

## 2011年東北地方太平洋沖地震による常陸大宮市門井地区の斜面崩壊 — 簡易貫入試験結果に基づく土層構成の比較 —

### Slope failure due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake at Kadoi district in Hitachiohmiya City

#### — Comparison of soil layer composition based on simple penetration test —

本田尚正\*<sup>1</sup>

Naomasa HONDA\*<sup>1</sup>

\*1 東京農業大学地域環境科学部

Faculty of Regional Environment Science, Tokyo University of Agriculture, Setagaya 156-8502

**要旨:** 茨城県常陸大宮市門井地区では、2011年東北地方太平洋沖地震に起因して斜面崩壊が発生した。本研究では崩壊発生斜面上とそれに隣接する非発生斜面上で簡易貫入試験を実施し、それらの斜面の土層構成を比較した。その結果、崩壊発生斜面では、すべり面の存在が想定される  $N_c=5$  以下の土層が非発生斜面に比べてより深い位置にあることがわかった。この土層条件で斜面安定解析を行うと、崩壊発生斜面では地震時の地下水位の上昇による間隙水圧の増加の影響が非発生斜面よりも大きかったと推察された。

**キーワード:** 斜面崩壊, 簡易貫入試験, 土層構成, 斜面安定解析, 地下水位上昇

**Abstract:** A slope failure took place due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake at Kadoi district in Hitachiohmiya City, Ibaraki prefecture. In this study, simple penetration tests are carried out on the collapsed slope and the uncollapsed slope, and soil layer compositions of those slopes are compared. As a result, the soil layer of  $N_c \leq 5$  in the collapsed slope, which is considered to be a sliding surface, exists in a position deeper than the uncollapsed slope's one. Stability analysis is conducted on condition of this soil layer. Based on the analytical results, we guess that the collapsed slope has more strongly influence of the pore water pressure increase due to groundwater level rise at the time of the earthquake than the uncollapsed slope.

**Key words:** Slope failure, simple penetration test, soil layer composition, slope stability analysis, groundwater level rise

## I はじめに

斜面崩壊発生の原因には地形、地質、植生等、斜面が潜在的に有する素因と、降雨や地震等、崩壊発生の引き金となる誘因の2つがある。したがって、隣り合う斜面でも素因が異なる場合、誘因はほぼ同じであっても一方は崩壊し、他方は崩壊しない場合がある(1)。

茨城県常陸大宮市門井地区では、2011年東北地方太平洋沖地震により、県道沿いの一斜面が崩壊した。この崩壊は局所的であり、隣接する斜面は崩壊しなかった。

ここでは本事例を対象に、崩壊の発生・非発生に及ぼす素因の影響を検討する、具体的には崩壊発生斜面上とそれに隣接する非発生斜面上で簡易貫入試験を行い、その結果から斜面内の土層構成を比較する。さらに斜面安定解析を行い、崩壊の発生・非発生の要因を考察する。

## II 検討対象地区および災害の概要

2011年3月11日14時46分、宮城県牡鹿半島の東南部130km付近(北緯38.1度, 東経142.9度), 深さ約24kmの海・陸プレート境界面上を震源(破壊開始点)とする逆断層型の破壊が発生した。地震の規模は我が国にとって未曾有のMw9.0を観測し、東北地方の太平洋岸を中心に人命・財産ともに甚大な被害が発生した。後に「2011年東北地方太平洋沖地震」と命名されるこの巨大地震による災害は、「東日本大震災」として我々の記憶に深く刻み込まれるだけでなく、今もなお、各界において復興に向けた懸命の努力が継続中である。

常陸大宮市門井地区は茨城県北部に位置し(図-1)、一級河川那珂川支流の緒川流域に属する。上記地震により、地区内の県道161号線に面する一斜面が崩壊した。

崩壊の規模は、概ね次のとおりである(図-2および写真-1、崩壊斜面はその後整形され、植生工と、上部の急勾配部にアンカー工が施工されている)。



図-1. 検討対象地区の位置  
Fig.1 Location of study district

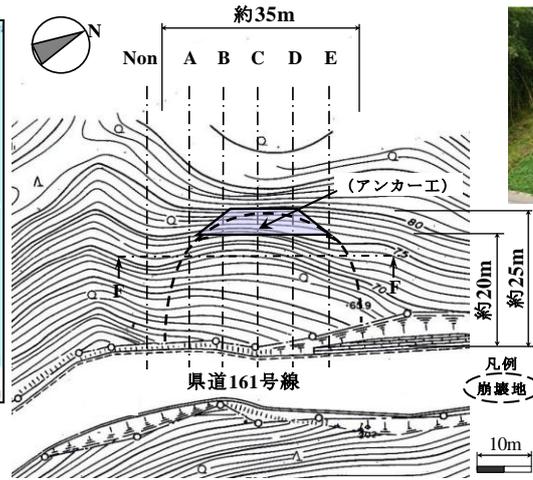


図-2. 崩壊斜面の概要  
Fig.2 Outline of collapsed slope



写真-1. 崩壊斜面の概要  
Photo 1 Outline of collapsed slope

表-1. 簡易貫入試験の概要  
Table 1 Simple penetration tests

No.	標高	簡易貫入試験の本数
A~E	60~85m	アンカー工より下部：5本×5 アンカー工より上部：1本×5
Non	55~80m	8本
計		38本

- ・ 県道方向の延長 約 35m, 崩壊斜面の上端から下端までの高低差 約 20m
- ・ 最大斜面長 約 30m (水平距離：約 25m), 平均斜面勾配 約 37° (アンカー工部分：約 45°)
- ・ 最大崩壊深 約 2m, 崩壊土砂量 約 1,000m<sup>3</sup>

周辺の表層地質は浅川層下部の桜本層であり、約 2200 万年~1500 万年前に堆積したシルト質砂岩が中心である(2)。斜面表層のガリー侵食を受けた箇所では円礫を多く含む風化砂質土が確認でき、地質的に脆弱といえる。

この地震で崩壊地に隣接する斜面は崩壊していない。図-2中の「Non 断面」の斜面と崩壊地内の斜面を比べると、Non 断面の勾配は約 39° であり、崩壊地内の平均勾配よりやや急である。同図中の等高線分布をもとに Non 断面の位置と崩壊地内(たとえば「C断面」の位置)を比べると、崩壊地内の方がやや凹地形であったことが確認できる。一方、周辺植生はいわゆる雑木林であり、崩壊地内外の斜面の間で特段の差異は見当たらない。

### III 検討手法および条件

1. 簡易貫入試験に基づく土層構成の比較 崩壊発生斜面と非発生斜面を対象に簡易貫入試験を行い、得られた結果(Nc 値)をもとに両者の土層構成を比較する。

簡易貫入試験は図-2中の Non および A~E の 6 測線上で、表-1 のとおり実施する。得られた Nc 値の分布を斜面に沿った方向からみた場合と、県道に沿った方向(図-2中の「F-F 断面」)からみた場合とに整理し、それらをもとに斜面の内部構造の違いを推察する。

2. 斜面安定解析による土層条件の推定 図-3のような半無限長斜面および直線すべり面を仮定し、Fellenius 法により地震時における斜面安定解析を行う。

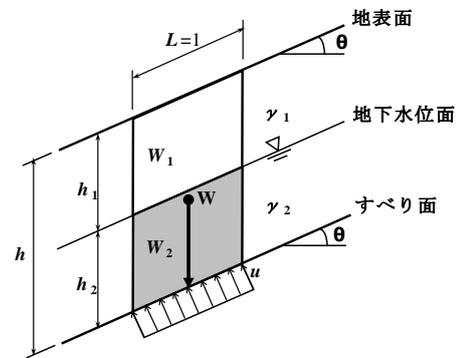


図-3. 半無限長斜面の安定解析  
Fig.3 Stability analysis of semi-infinity slope

$$F_s = \frac{C' + (W \cos \theta - k_h W \sin \theta - u) \tan \phi'}{W \sin \theta + k_h W \cos \theta} \quad (1)$$

$$W = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \cos \theta \quad (2)$$

$$u = \gamma_w h_2 L \quad (3)$$

ここに、 $F_s$  は安全率、 $C'$  は土の粘着力、 $W$  は土塊重量、 $k_h$  は水平震度、 $\theta$  は傾斜角、 $u$  は間隙水圧、 $\phi'$  は土の内部摩擦角、 $\gamma_1$  は不飽和土の単位体積重量、 $\gamma_2$  は飽和土の単位体積重量、 $h$  は崩壊深、 $h_1$  は地下水位より上部の土層厚、 $h_2$  は地下水位からすべり面までの土層厚、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量 ( $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$ )、 $L$  は単位斜面長である。

土の  $C'$ 、 $\phi'$ 、 $\gamma_1$  および  $\gamma_2$  の詳細は不明である。ここでは、 $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  には土の標準値である  $\gamma_1 = 15.68 \text{ kN/m}^3$  ( $1.6 \text{ tf/m}^3$ )、 $\gamma_2 = 17.64 \text{ kN/m}^3$  ( $1.8 \text{ tf/m}^3$ ) を用いることとし、崩壊発生斜面・非発生斜面の  $F_s$ 、 $C'$  および  $\phi'$  の関係を調べる。なお、水平震度は崩壊発生斜面・非発生斜面ともに、震度法の一般値である  $k_h = 0.20$  を用いることとする(3)。

IV 結果および考察

1. 簡易貫入試験に基づく土層構成の比較 図-4に簡易貫入試験の結果 (Nc 値の深度分布図) の一例を示す。同図は、図-2中の「Non 断面」の斜面上での試験結果の一部であり、試験実施地点は後出の図-5 (a)に対応している。本研究では図-4のようなNc 値の分布データが、表-1に示した38地点のすべてで得られている。

図-5 (a)および(b)は、Non 断面および崩壊地の中央に位置するC断面の斜面について、土層内でNc = 5, 10, 50の各値が出現する平均深度を結んで土層構成を示したものである。ただし、C断面では崩壊前の地表面から崩壊面までの土層のNc 値は不明のため、アンカー工より上部で行った試験結果から推定した。同図(c)は、(a)と(b)の一部を重ね合わせて示したものである。

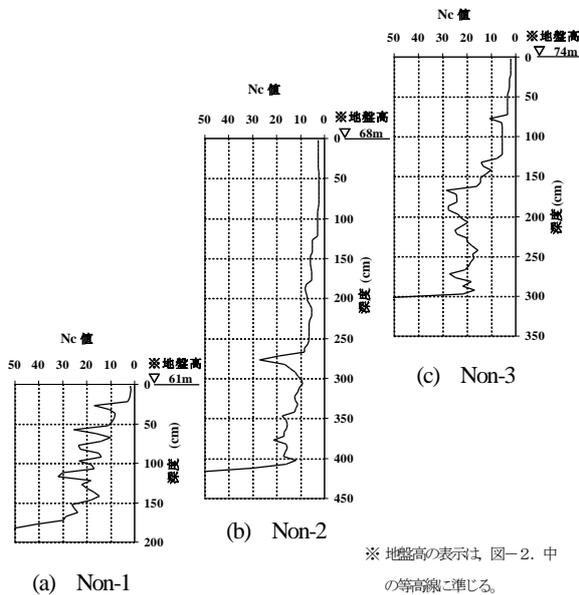


図-4. 簡易貫入試験結果の一例  
Fig.4 An example of simple penetration test results

図-6は、図-2中のNonおよびA~Eの6測線すべてについて、図-5と同様のデータ整理を行い、その結果を図-2中の「F-F断面」で示したものである。

以上の図をもとに崩壊地内外の斜面の土層構成を比較すると、概ね次のことがわかる。

- (1) 図-5 (c)と図-6より、崩壊発生前、Non 断面の位置と崩壊地内では、地表面上で最大2m程度の高低差があり、崩壊地内の方が凹地形であった。
- (2) 図-6より、Nc = 5, 10, 50の土層の境界面の形状は凹形であり、地表面の形状と酷似している。
- (3) 実際の最大崩壊深は約2mであるので、すべり面はNc = 5以下の弱層内にあったと推察される (4)。
- (4) 図-6より、Nc = 5の土層厚は、A断面とB断面では約2.5mとやや大きいですが、それ以外ではNon 断面も含めて約2mであり、6断面の間に大きな差はない。以上のとおり、すべり面の存在が推定されるNc = 5以下の弱層は、崩壊発生斜面と非発生斜面で土層厚に大きな差はないが、境界面が凹形状のため、崩壊発生斜面の方がより深い位置にあった。この内部構造の違いは崩壊発生の素因を考える上できわめて重要な特徴といえる。

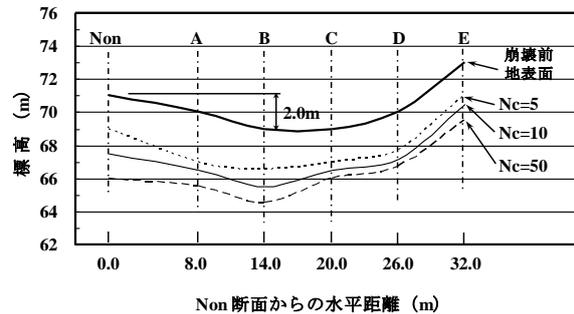


図-6. 簡易貫入試験結果の一例 (F-F断面)  
Fig.6 An example of simple penetration test results (Section F-F)

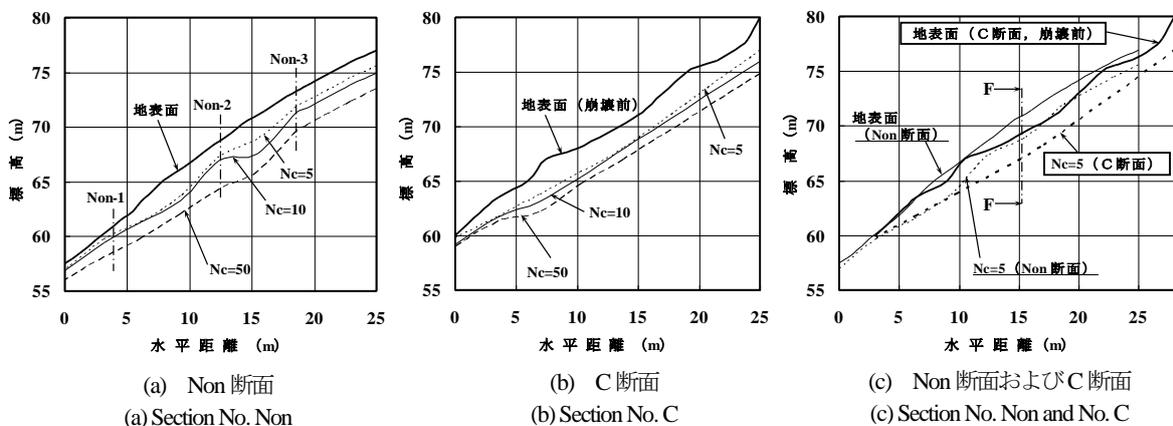


図-5. 斜面土層構成の一例  
Fig.5 An example of slope soil layer compositions

2. 斜面安定解析の観点からの考察 図-3および式(1)において、2つの斜面が隣り合い、 $C'$ 、 $\phi'$ 、 $\gamma_1$ および $\gamma_2$ といった土の物性値がほぼ同じと考えられる場合、斜面安定解析上、式(1)で注目すべき条件は崩壊深 $h$ と地下水位面の位置を規定する土層厚 $h_2$ である。いずれも斜面の内部構造に密接に関係する条件である。

まず、崩壊発生斜面の代表断面として、

- ・半無限長斜面、直線すべり面
- ・崩壊深 $h=2.0\text{m}$  ( $h=h_1+h_2=2.0\text{m}$ )

を仮定すると、斜面安定の平衡状態である $F_s=1$ となる $C'$ と $\phi'$ の関係は、 $h_2$ をパラメータとして図-7(a)のとおりである。同図より $h_2$ の増加、すなわち地下水位が上昇すると間隙水圧が増加するため、 $F_s=1$ を保持するために必要な $C'$ と $\phi'$ はともに増加すること、地下水位がさらに上昇して土層のほとんどが地下水位以下に位置すると、斜面の安定の保持は $C'$ にほぼ依存することがわかる。

次に、斜面安定上最も危険な地下水位の設定は、地下水位が地表面に達したときであり、図-7(a)では $h_2=2.0\text{m}$ の場合である。このときの $C'$ と $\phi'$ の関係を、崩壊深を $2.0\text{m}$ として崩壊非発生斜面に適用すると、 $h_2$ をパラメータとした $F_s$ と $\phi'$ の関係は図-7(b)のとおりである。同図において $h_2=0\text{m}$ の地下水位高は、図-6より、崩壊地内において地下水位が地表面に達したときと同じ高さである。このとき、 $\phi'=0^\circ$ でも $F_s=1.12>1.0$ であり、安定計算上は安全である。実際の土では $\phi'>0^\circ$ が見込めるため、 $F_s$ はさらに大きくなる。

一方、地震発生時には動水圧が作用するため、崩壊発生斜面と非発生斜面で地表面に高低差があったとしても、非発生斜面内においても $h_2>0\text{m}$ の地下水位の上昇が想定される。この点について図-7(b)によれば、 $h_2=2.0\text{m}$ (地表面)まで地下水位が上昇しても、 $\phi'=0^\circ$ の場合で $F_s\approx 1.0$ であり、安定計算上は安全である。

以上、斜面安定解析の観点から、崩壊発生斜面では地震時の地下水位上昇による間隙水圧の増加の影響が非発生斜面よりも大きかったと推察され、さらにその要因には斜面の内部構造の違いが考えられる。崩壊発生斜面では非発生斜面に比べて $N_c=5$ 未満の弱層がより深い位置にあり、地下水位上昇に対する反応が早かったこと、逆に非発生斜面では、発生斜面と同じ深さの土層では $N_c$ 値すなわち土壌硬度が大きく、地下水位上昇に対抗できたと思われる。

3. まとめ ここでは簡易貫入試験と斜面安定解析の結果から、隣接斜面同士の崩壊発生・非発生の素因として、土層構成の違いにみられる内部構造の差異が地下水位の上昇による間隙水圧の増加の程度に影響し、そのことが隣接斜面同士の崩壊発生・非発生の明暗を分けたと推察した。

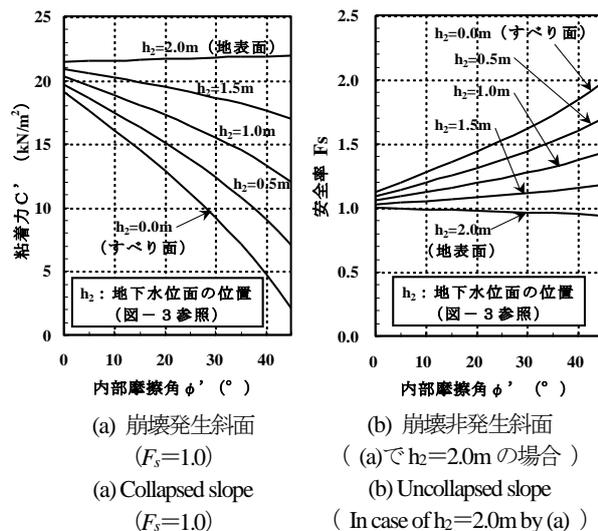


図-7. 斜面安定解析の結果  
Fig.7 Results of slope stability analysis

一方、崩壊の局所性の観点から、隣接斜面間で土の物性値に極端な差異がある可能性は完全には否定できない。さらに、本研究では $k_b$ を一定値として検討したが、地震起因の崩壊では斜面への地震波の伝達特性と崩壊発生との関係についても詳しく調べる必要がある。それらに関する詳細な現地データの入手は容易ではないが、本研究の推察の検証のためにも、今後取り組むべき重要な課題としたい。

## V おわりに

簡易貫入試験の結果から明らかになるのは、土層構成と土壌硬度の分布のみであるが、それらに隣接斜面での崩壊の発生・非発生の別や地形の凹凸といった周辺情報を重ね合わせるにより、崩壊発生に対する危険度判定がある程度可能であることが、本研究により示された。

本研究の遂行にあたり、茨城県北ジオパークインタープリター 久和野泰之 氏には現地案内や情報提供等、多大なご協力をいただいた。ここに記して心から感謝いたします。

## 引用文献

- (1) 本田尚正・加藤 尚・笠井麻依子 (2014) 降雨起因の表層崩壊と地質との関係—宮崎県下の2007年台風4号、5号による土砂災害を事例として—, 砂防学会誌, 66(6):25-30
- (2) 茨城県 (2002) 土地分類基本調査 (常陸大宮・烏山)
- (3) 川島一彦 (1993) 震度法と修正震度法, 土と基礎, 41(9):51-52
- (4) 小山内信智・内田太郎・曾我部匡敏・寺田秀樹・近藤浩一 (2005) 簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, 261