

Fig. 3 "One-Step, Short" test model

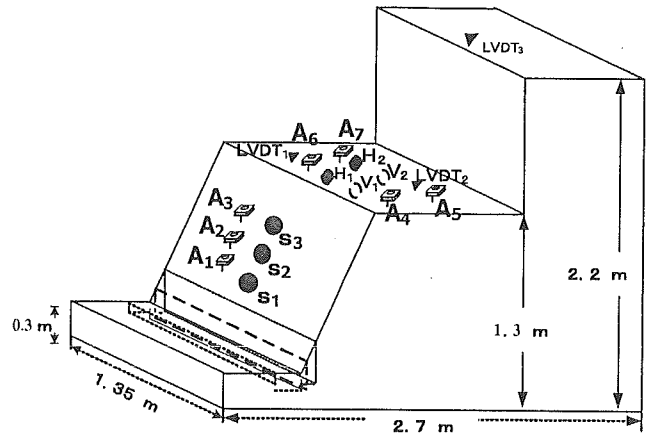


Fig. 4 "Two-Step, Short" test model

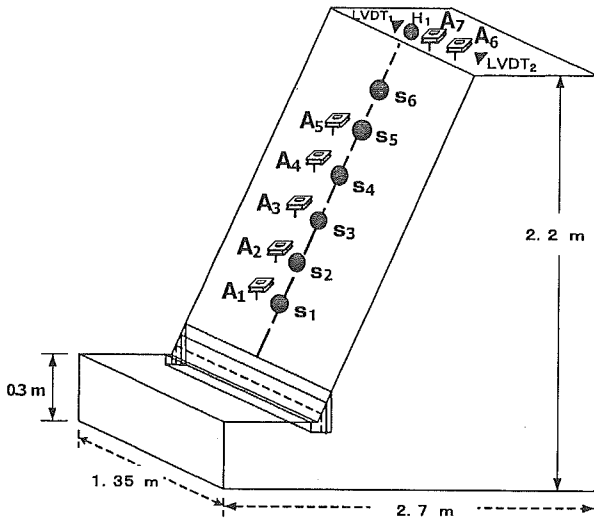


Fig. 5 "Two-Steps, Long" test model

In case of Slope-V-1, total numbers of excavation steps are 21 (Fig. 6a). At 12 and 18th steps, trenches were excavated up to the bottom of the test model. Complete failure of this slope took place after 21st excavation step. After removing the failure portion of Slope-V-1, new slope for Slope-V-2 model test was prepared and excavated until slope came to complete failure. In this case, slope came to failure after 7th excavation step. Excavation steps for Slope-V-2 are shown in Fig. 6b.

Instrumental Set Up

Once the desired slope of the test model was ready, then the set up of measuring instruments was made. Three types of measuring instruments were used. Laser sensor and LVDTs were used to measure the deformation of slope and on the top surface (vertical and horizontal). Tilt-sensor, a new instrument for measuring the movement in terms of angle, was introduced here for the first time.

Laser sensors were attached to the rigid support. Here, H-beams of the test box were used. Target positions for the laser sensors were set up perpendicularly on slope and top surface of the slope. Measurements made on the slope surface with laser sensors gave the slope movement along the failure direction. Slope movements from the laser sensors are represented by S₁, S₂, S₃, etc.

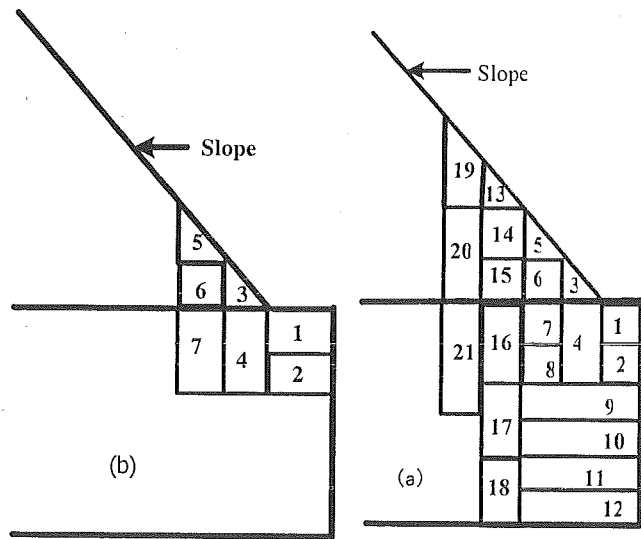


Fig. 6 Steps of excavation (a) for Slope-V-1 and (b) for Slope-V-2

Table 1 Small size full scale test models and conditions

| Experiment number | Av. w % | Av. ρ_d g/cm^3 | Slope angle rad | Type of the slope |
|-------------------|---------|-----------------------|-----------------|-------------------|
| Slope-I-1 | 8.35 | 1.30 | 50 | One-Step, Short |
| Slope-I-2 | 8.05 | 1.30 | 50 | One-Step, Short |
| Slope-I-3 | 8.00 | 1.30 | 56 | One-Step, Short |
| Slope-V-1 | 6.6-7.4 | 1.45-1.50 | 70 | Two-Step, Short |
| Slope-V-2 | 6.6-7.4 | 1.45-1.50 | 70 | Two-Step, Long |

Vertical movement on the top of the slope (crest) are represented by V_1, V_2 , etc., and similarly, horizontal movements are represented by H_1, H_2 , etc. LVDT were used for the vertical deformations of the top surface of the slope. Tilt-sensors are represented by A_1, A_2, A_3 , etc. Setting up

of instruments' locations varied in each test. General layouts of types and positions of instruments were presented in Fig. 3, 4 and 5 for the Slope-I-3, Slope-V-1 and Slope-V-2, respectively. Fig. 7 and 8 show the set up for the Slope-I-3 and Slope-V-2 model tests.

Tilt-sensors measure the change in the angle due to the movement of the slope and deformation of the top surface of the slope. In fact, this is an acceleration sensor. It is made in such a way that its output is converted into the angle (degrees). Tilt-sensor used in this research is shown in Fig. 9. In Fig. 5(a), its general layout is shown. This tilt-sensor could measure the angles in X and Y directions as shown in Fig. 10(b). In both the directions, it can measure positive and negative angles. It can measure the angle with in the range of $\pm 20^\circ$ and its sensitivity is 100 mV/deg. Thermo-sensor was also attached to this sensor which has the sensitivity of 10 mV/ $^\circ C$. Tests in this research are carried out inside the laboratory where temperature variation is less. So, temperature is not considered here. But if the tests are to be held in the open field, then the temperature must be taken into consideration using thermo-sensors.

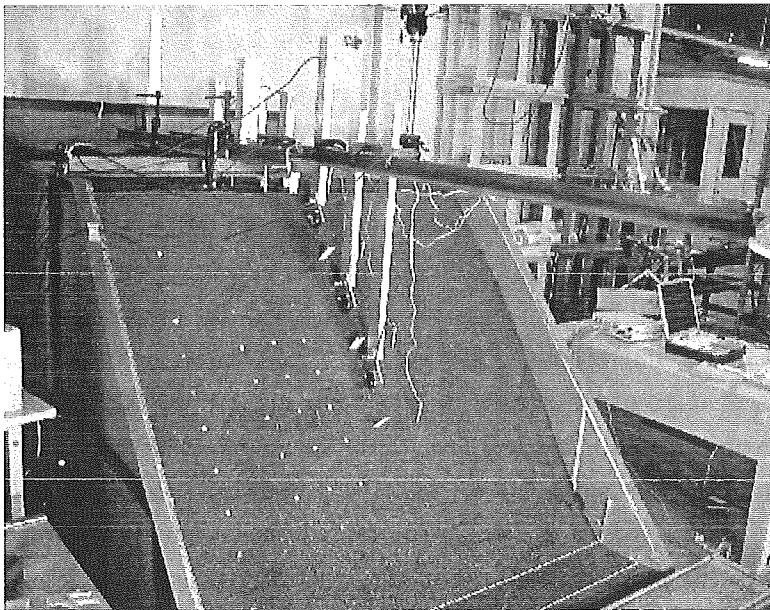


Fig. 7 Set up for Slope-I-3 (front view)

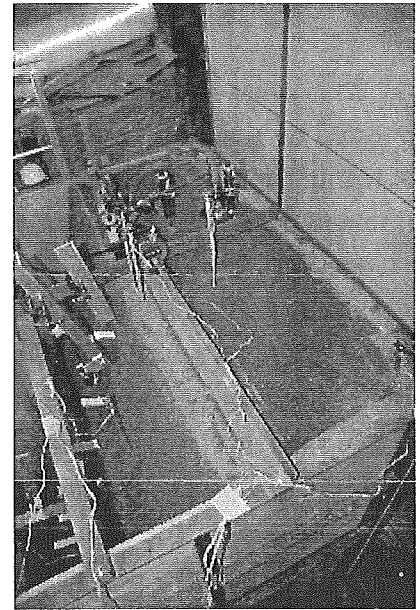


Fig. 8 Set up for Slope-V-2 (top view)

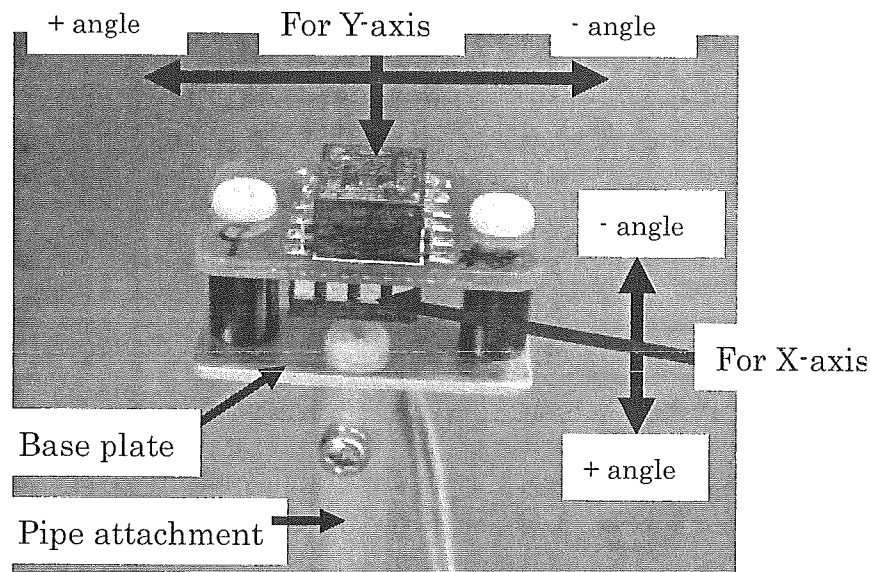


Fig. 9 Tilt-sensor used in this research

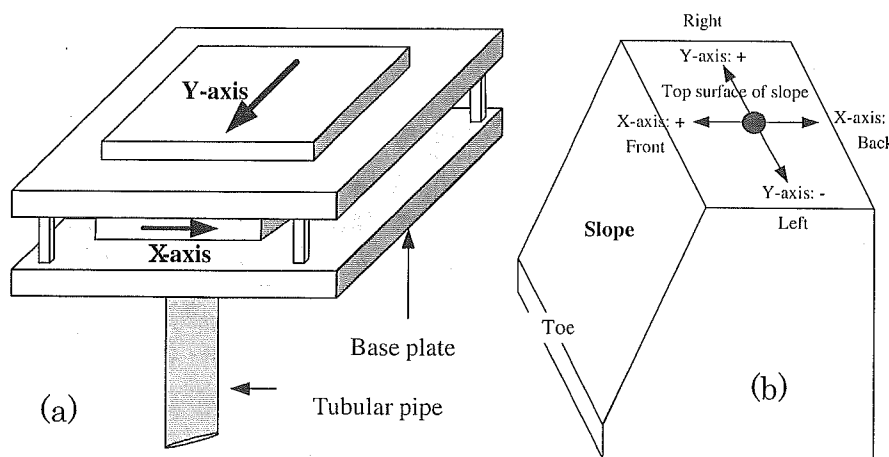


Fig. 10 Tilt-sensor (a) General layout and (b) Measuring directions

As shown in the Fig. 9, tilt-sensor was attached to the base plate which was finally supported by a tubular pipe cut into an angular shape so that it could be easily inserted into the soil without propagating the crack (with less disturbance). Tubular pipe was inserted into the soil in such a way that it could move along with the movement of the slope and deformation of the slope top. To allow the free movement, the longer extension wires were used and they were attached on the sides of the wooden box. Direction of measuring angle from the tilt-sensor is shown in Fig. 10(b). Depth of insertion of tubular pipe into the ground (soil) varied with tests. Length of the pipe could be changed freely. Use of tilt-sensor is first time over here and hence, effect of the length of pipe insertion is a matter of further research. In all the tests here, pipes of tilt-sensor were inserted vertically downward. For Slope-I-3, the depth of insertion on the slope was 25 cm and on the top surface was 10 cm where as for Slope-V-1, it was 5 cm in all the places. But for Slope-V-2, it was 5 cm on the slope and 10 cm on the top surface. Tilt-sensors are represented as A1, A2, A3, and so on (Fig. 3, 4 and 5). Tilt-sensors were set up near and on the same line of the laser targets. Before the start of measurement, zero set up for all the sensors and LVDTs should be done.

RESULTS AND DISCUSSION

Cases of collapsed models; Slope-I-3, Slope-V-1 and Slope-V-2 are shown on Fig. 11(a), (b) and (c), respectively. In the Fig. 12(a) and (b), deformations measured by the laser sensors for Slope-I-3 test model are shown. Trigger in each figure represents the start and the end of the excavation steps. This is same for all the test model results. Trigger line represents the start and end of each step. Exceptionally, in Fig. 12 and 13, first step included the interval time also. As seen in the figures, deformations gradually increased during the excavation of trench and reached almost constant value during the resting time. But during the start of toe excavation, there was a sudden increase in the deformation and slope was failed. Here, S_1 , V_1 and H_2 showed the largest deformation. In Fig. 13(a) and (b), change in the angle along the X-direction due to the movement of slope and deformation of top surface for Slope-I-3 is shown. Along Y-direction, there was a slight change in the angle (not shown here). As shown in the Fig. 12(a), (b) and (c), here also change in the angle gradually increased during the trench excavation and reached almost constant value during the resting period. But as soon as the toe excavation was started, there was a sudden increase in the angle showing the complete failure. Tensile crack was seen just on the line of A5 and A6 tilt-sensors. Although the amount of change in the angle of A4, A5, A6 and A7 varied to some extent, A5 and A6 which were on the crack line showed the larger angles. Comparing the results of Fig. 12 and 13, similar trend of the deformations and changes in the angle with the time of excavation (steps) could be seen.

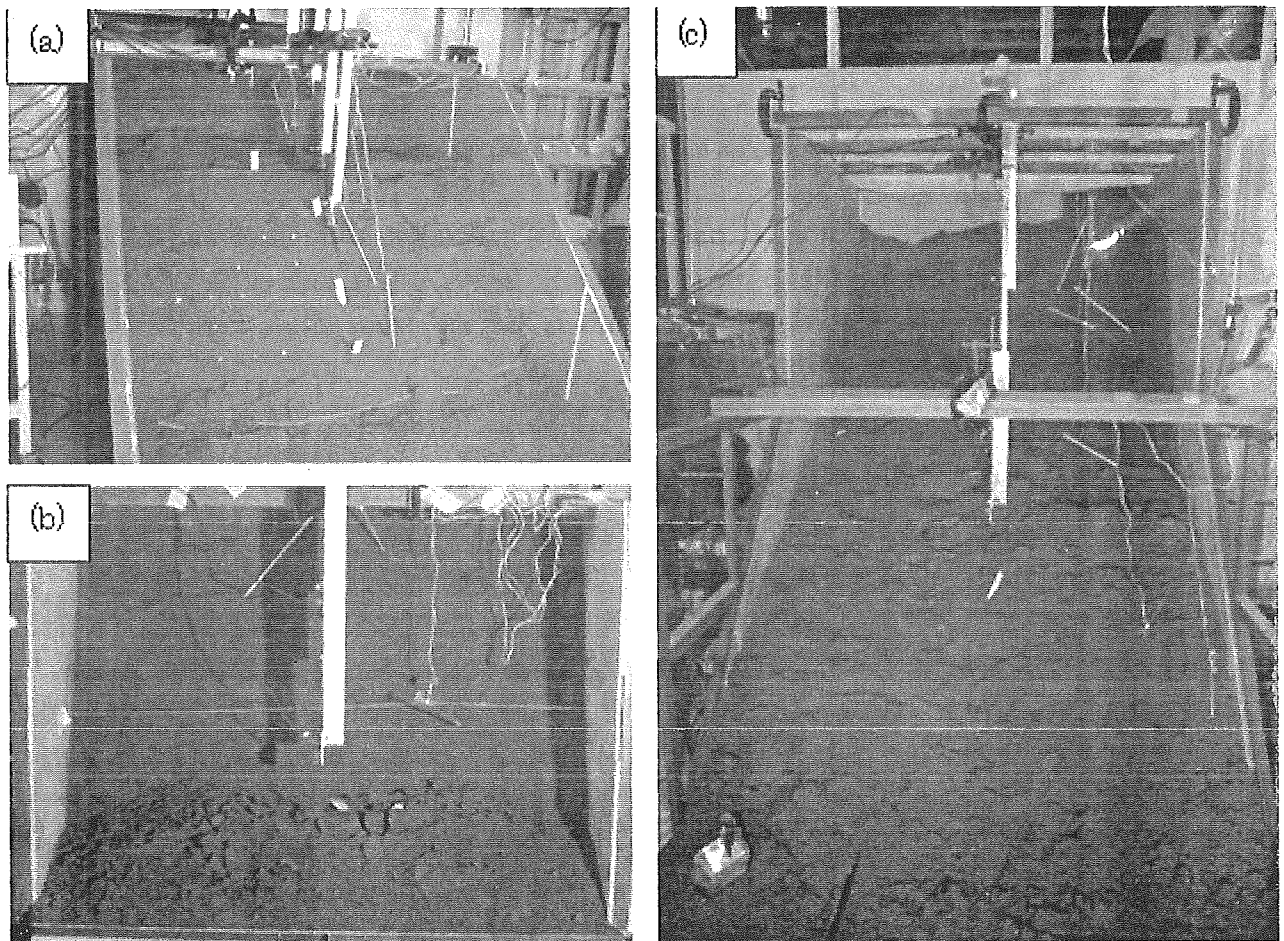


Fig. 11 Test models after failure (a) Slope-I-3, (b) Slope-V-1 and (c) Slope-V-2

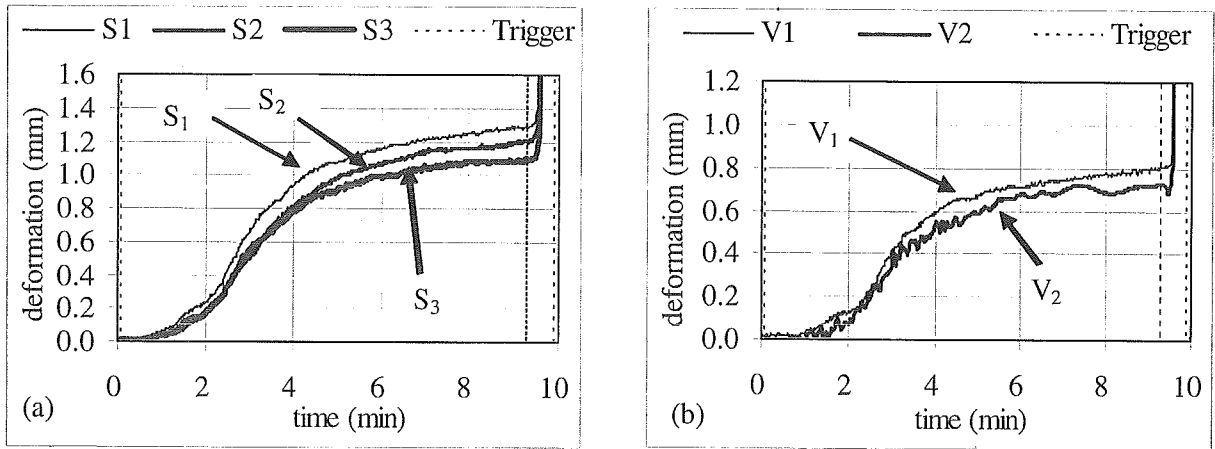


Fig. 12 Deformations measured with laser (a) on the slope and (b) on the top surface of the slope

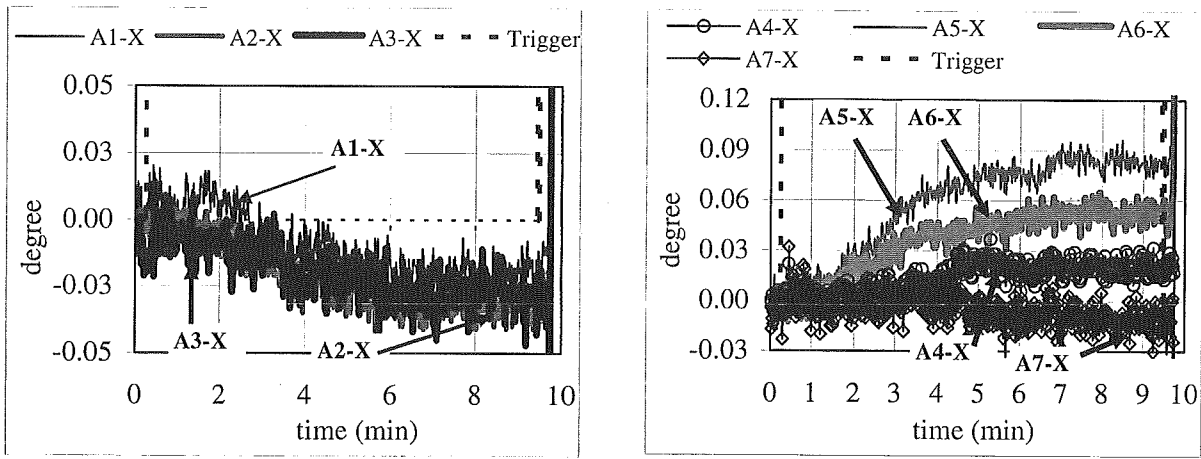


Fig. 13 Measurement of tilt-sensor (a) on the slope and (b) on the top surface (X-direction only)

Deformations of slope and top surface (vertical) measured with laser and LVDTs for Slope-V-1 are shown in Fig. 14(a) and (b), respectively. In Fig. 14(a), data of S_1 and S_2 are cut off during the measurement. The reason behind this is that the excavations were done at their positions also.

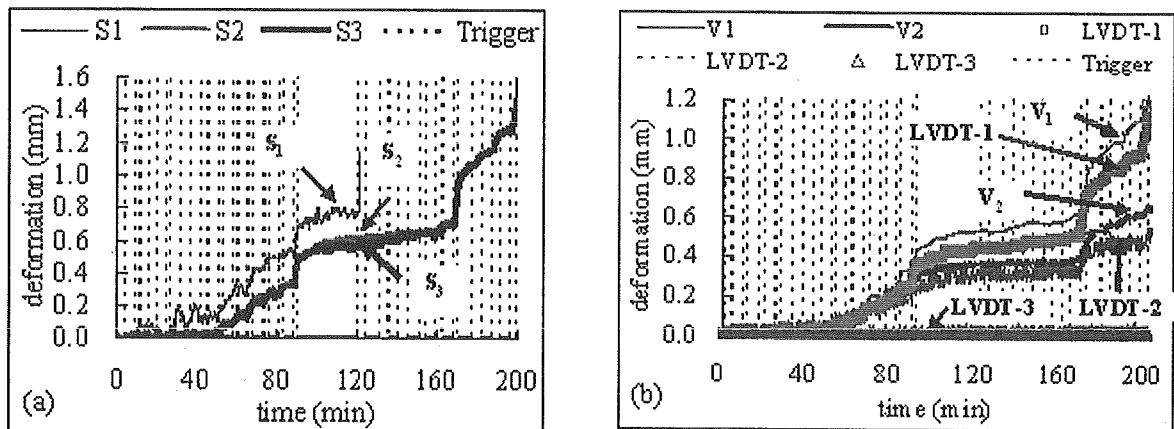


Fig. 14 Deformations measured by tilt sensor for slope V1 (a) on the slope and (b) on the top

Rapid deformations were seen at 12th step (round 89 min., up to the bottom of the slope), 18th step (round 169 min., up to the bottom of the slope) and 21st step (round 197 min)

excavation steps (Fig. 14). After 197 min. of excavation, change in the deformation values become too steep and the slope was failed. In Fig. 15(a) and (b), the change in the angle with tilt-sensors which are inserted at the same position near the targets of the laser is shown. Fig. 15(a) showed the movement of tilters placed on the slope (A1, A2, A3, etc.) and Fig. 15(b) showed the changes in angle measured on the top surface of the slope (A4, A5, A6 and A7), respectively along the X-direction. Data of A1 and A2 were cut-off during the excavation. This is due to the reason that the positions of tilt-sensors were encircled within the excavation area with the progress of excavation. Comparing the results of tilt-sensors (change in angles with time), laser and LVDT (the measured deformation data with time), similar trend could be seen. In this test, the changes in angle on the top surface is larger than those on the slope. Here, tensile crack has developed between the A4, A6 and A5, A7 tilt-sensors. There might be some relations between the location of the sensors and the positions of failure crack which may change the measurement data. As seen in the Fig. 15 (b), A4 and A6 show small change in angle whereas A5 and A7 showed a large change in angle. This means measurement data are also depended upon the positions of sensors set up.

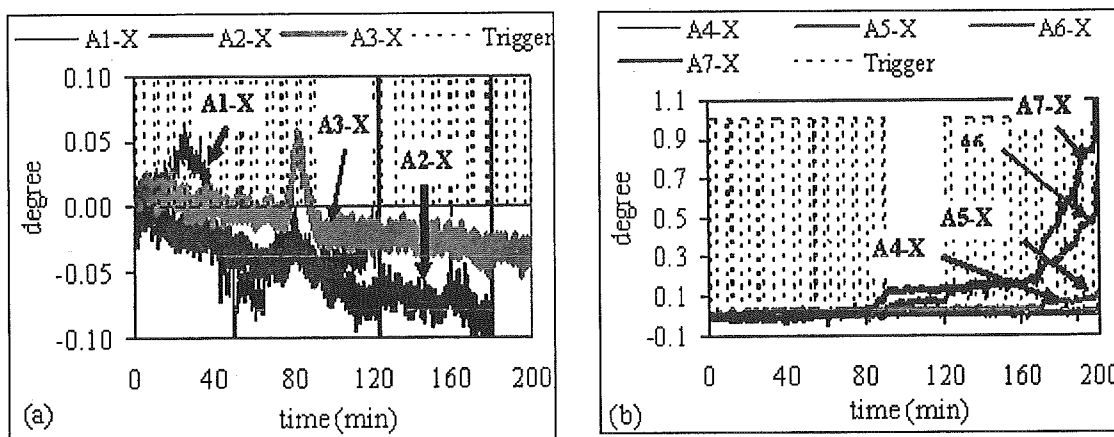


Fig. 15 Measurement of tilt sensor (a) on the slope and (b) on the top surface (X direction only)

Deformations and angles (along X-direction) measured from the laser sensor and tilt-sensor respectively, on the slope for Slope-V-2 test are shown in Figs. 16 (a) and (b). With the time and steps of excavation, increased in the deformations could be seen in Fig. 16 (a).

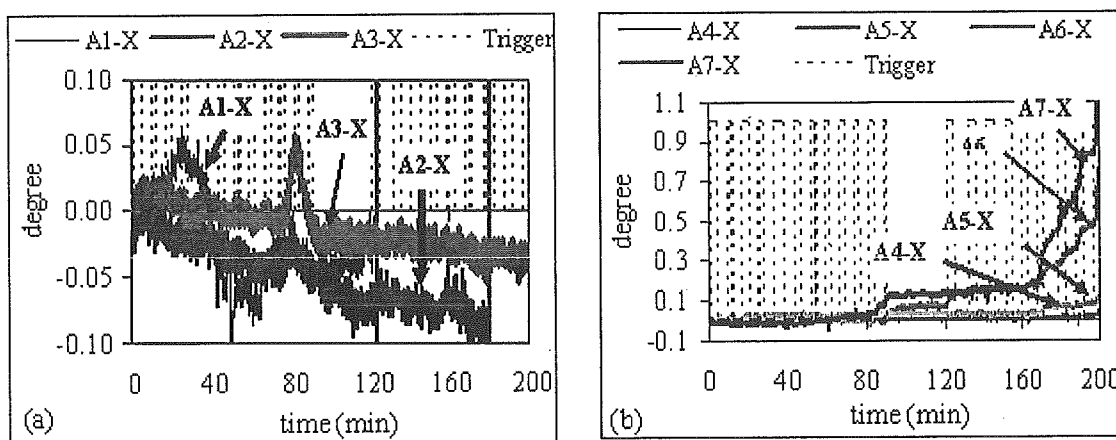


Fig. 16 Measurement on the slope (Slope V2) (a) from the laser sensor and (b) from the tilt sensor

Similar trends in the change of angle along the X-direction for the tilt-sensor are shown in Fig. 16 (b) although there are noises during the measurement. In this test, the tensile crack was developed behind the A6 and A7 which made it difficult to compare the result with that of Slope-V-1 test.

CONCLUSIONS

From the small size full scale tests, following conclusions could be withdrawn:

1. With the step and time of excavation, deformations of the slope and top surface of the slope could be measured from the start to the end of the excavation. Steep increase in the deformation slope just before the failure was able to measure.
2. Tilt-sensor also gave the gradual response with the time and step of excavation. Sharp change in the angle before the failure could also be measured.
3. Similar trend of deformation as well as change in angle was observed. Hence the applicability of tilt-sensor in the field is possible.

ACKNOWLEDGEMENT

This research is partially carried out under the Health and Labour Sciences Research Grants of Ministry of Health, Labour and Welfare. The authors would like to extend their thanks to the students of Masashi Institute of Technology, Tokyo, Japan for their help in preparing the test.

REFERENCES

- Japanese Geotechnical Society, Japanese Standards for geotechnical and Geoenvironmental Investigation Methods- Standards and Explanations- *Methods for measuring settlement of ground surface using settlement plate (JGS 1712-2003)*, p.609-610.
- Japanese Geotechnical Society, Japanese Standards for geotechnical and Geoenvironmental Investigation Methods- Standards and Explanations- *Methods for measuring displacement of ground surface using stakes (JGS 1711-2003)*, p.617-618.
- Japanese Geotechnical Society, Japanese Standards for geotechnical and Geoenvironmental Investigation Methods- Standards and Explanations- *Methods for measuring displacement of ground surface using extensometer (JGS 1725-2003)*, p.619-620.
- Japanese Geotechnical Society, Japanese Standards for geotechnical and Geoenvironmental Investigation Methods- Standards and Explanations- *Methods for measuring tilt of ground surface using tiltmeter (JGS 1721-2003)*, p.628-630.

北海道大学大学院○学生会員 阿部 篤史
 北海道大学大学院 学生会員 笠間 太樹
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
 北海道大学大学院 国際会員 三田地利之
 北海道大学大学院 正会員 工藤 豊

1.はじめに

豪雨による地盤の災害には不飽和地盤における水分移動が大きく関わっている。豪雨に対する斜面の防災対策には、補強により斜面の耐力を向上させるハード的な方法と、斜面の崩壊を予知して危険区域への進入を規制するソフト的な方法とがある。また、雨量と斜面の不安定化とは密接な関係があると考えられていることから、ソフト的な防災対策として雨量を指標とした規制方法が広く用いられている。このソフト的な対策には、より精度の高い予測が求められているが、そのためには降雨時の土中水の挙動を把握して斜面の崩壊危険度の推移を的確に評価する必要がある¹⁾²⁾。予測方法を確立するためには大規模な模型地盤を作成し、実験することが望ましいが、それには大きな時間とコストを必要とする。小規模な地盤に対して遠心模型実験が可能であれば、時間とコストを短縮して豪雨時の地盤挙動に大きく貢献することが出来る。本研究では、散水実験を遠心模型実験に適用することで不飽和地盤の降雨による土中水の挙動を調べることが目的である。具体的には、設定した飽和度で地盤を作成し、遠心場において各点に設置した間隙水圧計から水圧を測定することによって散水による水分の移動を観測する。地下水位よりも上にある地盤では負の間隙水圧つまりサクションが働いており、遠心場においてこのサクションを計測することも本研究の目的である。

本報告では、遠心模型実験装置を用いて、散水しない平面地盤、散水を行った平面地盤と斜面地盤の実験結果を報告する。

2.実験概要

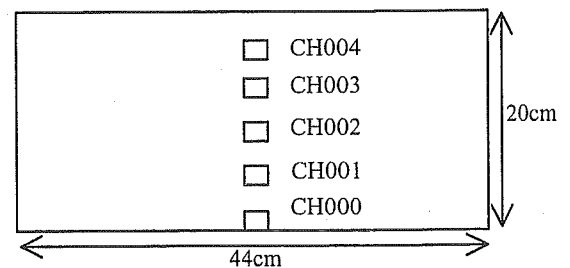
平面地盤と斜面地盤の模式図を図-1に示す。各実験の地盤材料には土粒子密度 2.62g/cm^3 の豊浦砂を用いた。豊浦砂は地盤の研究に広く用いられており、透水性がよく水分移動が確認しやすいという利点を持っている。実務において、砂質材料によって盛土斜面は形成されることはほとんどないが、本研究では水分保持曲線や透水係数などの諸定数が報告されている豊浦砂を用いて実験を行った。

各実験とも飽和度50%となるように所定の量の水と豊浦砂を混ぜ合わせ、5層に分けて突き固めた。この突き固めによって間隙比が0.8の地盤が作成される。斜面の形成は、突き固めた後、所定の角度まで削り出した。模型土槽内は密閉構造であり、散水すると地下水面上昇する。平面地盤では底面から地表面まで4cm毎に間隙水圧計を設置し、斜面地盤では法肩、法面、法先の底面にそれぞれ間隙水圧計を設置した。

以上のように作成した模型地盤に遠心加速度を与え、所定の遠心加速度に到達し間隙水圧計の値がほぼ一定となったところで、散水を開始した。散水強度と遠心加速度の実験条件を表-1に示す。

平面地盤

□：間隙水圧計 奥行き 19cm



斜面地盤

□：間隙水圧計
奥行き 20cm

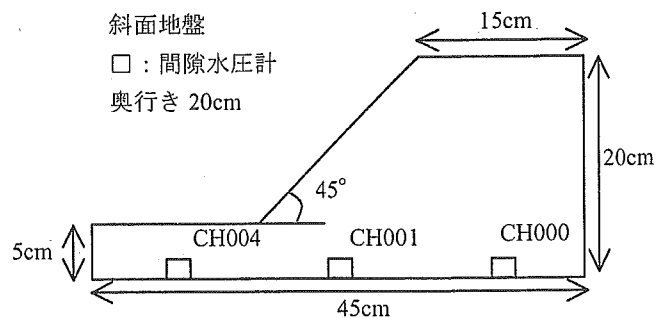


図-1 模型地盤の模式図

Mechanism of unsaturated ground under the Centrifugal field

Atsushi ABE (Graduate Student, Hokkaido University)
 Taiki KASAMA (Graduate Student, ditto)
 Hiroyuki TANAKA (Associate Professor, ditto)
 Toshiyuki MITACHI (Professor, Graduate School of engineering, ditto)
 Yutaka KUDOH (Research Engineer, ditto)

3.実験装置

本研究で用いた遠心模型実験装置は最大積載質量 150kg, 有効回転半径 1.5m, 最大遠心加速度 150G($R=1.5m$)である。一方のプラットホームに模型土槽 (W45×D20×H40cm) を載せ, もう一方には同質量のカウンターウェイトを載せる。CCD カメラの画像はスリップリングを介して送られ, 計測機器類のデータはワイヤレスデータロガーにより制御室に伝送される。間隙水圧計にはSSK社のP306A-1, P306A-5を用いた。散水は給水装置を用いて行っている。遠心模型実験装置の模型土槽の蓋にはノズルが3つ設置されており, ノズルには霧のいけうち社の小噴量形充円錐ノズルを用いた。給水装置の散水量はL/minで設定し, 土槽断面積で除すことによって散水強度を算出している。

4.実験結果

1)平面地盤(散水なし)

図-2に飽和度50%で作成した平面地盤で散水を行わなかった遠心模型実験の結果を示す。横軸には各点の間隙水圧計から測定された値を, 縦軸には平面地盤の深さを示している。10G毎に段階的に遠心加速度を上げて各遠心加速度に到達し, 水圧が一定となった点をプロットした。間隙水圧計の位置を変化させた実験を3回行い, 計測箇所が重複した部分についてはそれらの平均をグラフにプロットした。縦軸の0は地表面を表しており, 20は地盤底部つまり地表面から深さ20cmを表している。遠心実験後, 地盤中に含まれている水分が完全に下方に移動すると考えると地盤の飽和度は50%なので, 地下水面は10cmの位置となる。しかし後で述べるように, サクションによって地下水面より上の地盤の含水比は完全には0とならないこと, 地下水面より下は空気が混在するので必ずしも飽和となっていない。したがって, 図に示すように地表面から約8cm付近に地下水面が見られた。地下水面は地下水面より上の間隙水圧計はほぼ0を示しており, 今回の実験では負の間隙水圧つまりサクションを計測することはできなかった。今後, サクションを計測するためには計測方法や間隙水圧計について検討する必要があると思われる。

図-3に遠心実験後5cm毎に計測した含水比から算出した飽和度を示す。横軸には飽和度 $S_r(\%)$ を, 縦軸には地盤深さ(cm)を表している。3つの実験で多少バラツキがあるものの, 飽和度は地表面付近では約15%, 水面上部では約40%, 水面下部では約60%, 地盤底部では約80%に変化している。これは地下水面8cmを境に極端に飽和度が変化することはなく, 緩やかに飽和度が変化していることを示している。

図-4は, 地下水面より下の地盤でプロットされた間隙水圧の勾配から算出した, 水の単位体積質量 ρ_w の値を示している。飽和状態であれば地下水面より下の間隙水圧の分布は静水圧分布となり $\rho_w=1.0(g/cm^3)$ となる。地下水面より下の地盤は飽和していると予想していたが, 遠心加速度が高ければ高いほど $\rho_w=1.0$ に近づいているが, 50Gに達しても $\rho_w=1.0$ となることはない。 $\rho_w=1.0$ とならない原因として, 地下水位下部の地盤中に空隙が存在していることが挙げられる。初期飽和度50%で存在していた空気がすべて水に置き換えられていないので, 地下水位下部の水圧の分布

表-1 実験条件

| 平面地盤 | | | 斜面地盤 | | |
|---------|-------------------------------|----------|---------|-------------------------------|----------|
| 遠心加速度 G | 散水強度 r cm/s/cm ² | r mm/h | 遠心加速度 G | 散水強度 r cm/s/cm ² | r mm/h |
| 50G | 0.0010 | 36 | 10G | 0.0028 | 100 |
| 50G | 0.0020 | 72 | 10G | 0.0056 | 200 |
| 50G | 0.0028 | 100 | 10G | 0.0139 | 500 |
| 50G | 0.0060 | 215 | | | |

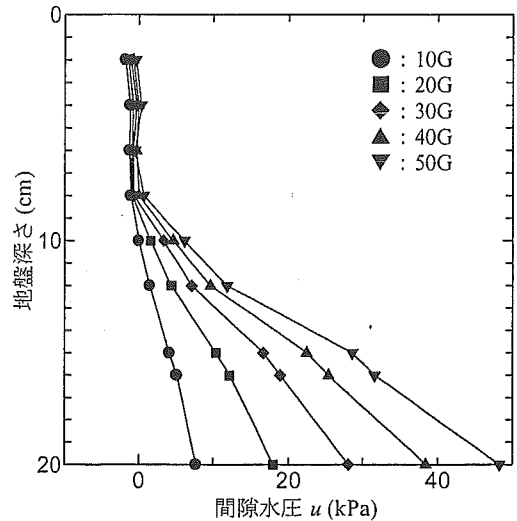


図-2 地盤深さ～間隙水圧関係

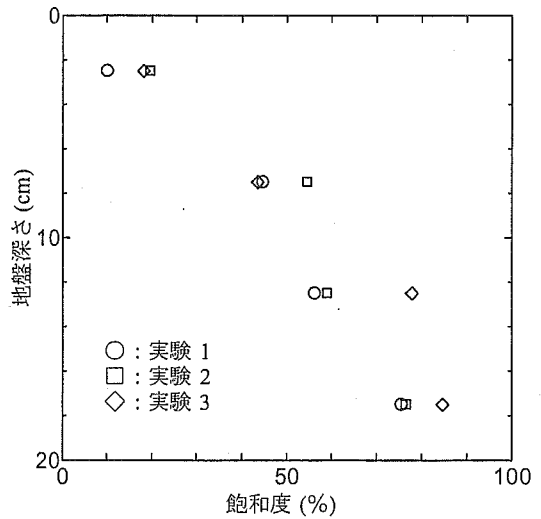


図-3 地盤深さ～飽和度関係

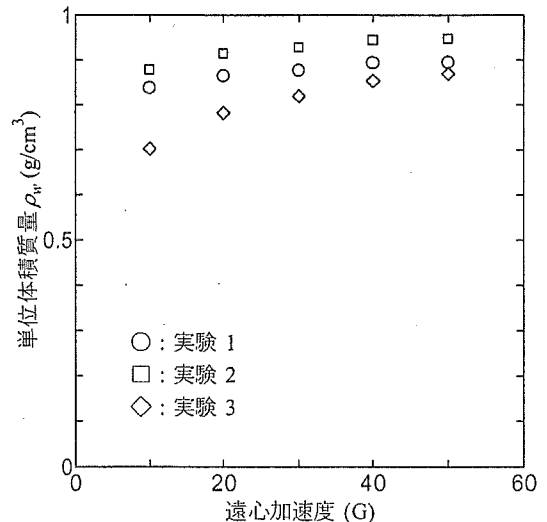


図-4 地盤深さ～飽和度関係

が静水圧分布にならないと思われる。一方、図-3 で示されているように、地下水面より上部の地盤は飽和度 0 とはなっていない。これは土粒子が水分を吸着し、遠心加速度を与えられたとしても完全に離れない水分が存在していると思われる。

2) 平面地盤(散水あり)

図-5 に、平面地盤で得られた散水開始からの水圧の経時変化を散水強度別に示す。横軸は散水開始からの経過時間 s を、縦軸には散水開始を 0kPa とした時の水圧の変化量 Δu を計測位置毎に示している。経過時間は散水が停止するまでをプロットしている。

散水強度 $r = 0.0010\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}^2$ の場合を見てみると、CH004 は 1000s 経過してから水圧が上昇している。これは地下水面が CH004 の位置まで上昇したことを示しており、CH003 と CH004 の水圧が上昇した時間の差 Δt は計測位置間を地下水面が上昇するのに要した時間であると考えられる。グラフより Δt は約 800s なので、散水強度 $r = 0.0010\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}^2$ では単位面積あたり $0.8\text{cm}^3/\text{cm}^2$ の水がこの地盤に散水されたことになる。また、計測位置間隔は 4.0cm なので単位面積あたり $0.8\text{cm}^3/\text{cm}^2$ の水で地下水位を 4.0cm 上昇させたことになる。ここで、模型地盤は間隙比 0.8 、飽和度 50% になるよう作成されたので、単位体積当たりの空隙は次式で与えられる

$$\frac{e \cdot Sr}{1+e} = \frac{0.8 \times 0.5}{1+0.8} = 0.22 \quad (1)$$

これは $0.8\text{cm}^3/\text{cm}^2$ の水分に対して

$$\frac{0.8(\text{cm}^3/\text{cm}^2)}{0.22} = 3.6(\text{cm}) \quad (2)$$

と算出されるので地下水位上昇 4.0cm はほぼ妥当だと考えられる。

次に、散水強度 $r = 0.0028\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}^2$ の場合を見てみると、 $\Delta t = 280\text{s}$ と読み取れる。この時単位面積当たりに散水された水分量は $0.784\text{cm}^3/\text{cm}^2$ であるから上式を用いて計算すると、

$$\frac{0.784(\text{cm}^3/\text{cm}^2)}{0.22} = 3.56(\text{cm}) \quad (3)$$

これより、散水強度 $r = 0.0028\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}^2$ の場合についても地下水位上昇 4.0cm は妥当であると考えらる。

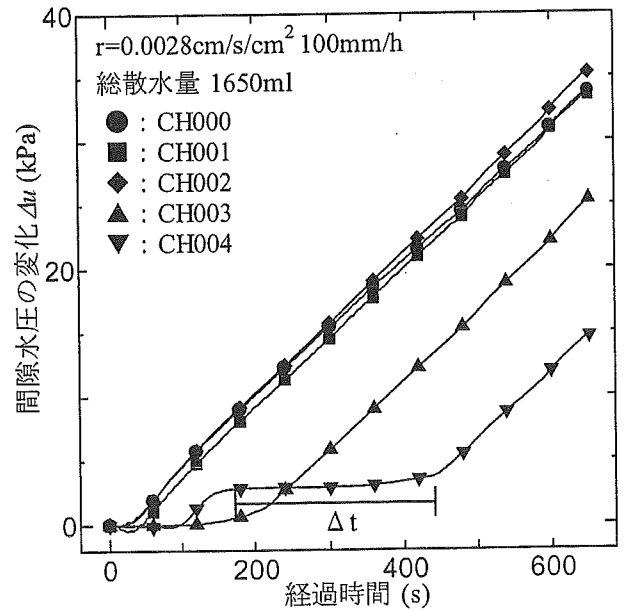
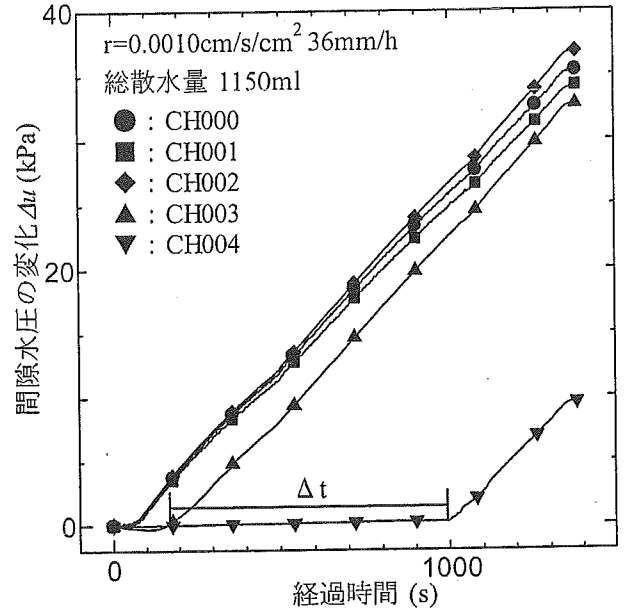


図-5 間隙水圧の変化～経過時間関係

3)斜面地盤(散水あり)

図-6 に、斜面地盤で得られた散水開始からの水圧の経時変化を散水強度別に示す。平面地盤と同じように縦軸の水圧の変化量 Δu は散水開始を 0kPa とした時の変化量を、横軸には経過時間を示している。散水前に法先部分では水面が確認された。

散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ のグラフは他の 2 つのグラフに比べて大きく異なる。すなわち、散水強度 $r=0.0058\text{cm/s/cm}^2$ 以下であれば間隙水圧計の位置に関わらず、水位は一定に上昇していることを示している。一方、散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ の場合には法肩の方が法先より水位が高いことを示している。例えば、散水後 100s 後では、両者の差は 5kPa にもなる。

図-7 は散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ で行った、散水を開始してから 100s 後と 200s 後の模型地盤内の地下水位の様子を表している。

上述 2)平面地盤(散水あり)で示したように、地盤内では単位体積当たりの空隙が小さいので、同じ散水量でも急速に水位が上昇する。一方法先ではすでに述べたように水面となっていたので、水位の上昇は遅い。したがって、法肩と法面では散水によって地下水面の違いが生ずることになる。しかし、散水強度が小さいと、散水による水位上昇速度より水分移動による水位変化が大きくなるので、結果的に散水強度 $r=0.0058\text{cm/s/cm}^2$ 以下では法面・法肩に関わらず、水位は一定に上昇したと考えられる。図-7 に示すように、散水後 200s 後では地下水位が平衡状態になる傾向にあり、これは地盤内の透水係数が飽和度の上昇によって大きくなったと考えられる。

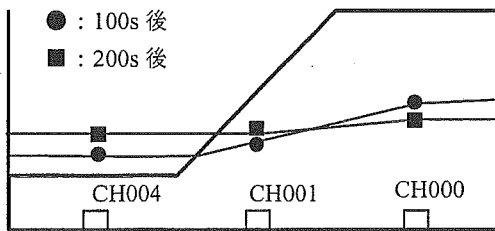


図-7 地下水位上昇の様子

5.おわりに

降雨にともない変化する地盤内の水分の挙動について、遠心模型実験装置を用いた散水実験結果を示した。サクシジョンの計測については計測機器を新たに製作し、引き続き遠心場でのサクシジョン計測を行う予定である。

《謝辞》本研究は、厚生労働科学研究費（労働安全衛生総合研究事業）「斜面崩壊による労働災害防止に関する研究」の補助を受けて実施されました。記して謝意を表します。

参考文献：1)太田直之：模型盛土を用いた散水実験による水位特性，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.2119～2120，2004。

2)阿知波秀彦：降雨後の盛土内水位の減少過程に関する実験的評価，39 回地盤工学研究発表会，pp.2121～2122，2004

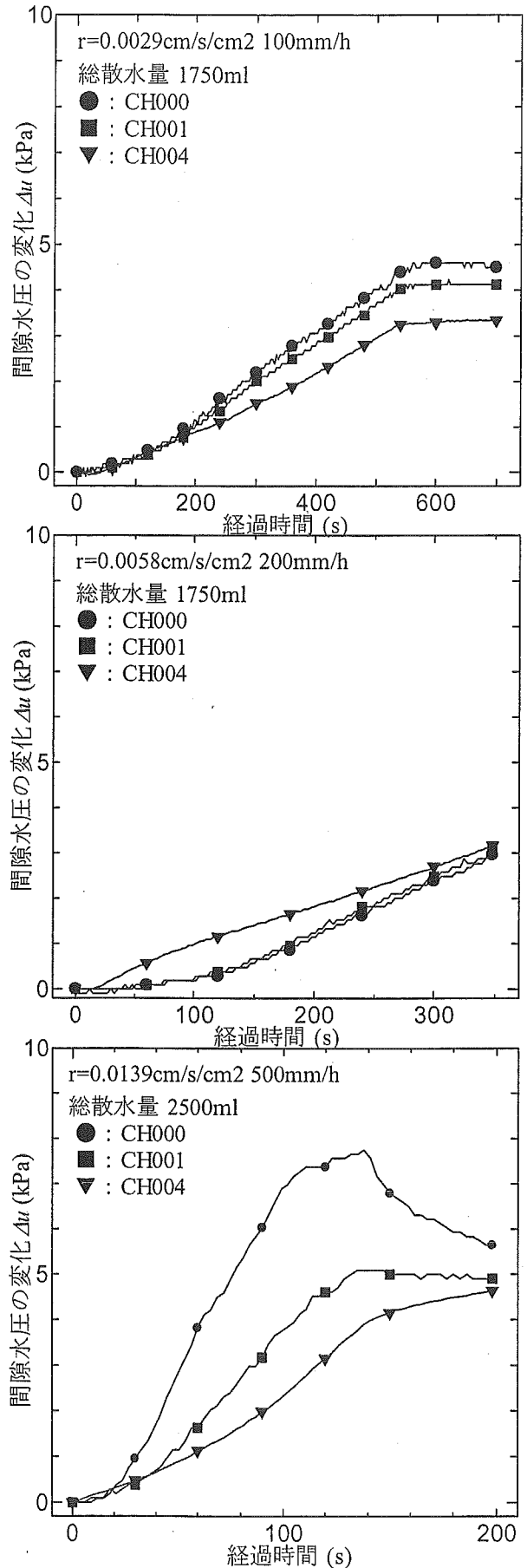


図-6 間隙水圧の変化～経過時間関係

遠心力载荷試験による砂質土斜面崩壊のメカニズムについての研究

北海道大学大学院○学生会員 笠間 太樹

独立行政法人・産業安全研究所 正会員 S.B.Tamrakar

独立行政法人・産業安全研究所 正会員 豊澤 康男

1.はじめに

掘削工事における斜面崩壊によって年間30~40件の死亡災害が発生している。このうち、約半数が法面関連の工事中に発生しており、中でも特に法尻掘削後の床均し中や擁壁工の型枠作業中に多いことがわかっている。これら掘削工事中に発生する災害から現場作業員を守る為に、斜面崩壊の事前予知は必要不可欠である。

本研究は2.で後述する「実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討」¹⁾を、遠心模型実験において再現したものである。遠心模型実験では、実大実験よりも時間と労力を大幅に短縮できるので、斜面崩壊予知技術の開発に貢献できると期待できる。具体的には、一定の遠心力場で掘削装置を用いて斜面の掘削を行い、斜面法肩に設置した変位計の経時変化と崩壊の様子を観察する。更に、同じ試料を用いて一面せん断試験から強度定数を求め、崩壊時の斜面安定解析を行った。

2.実大実験による前兆現象の検討

実大模型を用いて、高さ 2.2m・角度 60° の斜面を作成し、段階的に法尻部を掘削することで斜面を不安定化させ、崩壊に至るまでの変形挙動を観測した。計測箇所は Fig.1 に示すように、斜面部 (S1~S6) にレーザー変位計と傾斜計を、法肩部 (H1、V1~2) にレーザー変位計と LVDT を取り付けた。実験結果を Fig.2 に示す。法尻を段階的に掘削していくと、それに応じて変位が計測されていることが確認できた。

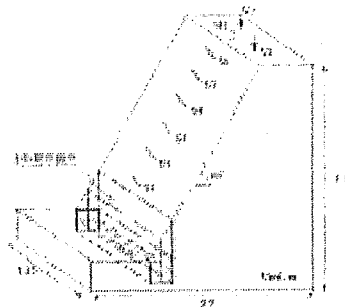


Fig.1 test model

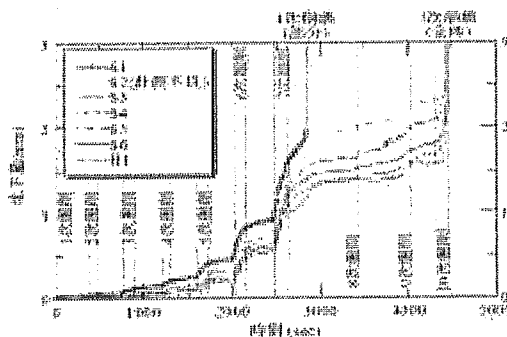


Fig.2 settlement measurement

3.実験装置

- i) 遠心模型実験装置 (Fig.3) …実験に用いたのは、非対称ビーム型遠心模型実験装置である。使用したプラットフォームは静的側で、回転半径は 2.38m、最大遠心加速度は 100G である。
- ii) 掘削装置 (Fig.4) …遠心模型実験装置のプラットフォーム上に取り付けることで、遠心力载荷中に遠隔操作によって模型地盤の掘削が可能である。運転は制御室の PC によって行い、手動もしくはプログラムによって操作する事が可能である。

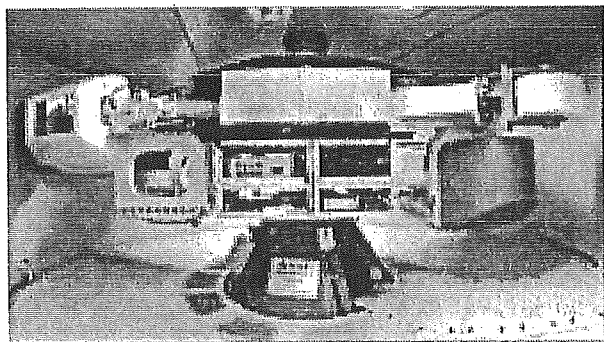


Fig.3 centrifuge model test equipment

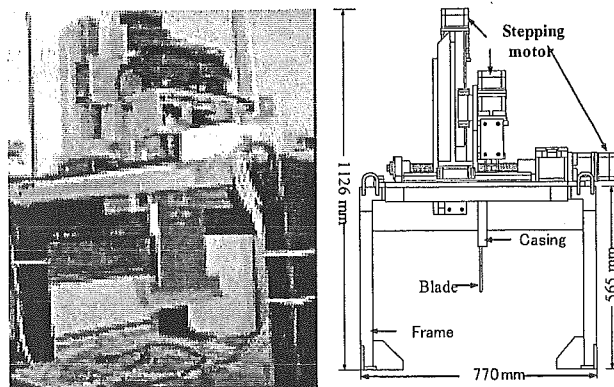


Fig.4 in-flight excavator

Study on slop failure mechanism of sand ground in the centrifugal field

T.Kasama (Hokkaido Univ) and S.B.Tamrakar , Y.Toyosawa (National Institute of Industrial Safety)

4.遠心模型実験

1)試料

実大実験と同じ川砂を用いた。密度試験によって求められた ρ_s は 2.763g/cm^3 であった。

2)実験手順

実験は次の手順で行った。[供試体締め固め]→[斜面形成]→[遠心装置内に設置・固定]→[遠心力载荷]→[掘削]→[斜面崩壊]

締め固め方法は、1層につき川砂 22.5kg を 200kPa で3分間締め固める。これを15層繰り返して地盤高さ 25cm にする。また、すべり面が確認しやすいように1層毎に粉末状のカオリンを撒く。その後、予め決められた斜面形状となるように地盤を切り出す。更に地盤前面に $1\text{cm}\times 1\text{cm}$ のメッシュ入りのメンブレンを貼り付け、掘削時の目安にする。メンブレンと土槽の間にはグリースを薄く塗ることで、土槽と地盤の摩擦を少なくする。遠心装置内に設置した後、斜面法肩部に設置した4つの変位計の推移を見ながら遠心加速度を徐々に上げていく。所定の遠心加速度に達したところで、予め定めておいた掘削箇所に従って、大規模な斜面崩壊が発生するまで掘削を行う。

3)実験条件

実験は斜面傾斜角($50^\circ \cdot 60^\circ \cdot 70^\circ$)と遠心加速度($6\text{G} \cdot 10\text{G}$)を変えて計5回(それぞれ50A、50B、60A、60B、70Aとする)行った。各実験条件と含水比をTable1に示す。

4)実験結果

実験で得られた、変位計と遠心加速度の経時変化と、掘削箇所と崩壊発生箇所を示した斜面断面図をFig.5に示す。

ここで60Bの実験結果に注目すると、掘削につれて法肩部が緩やかに沈下していくことがよく観察できる。特に③部の掘削後、CH1・CH2において大きく沈下を続け、約1分後に大規模な崩壊を起こしたことがわかる。同様に70Aでも②部の掘削後にCH1の大きな変位が観測され、その後に大規模な崩壊に至っている。50A・50Bの場合も変化は微小であるが、同様の傾向が見られた。ただし、60Aのみだけが掘削中の変位は少なく、突然大規模な崩壊を起こすという他と異なる挙動を示し、斜面崩壊の前兆が顕著に現れなかった。

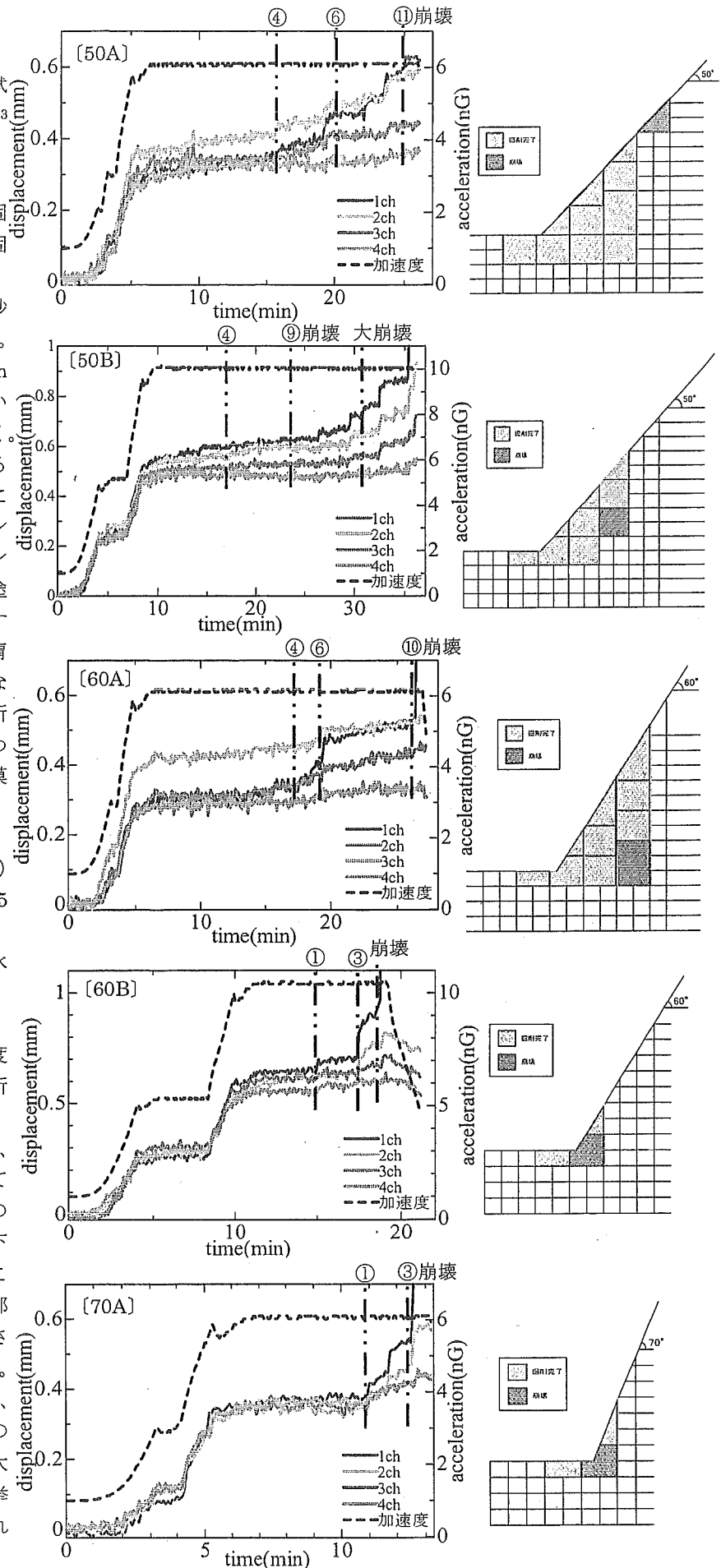


Fig.5 displacement vs. time // steps of excavation

斜面崩壊の形状は、全て円弧状であった。ただし 50A のみ、斜面崩壊が法肩まで達していなかった。一例として 50B の崩壊前、崩壊後の写真を Fig.6 に示す。

Table1 each conditions of tests

| | 50A | 50B | 60A | 60B | 70A |
|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Slope angle(°) | 50 | 50 | 60 | 60 | 70 |
| Acceleration (G) | 6 | 10 | 6 | 10 | 6 |
| Wet density (g/cm ³) | 1.516 | 1.527 | 1.535 | 1.527 | 1.527 |
| Void Ratio | 0.82 | 0.81 | 0.80 | 0.81 | 0.81 |
| Avg.water content(%) | 7.46 | 7.30 | 8.04 | 7.37 | 8.11 |
| covered | No | Yes | No | No | Yes |

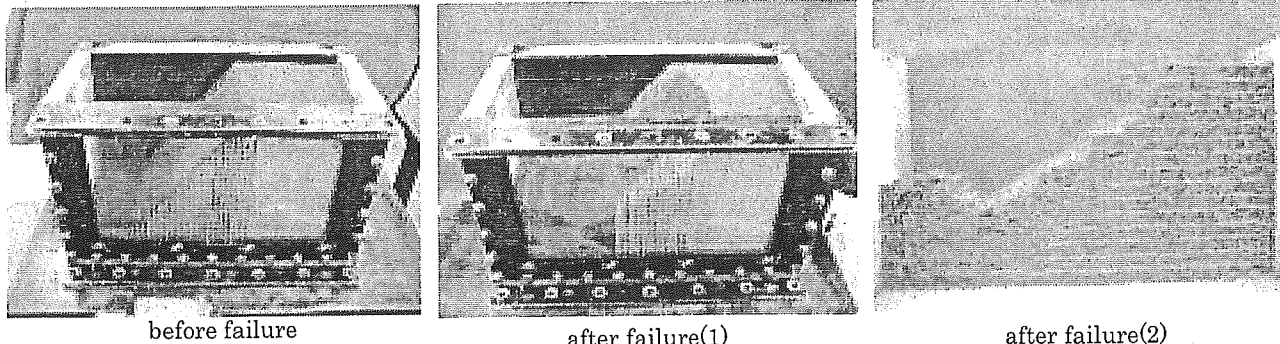


Fig.6 test of models

5. 一面せん断試験

供試体作成は遠心模型実験と同様の条件 (200kPa・3min・4層) で締め固めた。圧密過程は、50kPa・100kPa・150kPa・200kPa で圧密し、打ち切りは 3t 法によって判断した。せん断過程は、定圧条件下において、せん断変位速度 0.2mm/min で行った。実験結果 (せん断応力・せん断変位、せん断強さ・垂直応力) を Fig.7~8 に示す。この実験結果から、強度定数 c 、 ϕ をそれぞれ、 $c=2.09\text{kPa}$ 、 $\phi=37^\circ$ とした。ただし、破壊包絡線の取り方によっては c の値が 1~3kPa まで変化する。

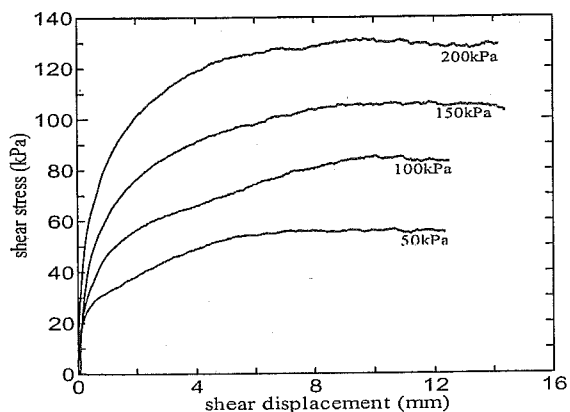


Fig.7 shear stress vs. shear displacement

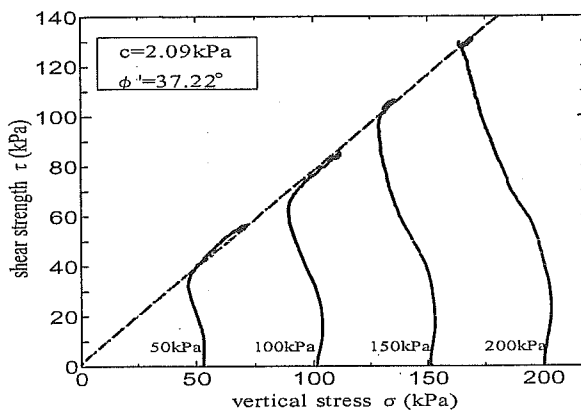


Fig.8 shear strength vs. vertical stress

6. 斜面安定解析

遠心模型実験で得られた斜面崩壊直前の断面形状と、一面せん断試験によって得られた c 、 ϕ の値を用いて、斜面安定解析を行った。地盤定数を湿潤密度 $\rho=14.98\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=2.09\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=37^\circ$ として、遠心模型実験 5 回の実験それぞれの最小安全率を求めた。解析結果を Fig.9~13、Table2 に示す。

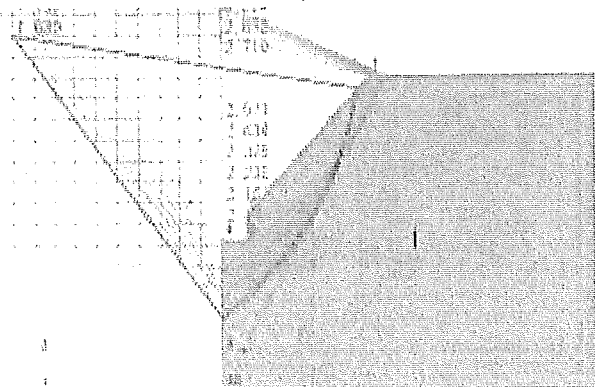


Fig.9 50A

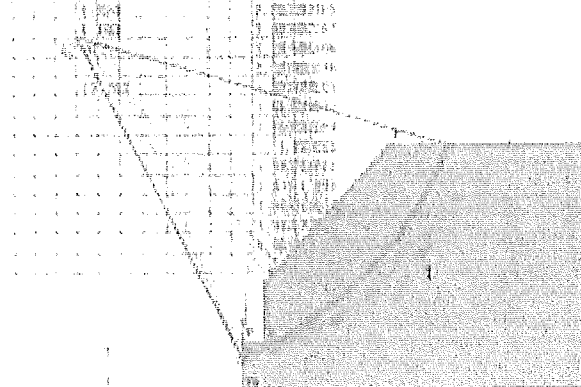


Fig.10 50B

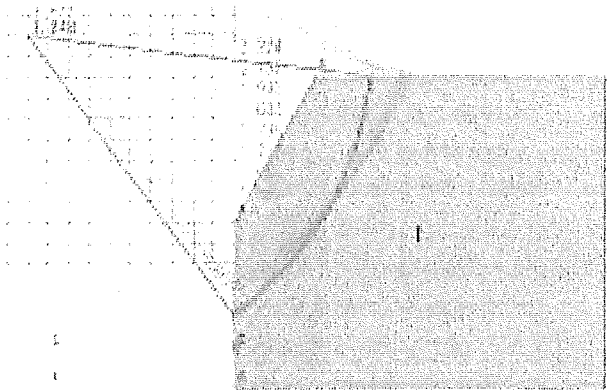


Fig.11 60A

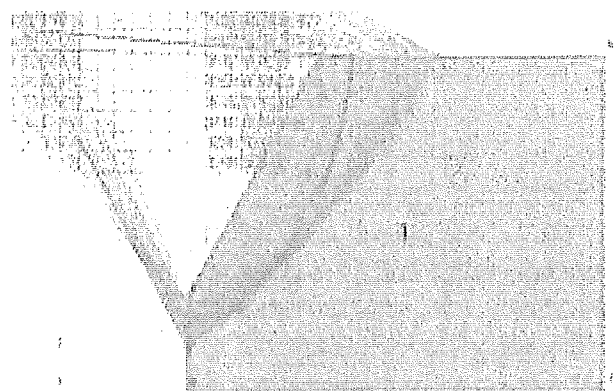


Fig.12 60B

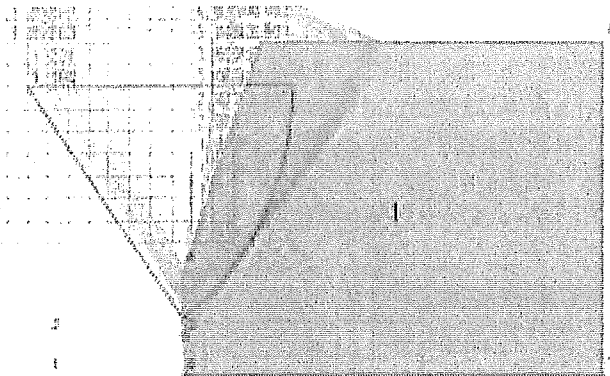


Fig.13 70A

Table2 minimum safety factor

| | safety factor |
|-----|---------------|
| 50A | 1.680 |
| 50B | 1.183 |
| 60A | 1.248 |
| 60B | 1.075 |
| 70A | 1.194 |

8. 結論

- 1) 遠心模型実験：変位計の経時変化に注目すると、斜面に近い ch1、ch2 が大きく変位した後に、大規模な崩壊が起きる傾向が見られた。斜面に近い法肩部で変位を計測すれば、大規模な斜面崩壊を事前に予測する可能性が高い。更に、斜面に傾斜計やレーザー変位計等を取り付け、その変化を観測すれば、その精度を上げることも期待できる。
- 2) 斜面安定解析：最小安全率について比べてみると、50A のみ 1.68 と高い安全率を示したが、他の 4 ケースについては 1.1 前後と、ほぼ妥当と言える値を得られた。従って遠心模型実験の結果の妥当性を評価できた。50A の結果についてだが、Fig.12 のように、斜面のすべり面が法肩部までいたらなかったことが要因の一つとして考えられる。更に掘削を進めて大規模な斜面崩壊を起こせば、安全率が 1 に近づいたのではないかと推測される。

《謝辞》

本研究は、厚生労働科学研究費（労働安全衛生総合研究事業）「斜面崩壊による労働災害防止に関する研究」の補助を受けて実施されました。記して謝意を表します。

《参考文献》

- 1) S. B. Tamrakar, 豊澤康男ら：実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討, 安全工学シンポジウム vol.35, pp.319~322, 2005

遠心力模型実験による降雨時の地下水位の変動

降雨 不飽和土 遠心力模型実験

北海道大学 学生会員 ○阿部 篤史
 北海道大学 国際会員 田中 洋行
 北海道大学 国際会員 三田地利之
 北海道大学 国際会員 工藤 豊
 北海道大学 学生会員 笠間 太樹

1. はじめに

豪雨に対する斜面の防災対策には、補強により斜面の耐力を向上させるハード的な方法と、斜面の崩壊を予知して危険区域への進入を規制するソフト的な方法とがある。また、雨量と斜面の不安定化とは密接な関係があると考えられていることから、ソフト的な防災対策として雨量を指標とした規制方法が広く用いられている。このソフト的な対策には、より精度の高い予測が求められているが、そのためには降雨時の土中水の挙動を把握して斜面の崩壊危険度の推移を的確に評価する必要がある¹⁾²⁾。予測方法を確立するためには大規模な模型地盤を作成し、実験することが望ましいが、それには多大な時間とコストを必要とする。小規模な地盤に対して遠心模型実験が可能であれば、時間とコストを短縮して豪雨時の地盤挙動の解明に大きく貢献することが出来る。本研究では、不飽和地盤の降雨による土中水の挙動を遠心場で調べることが目的である。地下水位よりも上にある地盤では負の間隙水圧つまりサクションが働いており、遠心場においてこのサクションを計測することも本研究の目的である。

本報告では、遠心模型実験装置を用いて、散水しない平面地盤、散水を行った斜面地盤の実験結果を報告する。

2. 実験概要

供試体の模式図を Fig.1 に示す。各実験の地盤材料には土粒子密度 2.62g/cm^3 の豊浦砂を用いた。豊浦砂は地盤の研究に広く用いられており、透水性がよく水分移動が確認しやすいという利点を持っている。さらに、豊浦砂は水分保持曲線や透水係数などの諸定数が報告されている利点を有している。

各実験とも飽和度 50% となるように所定の量の水と豊浦砂を混ぜ合わせ、5 層に分けて突き固めた。この突き固めによって間隙比が 0.8 の地盤が作製される。斜面の形成は、突き固めた後、斜面角度 45° で削り出した。また、斜面先の土槽壁面には地盤底部から 5cm の位置に排水口を設け、散水によって流出した水は排水される仕組みになっている。まず、飽和度 50% の平面地盤を散水せずに遠心载荷した実験を行った。次に、上記のように作製した斜面地盤に遠心加速度を与え、所定の遠心加速度に到達した後、間隙水圧計の値がほぼ一定となったところで、各散水強度で散水実験を行った。

3. 実験装置

本研究で用いた遠心模型実験装置は最大積載質量 150kg、有効回転半径 1.5m、最大遠心加速度 150G(R=1.5m)である。一方のプラットフォームに模型土槽(W 45×D20×H40cm)を載せ、もう一方には同質量のカウンターウェイトを載せる。CCD カメラの画像はスリッピングを介して送られ、計測機器類のデータはワイヤレスデータロガーにより無線で制御室に伝送される。間隙水圧計には SSK 社の P306A-1、P306A-5 を用いた。散水は給水装置を用いて行っている。遠心模型実験装置の模型土槽の蓋にはノズルが 3つ設置されており、ノズルには「霧のいけうち社」の小噴量形充円錐ノズルを用いた。給水装置の散水量は L/min で設定し、土槽断面積で除すことによって散水強度を算出している。

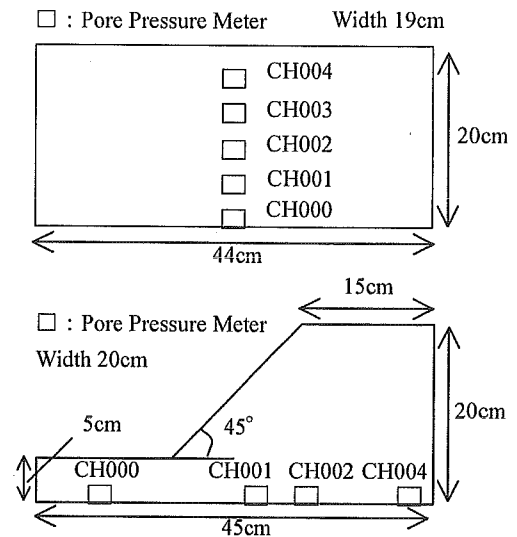


Fig.1 Test Specimen size

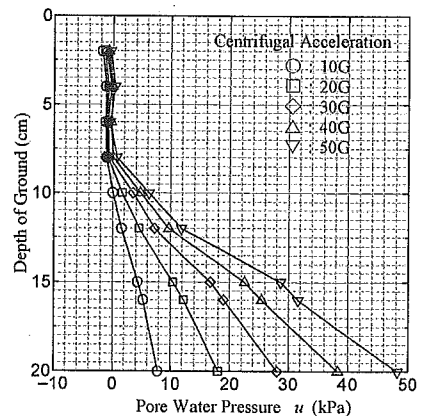


Fig.2 Depth ~ u relationship

4. 実験結果

(1) 平面地盤(散水なし)

Fig.2 に散水を行わなかった時の平面地盤の水圧分布を示す。縦軸には、平面地盤の深さを示している。縦軸の0は地表面を表しており、20は地表面から深さ20cmつまり地盤底部を表している。横軸には、各間隙水圧計から測定された値 u を示している。遠心加速度10Gを毎に段階的に増加させ、各遠心加速度で水圧が一定となった値をプロットしている。間隙水圧計の位置を変化させた実験を3回行い、計測箇所が重複した部分についてはそれらを平均した値をプロットした。地盤の飽和度は50%なので、地盤中に含まれている水分が完全に下方に移動すると考えると、地下水面は10cmの位置となる。しかし、サククションによって地下水面より上の地盤の含水比は完全には0とならないこと、地下水面より下は空気が混在するので必ずしも飽和となっていないので、実験後の水面の位置は地表面から約8cmであった。地下水面より上の間隙水圧計はほぼ0を示しており、今回の実験では負の間隙水圧つまりサククションを計測することはできなかった。

Fig.3 に遠心実験後5cm毎に計測した含水比から算出した飽和度を示す。横軸には飽和度 $S_r(\%)$ を、縦軸には地盤深さ(cm)を表している。3つの実験で多少バラツキがあるものの、飽和度は地表面付近では約15%、水面上部では約40%、水面下部では約60%、地盤底部では約80%に変化している。

Fig.4 は、地下水面より下の地盤でプロットされた間隙水圧の勾配から算出した、水のみかけの単位体積質量 ρ_w の値を示している。飽和状態であれば地下水面より下の間隙水圧の分布は静水圧分布となり $\rho_w=1.0(\text{g/cm}^3)$ となる。地下水面より下の地盤は飽和していると予想していたが、遠心加速度が増加するほど ρ_w も増加するが、50Gに達しても $\rho_w=1.0$ となることはない。 $\rho_w=1.0$ とならない原因として、地下水位下部の地盤中に空隙が存在していることが挙げられる。したがってここでは水のみかけの密度という表現を使用している。一方、Fig.3 で示されているように、地下水面より上部の地盤は飽和度が小さいが、0%とはなっていない。これは土粒子が水分を吸着し、遠心加速度を与えられたとしても完全に離れない水分が存在していることになると思われる。

(2) 斜面地盤(散水あり)

Fig.5 に、散水強度が0.75L/minと0.15L/minの異なる場合の斜面内の地下水位上昇の変化の様子を示している。遠心加速度は両者とも同じ10Gで、総散水量が同じ時点での地下水位を比較している。ここで、初期水位とは散水開始前に斜面内に見られた水位を示している。点線は平面地盤での予想される地下水位、すなわち横方向に排水のない場合の地下水位を求めている。総散水量が同じであるにもかかわらず、散水強度によって水位高さは異なっている。これは、散水強度が小さい場合には重力によって水分が下流に移動するためである。

5. おわりに

降雨にともない変化する地盤内の水分の挙動について、遠心模型実験装置を用いた散水実験結果を示した。この実験から散水強度と斜面地下水位上昇は密接に関係していることがわかった。

《謝辞》本研究は、厚生労働科学研究費(労働安全衛生総合研究事業)「斜面崩壊による労働災害防止に関する研究」の補助を受けて実施されました。記して謝意を表します。

【参考文献】

1)太田直之: 模型盛土を用いた散水実験による水位特性, 第39回地盤工学研究発表会, pp.2119~2120, 2004. 2)阿知波秀彦: 降雨後の盛土内水位の減少過程に関する実験的評価, 同上, pp.2121~2122, 2004

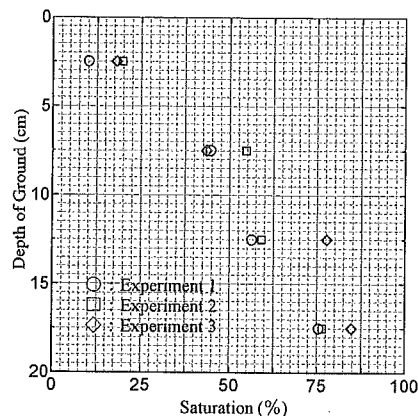


Fig.3 Depth ~ Saturation relationship

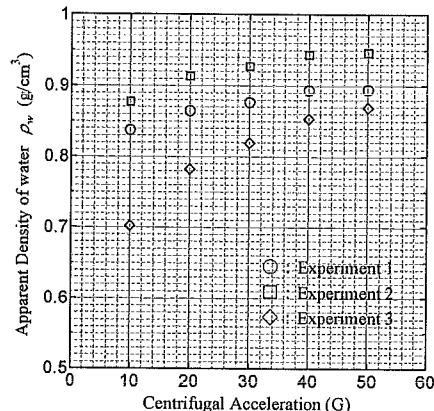


Fig.4 Apparent ρ_w ~ G relationship

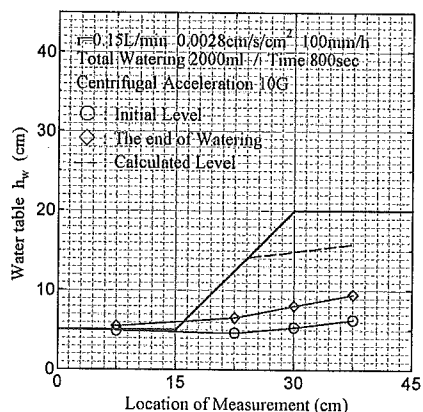
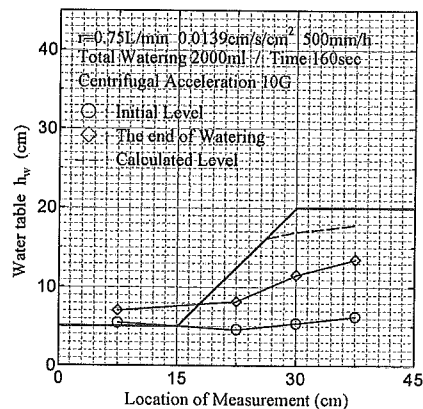


Fig.5 Elevation of Water table

遠心力载荷実験による砂質土の斜面崩壊の再現

遠心模型実験 斜面安定 砂質土

北海道大学大学院 学生会員○笠 間 太 樹
北海道大学大学院 国際会員 田 中 洋 行
独立行政法人・産業安全研究所 国際会員 S.B.Tamrakar
独立行政法人・産業安全研究所 国際会員 豊 澤 康 男

1.はじめに

掘削工事中における斜面崩壊によって年間30~40件の死亡災害が発生している。このうち、約半数が法面関連の工事中に発生しており、その中でも特に法尻掘削後の床均し中や擁壁工の型枠作業中に多いことがわかっている。これら掘削工事中に発生する災害から現場作業員を守る為に、斜面崩壊の事前予知は必要不可欠である。

本研究は2.で後述する「実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討」¹⁾を、遠心模型実験において再現したものである。遠心模型実験では、実大実験よりも時間と労力を大幅に短縮できるので、斜面崩壊予知技術の開発に貢献できると期待できる。具体的には、一定の遠心力場で掘削装置を用いて斜面の掘削を行い、斜面法肩に設置した変位計の経時変化と崩壊の様子を観察する。更に、同じ試料を用いて一面せん断試験から強度定数を求め、崩壊時の斜面安定解析を行った。

2.実大実験による前兆現象の検討

実大模型を用いて、高さ 2.2m、角度 60° の斜面を作成し、段階的に法尻部を掘削することで斜面を不安定化させ、崩壊に至るまでの変形挙動を観測した。計測箇所は Fig.1 に示すように、斜面部 (S1~S6) にレーザー変位計と傾斜計を、法肩部 (H1、V1~2) にレーザー変位計とLVDT を取り付けた。実験結果を Fig.2 に示す。これにより法尻を段階的に掘削していくと、それに応じて法肩と斜面部が初期は緩やかに沈下し、崩壊直前には急激に沈下することが確認できた。

3.実験装置

- i)遠心模型実験装置…実験に用いたのは、回転半径 2.38m、最大遠心加速度 100G の非対称ビーム型遠心模型実験装置である。
- ii)掘削装置(Fig.3)…遠心模型実験装置内の模型土槽上に取り付けることで、遠心力载荷中に遠隔操作によって模型地盤の掘削が可能である。操作は制御室のPCから手動で行う。

4.遠心模型実験

1)実験方法…実験は以下の手順で行った。試料は実大実験と同じ川砂を用いた。

[供試体締め固め]→[斜面形成]→[遠心装置内に設置・固定]→[遠心力载荷]→[掘削]→[斜面崩壊]

模型土槽作製は、1層を 200kPa で 3 分間締め固め、これを 15 層繰り返して地盤高さ 25cm にする。また、すべり面が確認しやすいように 1 層毎に粉末状のカオリンを撒く。その後、予め決められた斜面形状となるように地盤を切り出す。更に土槽前方ガラス面に 1cm×1cm のメッシュ入りのメンブレンを貼り付け、掘削時の目安にする。メンブレンと土槽の間にはグリースを薄く塗ることで、土槽と地盤の摩擦を少なくする。遠心装置内に設置した後、斜面法肩部に設置した 4 つの変位計の推移を見ながら遠心加速度を徐々に上げていく。所定の遠心加速度に達したところで、予め定めておいた掘削箇所に従って、大規模な斜面崩壊が発生するまで掘削を行う。

2)実験条件

実験は斜面傾斜角と遠心加速度を変えて計 5 パターン (50° /6G、50° /10G、60° /6G、60° /10G、70° /6G、以降それぞれを 50A、50B、60A、60B、70A と呼ぶ) で行った。地盤の間隙比は 0.81 前後、含水比は 7.5% 前後であった。

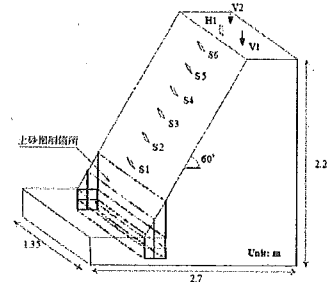


Fig.1 test model

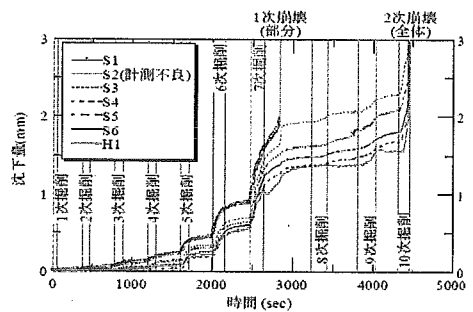


Fig.2 settlement measurement

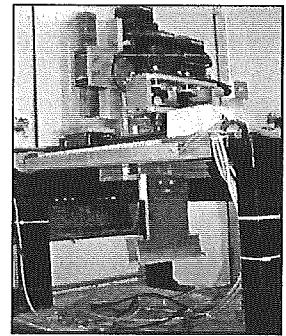


Fig.3 in-flight excavator

3)実験結果

Fig.4 に実験で得られた変位計と遠心加速度の経時変化を 50A、60B を例にとって示す。変位計は模型地盤の法肩部に設置し、斜面からそれぞれ 2cm(1ch)、5cm(2ch)、8cm(3ch)、11.5cm(4ch)の位置にある。ここで 60B の実験結果に注目すると、掘削につれて法肩部が緩やかに沈下していくことがよく観察できる。特に③部の掘削後、1ch、2ch において大きく沈下を続け、約 1 分後に大規模な崩壊を起こしたことがわかる。50A、50B、70A の場合も変化は微小であるが、同様の傾向が見られた。ただし、60A のみだけが掘削中の変位は少なく、突然大規模な崩壊を起こすという他と異なる挙動を示し、斜面崩壊の前兆が顕著に現れなかった。斜面崩壊の形状は全て円弧状で、50B~70A は斜面先破壊、50A のみ斜面内破壊であった。

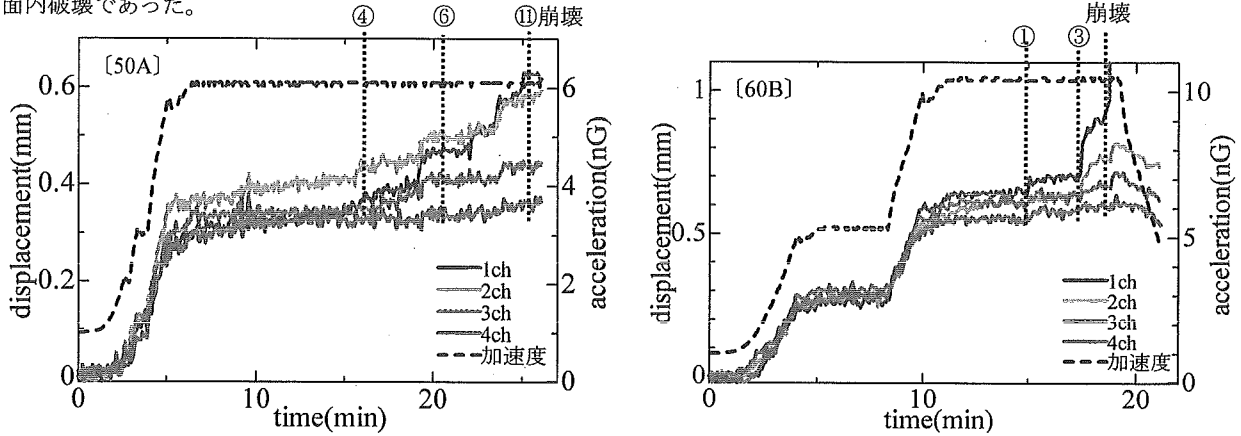


Fig.4 displacement and acceleration vs. time

5.一面せん断試験

供試体は遠心模型実験と同様の条件 (200kPa、3min、4 層) で締め固めて作製した。圧密過程は、50kPa、100kPa、150kPa、200kPa で圧密し、打ち切りは 3t 法によって判断した。せん断過程は、定圧条件下において、せん断変位速度 0.2mm/min で行った。実験結果 (せん断強さ-垂直応力) を Fig.5 に示す。この実験結果から、最小二乗法により強度定数 c 、 ϕ をそれぞれ、 $c=2.09\text{kPa}$ 、 $\phi=37^\circ$ とした。ただし、破壊包絡線の取り方によっては c の値が 1~3kPa まで変化する。

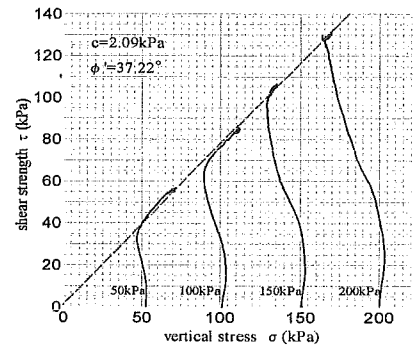


Fig.5 shear strength vs. vertical stress

6.斜面安定解析

1)解析条件…遠心模型実験で得られた斜面崩壊直前の断面形状と、一面せん断試験によって得られた c 、 ϕ の値を用いて、斜面安定解析を行った。地盤定数を湿潤密度 $\rho=14.98\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=2.09\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=37^\circ$ として、計 5 回の遠心模型実験で崩壊直前の斜面の最小安全率を求めた。

2)解析結果…最小安全率はそれぞれ、50A⇒1.680、50B⇒1.183、60A⇒1.248、60B⇒1.075、70A⇒1.194 となった。

7.結論

1)遠心模型実験：変位計の経時変化に注目すると、斜面に近い 1ch、2ch が大きく変位した後に、大規模な崩壊が起きるといふ実大実験と同様の傾向が見られた。より斜面に近い法肩部で変位を計測すれば、大規模な斜面崩壊を事前に予測できる可能性が高いと言える。更に、斜面に傾斜計やレーザー変位計等を取り付け、その変化を観測すれば、その精度を上げることも期待できる。よって、掘削装置を用いた遠心模型実験は十分な再現性を持つといえよう。

2)斜面安定解析：最小安全率について比べてみると、50A のみ 1.68 と高い安全率を示したが、他の 4 ケースについては 1.1 前後と、ほぼ妥当と言える値を得られた。従って遠心模型実験の結果の妥当性を評価できた。50A の結果が他と比べて高い原因として、4.3) で述べたように斜面のすべり面が法肩部までいらず、斜面内破壊したことが考えられる。更に掘削を進めて大規模な斜面崩壊を生じさせれば、その時の斜面安全率が 1 に近づいたのではないかと推測される。

《謝辞》

本研究は、厚生労働科学研究費 (労働安全衛生総合研究事業) 「斜面崩壊による労働災害防止に関する研究」の補助を受けて実施されました。記して謝意を表します。

《参考文献》

1)S.B.Tamrakar, 豊澤康男ら：実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討, 安全工学シンポジウム vol.35, pp.319~322, 2005.