地震時の崩壊性地すべりに対する有効応力解析法の適用性

柏木 敬[1]・飛田 哲男[2]

[1]学生会員　関西大学大学院理工学研究科環境都市工学専攻（〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35）
E-mail:k651087@kansai-u.ac.jp

[2]正会員　関西大学環境都市工学部（〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35）
E-mail: tobita@kansai-u.ac.jp

火山灰質粘性土に起因する崩壊性地すべりは，特に地震動によって引き起こされ，きわめて流動的であり，かつすべり速度が速いという特徴を持つ．また，この地すべりは緩傾斜面で発生するため，現在のところ急傾斜地崩壊危険区域のような危険区域には指定されていない．従来，斜面の安定性評価には，静的つり合いあるいは震度法による安全率が用いられてきた．本研究では，数値解析法を自然斜面の安定問題に適用し，従来の安全率と解析結果から算出される安全率とを比較することによりその妥当性を検討する．その結果，地すべりハザードマップの作成に数値解析法を援用することにより，精度向上を図ることが可能であることが示された．.

Key Words: *slope stability, effective stress analysis, volcanic cohesive soil, safe factor, earthquake*

1.　はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では．複数の地すべりが発生した．特に福島県白河市葉ノ木平の地滑りでは，13 名が犠牲になった 1-5)．また 2016 年熊本地震では，南阿蘇村の黒川右岸斜面の大規模な地すべりにより，阿蘇大橋が崩壊した 6)．その後の調査によってこれらの地すべりは火山灰質粘性土層がすべり面となっていることがわかった．地震による火山灰質粘性土をすべり面とする地すべりは，世界各地で発生している．日本の例では，1968 年十勝沖地震 7)，1978 年伊豆大島近海の地震 8, 9)や 1984 年長野県西部の地震 4)などがある．また．日本以外では，2001 年エルサルバドル地震 4)，2009 年のパダン地震 10)がある．防災の観点からいえば，このような地すべりの危険性のある地域はハザードマップ上に明示し，近隣住民への注意喚起を行うことが減災上重要となる．しかし，火山灰質粘性土を有する地盤は，緩傾斜面を形成するという特徴があり「急傾斜地崩壊危険区域」に指定されていない．また．火山灰質粘性土層があるからと言って，必ず地すべりが発生するとは限らない．火山灰質粘性土地盤に特有の崩壊形態である，すべり土塊が崩壊しながら長距離をすべるという，いわゆる「崩壊性地すべり」の発生には，すべり面となる火山灰質粘性土の地震に対する応答特性や地形条件，地質条件など様々な条件があることが考えられる例えば 2)．しかし，これまでそのような斜面の応答特性や地質条件，地形条件については，十分な評価が行われてこなかった．また，地形調査によって指定される「地すべり防止区域」や「砂防指定地」では，火山灰質粘性土の地すべりが発生しうる個所が特定できない．つまり，旧来の地すべりハザードマップでは，この火山灰質粘性土をすべり面にもつ崩壊性地すべりを考慮できていないわけである．また，上記の危険区域の抽出法は，地形調査のみであり数値解析など斜面の安定計算による考慮はされていない．斜面の安定性を考慮する方法として，従来から斜面を無限長斜面とし静的つり合い条件から安全率を算出する方法がある．しかしながら，これでは今回対象とする地すべりのような地震時の斜面の安定性を評価することができない．そこで水平震度を考慮し，地震時の斜面の安全率を算出する震度法と呼ばれる方法がある．例えば，中野(2014)10)がパダン地震によって発生した地すべり地の斜面の安定性を震度法を用いることによって評価している．また Ishihara and Nagao(1983)9)は，伊豆大島近海の地震によって引き起こされた地すべりについて考察し，土塊がブロックごとに滑ることに着目し，震度法を改良した方法を提案している．これらの方法を用いることによって，より精度の高い危険区域の抽出を図ることができる．さらに近年では数値解析法の急速な発展により，精度の高い斜面の安定計算が行える可能性がある．

本研究の目的は，火山灰質粘性土をすべり面とする

地震時崩壊性地すべりに対し，多重せん断ばねモデルを土の構成則とする二次元有効応力解析法 11)を適用することで斜面の安定性評価の精度を向上させることである．また，本研究の新規性は，従来の安全率と数値解析による安全率とを比較し，従来の安全率の限界を指摘し，数値解析から算定される安全率の妥当性を検証することにある．本研究は，地すべりハザードマップ作成過程において数値解析法が援用可能であることを示す点で発展性がある．

2. 有効応力解析法と従来法による安全率の比較

解析対象とする斜面は，東北地方太平洋沖地震の際，地すべりが生じた福島県白河市葉ノ木平の斜面である．同斜面をモデル化するにあたっては，無限長斜面を仮定し，その一部を切り取った 1 次元モデルとする（図 1）．図 1 に示すように，解析メッシュは，すべり面となる要素（以下，弱層と呼ぶ）とそれを挟んで上下層の 3 要素で構成されている．解析メッシュの寸法は，縦横 1(m)の正方形とし，斜面に対して垂直方向に深度 40(m)まで考慮し，計 82 節点，40 要素とした．解析メッシュ側面の節点自由度は x 方向，y 方向どちらも同一とした．ただし，最下端の節点自由度は固定した．すべり面となる弱層は 1 要素で与え，地表面から弱層上端までの距離を 7(m)としたものを基本ケースとする．この弱層および，上下層の地盤パラメータは河原(2016)12)を参照した（表 1，表 2）．また地下水面については，地表面に一致するとし，各層は飽和状態であると仮定したうえで有効応力解析を行う．解析の順序としては，まず自重解析によって，各要素に作用する初期せん断応力 τ_{ini} を算定し，その後，水平方向に地震動を作用させることによって地震応答解析を行う．

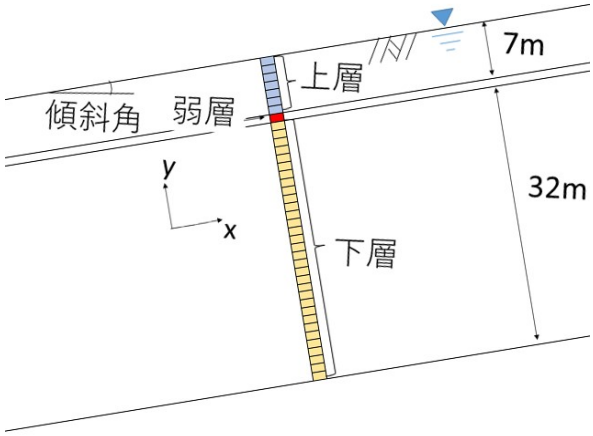


図 1　解析モデル（基本ケース）

表 1　数値解析に対する地盤パラメータ 12)

	上層	下層	弱層
N値	5	8	―――
初期せん断剛性 G kPa	34406	47066	6000
体積弾性係数 K kPa	89725	122742	15647
平均有効拘束圧 Pa kPa	98	98	98
拘束圧依存係数 m_G/n_K	0.5	0.5	0.5
質量密度 ρ g/cm³	1.8	2	1.5
間隙率 n	0.45	0.45	0.7
粘着力 c kPa	0	0	0
内部摩擦角 Φ_f 度	34.09	35.28	33
最大減衰定数 Hmax	0.24	0.24	0.24

表 2　有効応力モデルに対する入力パラメータ 12)

ε_d^{cm}	0.50	l_k	2.00
$r_{\varepsilon}{}^{C}{}_{d}$	0.23	r_k	0.50
$r_{\varepsilon d}$	0.20	c1	1.00
q_1	1.00	q_{us}	35.00

(1)　自重解析：静的安全率

数値解析では原位置の地形，地質パラメータに基づいて，定量的に斜面の安定性を評価できることが大きな利点の一つといえる．ここでは，解析結果から安全率を導出する方法について提案し，この数値解析の妥当性を従来の安全率と比較することにより確認する．まず地震が作用しない場合について，自重解析から得られる安全率と従来の方法である無限長斜面仮定下での安定計算による安全率を比較する．この際，自重解析は，斜面に作用する重力加速度 g(=9.8m/s2)を，傾斜角 θ 度を用いることによって，x 方向，y 方向にベクトル分解し，それらを同時に作用させることによって行う．ここでは，完全排水条件のもとで自重解析を行う．

まず，解析結果から安全率を算出する方法について述べる．粘着力 c，内部摩擦角 ϕ を有する土の応力状態が $(\sigma y, -\tau xy)$，$(\sigma x, \tau xy)$にあるとき，モールの応力円の半径を l1 とすると，

$$l_1 = \sqrt{\tau_{xy}^2 + \left\{\left(\sigma_x - \sigma_y\right)/2\right\}^2} \qquad (1)$$

で表される．対してモールの応力円の中心からクーロンの破壊基準までの最短距離を l2 と置くと，

$$l_2 = c \cdot \cos\phi + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\sin\phi \qquad (2)$$

となる．ここで要素が破壊に至る時とは，モールの応力円がクーロンの破壊基準に接したときである．つまり，l1 が l2 に一致するときであり，このことから式(1)，(2)を用いて安全率 FS を以下のように定義することができる．

$$F_S = \frac{l_2}{l_1} = \frac{c \cdot \cos\phi + \{(\sigma_x + \sigma_y)/2\}\sin\phi}{\sqrt{\tau_{xy}^2 + \{(\sigma_x - \sigma_y)/2\}^2}} \quad (3)$$

この式(3)に，数値解析から得られる応力状態を代入することによって安全率を算出することができる．以下では，地震応答解析後の残留応力を式(3)に代入し，安全率 FS を求めることにする．

これに対して，無限長斜面仮定下での安定計算による安全率の求め方を以下に述べる．これは，無限長斜面においてすべり面に沿って発揮する抵抗力を，すべり面より上に存在する土に作用する駆動力で割ったものである．この安全率を FS’ と定義する（式(4)）．

$$F_S' = \frac{c + W'\cos\theta\tan\phi}{W\sin\theta} \quad (4)$$

ここで，W:潜在破壊面より上部の斜面物質の重量(kN)，W’:地下水による間隙水圧の影響を差し引いた潜在破壊面より上部の斜面物質の水中重量(kN)である．

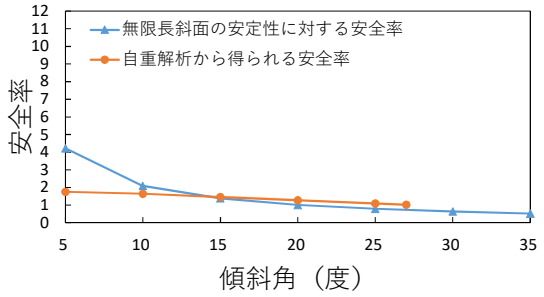


図 2 無限長斜面仮定下での安全率と自重解析による

この式(4)と式(3)を用いて，図 2 に示すように安全率の比較を行った．解析では θ>27 度以上で計算が発散した．同図より，傾斜角が大きいときには両者ほぼ等しい安全率を示す．しかし，傾斜角が小さくなるにつれて（θ<10 度），無限長斜面仮定下での安全率は解析と比べ，過大評価となっている．この原因をさぐるために，式(3)の分母を純せん断応力成分 τxy と軸差応力成分(σx−σy)/2 にわけ，これらを式(3)の分母として安全率を再度計算したものを図 3 に示す．これより，純せん断応力成分 τxy のみを考慮した安全率は無限長斜面の安全率と同じ傾向をしめす．対して，軸差応力成分(σx− σy)/2 のみを考慮した安全率は，傾斜角の増加に伴い増加する傾向を示すことがわかる．すなわち，傾斜角が小さい場合（θ<15 度）には，軸差応力成分の影響が大きく，それが純せん断成分とともに駆動力となって斜面を不安定化させる傾向にあることがわかる．このことから，特に傾斜角が小さい斜面の安全率評価においては，軸差応力成分を評価する必要があり，この点において数値解析法の有効性が示されるものと思われる．

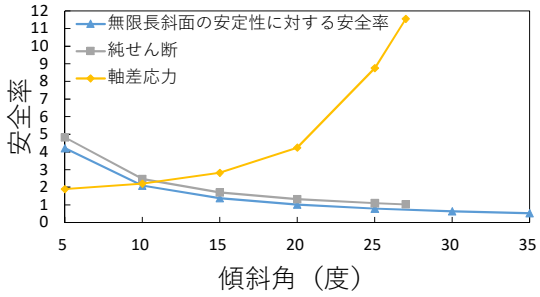


図 3 静的条件下での無限長斜面の安全率と数値解析による純せん断応力成分と軸差応力成分のみの安全

(2) 動的解析：地震時安全率

前節では自重解析の結果を用いることによって，従来の安全率と地震動が作用しない場合の安全率について比較した．本節では地震による火山灰質粘性土をすべり面とする崩壊性地すべりを対象とし，震度法による無限長斜面の安全率と，動的解析による安全率について比較する．ここで，震度法による無限長斜面の安全率とは，地震動の最大加速度と重力加速度の比をとった水平震度 Kh を(4)式に導入し，地震時の斜面の安定性を評価するものである．震度法による安全率 Fs’’ を式(5)に示す．

$$F_S'' = \frac{c + (W'\cos\theta - K_h \cdot W'\sin\theta)\tan\phi}{W\sin\theta + W\cos\theta} \quad (5)$$

$$K_h = a_{max}/g \quad (6)$$

ここで，amax:地震の最大加速度(m/s2)，g:重力加速度(m/s2)である．対して解析による安全率は式(3)に動的解析による結果を代入することによって算出する．

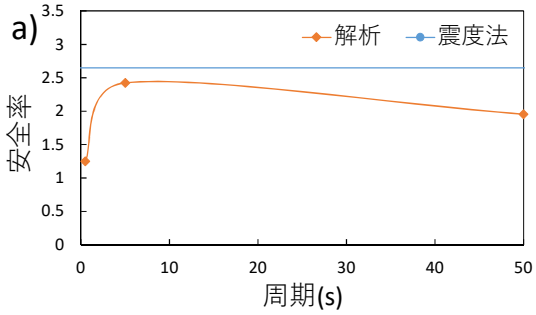
入力地震動には正弦波を用い，最大加速度振幅を 50(gal)として，周期のみを 0.5(s)，5(s)，50(s)と変えた場合の 3 ケースと，周期を 0.5(s)として，最大加速度振幅を 50(gal)，482(gal)，948(gal)と変えた場合の 3 ケース，計 6 ケースについて比較する．まず，前者の比較（周期をパラメータ）を図 4 に，次に，後者の比較（最大加速度振幅をパラメータ）を図 5 に示す．図 4，図 5 では，a)-d)として斜面の傾斜角の違いを考慮する．まず安全率に対する傾斜角の影響に着目するため，傾斜角 5 度（図 4a），図 5a)）の安全率の平均値と，同 20 度（図 4d)，図 5d)）の安全率の平均値を比較する．周期のみを変化させた数値解析で求めた安全率は，傾斜角 5 度の安全率を基準とすれば，傾斜角 20 度では約 0.5 倍（図 4a）と d)の比較），最大加速度振幅のみを変化させた場合では同約 0.8 倍（図 5a）と d)の比較）に低下している．対して，

震度法による安全率は，周期のみを変化させた場合では約 0.3 倍，最大加速度振幅のみを変化させた場合では約 0.4 倍に低下しており解析による安全率よりも変動が大きい．これは前節で述べたように，従来の安全率では軸差応力成分を考慮していないため，小さな傾斜角で安全率を過大に評価しているためである．

続いて，図 4 の入力地震動の周期のみを変化させた場合の安全率に着目する．震度法の安全率は周期によって安全率が変化することはない．これは式(5)からわかるように，この方法は地震の最大加速度しか考慮していないためである．対して，数値解析による安全率は周期に依存し，傾斜角 5 度(図 4a)）では安全率の変動量が最大となり，最大値（Fs=2.4）が最小値（Fs=1.2）の約 2 倍となっている．

次に，図 5 の最大加速度振幅のみを変化させた場合に着目する．最大加速度振幅の大きさによる安全率の変動量に着目すると傾斜角 5 度(図-5a))の時に最大になり，震度法による安全率は，最大値(Fs’’=2.6)が最小値(Fs’’=0.3)の約 8.7 倍，変動量が最も小さい傾斜角 20 度(図 5b))でも同 5 倍程度となっている．一方，数値解析では，同様の変動幅は 1.1 倍程度となっており，地震の最大加速度振幅が安全率に大きく影響しないこと，また，最大加速度振幅に比べて振動周期の変化の影響が大きいことがわかる．

以上より，数値解析では周期の影響を考慮できることからより精度の高い安全率の評価が可能である．一方，震度法による安全率は，地震動の最大加速度のみを考慮していることから，その影響を過大に評価している可能性がある．ただし，傾斜角 20 度(図-4a)，図-5a))の結果に着目すると，どちらの場合においてもすべての安全率が 1 となっている．これは先に述べたように，本解析による安全率は，加振終了時の応力状態を式(3)に入力しているためであり，土が破壊状態に至った場合，有効応力経路が破壊線上に収束し，l1 が l2 に一致してしまうためである．このため，破壊後の危険度を評価することができない．対して，震度法では安全率が 1 以下の値も示すことができ，破壊状態に至った後でも危険度の比較を行うことができる．この点，解析が震度法に比べて有利な点であるといえる．



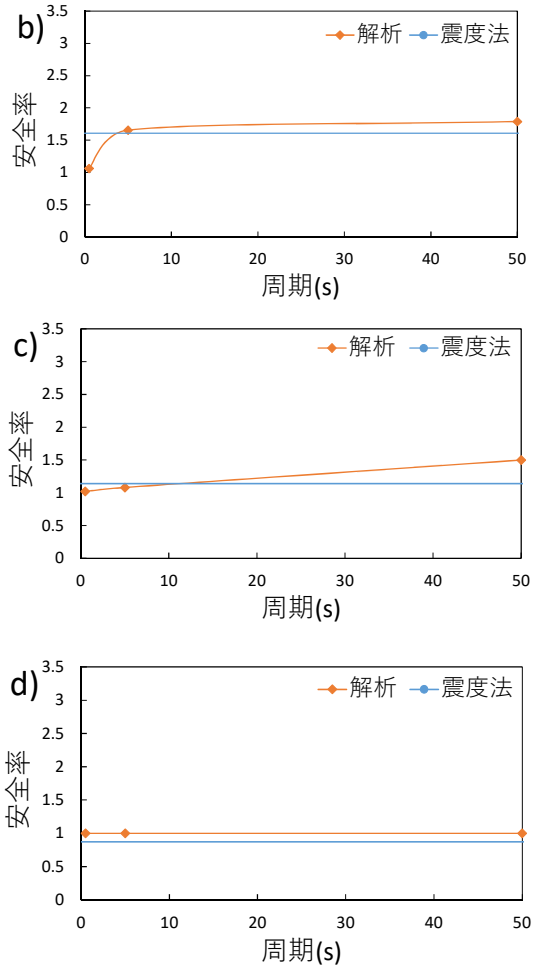
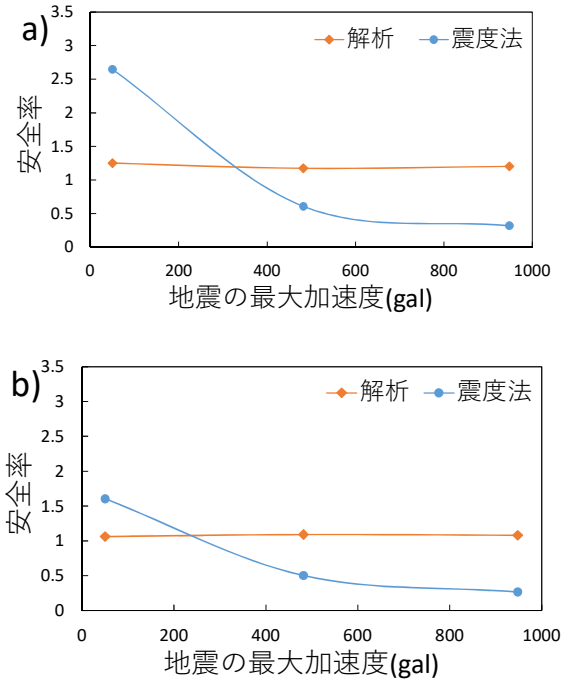


図 4 入力地震動の周期のみを変化させた数値解析と震度法による安全率の比較
傾斜角 a)5 度，b)10 度，c)15 度，d)20 度



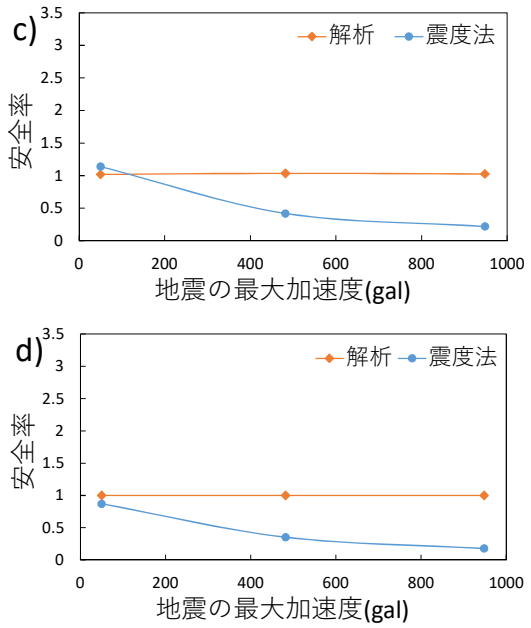


図 5 入力地震動の最大加速度振幅のみを変化させた数値解析と震度法による安全率の比較
傾斜角 a)5 度，b)10 度，c)15 度，d)20 度

3. 斜面に対する地震応答解析

前章では従来の安全率と比較することによって，数値解析法の斜面安定問題への適用性について確認した．本章では観測地震動を用いた地震応答解析を行うことによって，地すべりの発生メカニズムを考察する．解析の方法としては，火山灰質粘性土をすべり面とする崩壊性地すべりが実際に発生した東北地方太平洋沖地震の地震動(K-NET, FKS016)(図 6)13)と熊本地震の地震動(K-NET, KMM005)(図 7)13)を，傾斜角 5 度および傾斜角 20 度の解析モデルに入力し地震応答解析を行う．

図 8 に下層上端（弱層下端）の x 軸方向の応答加速度の時刻歴を，図 9 に弱層上端の x 軸方向の応答加速度の時刻歴を示す．同図からすべり面（弱層）で地震加速度の減衰が生じており，傾斜角 5 度に比べ，20 度の時の方が大きく減衰が生じていることがわかる．これは弱層が地震動によって乱されることにより，剛性が低下しダンパーのような役割を果たすためであると考えられる．この減衰の大きさは後述するせん断ひずみの大きさに関係があると考えられる．

続いて弱層の応力状態に着目する．図 10 は，同図中に示すように入力地震動と傾斜角を 4 パターン変化させたときの弱層の有効応力経路を比較するものである．ここで縦軸の偏差応力は式(3)の分母で表され，第 2 章で述べたように純せん断応力成分 τ_{xy} と軸差応力成分 $(\sigma_x-\sigma_y)/2$ から成る．傾斜角が 20 度の場合には，両地震動ともに上下の変動はあるものの全般に上に凸の曲線を描き破壊線に到達している．一方，傾斜角 5 度の場合には，全般に下に凸の傾向を示し，残留応力状態は破壊線に達していない．この場合，東北の地震動を入力した場合の有効応力の残留値が約 33kPa に対して，熊本の場合は 42kPa となっている．

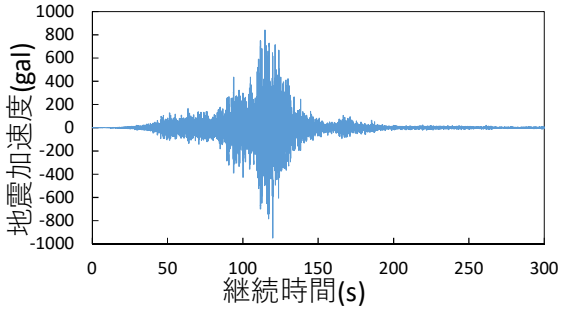


図 6 東北地方太平洋沖地震の地震動(K-NET, FKS016)[13)]

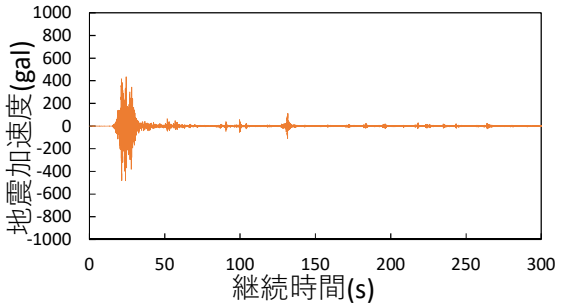


図 7 熊本地震の地震動(K-NET, KMM005)[13)]

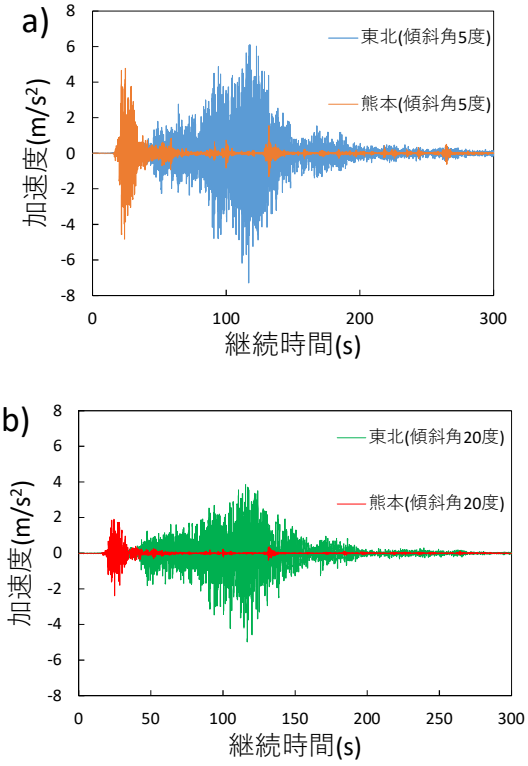


図 8 下層上端（弱層下端）における応答加速度時刻歴．傾斜角 a)5°，b)20°．

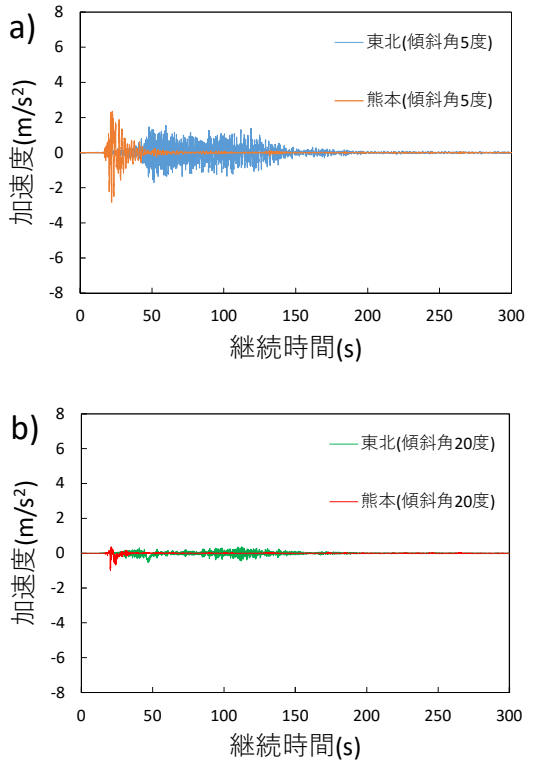


図 9　弱層（すべり面）における応答加速度時刻歴，傾斜角 a)5°，b)20°．

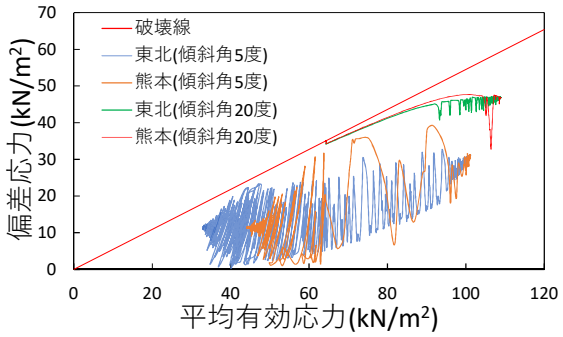


図 10　弱層要素の有効応力経路

以上の点について，さらに詳しく考察するため，弱層における純せん断応力成分 τxy の時刻歴応答(図 11)と軸差応力成分(σx−σy)/2 の時刻歴応答（図 12）についてみると，軸差応力成分（図 12）はどちらの傾斜角においても地震動の作用とともに低下し，残留値はほぼ 0 kPa に収束する．対して純せん断応力成分については傾斜角によって様相が異なる．今回の解析では弱層のせん断強度 τmax を 35.0kPa に設定している（表 2 の qus）．まず初期純せん断応力成分 τini がせん断強度 τmax よりも小さい傾斜角 5 度のモデルでは，地震動の作用とともに値が変動するが，残留値は自重解析による初期せん断応力と一致する(約 11 kPa)．対して，初期純せん断応力 τini がせん断強度 τmax よりも大きい傾斜角 20 度のモデルでは，純せん断応力はある時刻で急減し，その残留値はせん断強度 τmax と一致する．図 13 に示す弱層のせん断ひずみの時刻歴より，傾斜角 5 度においては地震動が収束するにつれせん断ひずみの増分が小さくなるが，傾斜角 20 度では，地震動が収束してもせん断ひずみは増加し続けている．つまり，傾斜角 20 度では重力によって地すべりが生じていることがわかる．これは図 10 より，傾斜角 5 度では有効応力経路が破壊線に達していないが，傾斜角 20 度では破壊線に達しているために弱層が完全に破壊されていることを示している．

以上より，偏差応力(σx−σy)/2 は地震動の作用とともに低下し，初期純せん断応力成分がせん断強度よりも小さい場合（τini<τmax），偏差応力は最終的に初期純せん断応力と等しくなり，有効応力経路は破壊線に達しない．一方，初期純せん断応力がせん断強度よりも大きい場合には（τini>τmax），偏差応力の残留値はせん断強度と等しくなり，その際，有効応力経路は破壊線に達し，弱層に大きなひずみが発生する，つまり重力に起因するすべり破壊が生じるものと推察される．

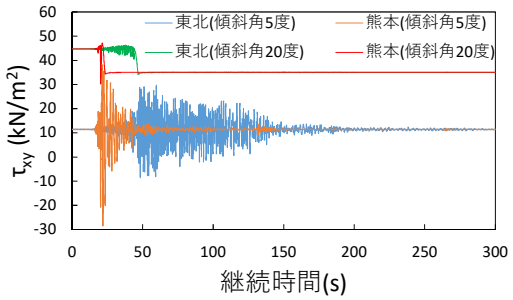


図 11　弱層要素の純せん断応力成分の時刻歴

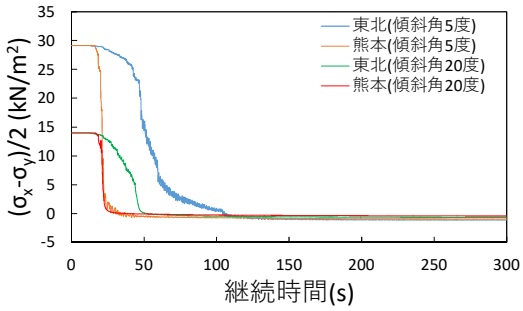


図 12　弱層要素の軸差応力成分の時刻歴

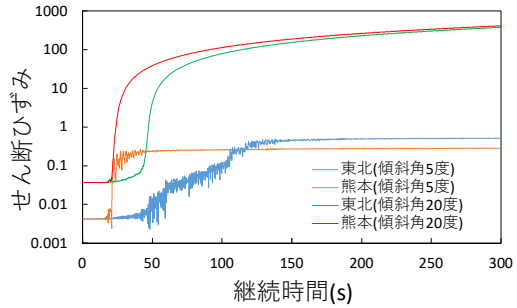


図 13　弱層要素のせん断ひずみの時刻歴

4. 有効土被り圧，弱層の厚さが異なる場合

第 3 章では，図 1 に示すようにすべり面となる厚さ 1(m)の弱層の上端を 7(m)の深さにとって解析を行った．しかし，すべり面となる弱層の厚さ，深度は場所によって異なる．そのため，本章では図 6 に示すの東北地方太平洋沖地震で観測された地震動を用いて弱層の深度と厚さをパラメータとして解析を行い，地滑りの発生メカニズムについて考察する．

まず，弱層の深度を変えた解析について，図 14 に弱層までの深度と弱層の残留せん断ひずみの関係を傾斜角ごとに示す．同図より，傾斜角 20 度の場合には深度約 4m でせん断ひずみが急増することがわかる．傾斜角が 15 度，10 度の場合も，それぞれ 6m，9m 付近で同様の傾向が見て取れる．これは弱層の深度増加により上載荷重が増え，その結果，初期純せん断応力 τ ini がせん断強度 τ max を超え，有効応力経路が破壊線に達したためである．また，急増し始める深度は傾斜角が大きいほど浅くなることがわかる．これは，傾斜角が大きいほど x 軸方向に作用する重力加速度が大きくなり純せん断応力 τ xy が大きく発生するためである．これらのことから，深い深度に弱層があるほど，つまり上層厚が厚いほど小さな傾斜角で弱層の有効応力経路が破壊線に達することがわかる．

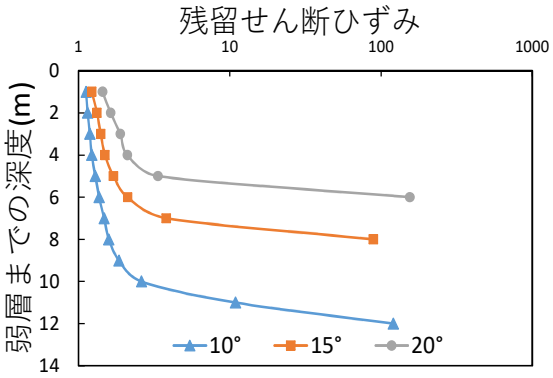


図 14　弱層までの深度と残留せん断ひずみの関係

続いて，弱層までの深度は 7(m)のままで弱層を 3 要素（弱層の層厚を 3m に変更）に増やし解析を行い，弱層の厚さによる影響をみる．今回は，傾斜角 5 度，15 度の結果を示す．弱層の 3 要素(上から「上端要素」，「中間要素」，「下端要素」)それぞれのせん断ひずみの時刻歴応答を図 15（a）傾斜角 5 度，b)同 15 度）に，有効応力経路を図 16 に，純せん断応力 τ xy の時刻歴応答を図 17 に示す．まず傾斜角 5 度の結果に着目する．純せん断応力 τ xy の時刻歴応答(図-17a))に着目すると，どの要素も初期純せん断応力 τ ini がせん断強度 35kPa を下回っており，有効応力経路(図 16a))はどれも破壊線に達していないことがわかる．この場合，せん断ひずみ(図 15a))は上端要素，下端要素，中間要素の順に大きくなっている．このように中間要素がもっともせん断ひずみが小さくなる理由は弱層が破壊することにより剛性が低下し，中間要素は柔らかい層に挟まれることになるため，両端が自由端のような挙動になり地震動のエネルギーを受けにくくなるためであると考えられる．また上端要素が下端要素に比べせん断ひずみが大きくなる理由については土被り圧の影響を上端要素の方が受けやすいためであると考えられる．続いて，傾斜角 15 度の結果に着目する．中間要素，下端要素では，純せん断応力 τ xy (図 17b))がせん断強度を上回っており，有効応力経路(図 16b))は破壊線に達している．また，せん断ひずみ(図 15b))は下端要素，中間要素，上端要素の順に大きくなっており，特に中間要素，下端要素は地震動が収まってもせん断ひずみが増加し続け，重力によるすべりが生じていることがわかる．先ほどと比べ上端要素が中間要素，下端要素よりもせん断ひずみが小さい理由は，有効応力経路が破壊線に達していないためである．また，下端要素が中間要素に比べせん断ひずみが大きくなる理由は下端要素の方が深度が深いため初期純せん断応力 τ ini の値が下端要素の方が大きいため，中間要素よりも早く有効応力経路が破壊線に達したためである．これらのことから，重力に起因するすべりは，弱層の厚さは重要ではなく，弱層のうちもっとも深い場所で初期純せん断応力 τ ini がせん断強度 τ max を上回ることによって生じるものと推測される．

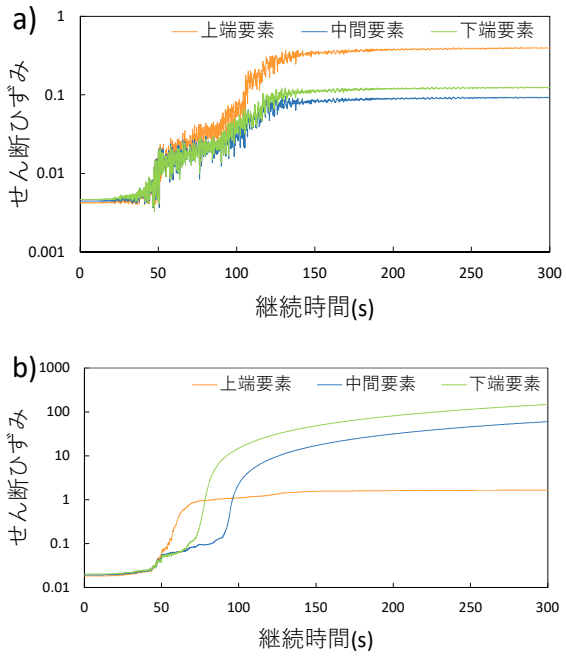


図 15 弱層の厚さを 3m に増加させたときのせん断ひずみの時刻歴，傾斜角 a)5 度，b)15 度

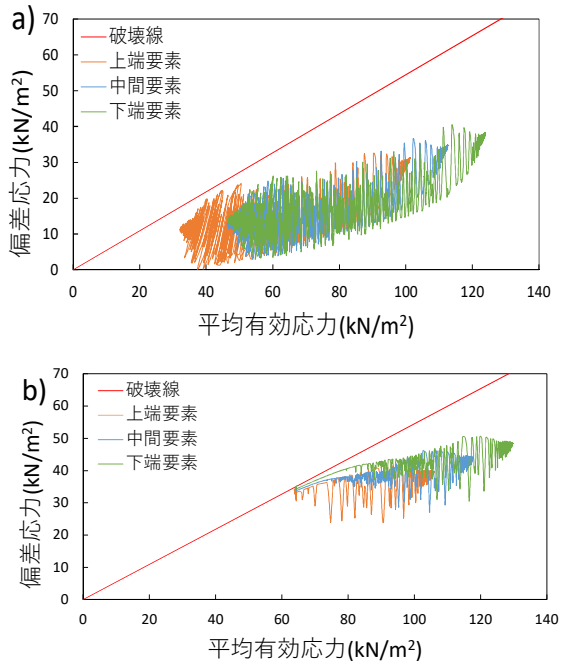


図 16　弱層の厚さを 3m に増加させたときの有効応力経路，傾斜角 a)5 度，b)15 度

5.　まとめ

本研究では，火山灰質粘性土をすべり面とする崩壊性地すべりに対して二次元有効応力解析法の適用性を検討した．対象とした地すべりは，東北地方太平洋沖地震の際，崩壊性地すべりが発生した福島県白河市葉ノ木平の斜面である．この斜面に対して無限長斜面を仮定して 1 次元のモデル化を行い，従来の安全率と解析結果を適用した安全率を比べることによって解析の適用性を検討した．また，すべり面の深度とその層厚を変化させた解析を行い，地すべりの発生メカニズムを明らかにすることを試みた．以下に本研究で得られた結論をまとめる．

1) 自重解析から算出した安全率は，純せん断応力成分 τ_{xy} と軸差応力成分 $(\sigma_x - \sigma_y)/2$ の 2 つの要素を考慮することによって無限長斜面仮定下での安全率に比べ，小さな傾斜角において安全側の評価となる．
2) 数値解析を用いることにより，震度法で考慮することのできない地震動の周期の影響を考慮した安全率を求めることができる．
3) 地震時の斜面の安定性は，地震動の最大加速度よりも，地震動の卓越周期に依存する．
4) 地震応答解析における偏差応力 $(\sigma_x - \sigma_y)/2$ の残留値は自重解析から得られる初期せん断応力 τ_{ini} がせん断強度 τ_{max} よりも小さい時，初期せん断応力 τ_{ini} の値に収束する．一方，上記初期せん断応力 τ_{ini} の値がせん断強度 τ_{max} よりも大きな場合，せん断強度 τ_{max} の値に収束する．また，初期せん断応力 τ_{ini} がせん断強度 τ_{max} より大きい時，自重によるすべりが生じる．
5) 地すべりの発生には，すべり面となる弱層までの有効土被り圧が影響しており，上層厚が厚いほど小さな傾斜角ですべりが発生する．
6) 地すべりの発生条件として，弱層の層厚の影響は小さいが，弱層の最下端における初期純せん断応力とせん断強度の大小関係が大きく影響する．

本研究の次の段階として，地すべりハザードマップの作成に数値解析法を援用するための手法を構築することが挙げられる．これにより，火山灰質粘性土に起因する地震時崩壊性地すべりに対するハザードマップの精度向上を図ることが可能となる．

謝辞

本研究を進めるにあたり文部科学省科学研究費，基盤研究 B，No. 2628210，2014-2016（代表：千木良雅弘）による援助を受けました．また，防災科学技術研究所 K-NET，KiK-net 強震記録を使用しました．京都大学防災研究所の千木良雅弘教授，井合進教授，上田恭平助教から有益な助言をいただきました．記して謝意を表します．

参考文献

1) 千木良雅弘・中筋章人・藤原伸也・阪上雅之：2011 年東北地方太平洋沖地震による降下火砕物の崩壊性地すべり，応用地質，Vol. 52, No. 6, http://doi.org/10.5110/jjseg.52.222, pp.222-230，2012.
2) Wang G., Suemine, A., Zhang, F, Hata, Y., Fukuoka, H. and Kamai, T.: Some fluidized landslides triggered by the 2011 Tohoku Earthquake (Mw 9.0), Japan. Geomorphology, Vol. 208, http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2013.11.009, pp. 11-21, 2014.
3) Chigira, M.: Geological and geomorphological features of deep-seated catastrophic landslides in tectonically active regions of Asia and implications for hazard mapping. Episodes, Vol. 37, pp. 284-294, 2014.
4) Chigira, M. and Suzuki, T.: Prediction of earthquake-induced landslides of pyroclastic fall deposits, Journal of natural disaster science, Vol.4, No2, pp.1-32, 2016.
5) Sugimoto, H., Takeshi, T., Uto, T., Honma, H.: Geomorphic and geologic features of landslides induced by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, in Shirakawa hills, Fukushima prefecture, Earthquake induced landslides, K. Ugai, H. Yagi, A. Wakai (Eds.), Springer-Verlag, Tokyo, pp. 189-201, 2012.

6) 熊本地震被害調査 ver. 3.0 - 清田研究室 - 東京大学. (http://www.gdm.iis.u-tokyo.ac.jp/KumamotoEQ_Recon_v4-0.pdf) (閲覧日：2017年3月21日)
7) 吉田昌弘，千木良雅弘：1968 年十勝沖地震によって降下火砕物層に発生した崩壊と風化の関係について，応用地質，Vol. 52, No. 6, pp. 213-221, 2012.
8) Chigira, M.: Dry debris flow pyroclastic fall deposits triggered by the 1978 Izu-Oshima-Kinkai Earthquake: The "collapsing" landslide at Nanamawari, Mitaka-Iriya, southern Izu peninsula, Journal of Natural Disaster Science, Vol. 4, No. 2, pp. 1-32, 1982.
9) Ishihara K., Nagao A.: Analysis of landslides during the 1976 Izu-Oshima-Kinkai earthquake, Soil and Foundations, Vol.23, No.1, Mar., pp.19-37, 1983.
10) 中野真帆：2009 年パダン地震が引き起こした崩壊性地すべりの地形・地質的特徴－古期風化帯に載った降下軽石堆積物の風化と地形発達史から見た崩壊の発生場－，京都大学修士論文，2013.
11) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility: Soils and foundations, Vol.32, No.2, pp. 1-15, 1992.
12) 河原尚徳：初期せん断応力作用下での粘性土の非排水繰り返しせん断挙動に関する研究，京都大学卒業論文，2016.
13) 防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET, KiK-net). (http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/) (閲覧日：2017年1月27日).

(2009. 7. 1 受付)

EFFECTIVE STRESS ANALYSIS TO EARTHQUAKE-INDUCED COLLAPSIBLE LANDSLIDES

Kei KASHIWAGI and Tetsuo TOBITA

Earthquake-induced landslides of collapsible soils, such as volcanic cohesive soil, sometimes cause tremendous damage to human society. They are very fluid and its flow velocity is quite high. What is worse, since they typically occur on gentle slopes, they are not designated as a steep slope area in danger of failure. Characteristics of such a landslide have been studied by many researchers. However, failure mechanism, especially under dynamic condition, is yet unknown. Based on the field investigation and laboratory test results, the slope of Hanoki-daira in Fukushima Pref., where this type of landslide occurred in the 2011 Tohoku Earthquake, is modeled as one-dimensional FEM model to elucidate the failure mechanism.