

3. 建設機械荷重作用下における掘削溝法面の安定性に関する研究 *

豊澤康男 **, 伊藤和也 **, 楊 俊傑 ***

3. Stability of Trench Excavation Under Construction Machinery Load.

by Yasuo TOYOSAWA**, Kazuya ITOH** and Junjie YANG***

Abstract; There are many labor accidents in which the workers are killed and buried under collapsed ground when the construction machinery such as a drag shovel falls or topples over the edge of the trench during excavation. Based on the labor accident reports, during the period of 1994 to 2002, there were approximately 30 workers killed every year in Japan due to this type of failure. To prevent the loss of life and injury caused by the ground collapse, it is necessary to gain more understanding about the effect of construction machinery load, geometry of ground excavation (e.g. slope angle and excavation depth) and characteristic of ground strength on the stability of trench excavation.

This study examined the stability of the edge of excavation under the load of construction machinery by the following procedure: 1) The load of construction machinery was modeled; 2) Failure behavior and depth of excavation were studied by conducting centrifuge model tests using an in-flight excavator, with the magnitude of the machinery load, position of the load, etc. as parameters; and 3) The test results were evaluated by upper bound solution.

1) Modeling of Construction Machinery Load:

Based on the investigation of 287 different types of the drag shovels used in the trench excavation, the construction machinery load was modeled by a rigid block (U-shape) with $b = 0.6$ m (in prototype scale) and $B/b = 5$.

2) Geotechnical centrifuge modeling:

The stability and failure mechanism of ground excavations have been investigated using the centrifuge modeling by many researchers (Kusakabe 1982, Taylor 1984 and Toyosawa et al. 1994). However, the stability and failure mechanism of trench excavation under the construction machinery load have not been fully investigated. Therefore, in this paper, a series of centrifuge modeling tests was conducted on various types of ground models under different magnitudes and locations of the machinery load in order to examine the stability and the failure mechanism of trench excavation under the construction machinery load.

3) Evaluation by upper bound solution:

For the sandy ground (low cohesion, high friction angle) and the Kanto loam ground (high cohesion, low friction angle), it is possible to express the failure mechanism with the composite slip surface using straight and logarithm lines. The safety factor and failure pattern calculated from the upper bound solution agree well with the centrifuge test results.

Keywords; Labor accident, Construction machinery load, Excavation, Trench stability, Centrifuge model test, Upper-bound solution

* 土木学会論文集 (No.596 / III -43, pp.163-174) で誌上発表

** 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

*** 博 (工) 中国海洋大学 環境科学与工程学院教授 (〒 266003 中国山東省青島市魚山路5号)

1. まえがき

建設機械を用いた掘削作業中に、Photo 1に示すように法肩が崩壊したために建設機械が転倒し、運転者や周囲の作業員が挟まれたり、下敷きになって被災する災害が多発している。ドラグ・ショベルや移動式クレーン等のいわゆる重機と呼ばれる建設機械が法肩部の崩壊により、転倒したり、滑り落ちたりすることによって起こった死亡災害¹⁾を調べたところ、その発生件数はFig. 1に示すように毎年30件前後で発生していることが明らかになった。これらを崩壊原因により大別すると、①建設機械の重量が負荷された状態において、掘削過程で掘削法面が崩壊する場合（地盤自重と建設機械の載荷荷重が主因となった崩壊）と、②掘削過程にかかわらず建設機械等が路肩に近づき過ぎたために法面が崩壊する場合（載荷荷重が主因となった崩壊）とがあることがわかった。すなわち、前者は「掘削地盤の安定問題」により近い問題であり、後者は「斜面上の支持力問題」により近い問題と捉えることができる。

一般的には「掘削地盤の安定問題」、「近接施工」²⁾と「斜面上の支持力問題」^{3)~11)}は別個の問題として議論されてきた。しかしながら、建設機械荷重作用下における掘削地盤の安定解析の面から見ると、両者は明確に区別されるものではないものと考えられる。すなわち載荷荷重が主因となる場合もあれば地盤自重の影響が大きい場合もあり、その間には両者の影響が相まって崩壊が発生する領域が存在すると考えられる。

このような労働災害の防止のためには、建設機械の載荷荷重の大きさと作用位置、地盤形状（斜面角度、掘削深さなど）、地盤強度特性などの相対的な条件によって掘削法面の安定性がどのように変化するかを把握することが必要と考えられる。

遠心模型実験は、地盤の支持力、斜面の安定性および擁壁に作用する土圧といった土の自重の影響が無視でき



Photo 1 Ground collapse during trench excavation. 掘削中の建設機械の転倒事故の例

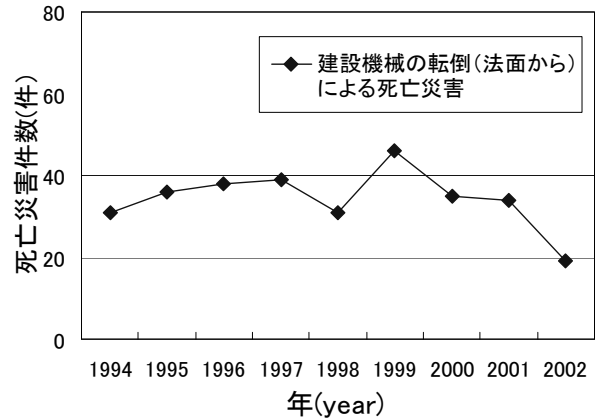


Fig. 1 Number of fatalities caused by construction machine falls or topples over the edge of the slope. 建設機械の法面からの転倒等による死亡災害件数

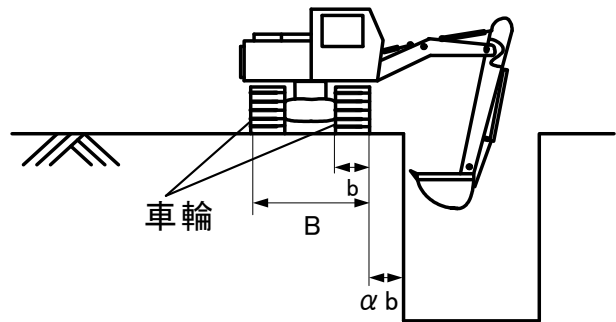


Fig. 2 Diagrammatic sketch of a drag shovel. 建設機械による掘削の模式図

ない地盤工学問題の解明に活用されている。掘削施工過程において掘削溝は深さや形状が変化することから、対象となる掘削溝の幾何条件とともに荷重条件の変化を考慮しなければ、建設機械荷重作用下における掘削地盤の安定性を正確に検討することができない。さらに、二つの車輪に荷重が作用している建設機械が傾斜すると、一方に荷重が集中し危険な状態に陥ると考えられ、地盤の変形と建設機械の傾きの相互作用についても考慮する必要がある。このような、建設機械の載荷荷重の大きさと作用位置、地盤形状、地盤強度特性などの相対的な条件などが影響しあっている崩壊メカニズムを検証するには、遠心模型実験が有効な手段となると考えられる。遠心場において「掘削地盤の安定問題」は従来から研究されているが^{12)~15)}、法肩に荷重が作用している場合を対象とする研究例は少なく、さらに遠心場において掘削を忠実に再現する研究例は少ない現状である。

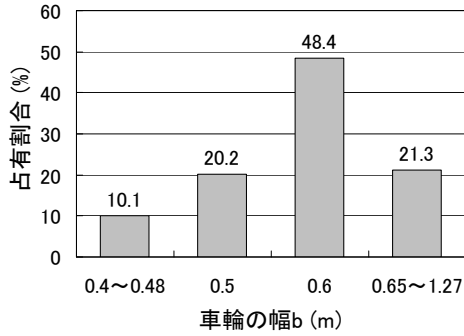


Fig. 3 Proportion of drag shovel by the width of wheel.
車輪の幅 b の分布図

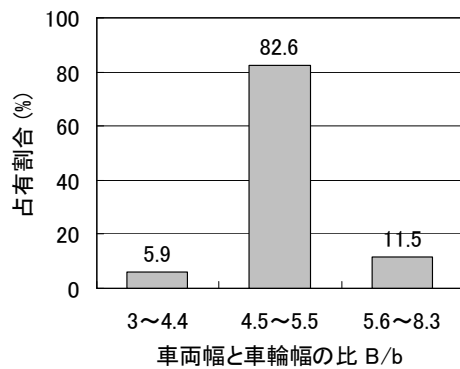


Fig. 4 Proportion of drag shovel by the B/b ratio.
車両幅と車輪幅の相関図

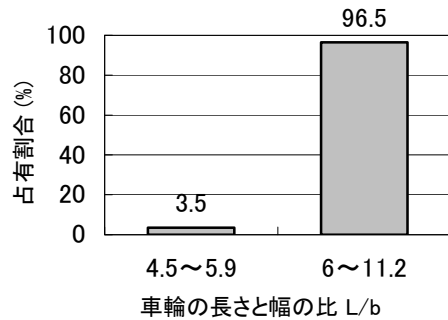


Fig. 5 Proportion of drag shovel by the L/b ratio.
車輪の長さ L と幅 b の相関図

以上のことより本研究では、遠心模型実験によって建設機械荷重作用下において掘削が起因となる崩壊現象を対象として検討するものである。

そのため、まず、Fig. 2に示すようなドラグ・ショベル等の建設機械を用いた場合の掘削地盤(直立の溝法面)の崩壊問題を対象とし、建設機械荷重を定荷重としてのモデル化を行う。次にモデル定荷重の大きさと法肩からの距離が、強度特性の異なる地盤における掘削深さおよ

び掘削溝法面の崩壊メカニズムに与える影響を、遠心場で掘削を行う実験により調べることとする。さらに上界値を与える速度場法を用いて実験結果の解析を試みた。

2. 建設機械荷重のモデル化

建設機械の荷重が掘削溝の安定性に与える影響を調べるための掘削実験を行うにあたり、まず建設機械の荷重特性を調べ、その荷重をモデル化しなければならない。そこでショベル系掘削機を対象とし、各メーカーの計287の機種について掘削機の重量、車輪の寸法と接地圧等を調査した¹⁶⁾。なお、車両幅(車両又はクローラの全幅) B 、車輪幅(クローラのシュー幅) b はFig. 2中に示すとおりであり、車輪の長さ L はクローラの全長を表す。Fig. 3に車輪幅の調査結果を示す。車輪幅は0.4~1.27mの間に分布し、約半数弱の機種の車輪幅は0.6mであることが分かった。Fig. 4は車両幅 B と車輪幅 b との比 B/b を示したものである。82.6%の機種の車両幅 B は車輪幅 b の5倍程度となっている。したがって、モデル化にあたり、車輪幅を b とすれば車両幅 B は $5b$ と仮定できる。また、Fig. 5に示すように96.5%の機種の車輪の長さは車輪幅 b の6倍以上となっており、荷重を帯状とすることができる。以上のことから、Fig. 6に示すように一つの車輪幅を b とし、車輪荷重を車輪間距離 $3b$ の二つの帯状定荷重でモデル化した。なお、掘削機の接地圧は9.8kPa~118kPaの間に分布している。

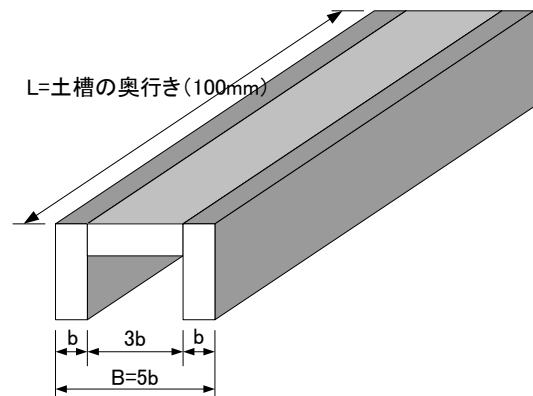


Fig. 6 The construction machinery load model.
モデル化した車輪荷重

3. 実験概要

実験には遠心力载荷装置 (NIIS Centrifuge - I) を用いた。本装置の詳細は既報¹²⁾ を参照されたい。実験は、まず重力場で土槽内に水平模型地盤を作製する。次にFig. 7 に示すように重力場において遠心場で掘削する土を排すための斜面を作り、掘削土を排するゲートを外した後、土槽をプラットホームに設置する。それを跨ぐように掘削刃を取り付けた掘削装置をプラットホームに設置し、地表面の所定の位置にモデル化した定荷重を載せる。その後、遠心装置を回転させ、所定の遠心加速度 (30G) の遠心場において地盤が崩壊するまで約5mmの層毎に順次掘削する実験を行う。

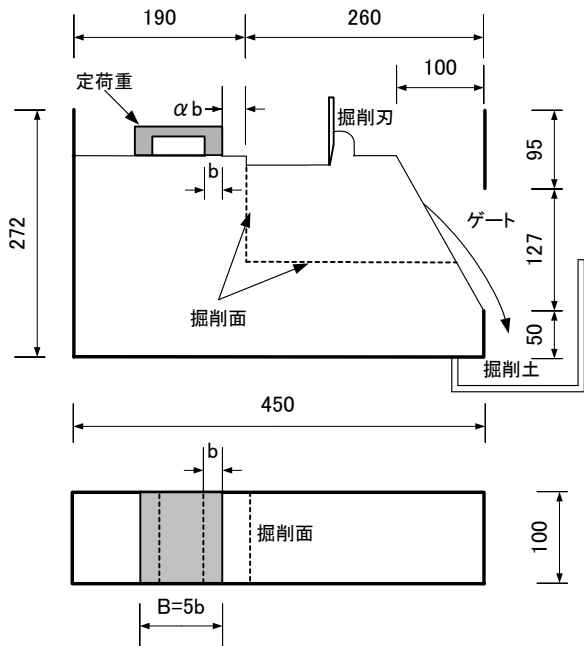


Fig. 7 Typical experimental model setup.
遠心場における掘削実験の模式図

3.1 模型地盤の作製方法

模型地盤はA：砂地盤，B：色砂敷設砂地盤およびC：関東ローム地盤の三種類である。

A砂地盤はまず気乾状態の豊浦砂を用いて空中落下法により相対密度が78%となるように作製した。次に、水浸して砂地盤を飽和させてから遠心場において含水比が一定となるまで脱水した。Fig. 8に示すように、遠心加速度が30Gに達してから15分以上脱水すれば、含水比は初期の21.6%から3.2%に減少し、飽和度は100%から15.2%に低下して一定になった。このときの地盤の湿潤密度は1.620g/cm³であった。なお、含水比は地表面下1cmから5cm毎に計測したが、深さ方向にはほぼ均一な値であった。

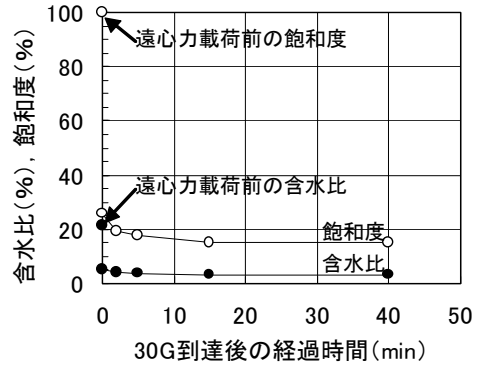


Fig. 8 Draining test results of saturated sand.
水浸した砂地盤の遠心脱水試験結果

B色砂敷設砂地盤はA砂地盤と同様に気乾状態の豊浦砂を用いて作成した。ただし、色砂以外は空中落下法により相対密度が78%となるように作成し、すべり面を観察するための色砂 (墨で着色) を深さ方向に10mm間隔で5mmの厚さで水平に敷設した。この色砂敷設は、所定の深さで一旦空中落下を停止し、砂表面を平らにした後、色砂を撒きその表面をならしてから、空中落下を再開するという一連の作業を繰り返すことで行った。その後、地盤を水浸し、遠心加速度が30Gの遠心場において15分脱水した。B色砂敷設砂地盤の単位体積重量は15.73kN/m³ (1.605gf/cm³) であった。

C関東ローム地盤は2mmふるいで裏ごしした関東ローム試料を用い、ベロフラムシリンダーにより49.1kPa (0.5kgf/cm²) の圧縮応力で締め固めて深さ方向に対して一様な強度を有する地盤となるように作製した^{17), 18)}。一層目は2500gの試料を30分間圧縮し約70mmとし、二層目以降は300gの試料を3分36秒圧縮して一層当たり約7.5mmとし、層毎に気乾のカオリン粉を薄く撒いた。関東ロームの物理的性質と作製した模型地盤の性質をTable 1に示す。

3.2 模型地盤の強度特性

作製した模型地盤の強度特性を調べるために、Fig. 7の容器において小型コーン貫入試験と支持力実験を行った。なお、両者の実験とも地盤と壁面間の摩擦はグリースとメンブレンで除去した。小型コーンの直径は5mm、断面積は0.196cm²であり先端角は60度である。コーン貫入試験結果をFig. 9に示す。A砂地盤 (豊浦砂) とB色砂敷設砂地盤を比較すると、層毎に色砂を敷設することにより強度が低くなっていることが分かる。また、どちらの地盤も貫入深さとともに強度は単調に増加し、遠心加速度Gとともに増加している。なお、B色砂敷設砂地盤が深さ方向に不均一な地盤となったのは、色砂にはA地盤と同一な砂を用いているものの砂表面に墨が付着しコーティングされた状態となっていること、撒いてなら

Table 1 Property of the Kanto-room.
 実験に用いた関東ロームの物理的性質と
 重力場で作製した模型地盤の性質

土粒子の密度 ρ_s	(g/cm ³)	2.660
自然含水比 w_n	(%)	118.6
液性限界 w_L	(%)	145.1
塑性限界 w_p	(%)	76.1
塑性指数 I_p		69.0
最適含水比 w_{opt}	(%)	88.8
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	(g/cm ³)	0.681
模型地盤の含水比 w	(%)	106.7
模型地盤の湿潤密度 ρ_t	(g/cm ³)	0.928
模型地盤の乾燥密度 ρ_d	(g/cm ³)	0.449
模型地盤の間隙比 e_r		4.924
模型地盤の飽和度 S	(%)	57.6
模型地盤の締固め度 D_c	(%)	66.0

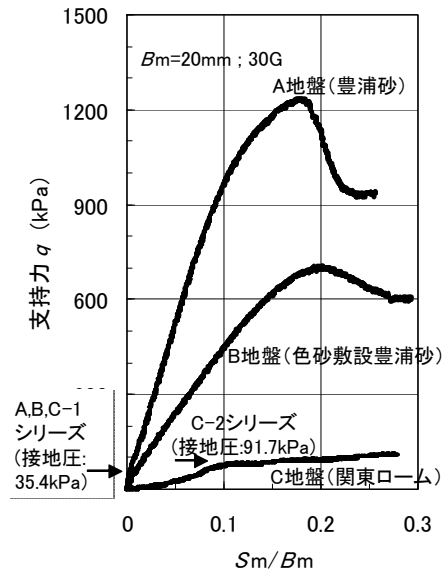


Fig.10 The bearing capacity test results.
 模型地盤の支持力実験結果

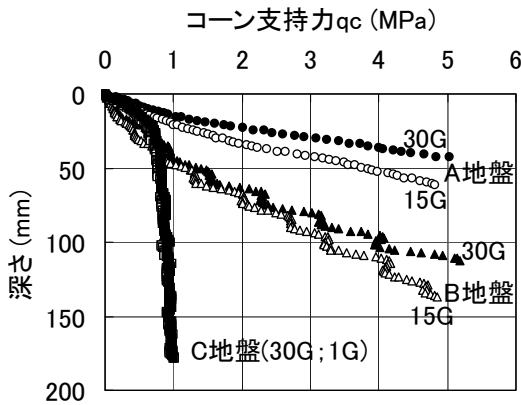


Fig. 9 The cone penetration test results.
 小型コーン貫入試験による模型地盤の強度分布

していることなどが影響していると考えられる。一方、C関東ローム地盤の場合は約20mm以深より強度の増加が見られない。これは深さ方向に対してほぼ一様な強度を有する地盤であることを示すものである。また、遠心場 (30G) と重力場における強度が同じとなるが、これは49.1kPaの圧縮応力で作成した模型地盤が30Gの遠心場においても過圧密状態にあることを示している。

Fig. 10は30Gの遠心加速度場における模型地盤の支持力実験結果である。横軸は沈下量Smを基礎幅Bm (20mm) で正規化した値である。極限支持力はA砂地盤とB色砂敷設砂地盤の場合は支持力のピーク値とし、それぞれ1230kPaと700kPaである。C関東ローム地盤の場合は、支持力の増加が緩やかになり始めたところを極限支持力とすると約91kPaとなった。

3.3 実験ケース

実験ケースはTable 2に示すように各地盤について定荷重の法肩からの距離 (a · b) を変化させた。なお、b は車輪幅、a は定荷重の法肩からの距離を車輪幅で表すための係数である。

砂地盤 (A地盤とB地盤) の場合は、Table 2とFig. 10に示すように定荷重の接地圧がそれらの地盤の極限支持力のそれぞれ3%、5%とかなり小さい。

関東ローム地盤 (C地盤) の場合は、C-1シリーズの接地圧 (35.4kPa) は極限支持力 (91kPa) より小さく、C-2シリーズの接地圧 (91.7kPa) はそれとほぼ同じである。なお、各地盤について定荷重がない場合の実験も行った。

4. 砂地盤の崩壊形態および掘削深さ

B地盤について実験終了後、地盤の横断面 (法面に対して直角な面) を切り出し、地盤の崩壊状態を観察・撮影した。Photo 2 (a) は定荷重がない場合のすべり面であり、Photo 2 (b) と (c) は定荷重がある場合のすべり面の一例である。Photo 2 (a), (b) と (c) を比較すれば、地盤の極限支持力 (700kPa) に比べて定荷重の接地圧 (35.4kPa) が非常に小さいものの、すべり面の深さ (以下、「掘削深さ」という) は定荷重の大きさや定荷重の法肩からの距離に影響されることがわかる。また、Photo 2 (b) と (c) を見る限りでは、二つの定荷重間の距離を定荷重の幅bの3倍に設定した本実験の場合、掘削溝から遠い側の定荷重が掘削溝の破壊に与える影響はない

Table 2 Series of the excavation tests (30G).
掘削実験ケース一覧表 (遠心加速度30G)

地盤	実験 シリーズ	定荷重						
		質量(g)	b(mm)	接地圧(kPa)	定荷重の法肩からの距離 a b(mm) / α			
A地盤(豊浦砂)	A	481.71	20	35.4	10/0.5	15/0.75	25/1.25	35/1.75
B地盤(色砂敷設豊浦砂)	B	481.71	20	35.4	10/0.5	15/0.75	25/1.25	35/1.75
C地盤(関東ローム)	C-1	481.71	20	35.4			25/1.25	
	C-2	1246.10	20	91.7	10/0.5	15/0.75	25/1.25	35/1.75

と言える。A, B地盤について掘削深さに与える定荷重の法肩からの距離の影響をFig. 11にまとめて示す。法肩から定荷重までの距離が大きいくほど掘削深さは深くなり、定荷重がない場合における掘削深さに近づくと考えられる。極限支持力の3% (Aシリーズ) と5% (Bシリーズ) 程度の定荷重が作用する場合にあっては、ほぼ

$\alpha=1.25$ 以上になると掘削深さは定荷重がない場合の掘削深さに近い値となった。すなわち、A地盤の場合は定荷重がない場合の83mmに、B地盤の場合は定荷重がない場合の58mmにそれぞれ近づいた。

5. 関東ローム地盤の崩壊形態および掘削深さ

C地盤(関東ローム地盤)についても実験終了後地盤の横断面を切り出し、地盤の崩壊状態を観察・撮影した。Photo 3 (a) は定荷重がない場合のすべり面である。Photo 3 (b) は接地圧が地盤の極限支持力より小さいC-1シリーズの崩壊後の写真である。

Photo 3 (a) に示すようにすべり面は地表面近くの上部分がほぼ鉛直となる直線になり、すべり面の下部が曲線になっており、上部のすべり面と滑らかに接している。なお、掘削深さは30Gにおいて約220mmとなっている。

一方、定荷重のある場合はPhoto 3 (b) とPhoto 4 (a), (b), (c) に示すように破壊のメカニズムが定荷重の接地圧と地盤の極限支持力との相対的な大きさにより異なる。Photo 3 (b) に示すように定荷重の接地圧(35.4kPa)が地盤の極限支持力(約91kPa)の4割程度の場合、すべり面の形状は定荷重がない場合(Photo 3 (a))とほぼ相似している。すなわち、掘削に起因して、地盤自重に基づくすべり面上のせん断応力が地盤強度を上回ったことによる破壊メカニズムが支配的であると云える。また、 α が1.25の場合、掘削深さは180mmであった。なお、実験では地盤の崩壊とともに定荷重模型が落下する際に地盤に損傷を与えるのを防ぐために10mm程度の余裕を残した針金で定荷重模型をつり下げている。定荷重模型をつり下げない予備段階の実験では地盤崩壊と同時に定荷重模型は転げるように落下した。また、Photo 3 (b) とPhoto 4からもわかるように、砂地盤の場合と同様、掘削溝から遠い側の定荷重は掘削溝の破壊に影響していないと考えられる。

一方、Photo 4 (a), (b) と(c) に示すように定荷重の接地圧(91.7kPa)が地盤の極限支持力(約91kPa)とほ



(a) 定荷重がない場合

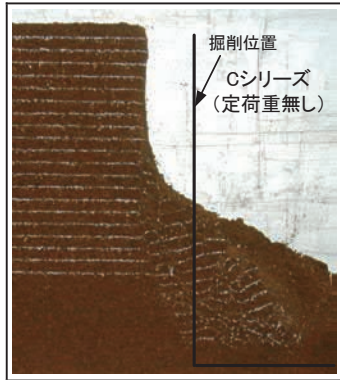


(b) 定荷重がある場合 ($\alpha=0.5$)

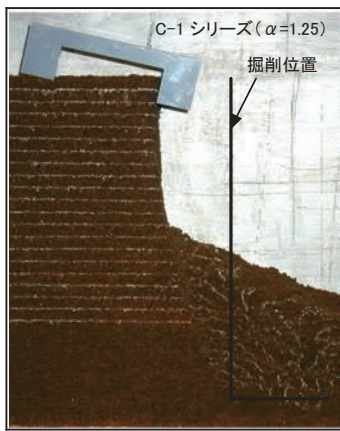


(c) 荷重がある場合 ($\alpha=1.25$)

Photo 2 Ground model B after failure.
B地盤のすべり形態(30G)



(a) 定荷重がない場合のすべり形態



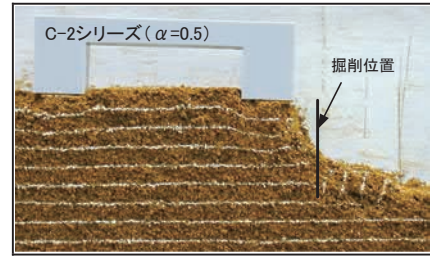
(b) C-1 シリーズ (30G)

(接地圧が地盤の極限支持力より小さい場合)

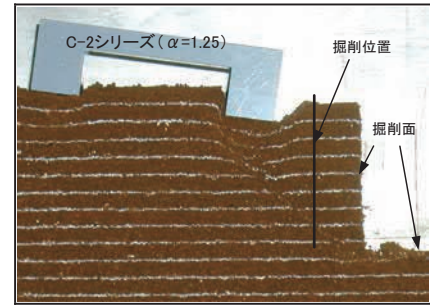
Photo 3 Ground model C1 after failure.
地盤のすべり形態 (C-1シリーズ)

ほ同じ場合 (C-2シリーズ) ではPhoto 4 (b) 中にある掘削面 (崩壊時に押し出されている。) と掘削位置 (崩壊前) の位置関係より地盤が前方 (掘削側) に押し出されるように崩壊したことがわかる。これらの場合の掘削深さと法肩からの定荷重の距離の関係をFig. 12に示す。定荷重のない場合の掘削深さ (220mm) に比べて、特にC-2シリーズで顕著であるが、定荷重が法肩に近い場合には掘削深さが浅くなり、定荷重のない場合と比べて α が 1.75になっても掘削深さが半分以下で崩壊する結果となった。極限支持力の3%と5%程度の定荷重が作用する砂地盤のAとBシリーズ (Fig. 11) における実験では約 $\alpha=1.25$ 以上になると定荷重の掘削深さへの影響がほぼなくなっていたのと対照的である。

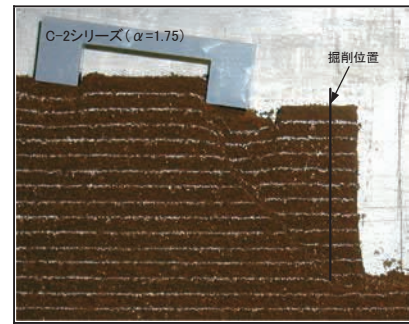
C-2シリーズについて実験後に地盤の崩壊部を観察するとすべり面を境界として2, 3個の固まりとなって地盤が崩壊していることが確認された。これを模式化するとFig. 13に示すようになった。斜面上の支持力問題に



(a) C-2 シリーズ ($\alpha=0.5$)



(b) C-2 シリーズ ($\alpha=1.25$)



(c) C-2 シリーズ ($\alpha=1.75$)

(接地圧が地盤の極限支持力と同程度の場合)

Photo 4 Ground model C2 after failure.
地盤のすべり形態 (C-2シリーズ)

における破壊メカニズム^{3), 4)} と類似した地盤の崩壊現象である。すなわち、この破壊メカニズムは地盤自重よりも建設機械の定荷重による接地圧が主因になっているものと理解できる。このようなメカニズムで崩壊が起きることから、定荷重が法肩から離れるに従って、掘削深さが増加することが容易に説明できる。定荷重による接地圧が地盤の極限支持力と同程度に大きい場合は斜面上の支持力問題が支配的となり、その破壊メカニズムに影響する法肩からの距離の範囲も大きいことを示している。

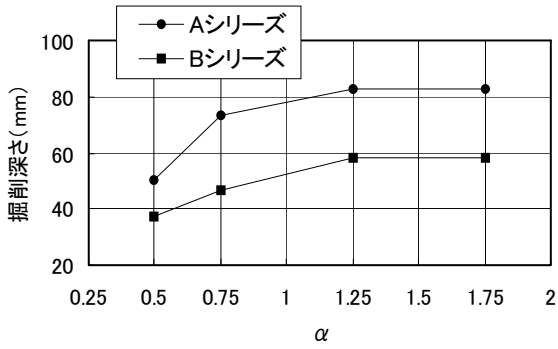


Fig. 11 Comparison of results of simplified expression for upper-bound solution with results of test (A-series and B-series).
掘削深さに及ぼす地盤の強度および定荷重の法肩からの距離の影響 (A地盤とB地盤)

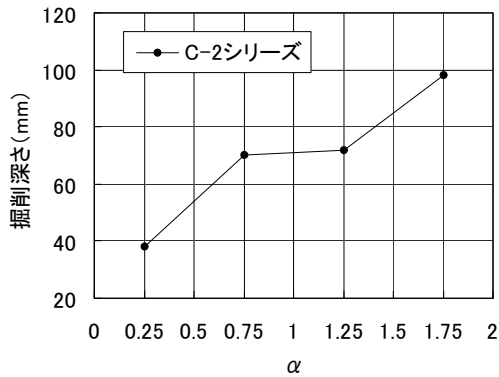
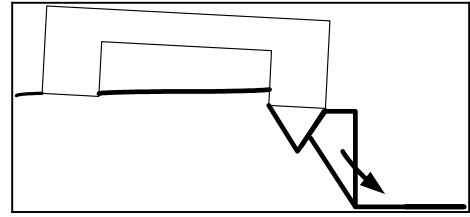
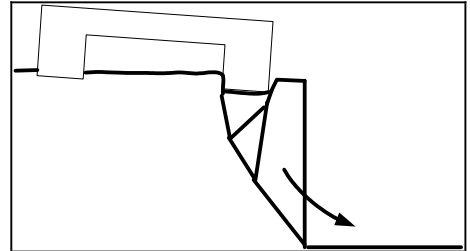


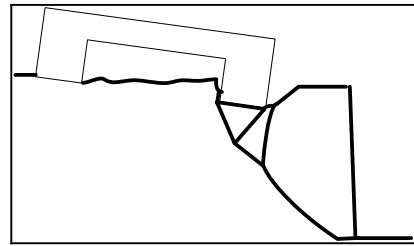
Fig. 12 Comparison of results of simplified expression for upper-bound solution with results of test. (C-series)
掘削深さに及ぼす定荷重の法肩からの距離の影響 (C-2シリーズ)



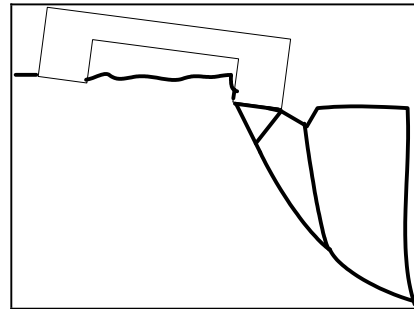
(a) C-2 シリーズ (α=0.5)



(b) C-2 シリーズ (α=0.75)



(c) C-2 シリーズ (α=1.25)



(d) C-2 シリーズ (α=1.75)

(接地圧が地盤の極限支持力と同程度の場合)

Fig. 13 Failure mechanism of the ground model C2. 地盤のすべり形態の模式図 (C-2シリーズ)

6. 掘削地盤の安定性の評価

前章で述べたように、定荷重の接地圧が地盤の極限支持力とほぼ同じ場合、Photo 4 (a), (b), (c)に示すように、掘削の途上で掘削法面が前方（掘削側）に押し出されるように変形する崩壊形状となった。これは、接地圧（鉛直荷重）に起因する破壊メカニズムと同種なものと考えることができる。斜面上における直接基礎の支持力を求めるには、斜面地盤を自重のない剛塑性体と考え粘着力等に基づく支持力成分およびそれに対応したすべり形状

に基づいて自重による支持力成分を求め、この二つの支持力成分の和として全支持力を求めることができる（8）。すなわち、載荷面の位置、土の強度定数等で、まずすべり面の位置が決まり、次にすべり面内の自重が考慮されるということである。

一方、Photo 2およびPhoto 3に示す崩壊は、掘削に伴い掘削法面が崩壊しており、現象としては地盤自重に起因する破壊メカニズムが支配的である。その破壊メカニズムに定荷重の影響を併せて考慮する問題として考えることができる。この場合、すべり面の位置は、地盤重

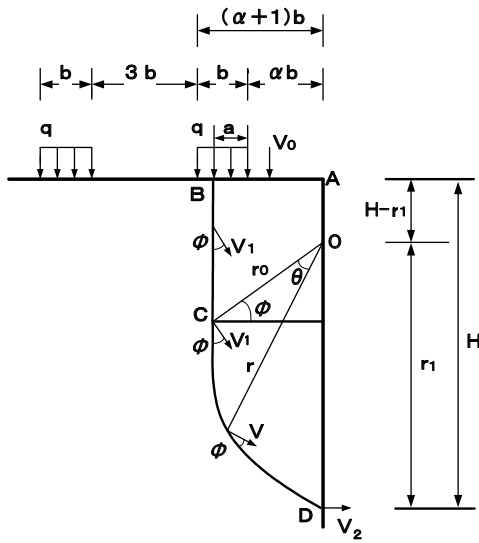


Fig. 14 Failure pattern of trench and its velocity field.
破壊メカニズムと可容速度場

量，地盤強度，定荷重の位置と大きさなどで変化する。

このように考えると，建設機械荷重作用下における掘削地盤の安定性については，次のような検討を行えばよいと考えられる。

- ①定荷重による接地圧が地盤の極限支持力と同程度に大きい場合では，まず斜面上の支持力問題として安定か否かを検討する。(この場合，すべり面は定荷重の端部から始まる位置に特定され，解析は例えば日下部^{3),4)}，中瀬ら⁵⁾が提案した解析法による。)
- ②上記①で安定な場合は，すべり面を特定せずに，地盤自重に定荷重の影響を併せた破壊メカニズムを考慮して安定性の検討を行う。

上記①については既往の研究^{3)~9)}によるものとし，本論では，上記②に関してPhoto 2およびPhoto 3 (b)に示すような掘削による破壊メカニズムについて速度場法で解析を試みることとする。ただし，上記①および②の両者の解析で安定であるとされても両者が影響し合って起きる崩壊があると考えられる。つまり，①と②の間には遷移領域が存在すると想定されるが，本論ではこの遷移領域については検討していない。実務上は，両者ともに安全率が1に近い解析結果となった場合は崩壊の危険性が高いものとして対処する必要があると考えられる。

以下に上記②の解析方法について示す。鉛直のり面を有する地盤の崩壊形状については，日下部¹³⁾がMechanism "a"からMechanism "c"の3種類を挙げている。すなわち，Mechanism "a"はCoulombの直線すべり，Mechanism "b"はTaylor⁹⁾，Chen et al²⁰⁾の円弧すべり又はChen²¹⁾の対数螺旋すべり，Mechanism "c"はAas²²⁾の上部が鉛直な直線で下部が斜線の複合すべり面などで

ある。上界値計算の場合，崩壊形状が重要であるが，著者らが行った一連の予備実験および本論の実験では，崩壊に先立って掘削下部のり面のはらみだし(場合によってはその部分のはくり)が見られた後に崩壊部の上部が鉛直面を形成して崩壊に至る上記Mechanism "c"に類似のメカニズムが多く観察された。これらに基づき本論文では「上部では直線，下部では対数らせ線を組み合わせた複合すべり面」を提案する。すなわち，関東ローム地盤については，Photo 3 (b)に示すすべり面に基づき，Fig. 14に示すような破壊メカニズムと可容速度場を設定する。すべり線BCを日下部の破壊メカニズム^{13),14)}と同様に鉛直線とする。ただし，簡単のため，OCDを法面AD上に極Oがある対数らせ線とする。また，C点でCDとBCを滑らかに接続させるために，初期動径OCがC点で水平線となす角を ϕ とする。掘削深さHが最小となるように対数らせ線の初期動径 r_0 を最小化パラメータとする。砂地盤についても，上記の破壊メカニズムと同様に考えるが，鉛直直線部分BCの長さが解析上調整されることによって関東ローム地盤より掘削深さが浅くなる現象を表現できると考えられる。

可容速度場の連続条件は次のとおりである。

$$V_1 = \frac{V_0}{\cos \phi} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} V_2 &= V_1 \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \\ &= \frac{V_0}{\cos \phi} \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \end{aligned} \quad (2)$$

ただし， V_0 :すべり面の内側に作用する定荷重の速度； V_1 :定荷重直下のブロックABCの速度； V_2 :対数らせ線上D点での速度； ϕ :土のせん断抵抗角，とする。

6.1 上界値の計算

全内部仕事は速度の不連続線である直線BCと対数らせ線OCDでの内部消散となり，次のように算定される。

$$\begin{aligned} E_{total} &= E_{BC} + 2E_r \\ &= cV_0 \left\{ H - r_0 \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] + r_0 \sin \phi \right\} \\ &\quad + \frac{cV_0 r_0}{\sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\pi - 2\phi \right) \tan \phi \right] - 1 \right\} \end{aligned} \quad (3)$$

ただし， E_{total} :全内部消散； E_{BC} :すべり線(速度の不連続線)BC上での内部消散； E_r :動径すべり線での内部消散(なお，対数らせ線すべり線CDでの内部消散が動径

すべり線での内部消散と等しいため、 E_r を2倍した。); c : 土の粘着力; H : 掘削深さ; r_0 : 対数らせん線の初期動径、とする。

一方、全外力仕事は次式のように定荷重による仕事 $W_q (=qaV_0)$ と土塊自重による仕事 ($W_{ABCO}+W_{OCD}$) の和となる。

$$\begin{aligned}
 W_{total} &= W_q + W_{ABCO} + W_{OCD} \\
 &= qaV_0 \\
 &+ \gamma V_0 r_0 \cos \phi \left\{ H - r_0 \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] + \frac{1}{2} r_0 \sin \phi \right\} \\
 &+ \frac{1}{2} \gamma V_0 r_0^2 \frac{1}{\cos \phi} \frac{\exp \left[3 \left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] - 4 \sin \phi}{1 + 9 \tan^2 \phi} \quad (4)
 \end{aligned}$$

W_{total} : 全外力仕事; W_q : すべり面の内側に作用する定荷重による仕事; W_{ABCO} : ブロックABCOの自重による仕事; W_{OCD} : ブロックOCDの自重による仕事; q : 定荷重; γ : 土の単位体積重量; α : 掘削溝に近い定荷重から掘削面までの距離と定荷重の幅との比、とする。

ここに、 a はFig. 14に示すように定荷重 q の分布範囲内にすべり面が来たとき、すべり面の内側に作用する分布荷重分の幅である。すなわち、すべり面の内側に作用する定荷重分のみを考慮することになる。したがって、 a については次式のように用いられる。 r_0 は上界値計算により定められてから、式(5)による再チェックが必要となる。

$$a = \begin{cases} 0 & r_0 \cos \phi < \alpha b \\ r_0 \cos \phi - \alpha b & \alpha b \leq r_0 \cos \phi \leq (\alpha + 1)b \\ b & (\alpha + 1)b < r_0 \cos \phi \end{cases} \quad (5)$$

式(3)と式(4)を等値して H について整理すれば次式が得られる。

$$H = \frac{qa + \frac{1}{2} \gamma r_0^2 X + cr_0 Y}{c - \gamma r_0 \cos \phi} \quad (6)$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 X &= \frac{1}{\cos \phi} \frac{\exp \left[3 \left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] - 4 \sin \phi}{1 + 9 \tan^2 \phi} \\
 &+ \frac{1}{2} \sin 2\phi - 2 \cos \phi \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \quad (7a)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y &= \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \\
 &- \frac{\exp \left[(\pi - 2\phi) \tan \phi \right] - 1}{\sin \phi} - \sin \phi \quad (7b)
 \end{aligned}$$

X , Y および Y/X の値は地盤のせん断抵抗角 ϕ の関数であり、式(7)により計算される。

式(6)において、 r_0 について微分し、 H が最小となる r_0 を求めて、この r_0 に対応する H を掘削深さとする。ここに、式(5)の各ケースについて得られた r_0 と掘削深さ H を次に示す。

(1) $q=0$ あるいは $r_0 \cos \phi < \alpha b$ の場合

$$r_0 = \frac{c}{\gamma \cos \phi} \left(1 + \sqrt{1 + 2 \frac{Y}{X} \cos \phi} \right) \quad (8a)$$

$$H = \frac{\frac{1}{2} \gamma r_0^2 X + cr_0 Y}{c - \gamma r_0 \cos \phi} \quad (8b)$$

(2) $\alpha b \leq r_0 \cos \phi \leq (\alpha + 1)b$ の場合

$$\begin{aligned}
 r_0 &= \\
 &\frac{c}{\gamma \cos \phi} \left[1 + \sqrt{1 - 2 \cos \phi \left(\frac{q \alpha b \gamma \cos \phi}{c^2 X} - \frac{q \cos \phi}{c X} - \frac{Y}{X} \right)} \right] \quad (9a)
 \end{aligned}$$

$$H = \frac{q(r_0 \cos \phi - \alpha b) + \frac{1}{2} \gamma r_0^2 X + cr_0 Y}{c - \gamma r_0 \cos \phi} \quad (9b)$$

(3) $(\alpha + 1)b < r_0 \cos \phi$ の場合

$$r_0 = \frac{c}{\gamma \cos \phi} \left[1 + \sqrt{1 + 2 \cos \phi \left(\frac{Y}{X} + \frac{q b \gamma \cos \phi}{c^2 X} \right)} \right] \quad (10a)$$

$$H = \frac{q b + \frac{1}{2} \gamma r_0^2 X + cr_0 Y}{c - \gamma r_0 \cos \phi} \quad (10a)$$

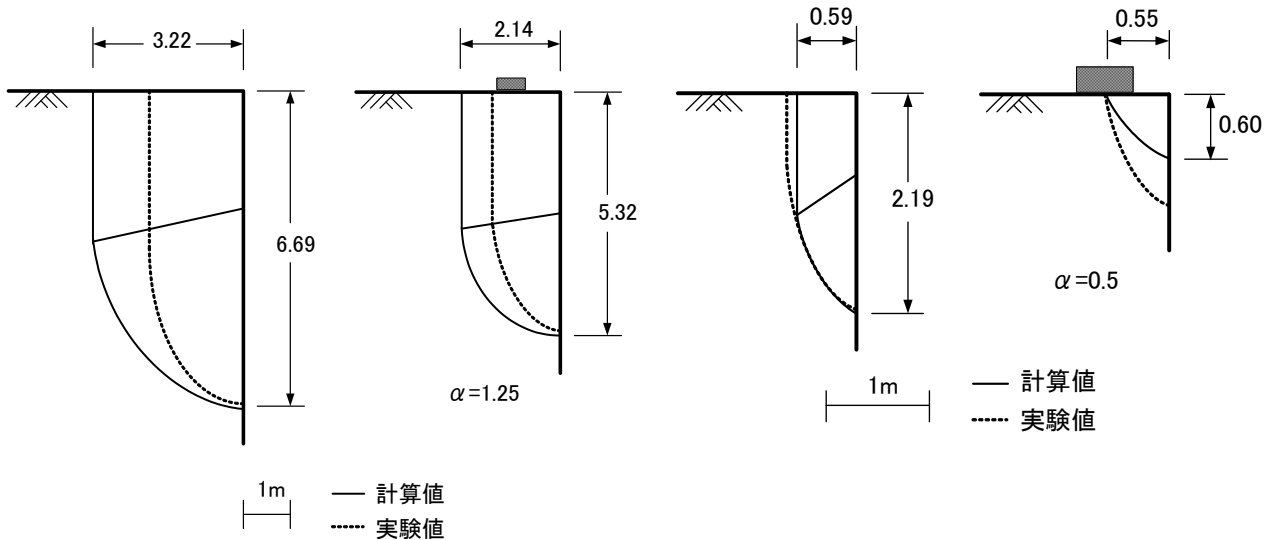
6.2 計算結果と実験結果の比較

Table 3に各地盤について計算に用いた強度等のパラメータを示す。 c , ϕ は定荷重がない場合の一連の掘削実験で得られた自立高さに合うように選んだ。Fig. 15はすべり面についての計算結果と実験結果を示すもので、いずれの場合においても計算結果はほぼ実験結果を表していると思われる。

C-1シリーズの関東ローム地盤では、崩壊する掘削深

Table 3 Parameter used in the calculation.
計算に用いたパラメータ

地盤	粘着力 c (kPa)	せん断抵抗角 ϕ ($^{\circ}$)	密度 γ (t/m^3)	定荷重 q (kPa)	車輪幅 b (m)
A地盤(豊浦砂)	3.4	40	1.620	35.4	0.6
B地盤(色砂敷設豊浦砂)	2.9	35	1.605	35.4	0.6
C地盤(関東ローム)	9.0	10	0.928	35.4	0.6



(a) 関東ローム地盤 (C-1 地盤) の場合

(b) 砂地盤 (B 地盤) の場合

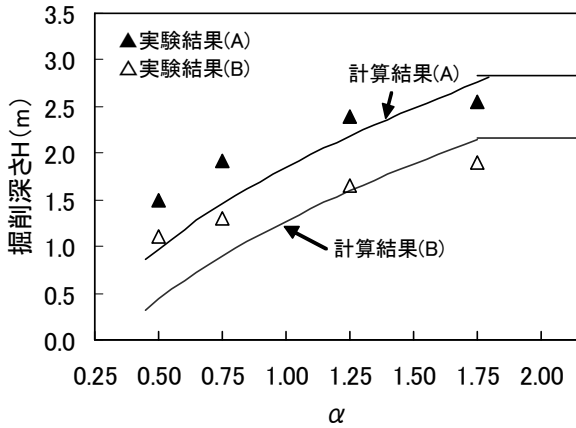
Fig. 15 Comparison of failure pattern of trench wall given by simplified expression for upper-bound solution with results of tests.

上界値計算結果と実験結果の比較

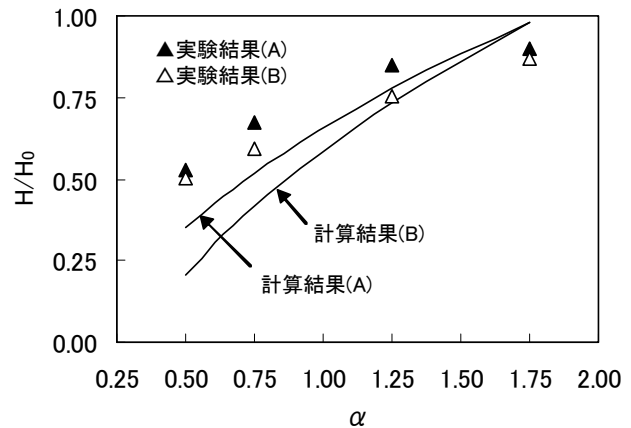
さはほぼ実験結果と同じであったが、すべり面の位置は実験結果の方が法肩寄りであった。これは解析では考慮していない地表面から発生する亀裂(不連続面)がすべり面に与える影響が大きく、変形途上において法肩付近より亀裂が発生する傾向があり、亀裂発生箇所(すなわち、すべり面位置)は粘着力による引張り強度の不均一性等が影響して解析結果より法肩側になったものと考えられる。

Fig. 16は砂地盤における掘削深さと定荷重の法肩からの距離との関係について計算結果と実験結果を比較するものである。Fig. 16 (a) に示すように地盤が強いほど(Aシリーズ)掘削深さも大きくなっていることが分かる。なお、Fig. 16 (a) の縦軸の「掘削深さ」はプロトタイプ換算した値である。Fig. 16 (b) は縦軸を定荷重のない場合の掘削深さ H_0 で正規化したもので、定荷重が法肩から離れていくにつれて掘削深さが定荷重のない場合に近づくことをよく表している。特に、地盤の強度が大きいほど、若干ではあるが正規化した掘削深さ H/H_0 は

α が小さい範囲内で大きくなっている。これは実験結果をうまく表現していると言えよう。ただし、定荷重が法肩近くになると計算結果は実験結果よりも掘削深さを小さく見積もる結果となった。載荷面下の範囲からすべり面が発生する場合においても計算では等分布荷重がかかると仮定している。しかし、本実験では二つの帯状定荷重でモデル化しているため、片側の定荷重の底面の一部が沈下しても全体が傾かず水平を保っていた。つまり、このことから類推されるが、掘削に伴って地盤が主動化することによる載荷面下のわずかな地盤の沈下によって、非接触部では定荷重がゼロになり、地表面に接している載荷面で定荷重分布の再配分が生じることから、実際には必ずしも載荷面全体に渡って等分布荷重が作用しないことなどが影響していると考えられる。



(a) 掘削深さ H と α の関係



(b) 定荷重のない場合の掘削深さで正規化した掘削深さ H/H_0 と α の関係

Fig. 16 Relationship between H and α (Sand model).

掘削深さと定荷重の法肩からの距離 α との関係 (砂地盤)

7. まとめ

建設機械を二つの帯状定荷重としてモデル化し、遠心場においてこの定荷重が掘削溝の直近の地盤に作用した場合の掘削実験を行った。また、直線と対数ら線の複合すべり面を仮定して速度場法による上界値計算を行い、実験結果と比較した。本研究から得られた結果は次のようにまとめられる。

- 1) ショベル系掘削機を対象とした場合、掘削機の二つの車輪を車輪幅 b の3倍離れた二つの帯状荷重にモデル化できる。この場合、二つの帯状荷重のうち掘削溝に近い側の帯状荷重のみが掘削溝の安定性に影響を与える。
- 2) 定荷重の接地圧と掘削地盤の強度との相対的な大きさにより地盤の破壊メカニズムが異なる。定荷重の接地圧が地盤の強度に近い場合、破壊形状は支持力問題で論じられている崩壊メカニズムとほぼ同じく地盤が前方(掘削側)に押し出されるように崩壊した。一方、定荷重の接地圧が地盤の強度より小さい場合(本論では、関東ローム地盤で約40%、砂地盤で3-5%の場合)、崩壊形状は定荷重の大きさや法肩からの距離によらず掘削に起因する破壊メカニズムはほぼ同じと考えられた。ただし、定荷重が法肩に近づくにつれて掘削深さが浅くなることから定荷重の影響があること、法肩からある距離を離れると定荷重が崩壊形状に与える影響がほとんどなくなることを確認した。
- 3) 定荷重の接地圧が地盤の強度に近い場合、斜面上の支持力問題として既往の研究結果に基づき解析が可能であると考えられる。しかし、定荷重の接地圧が地盤の強度より小さい場合、地盤重量と併せて定荷

重の接地圧に起因する崩壊現象となる。本論では、この崩壊現象について、実験で観察された崩壊形状に基づき上界値計算による解析法を示した。

- 4) 本論で示した上界値計算法では、砂地盤のような粘着力成分が小さくせん断抵抗角が大きい地盤でも、関東ロームのように粘着力成分が大きく、せん断抵抗角が小さい地盤においても、ともに直線と対数ら線の複合すべり面によって破壊メカニズムを表現できた。この破壊メカニズムと可容速度場に基づく速度場法による上界値計算の結果は実験結果をほぼ表現していることが示された。
- 5) 本論により建設機械が掘削箇所付近の場合の土砂崩壊に対する安全性が定量的に求められることが示された。これにより地盤強度に対応して、建設機械の重量制限、溝や斜面法肩からの接近距離などを求めることが出来る。

なお、本論文では二次元の載荷を仮定して実験および解析を行ったが、実際には三次元の崩壊も考慮すべきであり、今後これらについて検討が必要と考える。

参考文献

- 1) 社団法人建設業労働災害防止協会：例えば建設業安全衛生年鑑，2003.
- 2) (株)産業技術サービスセンター：近接施工技術総覧，近接施工技術総覧編集委員会，pp.29, 1997.
- 3) 日下部治：Studies on the stability analysis of slopes under strip loads on the top surface, 東京工業大学修士論文, 1975.
- 4) 日下部治：斜面上直接基礎の支持力評価に関する計

- 算, 土と基礎, Vol.33, No.2, pp.7-12, 1985.
- 5) 中瀬明男, 木村孟, 日下部治: 斜面の支持力に関する実験と解析, 第10回土質工学研究発表会, pp.459-462, 1975.
- 6) 前田良刀: 斜面上の直接基礎の支持力評価に関する研究, 九州大学学位請求論文, 1991.
- 7) 毛戸秀幸, 前田良刀, 上原精治, 日下部治: 斜面上直接基礎の実用的な支持力評価法の提案, 土木学会論文集, No.403/VI-10, pp.147-156, 1989.
- 8) 中島英治, 田原賢二, 前田良刀: 斜面上基礎の設計, 土木学会論文集, No.355/VI-2, pp.46-52, 1985.
- 9) 齊藤邦夫, 新庄一優, 山口柏樹, 木村孟: 砂斜面上の基礎の支持力に関する基礎的研究, 第16回土質工学研究発表会, pp.861-864, 1981.
- 10) Gemperline, M. C. and Ko, H. Y. : Centrifugal model tests for ultimate bearing capacity of footings on steep slopes in cohesionless soil, Proc. of Symposium on Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, pp.206-225, 1984.
- 11) 岡原美智夫, 木村嘉富, 渡会正晃, 平尾淳一: 遠心力載装置による斜面上の支持力実験, 土木学会第45回年次学術講演会, 第Ⅲ部門, pp.1022-1023, 1990.
- 12) Toyosawa, Y., Horii, N., Tamate, S., Hanayasu, S. and Ampadu, S. K. : Deformation and failure characteristics of vertical cuts and excavations in clay, Proc. of International Conference on Centrifuge 94, Singapore, pp.663-668, 1994.
- 13) Kusakabe, O. : Stability of excavations in soft clay, Ph.D thesis, Cambridge University, 1982.
- 14) 木村孟, 日下部治, 高田直俊: 講座, 遠心模型実験, 7.適用事例-掘削・トンネル・埋設管-, 土と基礎, Vol.36, No.6, pp.79-85, 1988.
- 15) Taylor, R. N. : Ground movements associated with tunnels and trenches, Ph.D thesis, Cambridge University, 1984.
- 16) 社団法人日本建設機械化協会: 日本建設機械要覧, 1998.
- 17) 玉手聡, 堀井宣幸, 豊澤康男, 末政直晃, 片田敏行, 高野裕亮: 支持地盤の不安定性が移動式クレーンの転倒に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.596/Ⅲ-43, pp.163-174, 1998.
- 18) 豊澤康男, 楊 俊傑, 三浦清一, 末政直晃: 遠心力載荷装置を用いた補強基礎地盤の支持力実験, 土木学会論文集, No.757/Ⅲ-66, pp.247-257, 2004.
- 19) Taylor, D. W. : Fundamentals of Soil Mechanics, JohnWiley and Sons, New York, 1948.
- 20) Chen, W. F., Giger, M. W. and Fang, H. Y. : On the limit analysis of stability of slopes, Soils and Foundations, No.9, pp.23-32, 1969.
- 21) Chen, W. F. : Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1975.
- 22) Aas, G. : Stability of slurry trench excavations in soft clay, Proc. 6th European Conf. on soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.103-110, 1976.

(平成19年7月30日受理)