

技術

2011年東北地方太平洋沖地震による造成地盛土地すべりと自然地盤地すべりととの共通性



太田 英将

1. はじめに

丘陵地の造成地盛土は、大地震時に地すべり変動を発生することが知られている。興味深いことに、この人工地盤の地震時地すべりの変動機構は、自然地盤の地すべりのそれと酷似する。すなわち、極端に強度の弱い底面部（ほぼフリクションレス）と、通常の土の強度（相対的には強い強度）を持つ側部・周縁部の組み合わせが安定条件を支配している点においてである。違いは、底面の低強度が地震時の液状化（過剰間隙水圧上昇）によるものか、スメクタイトなど粘土鉱物の物性によるものかである。

地震時盛土地すべりは、盛土最下部の飽和地下水が強震動により過剰間隙水圧を発生させフリクションレス状態（過剰間隙水圧比 = 1 の時が完全なフリクションレス）になることにより生じる。

一方、自然地盤の地すべりでは底部滑り面を形成するスメクタイト等の残留強度（ $\phi = 5 \sim 10$ 度）に、さらに間隙水圧（または過剰間隙水圧）が作用するため、こちらも滑動時には限りなくゼロに

近い摩擦抵抗状態となっているものと推定される。

このような地すべりメカニズムに関する考え方は、「ローラースライダーモデル」と呼ばれ、盛土地盤の滑動崩落の研究から導かれたものである。主たる抵抗部は側部摩擦を主体とする周縁部摩擦にあり、いわゆるすべり面はフリクションレス状態にあるとする考え方である（図-1参照）。

2011年東北地方太平洋沖地震で発生した被害は、津波・原発を除けば、地盤災害が主たるものである。地盤災害としては、自然斜面・法面崩壊、造成地盛土変動、沖積地盤や埋め立て地盤の液状化被害が多かった。

以下では、2011年東北地方太平洋地震で造成地盛土に発生した地すべり変動を含めた事例・研究史について報告し、その後自然地盤の地すべりととの共通性について考察する。

2. 造成地盛土の地震時変動の研究経緯

地震時に盛土地盤が変動することは、1968年十勝沖地震で東北本線盛岡～青森間の盛土構造物が大きな被害を発生したことや、1978年宮城県沖地震により仙台市緑ヶ丘などで谷埋め盛土が地すべり的な変動をしたことで専門家の間では知られていた現象である。

特に十勝沖地震では東北本線向山～三沢間に設置されていた間隙水圧計で地震の瞬間の圧力上昇が計測され¹⁾、その後振動台実験によって間隙水圧上昇が主要因であることが明らかにされている。

しかし、宅地盛土については被災事例数が少ないことからメカニズムを明らかにするに至らなかった。

本格的な研究の発端は、1995年兵庫県南部地



図-1 ローラースライダーモデルの概念
（抵抗部は底面には無く側壁の摩擦のみ）

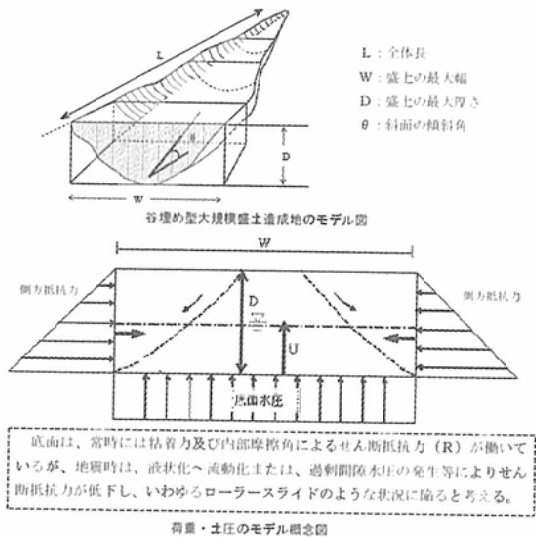


図-2 太田-榎田モデルの概念図

震で阪神間に発生した谷埋め盛土地すべりに対して釜井ら (1996)²⁾が行った詳細調査が最初と言ってよい。同じ地域でも変動した盛土と、変動しなかった盛土が混在することや、埋没している地山傾斜角が緩いものでも変動しているところが多いこと、盛土材の強度差の影響も小さいことなどから、従来の土質工学の常識とは異なるメカニズムが変動の原因であることが推察された。

小林 (2000)³⁾は、阪神間のデータを用いて変動・非変動盛土の変動要素の解析を行い、「幅/深さ比」が支配的であることを明らかにした。釜井ほか (2000)⁴⁾、(2004)⁵⁾ではより詳細な変動解析がおこなわれ、太田ほか (2006)⁶⁾では簡易的力学モデル (太田-榎田モデルと呼ばれる) に拡張し汎用化がおこなわれた (図-2 参照)。中埜ほか (2009)⁷⁾は、阪神地区の事例で構築された3つの評価法を、中越沖地震の被災個所で検証した結果、簡易力学モデルの正答率が最も高いことを明らかにした。

3. 東日本大震災における盛土地すべり

2011年3月11日に東北地方太平洋沖地震が発生したが、福島市・仙台市・白石市の調査に入ったのは1ヶ月後の4月11日以降であった。この地震による大災害は「東日本大震災」と呼ばれている。

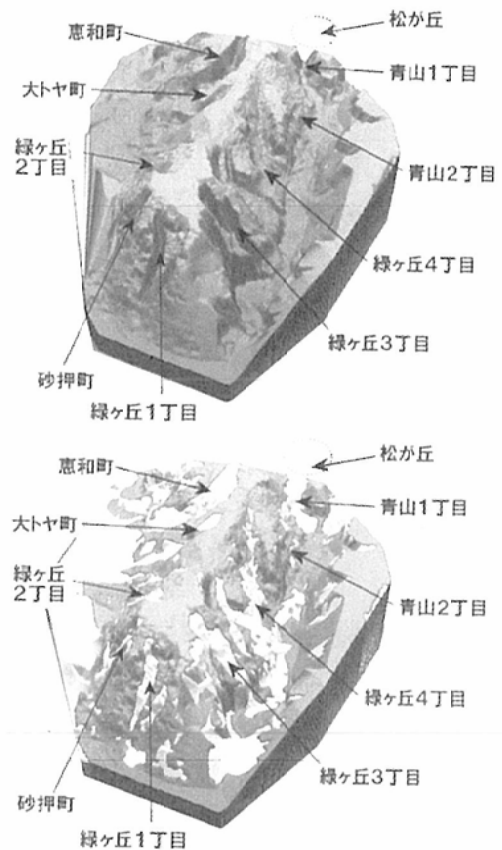


図-3 盛土前 (上) と盛土後 (下) の鳥瞰図 (高さ方向は強調されている)



写真-1 沈下により道路に突きだした抑止杭 (緑ヶ丘3丁目)



写真-2 盛土ユニット境界部の引張クラック (緑ヶ丘4丁目)

以下では、事前に危険度評価が行われていた仙台市太白区の事例について記載する。

仙台市太白区は、図-3に示すように尾根を切土により平坦化し、その土砂で両側の谷を盛土して造成された大規模造成地である。標高は80m前後であり、昭和30年代に造成が行われた。

3.1 緑ヶ丘3丁目地区

2筋の大きな谷を埋めて盛土された「谷埋め盛土」である。1978年宮城県沖地震により大きく変動したため、地すべり防止区域に指定され、抑止杭工（φ318.5、t=8@1.5m）が5列、集水井工が2基設置されている。

今回の地震で、盛土上部は沈下（写真-1）するとともに引張り亀裂が発生した。また杭の山側では圧縮変状、谷側では引張変状が発生した。

盛土土塊全体が移動しなかったという点では「地すべり対策工として有効に機能した」と評価できるが、表層部の変動があり家屋に少なからず変状を発生させたので「地震時の宅地盛土滑動崩落対策としては不十分だった」という評価となる。

3.2 緑ヶ丘4丁目地区

谷の右側壁の「腹付け盛土」である。この箇所も1978年の地震時に大変動し、今回の地震でもまったく同じ位置・形状で変動した（住民談；写真-2）。

1978年の地震後に集水井工が計画されていたらしいが、実際には施工されていないようである。

3.3 青山2丁目地区

谷の右側壁の小規模で薄い「腹付け盛土」である。家屋を巻き込んだ崩壊を引き起こしている（写真-3）。地震後に、盛土末端部から毎分6リットル程度の水が継続的に湧いている。

3.4 青山1丁目地区

引張変状と圧縮変状がセットになり一団の移動土塊と判定される盛土が3ユニット確認された。いずれも形状的には「谷埋め盛土」である（写真



写真-3 小規模な腹付け盛土の崩壊
(青山2丁目)

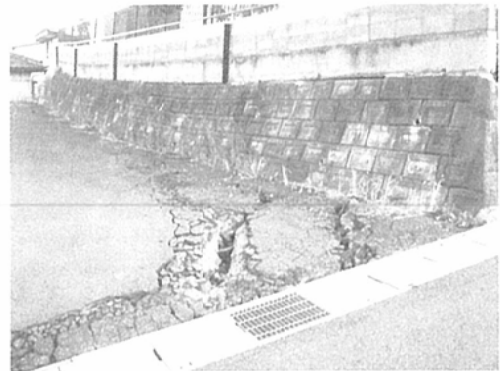


写真-4 引張クラックと擁壁の撓み
(青山1丁目)



写真-5 アパートの折れ曲がり
(松が丘)

- 4)。

3.5 松が丘地区

深い谷を高い擁壁で埋めて平坦地を造られた「谷埋め盛土」である。擁壁に近い下部で大きな変状が出ている。下部、中部、上部との境界に大きな変状が出現している（写真-5）。

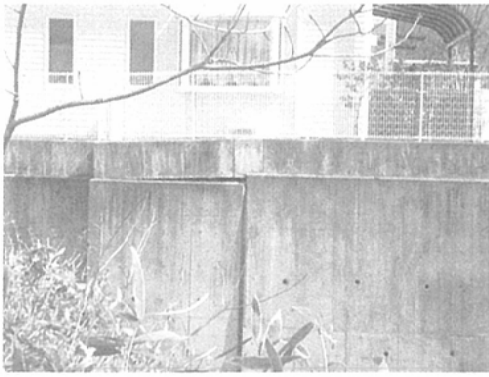


写真-6 擁壁基礎部の沈下変状のみ
(大トヤ町)



写真-7 盛土末端部の噴砂跡
(恵和町)

3.6 大トヤ町地区

高い宅地擁壁に変状があるが(写真-6)、盛土地すべり的な変状は認められなかった。

3.7 恵和町地区

深い大きな谷を埋めた「谷埋め盛土」である。下部は地表傾斜が急である。変状は中部と下部の境界(盛土の地形遷急線)付近から下側に顕著なものが発生している。盛土末端部には圧縮変状が見られるが、一部分で噴砂跡があり、液状化が発生したものと推定される。噴出している砂は、微細砂である。

3.8 緑ヶ丘1丁目・砂押町・緑ヶ丘2丁目地区

これら3ユニットの盛土を確認したが、変動は認められなかった。ただし、緑ヶ丘1丁目と2丁目は1978年宮城県沖地震時には大きく変動している。なお緑ヶ丘1丁目には、地すべり抑止杭が施工されていた。

4. 危険度予測結果の評価

仙台市太白区は、過去の造成地盛土の地震時滑動崩落事例から予測モデルを検証するためのモデル地区のひとつであった。ここでは1978年宮城県沖地震のときの被害事例を用いていた。このほか、阪神地区(1995年兵庫県南部地震)、長岡地区(2004年新潟県中越地震)、柏崎地区(2007年新潟県中越沖地震)も同様のモデル地区である。

予測に用いたモデルは、①国交省のガイドライ

ンに示される点数法⁸⁾、②釜井一守隨の数量化解析法⁹⁾、③太田一榎田モデル(簡易力学モデル⁶⁾)の3種である。

今回の地震の前に実施した検証では、4地域のうち1978年宮城県沖地震での被災事例の検証のみがすべてのモデルにおいて正答率が著しく悪かった。その理由として、当時の調査不足や震度が小さかったこと等が考えられたが、はっきりしたことはわからなかった。

太白区での予測結果を今回の地震での被害と照らし合わせてみると、表-1のようになった。これによれば、太田-榎田モデルでの予測結果の正答率が高く、次いで釜井-守隨の数量化法となる。国交省ガイドラインの点数法の正答率は低い。

今回、太田-榎田モデルの正答率が高かったことは、①1978年の地震の揺れは滑動崩落を発生させるよりは小さい揺れだった可能性があること、②今回の地震で造成地盛土はローラースライダーモデルで考えられるメカニズムで変動した可能性が高いこと、の2つを示唆するものである。

5. 自然地盤の地すべりへの適用

自然地盤の地すべりは、ひとつひとつの箇所について個別に検討が行われる。このため、造成地盛土の地震時変動のように、どの要因が地すべりの安定に対して最も影響力が強いかという大まかなことを検討する機会が非常に少ない。

しかし、冒頭に書いたように、造成地盛土の地

表-1 事前の危険度予測結果と地震後の調査結果との比較一覧表

	盛土ユニット	調査による 変動有無	国交省 点検法の 変動確率	釜井-守隨 数量化法 変動確率	太田-櫻田 モデルの 安全率	備 考	盛土形状				
							面積A (㎡)	幅W (m)	長さL (m)	厚さD (m)	地山傾斜 θ (°)
1	緑ヶ丘3丁目北側	変動	4%(×)	28%(×)	1.19(Δ)	1978年地震で大変動 対照区(杭・井戸)	17,624	71.0	288.4	17.0	7.0
2	緑ヶ丘3丁目南側	変動	2%(×)	26%(×)	0.68(○)	1978年地震で大変動 対照区(杭)	12,112	80.5	162.5	17.7	11.8
3	緑ヶ丘4丁目	大変動	68%(○)	92%(○)	0.61(○)	1978年地震で大変動 対照なし	14,878	199.3	96.1	4.3	3.5
4	青山2丁目	大変動	-	-	-	盛土が抽出されてい ない。1978年は変動せず					
5	大トヤ町	変動せず	16%(○)	41%(Δ)	1.11(Δ)	調査区のみ 1978年は変動せず	12,963	92.9	223.8	10.2	5.5
6	恵和町上部	変動	6%(×)	26%(×)	1.00(Δ)	1978年地震で変動せず	13,826	79.2	178.2	14.3	6.6
7	恵和町中部	変動	16%(×)	13%(×)	1.01(Δ)		24,448	161.1	161.6	20.7	3.0
8	恵和町下部	大変動	22%(×)	64%(○)	0.86(○)		43,294	148.1	280.8	12.5	3.3
9	松が丘	大変動	-	-	-		盛土が抽出されてい ない。1978年は変動せず				
10	青山1丁目上部	変動	-	-	-	盛土が抽出されてい ない。1978年は変動せず					
11	青山1丁目中部	変動	7%(×)	13%(×)	1.15(Δ)	1978年地震で変動せず	14,486	101.6	158.8	12.8	1.9
12	青山1丁目下部	変動	41%(Δ)	92%(○)	0.84(○)		12,594	64.4	169.9	4.4	2.6
13	緑ヶ丘1丁目上部	変動せず	7%(○)	21%(○)	1.13(Δ)	3/27~30調査 1978年地震で大変動 対照区(杭)	4,315	37.9	128.6	11.2	14.3
14	緑ヶ丘1丁目下部		2%(○)	21%(○)	2.07(○)		3,015	24.5	128.9	12.8	6.5
15	砂押町上部	変動せず	4%(○)	35%(Δ)	1.08(Δ)	3/27~30調査 1978年地震で変動せず	1,463	30.6	63.8	6.3	20.4
16	砂押町下部		7%(○)	21%(○)	1.30(○)		2,694	27.5	95.0	7.6	10.1
17	緑ヶ丘2丁目上部	変動せず	7%(○)	28%(○)	1.10(Δ)	3/27~30調査 1978年地震で大変動	3,622	37.9	99.6	8.0	10.8
18	緑ヶ丘2丁目下部		10%(○)	28%(○)	1.50(○)		2,891	28.5	104.0	6.1	5.2

変動予測区分	変動確率	安全率	()内の予測結果の評価
変動予測判定	50%以上	1.0未満	○:正答, Δ:どちらともいえない, ×:誤答
変動または非変動	30~50%	1.0~1.2	
非変動予測判定	30%未満	1.2以上	

震時滑動崩落と、自然地盤の地すべりは、底面の主たる滑り面の強度が著しく少ない（限りなくフリクションレスに近い）という点で共通している。人工地盤と自然地盤の違いがあっても地盤の挙動には共通性が多いと考えるのが妥当である。

すなわち、造成地盛土の地震時滑動崩落現象のメカニズムは、自然地盤の地すべりにおいても同じようにローラースライダーモデルが成立しているという仮説が成り立つ。

5.1 自然地盤地すべり解析における矛盾点

すべり面の土質試験研究の成果から、すべり面粘土は数センチの変位で粒子の再配列が起き、粘土鉱物に特有の残留強度まで強度低下することが知られるようになった。地すべり地形が形成されるためには、大変位が必要であるため、自然地盤の地すべりのすべり面強度は残留強度になっていると考えるのが妥当である。

しかし、土質試験で得られた残留強度を、安定解析に適用すると、現状の安全率が1よりも大きく下回る結果となる。これは2次元解析においても、3次元解析においても共通する矛盾である。

現状では多くの場合、その矛盾を解決するために、土質試験結果を破棄して、逆算法で解析者が仮定した現状安全率に摺り合うようなすべり面強度を逆算するという手法が用いられている。

そして、その矛盾に目を閉じて、安定解析式の数学的厳密さを追求するといった、厳しく言えば見当違いの研究に労力が集中されているように見受けられる。

5.2 ローラースライダーモデルの適用

造成地盛土の地震時滑動崩落の研究で得られたローラースライダーモデルが、自然地盤の地すべりにも適用できるとしたら、土質試験結果に解析者の都合のよい解釈を加えず、そのままの値を用

いることで演繹的に地すべりの安全率を算出できるはずである。

この可能性を検証するために、(社)日本地すべり学会関西支部では、2006年に「実測値のみを用いた斜面安定解析の可能性」と題するシンポジウムを開催した。

そのシンポジウムの中で、太田 (2006)¹⁰⁾、中川 (2006)¹¹⁾、真弓 (2006)¹²⁾の3編の発表は、土質試験結果をそのまま用いた地すべりの安定計算が演繹的に可能であるとの結論であった。いずれの発表においても、周縁部強度 (側部強度を含む) と底面すべり面強度を別々に取り扱った3次元極限平衡法であった。

図-4に太田 (2006)¹⁰⁾の計算例を示す。ポー

リングコアを用いたリングせん断試験や、繰り返し一面せん断試験結果で得られた土質強度を加工せずそのまま用いた計算結果である。変動状況から安全率 $F_s \approx 1.00$ と想定可能な地すべりブロックだったが、演繹計算で得られた安全率は $F_s = 1.01$ であった。

太田 (2006) および中川 (2006) では、土研式3次元法 (従来土研式 Hovland 法と呼ばれていたが、実際の Hovland 法とは異なる計算方法であるため呼称を変更した) による解析、真弓 (2006) では Janbu 法による解析が行われた。なお、Hovland 法に対しては、計算方法の論理的な矛盾をしばしば指摘されるが、林 (2003)¹³⁾ によれば、土研式3次元法には、Hovland 法がもつ数学論理上の問題はなく、力学的に簡略化されているということは残るが、実務上の支障はほとんどない。

6. おわりに

2011年東北地方太平洋沖地震で仙台市の丘陵地に発生した造成地盛土の滑動崩落事例を紹介し、事前の予測結果と実際に起きた現象の比較を行った。この結果、造成地盛土の地震時滑動崩落現象では、ローラースライダーモデルが成立していることが検証された。

自然地盤の地すべりにおいても同じメカニズムが成り立つことは、周縁部強度を考慮した3次元安定解析結果で証明されたことも紹介した。

「土の立場」から見れば、土粒子が人工地盤であるか自然地盤であるか、あるいは行政的な管轄がどこかということは全く関係ない。土は、自らが動きたいように動いているにすぎないので、盛土も自然地盤も同じ原理で地すべりを起こすのである。

現在行われている地すべり解析は、昭和30~40年代の計算能力や土質試験能力の時代に構築されたものである。それらの能力が著しく向上しているにもかかわらず、基本的な手法 (単一すべり面強度を用いた2次元安定解析) が固定化してしまっていることが地すべり技術の発展を阻害している。

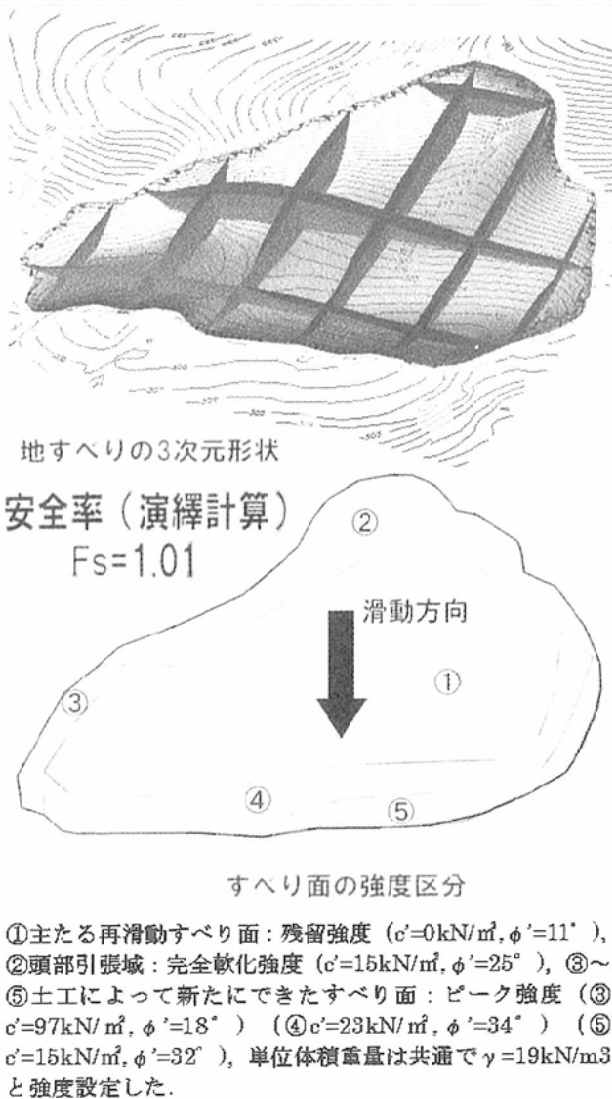


図-4 演繹計算による安定計算結果例¹⁰⁾

人間に都合のよい解釈を加えず、ありのままの地形情報、ありのままの土質試験結果を用いて斜面安定を評価することに一步踏み出すことが、技術の向上に大きく寄与するものと確信する。

参考文献

- 1) 社団法人日本鉄道施設協会 (1972)；盛土の耐震設計に関する研究報告書
- 2) 釜井俊孝・鈴木清文・磯部一洋 (1996)；平成7年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動、地質調査所月報、第47巻、第2/3号 pp.175-200
- 3) 小林慶之 (2000)；都市域における宅地盛土斜面における地震災害予測図の作成、平成11年度日本大学工学部修士論文
- 4) 釜井俊孝・守隨治雄・太田英将・原口強 (2000)；都市域における地震時斜面災害のハザードマップ—宅地盛土斜面の変動予測—、応用地質学会平成12年度シンポジウム予稿集、pp.25-37
- 5) 釜井俊孝・守隨治雄・笠原亮一・小林慶之 (2004)；地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測、日本地すべり学会誌、40(5)、pp.22-3
- 6) 太田英将・榎田充哉 (2006)；谷埋め盛土の地震時滑動崩落の安定計算手法、第3回地盤工学会関東支部研究発表会講演集、pp.27-35
- 7) 中埜貴元・小荒井衛 (2009)；改変地形データをを用いた地盤の脆弱性把握のための開発、平成21年度国土交通省国土技術研究会、<http://www.mlit.go.jp/chosahokoku/h21giken/program/kadai/pdf/ippan/ippan1-02.pdf>
- 8) 国土交通省 (2008)；大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説、http://www.mlit.go.jp/crd/web/topic/pdf/guideline_ver.3.pdf
- 9) 釜井俊孝・守隨治雄 (2002)；『斜面防災都市—都市における斜面災害の予測と対策』、理工図書
- 10) 太田英将 (2006)；土質試験結果の安定解析への適用、日本地すべり学会関西支部シンポジウム論文集、pp.43-56
- 11) 中川渉 (2006)；神戸層群の三次元斜面安定解析、日本地すべり学会関西支部シンポジウム論文集、pp.57-67
- 12) 真弓孝之 (2006)；安定解析における土質試験結果の適用性、日本地すべり学会関西支部シンポジウム論文集、pp.69-91
- 13) 林義隆 (2003)；地すべり安定解析におけるパラダイムの転換、日本地すべり学会誌、第39巻、第4号、pp.42-45

太田ジオリサーチ 代表取締役
技術士 (総合技術監理、応用理学、建設、森林)

コラム 滑動崩落の危険度評価手法

造成地盛土の滑動崩落の危険度評価法は、釜井・守隨 (2002)⁹⁾ の解析結果が基になっている。これは、兵庫県南部地震で発生した阪神間の谷埋め盛土データセット (変動 111 箇所、非変動 128 箇所、全 239 箇所) を数量化 II 類で解析し得られた結果である。一般に斜面変動は、2次元斜面安定解析式から明らかなように、土塊強度 (すべり面強度) や間隙水圧、およびすべり面傾斜角で説明される。しかし、谷埋め盛土がなされる地形条件や地盤強度条件は似通ったものが多く、同一地域内で変動・非変動が分かれる決定的な説明要因にはならなかった。

最も変動/非変動を説明するのに大きな影響力を与えたのは、図-1に示すように横断形状 (幅/深さ比) で、影響力ありと判定された他の要因と比べても圧倒的に大きい。地盤強度は影響力ありとすら判定されず要因から排除されている。

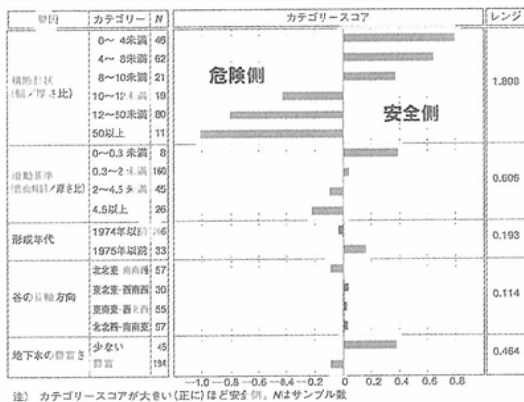


図-1 数量化 II 類における分析結果⁹⁾

カテゴリースコアの数値は、影響力の重みを定量的に表しており、このままで点数法として利用できる (カテゴリースコアの合計点と変動確率の関係式が導かれている)。本文の表-1で示した②釜井・守隨の数量化解析法がこれである。この方法による危険度推定は、阪神間データセットでは正答率約9割であった。正答率とは、実際に生じた現象と、予測との適合率のことである。釜井・守隨の数量化解析法では、点数法に用いる点数=要因ごとの重みは、「小数」表示となる。

従来防災点検等で用いられてきた点数法は、伝統的に「整数」であった。国交省のガイドラインに示す方法としては、慣れ親しんだ整数による点数法が望ましいと考えられた。「整数による点数法」として再構築されたものが、表-1で示した①ガイドラインの点数法である。この方法による阪神間データセットでの正答率も

約9割である。

①及び②は、阪神間データセットを用いた単純な統計解析手法であるため、他の地域への適用が可能かどうかということが課題として残った。しかし、作成当時十分な数のデータセットが整理されていたのは阪神間データセットのみだったため、暫定的に用いられた面がある。

他の地域での適用を考えた場合には、数量化解析結果を力学的なモデルの形態にするのが合理的である。しかし、容易に把握できるデータは新旧地形図の差分から得られる地形情報しかない。幸い、数量化解析結果から幅/深さ比という地形量が圧倒的な影響力を持っていることが判明しているため、その事実を軸にして組み立てられたのが、表-1の③太田・榎田モデル (簡易力学モデル; 形式的には3次元安定解析モデル) である。ただし矩形での近似であるため上載荷重による側方抵抗が表現できず、便宜的に深度方向に大きくなる傾向を持つ土圧で代替されている (図-2参照; 厳格な土質力学研究者に拒絶反応があるのはこの部分である)。

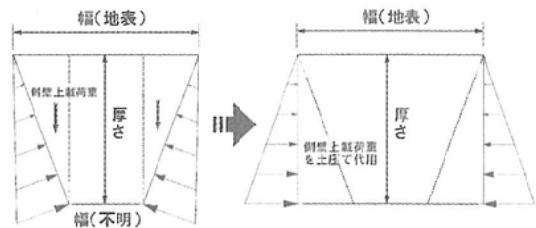


図-2 簡易力学モデルでは横断形状を矩形で単純化しているため側壁部の上載荷重を土圧モデルで代替している

このモデルの利点は、他の地域で発生した事例でキャリブレーションし、より正答率の高い最適パラメータを探せるという「学習性」である。また力学モデルの体裁なので、①及び②の対象外だった腹付け盛土にも適用できる。

ただし、このモデルは力学モデルの体裁を持っているとはいえ原則的には統計的手法と言え、実測値を代入して演繹的に計算できる保証はないことに注意が必要である。

そしてこのモデルのみが、阪神・長岡・柏崎の3地域で同程度の高い正答率(約9割)となった。阪神地区以外での、②の評価モデルの正答率は約4割、①は2割以下であることから、地域性に関係なく利用できるのは現時点で③太田・榎田モデル (簡易力学モデル) のみと言える。