroshima-Kure Disaster

壊発生判別のための土質力学的指標の検討を行った事例としては、山下らによる平成 2 年 7 月の熊本県一宮町の災害の解析事例⁴⁾があり、火山灰質粘性土については、崩壊地内の方が間隙比が大きいと共に、せん断強度が小さいことが確認された。

また崩壊土塊の流動化の判別のために、土砂の飽和含水比を液性限界で除した値である流動化指数を定義し、その値による流動化の発生の予測の可能性について検討した⁴⁾。しかしながら西日本に広く分布するまさ土のような砂質土についてこのような検討がなされた事例はほとんどない。

2. 調査の概要

2.1 検討対象地域

検討対象地域を図-1 に示す。今回の災害で土砂災害の集中した広島市佐伯区と呉市から、各々荒谷川砂防ダム左岸の山腹崩壊¹⁾と吉浦東地区の山腹崩壊^{2),3)}を選定し、対象とした。

2.2 調査の内容

表-1 に今回両地区で行った現地調査及び室内試験の内容を示す。崩壊発生機構に関わる力学的調査としては、現地では簡易貫入試験、そして室内では圧密排水条件（以下 CD と略称）及び圧密非排水条件（以下 CU と略称）の三軸圧縮試験を行った。室内試験のための試料は、すべり面と考えられる崩壊後地表面から採取した。特に三軸圧縮試験のための試料は内径 20cm × 高さ 17cm の塩化ビニール管の先を尖らせて作成したブロックサン

表-1 荒谷川及び吉浦東地区での調査内容

現地調査	・地表踏査、簡易地形測量、土研式簡易貫入試験
物理試験	・土粒子の密度、含水比、粒度分布、液性・塑性限界、pF 試験
力学試験（三軸圧縮試験）	
1) 圧密排水 (CD) 試験	拘束圧: 9.8, 29.4, 49.0, 68.6(kPa) ひずみ速度: 0.1(%/min.) 背圧: 196(kPa)
2) 圧密排水 CU 試験	・試験条件は CD と同じ。

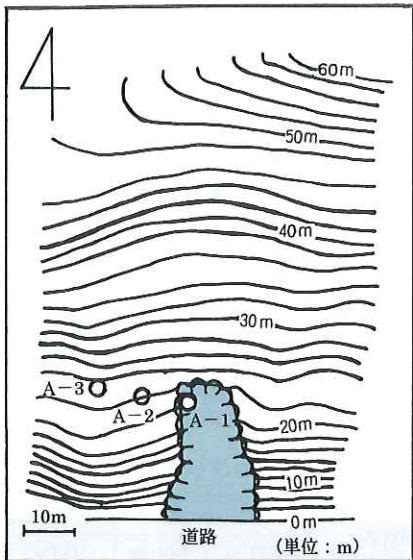


図-2 荒谷川砂防ダム左岸崩壊地

表-2 試料の物理特性(荒谷川砂防ダム左岸崩壊地)

試料名	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	間隙比	60%粒径 D_{60} (mm)	50%粒径 D_{50} (mm)	30%粒径 D_{30} (mm)	10%粒径 D_{10} (mm)	最大粒径 D_{max} (mm)	均等係数 $U_c = D_{60}/D_{10}$
A-1(崩壊地内)	2.643	0.827~0.836(0.831)	0.93	0.66	0.28	0.0014	19	661
A-2(崩壊地外)	2.646	0.79~0.798(0.795)	1.2	0.89	0.33	0.0051	9.5	240
A-3(崩壊地外)	2.648	0.778~0.79(0.785)	1.3	0.85	0.35	0.005	19	251

プレートを、周囲を切り崩しながら静かに貫入させることにより、不搅乱サンプルを採取した。

3. 山腹崩壊発生斜面の土質工学的特性

3.1 荒谷川砂防ダム左岸の山腹崩壊

3.1.1 崩壊の概要

図-2はこの崩壊の平面図である。この崩壊は比高60m程度の浅い谷状地形斜面の末端にある、比高22m、幅10~17m、そして崩壊深は1m以内で風化花崗岩を基盤としたまさ土の表層部の崩壊である。また図-2でわかるように崩壊上端は斜面下部の遷急線上にあり、崩壊部分の勾配は上部より大きくなっている。サンプルの採取地点は崩壊地内にA-1、崩壊地外にA-2、A-3があり、特にA-3は崩壊地側方の微少な凸状斜面に位置する。また不搅乱サンプルは表層土のすべり面付近の土を採取すべく、いずれの地点でも風化花崗岩の基岩直上のまさ土を採取した。A-1については、崩壊前と同じ状態の試料を採取するため、崩壊部側壁より、不搅乱サンプルの採取を行った。

3.1.2 物理特性

表-2にこれらの土粒子の密度、間隙比、そして

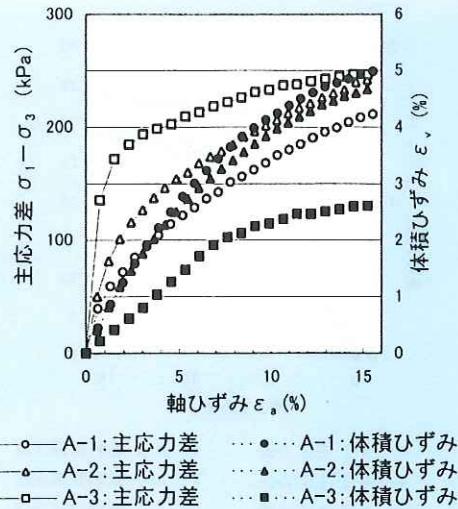


図-3 CD 試験における応力・ひずみ曲線

(荒谷川砂防ダム左岸崩壊地、 $\sigma_c=68.6$ kPa)

粒度分布をまとめた。土粒子の密度についてはいずれもほとんど変わらない。間隙比については、崩壊地内から崩壊地外に向かって小さくなる傾向があるといえる。山下らの火山灰質粘性土に関する検討においても同様の結果が出ている⁴⁾。粒度分布については、その差異は小さいものの、崩壊地内の試料の粒径は崩壊地外に比べて小さい。しかしこの差異も非常に小さく、粒度分布は崩壊地内外でほとんど変化しないともいいうことができ、今後他の崩壊地での事例を収集してさらに検討する必要がある。均等係数については、崩壊地内外とも非常に大きな値を取り、実際鬼まさと呼ばれる小径礫からシルト分以下の細粒分まで含まれることが肉眼での観察でも確認できる。しかしその値は崩壊地内の試料の値が崩壊地外のものより大きい。つまり崩壊地内の試料の方が粒度分布がよく、粒径範囲が広いといえる。

3.1.3 力学特性

図-3に崩壊地内外の3地点の試料の、CD三軸圧縮試験における拘束圧 $\sigma_c=68.6$ (kPa)での軸ひずみと主応力差、体積ひずみの関係を示す。軸ひずみと主応力差の関係についてみると、崩壊地内

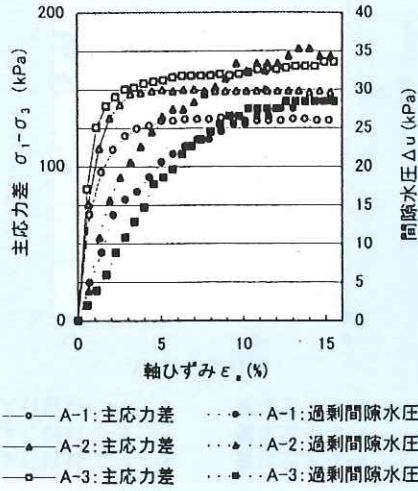


図-4 CU 試験における応力・ひずみ曲線
(荒谷川砂防ダム左岸崩壊地, $\sigma_c=68.6$ kPa)

のものより崩壊地外の方が初期の立ち上がり勾配(試料の剛性を表す)が大きくかつ最終的(軸ひずみ15%時)な主応力差も大きい。また体積ひずみについては逆に崩壊地外のものの方が初期の立ち上がり勾配と最終的な体積ひずみ(収縮)が小さい。軸ひずみが15%でも主応力差はピークを持たず、さらに大きくなると考えられるが、今回は地盤工学会の定義⁵⁾に従って、15%で試験を終了し、このときの主応力差を破壊時主応力差と定めた。すると破壊時主応力差及び剛性は崩壊地外のものほど大きくなり、体積ひずみは小さくなるといえる。つまり崩壊地内の土より崩壊地外の土の方がせん断破壊強度が大きいといふことが判明した。なお他の拘束圧下でも同様な傾向であった。

次に図-4に崩壊地内外の3地点の試料の、CU条件下の三軸圧縮試験結果の例($\sigma_c=68.6$ kPa)を示す。軸ひずみと主応力差の関係についてはCD条件と同様に、破壊時主応力差及び剛性は崩壊地外の方が大きくなる。しかし間隙水圧に関しては傾向が明瞭ではない。

表-3にこれら3地点の試料の、CD、CU条件下の三軸圧縮試験により求めた強度定数を示す。これより崩壊地内より崩壊地外の方がそれらの値が大きくなることがわかる。つまり排水条件に関わらず、崩壊地内より崩壊地外の方が土のせん断強度は大きいといえる。山下らの火山灰質粘性土の検討でも同様に、崩壊地内の試料の方が等体積

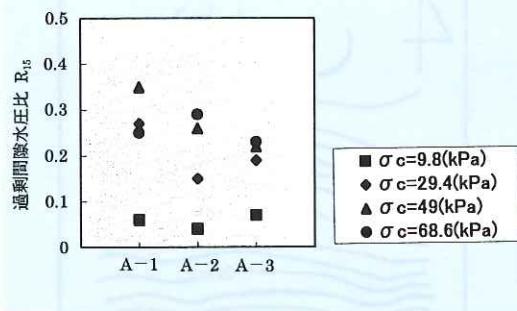


図-5 CU 試験における過剰間隙水圧比
(荒谷川砂防ダム左岸崩壊地)

表-3 試料の力学特性(荒谷川砂防ダム左岸)

試料名	CD 試験結果		CU 試験結果	
	c_d (kPa)	$\tan \phi_d$	c' (kPa)	$\tan \phi'$
A-1(崩壊地内)	0.98	0.75	0	0.74
A-2(崩壊地外)	0.98	0.81	6.9	0.7
A-3(崩壊地外)	1.96	0.82	3.92	0.84

条件下の一面せん断試験におけるせん断強度が小さかった⁴⁾。また図-3で軸ひずみ-主応力差曲線の形状より、強度のみならず剛性も崩壊地外の方が大きくなるが、体積ひずみ(圧縮)は崩壊地外の方が小さくなる。

またCU条件下の三軸圧縮試験における過剰間隙水圧発生とそれによるせん断は、崩壊土塊が滑動によってせん断を受け過剰間隙水圧の発生によって土粒子間構造が破壊されて土石流化する⁶⁾という、いわゆる流動化を模擬した現象である。よってCU条件下における過剰間隙水圧発生の大きさを比較した(図-5)。図-5においては軸ひずみ15%における過剰間隙水圧値をその時の平均主応力で除した値を過剰間隙水圧比 R_{15} として定め、それを各採取地からの試料毎に求めて比較した。これを見るとはっきりしない傾向ではあるが、拘束圧が大きくなるほど R_{15} が大きくなると共に、崩壊地外の試料の方が R_{15} が小さくなるようである。これは土層深が大きくなるほど大きな間隙水圧が発生すること、そして崩壊地内より崩壊地外の方が発生する間隙水圧が小さくなることを意味する。つまり土層深が大きいほど流動化しやすく、崩壊地外の方が流動化しにくくなるといえる。

3.2 岡市吉浦東地区の山腹崩壊

3.2.1 崩壊の概要

図-6にこの山腹崩壊の状況を示す。比高130m

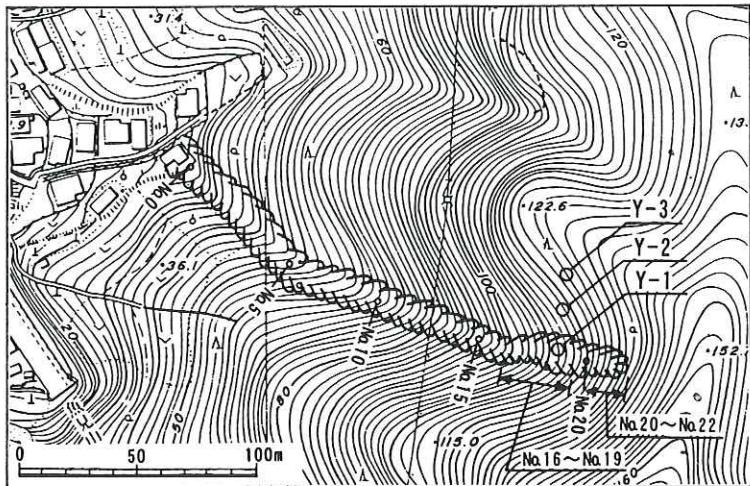


図-6 吉浦東地区崩壊の平面図

程度の尾根の側面の小溪流中に崩壊が発生した。崩壊部分の比高 110m 程度、幅は 10~20m で崩壊深は 0.5~1.5m である。ここも基岩の風化花崗岩上にまさ土層や、渓流中ではまさ土に小石・小径礫が含まれる崖錐堆積物の層が存在し、それらの層が崩壊している。ここでは小溪流の最上部 (No.16~19, No.20~22) に崩壊が発生し、それが流下するにつれて渓流中の渓床堆積物を巻き込んで土石流状に発達したようである。なお崩壊発生部は地形図では不明瞭であるが、微少な尾根に囲まれた集水地形となっていることが現地調査で確認されている。試料の採取地点は崩壊地内に Y-1、崩壊地外では谷から尾根に向かって Y-2、Y-3 であり、いずれも風化花崗岩上のまさ土層の、基岩と土層の境界付近の土を採取した。Y-1 については崩壊部側壁より採取した。また不攪乱サン

プル採取位置において、山中式土壤硬度計の計測及び簡易貫入試験を行った。

3.2.2 物理特性

この崩壊地の内外の試料の土粒子の密度、間隙比、粒度分布について表-4 に示す。これを見るとばらつきが大きく、特に崩壊地内外で相違は認められない。ただし荒谷川砂防ダム左岸の崩壊と同様に、均等係数は非常に大きく、鬼まさと呼ばれる小径礫から細粒分まで広範囲な粒径である。

3.2.3 力学特性

表-5 に CD、CU 条件下の各地点からの採取試料のせん断強度を比較している。吉浦東地区においても、軸ひずみ 15% でも主応力差がピークに達しないのであるが、この時点の主応力差を破壊時主応力差とした。CD、CU 条件下とも拘束圧 $\sigma_c=68.6(\text{kPa})$ における主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) (kPa) は崩壊地内に比べて崩壊地外のものが、特に渓流中から尾根に向かって大きくなっている。強度定数については内部摩擦角 ϕ_d, ϕ' については傾向は不明瞭なもの、粘着力 c_d, c' は主応力差と同様に、崩壊地内に比べて崩壊地外が、渓流中から尾根に向かって大きくなる傾向が顕著である。つまりこの崩壊地においても崩壊地内より崩壊地外の土の方がせん断強度が大きく、崩壊しにくいことが確認された。

表-4 吉浦東地区崩壊地の試料の物理特性

試料名	土粒子の密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	間隙比 e	60%粒径 $D_{60}(\text{mm})$	50%粒径 $D_{50}(\text{mm})$	30%粒径 $D_{30}(\text{mm})$	10%粒径 $D_{10}(\text{mm})$	最大粒径 $D_{\max}(\text{mm})$	均等係数 $U_c=D_{60}/D_{10}$
Y-1(崩壊地内)	2.636	0.816~0.89(0.847)	1.0514	0.6534	0.1663	0.0058	9.5	181
Y-2(崩壊地外)	2.644	0.835~0.974(0.912)	4.5265	3.0055	0.7976	0.0472	19	96
Y-3(崩壊地外)	2.636	0.605~0.714(0.652)	1.748	0.5498	0.1186	0.0088	9.5	199

表-5 吉浦東地区崩壊の試料の力学特性

試料名	CD 試験結果			CU 試験結果		
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}^*(\text{kPa})$	$c_d(\text{kPa})$	$\tan \phi_d$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}^*(\text{kPa})$	$c'(\text{kPa})$	$\tan \phi'$
Y-1(崩壊地内)	207	0	0.75	130	2.94	0.32
Y-2(崩壊地外)	237	3.92	0.7	149	5.88	0.31
Y-3(崩壊地外)	244	10.78	0.72	165	9.8	0.43

* 主応力差については拘束圧 $\sigma_c = 68.6(\text{kPa})$ の時の値である。

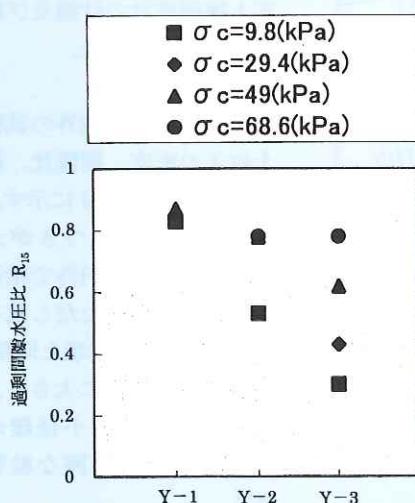


図-7 CU 試験における過剰間隙水圧比 (吉浦東地区崩壊)

次に CU 条件下における過剰間隙水圧比 R_{15} について、採取地毎及び拘束圧毎に、整理して表示した(図-7)。これも荒谷川砂防ダム左岸崩壊地の場合と同様にはっきりとした傾向ではないが、拘束圧が大きくなるほど R_{15} が大きくなると共に、崩壊地内から尾根へ向かって R_{15} が小さくなる傾向が認められた。よってここでも土被りが大きくなるほど、また崩壊地外の土より崩壊地内の土の方が、非排水条件でのせん断による間隙水圧が大きくなり、流動化しやすいという傾向が認められた。しかしながら 2 つの崩壊地共に、この傾向ははっきりしたものではなく、今後他の崩壊地においても検討していく必要がある。

3.2.4 Nc 値⁷⁾による強度特性の推定

土研式簡易貫入試験⁷⁾の結果から土質強度を簡単に推定する手法を確立するための検討は数多く行われ、例えば岡田ら⁸⁾により Nc 値と標準貫入試験の N 値及び一軸圧縮強さ q_c 、また小川ら⁹⁾により Nc 値と c_d , ϕ_d の関係が検討されている。今回も現地での簡易貫入試験及び室内三軸圧縮試験の結果をもとに、Nc 値と土質強度定数の関係を検討した。Nc 値と CD 条件での破壊時応力比との関係を図-8 に、そして簡易貫入試験 Nc 値と CU 条件での過剰間隙水圧比との関係を図-9 に示す。CD 条件での破壊時応力比については、破壊時の主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) (kPa) を、同じく破壊時の平均主応力 σ_m (kPa) で除した値とする。図-8

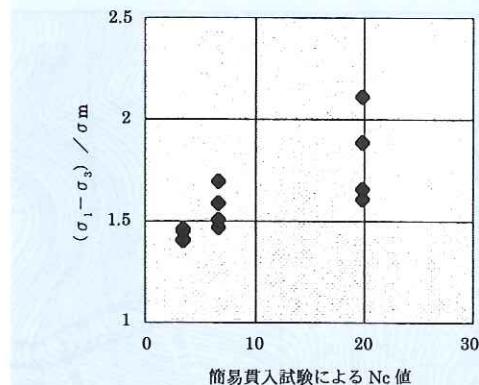


図-8 簡易貫入試験による Nc 値と CD 試験による破壊時応力比の関係

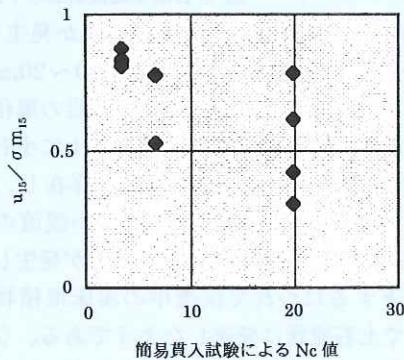


図-9 簡易貫入試験による Nc 値と CU 試験による過剰間隙水圧比の関係

を見ると、Nc 値が大きいほど破壊時応力比が大きくなる傾向があることがわかる。また図-9 を見ると Nc 値が大きくなるにつれて過剰間隙水圧比が小さくなる傾向がある。しかしこれらの関係はばらつきが大きく、Nc 値と破壊時応力比ないしは過剰間隙水圧比とは一対一の対応を示さず、Nc 値からの推定は未だ困難である。これらのはらつきの原因としては、簡易貫入試験は現地で行うため含水比の調整がされていないこと、また鬼まと呼ばれる礫が多く含まれるためその影響もあると考えられる。これらの含水比の影響や礫含有の影響を除外する方法が開発されれば、土研式簡易貫入試験の結果よりせん断強度や間隙水圧の発生が推定できると考えられる。

4. おわりに

今回の検討においては、崩壊の多発した広島市

内及び呉市内より一つずつ崩壊を取り上げ、崩壊地内外の試料の不搅乱サンプルを用いた物理試験及び力学試験を行った。その結果以下の事項が判明した。

- (1) 広島市内荒谷川砂防ダム左岸崩壊地においては、土の間隙比については、間隙比が崩壊地内の土より崩壊地外の土の方が小さく、崩壊地の土の方が緩い状態であることがわかった。そして粒度分布も崩壊地内に比べて崩壊地外の方が粒径が大きくなると共に、均等係数が小さくなつて粒度分布が狭まる傾向が認められた。しかし呉市吉浦東地区の崩壊地の試料についてはこれらの関係は不明瞭であった。
- (2) 排水条件下の三軸圧縮試験では、せん断破壊強度は崩壊地内より崩壊地外の方が大きくなる傾向が、2地区ともにおいて認められた。つまり崩壊地内の方が土のせん断強度が小さく、崩壊しやすいという結果になった。
- (3) 非排水条件下での三軸圧縮試験により過剰間隙水圧比について検討した。その結果崩壊地内より崩壊地外の方が、その値が小さくなる傾向が2地区ともにおいて認められた。つまり崩壊地内の方が過剰間隙水圧が発生しやすく、流動化しやすいという結果になった。しかしながらこれは明瞭な傾向ではなく、今後他の崩壊地でも検討してみる必要がある。
- (4) 簡易貫入試験による N_c 値と排水条件下のせん断強度の間の関係は、ばらつきが大きいものの、前者が大きくなると後者も大きくなる傾向が認められた。また N_c 値と非排水条件下の過剰間隙水圧比の間の関係は、これもばらつきが大きいものの、前者が大きくなると後者の値が小さくなる傾向が認められた。これらのばらつきを小さくする処理方法が開発されれば、 N_c 値より力学特性を推定することが可能と考えられる。

今回の検討は2地区のみの検討しか行い得なかつたので、得られた結果の一般性については不明である。これを検証するために、同様な崩壊地内外の土の力学特性の検討をいくつか行う必要がある。それと共に、特に崩壊土塊の流動化条件の予測について検討するために、非排水条件下のせん断による過剰間隙水圧値を、土質条件より推定する手法について検討して行きたい。

参考文献

- 1) 海堀正博他：1999年6月29日広島土砂災害に関する緊急調査報告(速報)，砂防学誌，Vol.52, No.3, pp.34-43, 1999.
- 2) 反町雄二他：広島・呉土砂災害，土木技術資料，Vol.41, No.8, pp.24, 1999.
- 3) 地盤工学会緊急調査団(佐々木康他)：平成11年6月29日豪雨による広島県の斜面災害に関する緊急調査報告，土と基礎，Vol.47, No.10, pp.40-45, 1999.
- 4) 山下祐一、石川芳治、草野慎一：土石流発生源の土質特性，新砂防(砂防学会誌)，Vol.44, No.5, pp.19-25, 1992.
- 5) 土質工学会編：土質試験の方法と解説，土質工学会，p.376, 1990.
- 6) 笹原克夫、工藤賢二：崩壊土塊の流動化のメカニズム，第13回地すべり学会研究発表講演集, pp.335, 1992.
- 7) 建設省河川局砂防部監修：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例—急傾斜地崩壊防止工事技術指針一本編,(社)全国治水砂防協会, pp.97, 1996.
- 8) 岡田勝也他：盛土表層部の土質強度に関する異種のサウンディング試験結果の相関性，土と基礎，Vol.40, No.4, pp.11-16, 1992.
- 9) 小川紀一朗他：山腹斜面の土質構造と斜面安定度評価，平成6年度砂防学会研究発表会概要集, pp.105-106, 1994.

笹原克夫*



建設省土木研究所砂防部
砂防研究室主任研究員
Katsuo SASAHARA

南 哲行**



建設省河川局砂防部
砂防課砂防事業調整官
(前 建設省土木研究所
砂防部砂防研究室長)
Noriyuki MINAMI