

ISSN 1346-7328

国総研資料 第261号

平成17年6月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of

National Institute for Land and Infrastructure Management

No.261

June 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

小山内信智

内田 太郎

曾我部匡敏

寺田 秀樹

近藤 浩一

Research on a method of estimating the potential depth of slope failure using a knocking pole test

Nobutomo OSANAI

Taro UCHIDA

Masatoshi SOKABE

Hideki TERADA

Koichi KONDO

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management

Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

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

小山内信智* 内田太郎** 曾我部匡敏** 寺田秀樹*** 近藤浩一****

Research on a method of estimating the potential depth of slope failure using a knocking pole test

Nobutomo OSANAI*, Taro UCHIDA**, Masatoshi SOKABE**, Hideki TERADA*** Koichi KONDO****

概 要

急傾斜地の崩壊の恐れのある層厚およびその空間分布を推定することは、がけ崩れによる崩壊土量、土石の移動による力を算出する上で重要である。そこで、本資料では、近年改良された、簡易貫入試験機を用いた急傾斜地の崩壊の恐れのある層厚の推定手法について、がけ崩れ発生斜面で貫入試験を実施し、検討した。その結果、本資料では、事前に近隣の地質、気候が類似したがけ崩れ発生斜面で調査を実施し、地下構造、すべり面の発生部位の特徴を明らかにした上で、調査対象斜面において調査を実施し、崩壊の恐れのある層厚を推定する手法を提案した。

キーワード：がけ崩れ、簡易貫入試験、崩壊の恐れのある層厚

Synopsis

Quantifying the potential depth of slope failure is essential information for estimating of sediment volume of slope failure and impulsive load of cascading collapsed sediment. We conducted an improved knock-pole test at scars of steep slope failure and surrounding hillslopes, to examine an applicability of the knock-pole test for quantifying the potential depth of slope failure. Based on the results of knock-pole test, here we propose a method of estimating the potential depth of slope failure using a knocking pole test.

Keywords: Shallow landslide on steep slopes, knocking-pole test, potential depth of slope failure

* 危機管理技術研究センター砂防研究室室長, Head, Erosion and Sediment Control Division Research Center for Disaster Risk Management

** 危機管理技術研究センター砂防研究室, Erosion and Sediment Control Division Research Center for Disaster Risk Management

*** 国土交通省砂防部保全課, Sabo Department, Ministry of Land, Infrastructure and Transport (前 砂防研究室室長)

**** 国土交通省砂防部, Sabo Department, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

目 次

1. はじめに
2. 現地調査方法
 - 2.1 貫入試験機
 - 2.2 現地調査
3. がけ崩れ発生斜面における貫入試験
 - 3.1 静岡市小坂赤坂地区
 - 3.2 神奈川県横須賀市鴨居地区
 - 3.3 新潟県三島町大字逆谷
 - 3.4 神奈川県鎌倉市台地区
 - 3.5 神奈川県鎌倉市極楽寺地区
 - 3.6 神奈川県鎌倉市手広地区
4. がけ崩れ発生斜面における貫入試験結果の考察
 - 4.1 土層断面観察結果とNc値の関係
 - 4.2 貫入試験に基づくすべり面位置の推定
5. 簡易貫入試験機を用いた崩壊の恐れのある層厚の推定手法の提案
 - 5.1 調査の目的
 - 5.2 基本的な考え方
 - 5.3 調査方法
 - 5.4 調査結果の整理
6. おわりに

参考文献

参考資料 崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮したがいけ崩れ対策に関する検討

データ集 簡易貫入試験結果

1 はじめに

平成 13 年に、「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」が施行され、土石流等によって建築物の損壊が生じ住民等の身体に危害が生じるおそれのある土地の区域において一定の開発行為の制限や建築物の構造が規制されるようになった。同法の施行に際し、「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令第 2 条第 2 号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法等を定める告示」(平成 13 年 3 月 28 日国土交通省告示第 332 号)(以下、「告示」という)において、急傾斜地の崩壊により建築物又はその地上部に作用すると想定される力の大きさが定められたことを受け、急傾斜地崩壊防止施設における衝撃力と崩壊土砂量を考慮し、設計されるようになった(全国地すべりがけ崩れ協議会、2005)。これにより、従来以上に、崩壊する恐れのある土層の厚さが急傾斜地崩壊防止施設の設計に反映できるようになった。すなわち、適切な規模の防止施設を設計するために、崩壊する恐れのある土層の厚さを精度よく推定することは極めて重要であるといえる。

一方、風化土層厚の分布は地表面地形に関係なく、同一斜面内においても位置により異なるため(小川ら、1997 など)、面的な把握が必要である。これまで、急傾斜地崩壊危険箇所における風化土層厚を推定する際には、対象斜面において実施されたボーリング結果を基に検討されてきた。しかし、ボーリング調査は、機械の設置が困難であるなどの理由から、斜面上で多点の調査の実施が難しく、斜面上の風化土層厚の分布を面的に把握できなかった。さらに、ボーリング調査の場合、貫入力が大きすぎるため斜面崩壊の大部分が発生する表層 1~2m 程度の風化土層の状況把握には適さない面があった。そこで、比較的簡易に、斜面上の多くの点で表層 1~2m 程度の風化土層厚が測定可能となるように軽量(人力で扱える)かつ貫入力の小さい簡易貫入試験機(簡易動的コーン貫入試験機^{注1)})が開発され(大久保・上坂、1971; 大久保ら、1971)、斜面土層構造、盛土構造の調査に用いられてきた(逢坂ら、1992; 杉山ら、1992)。さらに、簡易貫入試験の測定値とスウェーデン式サウンディング等の以前から用いられている試験結果との相関性が検討され、簡易貫入試験の測定値は他試験の結果との相関性が高いことが確認されてきた(例えば、岡田ら、1992)。

従来、簡易貫入試験は、風化土層厚や軟弱層の厚さ、深度の推定など、土層構造の記載に用いられてきた(逢坂ら、1992)。また、簡易貫入試験より測定される貫入抵抗値と様々な風化土の物性値(間隙率、粘着力、内部摩擦角)との関係について検討され、貫入抵抗値から土の密度、間隙率、飽和透水係数、粘着力、内部摩擦角を推定する手法が提案されてきた(逢坂ら、1992; 吉永・大貫、1995)。さらに近年、根系分布(福永ら、2003)や飽和地下水帯の発生深度(Shanley ら、2003)を推定する上でも、簡易貫入試験は有効であることが明らかになってきた。これらの事実は、斜面安定に影響を及ぼすと考えられる因子(土の粘着力、内部摩擦角、根系分布、飽和地下水帯の発生面など)の空間分布の多くが簡易貫入試験で推測で

きることを示しており、簡易貫入試験により、崩壊深が推定できる可能性が考えられる。これまでも様々な手法を用いてすべり面の貫入抵抗値を明らかにする試みがなされてきた。しかしながら、これまで、崩壊発生後数年経過した崩壊跡地において貫入試験を実施した例はあるものの(例えば、松倉ら、2002)、崩壊発生直後に簡易貫入試験を実施し、すべり面の貫入抵抗値を実測した例はほとんど見られない。そのため、依然として、簡易貫入試験による崩壊深の推定手法は確立されていないのが現状である。

そこで、本資料ではまず、崩壊深推定手法確立に向けての基礎情報を得る目的で、実際に斜面崩壊が発生した斜面において発生直後に近年改良された簡易貫入試験機を用いて測定を実施した。2章では貫入試験機について、3章では貫入試験結果(なお、測定結果は巻末データ集にまとめた)についてそれぞれ解説した。その上で、4章ではがけ崩れのすべり面の位置を推定する上での貫入試験結果の有効性を考察した。その上で、貫入試験による崩壊する恐れのある層の厚さを推定する手法を5章で提案した。

注)「地盤調査の方法と解説」(2004年(社)地盤工学会)では、「簡易動的コーン貫入試験(JGS1433-1995)」とされているが、急傾斜地における試験の実施例に関する文献の多くは「簡易貫入試験」とされているので、本稿では「簡易貫入試験」を用いることとした。

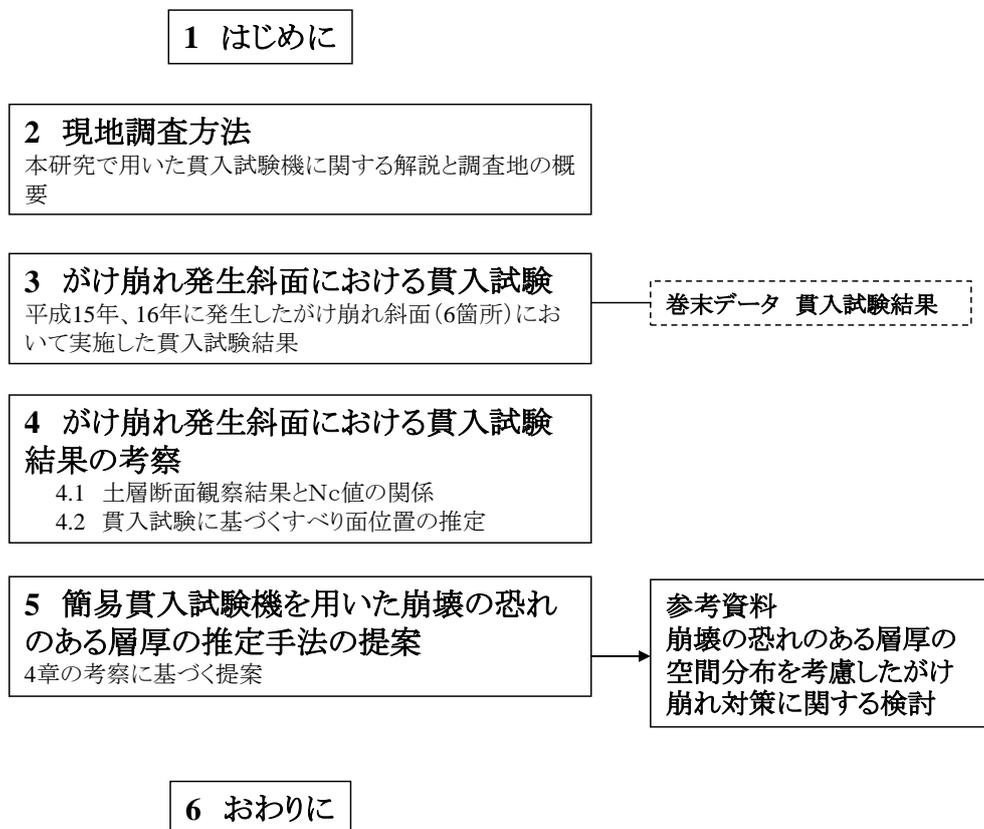


図 1.1 本資料の構成

2 現地調査方法

2.1 貫入試験機

本研究では吉松ら(2002)により開発された SH 型簡易貫入試験機を用いた。大久保・上坂(1971)によって開発された従来の簡易貫入試験機は 5kg の重錘を 50cm の高さから落下させ、 ϕ 16mm のロッドで先端角 60° で ϕ 25mm の円錐コーンを地中に貫入させて土層の硬さ(貫入抵抗)を求めるもので、コーンが 10cm 貫入するのに要した重錘の打撃回数を N_c 値として表し、土層の硬度を測定するものであった。一方、SH 型簡易貫入試験機は重錘を落下させる高さ、ロッドやコーンの先端角、直径は従来の簡易貫入試験機と同じであるが、5kg の重錘を 3kg の重錘と 2kg の着脱式の重錘に分割することによって、重錘の重さが 3kg 及び 5kg の 2 種類から選択可能となっている。吉松ら(2002)は、3kg の重錘を用いた際の 10 cm 貫入するのに必要な重錘の落下回数を N_c' 値とし、 N_c' 値と N_c 値(5kg の重錘を用いた際の 10 cm 貫入するのに必要な重錘の落下回数)の関係を地質の異なる 5 箇所で行った貫入試験結果を基に分析し、 N_c' 値は N_c 値の 1.96 倍となることを示した(図 2.1)。そこで、本資料では、吉松ら(2002)に従い、3kg の重錘を用いる際に関しても $N_c = 0.51N_c'$ として算出した N_c 値を用いることとする。

また近年、1 打撃毎の貫入量を自動計測・記録できるデータロガーが作成された(平松ら(2004)参照)ので、これを使用した。なお、本資料では、従来の調査結果との比較が容易であるように、同じ土層が 10cm 続いていると仮定した値(N_c/drop 、以下では単に「 N_c 値」とする。)を用いた。

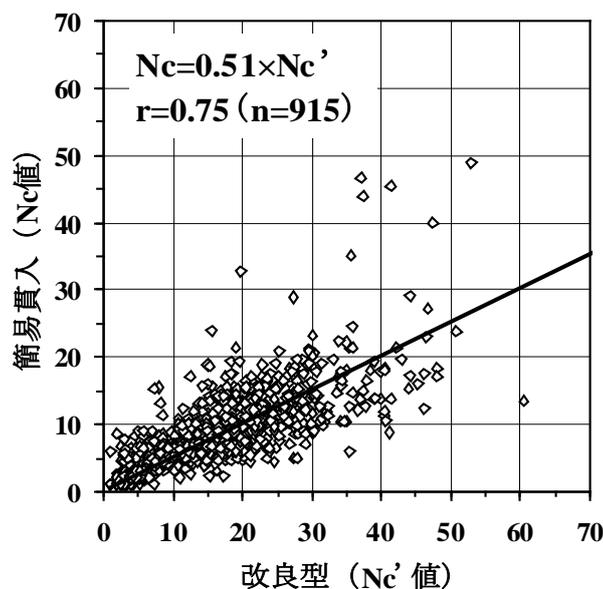


図 2.1 N_c' 値と N_c 値の比較(吉松ら 2002 より)

2.2 現地調査

本研究では、平成15年、16年に発生したがけ崩れ斜面(6箇所;表2.1)において貫入試験を実施した。なお、いずれのがけ崩れも豪雨によって生じたものである。

貫入試験は、いずれの箇所においても崩壊発生から5ヶ月以内に、復旧工事が実施される前に、実施した。調査は崩壊地内で3~8点、崩壊地の外の自然斜面で崩壊地の縁から2~3mの地点で、3~12点実施した。

表2.1 調査箇所

| 地名 | 場所 | 発生日 | 地質 |
|------|----------|------------|-------------|
| 小坂赤坂 | 静岡県静岡市 | 平成15年7月4日 | 砂岩(第三紀~第四紀) |
| 鴨居 | 神奈川県横須賀市 | 平成16年3月31日 | 泥岩(第三紀) |
| 逆谷 | 新潟県三島町 | 平成16年7月13日 | 泥岩(第三紀) |
| 台 | 神奈川県鎌倉市 | 平成16年10月9日 | 砂岩(第四紀) |
| 極楽寺 | 神奈川県鎌倉市 | 平成16年10月9日 | 泥岩(第三紀) |
| 手広 | 神奈川県鎌倉市 | 平成16年10月9日 | 砂岩(第四紀) |

3. がけ崩れ発生斜面における貫入試験

本章では調査結果を示す。

3.1 静岡市小坂赤坂地区

3.1.1 がけ崩れの概要

平成 15 年 7 月 4 日未明、静岡市小坂赤坂地区では、平均勾配 30°、高さ 70～80m の斜面において崩壊が発生した。斜面はみかん畑に利用されており、地質は砂岩である。同地区には、高さ 3m の重力式の待受け式擁壁が設置されていた(図 3.1)。静岡県調べによると、7 月 3 日 20 時から同 4 日 5 時までの間の連続降水量は 358 mm、その間の最大時間降水量は 103 mm(7 月 4 日 1 時から 2 時)、最大 10、60 分間降水量はそれぞれ 30 mm(4 日 1:00～1:10)、106 mm(4 日 1:30～2:30)であった。住民への聞き取り調査によると崩壊は 7 月 4 日の午前 1 時半ごろに発生したと考えられる。

斜面下端から崩壊地頭部までの比高は 21m、崩壊幅は最大 15.3 m、平均崩壊深は約 1m、最大崩壊深は約 2.5m であった。崩壊地は谷地形を呈しており、大部分の崩壊地の底部は風化した岩盤が露出していた。崩壊地の詳細な測量に基づくと、崩壊土量は約 270 m³ 程度であると考えられる。なお、現地調査時に湧水(23 日の雨天の後 24 日に確認)および過去の崩壊跡が確認されたため、それらの位置を図 3.1 に付記した。

3.1.2 貫入試験結果

貫入試験は、崩壊発生から 19 日後の平成 15 年 7 月 23～24 日に行った。縦断測線を崩壊地内部の 1 本(縦断測線 B)および崩壊地脇の 2 本(縦断測線 A、C)の計 3 本と、横断測線を 5 本(横断測線 D、E、F、G、H)設定し、貫入試験を実施した(図 3.1)。貫入試験の全ての結果は巻末のデータ集中の図 D1、D2 に示した。

(1) 崩壊地外

図 3.2 には、崩壊地外のうち 3 点(A2、B1、C4)および崩壊土砂が堆積していない崩壊地内の 2 点(B4、A'2)の結果を示した。図 3.2 に示したように、崩壊地外の土層は、4 つの層に区分できた(表 3.1)。表層付近は Nc 値が概ね 5 以下で Nc 値の深さ方向の変動が小さい層が存在し、これを I 層とよぶ。また、I 層の下には、Nc 値が 5～20 で、10～20 cm おきに Nc 値が大きい層(Nc 値が 10 から 20)と小さい層(Nc 値が 5 程度)が交互に存在する層があり、これを II 層と呼ぶ。ただし、A2 では、深さ 130～135 cm の範囲に、厚さ 5 cm 程度の Nc 値が 20～50 の層が挟まっていた。同様な結果は、A1、C1 でも見られた(データ集の図 D1 参照)。II 層の下には Nc 値が 15～50 で深さ方向の Nc 値の変動が大きい III 層、Nc 値が 50 以上で本貫入試験機では測定不能な IV 層が存在した(図 3.2)。なお、既報告(内田ら、2004)と一部土層分類結果が異なるが、既報告後、全てのデータを再解析した上で、土層分類を実施したためであ

る。

崩壊地周囲で実施した全ての調査結果に基づくと、I、II、III 層の厚さは、それぞれ 40～80、15～135、5～15cm であった(表 3.1; データ集の図 D1 参照)。

(2) 崩壊地内

崩壊地中央付近に位置する B4 では、地表面から 10 cm の深さまでは Nc 値が 5 以下の層が見られ、その下には厚さ 15 cm 程度の Nc 値が 5～20 の範囲で変動する崩壊地外の土層で II 層に分類した部位に相当すると考えられる層があった。さらに、その下には厚さ 5 cm 程度の Nc 値が 15～50 で変動する III 層に相当すると考えられる層が存在した。さらに、それ以下では、Nc 値が 50 以上の IV 層相当の層となった(図 3.2)。また、A² では、ごく薄く Nc 値が 20 を越える部位があるものの、地表面から深さ 30cm までは Nc 値が 5～20 で変動し、それ以下では、Nc 値が 50 以上となった(図 3.2)。

3.2 神奈川県横須賀市鴨居地区

3.2.1 がけ崩れの概要

平成 16 年 3 月 31 日未明、神奈川県横須賀市鴨居地区では、平均勾配 50°、高さ 20m の斜面において崩壊が発生した(図 3.3)。斜面上は宅地として造成され、利用されている。斜面は広葉樹に覆われており、防空壕の跡が散見される。また、斜面下端は鴨居小学校と接している。同地域の基盤をなす地質は上総層群であり、対象箇所の基岩は新第三紀中新世の泥岩である。神奈川県の調べによると、3 月 30 日 17 時から同 31 日 3 時までの間の連続降水量は 106 mm、その間の最大時間降水量は 48 mm であった(3 月 30 日 23 時から 24 時)。

斜面下端から崩壊地頭部までの比高は 20 m、崩壊幅は最大 20 m、最大崩壊深は約 1.8 m であった。崩壊地はわずかながら谷地形を呈しており、崩壊地の上部半分は風化した岩盤が露出していた。

3.2.2 貫入試験結果

現地調査は、崩壊発生から約 2 ヶ月半経過した平成 16 年 6 月 16～17 日に行った。崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない箇所 2 点(P2、P3)、崩壊土砂の堆積が見られる箇所で 1 点(P17)、崩壊地周囲で 9 点実施した(図 3.3)。結果の詳細はデータ集の図 D3 および D4 に示した。

(1) 崩壊地外

鴨居地区では、Nc 値の測定結果から崩壊地外の土層は、静岡市小坂赤坂地区と同様 4 つの層に分類することができた(図 3.3; 表 3.2)。また、各層の特徴も概ね同じであった。

地表面以下の表層は小坂赤坂の I 層同様、Nc 値は概ね 5 以下であり、Nc 値の変動が小さく、これを I 層と呼ぶ(図 3.3)。I 層以下には、Nc 値が 5 から 20 で変動する II 層がある。II 層を詳しく見ると、厚さ 10～50 cm の Nc 値が概ね 5 程度のやわらかい層と Nc 値が 15～20 の比

較的硬い層に区分できる。II層の下には、Nc値が15から50の間で、深さ方向のNc値の変動が大きい層が存在し、III層に分類できる。III層の下には、Nc値が50以上のIV層が存在した。なお、既報告(内田ら、2004)と一部土層分類結果が異なるが、既報告後、全てのデータを再解析した上で、土層分類を実施したためである。

崩壊地周囲の9点の調査結果に基づくと、I、II、III層の厚さは、それぞれ40～170、10～60、10～75cmであった(データ集の図D3参照)。

(2) 崩壊地内

崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない地点で測定した2点(P2、P3)の結果をしてみる。いずれの地点も地表面直下はNc値が概ね5～20の範囲で変動する崩壊地外のII層に相当すると見なせる層が見られ、厚さはそれぞれ30および10cmであった。その下には、それぞれ厚さ10cm、30cmのNc値が15～50で深さ方向のNc値の変動が極めて大きいIII層に相当する層が存在し、それ以下ではNc値が50に達し、測定不能となった。

3.3 新潟県三島町大字逆谷

3.3.1 かけ崩れの概要

平成16年7月12日夜から13日にかけて、新潟・福島の両県で発生した豪雨により、新潟県においては数多くの土砂災害が発生した(野呂智之ほか(2004):平成16年7,8月新潟,福井および徳島における土砂災害(速報) 砂防学会誌 57(3)、pp.47-52)。そのうち、三島町大字逆谷では、平均勾配 34° 、高さ30mの斜面において崩壊が発生した(図3.5)。同地域の基岩地質は泥質岩を主体とする新第三系からなる。斜面下端から崩壊地頭部までの比高は21m、崩壊幅は最大18mであった。崩壊地下部は崩壊土砂が堆積していたが、崩壊地上部の底部では風化した岩盤が露出しており、勾配は 70° 以上であった。なお、崩壊地は谷型の地形を呈していた。

同地区には、高さ3mの重力式の待受け式擁壁が設置されていた。さらに、待受け式擁壁の天端には高さ2mの落石防護柵が設置されていた。崩土は大部分が待受け式擁壁によって捕捉されていた。擁壁背面付近の縦断方向の堆積土砂表面の勾配は約 20° 、堆積深は最大で約3.5mであり、崩土は落石防護柵の上端にまで達していたが、落石防護柵に顕著な変状は見られなかった。

3.3.2 貫入試験結果

現地調査は、崩壊発生から約2ヶ月半後の平成16年10月7～8日に行った。崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない箇所3点(P3、P4、P8)、崩壊土砂の堆積が見られる箇所2点(P5、P9)、崩壊地周囲で5点実施した(図3.5)。結果の詳細はデータ集の図D5およびD6に示した。

(1) 崩壊地外

逆谷地区においても、小坂赤坂、鴨居同様、土層は4層に分類できたが、I層は小坂赤坂、

鴨居のⅠ層とほぼ同様な特徴を有した。一方、Ⅱ層、Ⅲ層の特徴は異なった(図 3.6;表 3.3)。

P1、P2、P10 では、地表面からそれぞれ 130、100、70 cm程度までは、Nc 値が概ね 5 以下で、Nc 値の変動幅が小さい層が続いていた(Ⅰ層)。Ⅰ層の下には Nc 値が 5~15 で、深さ方向に徐々に Nc 値が増加するⅡ層が存在した。Ⅱ層の深さ方向の Nc 値の変動の程度は、Ⅰ層よりは大きいものの、前述の 2 箇所比べて、小さかった。Ⅱ層の下には、Nc 値が 5~50 で、深さ方向の Nc 値の変動の大きいⅢ層が存在した。Ⅲ層を詳しく見ると、① 5 cm程度の範囲内でも深さ方向の Nc 値の変動が大きい硬い層(Nc=15~50)と ② 比較的深さ方向の Nc 値の変動が小さい軟弱な層(Nc=5~15)の 2 つの部位に分類することができた(図 3.6)。さらにその下には、Nc 値が 50 以上のⅣ層が存在すると考えられるが、本試験地で貫入試験を実施した 500 cmまでで、Ⅳ層が現れない地点があった(図 3.6)。

崩壊地周囲で 5 点の調査結果に基づくと、Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ層の厚さは、それぞれ 70~170 cm、30~130 cm、80cm 以上であった(データ集の図 D5 参照)。

(2) 崩壊地内

崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない地点では、表層付近には Nc 値が 5 以下の軟弱な崩壊地外のⅠ層とほぼ同じ特徴を有する層が存在した。その下には Nc 値が 5~15 程度で、Ⅱ層とほぼ同じ特徴を有する層が P3 では 20 cm、P8 では 120 cmの厚さで存在した。さらにその下には、崩壊地外のⅢ層とほぼ同じ特徴を有する層が P3 では 370 cm、P8 では 105 cmの厚さで存在した。それ以下では Nc 値が 50 に達し、測定不能となった(図 3.6)。

3.4 神奈川県鎌倉市台地区

3.4.1 がけ崩れの概要

平成 16 年 10 月 9~10 日にかけて、台風 22 号により神奈川県内では数多く斜面崩壊が発生した。台風 22 号による雨量は、連続雨量が 266mm(10 月 9 日 13 時~10 月 10 日 18 時)、最大 24 時間雨量が 251mm(10 月 9 日 18 時~10 月 10 日 18 時)、最大時間雨量が 96mm(10 月 10 日 17 時~10 月 10 日 18 時)であった(神奈川県藤沢土木事務所調べ)。

神奈川県鎌倉市台地区では、台風 22 号により、斜面下端から崩壊地頭部までの比高 10 m、崩壊幅最大 8 m の崩壊が発生した(図 3.7)。同地区は、上総層群の野島層と浦郷層の境界付近に位置し、基盤地質は第四紀更新世の凝灰質砂岩である。斜面上部の緩傾斜面や斜面表層部は腐植を含む黒色のロームに覆われていた。

3.4.2 貫入試験結果

現地調査は、崩壊発生から約 4 ヶ月半後の平成 17 年 2 月 24 日に行った。崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない箇所 5 点、崩壊地周囲で 3 点実施した(図 3.7)。結果の詳細はデータ集の図 D7 および D8 に示した。

(1) 崩壊地外

台地区では、小坂赤坂、鴨居、逆谷同様、土層は 4 層に分類できた。また、各層の特徴は、

小坂赤坂、鴨居の両地区と概ね一致した(図 3.8;表 3.4)。

地表面以下の I 層はこれまでの 3 地区の I 層同様、Nc 値は 5 以下で、深さ方向の Nc 値の変動は極めて小さかった。I 層以下には、Nc 値が 5 から 20 で変動する II 層が存在した。II 層を詳しく見ると、鴨居同様、厚さ 10~50 cm の Nc 値が概ね 5 程度のやわらかい層と Nc 値が 15~20 の比較的硬い層に区分できた(図 3.8)。II 層の下には、Nc 値が 15 から 50 の間で、深さ方向の Nc 値の変動が大きい III 層が存在した。ただし、P1 のように、III 層の中に、厚さ 20 cm 程度の Nc 値が 10~20 で、深さ方向の Nc 値の変動が小さい層が存在することがある。また、III 層の下には、Nc 値が 50 以上の IV 層が存在した。

崩壊地周囲で 3 点の調査結果に基づくと、I、II、III 層の厚さは、それぞれ 100~200、25~275、80~100cm であった。

(2) 崩壊地内

崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない地点のうち P4 では、地表面から深さ 25 cm までは、Nc 値が 5 以下の軟弱な崩壊地外の I 層とほぼ似た特徴を持つ層が存在した(図 3.8)。その下には Nc 値が概ね 5~20 程度で II 層とほぼ似た特徴を持つ層が 80 cm の厚さで存在し、その下には厚さ 20 cm の III 層とほぼ同じ特徴を有する層が存在した。一方、P7 では、P4 とは異なり、表層付近に Nc 値が 5 以下の部位はなく、地表面直下から II 層に類似した Nc 値が概ね 5~20 程度の層が深さ 50 cm まで続いた。その下に、厚さ 40 cm の崩壊地外の III 層とほぼ同じ特徴を有する層が存在した。

3.5 神奈川県鎌倉市極楽寺地区

3.5.1 がけ崩れの概要

神奈川県鎌倉市極楽寺地区では、台地区同様、台風 22 号により、がけ崩れが発生した。同地区の斜面下部はコンクリート張工が施行されており、がけ崩れは、残斜面で発生した。斜面下端(コンクリート張工施行部分は除く)から崩壊地頭部までの比高は 10m、最大崩壊幅は 8.5m であった(図 3.9)。同地区は、基盤地質は三浦層群の逗子層で、新第三紀中新世の泥岩である。崩壊地内には樹木根系が切断されないまま、ネット状に多数残存していた。

3.5.2 貫入試験結果

現地調査は、崩壊発生から約 5 ヶ月後の平成 17 年 3 月 3 日に行った。崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない箇所を 5 点、崩壊地周囲で 3 点実施した(図 3.10)。結果の詳細はデータ集の図 D9 および D10 に示した。

(1) 崩壊地外

極楽寺地区では、これまでの 4 箇所同様、土層は 4 層に分類できた。また、各層の特徴は、小坂赤坂、鴨居、台の各地区と概ね一致し、特に、地質が同じである、鴨居地区とは、極めてよく似ていた(図 3.10;表 3.5)。

地表面以下の I 層は、これまでの 4 地区の I 層と同様に、Nc 値は 5 以下で、深さ方向の Nc

地の変動は極めて小さかった。I層以下には、Nc 値が 5 から 20 で変動する II 層が存在した。ただし、P1、P6 では厚さ 5 cm 程度の Nc 値が 20 を超える部位が挟まっていた。また、II 層の下には、Nc 値が 15 から 50 の間で、深さ方向の Nc 値の変動が大きい III 層が存在し、III 層の下には、Nc 値が 50 以上の IV 層が存在した(図 3.10)。

崩壊地周囲 3 点の調査結果に基づくと、I、II、III 層の厚さは、それぞれ 60～80、10～65、10～30cm であった。

(2) 崩壊地内

崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない地点のうち P4 では、地表面から深さ 10 cm までは、Nc 値が 5 以下の軟弱な崩壊地外の I 層とほぼ同じ特徴を有する層が存在した。その下には Nc 値が概ね 5～20 の間で変動する II 層とほぼ似た特徴を持つ層が 10 cm の厚さで存在し、その下には厚さ 10 cm の崩壊地外の III 層とほぼ同じ特徴を有する層が存在した。一方、P8 では、P4 とは異なり、表層付近に Nc 値が 5 以下の部位はなく、地表面直下から II 層に類似した Nc 値が概ね 5～20 の間で変動する層が深さ 5 cm まで続いた。その下に、厚さ 10 cm の崩壊地外の III 層とほぼ同じ特徴を有する層が存在した。

3.6 神奈川県鎌倉市手広地区

3.6.1 がけ崩れの概要

神奈川県鎌倉市手広地区では、台地区、極楽寺地区同様、台風 22 号により、がけ崩れが発生した。斜面下端から崩壊地頭部までの比高 30m、最大崩壊幅 10m の崩壊が発生した(図 3.11)。同地区は、基盤地質は第四紀更新世の浦郷層である。浦郷層は、灰色の砂岩で軽石が混じる。地域によっては風化によりあまり硬くない砂層の場合もあり、また礫岩を含むこともある。調査斜面の上部の基盤は凝灰質砂岩であり、また表層にはロームが堆積している。斜面下部の基盤は凝灰分の若干混じる砂岩であり、上部より急傾斜である。

3.5.2 貫入試験結果

現地調査は、崩壊発生から約 5 ヶ月後の平成 17 年 3 月 7 日に行った。崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない箇所 9 点、崩壊地周囲で 5 点実施した(図 3.11)。結果の詳細はデータ集の図 D11 および D12 に示した。

(1) 崩壊地外

崩壊地外の測定結果から土層は 4 層に区分できた(図 3.12; 表 3.6)。II 層の特徴は、小坂赤坂、鴨居、台、極楽寺の 4 地区と異なるものの、I、III、IV 層の特徴は類似していた。

斜面の上下とも、地表面以下は Nc 値が 5 以下で、深さ方向の Nc 値の変動が小さい層が見られた(I 層)。I 層以下では、斜面の上下とも、Nc 値が 5～30 の層が存在するが、斜面上部では、この部位は厚く(200 cm 以上)、詳しく見ると、厚さ 10～50 cm の Nc 値が大きく、深さ方向の変動が大きい層(15～30)と Nc 値が小さく、深さ方向の変動が小さい層(5～10)に分類できた(図 3.12a)。また、この 2 つの部位が交互に現れた。一方、斜面下部では、II 層は極めて薄く、

P10 ではその存在は明らかではない(図 3.12 b)。さらに、斜面上部のように 2 つの部位に分類することはできなかった。II 層の下には、Nc 値が 20~50 で変動幅が大きい層が存在した。また、P1、P2 は 400 cm までの測定範囲ではこの III 層に到達しなかった。

崩壊地周囲で 5 点の調査結果に基づくと、I、III 層の厚さは、それぞれ 20~120、20~60 であった。II 層については 2 点でしか結果が得られていないが、斜面上部の P6 では 260 cm、斜面下部の P13 では 10 cm 程度であった。

(2) 崩壊地内

斜面上部の崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない地点は、厚さ 160cm 以内の Nc 値が 5 以下の崩壊地外の I 層に相当すると考えられる層が存在することがあるが、P7 のように明らかではない地点もあった。この層の下には、詳しく見ると、厚さ 10~50 cm の Nc 値が大きく(Nc=15~30)、深さ方向の Nc 値の変動が大きい層と Nc 値が小さく(Nc=5~10)、深さ方向の Nc 値の変動が小さい層)に分類できる崩壊地外の II 層に相当する部位が存在した。さらに、その下には、崩壊地外同様、厚さ 10~30 cm で Nc 値が 20~50 まで大きく変動する崩壊地外の III 層に相当する層が存在し、III 層の下には Nc 値が 50 以上の IV 層に相当する層が存在した。

一方、斜面下部の崩壊地内の崩壊土砂が堆積していない地点は、地表面から深さ 5~10 cm までは Nc 値は 10 以下と小さく、その下には厚さ 10~30 cm の Nc 値が 20~50 まで大きく変動する崩壊地外の III 層に相当する層が存在し、III 層の下には Nc 値が 50 以上の IV 層に相当する層が存在した。

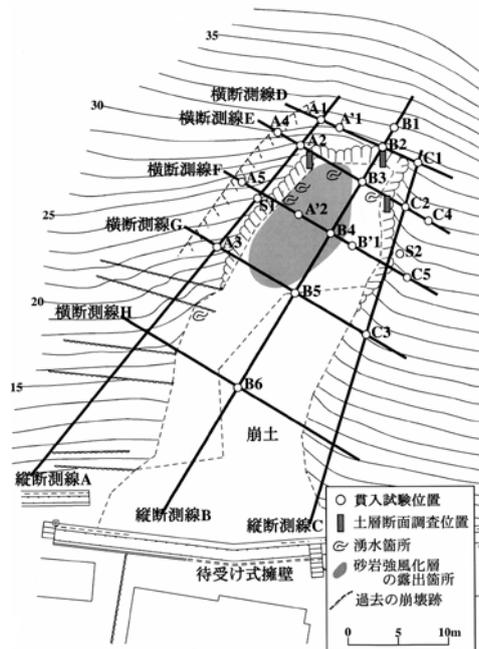


図 3.1 小坂赤坂地区の平面図

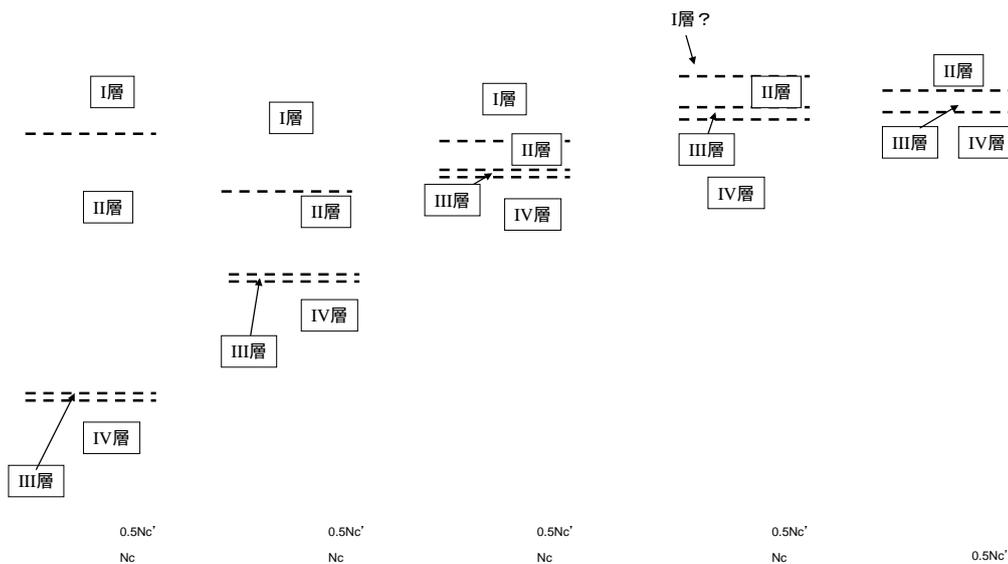


図 3.2 小坂赤坂地区の貫入試験結果度土層分類

表3.1 小坂赤坂地区における土層分割

| 名称 | Nc値 | Nc値の分布 | 厚さ | 備考 |
|------|-------|---|----------|---|
| I層 | 5以下 | 深さ方向の変動は極めて小さい | 30~80cm | |
| II層 | 5~20 | 10~20cmおきにNc値が大きい層(10~20)と小さい層(5程度)が現れる | 15~135cm | A1、A2、C1など5cm以下の薄いNc値が20を越す層が挟まっていることがある。 |
| III層 | 15~50 | | 5~15cm | |
| IV層 | 50以上 | | | |

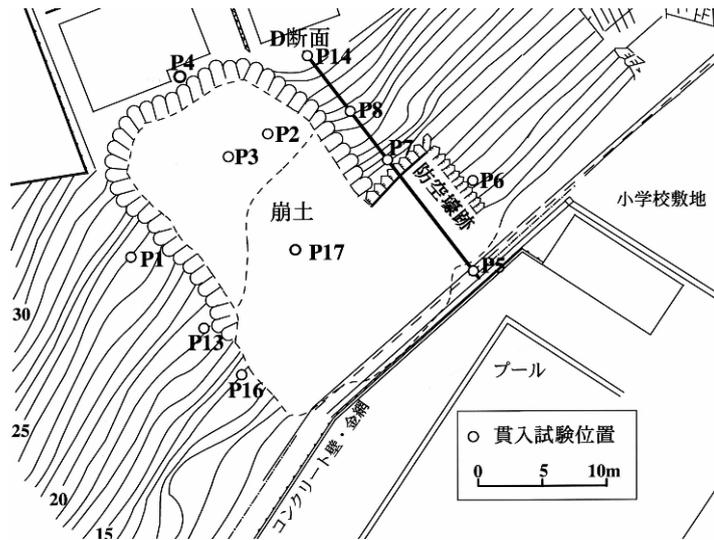


図 3.3 鴨居地区の平面図

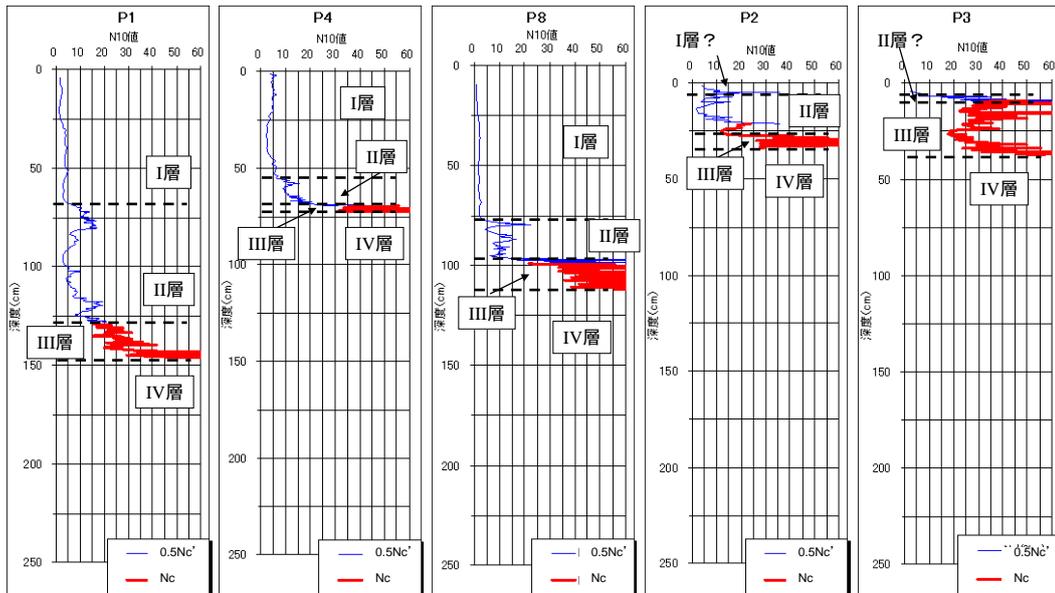


図 3.3 鴨居地区の貫入試験結果度土層分類

表3.2 鴨居地区における土層分割

| 名称 | Nc値 | Nc値の分布 | 厚さ | 備考 |
|------|-------|---|----------|---|
| I層 | 5以下 | 深さ方向の変動は極めて小さい | 40~170cm | P6(深度45~70cm)、P13(85~105cm)のように、局所的にNc値が5を越える部位がある。 |
| II層 | 5~20 | 厚さ10~50cmのNc値が大きく、深さ方向の変動幅が大きい層(15~30)とNc値が小さく、深さ方向の変動幅が小さい層(5~10)に分類できる。 | 10~60cm | |
| III層 | 15~50 | 5cm程度の範囲内でも、深さ方向の変動幅は大きい層が続く | 10~75cm | |
| IV層 | 50以上 | | | |

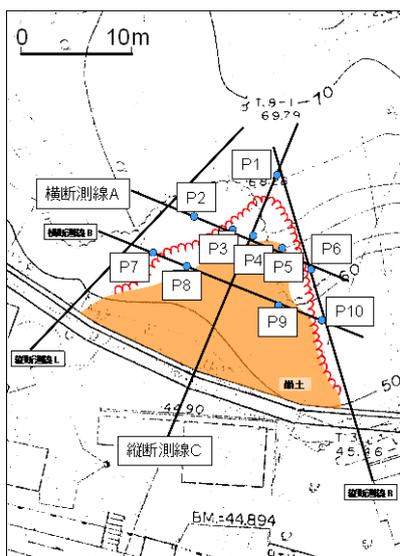


図 3.5 逆谷地区の平面図

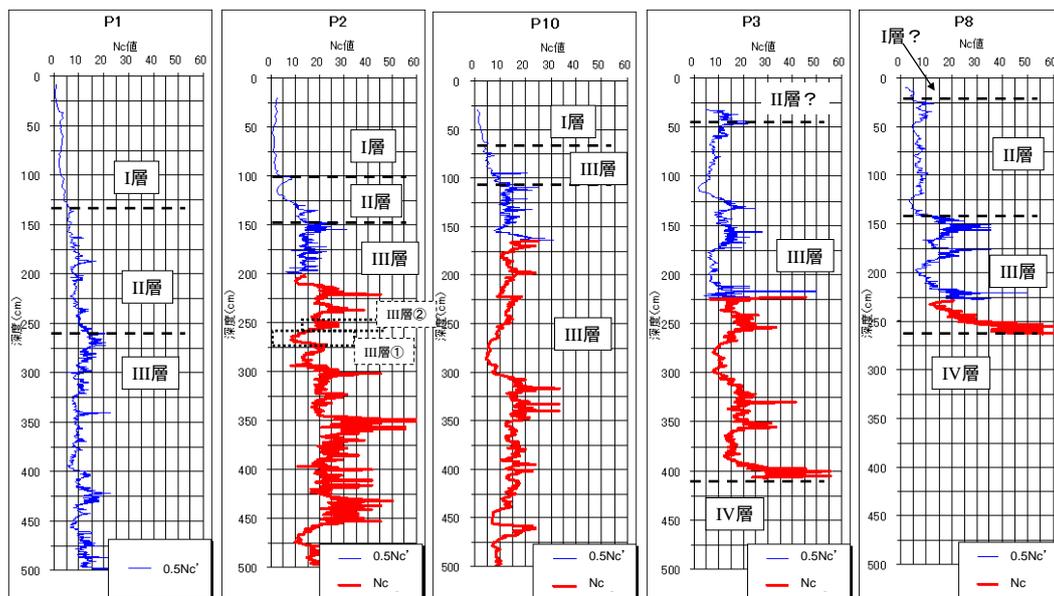


図 3.6 逆谷地区の貫入試験結果度土層分類

表3.3 逆谷地区における土層分割

| 名称 | Nc値 | Nc値の分布 | 厚さ | 備考 |
|------|------|---|----------|-------------------------------|
| I層 | 5以下 | 深さ方向の変動は極めて小さい | 70~170cm | |
| II層 | 5~15 | 深さ方向に徐々にNc値が増加する | 30~130cm | |
| III層 | 5~50 | 深さ方向の変動幅はII層に比べて大きい。① 5cm程度の範囲内でも深さ方向のばらつきは大きい層 (Nc = 15~50)と② 比較的深さ方向のばらつきの小さい層 (Nc = 5~15)の2層に分類することができる。 | 80cm以上 | |
| IV層 | 50以上 | | | P1. P2. P5. P10ではこの層まで到達していない |

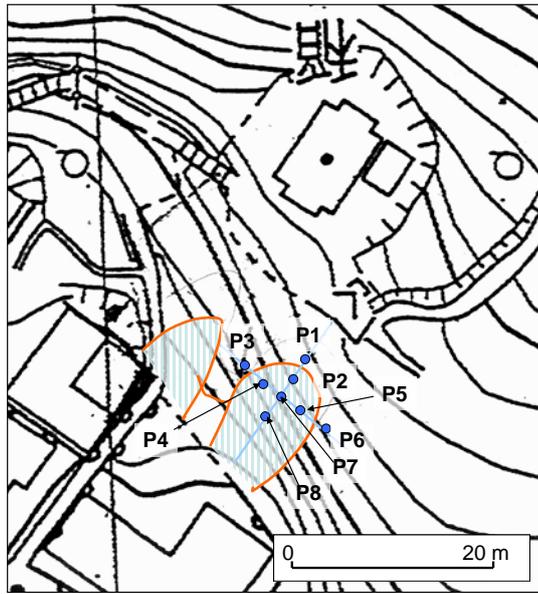


図 3.7 台地区の平面図

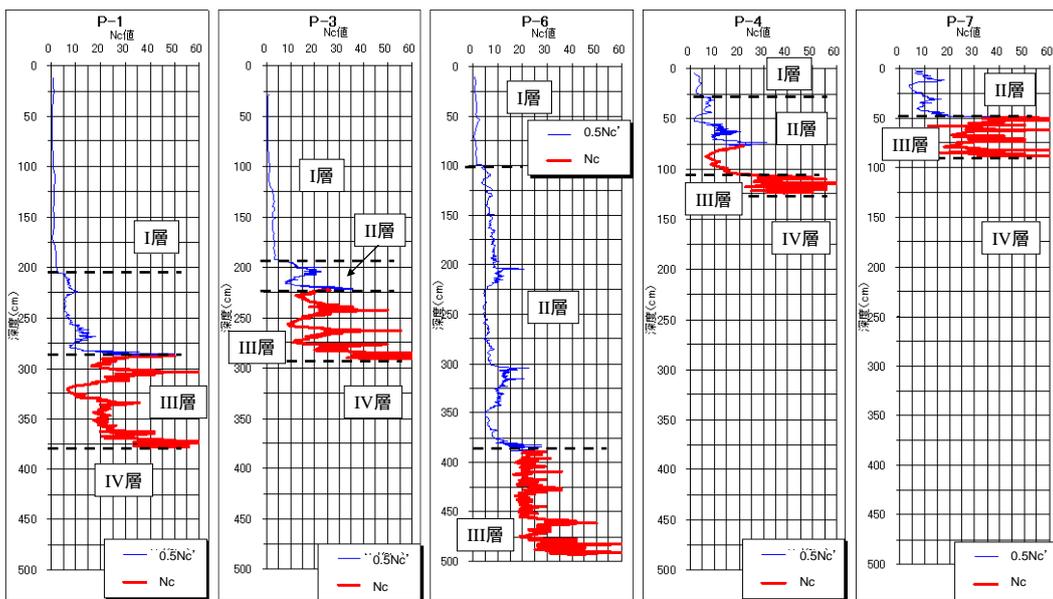


図 3.8 台地区の貫入試験結果度土層分類

表3.4 台地区における土層分割

| 名称 | Nc値 | Nc値の分布 | 厚さ | 備考 |
|------|-------|---|-----------|--|
| I層 | 5以下 | 深さ方向の変動は極めて小さい | 100~200cm | |
| II層 | 5~20 | 厚さ10~50cmのNc値が大きく、深さ方向の変動幅が大きい層(15~30)とNc値が小さく、深さ方向の変動幅が小さい層(5~10)に分類できる。 | 25~275cm | |
| III層 | 15~50 | 5cm程度の範囲内でも、深さ方向の変動幅は大きい層が続く | 80~100cm | P1、P3のように、厚さ10cm程度のNcが10~20でNcの深さ方向のばらつきが小さい層が挟まっていることがある。 |
| IV層 | 50以上 | | | |

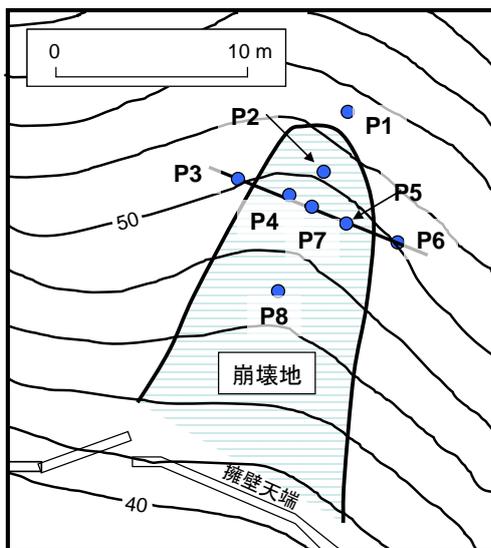


図 3.9 極楽寺地区の平面図

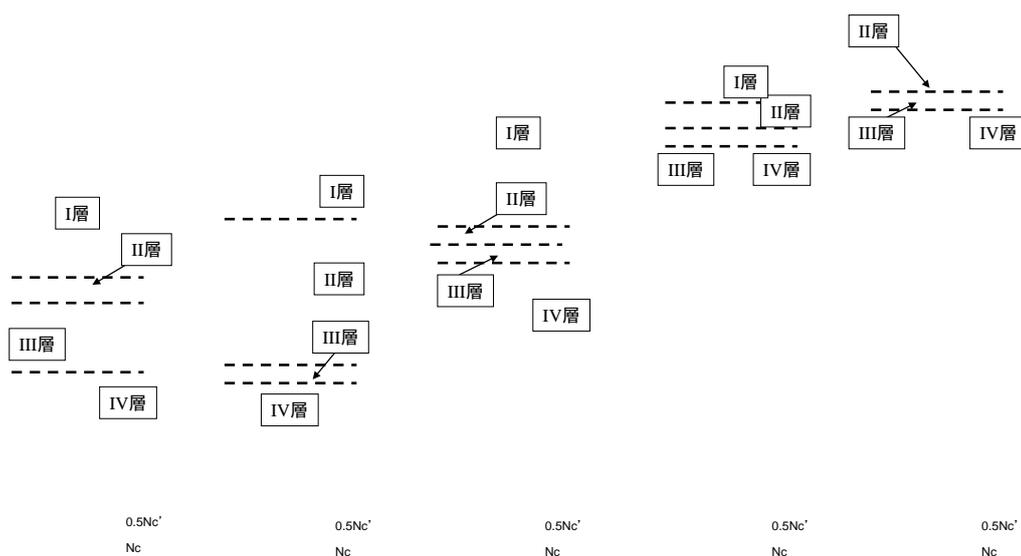


図 3.10 極楽寺地区の貫入試験結果度土層分類

表3.5 極楽寺地区における土層分割

| 名称 | Nc値 | Nc値の分布 | 厚さ | 備考 |
|------|-------|------------------------------|---------|------------------------------|
| I層 | 5以下 | 深さ方向の変動は極めて小さい | 60~80cm | |
| II層 | 5~20 | 深さ方向に徐々にNc値が増加する | 10~65cm | P1には、5cm程度のNc20~50の層が挟まっている。 |
| III層 | 20~50 | 5cm程度の範囲内でも、深さ方向の変動幅は大きい層が続く | 10~30cm | |
| IV層 | 50以上 | | | |

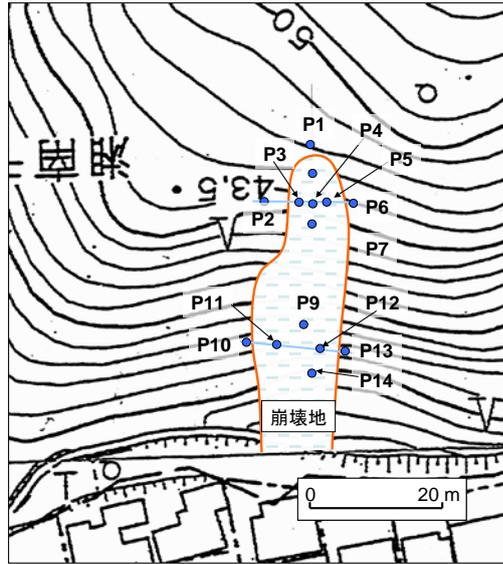


図 3.11 手広地区の平面図

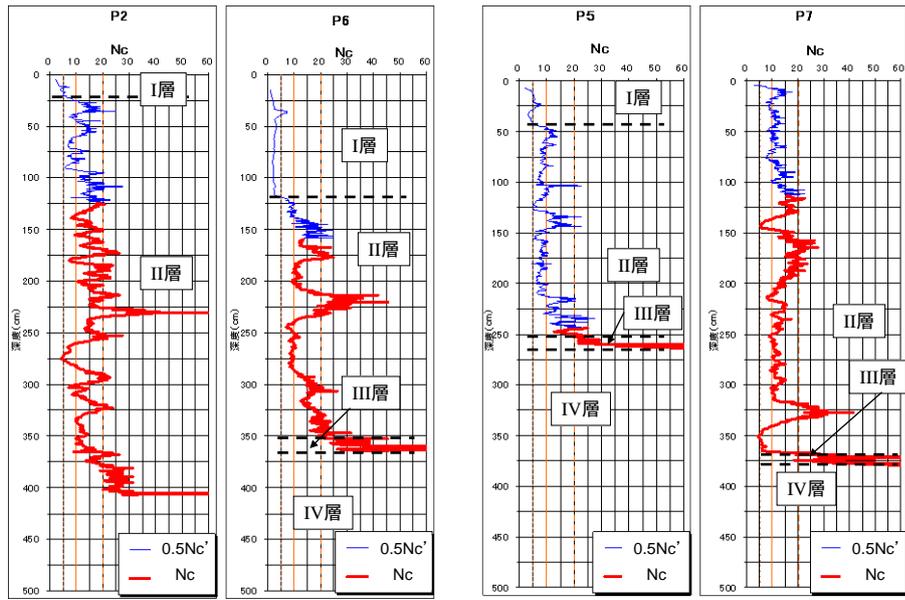


図 3.12a 手広地区の貫入試験結果度土層分類 (斜面上部)

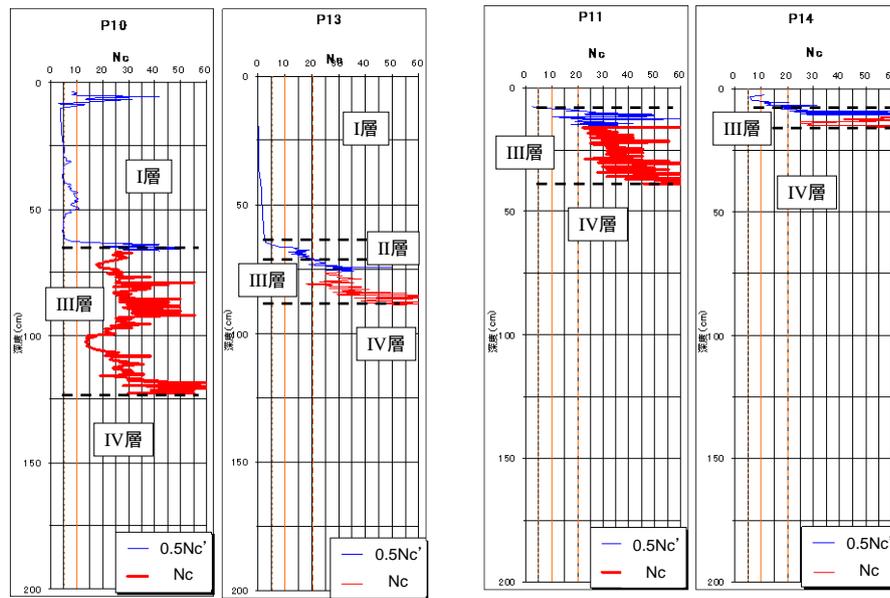


図 3.12b 手広地区の貫入試験結果度土層分類 (斜面下部)

表3.6 手広地区における土層分割

| 名称 | Nc値 | Nc値の分布 | 厚さ | 備考 |
|------|-------|---|----------|---|
| I層 | 5以下 | 深さ方向の変動は極めて小さい | 20~120cm | P10では、表層に厚さ5cmのNc10以上の層が挟まっている。 |
| II層 | 5~30 | 厚さ10~50cmのNc値が大きく、深さ方向の変動幅が大きい層(15~30)とNc値が小さく、深さ方向の変動幅が小さい層(5~10)に分類できる。 | | P10では、この層の存在は明らかではない。また、P1、P2、P6では5~15cm程度のNc値が30を超える部位が挟まっている。 |
| III層 | 20~50 | 5cm程度の範囲内でも、深さ方向の変動幅は大きい層が続く | 20~60cm | P1、P2においては、この層まで到達していない。また、P10では厚さ5cm程度のNc値が15程度の層が挟まっている。 |
| IV層 | 50以上 | | | P1、P2においては、この層まで到達していない。 |

4. がけ崩れ発生斜面における貫入試験結果の考察

4.1 土層断面観察結果とNc値の関係

3章では、がけ崩れ発生斜面における貫入試験結果を示した。その上で、調査を実施した6斜面はいずれも、貫入試験結果に基づき4つの層に斜面土層は分類することができることを示した。一方、従来から、土壌学や地質学等の分野では、土層断面や露頭の観察に基づき、土層、岩盤を複数の層に分類する手法が用いられ、広く利用されてきた。そこで、本章では、まず、3章で貫入試験を実施した斜面のうち2箇所（小坂赤坂、鴨居）で土層断面観察を実施したので、その結果を報告する。なお、本研究ではほかの箇所では実施していない。

小坂赤坂及び鴨居の2地区で実施した土層断面調査を図4.1、図4.2にそれぞれ示す。小坂赤坂地区では、I層は、根系が多く見られ、礫が含まれる表土層に相当し、II層は、クラックに根系が進入している強風化砂岩層に相当することが分かった(図4.1)。一方、鴨居地区では、I層は根系に富む表土層及びクラックに富む強風化泥岩層に相当する部位であり、II層は強風化泥岩層であることが分かった。

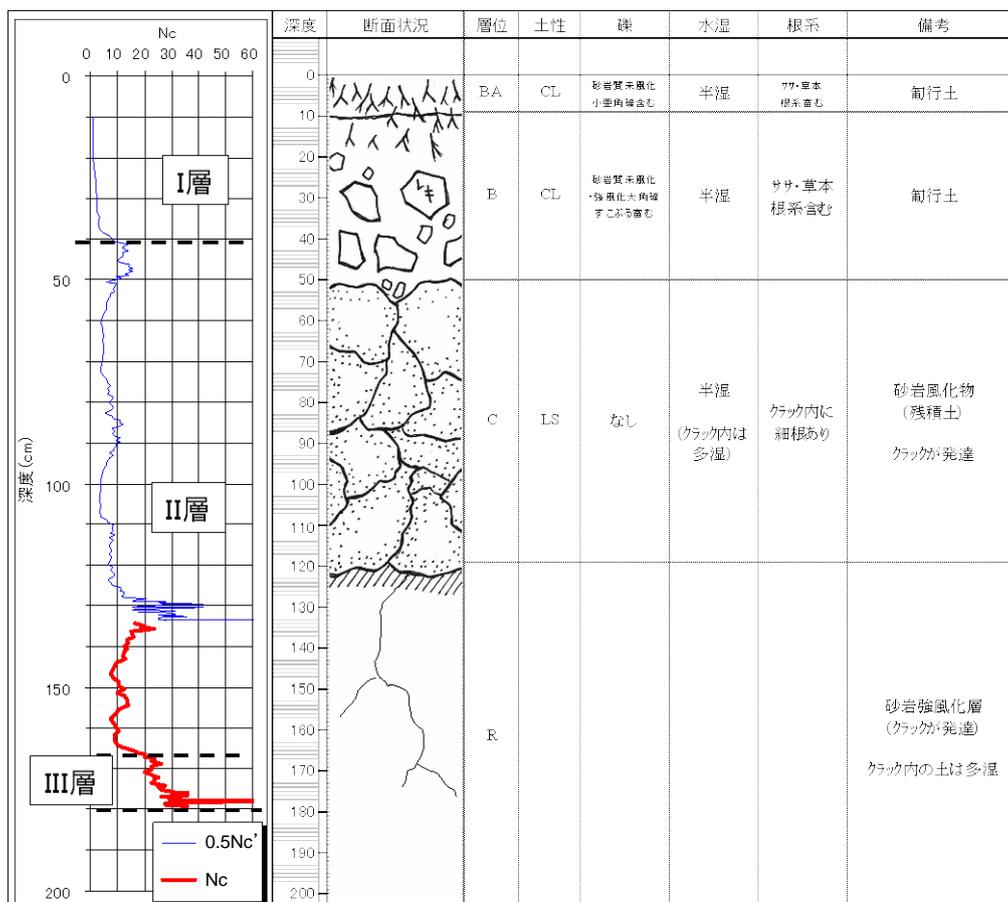


図 4.1 小坂赤坂地区の Nc 値の鉛直分布と土層断面観察結果

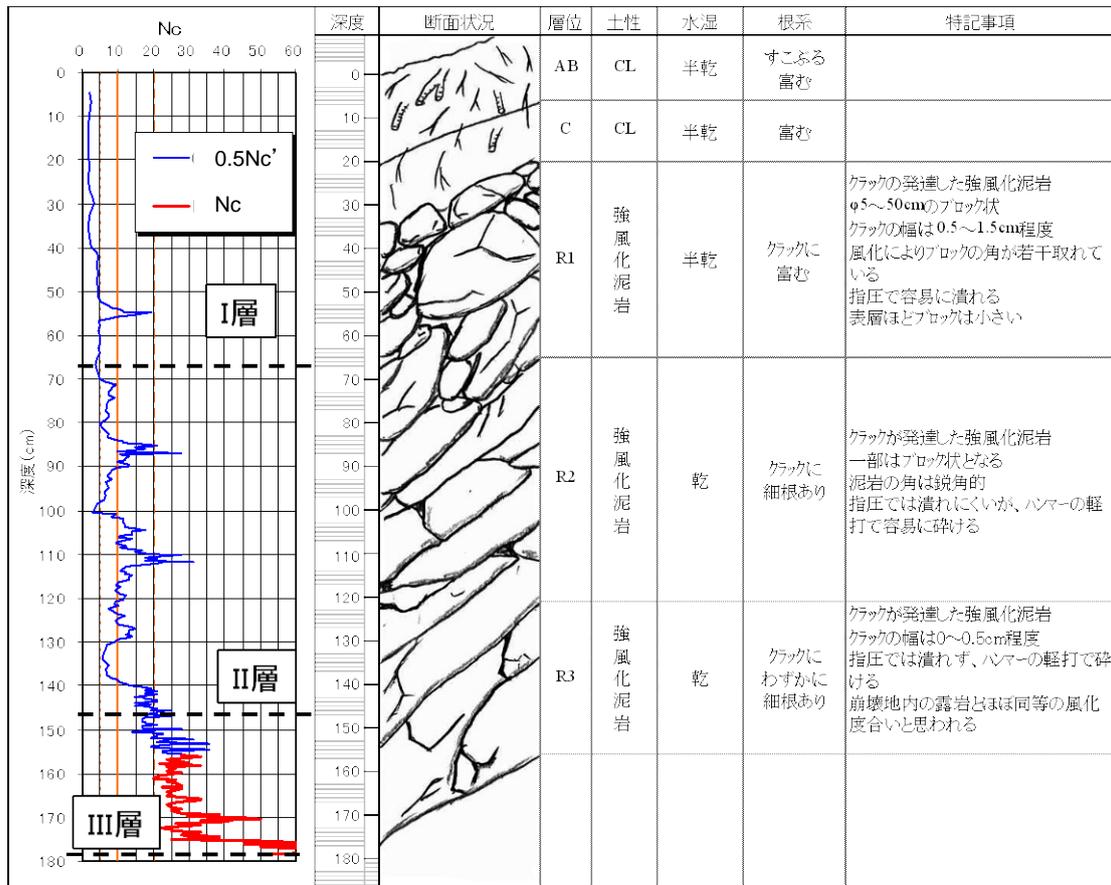


図 4.2 鴨居地区の Nc 値の鉛直分布と土壤断面観察結果

逢坂（1996）はこれまでの研究を整理し、図 4.3 に示すような Nc 値と同区分の関係を示した。逢坂（1996）が整理した図から地質によらず Nc 値が 10 までの部位が土層に相当し、特に、Nc 値が 5（ないしは 3）までが「表層土」または「軟土層」に、Nc 値が 5（ないしは 3）から 10 までが「下層土」、「崩積土」、「硬質土」に相当することが多いことが分かる。さらに、新第三紀層の調査地では、Nc 値 10~20 が強風化層にあたり、Nc 値 20 以上の部位が弱風化層（または軟岩）に相当する。一方、花崗岩山地では、Nc 値が 50 以上の部位が基岩にあるとされている。

本研究で示した新第三紀層の貫入試験に基づく土層分類（鴨居、逆谷、極楽寺）および鴨居で示した Nc 値と土壤断面観察結果の関係は、過去に行われた新第三紀層の貫入試験に基づく Nc 値と土層分類と概ね一致しているといえる。すなわち、①Nc 値が 5 以下、5~20（これまでの研究では 5~10 と 10~20 に分類されていることが多い）、20~50、50 以上に分類できること、②Nc 値が 5 以下、5~20 はそれぞれ表土層、下層土から強風化岩にあたることの 2 点で概ね一致している。この結果は、地質がほぼ同じ斜面における土層構造の特徴は類似している可能性が高いことを示している。

また、本研究で実施した 6 斜面の貫入試験結果に基づく土層分類（表 4.1）と逢坂

(1996) が整理した図 (図 4.3) より、I 層は「表層土」、II 層は「下層土」及び「強風化層」、III 層は「弱風化層」、IV 層は「基岩」に当たると考えられる。さらに、本研究結果及び逢坂 (1996) の整理した図から、地質によって、各層の境界となる Nc 値は多少異なるものの、概ね近い値を取る可能性が高いことが指摘できる。

| 研究者 | 基盤地質 | Nc 値 | | | | | | | | | | |
|---------------|-----------------------|-----------|------------|----------|--------|---------------|---------------------------|----|----------------|----|----|----|
| | | 0 | 0.5 | 3 | 5 | 7 | 10 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 |
| 大久保・上坂 (1971) | 新第三紀 黒色泥岩 | 表層 | | | 崩積土 | | 強風化層 | | 弱風化層 | | | |
| 奥西・飯田* (1978) | 花崗岩 | 軟弱層 | | | | | | | | | | 基盤 |
| 沖村・田中* (1980) | 花崗岩 | I A層 | | II B層 | | III・IV BC層 | | | V D層 | | 基盤 | |
| 山寺ほか (1986) | 新第三紀層・ 関東ローム層 | 砂地 軟弱地 | 普通土 準軟岩 | | 硬質土 | | 強風化層 | | 軟岩 | | 硬岩 | |
| 太田・鈴木 (1986) | 新第三紀層 | 表層土 | | | 崩積土ローム | | 御殿峠レキ層 上部風化部 ローム層深部 | | 御殿峠レキ層 弱風化部 | | | |
| 望月・松本 (1986) | 花崗岩 | 軟土帯 | | | 硬土帯 | | | | | 基盤 | | |
| 逢坂・塚本 (1988) | 中生層・ 花崗岩・ 新第三紀層 | 表層土層 | | | 下層土層 | | 風化層 | | 基盤 | | | |

図 4.3 土層区分と Nc 値の関係 (逢坂 (1996) より作成)

表4.1 土層区分とNc値

| 地名 | 地質 | I層 | II層 | III層 | IV層 |
|------|-------------|-----|------|-------|------|
| 小坂赤坂 | 砂岩(第三紀～第四紀) | 5以下 | 5～20 | 15～50 | 50以上 |
| 鴨居 | 泥岩(第三紀) | 5以下 | 5～20 | 15～50 | 50以上 |
| 逆谷 | 泥岩(第三紀) | 5以下 | 5～15 | 5～50 | 50以上 |
| 台 | 砂岩(第四紀) | 5以下 | 5～20 | 15～50 | 50以上 |
| 極楽寺 | 泥岩(第三紀) | 5以下 | 5～20 | 20～50 | 50以上 |
| 手広 | 砂岩(第四紀) | 5以下 | 5～30 | 20～50 | 50以上 |

4.2 貫入試験に基づくすべり面位置の推定

次に、簡易貫入試験が、崩壊深推定において有効であるかどうかを検討する。まず、3章で示した結果に基づき、すべり面の位置の特定を試み、その上で、既存の研究成果と比較・検討し、簡易貫入試験を用いた崩壊する恐れのある層厚推定の可能性を検討する。

4.2.1 各斜面のすべり面位置の特定

3.1.2 で示したように、小坂赤坂地区の崩壊地内の表面付近に Nc 値が 5 以下の部位が見られ、崩壊地外同様、その下には Nc 値が 5～20 で変動する II 層に相当する層、その下にごく薄い Nc 値が 15～50 で変動する III 層に相当する層 (ただし、A'2 の地点ではこの層の存在は明らかではない) が存在した。崩壊地内の II 層、III 層に相当すると考えられる部位は、Nc 値の絶対値、変動の幅、層の厚さは、崩壊地外の II 層、III 層の傾向と一致した。これらの結果から、小坂赤坂地区の表層付近の Nc 値が 5 以下の

部位は崩壊地外の I 層に相当すると考えられる。すなわち、小坂赤坂地区では I 層の最深部または II 層の上部をすべり面とする崩壊が発生したと考えられ、すべり面の Nc 値は 5~10 程度であったと考えられる。

鴨居、台、極楽寺の各地区は、崩壊地内の地表面直下に薄く Nc 値が 5 以下の層が存在する可能性がある。Nc 値が 5 以下の層の下には（また地表面直下に Nc 値が 5 以下の層が存在しない場合は、地表面直下には）、Nc 値及び層厚から、II 層、III 層、IV 層に相当すると考えられる層が順にみられた。この結果から、小坂赤坂地区同様、鴨居、台、極楽寺の 3 地区で表層付近の Nc 値が 5 以下の部位は崩壊地外の I 層に相当すると考えられる。すなわち、これらの地区では、I 層の最深部または II 層の上部をすべり面とする崩壊が発生したと考えられ、すべり面の Nc 値は 5~10 程度であったと考えられる。

逆谷地区においては、地表面直下に Nc 値が 5 以下の I 層に相当すると考えられる層が 20~30 cm の厚さで存在した。一方、崩壊地外では 70~170 cm の厚さで存在していることから、逆谷地区のがけ崩れは、Nc 値が 5 以下の I 層内の深い部分にすべり面が生じる崩壊であったと考えられ、すべり面の Nc 値は 5 程度であったと考えられる。

手広地区の斜面上部の崩壊地内においては、地表面直下に Nc 値が 5 以下の層が薄く存在した。この層の以下は、崩壊地外の II、III、IV 層とほぼ同じ特徴、厚さを有した層が存在した。この結果から、手広地区の斜面上部の表層部に見られる Nc 値が 5 以下の層は I 層に相当すると考えられ、手広地区の斜面上部では、I 層深部をすべり面とする崩壊が生じたと考えられ、すべり面の Nc 値は 5 程度であったと考えられる。一方、斜面下部では、崩壊地内においては、地表面直下に Nc 値が 5 以下の層は存在せず、Nc 値が 10 程度の層が薄く存在し、その下に、崩壊地外の III 層とほぼ同じ特徴、厚さを有した層が存在した。この結果は斜面下部では II 層深部にすべり面があったと考えられ、すべり面の Nc 値は 10~20 程度であったと考えられる。

以上の結果より、3 章で示したように崩壊地の内外で、データロガーを使用し、Nc 値の鉛直分布を高い分解能で計測した結果、Nc 値の絶対値及びその変動様式に基づき、すべり面が生じた土層内の位置を推定できることが分かった。

4.2.2 調査結果の比較

次に、4.2.1 で求めたすべり面の斜面土層内の位置及び Nc 値を表 4.2 にまとめた。

極楽寺地区は、鴨居地区から約 20km 離れた地点に位置し、地質はほぼ等しい。鴨居地区では平成 16 年 3 月 31 日の降雨でがけ崩れが発生したのに対し、極楽寺地区では平成 16 年 10 月 9~10 日の台風によってがけ崩れが発生した。両地区の結果を比較すると、崩壊地外の測定結果およびそれに基づく土層分類はほぼ同じであった。さらに、両地区では、崩壊が発生した降雨が異なるにもかかわらず、いずれの場合も I 層深部または II 層上部の Nc 値が 5~10 程度の部位ですべり面が生じたことがわかった。

表4.2 すべり面の位置とNc値

| 地名 | 地質 | 層 | Nc値 |
|------|-------------|--------------|--------------|
| 小坂赤坂 | 砂岩(第三紀～第四紀) | I層深部またはII層上部 | 5～10 |
| 鴨居 | 泥岩(第三紀) | I層深部またはII層上部 | 5～10 |
| 逆谷 | 泥岩(第三紀) | I層深部 | 5程度 |
| 台 | 砂岩(第四紀) | I層深部またはII層上部 | 5～10 |
| 極楽寺 | 泥岩(第三紀) | I層深部またはII層上部 | 5～10 |
| 手広 | 砂岩(第四紀) | I層深部 II層 | 5程度 10～20 |

4.2.3 これまでの研究との比較

これまでに貫入試験と風化土層土壤構造の観察、崩壊地周辺における貫入試験、Nc値と風化土土壤の物性値（間隙率、飽和透水係数、粘着力、内部摩擦角等）の関係式と崩壊発生予測モデルを組み合わせた数値シミュレーションなどから、明らかにされたすべり面のNc値を表4.3にまとめた。この表より、検討手法、基盤地質によらず、すべり面のNc値は5～15とされてきた。また、近年行なわれた崩壊発生から数年経過した崩壊跡地内で行なわれた貫入試験結果からも、すべり面のNc値は5～10程度であると考えられるとされた。さらに、降雨時に発生する地下水位面が発生する面のNc値もほぼ同様な5～20の値であることが報告されてきている（表4.3）。

表4.2と表4.3の比較から分かるように、本報告の結果はこれまで報告されてきた値と概ね一致した。また、遠藤ら（1989）は、新第三紀層ではすべり面のNc値が10程度であるとしており、本報告（鴨居、逆谷、極楽寺）とほぼ一致する結果が得られている。この結果及び鴨居及び極楽寺の比較から、地質がほぼ同じ斜面においてはすべり面のNc値は、比較的近い値となる可能性が考えられる。

以上の考察をまとめると、表層崩壊のすべり面のNc値は5～20の範囲であることがほとんどで、10程度のことが多いと言える。

表4.3 すべり面、地下水位発生面のNc値

| 対象 | Nc値 | 根拠 | 地質 | 参考文献 |
|----------|-------|--|----------|-------------------------------------|
| すべり面 | 10 | Nc値の急変点がすべり面になるとし、導出 | 新第三紀層 | 遠藤ら(1989) ¹⁴⁾ |
| | 10 | 土壤断面等の観察からB層下面がすべり面となるとし、土壤断面観察と貫入試験の結果を対比させ導出 | 中生代堆積岩 | 水山・小菅(1993) ¹⁵⁾ |
| | 14 | 土壤断面等の観察からB層下面がすべり面となるとし、土壤断面観察と貫入試験の結果を対比させ導出 | 花崗岩 | 水山・小菅(1993) ¹⁵⁾ |
| | 10 | 崩壊地周辺の貫入試験結果 | 斑レイ岩 | 平松ら(1998) ¹⁶⁾ |
| | 2～50* | 崩壊地周辺の貫入試験結果 | 火砕流堆積物 | 稲垣(1999) ¹⁷⁾ |
| | 10 | 崩壊地周辺の貫入試験結果 | 花崗岩 | 稲垣(2000) ¹⁸⁾ |
| | 9 | Nc値と土壤の物理性に関する関係式と浸透計算、斜面安定計算から算出 | 砂岩 | 平松ら(2001) ¹⁹⁾ |
| | 10 | 崩壊地内における貫入試験 | 砂岩 | 市川・松倉(2001) ²⁰⁾ |
| | 5～10 | 崩壊地内における貫入試験 | 花崗岩 | 松倉ら(2002) ¹⁰⁾ |
| | 5～10 | 崩壊地内における貫入試験 | 片麻岩 | 松倉ら(2002) ¹⁰⁾ |
| 地下水面発生箇所 | 20 | 土壤断面観察と貫入試験の結果を対比させ導出 | 礫層と泥岩の互層 | 太田(1988) ²¹⁾ |
| | 5～10 | Nc値と土壤の物理性に関する関係式と浸透計算から算出 | 花崗岩 | 小川(1996) ¹⁾ |
| | 5～10 | 貫入試験結果と地下水位観測結果を対比 | 花崗岩類 | Shanley et al. (2003) ⁹⁾ |

*Nc値が2から50まで急変し、その2から50に急変する部位をすべり面としたと考えられる

5. 簡易貫入試験機を用いた崩壊の恐れのある層厚の推定手法の提案

前章までの調査結果及び考察により、簡易貫入試験を行うことにより、

- ① がけ崩れ発生斜面の内外で貫入試験を実施することにより、すべり面が土層のどの位置に相当したかを明らかにすることができること

が分かった。さらに、新第三紀層の調査結果から、

- ② 近隣の斜面における土層構造の特徴は類似していることが多く、降雨によらず、土層内の類似した部位をすべり面とするがけ崩れが発生する

可能性が指摘できた。

一方で、深さ方向の貫入抵抗値の分布はある程度類型化できるものの、気候、地質等によって異なることが明らかにされてきている（表 4.1；逢坂、1996 など）。今後、3章で示したようながけ崩れ発生斜面における調査を継続することによって、一般的なすべり面推定手法が確立される可能性はあるが、現時点で全国一律の基準ですべり面の位置を貫入試験結果より設定することは、データ及び情報不足のため、困難であると考えられる。すなわち、今後、データが蓄積され、②の知見の一般性や地質と土層構造の関係が検討されることが必要であると考えられる。

そこで、本研究では以下に示すような、事前にながけ崩れ発生斜面で調査を行い、対象とする地域の土層構造の特徴、すべり面の発生部位を明らかにした上で、調査対象斜面の貫入試験を実施し、崩壊する可能性がある層厚の面的分布を推定する手法を提案する。

5.1 調査の目的

急傾斜地斜面の対策立案、施工時の安全管理などにおいて、急傾斜地斜面における土層厚の分布、崩壊する可能性がある層厚の分布の詳細を明らかにするために実施する。

5.2 基本的な考え方

ボーリング調査等その他調査によっては、機材の設置の手間、調査時の安全性、コストなどの問題から、把握が困難な急傾斜地斜面の土層構造の面的な情報を収集することを目的とする。

一方で、本調査では、土層の貫入抵抗値に関する面的な情報は得られるものの、ボーリング調査、土壌断面観察等直接的な地下構造の調査と異なり、地下の構造を直接的に把握できるものではない。すなわち、本調査はボーリング調査、土壌断面観察等に代わるものではなく、ボーリング調査、土壌断面観察等を補完するものである^{注1)}。

注1) 具体的なボーリング調査と簡易貫入試験の補完事例は、飯島 昭，長岡宏行，原義文，田下昌志，山本浩二，内田太郎，漆崎隆之（2005）段丘斜面における SH 型簡易貫入試験の実例、平成 17 年度砂防学会研究発表会概要集が参考になる。

5.3 調査方法

5.3.1 予備調査

(1) 調査の実施

予備調査は、過去にがけ崩れが発生した斜面（以下、「参照斜面」と呼ぶ）において実施する。がけ崩れ発生直後であるほうが望ましく、がけ崩れ発生後に対策工等が実施されておらず、崩壊すべり面が露出している箇所を実施する。

崩壊地内で 3～5 点程度、崩壊地外で 3～5 点程度実施する。崩壊地内の実施点は崩壊土砂の堆積域は避け、崩壊すべり面が露出している地点で実施する。一方、崩壊地外は崩壊の縁から 2～5m 以内で実施することとする。

(2) 予備調査結果の整理

まず、参照斜面の崩壊地外における貫入抵抗値及びその変動の鉛直分布から、土層を区分するなどして、地下構造の特徴を把握する（図 5.1 及び 3 章参照）。

次に、参照斜面の崩壊地内の調査結果から、すべり残っている土層構造の特徴を把握し、すべり面の位置が崩壊地外のどの区分に相当したかを明らかにする。

5.3.2 本調査

調査対象斜面において貫入試験を実施する。本調査は、斜面規模等を考慮して 5～10m 間隔^{注2)} で格子状に実施する（図 5.2 参照）。

注2) なお、貫入試験の適当な実施間隔については、斜面の規模や地表面地形を考慮し決める必要があると考えられるが、現時点で十分な情報がない。小嶋・笹原（1995）（土研式簡易貫入試験測定間隔の検討について、平成 7 年度砂防学会研究発表会概要集 301-302）は、40m の測線で 1m 間隔で貫入試験を行なった結果、斜面の風化土層厚の空間分布を精度よく評価するためには 5m 以下の間隔で調査を行うことが望ましいとしている。

5.4 調査結果の整理

まず、調査対象斜面の貫入試験結果より明らかになった土層構造が、参照斜面の崩壊地外の土層構造と概ね一致する特徴を有することを確認する。

調査対象斜面の貫入試験結果より明らかになった土層構造が、参照斜面の崩壊地外の土層構造と概ね一致する特徴を有することが確認された場合、参照斜面の結果に準じて、土層を区分する。その上で、参照斜面の調査整理結果を基にすべり面の生じると考えられる部位を特定し、崩壊する可能性がある層厚を推定する。

また、調査対象斜面の貫入試験結果より明らかになった土層構造と一致する参照斜面データが得られていない場合、表 5.1 を参考資料と用いることができる。ただし、地質、植生によってすべり面の貫入抵抗値の値が異なることに留意する必要がある。

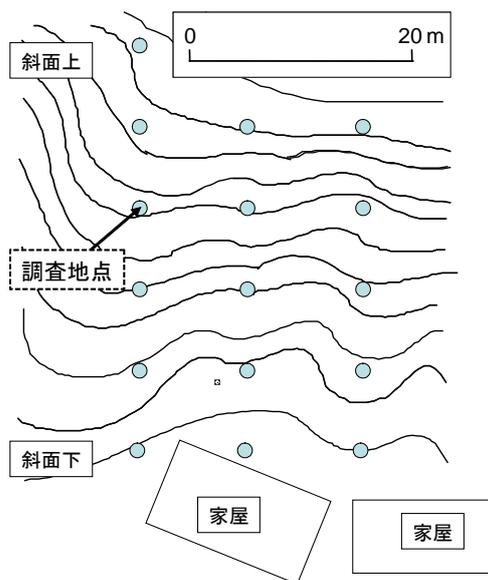
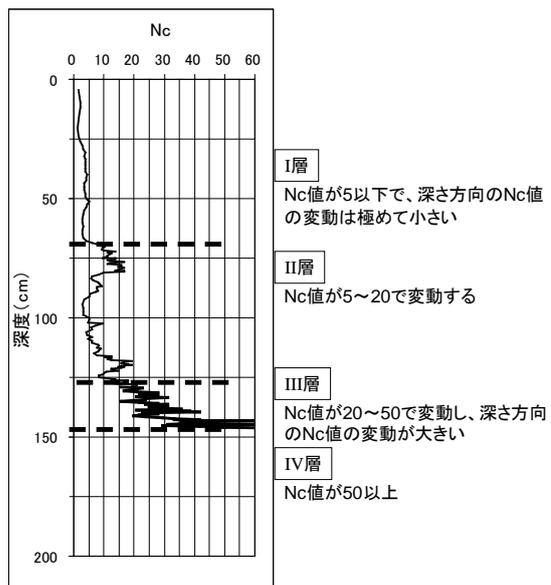


表5.1 すべり面のNc値

| Nc値 | 根拠 | 地質 | 参考文献 |
|-------|--|-----------|-------------|
| 10 | Nc値の急変点がすべり面になるとし、導出 | 新第三紀層 | 遠藤ら(1989) |
| 10 | 土壌断面等の観察からB層下面がすべり面となるとし、土壌断面観察と貫入試験の結果を対比させ導出 | 中生代堆積岩 | 水山・小菅(1993) |
| 14 | 土壌断面等の観察からB層下面がすべり面となるとし、土壌断面観察と貫入試験の結果を対比させ導出 | 花崗岩 | 水山・小菅(1993) |
| 10 | 崩壊地周辺の貫入試験結果 | 斑レイ岩 | 平松ら(1998) |
| 2~50* | 崩壊地周辺の貫入試験結果 | 火砕流堆積物 | 稲垣(1999) |
| 10 | 崩壊地周辺の貫入試験結果 | 花崗岩 | 稲垣(2000) |
| 9 | Nc値と土壌の物理性に関する関係式と浸透計算、斜面安定計算から算出 | 砂岩 | 平松ら(2001) |
| 10 | 崩壊地内における貫入試験 | 砂岩 | 市川・松倉(2001) |
| 5~10 | 崩壊地内における貫入試験 | 花崗岩 | 松倉ら(2002) |
| 5~10 | 崩壊地内における貫入試験 | 片麻岩 | 松倉ら(2002) |
| 5~20 | 小坂赤坂地区における崩壊地内外の貫入試験結果 | 砂岩 | 本資料 |
| 5~20 | 鴨居地区における崩壊地内外の貫入試験結果 | 泥岩(新第三紀層) | 本資料 |
| 5程度 | 逆谷地区における崩壊地内外の貫入試験結果 | 砂岩(第四紀層) | 本資料 |
| 5~20 | 台地区における崩壊地内外の貫入試験結果 | 砂岩(第四紀層) | 本資料 |
| 5~20 | 極楽寺地区における崩壊地内外の貫入試験結果 | 泥岩(新第三紀層) | 本資料 |
| 5~30 | 手広地区における崩壊地内外の貫入試験結果 | 泥岩(新第三紀層) | 本資料 |

*Nc値が2から50まで急変し、その2から50に急変する部位をすべり面としたと考えられる

6 おわりに

急傾斜地崩壊対策手法の計画における崩壊深推定手法の確立を目指し、崩壊発生から数ヶ月以内に、重錘の重量を変更できるように改良した簡易貫入試験機と 1 打撃毎の貫入量を自動計測測定・記録できるデータロガーを用いて、崩壊地内外の貫入抵抗値 (N_c 値) の分布を測定した。その上で既存の研究を含めて整理・検討したところ、地質によらず、すべり面の N_c 値は 10 程度であり、 N_c 値が 20 以上の層は、崩れずに斜面上に残っていることがわかった。

また、本資料では 5 章において、事前に調査対象箇所の近隣で生じたがけ崩れ発生斜面で調査を行い、対象とする地域の土層構造の特徴、すべり面の発生部位を明らかにした上で、調査対象斜面の貫入試験を実施し、崩壊の恐れのある層厚及びその空間分布を推定する手法を提案した。

神奈川県、静岡県、新潟県の担当の方々には、調査にご協力いただき、本研究の遂行上必要不可欠なデータの取得にご協力いただいた。また、ジオグリーンテック株式会社の長谷川秀三、中野裕司、漆崎隆之の各氏に調査への協力、有益なご助言をいただいた上、研究の方向性に関する議論に加わっていただき本研究の遂行において多大な協力を得た。末尾ではあるが、記して謝意を表したい。

参 考 文 献

- 遠藤治郎・松崎健・木村隆樹・五十嵐浩行:積雪地森林の水保全機能に関する研究(4), 新大演報, 22, 51-65, 1989
- 福永健司・石塚望・富樫勇介・楨島朋子・漆崎隆之・長谷川秀三:コナラの根系分布と土壤硬度の関係, 日本緑化工学会誌, 29(1), 261-264, 2003
- 平松晋也・井良沢道也・本郷国男:融雪に起因した山腹崩壊の発生に関する一考察, 砂防学会誌, 51(3), 27-34, 1998
- 平松晋也・尾藤顕哉:斜面調査用簡易貫入試験を用いた崩壊予測モデルへの入力諸元簡易設定手法に関する一考察, 砂防学会誌, 54(4), 12-21, 2001
- 平松晋也・宮前 崇・長谷川秀三・漆崎隆之:改良自記型簡易貫入試験機の砂防調査への適用性, 平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集 220-221, 2004
- 市川岳志・松倉公憲:弱固結砂岩からなる斜面における土層構造と表層崩壊, 応用地質, 42(1), 30-37, 2001
- 稲垣秀輝:1998 年台風 4 号による福島県白河地方での表層崩壊の特徴, 応用地質, 40(5), 305-315, 1999
- 稲垣秀輝:滋賀県南西部に分布する風化花崗岩の表層崩壊の特徴, 応用地質, 41(2), 103-112, 2000
- 小嶋伸一・笹原克夫:土研式簡易貫入試験測定間隔の検討について、平成 7 年度砂防学会研究発表会概要集 301-302, 1995
- 松倉公憲・田中幸哉・若月 強:韓国ソウル郊外の花崗岩と片麻岩山地の土層構造と表層崩壊形状に与える基岩地質の影響, 地学雑誌, 111, 416-425, 2002
- 水山高久・小菅尉多:表層崩壊予測のための土層調査例, 新砂防, 46(1), 38-40, 1993
- 野呂智之ほか:平成 16 年 7,8 月新潟,福井および徳島における土砂災害(速報) 砂防学会誌 57(3), 47-52, 2004
- 小川紀一郎:山地斜面における表層土の構造特性と水分変動過程に関する研究, 北大演報, 54, 87-141, 1997
- 岡田勝也・杉山友康・村石 尚・野口達夫:盛土表層部における土質強度に関する異種サンディング試験結果の相関性, 土と基礎, 40(4), 11-16, 1992
- 大久保駿・上坂利幸:簡易貫入試験機による地盤調査, 土木技術データ集 3(2), 83-87, 1971
- 大久保駿・上坂利幸・船崎昌継:簡易貫入試験機による地盤調査(2)ー, 土木技術データ集

3(8), 403-409, 1971

逢坂興宏・田村 毅・窪田 順平・塚本良則:花崗岩斜面における土層構造の発達過程に関する研究, 砂防学会誌, 45(3), 3-12, 1992

逢坂興宏:2.1. 斜面土層構造の測定方法、「水文地形学—山地の水循環と地形変化の相互作用—」恩田裕一・奥西一夫・飯田智之・辻村真貴編、古今書院

太田猛彦:森林山腹斜面における雨水の流出について, 水文・水資源学会誌, 1, 75-82, 1997

小山内信智・内田太郎・曾我部匡敏・寺田秀樹:がけ崩れによる家屋被災範囲の設定手法に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料 No.225, 2005

砂防フロンティア整備推進機構:土砂災害防止に関する基礎調査の手引き, 2001

Shanley, J., K. Hjerdt, J.J. McDonnell and C. Kendall:Shallow water table fluctuations in relation to soil penetration resistance. *Ground Water*, 41(7): 964-972, 2003

杉山友康・岡田勝也・野口達夫・村石 尚:盛土表層部における土の強度の鉛直・平面方向の空間分布特性, 土木学会論文集, No.457, 33-40, 1992

内田太郎・小山内信智・曾我部匡敏・漆崎隆之・長谷川秀三・中野裕次:簡易貫入試験を用いた急傾斜斜面における崩壊深推定の試み、地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム論文集. 19-24

吉永秀一郎・大貫靖浩:簡易貫入試験による土層の物理性の推定, 砂防学会誌, 48(3), 22-28, 1995

吉松弘行・川満一史・瀬尾克美・長谷川秀三・村中重仁:斜面の表層構造調査用の簡易貫入試験機について, 平成 14 年度砂防学会研究発表会概要集 392-393, 2002

全国地すべりがけ崩れ対策協議会:崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例, 2004

参考資料

崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮したかけ崩れ対策に関する検討

参考資料

崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮したかけ崩れ対策に関する検討

ここでは、5章で示した方法により急傾斜地における崩壊する恐れがある層厚の面的分布が明らかとなった場合のかけ崩れ対策手法について検討する。崩壊する恐れがある層厚の面的な分布は、

- ① 「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律(以下、「土砂法」と呼ぶ)」による土砂災害特別警戒区域(以下、「特別警戒区域」と呼ぶ)の設定
- ② 待受け式擁壁等の急傾斜地崩壊対策施設の設計

などに活用できると考えられる。しかしながら、①の土砂法の特別警戒区域設定においては、崩壊深の面的な分布を考慮しても、考慮しなくても特別警戒区域の設定精度(かけ崩れにより被災した家屋が「特別警戒区域」内に含まれる確率及び「特別警戒区域」内の家屋がかけ崩れにより被災する確率)に影響を及ぼさないことがすでに明らかにされている(小山内信智・内田太郎・曾我部匡敏・寺田秀樹(2005) かけ崩れによる家屋被災範囲の設定手法に関する研究、国土技術政策総合研究所資料 No.225)ので、ここでは検討から除外する。

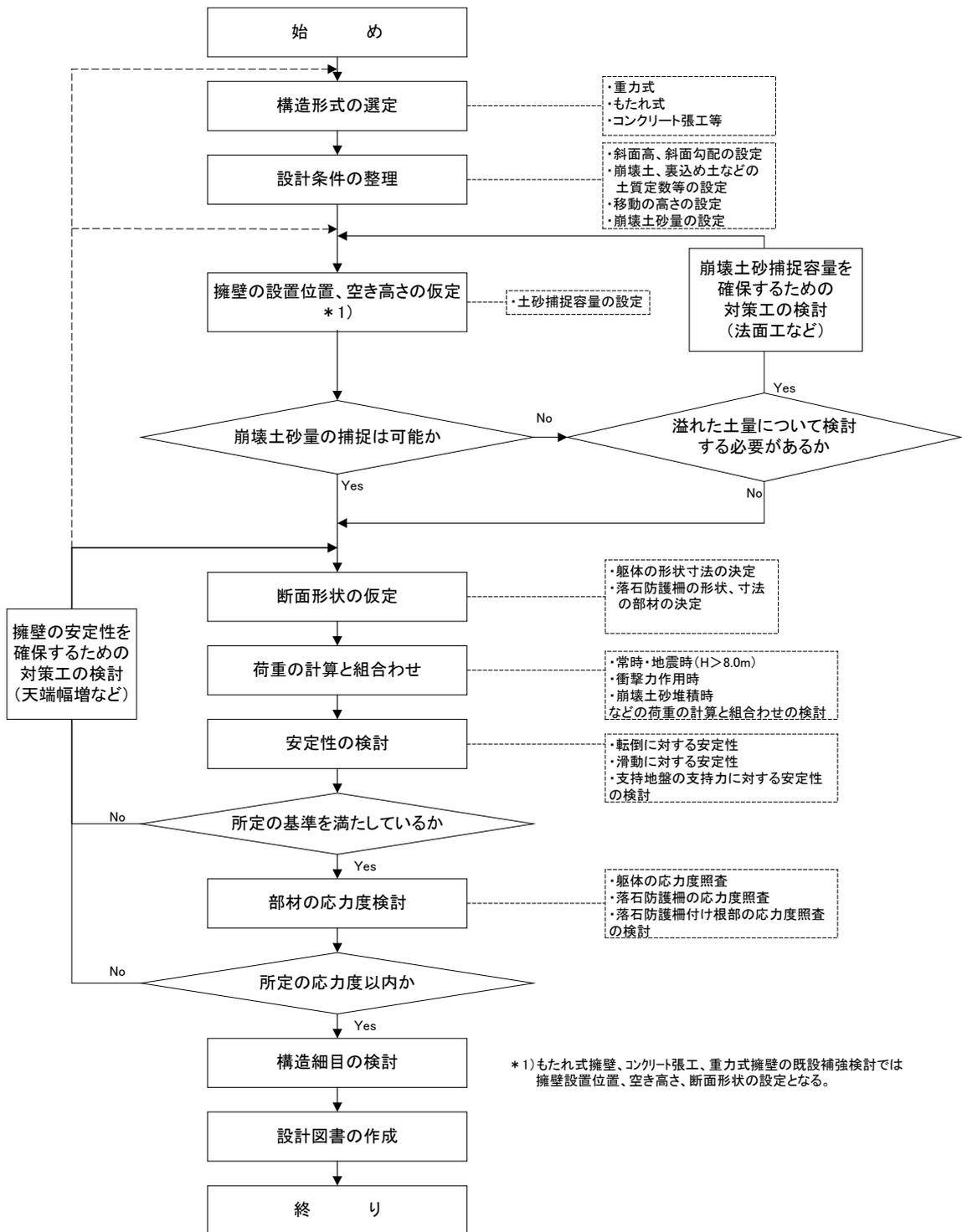
ここでは、急傾斜地崩壊防止工事の1つで、崩壊した土砂を斜面直下で受け止め、人家等の保全対象に崩壊土砂が到達しないようにする目的で設置される待受け式擁壁の設計を例に「崩壊する可能性がある層厚の面的分布」の情報の活用方法について検討することとする。

A1 崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮した待受け擁壁の設計手法の提案

近年、全国地すべりがけ崩れ対策協議会(2004)『崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例』(以下、「待受け擁壁の設計計算事例」と呼ぶ)に示されているように、待受け式擁壁の設計に際しても、崩壊土砂が擁壁に衝突する際の力を考慮することができるようになってきた。参考図1には、「待受け擁壁の設計計算事例」に示されている衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計に関するフローを示す。参考図1に示されているように、待受け擁壁の設計にあたっては、

- (1) 崩壊土砂量の捕捉量の検討(仮定した空き空間と崩壊土砂量を比較し擁壁が崩壊土砂量を捕捉可能か検討する。)
- (2) 安定性及び部材の応力度の検討(常時、衝撃力作用時、崩壊土砂堆積時(必要に応じ地震時)の外力に対する擁壁の安定性、部材の応力度を検討する。)

を行う必要がある。



参考図 1 衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計に関するフロー 『崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例』より

A 1.1 崩壊土砂量の捕捉量の検討

設計に用いる崩壊土砂量は「待受け擁壁の設計計算事例」において、

崩壊土砂量は、現地の地質調査等による推定が困難な場合は、参考表1に示す全国の斜面災害データ(4671件)での斜面高さ毎に区分した崩壊土量(累積度数90%となる値)を参考とすることができる。

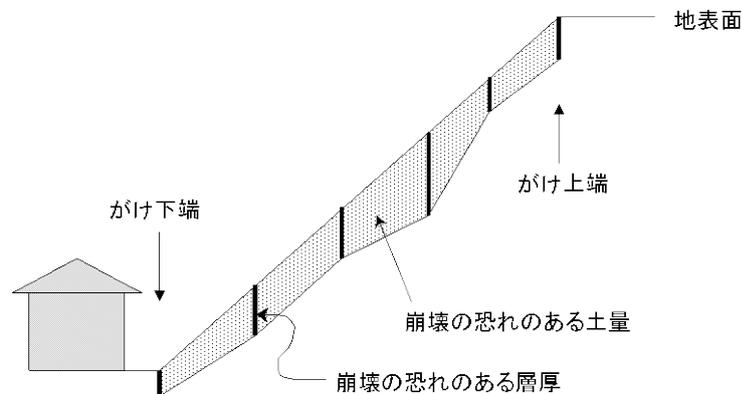
参考表1 斜面高さ毎の崩壊土量

| 斜面高 (m) | 崩壊土量 V (m^3) | 崩壊幅 W (m) |
|--------------------|---------------------|--------------|
| $5 \leq H_s < 10$ | 40 | 14 |
| $10 \leq H_s < 15$ | 80 | 17 |
| $15 \leq H_s < 20$ | 100 | 19 |
| $20 \leq H_s < 25$ | 150 | 21 |
| $25 \leq H_s < 30$ | 210 | 24 |
| $30 \leq H_s < 40$ | 240 | 25 |
| $40 \leq H_s < 50$ | 370 | 29 |
| $50 \leq H_s$ | 500 | 32 |

崩壊幅は、全国の斜面災害データ(4671件)から崩壊土砂量と崩壊幅の関係について求めた近似式($W=3.94V^{0.336}$)に崩壊土砂量を代入することにより算出した値である。

とされている。

一方、5章で示した調査結果に基づくと、崩壊する恐れのある層厚の面的分布は把握できるが、崩壊発生位置及び範囲までは特定することができない。そこで、単位幅当たりの崩壊する恐れのある土砂量(V_p)は、安全側となるよう、参考図2に従い斜面全体が崩壊すると仮定して、崩壊する恐れのある層厚の合計とする。その上で、参考表1の値と比較し、小さい方の値を用いることとする。



参考図2 崩壊土量算出の概念図。図中の鉛直の太線は各点における崩壊する恐れのある層厚(h_p)を示す。網掛けの面積が単位幅当たりの崩壊の恐れのある土量(V_p)である。

A 1.2 安定性・部材の応力度の検討

「待受け擁壁の設計計算事例」において、安定性・部材の応力度を検討する外力の組み合わせは以下のとおりであるとされている。

- | | | |
|------------|--------|------------|
| 1) 常時 | ①裏込め土圧 | |
| 2) 地震時 | ①裏込め土圧 | ②地震時慣性力 |
| 3) 衝撃力作用時 | ①裏込め土圧 | ③崩壊土砂の衝撃力 |
| 4) 崩壊土砂堆積時 | ①裏込め土圧 | ④崩壊土砂の堆積土圧 |

このうち、①裏込め土圧、②地震時慣性力は崩壊深及び崩壊土砂量の影響を受けない。④の崩壊土砂の堆積土圧は崩壊土砂量の影響を受ける。そこで、④の堆積土圧を求める際に用いる崩壊土砂量は A1.1 で示した方法に従うこととする。

一方、③崩壊土砂の衝撃力は崩壊深の影響を受ける。「待受け擁壁の設計計算事例」において、

擁壁に作用する衝撃力は

$$F = \alpha \cdot F_{sm} \quad \text{式 1}$$

ここに、 F ; 待受け擁壁に作用する衝撃力 (kN/m^2)

F_{sm} ; 移動の力(国土交通省告示第 332 号(平成13年3月28日)に示される算出式による移動の力) (kN/m^2)

α ; 待受け擁壁における衝撃力緩和係数 ($\alpha = 0.5$) 崩壊土砂による衝撃力が擁壁に作用した場合、擁壁の変位(回転変位、水平変位)や崩壊土砂の作用深さが擁壁の延長に対して一様でないなどのことにより単位長さ当たりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。衝撃力緩和係数はこの様な点を考慮し、被災実態にもとづき検討した値である。

とするとされている。さらに、国土交通省告示第 332 号において、急傾斜地の崩壊土砂の移動による力(F_{sm})は、次の式に従い計算するとされている。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin \theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right. \\ \left. \exp(-2ax/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2ax/h_{sm})) \right] \quad \text{式 2}$$

上式における変数は以下に示すとおりである。

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\}$$

b_u, b_d ; b の定義式に含まれる θ にそれぞれ θ_u, θ_d を代入した値

x ; 急傾斜地の下端からの水平距離(m)

- H ;急傾斜地の高さ(m)
 h_{sm} ;急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ(m)
 θ ;傾斜度(°)
 θ_u ;急傾斜地の傾斜度(°)
 θ_d ;当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度(°)
 注)建築物は通常敷地を平坦に造成して建築するのが普通であることから、原則として $\theta_d=0$ とする(ただし、傾斜度を有したまま建築することが明らかと判断される場合には、その傾斜度を用いて計算するものとする)。
 ρ_m ;土石等の密度(t/m^3)
 g :重力加速度(m/s^2)
 σ :急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重
 c :急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度
 f_b :急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数
 ϕ :急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角(°)

ここで、急傾斜地の下端からの水平距離(x)、当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度(θ_d)、土石等の密度(ρ_m)、重力加速度(g)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の比重(σ)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の容積濃度(c)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の流体抵抗係数(f_b)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の内部摩擦角(ϕ)を一定と仮定すると、式2より、急傾斜地の崩壊土砂の移動による力は、急傾斜地の高さ(H)、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さ(h_{sm})、急傾斜地の傾斜度(θ_u)の3つ変数の関数となり、以下の式で表すこととする。

$$F_{sm}=f(h_{sm}, H, \theta_u) \quad \text{式 3}$$

また、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動の高さは『土砂災害防止に関する基礎調査の手引き』(砂防フロンティア整備推進機構、2001)において、崩壊深の1/2とされており、移動する土石等の移動の高さは、近隣での過去の災害実績等から崩壊深を推定することにより設定することができる。そこで、式3は以下のようなになる。

$$F_{sm}=f(D/2, H, \theta_u) \quad \text{式 4}$$

ただし、Dは崩壊深(m)とする。

ここで、参考図3に示すように、貫入試験の実施点をがけ下端から順に地点1、地点2…地点nとし、測点iの崩壊の恐れのある層厚、測点とがけ下端との標高差、測点とがけ下端を結んだ直線と水平面がなす角度をそれぞれ、 $h_{p,i}$ 、 H_i 、 θ_i とする。測点iにおける想定される崩壊深(D_i)は

$$D_i = h_{p,i} \cos \theta_i \quad \text{式 5}$$

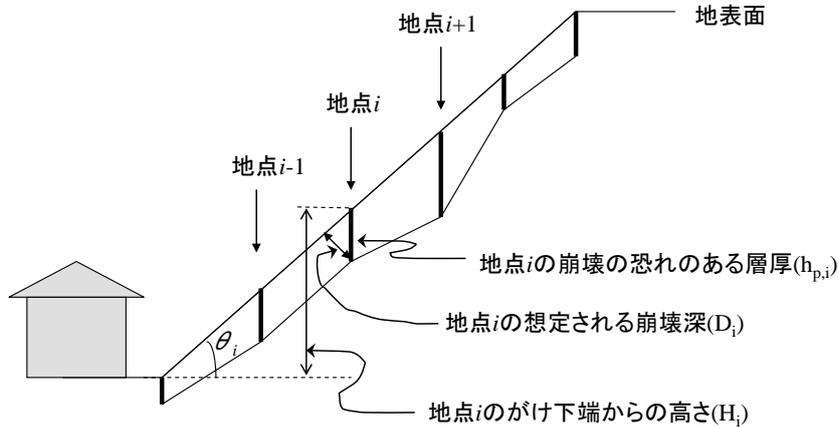
で求まる。

また、測点iで厚さ $h_{p,i}$ の土層が崩壊した結果生じる土石により生じる移動の力($F_{sm,i}$)は、式4におけるDに D_i を、Hに H_i を、 θ に θ_i を代入することによって求めることができる。すなわち、測点iで生じた崩壊土砂の移動による力($F_{sm,i}$)は

$$F_{sm,i} = f(h_{p,i} \cos \theta_i / 2, H_i, \theta_i) \quad \text{式 6}$$

とする。その上で、待受け式擁壁の設計に用いる急傾斜地の崩壊土砂の移動による力 (F_{sm}) は各測点の調査結果に用いて算出した $F_{sm,i}$ の最大値を用いることとし、式 7 で求まる値とする。

$$F_{sm} = \max(F_{sm,1}, F_{sm,2}, \dots, F_{sm,n}) \quad \text{式 7}$$



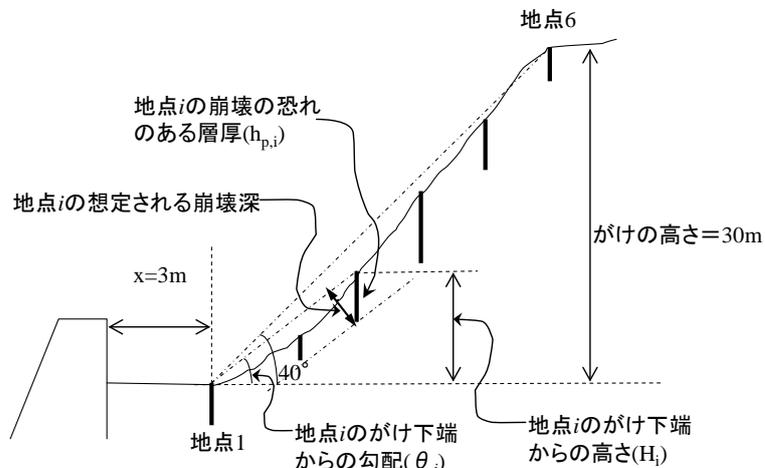
参考図3 調査斜面の模式図

A2 崩壊の恐れのある土層厚の空間分布を考慮した擁壁に作用する衝撃力の計算事例

A 2.1. 検討条件

ここでは、参考図4に示すような断面を仮定し計算を実施する。計算に用いる変数は下記に示すように仮定し、計算を実施する。本斜面において、簡易貫入試験を実施し、参考表2に示したように崩壊の恐れのある層厚分布が設定できたとする。

なお、この条件は「待受け擁壁の設計計算事例」における 20 ページに示されている条件と同じである。すなわち、「待受け擁壁の設計計算事例」における 20 ページに示されている計算（具体の計算は巻末資料の 3 ページ）を、本資料で示した手法を用いることにより崩壊の恐れのある層厚の空間分布が参考表 2 のように求まった状態を仮定している。



参考図3 検討斜面の模式図

| | |
|---------------------|---------------------------|
| 重力加速度 | $g=9.8 \text{ m/s}^2$ |
| 土石等の密度 | $\rho_m=1.8\text{t/m}^3$ |
| 土石等の比重 | $\sigma =2.6\text{t/m}^3$ |
| 土石等の容積土砂濃度 | $c=0.5$ |
| 内部摩擦角 | $\phi =30^\circ$ |
| 流体抵抗係数 | $fb=0.025$ |
| 急傾斜地の下端からの水平距離 | $x=3.0 \text{ m}$ |
| 当該急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度 | $\theta d=0^\circ$ |

参考表2 計算条件

| | 標高差 (m) | 水平距離 (m) | 崩壊の恐れ のある層厚 (m) | 勾配 ($^\circ$) |
|-----|------------|-------------|-----------------------|--------------------|
| 地点1 | 0 | 0 | 1 | 0 |
| 地点2 | 7 | 10 | 0.8 | 35.0 |
| 地点3 | 13 | 19 | 2.2 | 34.4 |
| 地点4 | 20 | 26 | 2.1 | 37.6 |
| 地点5 | 26 | 29 | 1.8 | 41.9 |
| 地点6 | 30 | 35.8 | 1.4 | 40.0 |

A 2.2. 算出結果

A 2.2.1 崩壊土砂量

A1.1 で示した手法に従い、斜面全体が崩壊すると仮定し、単位幅あたりの崩壊する恐れのある土砂量を算出すると $45.7(\text{m}^3/\text{m})$ となる。この値は参考表1から求まる単位幅あたりの崩壊土量 $9.6(\text{m}^3/\text{m})$ (「待受け擁壁の設計計算事例」の 22 ページ参照)より大きい。そこで、A1.1 で述べたように、崩壊土砂量は、参考表1から求まる $9.6(\text{m}^3/\text{m})$ を用いることとする。

(2) 移動の力

次に、各測点で生じた崩壊土砂の移動による力 ($F_{sm,i}$)を A1.2 の手法に従い算出する。算出結果を参考表3 に示した。参考表3 に示したように、 $F_{sm,i}$ の最大値は、測点4において生じた崩壊土砂の移動による力で 73.0 kN/m^2 をであった。そこで、 $F_{sm}=73.0 \text{ kN/m}^2$ とする。

参考表3 移動の力の算出結果

| | 想定される崩壊深 (m) | 移動の高さ (m) | 移動速度 (m/s) | 移動の力 ($F_{sm,i}$) (kN/m^2) |
|-----|-----------------|--------------|---------------|---|
| 地点1 | 1.00 | 0.50 | 0 | 0.0 |
| 地点2 | 0.66 | 0.33 | 1.64 | 4.8 |
| 地点3 | 1.82 | 0.91 | 5.82 | 61.0 |
| 地点4 | 1.66 | 0.83 | 6.37 | 73.0 |
| 地点5 | 1.34 | 0.67 | 5.76 | 59.7 |
| 地点6 | 1.07 | 0.54 | 4.81 | 41.6 |

データ集 簡易貫入試験結果

D1. 静岡市小坂赤坂地区

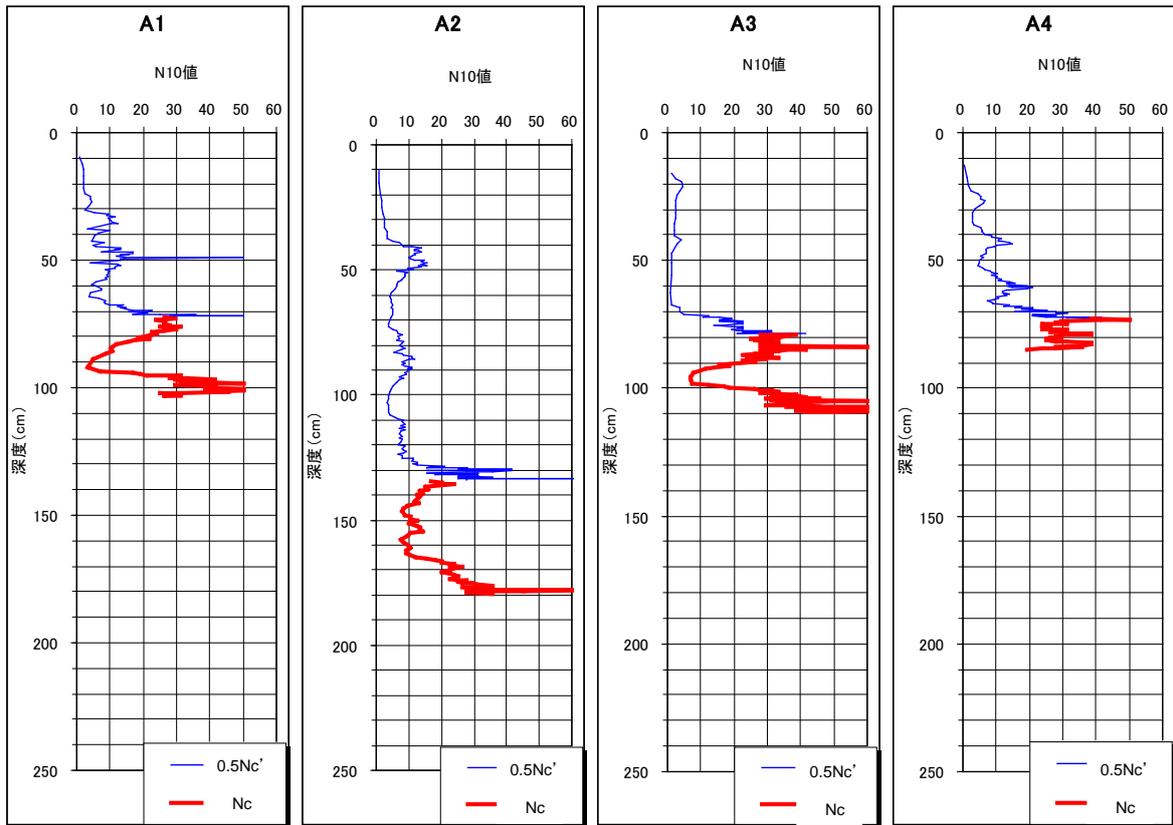


図 D1 静岡市小坂赤坂地区の崩壊地外の試験結果

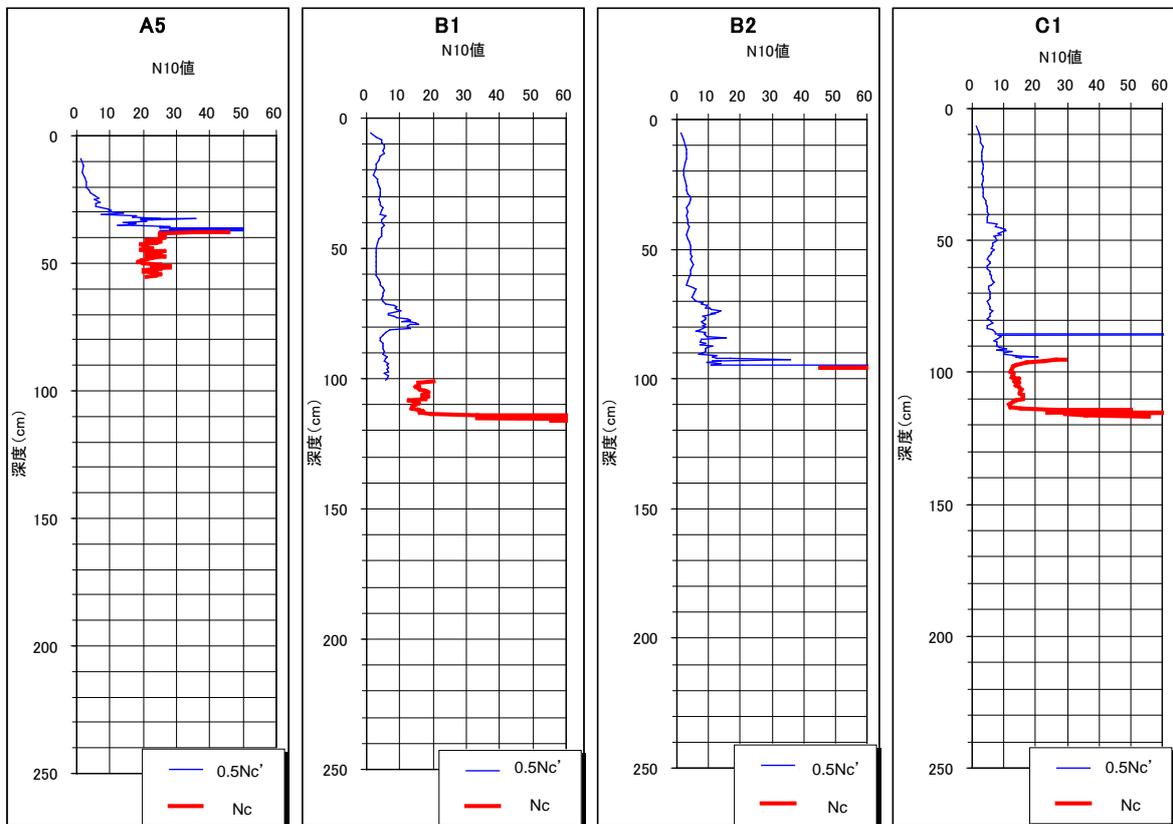


図 D1 静岡市小坂赤坂地区の崩壊地外の試験結果 (つづき)

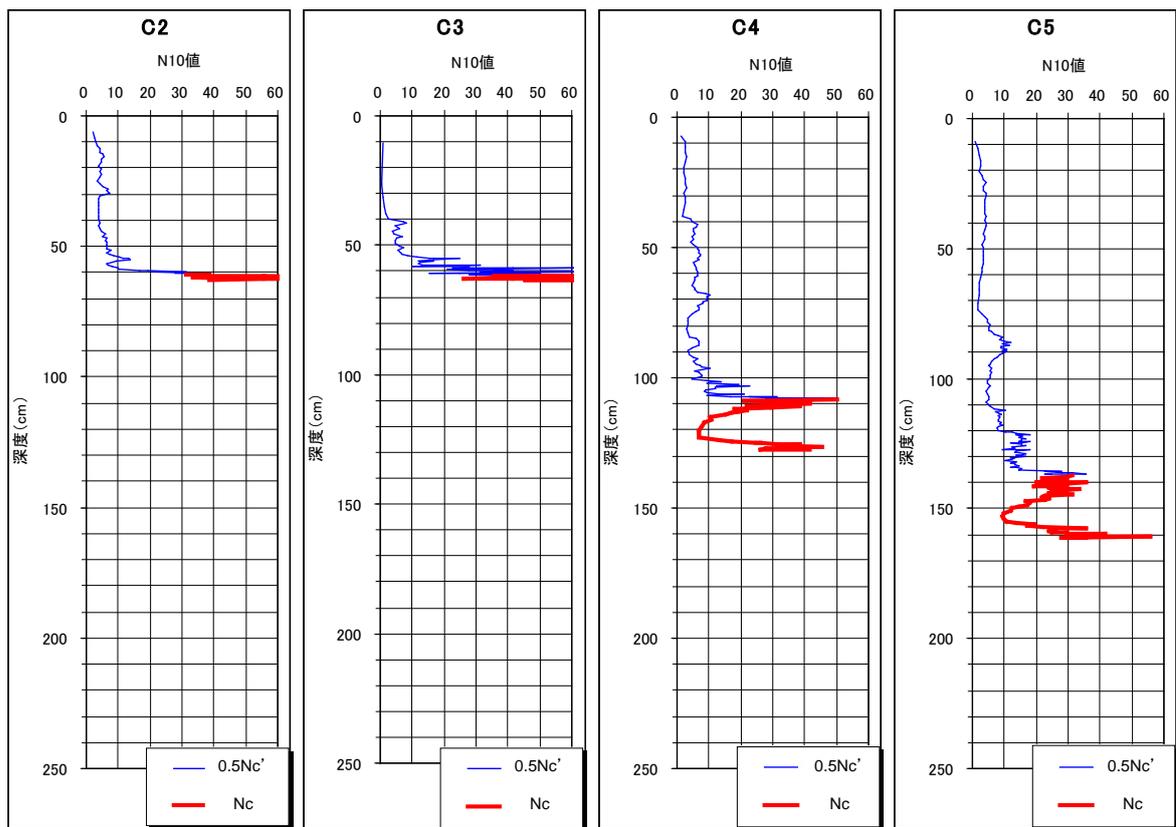


図 D1 静岡市小坂赤坂地区の崩壊地外の試験結果（つづき）

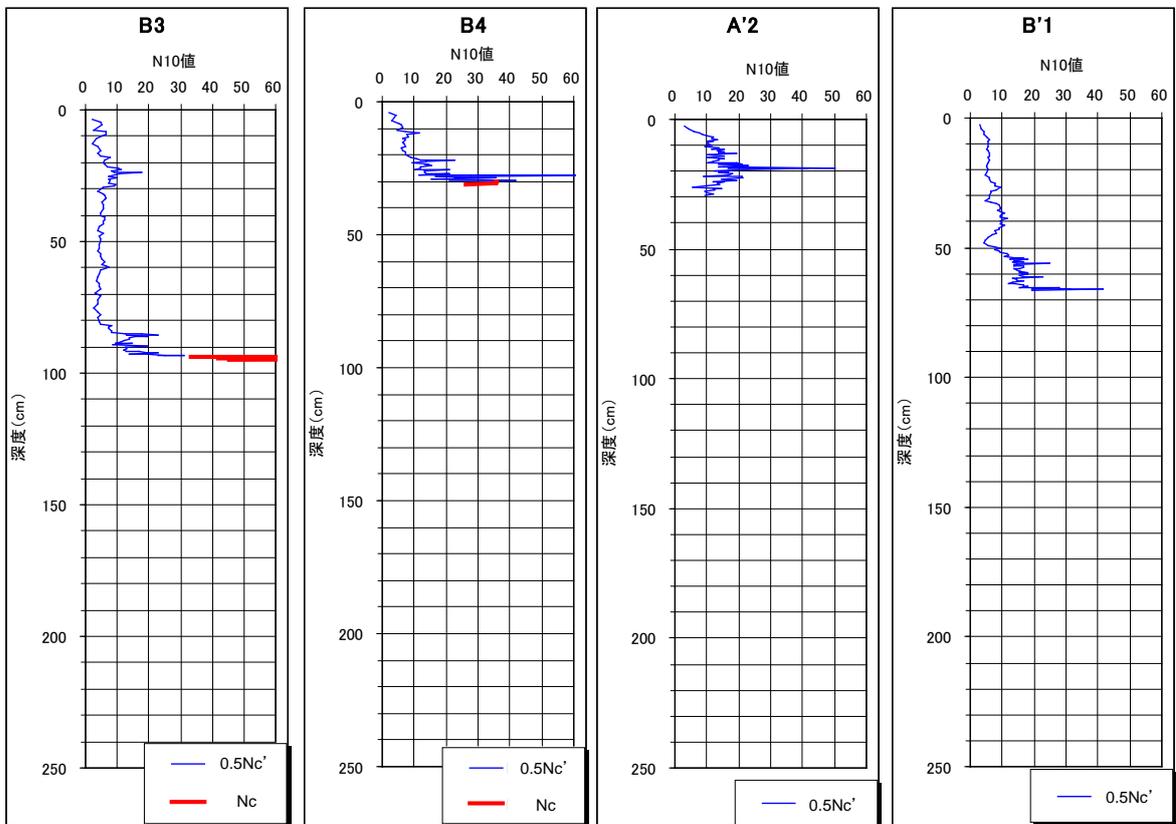


図 D2 静岡市小坂赤坂地区の崩壊地内の試験結果（崩土の堆積がない範囲）

D2. 横須賀市鴨居地区

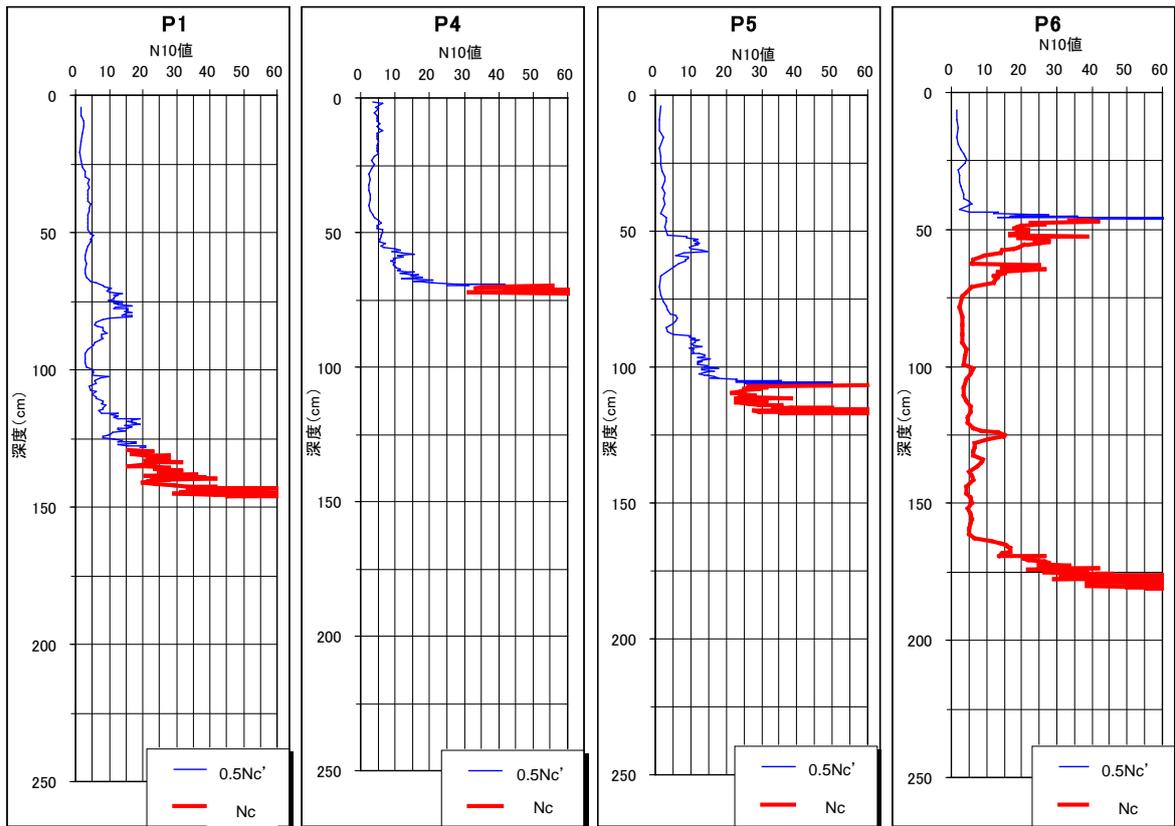


図 D3 横須賀市鴨居地区の崩壊地外の試験結果

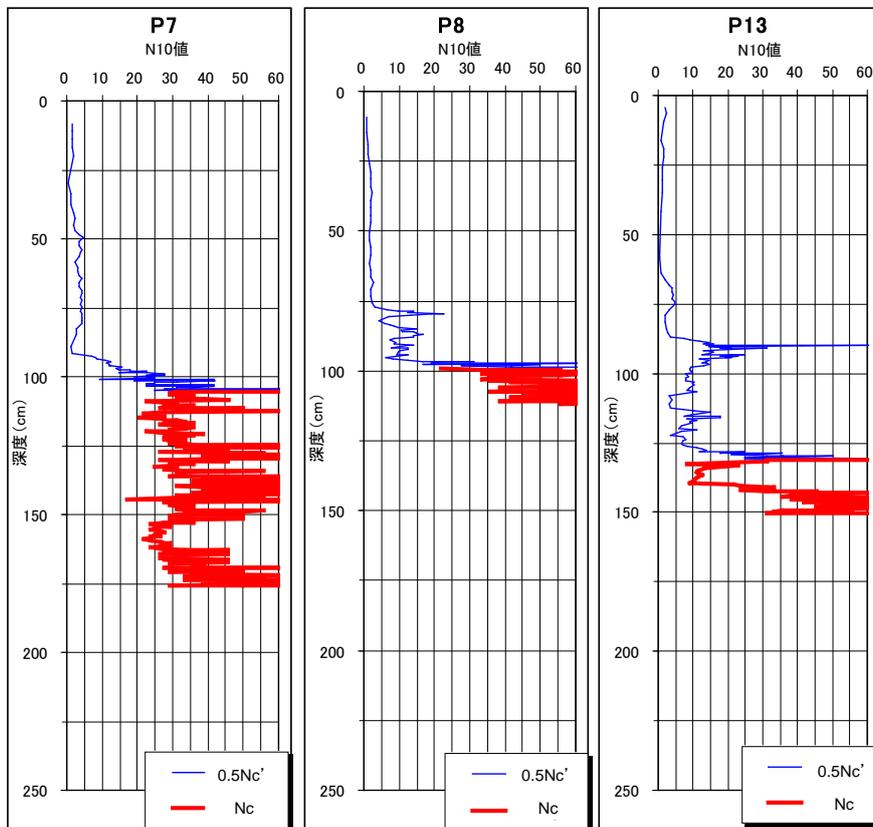


図 D3 横須賀市鴨居地区の崩壊地外の試験結果 (つづき)

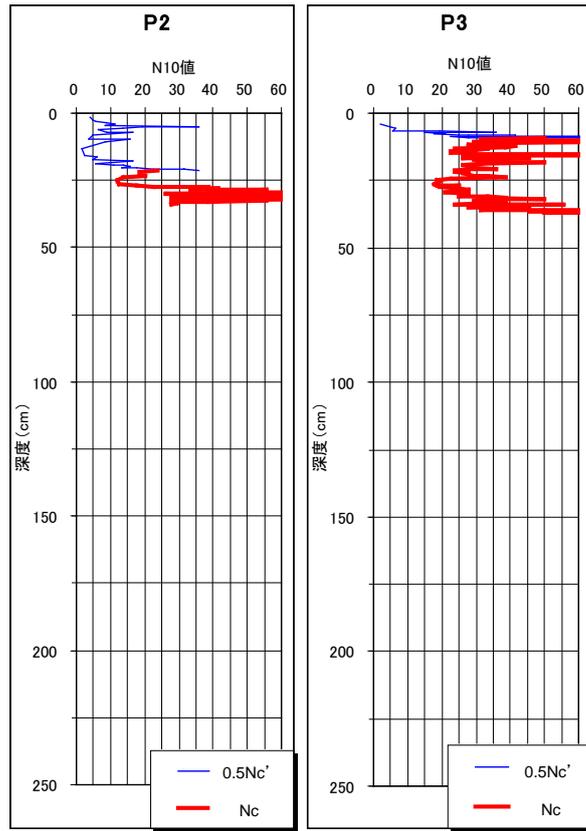


図 D4 横須賀市鴨居地区の崩壊地内の試験結果

D3 新潟県三島町逆谷地区

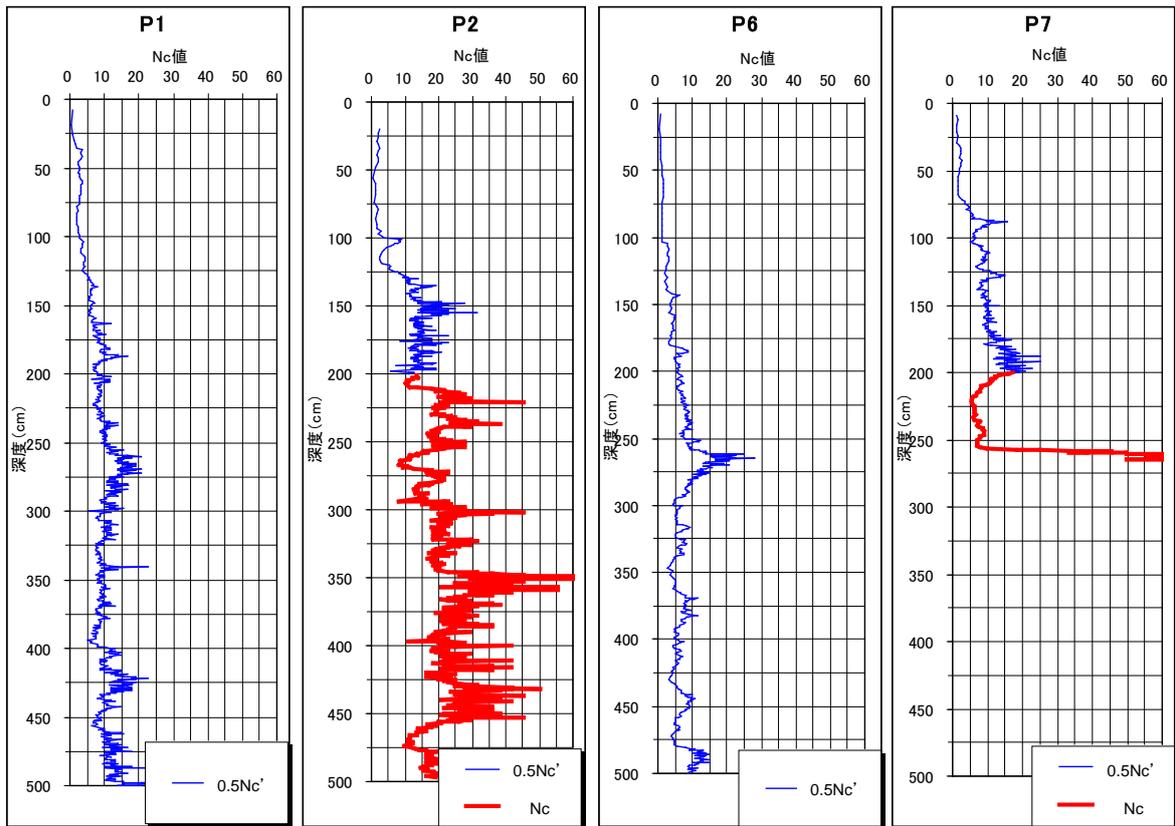


図 D5 新潟県三島町逆谷地区の崩壊地外の試験結果

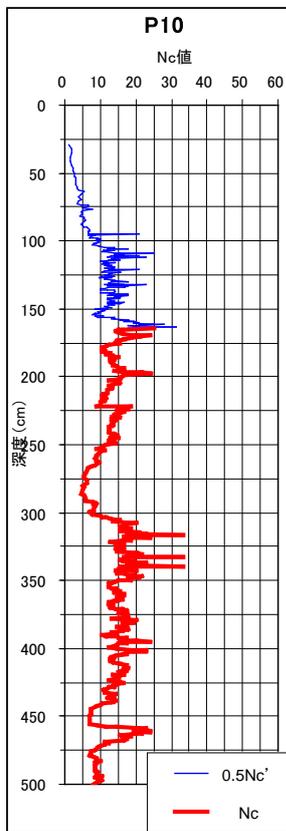


図 D5 新潟県三島町逆谷地区の崩壊地外の試験結果 (つづき)

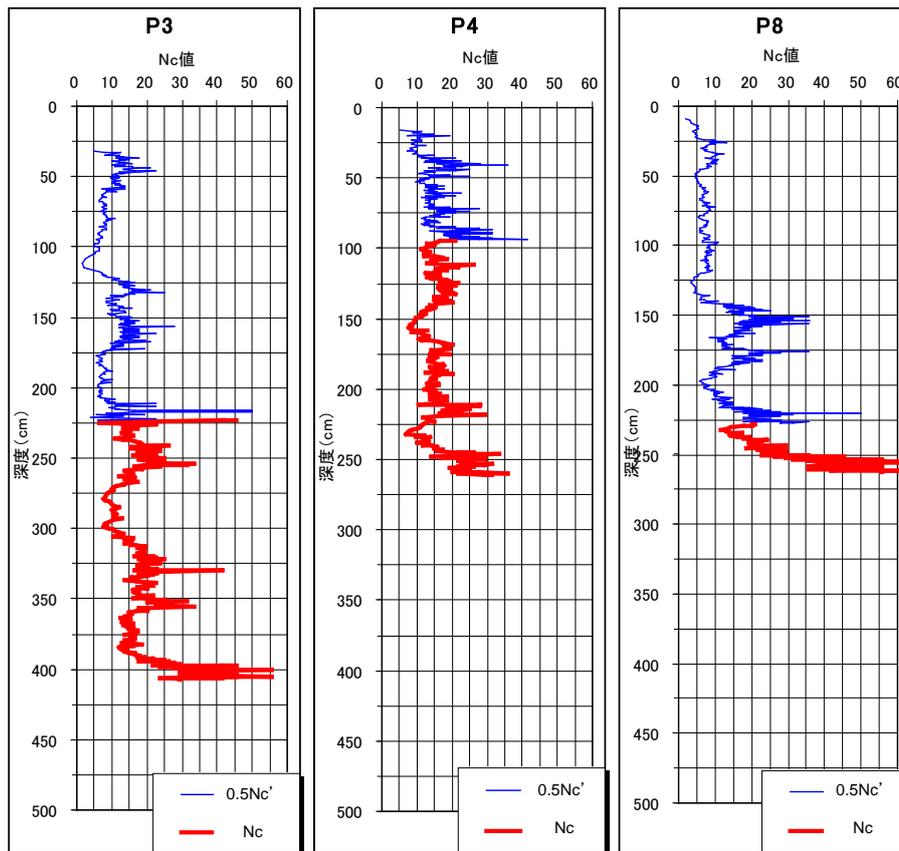


図 D6 新潟県三島町逆谷地区の崩壊地内の試験結果

D4 鎌倉市台地区

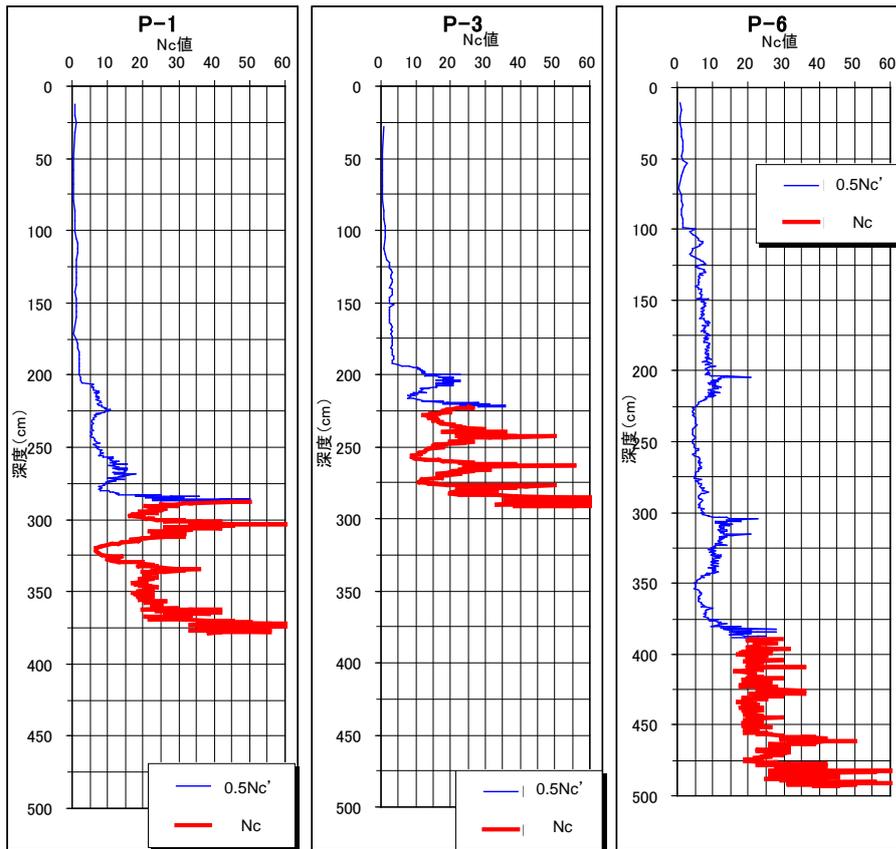


図 D7 鎌倉市台地区の崩壊地外の試験結果

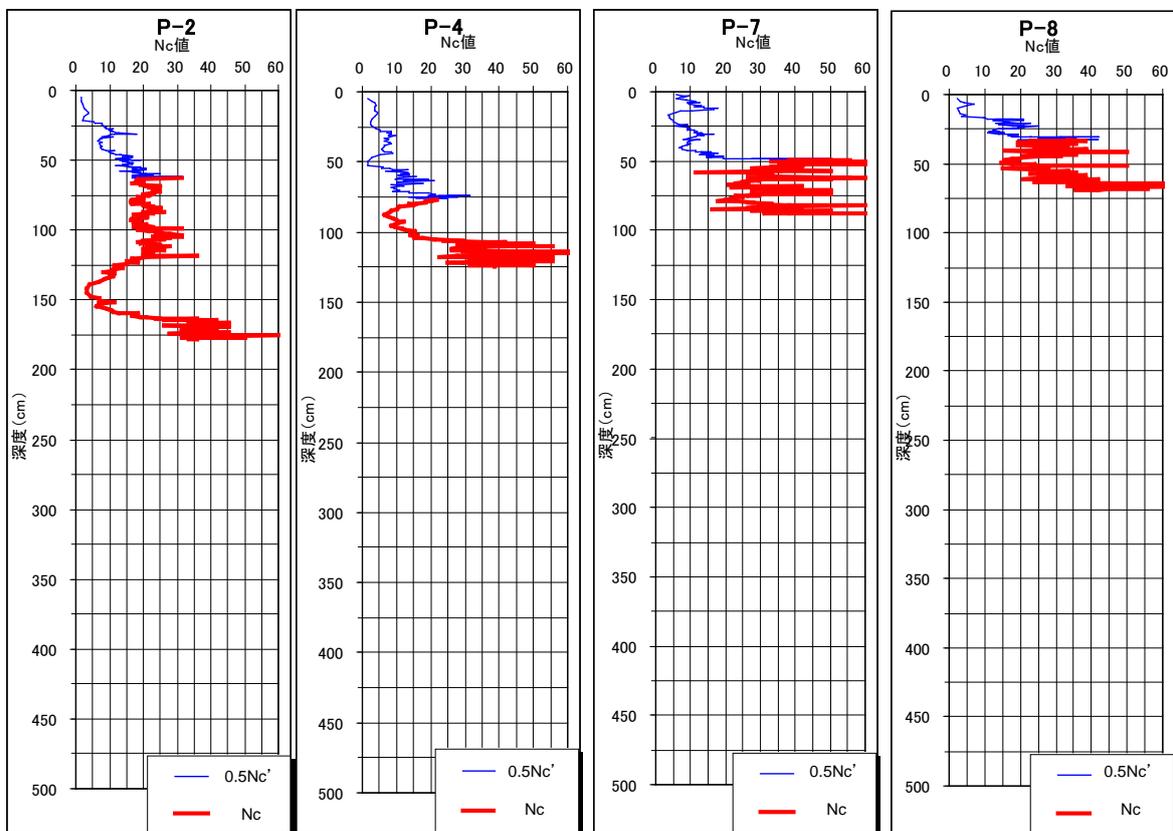


図 D8 鎌倉市台地区の崩壊地の試験結果

D5 鎌倉市極楽寺地区

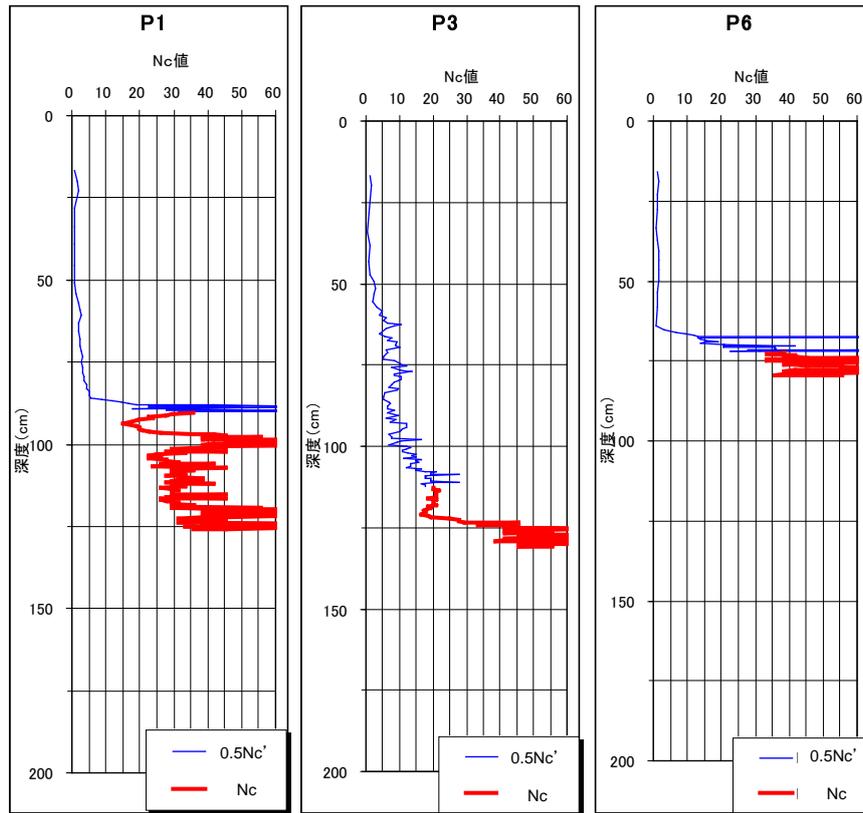


図 D9 鎌倉市極楽寺地区の崩壊地外の試験結果

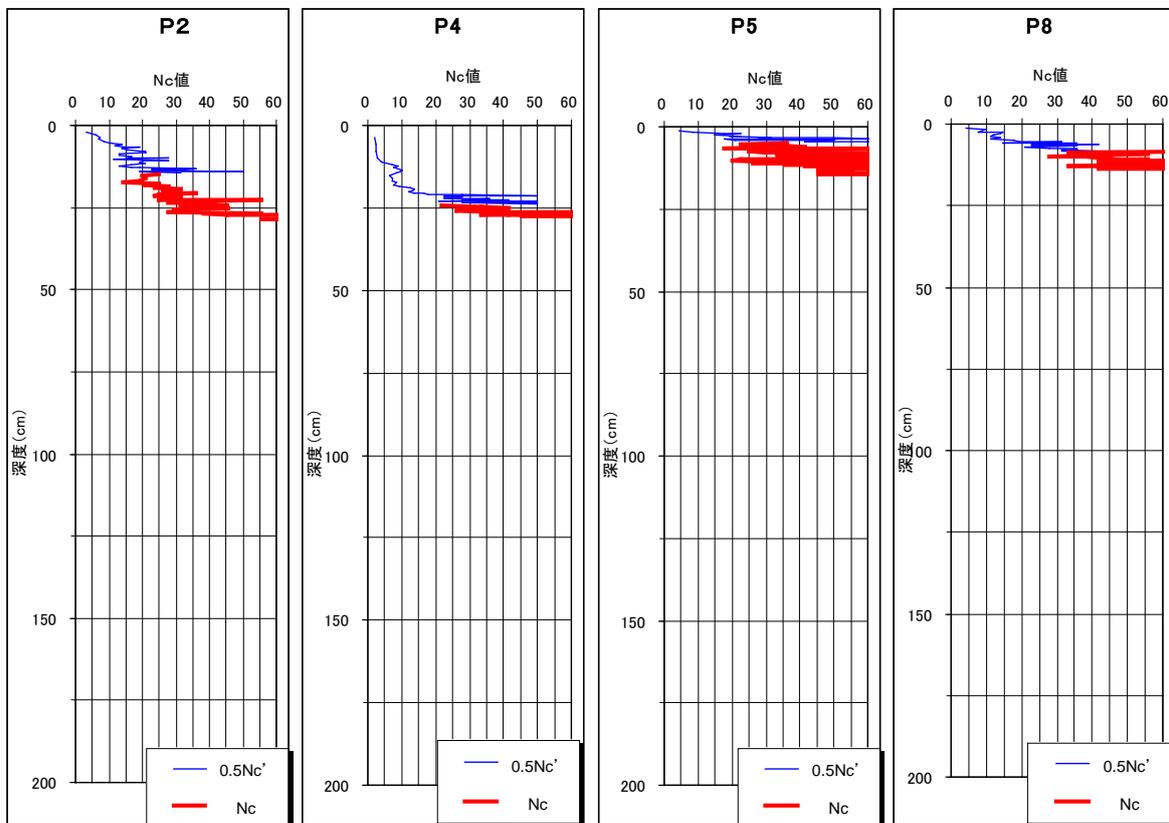


図 D10 鎌倉市極楽寺地区の崩壊地の試験結果

D6 鎌倉市手広地区

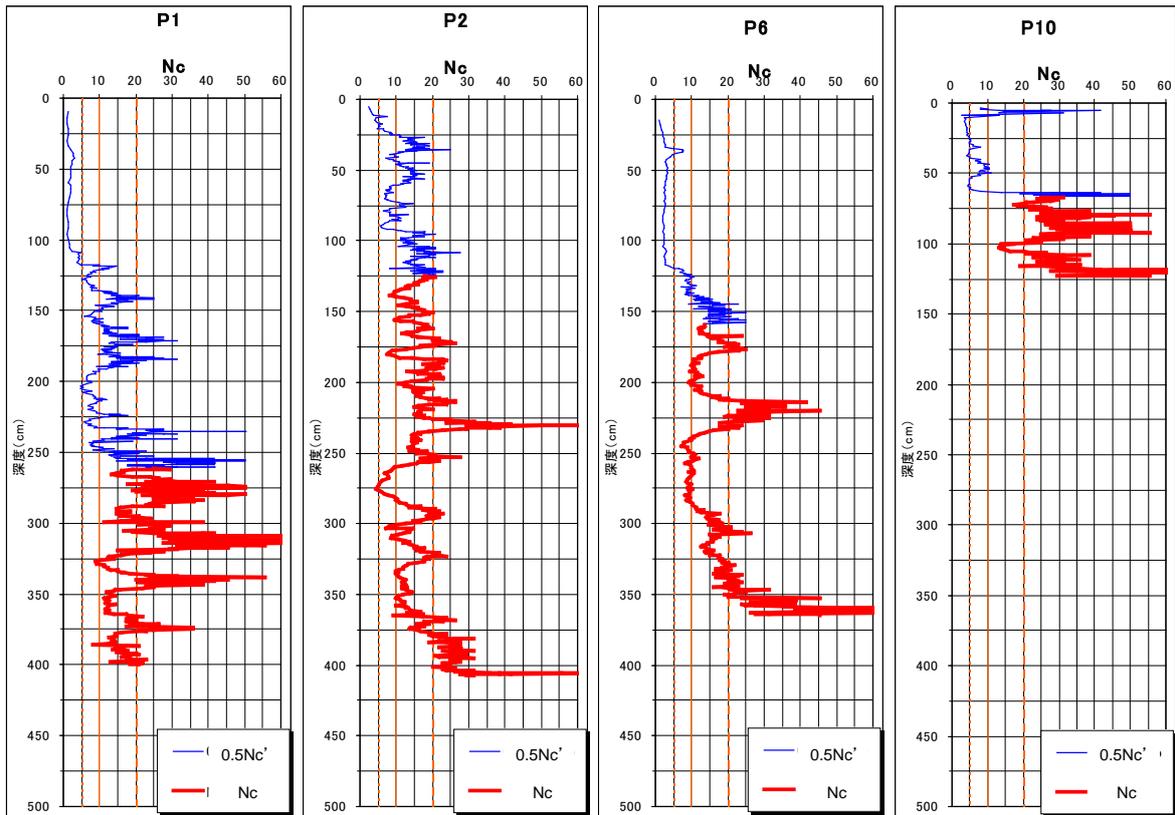


図 D11 鎌倉市極楽寺地区の崩壊地外の試験結果

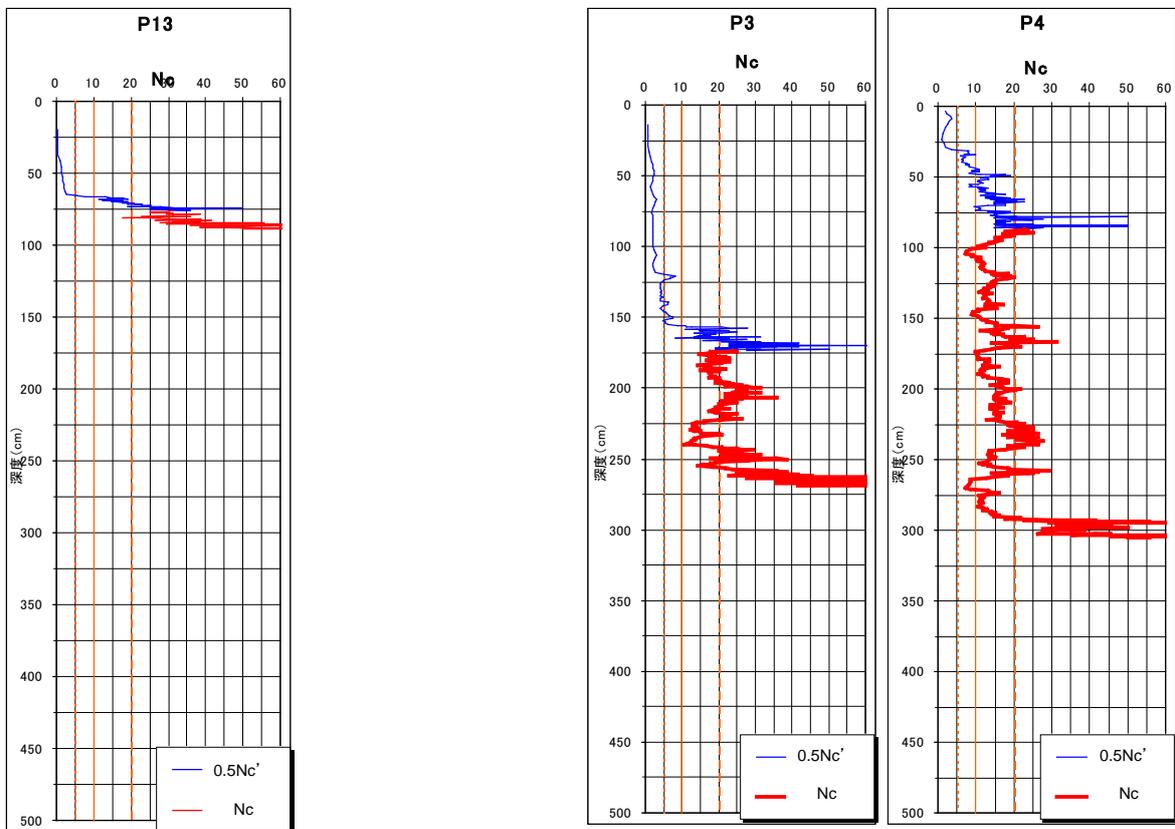


図 D11 のつづき

図 D12 鎌倉市手広地区の崩壊地の試験結果

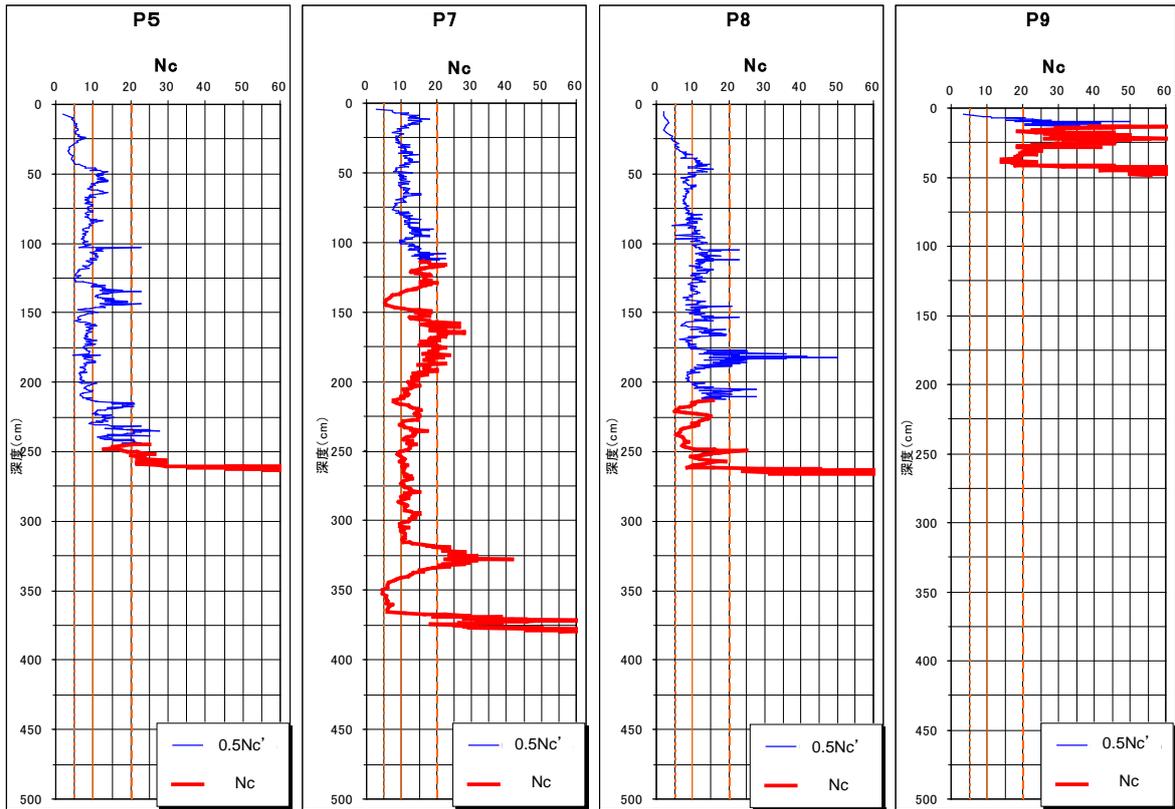


図 D12 鎌倉市手広地区の崩壊地の試験結果 (つづき)

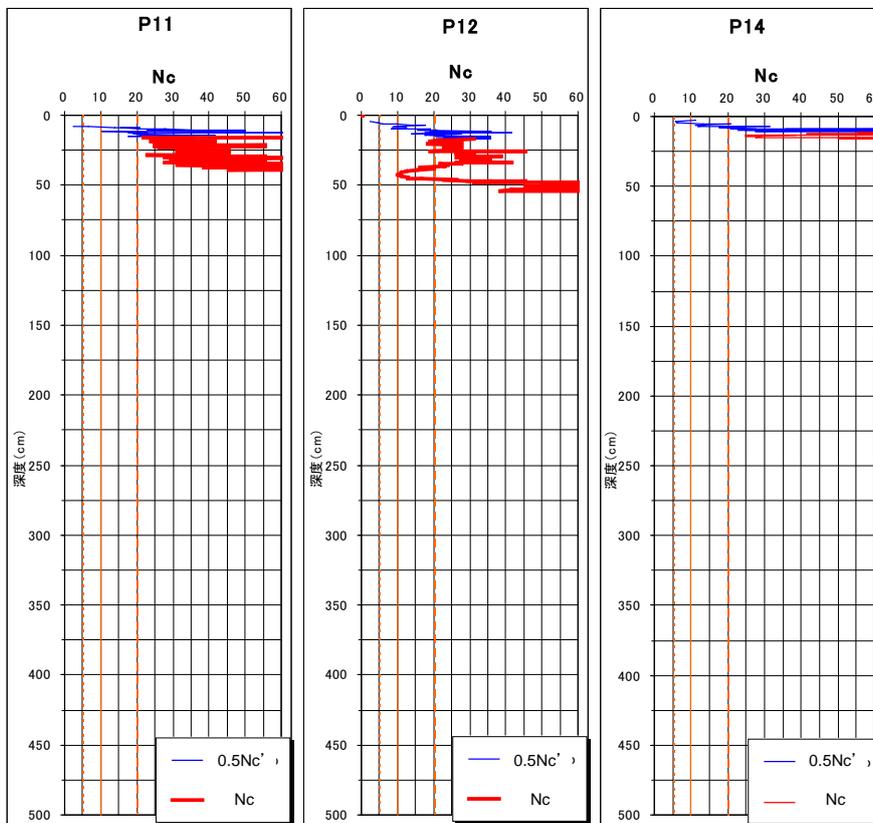


図 D12 鎌倉市手広地区の崩壊地の試験結果 (つづき)

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of N I L I M

N o . 2 6 1

June 2005

編集・発行 © 国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 つくば市旭1番地

企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675