インドネシアにおける地すべり予知の数例について

藤 原 明 敏*

Some Examples of the Landslide Prediction in Indonesia

by Akitoshi FUJIWARA

§1. は じ め に

インドネシア国、わが国同様四周を海に囲まれた多島国であり、図-1に示すようにジャワ島、スマトラ島、ボルネオ島、セレベス島の四大島ならびに無数の小島から構成されている。

今回の調査対象であるジャワ島は、西端から東端まで約1,000km、幅150kmの東西に長い火山島であり、西側からゲデ山、スラメト山、スメル山等、標高3,000m以上の火山がほぼ一直線に点々と分布し、過去の断層、その他構造線に沿う火成活動の存在を示している。

ジャワ島を構成する地質は、前述の要因によって図-2に示すように、そのほとんどが火山に起因する火山灰、ならびに火山岩等の火山堆積物 (Volcanic sediments)、およびそれらが侵食されて2次的に堆積した河床堆積物 (River deposits) からなり、標高1,500~3,700mの急峻山地と、標高300~400m程度の緩やかな火山性台地が形成されており、この中を緩勾配河川が Meander しながら緩やかに流下している。

このような火山性台地内を当初西流し、支川と合流してほぼ北東へ流路を変更する Kalibrantas の上流部に位置するマラン効外に、インドネシア政府によって、Kali

konto, Karangates の両ダムが建設されており、これらのダム周辺ならびに湛水池内に、地すべり発生 of 素因 (地形的要因) を有する地区が数カ所所在しているためこれらの地区がダム湛水に伴う「残存水圧作用時」、あるいは「水位上昇時」に、これらを直接の誘因としてすべり出す可能性があるか否かを検討する必要を生じた。このため、これらの地区における地すべり発生の可能性 (危険度合い) をある程度予測し、これに対するもっとも効果的な防止工を決定する目的で、昭和45年7月から翌46年3月の8カ月間にわたって、地すべり踏査・調査計画立案・ボーリング調査・計測調査等を実施し、これらの結果に基づく、地すべり機構の解析および防止工検討を行なった。

その結果、火山性台地におけるダム湛水後の「残存水圧作用時」、あるいは「水位上昇時」等に、何パーセント程度の安定度低下をきたすかの興味ある成果が得られた。また、これに基づく防止工も現在実施されており、さらに、Kali konto 地区における防止工未着手部で、ダム水位上昇に伴う地すべりがすでに発生しているので、これら地すべりの発生予知について、Kali konto 地区におけるそれらを例として報告する。

図-1 インドネシア主要部

* 日本工営株式会社防災部

図-2 東部ジャワ地質概念図

§2. 地形・地質の概要

当Kali konto 地区の地形は、一般になだらかな丘陵性台地から構成され、この台地内をほぼ東流する Kali konto およびその支川によって自然谷が形成されている。これらの河川は全般的に著しく Meander しているため、Meander 部では比較的に急傾斜の山地が形成されているが、直流部では緩傾斜の火山性台地がそのまま残存している。ダムサイト付近の地形は図-3に示すごとく、右岸側が比較的に急傾斜の山地、左岸側はわずか50～70m程度の幅にすぎない舌状丘陵地から構成されており、元来緩傾斜の火山性台地であったものが、前述した Kali konto ならびにその支川によって侵食され、現在の残丘が形成されたものと推察される。

地質状況は、いわゆる完全な意味での不動岩盤と考えられるそれは岩脈に起因する安山岩 (An) のみであり、当地区一帯には凝灰質砂岩 (Tss) ならびに砂質凝灰岩 (STf)、および凝灰質シルト (Tsi)、粘土 (Cl)、ローム (Lo) 等の、いずれも火山灰に起因する火山性堆積物が数m～数10mの層厚で広範囲に分布している。したがって、地質状況としては全般的に著しく不良であり、ダムの基礎としてはもとより、地すべりに対する明確な不動岩盤となり得るものは前述した安山岩のみといえよう。しかしながら、調査結果によって判明した固結度の低い凝灰質砂岩ならびに砂質凝灰岩の両者、および凝灰質シルトの一部は、前述のごとく岩質良好とはいえないが、一応の基盤岩 (不動岩) としては利用し得るようである。

§3. 地すべりの概要

当地区の地すべりは図-3に示すごとく、左岸側でA～Dの4カ所、右岸側ではE～Fの2カ所、計6カ所にそれが分布し、いずれも地形・地質的に地すべり発生の素因を有している。したがって、これら6カ所は湛水前における変動はともかくとして、湛水後 (特に高水位から低水位への移行時) の変動発生が懸念され、このうち、C、F 2カ所の地すべりは、その発生可能性が著しく大なるものと判定される。以下、前述の2地区 (C、F) について、それぞれの地すべり機構を概述する。

3.1 C 地区

当地区は I、II の2ブロックに細分されるようであり、図-4に示すごとく、いずれも第1次すべりはすべり面深5m前後の表層すべり、第2次すべりはIブロックがすべり面深10m前後の大円すべりであるのに対し、IIブロックは15m前後の円弧すべり (地質条件の相異による)、第3次すべりは両者ともすべり面深22～25m程度の深層すべりと考えられ、ダム湛水に伴う地下水位上昇 (間隙水圧増大) を直接の誘因としてすべり出す可能性が大である。

3.2 F 地区

当地区もC地区と同様 I、II の2ブロックに細分され、図-5に示すごとくいずれも第1次～第3次の3すべり面存在が考慮される。すなわち、Iブロック (F—I測線) は下部川側より第1次すべり ($R_1=110.0\text{m}$, $\theta_1=30^\circ30'$)、第2次すべり ($R_2=120.0\text{m}$, $\theta_2=33^\circ00'$)、第3次すべり (第1次・第2次および直線部の複合すべり) の3すべり面、IIブロック (F—II測線) では同じく下部川側より第1次すべり ($R_1=119.0\text{m}$, $\theta_1=38^\circ45'$)、第2次すべり ($R_2=164.2\text{m}$, $\theta_2=33^\circ30'$)、第3次すべり (第3次円弧, $R_3=127.0\text{m}$, $\theta_3=42^\circ30'$ と第2次円

図-3 Kali konto 平面図

図-4 C地区断面図(Ⅱ測線)

図-5 F地区地質断面図

弧の複合すべり)の3すべり面の存在がそれぞれ考慮され、すべり面の平均深は両ブロックとも第1次すべりが15m前後、第2次すべりは10~15m、第3次複合すべりは15~17m程度で、いずれも比較的地下深部にすべり面を有しているようで、ダム湛水後における残存水圧作用時(高水位から低水位への移行時)に変動する可能性が大である。

§4. 地すべり斜面の安定度

一般に地形・地質的要因から地すべり発生の素因を有すると判定される地区において、人為的な環境変化(道路建設、宅地造成、ダム湛水等)を生ぜしめる場合は、その斜面の安定度が原地形のそれに比して、環境変化後に何パーセント変化するかを検討し、その低減率が5~10%を超過する場合は地すべりが発生するものと予測し、この5~10%の変化率を限界安全率*と称している。すなわち、表-1に示すごとく昭和42年に発生した大迫ダムの崩壊土すべり(付替え道路建設に伴う斜面末端

カットが直接誘因)から昭和45年の横須賀市武山地区における表層すべり(宅地造成に伴う頭部盛土)に至る多数の実例から代表的な例を抽出してその限界安全率を検討してみると、ほぼ5~10%の間にそれが集中しており、本表に示す以外の他の実例についてもその傾向が大である。

したがって、調査の対象となる地区における原地形あるいは現状地形等、いわゆる自然状態下の安定度を $FS_0 \geq 1.0$ と仮定して地すべり土塊の強度(c および ϕ)を土質試験結果をも参考として経験的**に決定し、その決定値に基づいて環境変化時に対する安定度を検討する。

以下、§3で詳述したC、F2地区について、自然状態、水位上昇時、残存水圧作用時におけるそれぞれの安定度を検討する。なお、土塊の湿潤密度 γ は土質試験の結果を採用して、いずれの地区についても $1.4t/m^3$ とし、粘着力 c ならびに摩擦角 ϕ は、土質試験結果と図-4に示す $c-\phi$ 関係図から、それぞれのすべりに対する現状(現地形)での安定度がいずれも $FS \geq 1.0$ となる数

* 藤原明敏：「地すべり調査と解析」P.148~146〔理工図書〕

** 藤原明敏：「地すべり調査と解析」P.120~121〔理工図書〕

表-1 限界安全率一覧表

調査地区 (府県)	土塊強度		安定度		限界 安全率 (変化率%)	地すべりタイプ および 地質状況	直 接 誘 因
	c (t/m^2)	ϕ ($\tan \phi$)	原地形 (FS_0)	地すべり 発生時 (FS_0')			
大 迫 (奈良)	1.5	23°50' (0.442)	1.109 (1.00)	0.985 (0.888)	11.20	崩積土すべり ローム混り礫 および粘板岩	斜面末端 カット
霧 積 (群馬)	0.5	19°50' (0.361)	1.001	0.945	5.60	" 火山碎屑物	"
織 笠 (岩手)	1.2	11°40' (0.206)	1.015 (1.00)	0.924 (0.910)	9.00	表層すべり マサ類	"
知 多 (愛知)	2.0	7°20' (0.129)	1.039 (1.00)	0.994 (0.957)	4.30	崩積土すべり 礫混りシルト	"
大 利 (福島)	2.0	13°30' (0.240)	1.003	0.946	5.70	" 礫混りローム	"
滑 石 (長崎)	1.5	6°40' (0.117)	0.988 (1.00)	0.933 (0.935)	6.50	" 火山碎屑物	頭部盛土 および 末端カット
赤 坂 (愛知)	1.0	15°10' (0.271)	1.390 (1.00)	1.210 (地下水なし) (0.871)	12.90	" シルト質砂	斜面末端 カット
下 釜 (大分)	1.0	20°30' (0.374)	1.006	0.928	7.80	" 火山碎屑物	ダム湛水 に伴う 残存水圧
杉 (高知)	2.0	12°40' (0.225)	1.001	0.931	7.00	" 礫混り粘土	斜面末端 カット
武 山 (神奈川)	0.8	12°20' (0.219)	1.000	0.904	9.60	表層すべり 砂質シルト	頭部盛土
平 均	1.35	14°30' (0.258)	1.000	0.921	7.90		

値, すなわち, $c=1.0\sim2.0t/m^2$, $\phi=9^\circ00'\sim18^\circ40'$ の値 (C地区: $c_1=1.0t/m^2$, $\phi=9^\circ00'$, $c_{2-3}=2.0t/m^2$, $\phi_{2-3}=15^\circ40'$, F地区: $c=2.0t/m^2$, $\phi=18^\circ40'$) を決定した。また, 安定計算に使用した式は, 単純円弧すべりが(1)式, 複合すべり(2円弧と直線)は(2)式である。

$$FS = \frac{\tan \phi \sum (W \cos \theta - \mu) + c \sum l}{\sum \sin \theta} \dots\dots\dots (1)$$

$$FS = \left[\frac{r_1}{a_1} (\tan \phi \sum_A^B W \cos \alpha + c \sum_A^B l) + \frac{r_2}{a_2} (\tan \phi \sum_C^D W \cos \alpha + c \sum_C^D l) + \tan \phi \sum_B^C W \cos \alpha + c \sum_B^C l \right] / \left[\frac{r_1}{a_1} \sum_A^B W \sin \alpha + \frac{r_2}{a_2} \sum_C^D W \sin \alpha + \sum_B^C W \sin \alpha \right] \dots\dots\dots (2)$$

ただし, l : すべり面の長さ (m)

$W \sin \theta$: 各細片におけるせん断応力 (t/m^2)

$W \cos \theta$: " 垂直応力 (")

c : 地すべり土塊の粘着力 (")

ϕ : 地すべり土塊の内部摩擦角 (度)

μ : 間隙水圧 (t/m^2)

r_1, r_2 : 円弧の半径 (m)

a_1, a_2 : 円の中心から土圧作用点までの距離 (m)

W : 各スライスの重量 (t)

α : 各スライスのすべり面が水平面となす角 (度)

つぎに, 残存水圧作用時(水位低下時)に対しては(3)式によってそれぞれの安定度を検討する。

$$FS = \frac{\tan \phi \sum (W \cos \theta - \mu) + c \sum l + P_w}{\sum W \sin \theta} \dots\dots (3)$$

この場合,

μ : 満水時(HWL)の間隙水圧 (t/m^2)

P_w : 低水時(LWL)の押さえ水圧 (")

なお, 複合すべりについても P_w は同様としてあつかう。

4.1 自然状態

前述の(1)~(2)式によって, C, F両地区におけるそれぞれの安定度を検討すると, 表-2のごとくなる。

以上のごとく, C地区ではIブロックの第1次すべ

表-2 自然状態の安定度

調査 地区	地すべり ブロック	すべり面 種 別	土 塊 強 度		安 定 度 (FS)		摘 要
			c	ϕ	原地形	現 状	
C 地 区	I	第1次	1.0	9°00'	—	1.006	バランス
		2次	2.0	15°40'	—	1.200	
		3次	#	#	—	1.305	
	II	第1次	1.0	9°00'	—	1.100	バランス
		2次	2.0	15°40'	—	1.001	
		3次	#	#	—	1.116	
F 地 区	I	第1次	2.0	18°40'	1.141	1.059	バランス
		2次	#	#	1.172	1.134	
		3次	#	#	1.046	1.005	
	II	第1次	2.0	18°40'	1.101	1.048	
		2次	#	#	1.383	1.327	
		3次	#	#	1.113	1.107	

り、IIブロックの第2次すべり、F地区ではIブロックの第3次(複合)すべりが、現状でいずれもほぼバランスの状態にあり、その他のすべりはかなり安定側にあるものと考えられる。

4.2 ダム水位上昇時

一般に、ダム水位上昇時における湛水池内の地すべり斜面は、ダム湛水に伴う押さえ水圧 P_w の作用によって、その安定度はより増加するのが通例であるため、貯水池内のF地区についてはダム水位上昇時についての検討は実施しない。しかしながらC地区はダム湛水池から火山性台地のやせ尾根をへだてた下部側に位置しているため、漏水防止を目的とする Rim grout は実施されているというものの、ダム満水時 (HWL 622.00m) にはダムからの浸透水がかなり供給されるものと考えねばならず、その量いかにによっては地下水位が異常に上昇(間隙水圧の上昇)することになる。

したがって、図-4に示すごとく道路建設に付随して実施が予定されているC地区末端部の盛土(盛土-1)完了後の状態について、地下水をまったく考慮しない場合(盛土時)、つぎに、地下水位の状態を平常水位(現状の水位)、中間水位(常識的に考えられる上昇水位)、最悪時の異常水位(HWL以下は全水浸)の4種に区分して、それぞれの安定度を検討すると、表-3のごとくとなる。

以上のごとく、異常水位時はともかくとして、中間水

表-3 地下水の状態による安定度

地すべり ブロック	すべり面 種 別	盛土工の安定度(FS)				摘 要
		盛土時	平常水位	中間水位	異常水位	
I	第1次	2.083	1.668	—	1.253	
	2次	1.807	1.532	—	1.128	
	3次	—	—	1.108	0.883	
II	第1次	2.487	1.871	—	1.320	不安定
	2次	1.251	1.148	0.758	0.681	
	3次	—	—	0.820	0.640	

位時においてもC地区II測線における第2次、第3次両すべりの安定度は $FS=0.76\sim0.82$ を示すにすぎず、明らかに不安定となることが判明した。したがって、当地区の地すべりに対しては、II測線の第2次、第3次両すべりの安定度を少なくとも $FS\geq 1.00$ とするような防止工の検討が必要となる。

4.3 ダム水位低下時(残存水圧作用時)

ダム水位が満水位(HWL)から低水位(LWL)へ移行する場合、ダム湛水池内に位置する地すべり斜面へ供給された満水時の地下水は、ダム水位の低下速度よりかなり遅れて排出される可能性が大であり、このため満水位時の地下水位がそのまま残存する場合も当然考えられる。

したがって、この残存水圧が作用する場合のF地区の安定度を前述した(3)式によって検討してみると、表-4のごとくとなる。

表-4 残存水圧作用時の安定度

地すべり ブロック	すべり面 種 別	自然状態		残存水圧作用時		摘 要
		原地形	現 状	現 状	安定度 低減率%	
I	第1次	1.141	1.059	0.650	38.6	不安定
	2次	1.172	1.134	1.030	9.2	"
	3次	1.046	1.005	0.767	23.7	"
II	第1次	1.101	1.048	0.671	36.0	不安定
	2次	1.383	1.327	1.037	21.9	"
	3次	1.133	1.107	0.923	16.6	"

以上のように、F地区では残存水圧作用時の安定度が、I測線の第2次すべりを除いていずれも17~39%もの安定度低下を来しており、完全に地すべりが発生するものと予想される。したがって、当地区についても残存水圧作用時におけるそれぞれの安定度を少なくとも現状($FS\geq 1.00$)にまで回復せしめる防止工の検討が必要となる。

§5. 防止工法の検討

§4で検討したごとく、C・F両地区の地すべり斜面は、前者がダム水位上昇時にII測線第2次、第3次両すべりが不安定となり、後者については残存水圧作用時にI・II両測線とも不安定となることが判明した。したがって、ダム水位上昇に伴う地下水位上昇(間隙水圧増大)に対するC地区第2次・第3次すべり(II測線)、ダム水位降下に伴う残存水圧作用時に対する地区第1次~第3次すべりについて、それぞれの安定度を少なくとも $FS>1.0$ (原則的には $FS\geq 1.2$)とするための防止工を講ぜねばならない。以下、前述の安定度を確保するための防止工を検討する。

5.1 C地区

当地区では図-6の盛土-2として示すように、EL.

図-6 防止工断面図 (C-II測線)

610.00m から EL. 590.00m 付近まで 2 割勾配 (合地幅 10m, 1 段のり高 5m) の再盛土を実施し, 地形変換点での排水工 (明・暗渠排水路工) を充分施工しておけば, 少なくとも異常水位発生の際は避けられるものと考えられ, 常識的な中間水位までの水位上昇に留まるものと想定される。また, 盛土-2 に伴う新すべりの発生もほとんど考えられない。したがって, 盛土-2 についての II 測線第 2 次・第 3 次両すべりの安定度を中間水位時について検討すれば充分と考えられ, この場合の安定度は第 2 次すべりのそれが $FS_2 = 1.142$, 第 3 次すべりは $FS_3 = 1.113$ となり, 完全に安定となる。

なお, 測線については図-4 に示す盛土-1 のみで充分安定である。

5.2 F 地区

当地区は地すべりの規模が著しく大であるため, 地すべり末端部における盛土 (末端抵抗荷重付加), あるいは頭部地区の排土 (頭部荷重軽減) 等の単一防止工のみでは所定の安定度増加を期待し得ない。したがって, 当地区における防止工は末端部における押さえ盛土と頭部地区における排土 (段切り工) の併用工を採用し, ダムの最高水位 (HWL 622.0m) をも考慮して, 頭部土塊カットは EL. 623.0m 以上, 末端盛土はそれ以下とする

図-7 F 地区防止工断面図

表-5 防止工後の安定度

ブロック	すべり面 種別	残存水圧 作用時の 安定度	単 独 防 止 工		併 用 防 止 工 (カット+盛土)			摘 要
			頭 部 カ ャ ャ ャ ャ	末 端 盛 土 (E.L.610)	(E.L.610)	615	623	
I	第1次	0.650	0.742	0.868	1.014	0.950	0.882	E.L.610で安定
	2次	1.030	—	—	—	—	—	
	3次	0.767	0.849	0.882	1.070	1.009	0.955	"
II	第1次	0.671	0.707	0.967	1.076	—	—	E.L.610で安定
	2次	1.037	—	—	—	—	—	
	3次	0.923	0.993	1.061	1.153	—	—	"

防止工を検討する。

以下、頭部カットを図-7に実線で示すごとく実施した場合 (case I)、また、E.L. 610.00m まで盛土を実施した場合 (case II)、ついで E.L. 615.00m まで盛土を実施した場合 (case III)、さらに、E.L. 610.00m まで盛土した場合の地震時における安定度の検討を行ない、あわせて頭部カットと末端盛土 (E.L. 610, 615, 623m) の併用工について、それぞれの地すべりに対する安定度を検討し、その結果を表-5に示す。

なお、安定計算に使用する土塊強度は、地山部のそれが自然状態で検討した $c=2.0\text{t/m}^2$, $\phi=18^\circ 40'$ 、盛土部のそれは土質試験結果の最低値である $c=4.0\text{t/m}^2$, $\phi=11^\circ 52'$ とする。また、この安定度検討はもちろん残存水圧作用時についてのそれであり、地震時における盛土すべりの検討は(4)式を使用した。

$$FS_e = \frac{\tan \phi (\sum W \cos \theta - \mu - e \cdot \sum W \sin \theta) + c \sum l}{\sum W \sin \theta + e \cdot \sum W \cos \theta} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ただし、 e : 地震係数 (一般に $e=0.10 \sim 0.15$)

以上のように I・II 両ブロックとも図-6に示すような頭部カットを実施した上で、E.L. 610.00m まで盛土を実施すれば、第1次～第3次すべりのいずれを問わず、その安定度は $FS=1.00$ となりほぼ安定する。

また、地震時における盛土すべりについては、図-7に示すごとく、I ブロックで盛土中を通る浅層すべり (FS_s)、盛土下面をすべり面とする深層すべり (FS_D) の両者が考えられるが、地震係数を最大 0.15 とした場合、それぞれの安定度は前者が $FS_s=1.336$ 、後者は $FS_D=0.958$ となり、後者において安全率が約 4% 程度不足する。しかしながら、盛土の土塊強度は最低値の $c=4.0\text{t/m}^2$, $\phi=11^\circ 52'$ を使用しており、実際にはそれ以上の強度が期待され、かつ安定度の低減率も 5% (限界安全率) 以内なので、一応安全側と判定してもさしつかえないものと思われる。

§6. む す び

前章までに詳述したごとく、セロレジョ (Selorejo)

ダム周辺における地すべり発生の可能性を有する (地形・地質的要因が地すべりの発生の素因となる) 地区は A～F の 6 地区であり、このうち、C、F の 2 地区は特にその可能性が大であった。したがって、この 2 地区についてそれぞれ現状 (自然状態) での安定度を充分検討し、ダム湛水に伴う地下水位上昇時あるいは残存水圧作用時等、いわゆる人為的な環境変化が自然状態に対していかなる変化を与えるか、換言すれば人為的な環境変化によって、それぞれの安定度が何%損なわれるかを検討した。その結果、C 地区では盛土-1 の場合に II ブロックの第2次、第3次両すべりの安定度が中間水位時で 24～18%低下し、F 地区では残存水圧作用時に I・II ブロックのいずれを問わず、39～17%もの安定度低下が考えられ、両地区とも明らかに不安定になるものと判定された。

したがって、C 地区については図-6に示す末端押さえ盛土工 (盛土-2, 約 80,000m³)、F 地区については図-7に示す頭部土塊カットならびに E.L. 610.00m までの末端押さえ盛土工 (頭部カット 90,000m³、盛土約 60,000m³) の併用工を実施すれば、いずれのすべりについてもその安定度が少なくとも $FS \geq 1.00$ となり、ほぼ安定するものと判定される。すなわち、防止工施工後の安定度は、C 地区第1次すべりが $FS_{C1}=1.485$ 、第2次すべりは $FS_{C2}=1.142$ 、第3次すべりは $FS_{C3}=1.113$ (いずれも中間水位時) となり、F 地区のそれは第1次すべりが $FS_{F1}=1.014$, $FS_{F2}=1.076$ 、第3次すべりでは $FS_{F3}=1.070$, $FS_{F4}=1.153$ となり、いずれもその安定度は $FS \geq 1.0$ である。

以上の結果から、当地区 (C、F 2 地区) の地すべりは図-8に示すような盛土、あるいは頭部カットと末端盛土を実施すればほぼ完全に安定する。しかしながら、C 地区は常識的な中間水位時での検討、F 地区は E.L. 622.00m より上部山側斜面では地下水位が存在しない (すべり面以下に存在?) 場合の検討であるため、これ以上の水位上昇があった場合にはその安定度が当然損なわれることになり、 $FS \leq 1.0$ となる場合もあり得る。

したがって、今後の問題としては既設ボーリング工

図-8 F 地区 防止工平面図

(C, F 2 地区における調査ボーリング孔) における地下水位の変化を少なくとも 1 年程度継続して把握し、その結果によってそれぞれの安定度を再度チェックすることが望ましい。

なお、盛土施工に際する地山の段切りカットならびに暗渠による地下排水路敷設、さらに盛土上面における表面排水路敷設は当然実施しなければならない。