

地すべり対策斜面の耐震性と地震時安定性評価に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 21～平 23

担当チーム：雪崩・地すべり研究センター

研究担当者：野呂智之、丸山清輝、中村 明

【要旨】

巨大地震の発生が懸念される地域では、地震時の安全性を確保するために合理的な対策工事の計画と実施が求められている。しかしながら、既往の地すべり対策工が、施工斜面の地震時の安定にどの程度の効果を発揮するかは明らかになっていない。また、地震時の地すべり斜面の安定性を評価する手法も未だ確立されていない。そこで本研究では、近年発生した大規模地震による既往対策工の被災状況を調査し、その実態をもとに地すべり対策工の施工斜面が耐震性を有する範囲を明らかにした。加えて、地震動による間隙水圧の上昇が斜面の不安定化を引き起こす主要因であると考え、地すべり斜面の試料へ地震波を載荷したせん断試験を行い、得られた結果をもとに地震動による間隙水圧の上昇を考慮した斜面安定解析手法を提案した。

キーワード：地すべり、地震、地すべり対策工、過剰間隙水圧、斜面安定解析手法

1. はじめに

地震は地すべりの誘因のひとつに挙げられている一方で、地すべり対策工の計画・設計において地震の影響は必ずしも考慮されてこなかった。平成 16 年新潟県中越地震（以後中越地震とする）など近年起こった内陸型逆断層地震では、数多くの地すべりが発生している。これらの地震発生後には地すべり斜面の点検が実施されており、中越地震については地すべり対策斜面の変動発生率は低く、変動しても小規模なものであったことが報告されている¹⁾。しかしながら、今後、わが国ではM7.0 前後の地震が各地で発生することが予測されるため、地すべり対策工の耐震性を把握するとともに、地震動の影響を考慮した斜面安定性の評価手法を確立する必要がある。

そこで本研究では、まず、地震の規模がM7.0 前後であった中越地震、平成 19 年新潟県中越沖地震（以後中越沖地震とする）、平成 20 年岩手・宮城内陸地震（以後岩手・宮城内陸地震とする）を対象に、地すべり対策概成斜面の地震による被災状況を調査した。次に、中越地震で地すべりが発生した斜面の攪乱試料を用いたせん断試験を実施し、その結果をもとに、地震動による間隙水圧の上昇を考慮した、新たな斜面安定解析手法について検討した。

2. 研究目的

本研究の目的は、①地震による被災状況調査をもと

にした、既往対策斜面が耐震性を有する範囲の実態解明と、②地震動による間隙水圧の上昇を考慮した、新たな斜面安定解析手法の提案である。

3. 研究方法

既往対策斜面が耐震性を有する範囲の実態については、中越地震、中越沖地震、岩手・宮城内陸地震を対象として、新潟県、宮城県、岩手県の地すべり対策概成報告書と、地震による地すべり斜面の被災状況調査報告書をもとに検討した。

地震動による間隙水圧の上昇を考慮した、新たな斜面安定解析手法の提案については、中越地震で地すべりが発生した斜面の攪乱試料を用いたせん断試験を実施し、その結果をもとに解析手法を検討した。

4. 研究結果

4.1 既往対策斜面が耐震性を有する範囲の実態

4.1.1 調査対象範囲

図-1～3 には、対象とした中越地震（M6.8）、中越沖地震（M6.8）、岩手・宮城内陸地震（M7.2）の震度分布を示した。これまでに、M7.0 前後の逆断層地震では、震度 5 強以上の区域で地すべりが発生していたことが報告されている²⁾。そこで、調査範囲は図-1～3 に示された震度 5 強以上の区域に設定し、範囲内にある地すべり対策概成斜面の地震による被災状況を調査した。

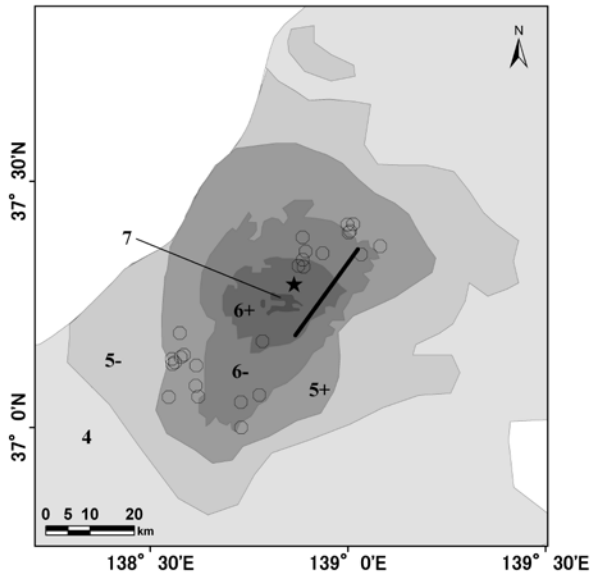


図-1 中越地震推計震度分布図
(気象庁 2004)³⁾ に加筆

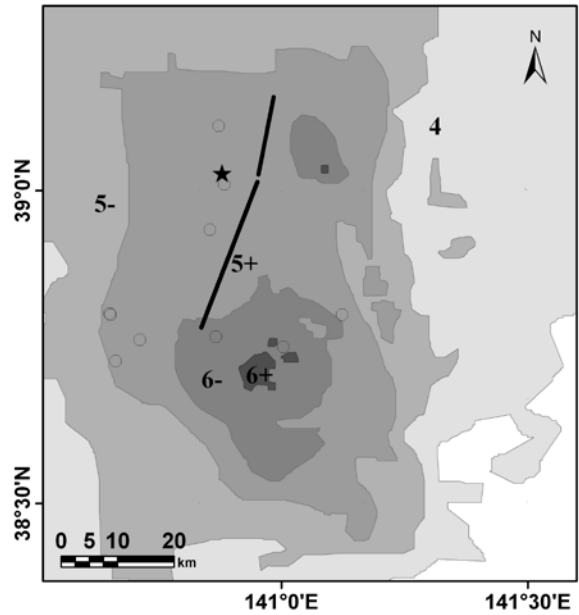


図-3 岩手・宮城内陸地震推計震度分布図
(気象庁 2008)⁵⁾ に加筆

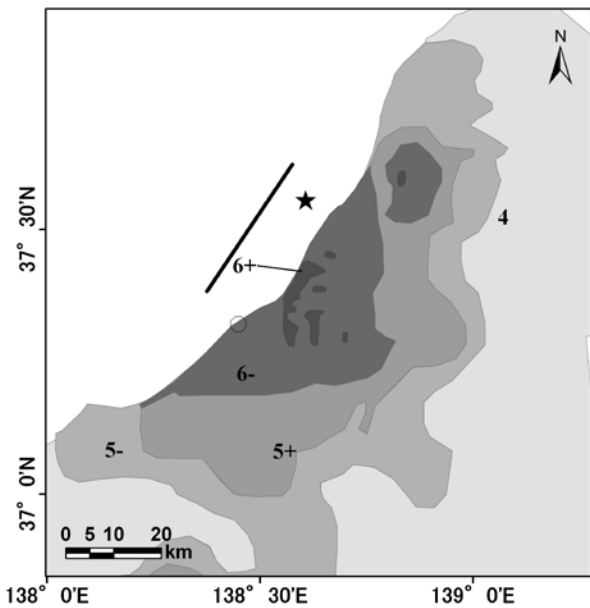


図-2 中越沖地震推計震度分布図
(気象庁 2007)⁴⁾ に加筆

見なさなかった。地震によるブロックの変動の発生は、地震前の降雨状況や地震時の地下水の状況にも左右されると考えられるが、対象とした斜面ごとにそれらを把握することは困難なため、降雨および地下水の状況の違いについて今回は考慮しなかった。なお、中越地震と中越沖地震の調査範囲は一部重複していたため、重複する区域のブロックについては、より震央に近い地震の調査対象に含めた。

表-1 調査に用いたブロック数

地震名	対象とした地すべり対策概成ブロック数	変動が発生したブロック数
中越地震	300	15
中越沖地震	9	0
岩手・宮城内陸地震	79	2
合計	388	17

4.1.2 地すべり対策概成斜面の地震による被災状況

(1) 地震による変動発生状況

表-1には、調査対象範囲の地すべり対策概成斜面における地すべりブロック（以後ブロックとする）の数と、その中で変動が発生したブロックの数を示した。ここでは、地震後の地表踏査^{6),7),8)}で亀裂や段差、土塊の崩落などが認められ、地震によるブロック全体もしくは一部の変動があったと判断されたものを変動が発生したブロックとして数えた。幅および長さが3m以下の小規模な崩壊については、ブロックの変動と

中越地震の調査対象とした300箇所のうち、変動が発生したブロックは15箇所あった。中越沖地震の調査対象とした9箇所では変動の発生が認められなかった。岩手・宮城内陸地震の調査対象とした79箇所うち、変動が発生したブロックは2箇所あった。これら3事例をまとめると、調査対象としたブロックは計388箇所になり、そのうち変動が発生したブロックは17箇所、すなわち全体の約4%であることが分かった。

(2) 変動発生ブロックの区分

表-2 には変動発生ブロックの区分を、図-4~7 には変動発生ブロックの平面図をそれぞれ示した。「全体変動」は、地震前に設定されたブロック全体に渡る変動が発生したものとした(図-4)。「上部変動」は、地震前に設定されたブロックの上部やさらに上方の斜面に新たな亀裂や段差の発生が認められたものとした(図-5)。「末端変動」は、地震前に設定されたブロックの末端部が地すべりの幅とほぼ同じ規模で変動したものとした(図-6)。「一部変動」は、地震前に設定されたブロックの側部と、それに接するブロック側方の斜面が変動したものとした(図-7)。

表-2 変動発生ブロックの区分

変動無し	
全体変動	
上部変動	
末端変動	
一部変動	



図-4 全体変動ブロック

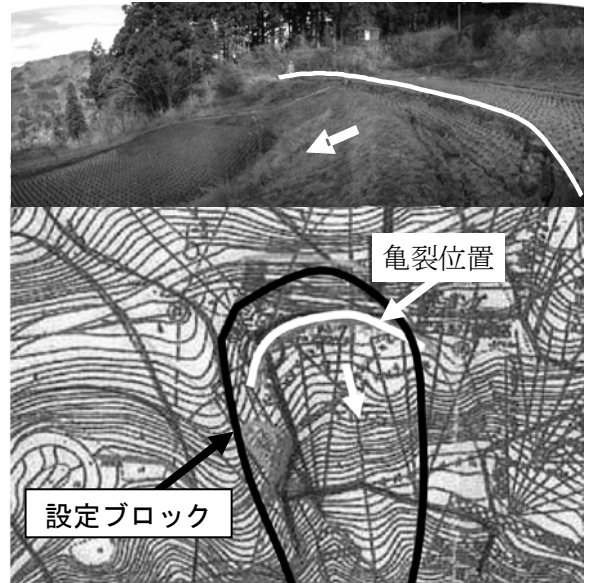


図-5 上部変動ブロック

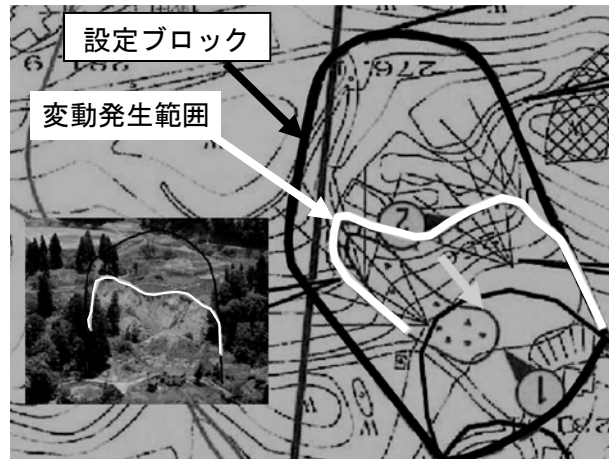


図-6 末端変動ブロック

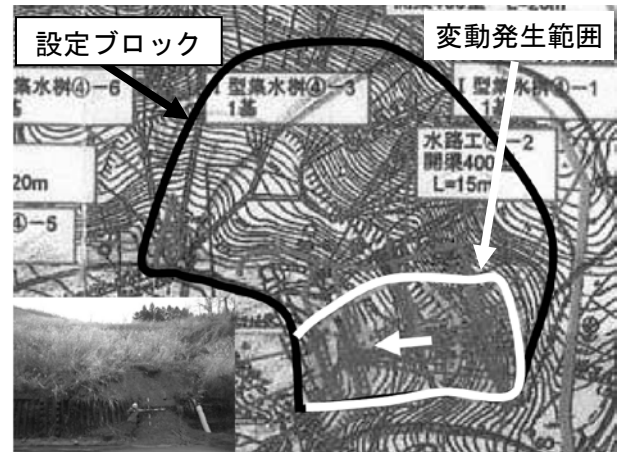


図-7 一部変動ブロック

変動区分ごとのブロック数と全体に占める割合をみると、「上部変動」と「末端変動」がそれぞれ5ブロックで29%、「全体変動」が4ブロックで24%、「一部変動」が3ブロックで18%となった(図-8)。

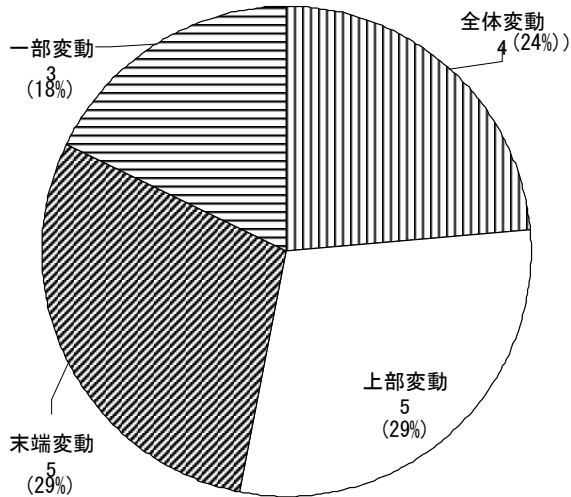


図-8 変動区分毎のブロック数とその割合

(3) 地すべり防止施設と変動発生との関係

調査対象とした地すべり対策概成ブロックでは、複数の種類の地すべり防止施設が設置されていた。そこで、地すべり防止施設の工種と変動区分との関係を調査するために、地すべり防止施設を主な工種別に区分した。

表-3 には、地すべり防止施設の区分を示した。横ボーリングと集水井が設置されているブロックでは集水井がそのブロックの主な施設とみなし、集水井と頭部排土や押え盛土が用いられたブロックでは頭部排土や押え盛土をそのブロックの主な施設とみなした。また、抑止工と抑制工が設置されているブロックでは、抑止工がそのブロックの主な施設とみなした。

図-9 は、地すべり防止施設ごとの変動発生状況を示したものである。横ボーリングでは 163 ブロック中の 12 ブロックで変動が発生し、同一工種で変動が発生した割合（以下、変動発生率とする）は 7%であった。集水井では 94 ブロック中 3 ブロックで変動が発生し、変動発生率は 3%であった。押え盛土・排土とアンカーではそれぞれ 1 ブロックで変動が発生していた。一方で、杭およびその他（水路・土留）に該当する斜面では変動が認められなかった。

この結果から、横ボーリングのみが設置されていたブロックでは、地震による変動の発生が他の工種に比べて多かったことが分かった。

(4) 震央及び震源断層からの距離と変動発生との関係

図-10、11 には、震央及び震源断層からブロックまでの距離と変動区分との関係を示した。中越地震では震央から 38.9km までの範囲に調査対象ブロックが分布していたのに対し、変動が発生したブロックは震央

表-3 地すべり防止施設の区分

防止施設の区分		実際の防止施設の構成
抑制工	横ボーリング	・横ボーリング
	集水井	・集水井 ・集水井 +横ボーリング
	押え盛土、排土	・押え盛土 ・排土 ・押え盛土+集水井 ・排土+集水井 ・押え盛土+集水井 +横ボーリング ・排土+集水井 +横ボーリング
抑止工	杭	・杭 ・杭+集水井 ・杭+集水井 +横ボーリング
	アンカー	・アンカー ・アンカー +集水井 ・アンカー +集水井 +横ボーリング
その他（水路、土留）		・表面排水路 ・土留擁壁など

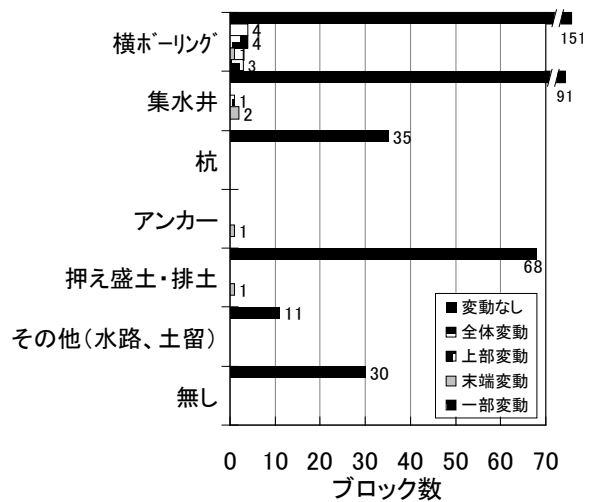
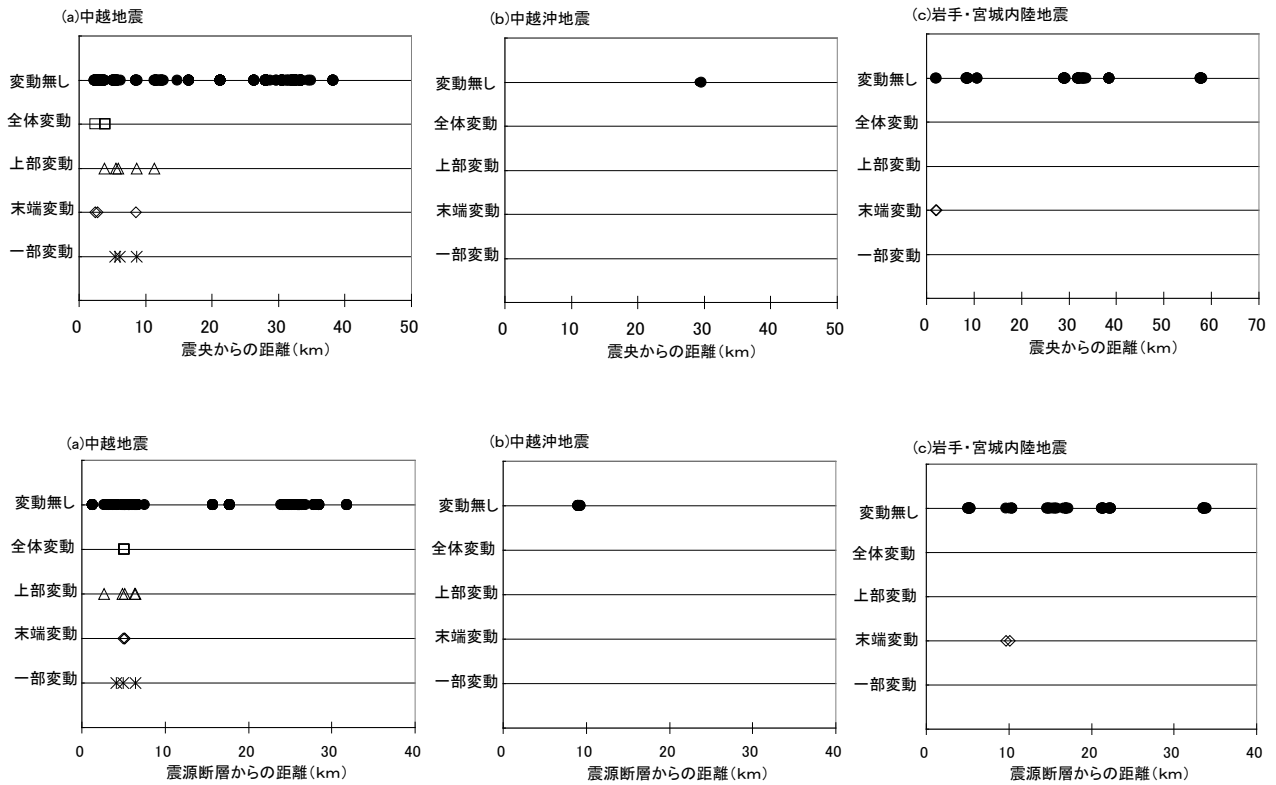


図-9 地すべり防止施設毎の変動発生状況

から 11.4km 以内の範囲に分布していた。震源断層からの距離でみると、調査対象ブロックが 31.9km 以内に分布していたのに対し、変動が発生したブロックは 6.5km 以内に分布していた。中越沖地震では震央から 29.7km 以内、震源断層から 9.5km 以内に調査対象ブロックが分布していたが、変動はなかった。岩手・宮城内陸地震では震央から 58.0km 以内に全ブロックが分



布していたのに対し、変動が発生したブロックは 2.1km 以内に分布していた。震源断層からの距離で見ると、全ブロックが 33.9km 以内に分布していたのに対し、変動が発生したブロックは 10.1km 以内に分布していた。

以上のことから、地震によって変動が発生したブロックは、震央から 12km 以内、震源断層からは概ね 10km 以内に分布していたことが分かった。

(5) 施設による地下水位低下量と変動発生との関係

地すべり防止施設による地下水位低下量は、地下水位観測結果^{9~11)} から得られた施設設置前の最高水位と施設設置後の最高水位との差分とした。調査対象ブロックに複数の地下水位観測孔がある場合は、各観測孔の地下水位低下量を平均した値を用いた。

図-12 は、地下水位低下量と変動区分との関係を示したものである。「全体変動」の 4 箇所、「上部変動」の 3 箇所、「末端変動」の 3 箇所を含む計 10 箇所は、地下水位低下量が 1.8m 以下のブロックであった。ただし、「末端変動」の認められた 1 箇所と「一部変動」の認められた 1 箇所のブロックでは、地下水位が 10 m 以上低下しているにもかかわらず、変動が発生していた。

「一部変動」を除く全ての区分で地下水位低下量が負の値を示すブロックが認められた。これらのブロッ

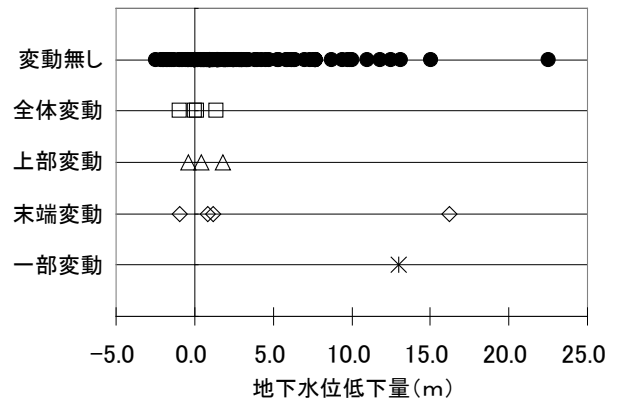


図-12 地下水位低下量と変動区分との関係

クでは、施設設置後に観測された地下水位が施設設置前をよりも高くなっていたことになる。施設設置前後の地下水位は、それぞれ観測期間中の最高水位を用いたため、地下水位低下量が負の値をとった場合でも、防止施設の効果がなかったとは言い切れないが、地下水位低下量の大きなブロックに比べて、斜面安全率の向上は小さかった可能性が高い。

そこで、地すべり防止施設の設置による斜面安全率がどの程度向上したかの目安となる地下水位低下量と、地震動の強さの目安となる震央および震源断層からブロックまでの距離の両面から、変動発生の有無について検討を加えることとした。

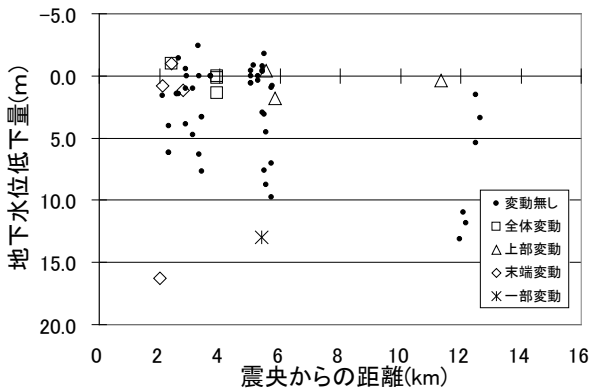


図-13 地下水位低下量と震央からブロックまでの距離との関係

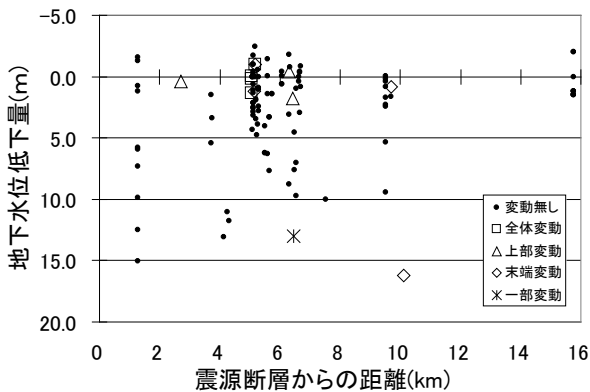


図-14 地下水位低下量と震源断層からブロックまでの距離との関係

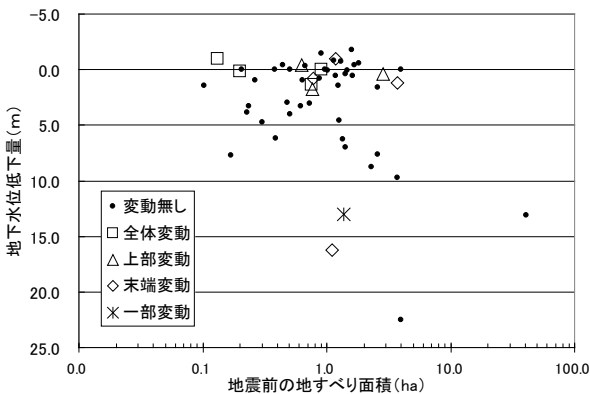


図-15 地震前地すべり面積と地下水位低下量との関係

地下水位低下量が 10m 以上と、施設設置の効果が高かったにもかかわらず、地震時に変動があったブロックは、震央から 6km 以内、震源断層から 10.1km 以内に分布しており、他のブロックの分布と比べてより震源近くにあるとは言えなかった（図-13、図-14）。よって、より強い地震動を受けたことが原因で変動が生じたとは考えられない。

図-15 には、地震発生前の地すべり面積と地下水位

低下量との関係から地震による変動の有無を示した。変動のあったブロックのうち、10m以上の地下水位低下量を記録した2箇所についてみると、地すべり面積が 1ha を超えており、調査対象としたブロックの中では比較的規模の大きな地すべり斜面であったことがわかる。また、この2つのブロックの地下水位を測定した地下水観測孔は主測線上に設けられていたのに対し、この2つのブロックで確認された変動は末端部および側部の変動であった。変動が発生した箇所は横ボ-リングや集水井などの地下水排除施設から離れたところにあったことを合わせて考えると、地下水位の低下とそれによる斜面安全率の向上は、主測線上で確認されたものに比べて小さかったものと推察される。

以上のことから、M7.0 前後の地震時には、地すべり防止施設の設置による地下水位低下量が 1.8m 以下のブロックで変動が発生しやすいこと、ブロックの規模が 1ha を超える場合、防止施設の設置による地下水排除効果が高いブロックでも、防止施設より離れた箇所の変動が発生する可能性があることが分かった。

(6) 地すべり対策概成後の斜面安全率と変動発生との関係

地すべり対策時に算定される斜面安全率は、実務上目標とされる条件として用いられるのではなく、対策前後でどの程度の斜面安全率の向上が望めるのかという、相対的な評価基準として用いられている¹²⁾。したがって、斜面安全率の大小をもって、地すべり対策概成ブロック間での安定性を直接比較することはできない。そこで本研究では、施設設置前の斜面安全率を 0.95~1.00 とした場合に、地すべり防止施設の設置によってそれがどの程度向上したかという観点から、斜面安全率と地すべり対策概成斜面における地震時の変動の有無との関係を分析した。

地すべり対策概成報告書に記載されていた、施設設置後から地すべり対策が概成したと判断されるまでの期間の最小値を、地すべり対策概成後の斜面安全率として、斜面安全率と変動区分との関係を図-16 に示した。変動が認められた 17 ブロックのうち 3 ブロックについては、資料から斜面安全率が収集できなかったために分析から除外した。残りの 14 ブロックの斜面安全率は、「全体変動」の認められた 4 ブロックが 1.03 以下、「上部変動」の認められた 4 ブロックが 1.08 以下、「末端変動」の認められた 4 ブロックが 1.27 以下、「一部変動」の認められた 2 ブロックが 1.41 以下であった。変動が発生したブロックのうち、施設設置後の斜面安全率が 1.10 以下であったものは 10 ブロッ

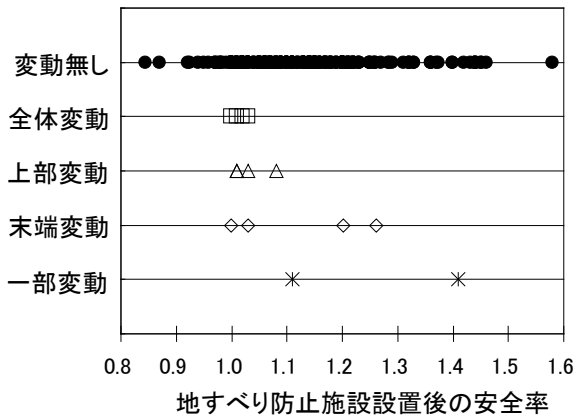


図-16 地すべり対策概成後の斜面安全率と変動区分との関係

クあり、変動が発生したブロックの71%を占めていた。すなわち、地震により変動が発生したブロックの大半が、地すべり対策概成後の斜面安全率が1.10以下と対策による安全率の向上が小さいブロックであったことが示された。

4.1.3 まとめ

既往対策斜面が耐震性を有する範囲の実態を明らかにするため、近年発生したM7.0前後の3つの地震（中越地震、中越沖地震、岩手・宮城内陸地震）を対象に、地すべり対策概成斜面の地震による被災状況を調査した。以下に、その結果を示す。

- (1) 施設が設置されているブロックでの変動発生率は4%（17/388ブロック）であり、地すべり対策概成斜面の地震による被災は少ない。
- (2) 変動が発生したブロックの変動を全体変動、上部変動、末端変動、一部変動に区分した場合、発生数では上部変動と末端変動が最も多いが、変動ブロック数全体に占める割合に区間で大きな差は認められない。
- (3) 防止施設の種類ごとに変動発生の有無を比較すると、横ボ-リングのみが設置されていたブロックでの地震による変動の発生が多い。
- (4) 震央および震源断層から概ね12km以内にある地すべり対策概成斜面で変動が発生しており、防止施設の設置による地下水位低下量が1.8m以下、対策概成時の斜面安全率が1.1以下のブロックで特に変動が発生しやすい。ただし、ブロックの規模が1haを超える場合には、防止施設の設置による地下水排除効果が高いブロックでも、防止施設から離れた箇所が変動する可能性がある。

4.2 地震動による間隙水圧の上昇を考慮した斜面安定解析手法の提案

4.2.1 繰り返し三軸試験によるせん断強度と過剰間隙水圧の検討

繰り返しリングせん断試験などの一面せん断試験の非排水試験では、供試体に作用する垂直応力や間隙水圧が正確に計測されていない場合がある。これは、せん断箱と供試体との摩擦力の計測やせん断箱の密閉が難しいためである。そこで、今回は既存のすべり面で地すべりを起こさない場合について検討することとし、試験時の供試体内の応力を正確に計測できる繰り返し三軸試験機を用いたせん断試験を行った。

4.2.1.1 試料

表-4には試験に用いた試料の物理試験結果を、表-5には等方圧密の三軸試験により求めた土質強度定数をそれぞれ示した。試料は、中越地震時の地すべりである東竹沢（砂質土）と尼谷地（粘性土）の2箇所のすべり面付近で採取した攪乱試料である。また、試験では試料に蒸留水を加えた後、礫分を取り除くために425 μ mのフルイを通過させスラリー化したものを用いた。

表-4 試料の物理試験結果

地すべり名	東竹沢	尼谷地
土粒子の密度(g/cm ³)	2.612	2.710
自然含水比(%)	27.9	25.4
礫分(2~75mm)(%)	0.0	0.0
砂分(0.075~2mm)(%)	56.0	5.7
シルト分(0.005~0.075mm)(%)	32.9	46.6
粘土分(0.005mm未満)(%)	11.1	47.7
最大粒径(mm)	0.425	0.425
50%粒径(mm)	0.0995	0.0056
地盤材料分類名	細粒分砂質	砂混じり粘土

表-5 土質強度定数

試料名	c'(kN/m ²)	ϕ'
東竹沢(砂質土)	4.2	30.1
尼谷地(粘性土)	2.9	27.5

4.2.1.2 供試体の作成方法

地すべり斜面における地震時の土のせん断挙動を検討するために、地すべりによる滑動力が作用している状態での地震波載荷試験を行った。砂質土の供試体（寸法H=10cm、D=5cm）は締め固め法を用い、せん断時に過圧密状態にならないように相対密度をD_r=50%にし、5層に分けて作成した。供試体の飽和化は二酸化炭素と脱気水により行い、間隙水圧係数B \geq 0.95であることを確認した。地すべり斜面における地

震による土塊内の応力状態について検討するには、地すべりによる滑動力が作用している状態で地震波を載荷する必要がある。そこで、滑動力が作用している状態での圧密状態が再現されるように、圧密条件は軸応力に初期せん断応力を加えた異方圧密とした。なお、圧密の際には、等方圧密後に初期せん断力を加えて異方圧密状態にした。

4.2.1.3 繰り返し三軸試験結果と三軸試験結果との比較試験¹³⁾

ここでは、動的せん断試験から求められる応力経路と静的せん断試験から得られる限界状態線との関係と、動的せん断試験から得られる軸ひずみ、間隙水圧について検討した。

(1) 試験方法

せん断試験は、同じ深度で初期せん断力が異なる場合の土の応力状態を想定して行った。せん断試験の方法は、静的せん断試験については圧密非排水条件により圧密平均有効主応力 200kN/m^2 、圧密主応力比 1.5、2.0、2.6、せん断速度 0.1% に設定した。一方、動的せん断試験については静的試験と同様に圧密した後、非排水条件により載荷周波数 0.1Hz で繰り返し載荷回数を 1.5~20 回以上与えた。

(2) 試験結果

1) 砂質土

図-17 には、静的及び動的せん断試験結果の応力経路を示した。静的せん断試験の応力経路については、

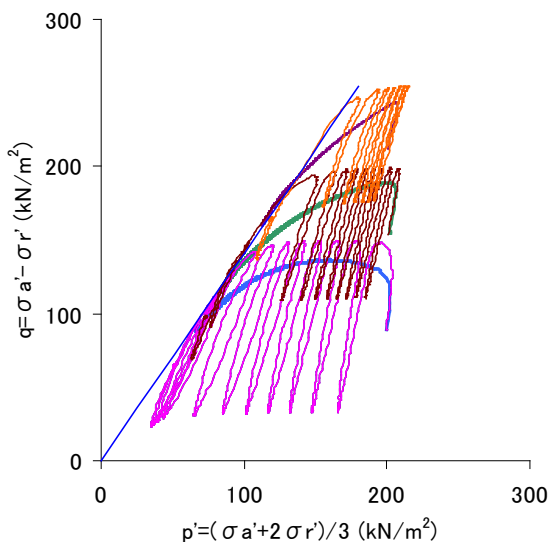


図-17 静的及び動的せん断試験結果の応力経路 (砂質土)

軸差応力 q が間隙水圧の上昇に伴う平均有効主応力 p' の低下により限界状態線上に収束していた。その一

方で、動的せん断試験での破壊は応力経路が静的せん断試験の限界状態線に達した時点で生じており、動的破壊局面と静的破壊局面は同じになっていた。このことから、動的破壊は静的土質強度定数で評価できることが確認された。

2) 粘性土

図-18 は、静的及び動的せん断試験結果の応力経路を示したものである。静的せん断試験の応力経路については、軸差応力 q が間隙水圧の上昇に伴う平均有効主応力 p' の低下により限界状態線近辺に収束してい

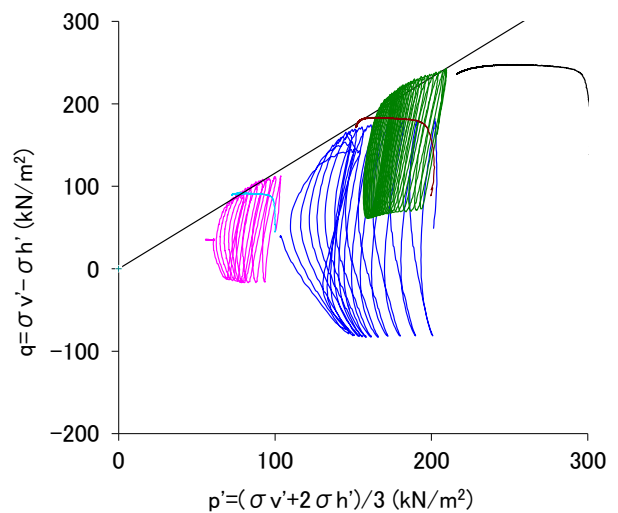


図-18 静的及び動的せん断試験結果の応力経路 (粘性土)

た。これに対し、動的せん断試験での破壊は応力経路が静的せん断試験の限界状態線近辺に達した時点で生じており、動的破壊局面と静的破壊局面はほぼ同じになっていた。このことから、動的せん断強度は、粘性土についても静的土質強度定数で評価できることが確認された。

以上の結果から、動的せん断強度は静的土質強度定数で評価でき、地震時地すべり斜面の安定解析に用いる土質強度定数には静的土質強度定数を用いることができると考えられる。

4.2.2 地震波載荷試験^{14), 15)}

4.2.2.1 試験方法

地震時の地すべり土塊内で生じているせん断挙動を調べるために、繰り返し三軸試験機により地震波載荷試験を行った。なお、せん断試験は、JGS 0541-2000 「土の液状化強度特性を求めるための繰り返し非排水三軸試験」に準拠して行った。表-6 には、供試体圧密時の応力条件を示した。

図-19、20 には、試験に用いた 2 つの地震の地震波

表-6 供試体圧密時の応力条件

鉛直応力 σ_{vc}' (kPa)	水平応力 σ_{hc}' (kPa)	圧密時平均有効 主応力 ($\sigma_{vc}'+2\sigma_{hc}'$)/3 (kPa)	圧密時主応力比 $\sigma_{vc}'/\sigma_{hc}'$
257	171	200	1.5
300	150	200	2
333	133	200	2.6

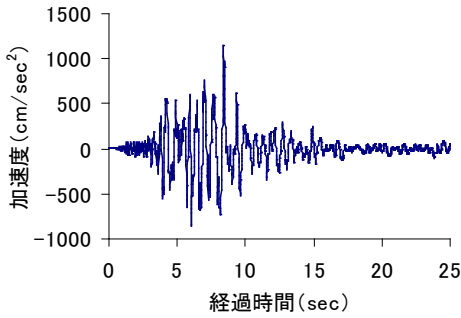


図-19 中越地震波 小千谷 NIG019 N-S 成分

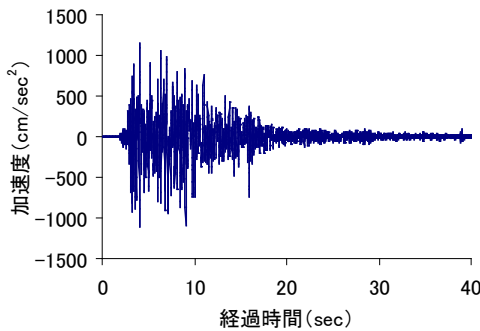


図-20 岩手・宮城内陸地震波
IWTH25 K-NET N-S 成分

を示した。図-19 は中越地震波 小千谷 NIG019 N-S 成分を、図-20 は岩手・宮城内陸地震波 IWTH25 K-NET N-S 成分を表している。中越地震波は、加速度が時間の経過とともに徐々に増大し最大値を示した後に急激に減少しているのに対し、岩手・宮城内陸地震波は、加速度が急激に増大し最大値を示した後、徐々に減少する特徴をもつ。加速度最大値の発生時期についても前者が後半に現れるのに対し、後者では前半に現れている。

4.2.2.2 試験結果

(1) 砂質土

1) 中越地震波による試験結果

図-21 に、繰り返し軸差応力、過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma_{mc}'$)、軸ひずみの各経時変化を示した。応力条件は、軸方向圧密応力 300kN/m^2 、水平方向圧密応力 150kN/m^2 、圧密時主応力比 2.0、繰り返し応力振幅比

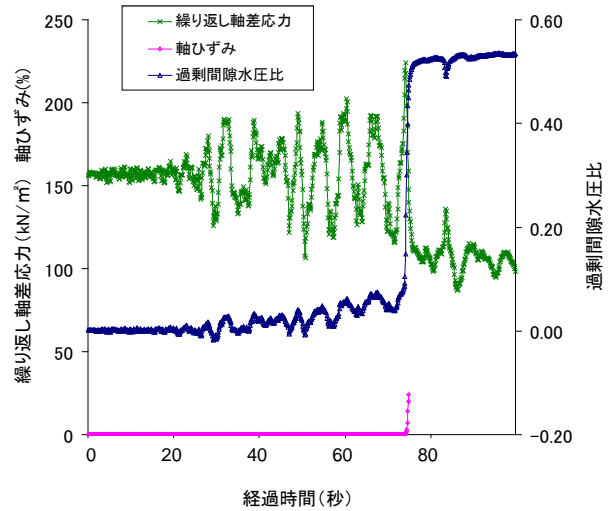


図-21 繰り返し軸差応力、過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma_{mc}'$)、軸ひずみの各経時変化 (中越地震波)

最大値 0.171 である。また、繰り返し応力振幅比は、繰り返し偏差応力 ($\sigma_{d\max}$) / 平均有効主応力 ($2\sigma_{mc}'$) である。過剰間隙水圧比は繰り返し軸差応力の最大値を過ぎた時点で最大値を示し、その後は繰り返し軸差応力が減少した後も最大値の状態を推移していた。繰り返し軸差応力および過剰間隙水圧比が最大となった付近から軸ひずみが急激に増大しており、この時点で供試体が破壊されたことを示している。なお、繰り返し軸差応力が最大値を示した後に急激に減少したのは、軸ひずみが急激に増大した時点と一致することから供試体の破壊によるものと考えられる。供試体の破壊進行時では地震波による繰り返し軸差応力の振幅は供試体の破壊により小さくなっていった一方で、過剰間隙水圧比はほぼ最大値で推移していた。

以上の結果から、中越地震波を載荷した試験では、過剰間隙水圧比の最大値は繰り返し軸差応力の最大値発生後に出現していること、過剰間隙水圧比の最大値は繰り返し軸差応力が消滅した後も最大値の状態を推移することが確認された。

2) 岩手・宮城内陸地震波による試験結果

図-22 に、繰り返し軸差応力、過剰間隙水圧比、軸ひずみの各経時変化を示した。応力条件は、軸方向圧密応力 300kN/m^2 、水平方向圧密応力 150kN/m^2 、圧密時主応力比 2.0、繰り返し応力振幅比最大値 0.204 である。軸ひずみは繰り返し軸差応力が最大値に達する直前までほとんど変化しなかったが、過剰間隙水圧比が急激な増大に伴って急増しており、供試体が破壊されたことを示している。繰り返し軸差応力は試験開始後急激に増大し最大値を示した後、供試体の破壊の進行

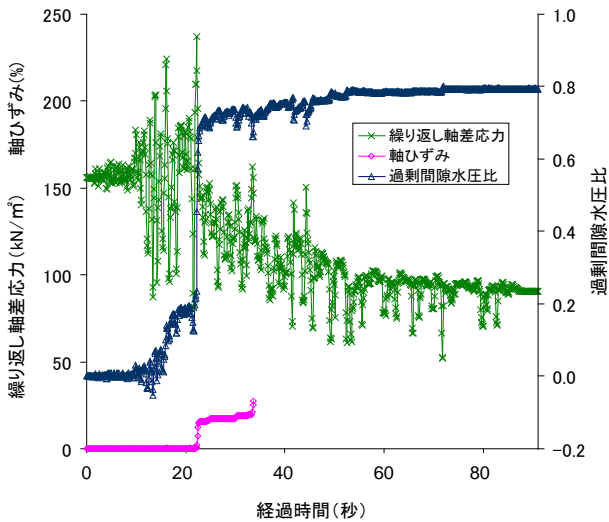


図-22 繰り返し軸差応力、過剰間隙水圧比、軸ひずみの各経時変化 (岩手・宮城内陸地震波)

により減少していた。試験開始後、過剰間隙水圧比は徐々に増大し、繰り返し軸差応力の最大値出現直後に急激に増大して、供試体の破壊後に最大値を示していた。その後、繰り返し軸差応力が減少したのに対し、過剰間隙水圧比は最大値に近い状態で推移していた。

以上の結果から、岩手・宮城内陸地震波を載荷した試験では、過剰間隙水圧比の最大値は、繰り返し軸差応力の最大値発生後に出現していること、過剰間隙水圧比の最大値は繰り返し軸差応力が消滅した後も最大値の状態でも推移することが確認された。これらの結果は、前述した中越地震波載荷の試験結果と同じであった。

(2) 粘性土

1) 中越地震波による試験結果

図-23 に、繰り返し軸差応力、過剰間隙水圧比、軸ひずみの各経時変化を示した。応力条件は、軸方向圧密応力 300kN/m^2 、水平方向圧密圧力 150kN/m^2 、圧密時主応力比 2.0、繰り返し応力振幅比最大値 0.297 である。過剰間隙水圧比は図-19 に示した加速度 (図-23 の繰り返し軸差応力に相当) が最大になった時点で最大値を示した後、一旦低下したが (図-23 では供試体が破壊したため値が若干小さくなっている)、繰り返し軸差応力が減少した後も徐々に上昇を続けていた。軸ひずみは繰り返し軸差応力が図-19 に示した加速度 (図-23 の繰り返し軸差応力に相当) および過剰間隙水圧比が最大値をとった時点から急激に増大しており、供試体が破壊されたことを示している。なお、繰り返し軸差応力が最大値を示した後に急激に減少したのは、軸ひずみが急激に増大した時点と一致するこ

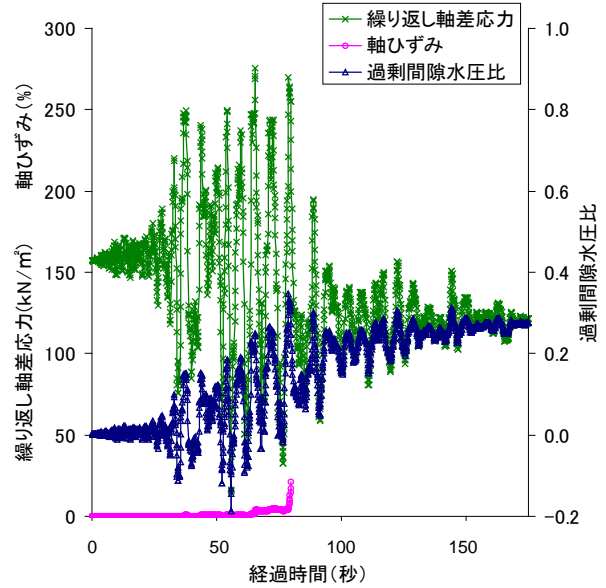


図-23 繰り返し軸差応力、過剰間隙水圧比、軸ひずみの各経時変化 (中越地震波)

とから供試体の破壊によるものと考えられる。供試体の破壊進行時には、地震波による繰り返し軸差応力の振幅は小さくなっていったが、過剰間隙水圧比は徐々に最大値に近づくように推移していた。

以上の結果から、中越地震波を載荷した試験では、過剰間隙水圧比の最大値が図-19 に示した加速度の最大値発生時に現れること、過剰間隙水圧比の最大値は繰り返し軸差応力が消滅した後も、再び最大値に近づくように推移することが確認された。

2) 岩手・宮城内陸地震波による試験結果

図-24 に、繰り返し軸差応力、過剰間隙水圧比、軸ひずみの各経時変化を示した。応力条件は、軸方向圧密応力 300kN/m^2 、水平方向圧密圧力 150kN/m^2 、圧密時主応力比 2.0、繰り返し応力振幅比最大値 0.310 である。軸ひずみは繰り返し軸差応力が最大値に達する直前までほとんど変化しなかったが、繰り返し軸差応力が最大値になった時点から増大し始めており、供試体が破壊されたことを示している。なお、軸ひずみが階段状に増大していたのは、繰り返し軸差応力が急激に増大し最大値を示した後に徐々に減少したことで、供試体の破壊の断続的に進行したためと考えられる。繰り返し軸差応力は試験開始後急激に増大し最大値を示した後、供試体の破壊の進行により減少していた。過剰間隙水圧比は試験開始後に繰り返し軸差応力の急激な上昇にともなって増大し、繰り返し軸差応力の最大値出現後の低下時にも徐々に増大傾向を示していた。過剰間隙水圧比は、地震が収束した時点で最大値

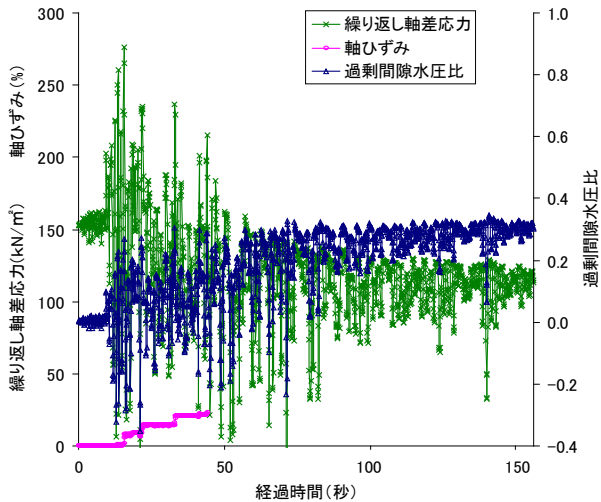


図-24 繰り返し軸差応力、過剰間隙水圧比、軸ひずみの各経時変化 (岩手・宮城内陸地震波)

をとった。

以上の結果から、岩手・宮城内陸地震波を載荷した試験では、過剰間隙水圧比が、地震が収束した時点で最大となっていることが確認された。

4.2.2.3 地震時地すべり斜面の安定に関する検討

中越地震波と岩手・宮城内陸地震波を載荷した試験では、土質と地震波振幅最大値の出現時期の組み合わせにより、供試体に作用する繰り返し軸差応力の最大値と過剰間隙水圧の最大値の出現時期が異なる場合があることが分かった。しかしながら、地震波振幅最大値の出現時期は予測できないため、十分な安全性を確保するためには、地震動の強度と地震で発生する過剰間隙水圧の両方を考慮した地震時の斜面安定解析手法を考案する必要がある。また、過剰間隙水圧比は供試体破壊後に一旦低下するものの、その後は再び上昇し、繰り返し軸差応力が減少した後も最大値に近い

状態で推移していた。砂質土の試験でもこれと同様の結果が得られた。

これらのことから、地震により地すべりが発生した場合、地震動が収束した後も過剰間隙水圧がほぼ最大値の状態で残留することが考えられ、残留した過剰間隙水圧により地震後も地すべりの移動が継続することが予想される。地震時に地すべりの長距離移動が発生するのは、このことが原因だと考えられる。

4.2.2.4 地震波載荷と正弦波載荷の各試験結果の関係

地震を考慮した地すべり斜面の安定解析では、地震動によって発生する過剰間隙水圧の値が必要である。そこで、地震波載荷試験で発生する最大過剰間隙水圧が正弦波載荷試験の繰り返し載荷回数何回での過剰間隙水圧に相当するかを試験により求めた。なお、正弦波載荷試験の載荷周波数は0.1Hzに設定した。

表-7、8には、各圧密条件下において正弦波と中越地震波及び岩手・宮城内陸地震波をそれぞれ載荷した試験（最大繰り返し軸差応力は正弦波載荷時の繰り返し軸差応力とほぼ同じ値を用いた）の結果を示した。表-7は、そのうちの砂質土についての結果を示したものである。表中の応力条件と地震波載荷時に発生した各最大過剰間隙水圧は、正弦波載荷試験の繰り返し回数2~3回時の過剰間隙水圧に相当していた。表-8は、粘性土についての結果を示したものである。表中の応力条件と地震波載荷時に発生する各最大過剰間隙水圧は、正弦波載荷試験の繰り返し回数4~8回時の過剰間隙水圧に相当していた。

4.2.2.5 地震波載荷時最大過剰間隙水圧推定法の検討

各圧密条件下における地震波載荷時に発生する最大過剰間隙水圧は、地震波最大繰り返し軸差応力と同じ正弦波繰り返し軸差応力載荷時でのある範囲内での繰り返し回数の過剰間隙水圧に相当することが分

表-7 正弦波、地震波載荷試験結果 (東竹沢 砂質土)

圧密時				地震波載荷時				正弦波載荷時			
鉛直応力	水平応力	平均有効主応力	初期軸差応力	地震波	最大繰り返し軸差応力	応力比	最大過剰間隙水圧	繰り返し軸差応力	応力比	過剰間隙水圧	繰り返し回数
σ_{vc}'	σ_{hc}'	$\sigma_{mc}' = (\sigma_{vc}' + 2\sigma_{hc}')/3$	$\sigma_{vc}' - \sigma_{hc}'$		$(\sigma_{vc}' - \sigma_{hc}')_d$	$(\sigma_{vc}' - \sigma_{hc}')_d / 2\sigma_{mc}'$	Δu	$(\sigma_{vc}' - \sigma_{hc}')_d$	$(\sigma_{vc}' - \sigma_{hc}')_d / 2\sigma_{mc}'$	Δu	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²	
300	150	200	150	中越地震 小千谷 NIG019	36	0.09	8	37	0.09	9	3
300	150	200	150		48	0.12	14	49	0.12	25	2
255	170	198	85		51	0.13	18	48	0.12	23	2
255	170	198	85		63	0.16	30	59	0.15	44	2
300	150	200	150	岩手・宮城 内陸地震 IWITH25 K-NET	31	0.08	5	37	0.09	6	2
300	150	200	150		46	0.11	12	49	0.11	15	2
255	170	198	85		56	0.14	49	59	0.15	59	3

表-8 正弦波、地震波載荷試験結果（尼谷地 粘性土）

圧密時				地震波載荷時			正弦波載荷時				
鉛直応力	水平応力	平均有効主応力	初期軸差応力	地震波	最大繰返し軸差応力	応力比	最大過剰間隙水圧	繰返し軸差応力	応力比	過剰間隙水圧	繰返し回数
σ_{vc}	σ_{hc}	$\sigma_{mc}' = (\sigma_{ve}' + 2\sigma_{hc}')/3$	$\sigma_{ve}' - \sigma_{hc}'$		$(\sigma_v' - \sigma_h')_d$	$(\sigma_v' - \sigma_h')_d / 2\sigma_{mc}'$	Δu	$(\sigma_v' - \sigma_h')_d$	$(\sigma_v' - \sigma_h')_d / 2\sigma_{mc}'$	Δu	
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²	
300	150	200	150	中越地震 小千谷 NIG019	91	0.23	18	86	0.21	19	5
300	150	200	150		99	0.25	27	99	0.25	27	8
255	170	198	85	岩手・宮城 内陸地震 IWT25 K-NET	120	0.30	52	120	0.30	54	7
255	170	198	85		91	0.23	31	87	0.22	34	5
300	150	200	150		88	0.22	24	86	0.21	26	8
300	150	200	150		99	0.25	20	99	0.25	20	4
255	170	198	85		88	0.22	29	87	0.22	29	4

かった。そこで、地震波載荷時に発生する最大過剰間隙水圧は、正弦波載荷試験の繰返し回数が3回時(砂質土)と8回時(粘性土)に発生する過剰間隙水圧に相当するものとして、これらの回数を載荷した正弦波載荷試験から地震波載荷試験時に発生する最大過剰間隙水圧推定法について検討した。

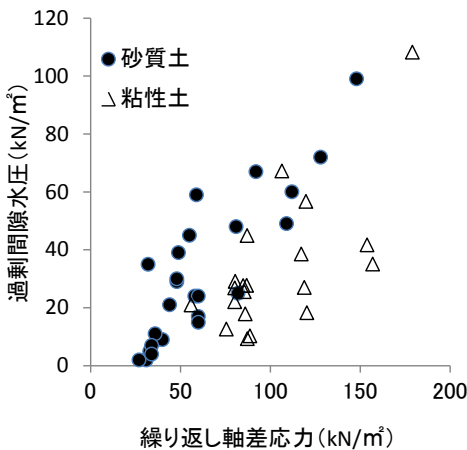


図-25 繰返し軸差応力と過剰間隙水圧との関係

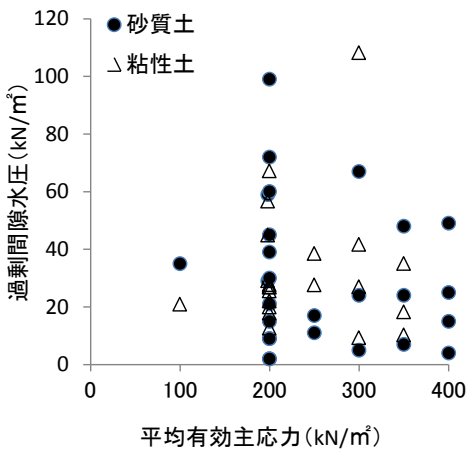


図-26 平均有効主応力と過剰間隙水圧との関係

図-25、26には、正弦波載荷試験における繰返し軸差応力と過剰間隙水圧との関係及び圧密時の平均有効主応力と過剰間隙水圧との関係を示した。過剰間隙水圧は、砂質土については繰返し回数3回、粘性土については繰返し回数8回で発生した値である。過剰間隙水圧は繰返し軸差応力の増大に伴って増大していた。その一方で、平均有効主応力の増大に伴い減少する傾向にあった。そこで、繰返し軸差応力と平均有効主応力を説明変数とする過剰間隙水圧推定式を重回帰分析により求めた。その結果、砂質土については(1)式、粘性土については(2)式が得られた。

$$\Delta u = 9.15 - 0.08 \sigma_{mc}' + 0.70 (\sigma_v' - \sigma_h')_d \quad (1)$$

$$\Delta u = 2.32 - 0.22 \sigma_{mc}' + 0.80 (\sigma_v' - \sigma_h')_d \quad (2)$$

ここで、 Δu : 過剰間隙水圧 (kN/m²)

σ_{mc}' : 平均有効主応力 (kN/m²)

$(\sigma_v' - \sigma_h')_d$: 繰返し軸差応力 (kN/m²)

である。

砂質土の実測値と(1)式の推定値、粘性土の実測値と(2)式による推定値との関係を見ると、それぞれの実測値と推定値は概ね一致していた(図-27、28)。加えて、重相関係数は砂質土0.91、粘性土0.85といずれも高かった。すなわち、砂質土及び粘性土の正弦波載荷試験における、ある繰返し回数の過剰間隙水圧は、平均有効主応力と繰返し軸差応力を説明変数とする重回帰式によって良好な推定がされたと判断される。

以上の結果から、地震時に地すべり斜面で発生する最大過剰間隙水圧は、正弦波繰返し載荷試験により

推定できる可能性が示された。

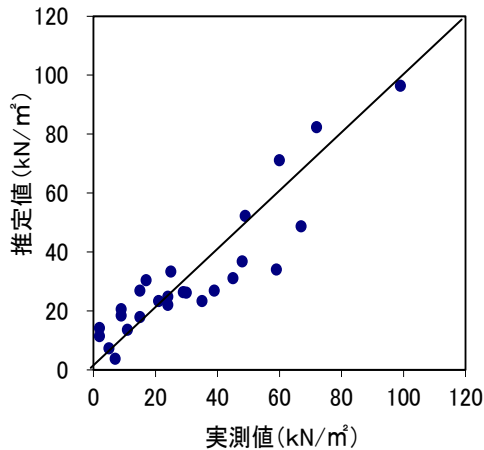


図-27 実測値と推定値との関係 (砂質土)

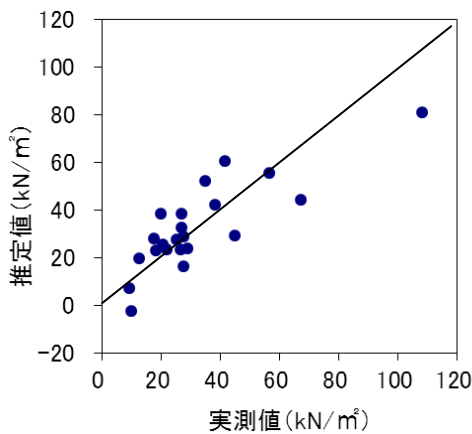


図-28 実測値と推定値との関係 (粘性土)

4. 2. 2. 6 地震時の間隙水圧上昇を考慮した斜面安定解析手法の検討

中越地震と岩手・宮城内陸地震をモデルとした地震波載荷試験では、土質と地震波振幅最大値の出現時期の組み合わせによって、供試体に作用する繰り返し軸差応力の最大値と過剰間隙水圧の最大値の出現時期が異なる場合があることが分かった。しかしながら、地震波振幅最大値の出現時期は予測できないため、十分な安全性を確保するためには、斜面安定解析において地震動の強度と地震で発生する過剰間隙水圧の両方を考慮できるようにする必要がある。そこで、地震時の斜面安全率計算式として、(3)式を構築した。

$$F_s = \frac{\sum \{c' L + (N - u_0 L - \Delta u L - N_e) \tan \phi'\}}{\sum (T + T_e)} \quad (3)$$

ここで、

$$T_e = WK_h \cos \theta$$

$$N_e = WK_h \sin \theta$$

$$T = W \sin \theta$$

$$N = W \cos \theta$$

F_s : 斜面安全率

c' : 有効応力に関する土の粘着力 (kN/m^2)

L : すべり面長さ (m)

N : すべり面に作用する垂直応力 (kN/m)

u_0 : 常時の間隙水圧 (kN/m^2)

Δu : 地震時の間隙水圧 (kN/m^2)

N_e : すべり面上に作用する地震時垂直応力 (kN/m)

ϕ' : 有効応力に関する土の内部摩擦角 (度)

T : すべり面に作用するせん断応力 (kN/m)

T_e : すべり面上に作用する地震時せん断応力 (kN/m)

W : 分割片の重量 (kN/m)

K_h : 設計水平震度 (地震の加速度/重力加速度)

θ : すべり面の勾配 (度)

である。 Δu は(1)、(2)式で求められるが、原位置での応力条件を繰り返し三軸試験での応力条件に対応させる必要がある。

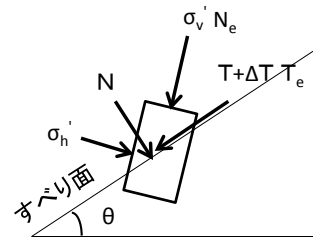


図-29 原位置と三軸試験の応力状態

図-29には、すべり面勾配 θ での原位置の応力状態と繰り返し三軸試験の応力状態との関係を示した。原位置でのすべり面には、 N と $T + \Delta T$ (ΔT : 上部スライスからのせん断力)が作用する。この応力状態を繰り返し三軸試験の供試体に作用する応力 σ'_v と σ'_h に変換した場合、(1)、(2)式中の σ_{mc}' と $(\sigma'_v - \sigma'_h)_d$ は(4)、(5)式で求められる。

$$\sigma_{mc}' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h) / 3 \quad (4)$$

$$(\sigma'_v - \sigma'_h)_d = 2T_e / \sin 2\theta \quad (5)$$

ここで、

$$\sigma'_v = (N - u_0 L) + (T + \Delta T)(1 - \cos 2\theta) / \sin 2\theta$$

$$\sigma_h' = (N - u_0 L) - (T + \Delta T)(1 + \cos 2\theta) / \sin 2\theta$$

である。

4.2.3 まとめ

地震動による間隙水圧の上昇を考慮した斜面安全率の評価を検討するために、中越地震で地すべりが発生した斜面の攪乱試料を用いた地震波載荷せん断試験を実施し、その結果をもとに地震時の地すべり斜面安定解析手法を提案した。以下に、その結果を示す。

- (1) 繰り返し三軸試験（動的せん断試験）と三軸試験（静的せん断試験）の結果から、動的せん断試験での破壊は応力経路が静的せん断試験の限界状態線に達した時点で生じており、動的破壊局面と静的破壊局面は同じになっていることが確認された。このことから、動的せん断強度は静的土質強度定数で評価でき、地震時地すべり斜面の安定解析に用いる土質強度定数には静的土質強度定数を用いることができると考えられた。
- (2) 中越地震波と岩手・宮城内陸地震波を載荷した試験では、供試体破壊後の過剰間隙水圧比は破壊によりその前に比べて上昇し、繰り返し軸差応力が減少した後も最大値に近い状態で推移していた。したがって、地震により地すべりが発生した場合、地震動が収束した後も過剰間隙水圧がほぼ最大値の状態で残留することが考えられ、残留した過剰間隙水圧により地震後も地すべりの移動が継続することが予想される。地震時に地すべりの長距離移動が発生するのは、このことが原因だと考えられる。
- (3) 地震波載荷試験で発生する最大過剰間隙水圧が正弦波載荷試験の繰り返し載荷回数何回での過剰間隙水圧に相当するかを試験により求めた。その結果、地震波載荷時に発生する最大過剰間隙水圧は、正弦波載荷試験の繰り返し回数砂質土 2~3 回時、粘性土 4~8 回時に発生する過剰間隙水圧に相当していることが分かった。
- (4) 地震波載荷時に発生する最大過剰間隙水圧は、正弦波載荷試験の繰り返し回数 3 回時（砂質土）、および 8 回時（粘性土）に発生する過剰間隙水圧に相当として、これらの回数を載荷した正弦波載荷試験を実施した。その結果、地震時に地すべり斜面で発生する最大過剰間隙水圧は、平均有効主応力と繰り返し軸差応力を説明変数とする重回帰式によって推定可能であることが示された。

- (5) 地震時における新たな斜面安定解析手法として、本研究で求められた最大過剰間隙水圧推定式を用い、地震動による間隙水圧の上昇を考慮した地震時斜面安定解析式を提案した。

5. 今後の課題

地震による既往対策斜面の被災状況調査から、M7.0 前後の地震が発生した場合、震度 5 強以上の範囲であっても、地すべり対策概成斜面の被災は少なく、既設の地すべり対策施設の大半が地震に対しても地すべり発生防止効果を発揮していることが分かった。しかしながら、施設による地下水排除効果の小さかったブロックで変動が生じやすいなど、条件によっては対策概成斜面であっても変動の可能性が十分にある。したがって今後は、対策斜面概成後の地下水排除効果や斜面安全率の向上に対する評価をもとに、追加の対策が必要か否かの検討がなされるべきであろう。

中越地震と岩手・宮城内陸地震をモデルとした地震波載荷試験の結果をもとに、地震動による間隙水圧の上昇を考慮した、新たな斜面安定解析手法を提案した。今後は、この手法に他の地震波を用いた検討を加えることで、より汎用性の高い手法へと改良していく必要がある。

最後に、今回の調査に際して資料の提供を頂いた新潟県土木部砂防課、岩手県県土整備部砂防災害課、宮城県土木部防災砂防課の方々に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 池田伸俊・新保直人・坂井俊介(2006)：新潟県中越地震による地すべり防止施設の被災状況，日本地すべり学会誌，Vol. 43，No. 4，pp. 16-24.
- 2) ハスパトル・石井靖雄・丸山清輝・寺田秀樹・鈴木総樹・中村明：最近の逆断層地震により発生した地すべりの分布と規模の特徴，日本地すべり学会誌，Vol. 48，No. 1，pp. 23-38.
- 3) 気象庁（2004）：気象庁 災害時自然現象報告書2004年第7号 災害時地震速報 平成16年（2004年）新潟県中越地震，p3.
- 4) 気象庁（2007）：気象庁 災害時自然現象報告書 2007年第3号 災害時地震・津波速報 平成19年（2007年）新潟県中越沖地震，p10.
- 5) 気象庁（2008）：気象庁 災害時自然現象報告書 2008年第1号 災害時地震速報 平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震，p10.
- 6) (独)土木研究所 雪崩・地すべり研究センター(2009)：新潟

県中越地震による地すべり対策工の変状に関する資料整理業務 報告書, 38p.

- 7) (独)土木研究所 雪崩・地すべり研究センター(2010) : 地すべり規模資料整理作業 報告書, p14
- 8) 宮城県北部土木事務所栗原地域事務所(2009) : 平成20年度 地すべり5-201号宿地すべり調査解析業務委託 報告書, 58p.
- 9) 新潟県十日町地域振興局(2003) : 野中地区 県単地すべり防止工事委託 報告書, 21p.
- 10) 宮城県大崎土木事務所(1997) : 平成9年度 見手の原地すべり観測委託 報告書, 21p.
- 11) 宮城県(1997) : 平成9年地すべり危険箇所調査表, 118p.
- 12) (社)日本河川協会(2005) : 河川砂防技術基準 同解説 計画編, 技報堂出版, p189.
- 13) 丸山清輝・ハスパートル・中村 明・石井靖雄 : 地震時地すべり土塊の非排水繰り返しせん断挙動、第49回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp. 59-62、2010
- 14) 丸山清輝・中村 明・ハスパートル・野呂智之 : 地すべり土塊砂質土の地震波載荷試験、平成23年度砂防学会研究発表会概要集、砂防学会、pp. 442-443、2011
- 15) 丸山清輝・中村 明・野呂智之 : 地すべり土塊粘性土の地震波載荷試験、第50回日本地すべり学会研究発表会講演集、pp. 216-217、2011

Research on evaluating resistance of landslide prevention works to earthquake-induced sliding and slope stability against seismic ground motion in landslide-prone areas

Budgeted : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2009-2011

Research Team : Erosion and Sediment Control
Research Group (Snow Avalanche
and Landslide Research Center)

Author : Tomoyuki NORO

Kiyoteru MARUYAMA

Akira NAKAMURA

Abstract : For ensuring safety of people from earthquake damages, rational planning and construction of landslide prevention works have been needed especially in earthquake-prone regions. Nevertheless, effectiveness of existing prevention works against earthquakes remains unclear. Moreover, methods for slope stability analysis have not considered impacts of seismic ground motions so far. In this research, we investigated damages of worked slopes caused by large-magnitude earthquakes occurred in the last several years, and demonstrated effectiveness of the works to earthquake-induced sliding and its ranges. Assuming that increase of pore pressure due to seismic ground motions is primary determinant of slope instabilization, experiment on seismic wave loadings onto soils sampled from rupture surfaces of two earthquake-induced landslides was conducted. Based on results, we proposed a new method for slope stability analysis that contains increase of pore pressure due to seismic ground motions as a significant parameter.

Key words: landslide, earthquake, landslides prevention work, excess pore pressure, slope stability analysis