

6.1 はじめに

近年, 2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震をはじめとして, 全国各地で大規模地震が相次いで発生し, 地震に伴う土砂災害が多発するようになってきた。従来, 地震を誘因とする斜面崩壊は数多く報告されており, 地震に伴う土砂災害に対する警戒・避難活動を円滑に実施するためには, その発生場所や発生時刻, 崩壊規模の予測手法の確立が急務となっている。しかしながら, 地震を誘因とする斜面崩壊は, 地震そのものの発生頻度が少ない上に, 地震発生箇所の特が現在の技術では困難であるため, 地震発生時の土質強度の変化や崩壊現象のリアルタイムでの観測が不可能であるというのが現状である。このため, 斜面崩壊を対象とした研究の大部分は発生頻度の高い降雨を誘因とした現象に集中し, 地震前後の斜面の安定性の変化を議論した研究事例は少ない。本研究は, 地震時の衝撃力が花崗岩斜面に作用した際の土質強度の変化を定量的に把握するとともに, 地震発生後の花崗岩斜面の安定性の変化を明らかにすることを目的として実施したものである。

6.2 対象流域と実験試料の採取

実験試料は, 図-6.1に示す長野県飯島町に位置する天竜川水系与田切川中流部の小流域(Y-1流域)内より攪乱状態で採取した。Y-1流域の構成地質は市田花崗岩であり, 試料採取地点周辺にはブナを主体とした60年生以上の落葉広葉樹が多く分布している。

実験試料の採取深度は, 表層崩壊のすべり面となる90~110cm深度(斜面調査用簡易貫入試験でNc値5~8を示す深度; 図-6.2)である。

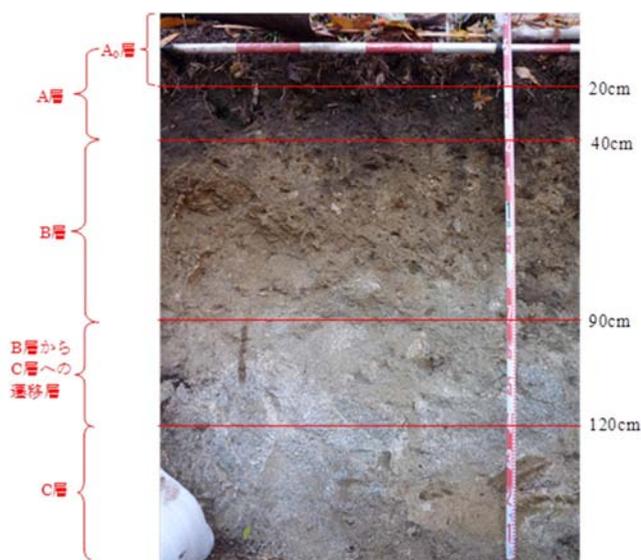


図-6.2 試料採取地点の土層断面

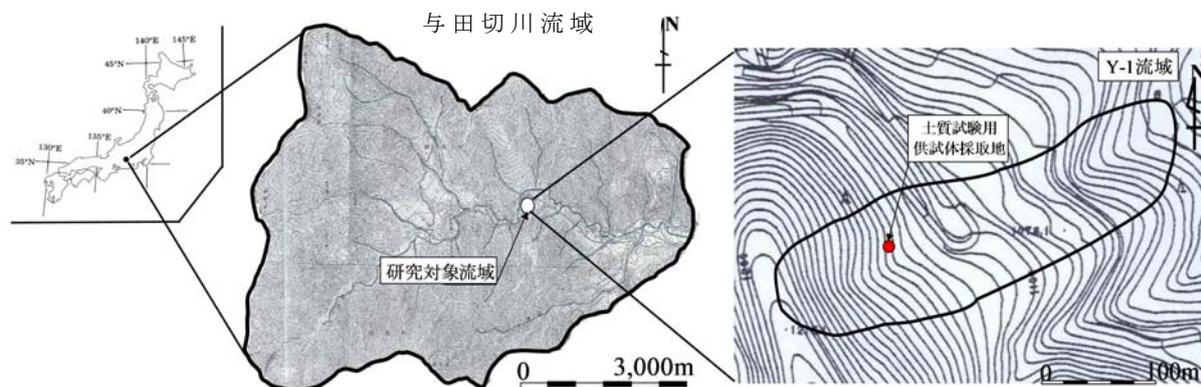


図-6.1 土質試験用試料採取地点

実験用供試体は、実験室内で資料調整後、現場密度(乾燥土の単位体積重量 $\gamma_d=1.25\text{g/cm}^3$)でせん断箱に充填して作成した。実験砂の土質緒元を表-6.1に、粒径加積曲線を図-6.3に示す。

表-6.1 実験砂の土壌物理定数

乾燥密度 (g/cm^3)	土粒子の密度 (g/cm^3)	間隙	
		間隙比 e (cm^3/cm^3)	間隙率 n (cm^3/cm^3)
1.25	2.67	1.07	0.52

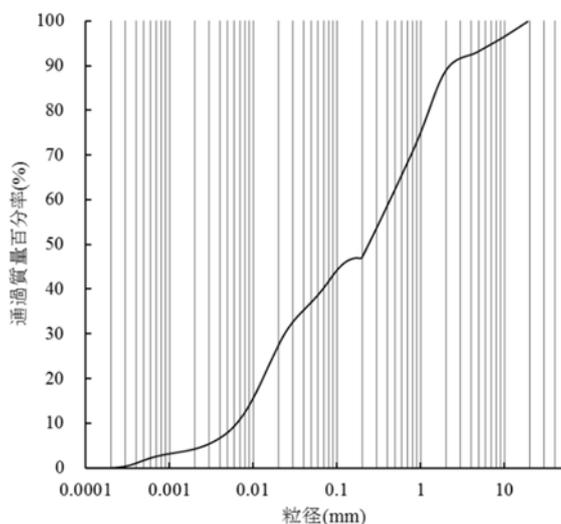


図-6.3 粒径加積曲線

6.3 実験概要

地震の規模すなわち加速度の大きさと土質強度(粘着力 C , 内部摩擦角 ϕ)との関係を明らかにするため、「衝撃(加震)試験」と「一面せん断試験」を実施した。

供試体に与える衝撃力としては、図-6.4

に示す試薬攪拌用振とう機を使用して、 $0.5G \cdot 1.0G \cdot 1.5G$ の3種類の加速度を設定した。加速度を与える振動時間は、2011年3月12日に発生した長野県北部地震の振動継続時間(崩壊が発生する 200gal 以上の加速度(例えば、森本ら, 1980)の継続時間)を参考に、10秒間と設定した。振動継続時間内に供試体に作用する加速度(衝撃)の回数は、60~80回である。

長野県北部地震時の2011年3月12日午前3時59分16秒から30秒までの加速度波形(三成分合成波形)を図-6.5に示す。図中には、ピーク値が 300gal 以上を示した箇所に赤丸を付けている。長野県北部地震の加速度波形(三成分合成値)は、3月12日午前3時59分18.87秒から26.88秒までの8.01秒間に 300gal を超える加速度のピークが71回発生し、0.113秒間に一度の割合で、 300gal を超える衝撃が発生したことがわかる。

振とう機には、供試体に与える加速度を計測するための加速度計を設置した(図-6.4)。衝撃方向としては、せん断面に対し「水平方向」と「鉛直方向」の2パターン設定した。さらに、地震発生時の斜面の水分状態の相違が土質強度変化に及ぼす影響を把握するため、供試体の水分状態を降雨時を想定した『飽和状態』と無降雨時の自然含水状態を想定した『土壌水分吸引圧 $\psi: -20\text{cmH}_2\text{O}$ 』の2

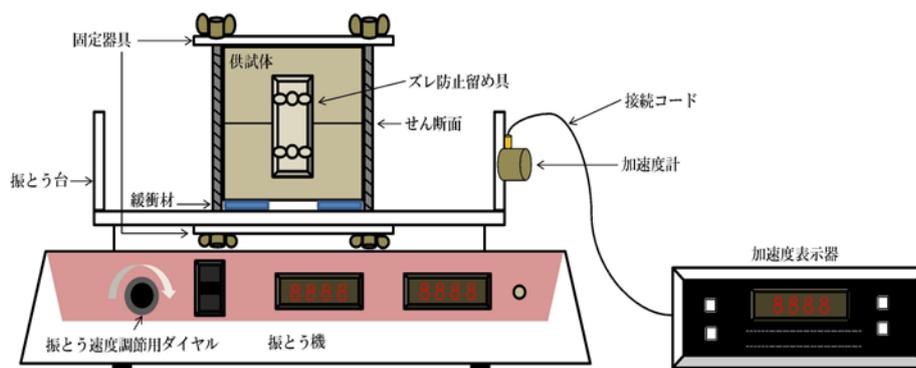


図-6.4 衝撃試験装置

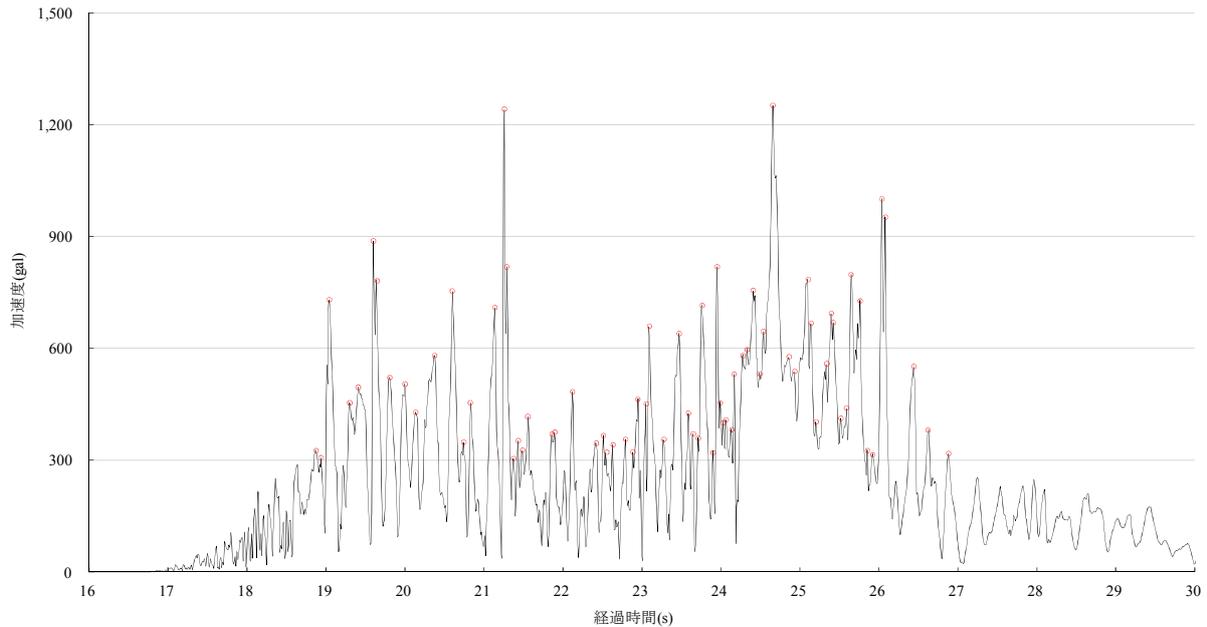


図-6.5 長野県北部地震の加速度波形(300gal以上；栄村)
(2011年3月12日午前3時59分16秒から30秒まで)

パターン設定した。土壌水分状態の調整は、土柱法により行った。

実験ケースは、これらの条件を組み合わせた表-6.2に示す14ケースである。表中には一面せん断試験結果を併記した。

表-6.2 実験ケースと土質強度

供試体	試験No.	せん断面に対する衝撃の方向	衝撃力	土壌水分	粘着力	内部摩擦角
			(G)	(-cmH ₂ O)	C (kgf/cm ²)	φ (°)
攪乱	D-0G-0	-	0	0(飽和状態)	0.1829	40.97
	D-0.5G-0	水平(L)	0.5	0(飽和状態)	0.1631	38.88
	D-1.0G-0	水平(L)	1.0	0(飽和状態)	0.1117	41.23
	D-1.5G-0	水平(L)	1.5	0(飽和状態)	0.1447	37.43
	D-0.5G-0	鉛直(V)	0.5	0(飽和状態)	0.1320	41.16
	D-1.0G-0	鉛直(V)	1.0	0(飽和状態)	0.1217	42.44
	D-1.5G-0	鉛直(V)	1.5	0(飽和状態)	0.1121	41.95
	D-0G-20	-	0	20	0.1251	47.37
	D-0.5G-20	水平(L)	0.5	20	0.1194	44.51
	D-1.0G-20	水平(L)	1.0	20	0.1100	44.42
	D-1.5G-20	水平(L)	1.5	20	0.1121	41.94
	D-0.5G-20	鉛直(V)	0.5	20	0.1074	46.02
	D-1.0G-20	鉛直(V)	1.0	20	0.1229	44.30
	D-1.5G-20	鉛直(V)	1.5	20	0.1194	43.13

もに粘着力が著しく低下していることがわかる。特に、すべり面に対して鉛直方向に加速度が作用した場合、加速度と粘着力との間に明瞭な負の相関関係が認められた。一方、供試体の水分状態をφ=-20cmH₂Oとした場合、粘着力にはほとんど変化は認められない。

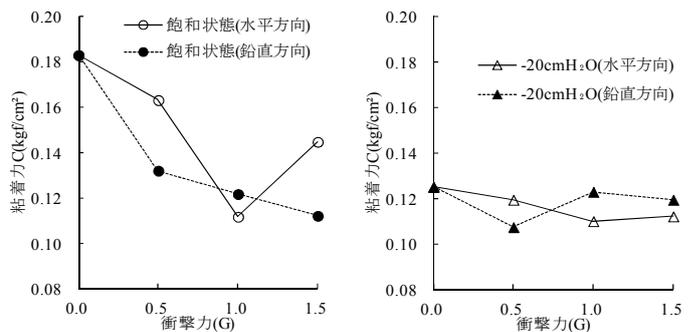


図-6.6 加速度と土の粘着力との関

6.4 地震時の加速度が土質強度に及ぼす影響

攪乱供試体に対して得られた加速度と土の粘着力および内部摩擦角との関係を図-6.6～6.7に示す。

飽和状態の土壌に加速度（衝撃）が加わると、すべり面に対する加速度の作用方向如何にかかわらず水平・鉛直方向と

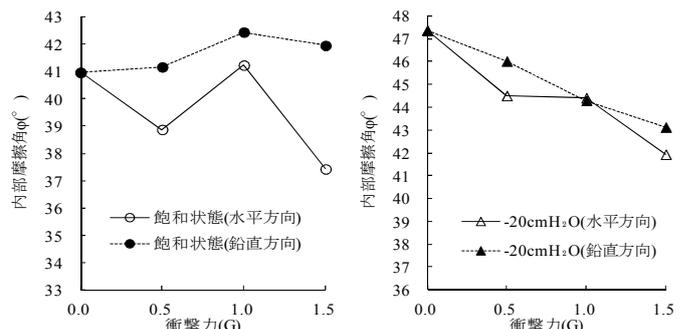


図-6.7 加速度と土の内部摩擦角との関

これに対して、内部摩擦角は、飽和状態の土壌に鉛直方向の加速度（衝撃）を与えた場合には、加速度の増加とともに若干の増加傾向を示し、水平方向の衝撃を与えた場合には、1.0Gの加速度を与えた場合を除き、加速度の増加とともに低下傾向を示した。一方、供試体の水分状態を $\phi = -20\text{cmH}_2\text{O}$ とした場合には、加速度の作用する方向如何に関わらず、衝撃力の増加とともに土の内部摩擦角は減少していることがわかる。

供試体の水分状態の変化が土質強度に及ぼす影響に着目すると、供試体の水分状態が飽和状態から土壌水分吸引圧 $\phi = -20\text{cmH}_2\text{O}$ へと低下すると、加速度を与えない場合では内部摩擦角が15.6%増加する結果となった。同様に、0.5Gの加速度が加わると、水平方向の場合で14.5%、鉛直方向の場合で11.8%、1.0Gの加速度が加わると、水平方向の場合で7.7%、鉛直方向の場合で4.4%、1.5Gの加速度が加わると、水平方向の場合で12.0%、鉛直方向の場合で2.8%、それぞれ内部摩擦角が上昇する結果となった。

6.5 地震時に斜面に作用する加速度が斜面の安定性に及ぼす影響

一面せん断試験により得られた土質強度を用いて斜面安定解析を実施し、地震時に斜面に作用する加速度大きさや表層崩壊のすべり面となる土層の水分状態の相違が地震発生後の斜面の安定性に及ぼす影響について定量的評価を試みた。

6.5.1 雨水浸透過程を加味した斜面安定解析モデル

地震時に作用する加速度が地震発生後の花崗岩斜面の安定性に及ぼす影響を定量的に把握するため、「雨水浸透過程を加味した斜面安定モデル(篠木, 2010)」を用

いて斜面安定解析を実施した。雨水浸透過程を加味した斜面安定解析モデルは、「斜面安定解析モデル：斜面安定解析過程」と「簡易雨水浸透モデル：雨水浸透過程」の2過程で構成されている。

「斜面安定解析モデル：斜面安定解析過程」では、図-6.8に示す斜面勾配： β 、土層厚： D を有する無限長斜面を想定し、表土層と難透水層の境界をすべり面として、(6.1)式を用いて斜面の安全率 F_s が求められる。

$$F_s = \frac{C + (\sigma_0 - H \cdot \gamma_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\sigma_0 \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad \dots (6.1)$$

ここに、 F_s ：斜面の安全率、 C ：土の粘着力(tf/m^2)、 σ_0 ：鉛直応力(tf/m^2)、 H ：すべり面上に形成された地下水深(m)、 γ_w ：水の単位体積重量(tf/m^3)、 β ：斜面勾配($^\circ$)、 ϕ ：内部摩擦角($^\circ$)である。(1)式中のすべり面に作用する鉛直応力： σ_0 は、表土層を等間隔($\Delta Z = 10\text{cm}$)で分割し、各土層深度に対応した土壌物理定数を(6.2)～(6.3)式に代入することにより求めた。

$$\sigma_m = \overline{\gamma_{sat(m)}} \cdot H' + \overline{\gamma_{t(m)}} \cdot (\Delta Z - H') \quad \dots (6.2)$$

$$\sigma_0 = \sum_{m=1}^n \sigma_m \quad \dots (6.3)$$

ここに、 σ_m ：分割土層 ΔZ_m の鉛直応力(tf/m^2)、 $\overline{\gamma_{sat(m)}}$ ：第 m 層の飽和土の単位体積重量(tf/m^3)、 H' ：第 m 層内に形成された地下水深(m)、 $\overline{\gamma_{t(m)}}$ ：第 m 層の土の湿潤密度(tf/m^3)、 ΔZ ：0.1(m)である。

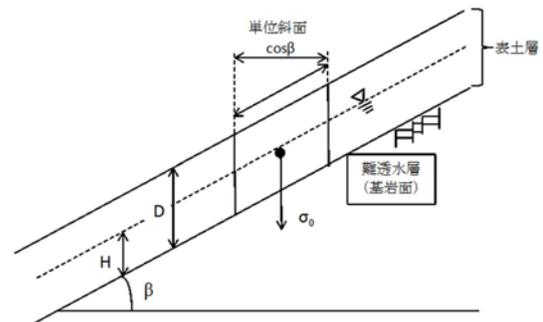


図-6.8 無限長斜面の概念

以上の手順により求められるすべり面に作用する鉛直応力 σ_0 を(6.1)式に代入することにより、安全率 F_s を求めた。

すべり面上に形成される地下水深： H (図-6.8)は、既往研究(平松・尾藤，2001)により提示された「簡易雨水浸透モデル」を用いて算出した。

図-6.9 に示すように、第 m 境界面の飽和透水係数： $k_{S(m)}$ が上位層からの供給水量： Q_m よりも大きい場合($Q_m \leq k_{S(m)}$)は、その全量が第($m+1$)層へと浸透することになる($Q_{(m+1)}=Q_m$)。逆に、第 m 境界面の飽和透水係数： $k_{S(m)}$ の方が上位層からの供給水量： Q_m よりも小さい場合($Q_m > k_{S(m)}$)は、第 m 層内へと浸透してきた Q_m の内第 m 境界面の飽和透水係数： $k_{S(m)}$ だけ第($m+1$)層へと供給されることになる($Q_{(m+1)}=k_{S(m)}$)。図-6.9 に示す各境界面で(下方に向かって)同様の操作を行い、それぞれの分割土層内において下位層へと浸透できない余剰分($Q_m - k_{S(m)}$)は当該分割土層内に貯留され、地下水深を形成することになる。

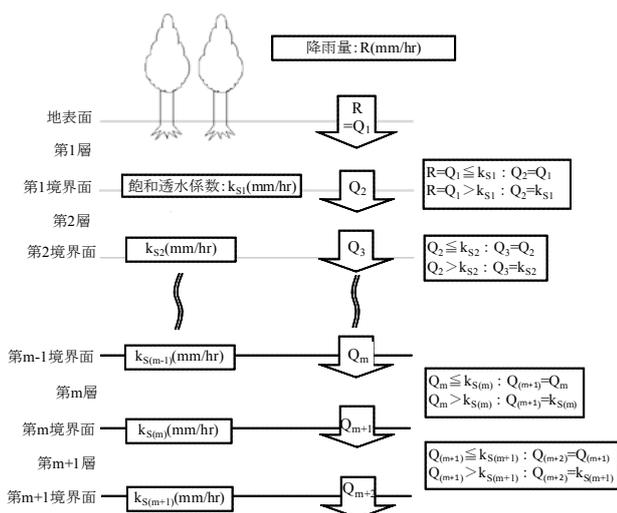


図-6.9 簡易雨水浸透モデルの概念

6.5.2 解析ケースと解析条件

斜面安定解析を実施する際の地形条件である斜面勾配： β としては、土質試験用試料採取地点周辺の縦断形状を勘案し、

斜面勾配： $\beta=30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ の4パターン設定した。また、土層厚： D としては、一般的な表層崩壊の崩壊深が $1\sim 2m$ であることを考慮し $D=1m, 2m, 3m$ の3パターン設定し、これらの地形条件を組み合わせた計12パターンをモデル斜面の地形条件として設定した。

すべり面の土質強度(粘着力： C ，内部摩擦角： ϕ)としては、地震時に作用する加速度の大きさや作用する方向、さらには供試体の水分状態を種々変化させることにより得られた表-6.2に示す14パターンの土質強度を用いた。

斜面安定解析は、斜面条件(土層厚： D ，斜面勾配： β)を組み合わせた12パターンと供試体の土質強度の14パターンを組み合わせた168ケースに対して実施した。

「簡易雨水浸透モデル：雨水浸透過程」に用いる第 m 境界面(図-6.9)に対する飽和透水係数： $k_{S(m)}$ は、篠木(2010)により提示された N_c 値と飽和透水係数の関係を示す(6.4)式を用いて算出した。

$$k_{S(m)} = 0.0052 \cdot Nc_m^{-1.097} \dots\dots\dots (6.4)$$

ここに、 $k_{S(m)}$ ：第 m 境界面に対する飽和透水係数(cm/s)， Nc_m ：第 m 境界面での Nc 値である。

「簡易雨水浸透モデル」への入力条件となる降雨波形としては、「平成18年7月豪雨」の際に長野県諏訪市で観測された降雨波形の内、図-6.10に示す2山目の降雨が発生した7月18日6:00から7月19日13:00のまでの32時間の時間雨量(mm/hr)を使用し、計算開始33時間目以降は無降雨と仮定し、解析開始48時間後まで解析を継続した。図-6.10中には、土層厚を $D=3m$ とした場合の簡易雨水浸透モデルによる地下水深の挙動を併記した。

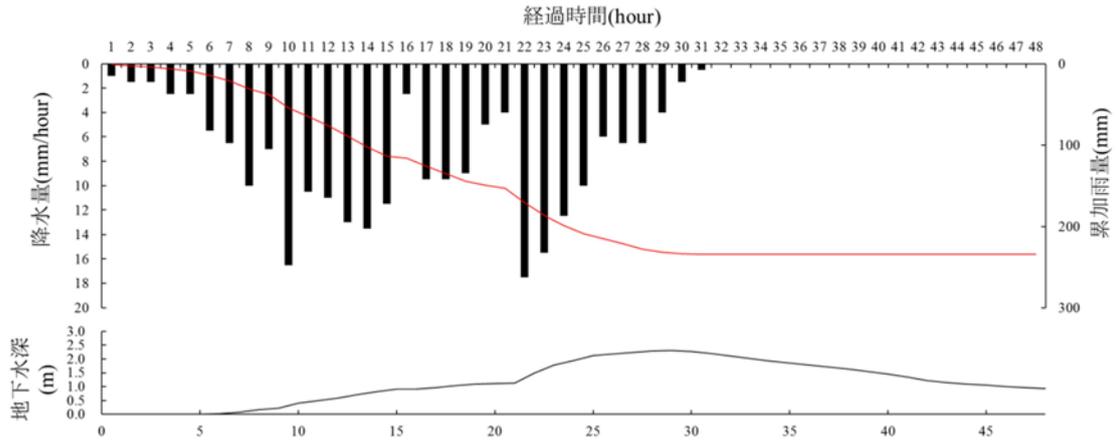


図-6.10 簡易雨水浸透モデルへの入力降雨波形

6.5.3 斜面に加速度が作用した場合の安全率の挙動と崩壊発生限界雨量の変化

土層厚が $D=3\text{m}$ ，斜面勾配が $\beta=45^\circ$ ，水分状態が飽和，地震時の加速度がすべり面に対して鉛直方向に作用した場合を例として，斜面の安全率と(6.5)式で求められる「安全率の変化率」の経時変化を図-6.11に示す。

$$\text{安全率の変化率}(T) = \frac{Fs_{\alpha G}(T) - Fs_{0G}(T)}{Fs_{0G}(T)} \times 100 \dots (6.5)$$

ここに，安全率の変化率(T)：計算開始T時における安全率の変化率， $Fs_{0G}(T)$ ：加速度が作用していない斜面のT時における安全率， $Fs_{\alpha G}(T)$ ：加速度(α)が作用した斜面のT時における安全率である。(6.5)式より得られる「安全率の変化率」が「負の値」を示した場合，地震時に斜面に作用する加速度により斜面の安定性が低下したことになる。

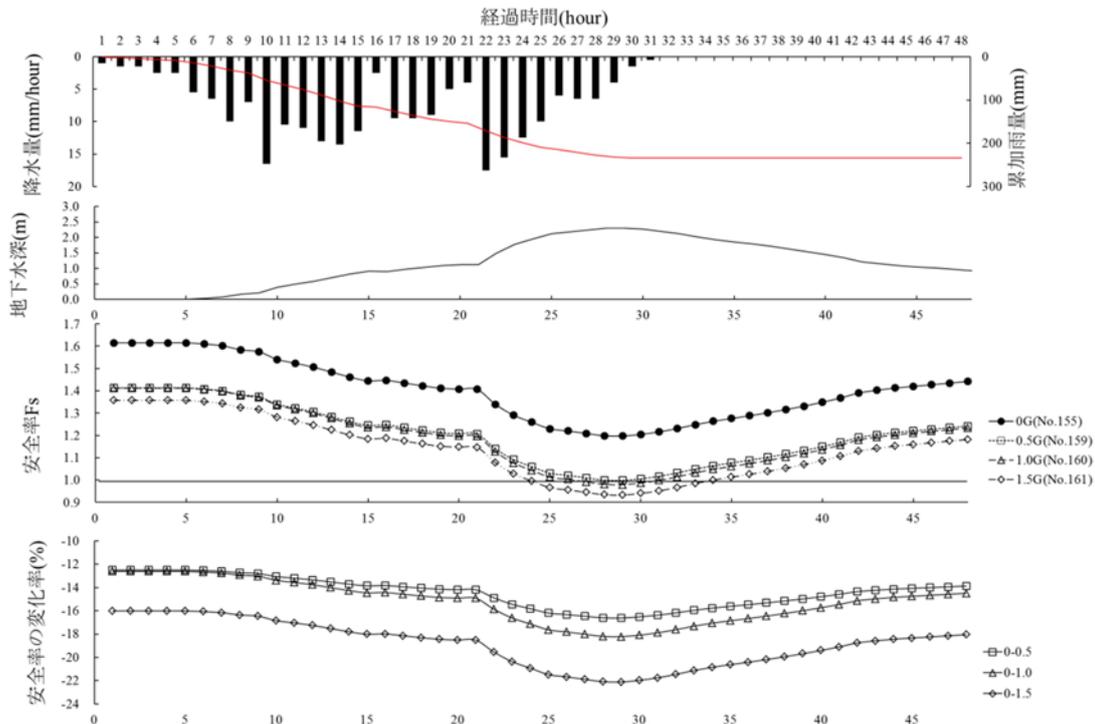


図-6.11 斜面に加速度が作用した場合の安全率の挙動
(土層厚： $D=3\text{m}$ ，斜面勾配： $\beta=45^\circ$ ，水分状態：飽和，加速度の作用方向：鉛直)

斜面安全率の経時変化に着目すると、斜面に加速度が与えられていない場合は、安全率は 1.0 を下回ることはなく、計算開始 29 時間後に最小安全率 $F_s=1.197$ を示した。これに対し、すべり面に対して鉛直方向に加速度が作用した場合、加速度の大きさに関わらず安全率は 1.0 を下回る結果となった。0.5G, 1.0G, 1.5G の加速度が与えられた場合、安全率が 1.0 を下回る時間はそれぞれ計算開始から、28 時間後、27 時間後、24 時間後となり、斜面に加わる加速度の増加とともに崩壊までの時間が最大 5 時間程度短縮されることがわかる。また、斜面崩壊までの時間が短くなるということは、崩壊発生に至るまでの累加雨量すなわち、崩壊発生限界雨量が小さくなるという事実を意味している。斜面に加速度が与えられていない場合の安全率は 1.0 を下回ることはなかったため、最小安全率 $F_s=1.197$ を示した計算開始 29 時間後に崩壊が発生したものと仮定すると、地震時に斜面に作用する加速度が $0G \Rightarrow 0.5G \Rightarrow 1.0G \Rightarrow 1.5G$ へと増加すると、崩壊発生時の累加雨量すなわち崩壊発生限界雨量は、 $232.0\text{mm} \Rightarrow 228.0\text{mm} \Rightarrow 221.5\text{mm} \Rightarrow 199.0\text{mm}$ へと加速度の増加とともに減少し、最大で $33\text{mm}(14.2\%)$ も減少することが明らかになった。

6.5.4 地震発生後の斜面の安定性の変化

すべり面が飽和状態の時に加速度が作用した場合の安全率の変化率をとりまとめたものを図-6.12 に示す。

すべり面が飽和状態の時に地震による加速度が作用すると、安全率が 9.0～33.2%低下する結果となった。特に、水平方向に 1.0G の衝撃が作用した場合、安全率が最大 33.2%も著しく低下($D=1\text{m}$, $\beta=45^\circ$)することになる。この傾向は、土層厚の減少や斜面勾配の増加とともにより顕著に見られた。

すべり面が自然含水状態 ($\phi=-20\text{cmH}_2\text{O}$) の時に加速度が作用した場合の安全率の変化率を図-6.13 に示す。

すべり面が自然含水状態 ($\psi=-20\text{cmH}_2\text{O}$) の時に地震による加速度が作用すると、すべり面の状態が飽和状態の場合ほど顕著ではないものの、斜面の安全率は 5.2%～15.6%低下していることがわかる。特に、この傾向は、すべり面に対して水平方向に 1.5G の加速度が作用した場合に顕著であり、安全率が最大 15.6%も低下($D=3\text{m}$, $\beta=30^\circ$)する結果となった。

また、すべり面が自然含水状態 ($\phi=-20\text{cmH}_2\text{O}$) の場合、飽和状態の場合とは逆に、土層厚の増加とともに安全率の低下はより顕著となっている事実が確認された。

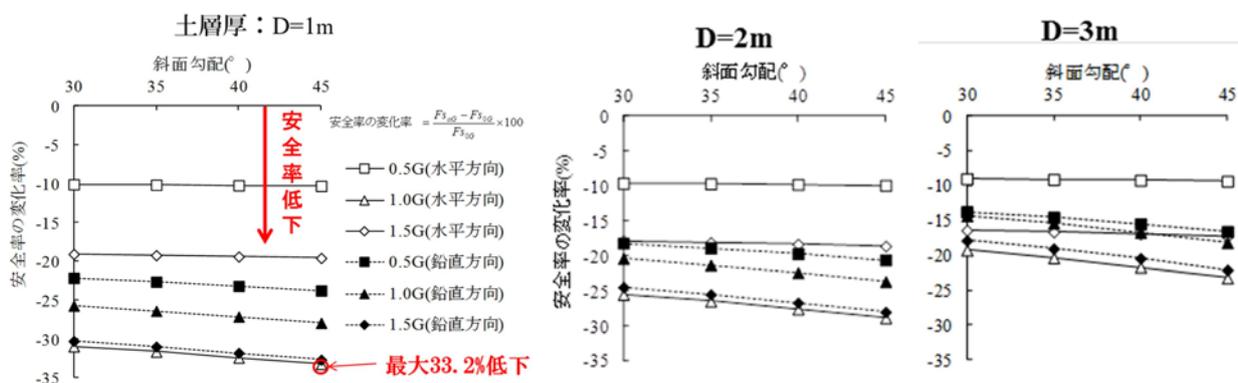


図-6.12 地震発生後の安全率の変化(飽和状態)

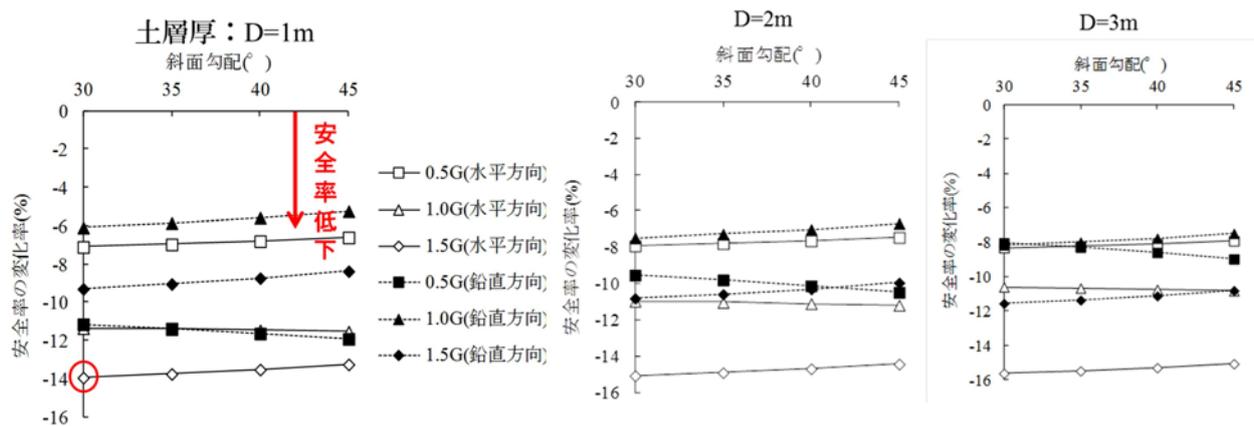


図-6.13 地震発生後の安全率の変化($\phi = -20\text{cmH}_2\text{O}$)

6.6 おわりに

花崗岩斜面に地震による加速度が作用すると、土質強度は著しく低下し、その後の降雨などにより斜面土層内に地下水深が形成されると、すべり面が飽和状態で水平方向に 1.0G の加速度が作用すると安全率が 33.2% も低下 ($D=1\text{m}$, $\beta = 45^\circ$) することになる。一方、すべり面の水分状態が $\phi = -20\text{cmH}_2\text{O}$ の場合においても、水平方向に 1.5G の加速度が作用すると、安全率が 15.6% 低下 ($D=3\text{m}$, $\beta = 30^\circ$) する事実が明らかになった。この安全率の低下にともない、崩壊発生限界雨量は最大で 14.2%(33mm) 程度も低下することがわかった。

このように、地震発生時に崩壊に至らなかった斜面でも、地震時に作用する加速度の影響を受けて土質強度が大きく低下し、地震前と比較してより少ない降雨量と短い時間で崩壊発生するようになる。具体的には、花崗岩斜面の場合、1.5G 程度の強い加速度が作用すると、崩壊発生限界雨量が 15% 程度低下し、崩壊発生時間も 5 時間程度早まる結果となった。

今後は、2011 年 3 月に発生した東方地方太平洋沖地震時に観測された最大加速度 (2,933gal) を再現可能とすべく

実験設備に改良を加え、実験結果を蓄積することにより、地震発生後の土砂災害警戒・避難基準雨量の設定手法の確立を目指したい。さらに、「何時まで地震の影響が残るのか?」といった、地震時の加速度が斜面に及ぼす影響の継続性について研究を進め、基準雨量引下げ解除のタイミングの設定手法の確立へと研究を展開していく予定である。

【引用文献】

平松晋也・尾藤顕哉：斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定法に関する一考察，砂防学会誌，Vol.54，No.4，p.12-21，2001

森本良平：地形学的特性を考慮した地震動災害予測の研究，自然災害特別研究成果，No.A-55-1，1980

篠木秀：山腹斜面の崩壊に対する免疫性に関する水門・地形学的研究，信州大学院修士論文，2010