

切土掘削工事による斜面崩壊を防止する対策工に関する遠心模型実験

～崩壊時に発生する土圧の計測および試行くさび法との比較～

(独)労働安全衛生総合研究所 正○伊藤和也 Sahaphol TIMPONG 豊澤康男
住友金属パイプエンジニア(株) 正 小坂橋拓馬(元武蔵工業大学大学院生)
武蔵工業大学大学院 正 末政直晃

1. はじめに

道路拡張工事や急傾斜地対策工事では、重力式擁壁などの対策工を設置して最終的な安定性を向上させるケースが多く見られる。しかし、これらの施工中では、法面勾配を従来より一時的に急勾配とする切土掘削作業や、床付けに伴う法尻部の掘削作業などが行われており、施工中では、崩壊危険性が高い状態が続くことになる¹⁾。そのため床掘り箇所などに、簡易的な土留めを行う場合があるが、実際に斜面が崩壊した場合には、効果がなく被災するケースが見られる。そのため、崩壊を抑制しうる土留め壁とするためには、崩壊した際に土留め壁に作用する土圧を把握する必要がある。そこで、本研究では斜面法尻部に発生する土圧について幾つかのパラメーターを変化させた遠心模型実験を行い、試行くさび法で得られる結果と崩壊形状や作用土圧について比較した。

2. 遠心模型実験方法

実際の主働すべり面は曲線になるが、試行くさび法やクーロン式では直線と仮定して土圧を計算しているため、急勾配なかつ長大斜面では土圧を過大に評価してしまう²⁾。実験は、斜面角度を45°と60°の2種類とし、それぞれ実地盤高さが5mとなるように遠心加速度25G場にて実施した。また、斜面角度を60°としたケースでは、湿潤密度の影響を確認するために締固め圧力を調整し、合計3ケースの実験を行なった(表-1)。なお、実験に使用した試料は、所定の含水比に調整した成田砂である。計測は、土留め壁に作用する土圧計測が可能で、土留め壁が移動する装置を構築した(図-1)。実験は土留め壁を一方方向に微少に移動させることで、斜面崩壊時に作用する土圧の測定を行なった。なお、土留め壁は図-1に示すように3つに分割した構造をしており、それぞれに水平・鉛直方向に計測可能なロードセルが施してある。また、斜面の変形挙動を接触型変位計にて計測した。なお、以降の結果については全て実地盤換算にて表記する。

3. 実験結果および考察

実験にて計測した土圧と試行くさび法にて得られる土圧を比較した。また、崩壊形状について崩壊時のすべり線に着目して考察した。

受圧面に掛かる各位置の土圧およびこれらを合計した土圧と受圧面の移動変位量の関係の一例(ケース1)を図-2に示す。なお、受圧面が移動する前の静止状態での土圧計測結果も同時に示した。受圧面の移動直後に土圧が減少した。これは、受圧面の移動に対して一時的に斜面が自立していることを示している。しかしながら、その後崩れた土塊が受圧面に作用し、土圧が増加した後、緩やかに減少した。ここで、合計の土圧が最大値を、本実験での移動後の土圧とした。

図-3～5に各ケースにおける崩壊状況および崩壊時のすべり線を試行くさび法で得られたすべり線とともに示す。以下にケース毎の結果を示す。

まず、ケース1の結果を図-3に示す。受圧面を移動させた直後から法尻部付近から変形し、図-3(b)のように法尻部と天端付近で明瞭なすべり線を形成した。法尻部に発現したすべり線は、法尻部から高さ1.0mまで試行くさび法で得られるすべり線とほぼ一致する結果となった。それより上部では明瞭なすべり線は現れず、周辺領域が全体として

表-1 実験ケース

ケース	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	含水比 w (%)	斜面角度 β (deg)
1	1.59	16.8	60
2	1.64	16.4	60
3	1.60	15.8	45

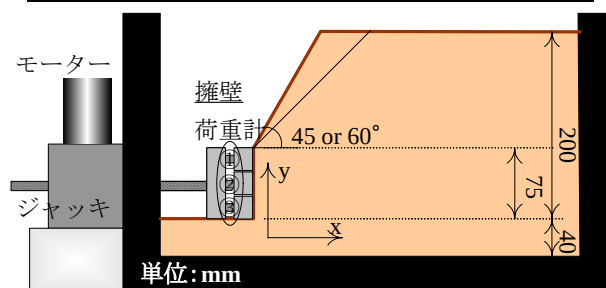


図-1 実験概略図

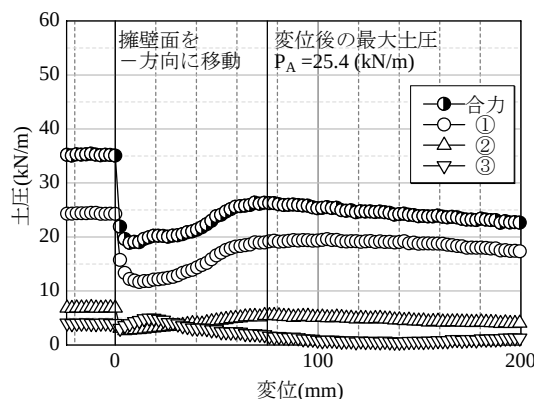


図-2 計測した土圧の一例(ケース1の場合)

Key Words: 法尻掘削, 遠心模型実験, 労働災害, 土留め

連絡先: (独)労働安全衛生総合研究所 建設安全研究グループ 〒204-0024 東京都清瀬市梅園 1-4-6 TEL&FAX 042-494-6214

変形する傾向が見られた。これは、地盤が塊となって挙動していないことを示唆している。また、受圧面の移動により斜面全体が変形し、天端付近では深さ 1m 程度の引張亀裂が発生した。Tamrakar らは土の引張強度について詳細な検討を行い、成田砂の引張強度は約 1.5kPa と小さいことを示しており³⁾、このような試料の特性により、微小変形にもかかわらず引張亀裂が発現したものと思われる。

次に、ケース 2 の結果を図-4 に示す。受圧面を移動させてから若干の時間差の後、法尻部から高さ 2.5m にかけて小さな土塊として崩壊した(図-4(a)①)。その後、上部の土塊が追従して崩壊に至った(図-4(a)②)。ケース 2 についてもケース 1 と同様に実験で得られたすべり線は、法尻部から約 1.0m まで試行くさび法で得られたすべり線とほぼ一致した。しかし、それよりも上部では大きく形状が異なる結果となった。

最後にケース 3 の結果を図-5 に示す。他の 2 ケースと同様に法尻部付近は試行くさび法で得られたすべり線と一致した。本ケースはケース 1 と同じ緩い地盤であるため、受圧面の移動により斜面全体が変形し、引張亀裂が斜面内で現れ、試行くさび法のすべり線と大きく異なる形状となった。

表-2 に試行くさび法にて得られた土圧と実験結果で得られた土圧をそれぞれ示す。実験結果で得られた土圧は、試行くさび法で得られた土圧の 60%~90% 程度であり、小さな値となった。特に緩い地盤にて実施したケース 1 およびケース 3 は試行くさび法で得られた土圧のそれぞれ約 70%、約 60% であり、試行くさび法では、土圧を過大に見積もることとなる。

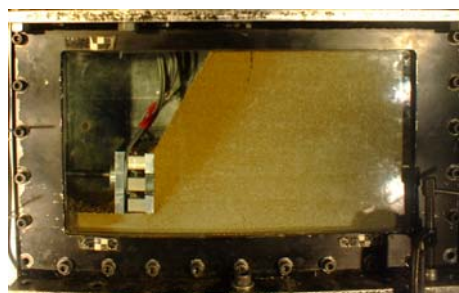
4. まとめ

本報では、斜面法尻部に発生する土圧について幾つかのパラメーターを変化させた遠心模型実験を行い、試行くさび法で得られる結果と崩壊形状や作用土圧について比較した。その結果、遠心模型実験から得られた土圧は、本実験に使用した試料・条件に限定すれば試行くさび法から得られる土圧の 60%~90% であった。

今後、土砂崩壊防止のための対策工について検討を行う予定である。

【参考文献】

- 1) 豊澤康男, 伊藤和也, 堀井宣幸: 土砂崩壊災害防止の観点から見た斜面掘削工事における施工上の問題点, 平成 18 年度地盤工学研究発表会, Vol.41, pp.1-2, 2006.
- 2) たとえば, 右城猛: 基本からわかる土質のトラブル回避術-土圧の基礎知識から設計図書の見査法まで-, 日経 BP 社, 233 p, 2004
- 3) S. B. Tamrakar, T. Mitachi, Y. Toyosawa: Measurement of Soil Tensile Strength and Factors Affecting Its Measurements, SOILS AND FOUNDATIONS, vol.47, No.5, pp.911-918, 2007.



(a) 崩壊状況

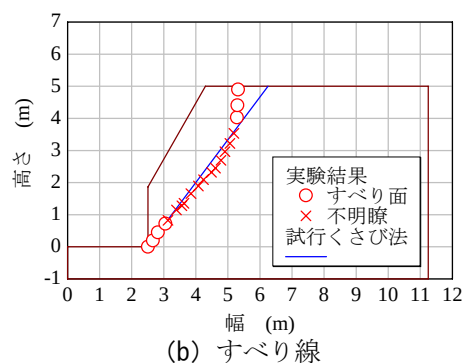
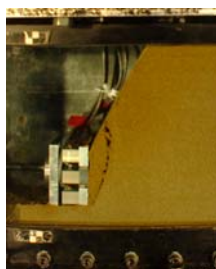
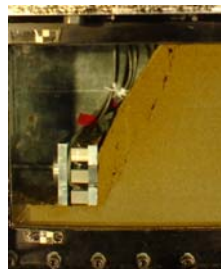


図-3 ケース 1 の実験結果

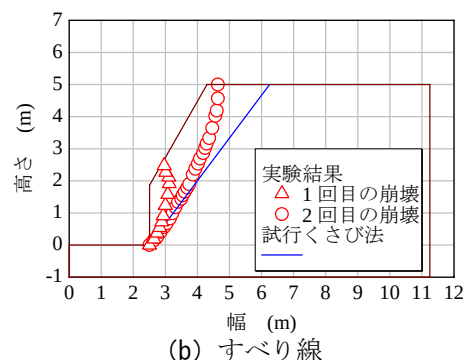


①小規模な崩壊



②最終的な崩壊

(a) 崩壊状況

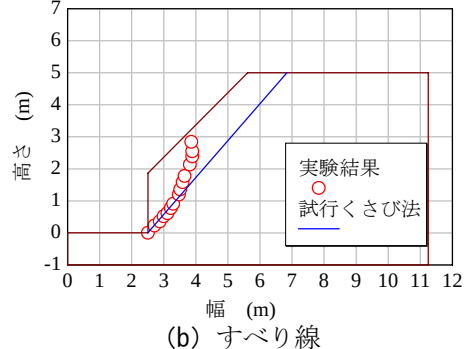


(b) すべり線

図-4 ケース 2 の実験結果



(a) 崩壊状況



(b) すべり線

図-5 ケース 3 の実験結果

表-2 土圧の比較(実験結果と試行くさび法)

ケース	変位後の土圧 P_A (kN/m)	試行くさび法 による土圧 P_A (kN/m)
1	25.4	35.4
2	31.7	35.5
3	15.7	25.8