Symposium Highlight

地震時の地すべり対策工の効果

—文献に基づく効果の推定とアンカーの動的挙動の検討—

Performance of structural measures installed in landslides subjected to earthquake loads

—Assessment of performance by literature review and dynamic analysis of ground anchors—

倉岡千郎 Senro KURAOKA / 日本工営株式会社中央研究所 Nippon Koei Co., Ltd., Research and Development Center

中島祐一 Yuichi NAKASHIMA / 日本工営株式会社中央研究所 Nippon Koei Co., Ltd., Research and Development Center

キーワード：地すべり，地震，対策工，アンカー，遠心載荷模型実験

Key words：Landslide, earthquake, structural measures, ground anchor, centrifuge model test

1. はじめに

現在，地震が地すべり及び対策工に与える影響を考慮した地すべり対策工の標準的な設計手法はない。これは，人工的な盛土等と違って，地すべりの材料特性が不均質であり不確実性が高いことや，地震時の地下水圧，地山，対策工の応答を観測したデータが少ないことによると考えられる。そのため，地震時に一定の安全率を確保すること，または変位を一定の範囲に抑制することを目的とする設計は容易でない。

しかし，既往の文献（木下ほか，2007；中村ほか，2011；日本地すべり学会，2012）によれば過去の地震時に対策工が変動を抑制する効果があったことが示されていることから，対策工の種類に応じて主要な抑制機構を現場調査，実験，数値解析等，様々な手法によって検討し，期待される効果と限界を説明できるようにすることは有益と考えられる。また，斜面の材料・地形特性に応じて着目すべき因子が抽出できれば，地震時における地すべりの変動形態を推定し，対策工の被災の軽減や被災した場合の対処を検討する上で参考になると考えられる。本稿では，そのような観点から地震時の対策工の効果に関する事例を述べ，さらに例として地震がアンカーに影響を与える要因や機構について，実験や数値解析によって検討した結果について述べる。

2. 文献に基づく地すべり対策工の効果

2.1 変動調査に基づく対策工の効果

木下ほか（2007）は，新潟県中越地震（2004年）により被害もたらされた芋川流域およびその周辺部において，18地区を対象として，地すべり対策工の有無による地すべり発生状況について調査し，地すべり対策工がある場合で，地すべり活動が見られたのは調査箇所の面積比で約7%であると報告している。

また，中村ほか（2011）は，新潟県中越地震（2004年），新潟県中越沖地震（2007年），岩手・宮城内陸地震（2008年）を対象に，地すべり防止区域（推計震度5以上の領域内）にて概成判定された地すべりブロックの地震後の

変動調査を行った。変動が発生した地すべりとは，地震後の調査によって地すべりの一部または全体が変位したケースとされ，その状況によって，「変動無し」，「全体変動」，「上部変動」，「末端変動」，「一部変動」に区分されている。調査・分析の結果，地すべり対策工が施工済みの388ブロックの内，17ブロックで地すべり変動が見られたとしている。また，図-1のように変動状況の区分毎に対策工との関係が示されている。横ボーリング工のみの地すべりブロックの数が最も多く（151箇所），変動発生率は7%であり，2番目に多い集水井工のブロック（91箇所）の変動発生率は3%とされ，68事例ある押え盛土・排土工の変動発生率は0である。以上より，変動区分毎の違いは明瞭でないが，抑制工の耐震効果が示唆される。

次に抑止工についてみると，35事例ある杭工の変動発生率は0である。一例として中越地震時の杭工の効果を表す例を図-2に示す。図-1中に示すアンカー工の事例は1つであり末端変動に分類されている。一方，大塚（2006）の報告によれば，旧山古志村の国道291号線におけるアンカー工が3段から4段配置された切土法面に変

図-1 防止施設毎の変動発生ブロック数（中村他，2011）

図－2 杭工の効果の認められた種芋原地区、芋川ブロックの例（社団法人日本地すべり学会，2012）

位が殆ど発生しておらず，この例では耐震効果があったことが示唆される。

これらの調査結果によれば，対策工は地震時の地すべり変動を抑制する効果があると考えられる。しかし，対策工が被害を受けた事例も皆無ではなく，以下はアンカーや杭が被災し同時に斜面が変動した事例である。

2.2 抑止工の被災事例

杭工の例として，釜井（2011）及び村上（2012）による同じ現場の調査結果が挙げられる。この事例は，1978年の宮城沖地震で変動した宅地造成地に施工された杭工（径318.5mmが2つのブロックに6列配置）が，平成23年東北地方太平洋沖地震で被災したケースである。本現場では，杭工の他に3基の集水井が施工されていたが，杭頭の突出や顕著な傾倒が見られ，最大で杭頭が1.9m変位した。しかし，釜井（2011）によれば1978年の際の全体的な崩壊に比べると限定的な変動であり，集水ボーリングが及んでいる領域で変形が少なく，これらの対策工は一定の効果を発揮したと推定される。ただし，宅地の安定化という点では，対策工の在り方について，さらなる検討が必要と述べられている。

アンカーの被災例として，2008年岩手・宮城内陸地震時にアンカー工が損傷した例が挙げられる。伊藤ほか（2009）の報告によれば，現場は震央の北約10kmに位置する切土法面であり，切土法面に打設していたアンカーの856本中の92本が破断する等の被害を受けた。一本の設計アンカー力は512kN/本，破断強度は915kN/本とされている。距離減衰の考え方から水平方向の加速度は切土法面付近で1,000gal程度と推定され，鉛直方向にも大きな加速度が作用していたと推定されている（伊藤ほか，2009）。

以上より，地震によって大きな荷重が抑止工に作用する可能性があると考えられ，抑止工と地すべり土塊の相互作用に関する機構の検討が一つの課題として挙げられる。3章では，地震時の斜面及びアンカーの挙動に影響を与える要因と機構を検討するために実施した遠心模型実験について述べ，また4章には実際の地すべりを模擬

した数値解析の結果を示す。

3. 遠心载荷模型実験とFEMによるアンカー軸力の挙動

遠心载荷実験（Kuraokaほか，2010）に用いた模型を図－3に示す。模型斜面は豊浦珪砂とカオリン粘土を8：2で配合した材料で作成し，模型アンカーは斜面に1段で4本配置した。模型の高さは300mmであるが40gを加えて高さ12mに相当する斜面を模擬した。

ここでは，2通りの実験結果を比較した。一つは図－4（a）に示すように水平に対する角度（傾角）が32°であり，このモデルを模型Aと呼ぶ。もう一つは図－4（b）に示すように傾角は約50°であり，このモデルを模型Bと呼ぶ。ただし，模型A及びBの法面勾配はそれぞれ1：1.5，1：1.2である。模型AとBの法面勾配が異なっているが，受圧盤周辺の振動方向とアンカーの成す角度の影響を調べる上で法面勾配の違いの影響は小さいと考えた。

実験では，まずアンカーに初期緊張力を与え，遠心加速度場40gで模型土層内の材料の自重による変形を安定させ，次にアンカーを再緊張した後，実物換算周波数1.5 Hzの正弦波の加速度を3通りの振幅100，200，300galで各々10秒間，続けて水平方向に加振した。

実験結果の一例として，図－5に模型A及びBのアンカ荷重の変化を示す。同図に示すようにアンカーの方向が表層に直角である模型Bのほうの荷重の振幅が模型Aに比べて小さい。

上記の傾向は，受圧盤周辺の振動が水平方向に卓越す

図－3 遠心载荷模型実験における斜面とアンカー（寸法の単位：mm）

（寸法の単位：mm）

図－4 2通りの斜面とアンカーモデル（左：模型A，右模型B）

るため、受圧盤の振動方向とアンカー軸の方向がより直角に近いケースでは tendon に伸縮が発生しにくいと考えられる。ただし、初期緊張力が模型A（実規模換算で160kN）と模型B（実規模換算で290kN）で異なっている影響が考えられるため、FEMにて模型Aの実験結果を再現し、次に模型Aの形状と初期緊張の条件でアンカーの角度のみを2通り変えた解析を行った。FEMモデルでは、遠心载荷模型の内側の2本のアンカーのうち、1本のみを対象としてメッシュを作成した（図-6）。地盤の構成則は、Ramberg-Osgoodを適用し、そのパラ

図-5 200galの振幅を作用させたケースの模型アンカーの軸力：(a) 傾角が大きいケース (b) 傾角が小さいケース

図-6 3次元FEM解析モデル

図-7 FEM解析より得たアンカー荷重の挙動（色の濃い線：アンカーと表層が成す角度が90°，色の薄い線：アンカーと表層が成す角度が114°）

メータは室内試験に基づいて設定した（Kuraokaほか，2010）。図-7に初期緊張に対する荷重の振幅を示す。同図に示すように、アンカーと表層の角度が90度のケースについて振幅が小さく、その傾向は遠心模型実験から得られた傾向と類似している。

4. 実規模を想定したアンカー挙動の数値解析

前述の遠心模型実験では、土塊の滑りを規制する強度の低いすべり面が設定されておらず、また実斜面としては規模が小さい。そこで、すべり面のある仮想の地すべりについて数値解析を実施した。このモデル斜面は実斜面の物性値区分を簡略化して移動層と基盤のみにしたものであり、アンカーの規格（表-1）、地すべり土塊の大きさ、すべり面強度は実際の設計に基づいている。本解析では地盤の物性値を一定とし、初期緊張を変えた解析を行った。紙面の都合上、本稿では初期緊張を低目の50%として滑りを発生させたケースとすべり面強度が高く、滑りが発生しないケースを示す。緊張力は一本あたりの緊張力を打設間隔で割った値とした。移動層と基盤は弾性体とし、すべり面はモールクーロンの破壊則に基づく弾塑性モデルとした。それぞれの物性値を表-2及び3に示す。入力加速度としては、1995年兵庫県南部地震の加速度を用いた。地下水の影響は、すべり面にのみ作用するものと仮定し、図-8に示す自由水面に基づいて、すべり面の降伏を判定した。降伏した場合、抵抗力を超過したせん断力によって、滑りが発生する。ただし地震時の地下水位の変化は考慮していない。

前述のように、すべり面の強度が高く地震時に滑動の発生しないケースと、地震時にすべり滑動が発生するケースの2通りの結果を示す。図-9(a)は、滑動の発生しないケースのアンカー軸力の応答履歴を示しており、図-9(b)は移動層の表層の基盤に対する相対水平変位である。相対変位を求めた位置を図-10に示す。図-9のように軸力と相対変位の応答に相関性が認められ、移動層と基盤の相対変位がアンカーに影響を及ぼすと考えられる。

表-1 アンカーの設定

Cross sectional area (mm ²)	Maximum pretention load (kN/anchor)	Elastic modulus, E (kN/m ²)	Installation interval (m)
691	717	1.86×10^8	3.5

表-2 移動層及び基盤の物性値

Names of layers	Elastic modulus, E (kN/m ²)	Poisson's ratio, ν	Unit weight γ (kN/m ³)
Main body of the landslide	7.2×10^5	0.4	18
Bedrock	4.0×10^7	0.3	23

表-3 すべり面モデルの物性値

Cohesion, c (kN/m ²)	Angle of internal friction, ϕ	Normal stiffness, K_n	Shear stiffness, K_s
------------------------------------	------------------------------------	-------------------------	------------------------

図－8 二次元数値解析モデル：(a) 境界条件を含む全体図、(b) 移動土塊とアンカー部の拡大図

図－9 滑りが発生しないケースにおける下から3本目のアンカー荷重 (a) とA点とB点の相対変位 (b) の時間変化

図－11は、地すべり滑動が発生した場合である。図－11のように滑動が発生すると、軸力は地すべり土塊の滑動の影響を受け顕著に増加し地震後に残留する。実際には、アンカーが破断するような荷重に至っているが、本ケースでは弾性体としているため破断していない。以上は、本解析で設定した条件に限られた結果であるが、滑動が発生するとアンカー荷重は顕著に増加し、それに対して滑動が発生しない場合の荷重の振幅は相対的に小さい可能性が示された。

図－10 相対変位を求めた位置 (A点及びB点) と変位ベクトル (図－11の振動終了後の残留変位)

図－11 滑りが発生する場合のA点とB点の相対変位 (a)、下から3本目のアンカー荷重 (b)、入力した地震の加速度 (c)

5. まとめ

対策工の施工されている地すべりについて、地震時のFSや変位を定量的に予測することは難しい。しかし、抑制・抑止機構を説明する取り組みは、関係者間の共通した理解の元に対策工の被災の可能性やシナリオを想定し、被災の度合いを軽減する方法及び被災した場合の対処を考える上で有益である。

機構の検討を行う手段としては、事例の分析に加え、推定した機構を実験と数値解析によって検証する方法が挙げられる。また、事例分析や数値解析の結果を参考にして、現場観測を計画することも考えられる。例えば、本稿の実験と数値解析によれば、アンカーに発生する荷重の変動は、定着部と受圧盤の相対変位と変位ベクトルの方向に依存していると推定される。すなわち、移動層・基盤と抑止構造物が一体に振動し、地盤特性と水圧が一定とすれば、抑止工には力が作用しないし、抑止工が地

すべりに加える荷重も常時と変わらないはずである。したがって、地震時の抑止工と地すべり土塊の相互作用は、抑止工の施工されている領域が、その領域外（例えば基盤）よりも大きく移動または変形しようとした時に発生するという仮説を立てられる。どのような条件において、このような相対変位が大きくなるか推定できれば、対策工の効果を検討する上で有益である。そこで、対策領域内と外の位相差，振幅差，累積変位差が大きくなるような斜面条件を推定する目的で，応答が大きいと予想される領域と予想されない領域の速度や変位の計測及び応答特性の計測が今後の調査・観測の一つとして考えられる。

参考文献

- 1) 社団法人日本地すべり学会 (2012)：地震地すべり - 地震地すべりプロジェクト特別委員会の総括編 - , 7.3節, p.302.
- 2) 木下篤彦, 山口伸司, 山邊康晴, 吉松弘之, 丸井英明(2007)：新潟県中越沖地震における芋川流域及びその周辺の地すべり対策工の効果について，第46回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.9-12.
- 3) 中村明, 野呂智之, 丸山清輝, 石井靖雄 (2011)：既往対策工による地下水位低下状況と地震による地すべり変動の関係，日本地すべり学会誌, Vol.48, No.5, pp.30-36。
- 4) 大塚悟 (2006)：長岡科学技術大学新潟県中越地震被害報告書，第一部 地震被害の検証，土構造物の被害, p.27.
- 5) 村上隆 (2012)：3.11震災による仙台市緑ヶ丘地すべり対策工の変状，地盤から見た“東日本大震災”シンポジウム講演集，一般社団法人全国地質調査業協会連合会・一般社団法人日本応用地質学会, pp.9-10.
- 6) 釜井俊孝 (2011)：2011年東北地方太平洋沖地震によって発生した造成地盤の地すべり（第2報），「東日本大震災災害調査活動」京都大学防災研究所, 2011/8/11, p.18.
- 7) 伊藤武志, 横山真至, 太田親, 山本彰, 藤原宗一 (2009)：岩手・宮城内陸地震によるグラウンドアンカーの被害について，土木学会第64回年次学術講演会, III-064, pp.127-128.
- 8) Kuraoka, S., Ota, K., Koji, T., and Itoh, K.(2010)：Centrifuge model tests and numerical simulations of tiebacks for stabilization of slopes under earthquake loads, Proc. Symposium, INTERPREAVENT, pp. 604-613.

(原稿受付2014年12月25日，原稿受理2015年2月25日)