

Ceramic tube was inserted immediately after this from the side of the fixed mold. Here also, wiping of thin water was done. Total length of insertion should be within 4 cm so that it will not reach the middle constricted portion where tensile crack is expected to appear.

Load cell was then attached towards the pulling side. Also, gear of the pulling motor was fixed in advance. Here, tensile pulling rate could be varied from 0.001 to 1.0 mm/min. In the meantime, pore water pressures of both ceramic disc and ceramic tube were measured continuously until the values became constant. This constant value gives the initial suction of the specimen. Once the initial suction was measured, then the screws between the fixed and movable tensile molds were loosened carefully and pulling was started. In order to prevent the evaporation of water, whole the tensile pulling apparatus was covered up by the plastic box. Tensile pulling rate, initial suction, water content, etc. for each test under different consolidation pressure are shown in Table 1.

4. TEST RESULTS AND DISCUSSIONS

In Figure 2a tensile stress ~ displacement curves for the specimens consolidated under 50, 108 and 197 kPa at different tensile pulling rates are shown. Clear tensile stress peak (tensile strength, q_t) for each curve could be seen. Also, with the increase in tensile pulling rate, tensile stress ~ displacement curve enlarged and increment in tensile strength was seen. Comparing the displacement point where the maximum tensile stress occurred in each group of consolidation pressure, it was observed that the displacement point increased with the increment in tensile pulling rate. On average, the maximum value of tensile

strength was obtained in the range of 0.3 to 1.4 mm displacement. In Figure 2b, suction measured for pedestal and side from the start to end of the test is shown. Both pedestal and side suction showed similar trend of increment with the elapsed time. The first peak in the Figure 2b shows the initial suction whereas second peak shows the maximum suction during tensile test. Although side suction measured was little lower than pedestal suction, it could be said that both ceramic disk and ceramic tube give closer values. Tensile pulling for each test was started when the initial suction became constant. In Figure 2c, change in tensile stress and suction values with displacement was shown. Increment in both suction values with the increase in tensile stress could be seen. In addition, maximum value of suction was observed when tensile stress reached to its maximum value. As both the suction measured showed closer values, from now onward, only pedestal suction would be explained.

Initial and peak suction values of pedestal for all the tests at different tensile pulling rates are shown in Figure 3a and Table 1. Little difference in the initial suction values was observed for the specimens prepared under the same consolidation pressure which might be due to the disturbances while inserting the specimen. Increase in the suction values (both initial and maximum) with the increase in the consolidation pressure could be seen. Clear difference and increment from initial to peak values for each test and each consolidation pressure could also be seen. In case of the specimen consolidated at 50 kPa, increment in suction values with the increase in tensile pulling rate was observed. But this trend was not clear for 108 and 197 kPa specimens. One of the reasons for this might be due to higher suction values at higher consolidation pressure where water content is lower.

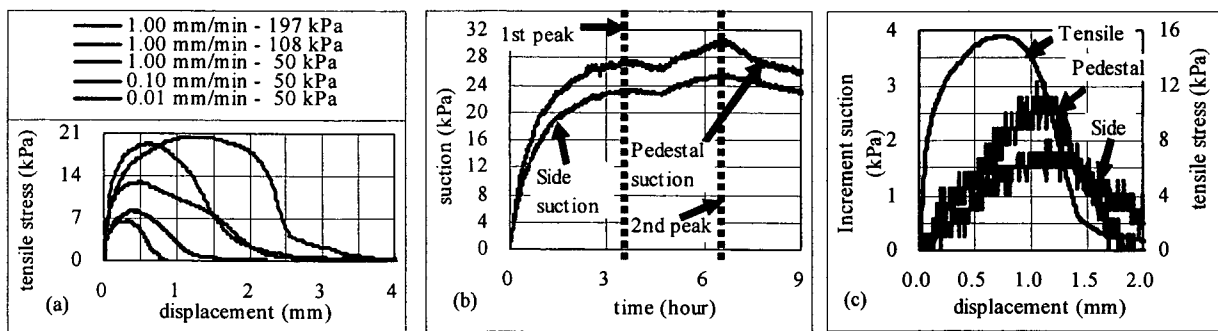


Fig. 2(a) Stress~displacement curves and (b), (c) pedestal & side suction and tensile stress (197 kPa, 0.01 mm/min)

Tensile strength measured for the specimens under different consolidation pressure and different tensile pulling rates, is shown in Figure 3b. Here, exponential increment in tensile strength with the increment in tensile pulling rate could be seen. It could be said that with the increase in tensile pulling rate, both tensile strength and suction values increase. Further research in case of specimens under higher consolidation pressure is needed.

Table-1. Test Condition and Results

Consolidation pressure	Pulling rate (mm/min)	w (%)		Suction (kPa)		Diff. (kPa)	q _t (kPa)
		Before	After	Initial	Max.		
50 kPa	1	56	58	8	12	4	12.8
	0.1	59.3	58	8	12.2	4.2	8.3
	0.01	58.1	58	6.2	9.3	3.1	6.5
	0.001	59.6	57.7	6.7	8.5	1.8	7.8
108 kPa	1	50.6	49.5	17.6	20.3	2.5	19
	0.1	51.6	49.8	17.2	22.5	5.3	17.5
	0.01	51.3	49.4	22.7	25.8	3.1	17.1
	0.001	49.7	48.9	21.1	20.8	-0.3	11.9
197 kPa	1	49.1	47.7	23.1	25.3	2.2	20
	0.1	48.1	47.2	28.6	29.7	1.1	20.1
	0.01	49.6	---	26.3	29.9	1.8	15.5
	0.001	47.8	47.2	25.9	28.1	2.9	17.9

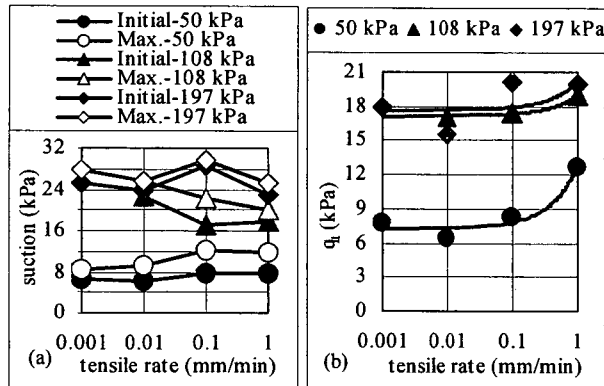


Fig. 3 Tensile pulling rate vs. (a) suction and (b) q_t

6. CONCLUSIONS

1) Clear tensile stress ~ displacement curves for each test could be seen. With the increase in consolidation pressure, increment in tensile strength and suction values could be seen.

2) Pedestal and side suction measured at the bottom and mid height of the specimen showed closer values and similar trend of increment. Therefore, it could be said that the measurement of suction at the bottom of the specimen is sufficient. Also, increment in suction from its initial

value to maximum value was seen when tensile stress reaches to maximum value.

3) Exponential increment in tensile strength with the increase in tensile pulling rate was seen for all the specimens consolidated under same consolidation pressures. Increment in suction values with the increase in tensile pulling rate could also be seen for specimens consolidated under 50 kPa.

ACKNOWLEDGEMENT

This work is carried out under the Health and Labor Sciences Research Grants of Ministry of Health, Labor and Welfare. Authors are also thankful to Mr. Y. Kudoh, technician of Graduate school on engineering, Hokkaido University for his support in making ceramic disc (tube).

REFERENCES

- Nahlawi, H., Chakraborti, S. and Kodikara, J. (2004) - A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27, No. 4, pp 1-6.
- Ono, N., Mochizuki, A., Kurosaki, H., and Ueno, K. (2003) - Trial tests with compressive and tensile strength measuring apparatus. *58th Annual meeting of Japanese Society of Civil Engineering*, Northeast Branch, JSCE, pp 386-387 (in Japanese).
- Tamrakar, S. B., Toyosawa, Y., Mitachi, T. and Itoh, K. (2005) - Tensile strength of compacted and saturated soils using newly developed tensile strength measuring apparatus. *Soils and Foundations*, Vol.45, No. 6, pp 103-111.
- Tang, G. X. and Graham, J. (2000) - A method for testing tensile strength in unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 23(3), pp 377-382.
- Yao, S., Masui, T. and Ito, A. (2002) - The relationship between tensile strength and the state of water in Kaoline clay. *47th Geotechnical Symposium*, pp 127-132 (in Japanese).

SLOPE FAILURE MEASUREMENT WITH NEW TILT SENSORS

JUST BEFORE FAILURE

S.B. Tamrakar, Y. Toyosawa & S. Timpong

Construction Safety Group, National Institute of Occupational Safety and Health, Tokyo, Japan-204-0024
tamrakar@s.jniosh.go.jp

ABSTRACT: Applicability of newly developed individual (SSC and SA) and combined (SL) tilt sensors were tested in the field (Narita sand and Kanto loam) and in the laboratory (River sand), respectively. These tilt sensors were either set up or inserted on the slope surface and slope top. Vertical cuts (excavation) were made at the toe of the slope at certain interval of time and continued till failure occurred. In all the cases, with the increment in the steps of excavation, increment in the tilt angle was measured and sharp increment was observed just before the failure. This shows the possibility of measurement of slope movement during excavation with these new types tilt sensors. Tilt sensors used here could measure both positive and negative tilt angles along X and Y directions. This makes it possible to predict the failure pattern and the resultant failure direction during failure.

1. INTRODUCTION

Sudden failure of slope during or just after the excavation works causes many accidents which sometimes takes the lives of workers. Lives of the workers and property could be saved if early predictions of failure could be made. Japanese Geotechnical Society has given four standard methods for the measurement of the settlement and movement of the slope; 1) settlement plate (JGS 1712-2003), 2) displacement wedges (JGS 1711-2003), 3) portable extensometers (JGS 1725-2003) and 4) water leveling tube which measures the angle (JGS 1721-2003). But all of these need some fixed points and they are rather difficult and time consuming to set up where excavation is continuing. Many new methods have been introduced using Optical Fiber Sensors, Non-Prism Total Station, 3-D Laser Scanner, Optical Fiber Extensometer, Fiber Bragg Grating (FBG), etc. These are difficult to handle and set up as they are very sensitive. In addition, these are not cost effective for practical use. Tamrakar et. al (2006) have developed a new type of tilt sensor where highly sensitive accelerometers were used. Well application of these

tilt sensors in the laboratory and in the field should be tested so that it makes it possible to measure the slope movement (slope surface and slope top) just before the failure along with the failure pattern and resultant failure directions during and just before the failure.

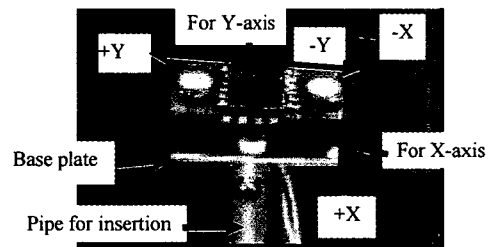


Photo 1 Outline of general tilt sensor

2. TILT SENSOR

Tilt sensor (Tamrakar et. al, 2006) used here consists of highly sensitive accelerometers which could measure the tilting angle in the range of $\pm 20^\circ$ with the sensitivity of 100mV/deg and thermal sensitivity of 10mV/ $^\circ$ C. Both positive and negative angles along X and Y directions as shown in Photo 1 could also be measured. Depending on the necessity of measuring the tilt angle along X and Y directions and

temperature variation, one set of tilt sensor is provided with either one or two or three accelerometers. Photo 1 shows the general outline of the tilt sensor. Here, in this research, three types of tilt sensors were developed (Photo 2). Among them two are individual types (SSC and SA) consisting of only one set of tilt sensor and these sensors generally lie outside of the slope. Where as combined type (SL) consists of several sets tilt sensors and they are generally inserted into the slope at different depths. Here, three sets of general tilt sensors were provided in one SL type and with their position, these general tilt sensors are named as SLU (upper-on the slope), SLM (middle-inside the slope) and SLL (lower-deep inside the slope). Distance between each of them was fixed at 15 cm. Accelerometers for the measurement of tilt angles are placed on the base plate either indirectly in layers as shown in Photo 1 (inner structure of SSC and SL types) or directly on the base plate as shown in Photo 2(b). These base plates are further supported by either flat plate (Photo 2(a)) or tubular pipe (Photo 2(b)) or attachment table (Photo 2(c)).

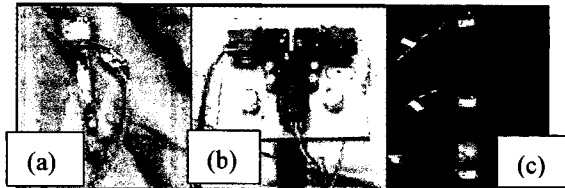


Photo 2 Types of tilt sensors (a) SC, (b) SA and (c) SL

3 LARGE SCALE FULL SIZE TEST

Model slopes were prepared in the field from Narita sand (wet density, $\rho_r=1.74 \text{ g/cm}^3$ and water content, $w=26.5\%$) and Kanto loam soil ($\rho_r=1.18 \text{ g/cm}^3$ and $w=111.3\%$). The height, width and slope angle of the

model slopes were 5m, 3.5m and 45° , respectively (Fig. 1(a)). Here, four SSC (SSC1, SSC2, SSC3 and SSC5) and five SA (SA1, SA2, SA3, SA4 and SA5) type tilt sensors were set up (Fig. 1(a)). Slope surface of model slope was divided into 10 equal widths so that each excavation (cut) width was equal to 0.5m. Excavation was started from the toe of the slope, vertically downward using a backhoe and about 5 minutes waiting time was allowed between each cut. Toe excavation was continued until full failure of the slope was occurred. In case of Narita sand partial failure within the slope was observed after the 5th cut and final large failure was observed after 6th cut (around 51 min. elapsed time). Tensile crack was seen at the slope top between SA3 and SA4; showing the shallow and small failure. In case of Kanto loam, first partial failure was observed after 7th cut. Second partial failure was seen after 8th cut and final failure after 9th cut. Large change in tilt angle was observed during the second partial failure which stopped around 88 min. Tensile crack was observed between SA4 and SA5; showing the large and deep failure.

3 SMALL SCALE FULL SIZE TEST

In the laboratory, model slope of River sand ($\rho_r=1.63 \text{ g/cm}^3$ and $w=7.3\%$) was made by manual compaction within the wooden box (Fig. 1(b)). Compaction was done in layers and once the compaction was over, then the model slope was cut to 60° slope angle and 220 cm slope length. SL1, SL2 and SL3 tilt sensors were set up on this model slope as shown in Figs. 1(b), 1(c) and 1(d). For the insertion of SL tilt sensor, at first, small hole was drilled to the required depth and then SL was inserted. During insertion, sand was re-filled to pack up the gap

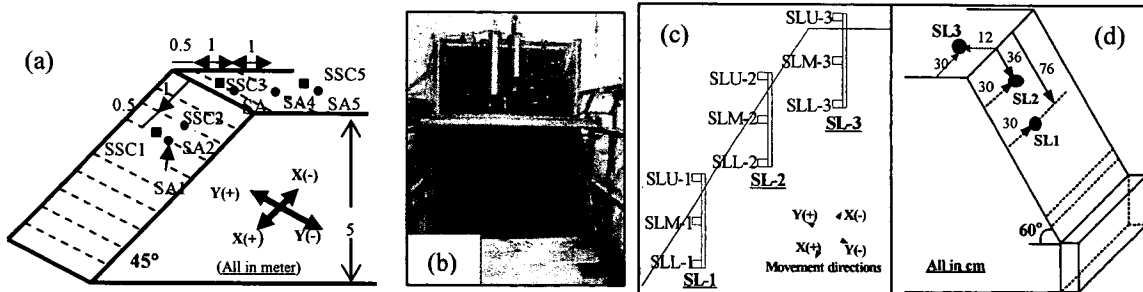


Fig. 1 (a) Modle slope in lab, (b) outline of field slope, (c) SL set up and (d) outline of laboratory slope

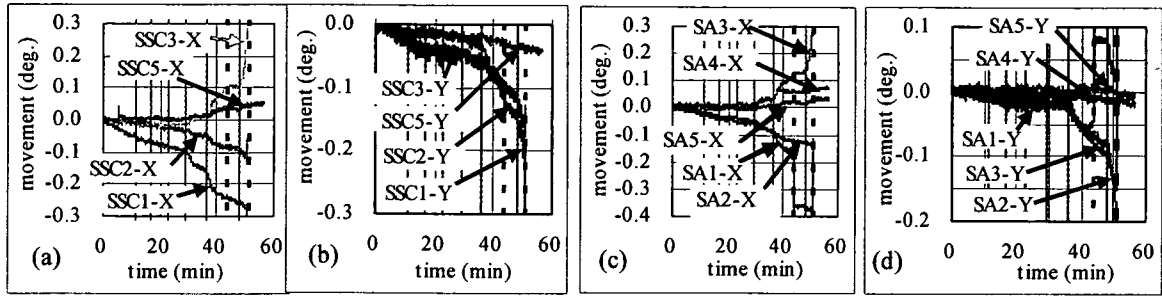


Fig. 2 Measurement of tilt sensors for Narita sand (a) SSC-X, (b) SSC-Y, (c) SA-X and (d) SA-Y directions

between the tilt sensor and inner wall of the hole. Manual excavation was started from the toe of the slope. Slope length for each cut was around 11 cm. After 10th cut, two trench excavations, each of 10 cm depth just below the 10th cut were made. Five minutes interval time was allowed after each cut. Failure was occurred while waiting and clearing the excavated surface.

5. TEST RESULTS

Figure 2 shows the movement of SSC and SA tilt sensors measured along X and Y directions for Narita sand. Solid vertical lines represent the number of cuts and dashed line in between the solid lines represents occurrence of partial failure whereas the dashed line at the end represents the final failure. Although it is difficult to see the amount of movement for the first few cuts, increment in the slope movement with the progress of cut could be seen in all the figures. In Figs. 2(a), (b), (c) and (d), sudden increment in the tilt angle was observed after 5th and 6th cuts. By comparing the tilt angle of SSC tilt sensors set up on the slope surface in case of Narita sand (Figs. 2(a) and (b)), both SSC1 and SSC2 tilt sensors showed negative movement along X and Y directions; showing the movement of slope surface inward and toward the left side of the slope face where as SSC3 and SSC5 tilt sensors showed the positive movement along X direction and negative movement along Y direction; showing the movement of slope top outward and towards the left side of the slope face (Fig. 3(a)). This shows the failure of slope for Narita sand towards the left side of slope face by overturning of upper section of slope (slope crest). Similar movement could be

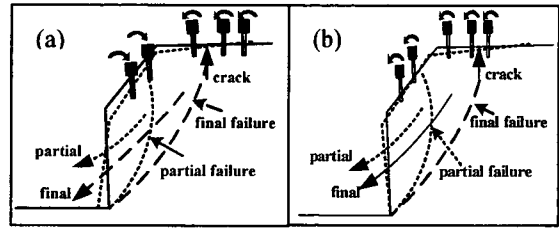


Fig. 3 Failure (a) Narita sand and (b) Kanto loam

seen from the data of SA tilt sensor shown in Figs. 2(c) and (d). In field also, whole slope moved towards the left side of the slope face. In case of Kanto loam, sudden increment in the tilt angle was seen after 7th, 8th and 9th cut. After 7th and 8th cuts, two partial failures were observed. Most of measurement was stopped after 2nd partial failure. All the SSC and SA tilt sensors set up moved along the same positive X direction (almost no movement along Y direction) (not shown here). This means that whole the slope during failure moved outward and downward from the slope face (Fig. 3(b)). Forward and outward movement of slope was observed in the field also. This shows that these tilt sensors could be used for predicting the failure pattern and sudden increment in tilt angle just before the failure showed the applicability of these sensors in the real excavating field.

Table-1. Comparison of Tilt-angles Measured

Narita sand (around 51 min. elapsed time)					
Tilt-angle (X-axis)	1	2	3	4	5
SSC	-0.28	-0.11	0.25	-	0.025
SA	-0.30	-0.15	0.25	0.06	0.025
Kanto loam (around 88 min. elapsed time)					
Tilt-angle (X-axis)	1	2	3	4	5
SSC	0.50	0.08	0.54	-	0.40
SA	0.50	0.30	0.50	1.08	0.15

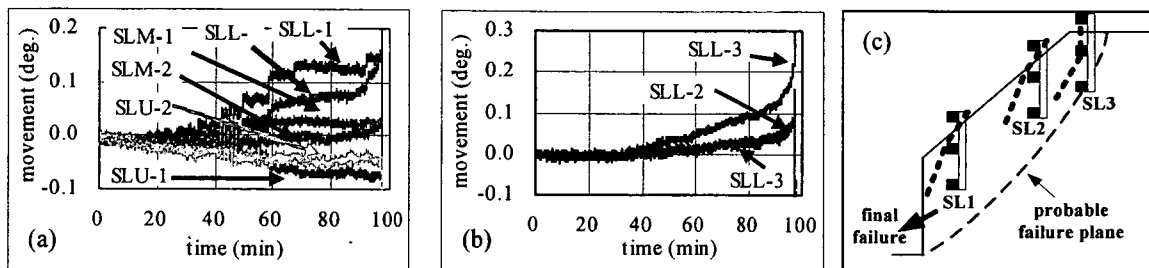


Fig. 4 (a) Measurement of SL1, SL2 and (b) Measurement of SL3 and (c) Failure pattern of River sand

Changes in the tilt angle for each SSC and SA tilt sensor along X-direction at particular elapsed time for Narita sand and Kanto loam are shown in Table 1. By comparing the amount of change in the tilt angle, it was seen that Kanto loam showed larger movement and took longer time to fail than that by Narita sand despite of wet density of Narita sand being higher than that of Kanto loam. This might be due to shallow and small failure in case of Narita sand (tensile crack on the slope top near the SA3) and deep and large failure in case of Kanto loam (tensile crack on the slope top in between SA4 and SA5). While comparing SSC and SA tilt sensors for each soil, both showed almost same value and their movement pattern with elapse time were also similar. This shows the applicability of both types of tilt sensors in the field with equal efficiency.

Figures 4(a) and (b) show the movement of SL tilt sensors used in River sand model in the laboratory. Movement along X direction was only measured and shown. In case of SL1 and SL2 tilt sensors which were placed and inserted on the slope surface, SLU-1 and SLU-2 showed negative values where as SLL-1, SLL-2, SLM-1 and SLM-2 tilt sensors showed positive values. SLL-1 and SLL-2 showed larger movement in comparison to SLM-1 and SLM-2. In case of SL3, movements of all three tilt sensors were in positive direction; SLL-3 showing the largest movement and SLM-3 and SLL-3 showing almost same movement. Figure 4(c) shows the failure pattern and movement of SL tilt sensors. This shows the failure pattern of slope moving outward and downward. From these it could be understood that the lowermost tilt sensor which was inserted deeper, could measure the maximum movement of slope which might be useful in predicting the failure plane.

6. CONCLUSIONS

- 1) All types of tilt sensors gave good response during the excavation and just before the failure. They showed sharp increment just before the failure. Therefore, all types of sensors could be used to predict the failure movement during the excavation works.
- 2) In case of Narita sand and Kanto loam slope, both (SSC and SA) tilt sensors showed almost similar failure pattern and same amount of change in tilt angle, suggesting that both SSC and SC type could be used with equal efficiency in the field. Also, determination of direction of resultant failure movement and failure pattern are possible with these tilt sensors.
- 3) As insertion of sensors within in the slope is possible with SL tilt sensor, it might be useful to predict the failure in more advance than SSC and SA types. Also, with insertion in deeper depth, it might be possible to determine the failure plane in advance.

ACKNOWLEDGEMENT

This work is partially carried out under the Health and Labor Sciences Research Grants of Ministry of Health, Labor and Welfare.

REFERENCES

- Tamrakar, S.B., Toyosawa, Y., Itho, K., Kunimi T., Nishijo A. and Okubo S. (2006) - Development of Tilt-sensor and possibility of measurement of failure trend just before the failure. *41th Annual meeting of Japanese Geotechnical Society, JGS, C-09*, pp 2253-2254.

引張り測定装置による引張り強度及びサクシヨンの関連性

Tensile strength, Suction Laboratory test

労働安全衛生総合研究所 国際会員 O Tamrakar B. Surendra
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之
 労働安全衛生総合研究所 国際会員 豊澤 康男
 労働安全衛生総合研究所 国際会員 伊藤 和也

1. はじめに

斜面崩壊は一般的に考えられる円弧すべりだけではなく、斜面崩壊前に法肩に引張りクラックが発生し、崩壊部の上部ははくりしている状況も現場でよく見られる。すなわち、法肩に発生する引張りクラックとその地盤の引張り強度が深く関連していると考えられる。そのため、斜面の崩壊メカニズムを解明するには引張りクラックの影響を調べる必要がある。従来、土の引張り強度が小さいため、測定不可能とされていたが、最近飽和土や不飽和土の両方に使用できる測定装置の開発の報告がされている。Tamrakar et al. (2005)や Nahlwi et al. (2004)らが開発した装置により粘性度(q_t)が高い土などの小さい引張り強度も測定装置できる。図1に Tamrakar et. al (2005)による Kanto Loam の引張り強度とサクシヨンの関係を示している。引張り強度は土の飽和度によって変化する。飽和度が高いと引張り強度とサクシヨンの値が近くなるが飽和度が小さいとサクシヨンの値が引張り強度と違って高い値を示している。土の引張り強度は飽和度の度合いで数 kPa から高い値まで幅広く変化する。飽和度が高い土ではサクシヨンが低いいためサクシヨンの値も低く、不飽和度の増加にともなって引張り強度とともにサクシヨンも増加する。しかし、ある点からサクシヨンが高くなるのにも係らず引張り強度が減少しはじめる。サクシヨンと引張り強度の関係を把握するために引張り強度の測定とともにサクシヨンも測定する

必要があり、引張りクラックの発生時のサクシヨンが重要である。上述の測定装置では引張り強度しか測定できない。その際サクシヨンは別に測定しなければならない。本研究では引張り強度とサクシヨンを一緒に装置で同時に測定できる新装置の開発を試みた。

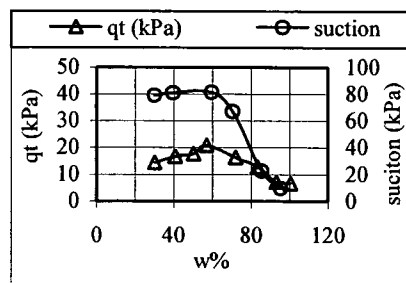


図1. 引張り強度、サクシヨンと含水比の関係

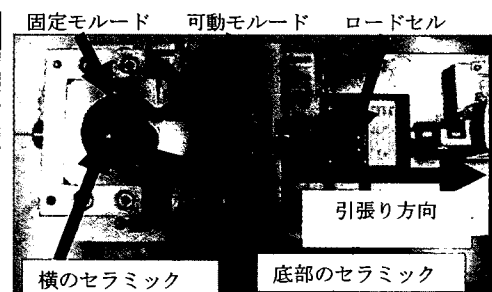


図2. 新開発引張り及びサクシヨン測定装置

2. 新想定引張り装置

Tamrakar et al. (2005) らが開発した引張り測定装置を参考にして図2に示す新装置を開発した。引張りモールドの形は以前と同じで8の字を表している。引張りモールドの半分は固定で、半分は引張り方向に動けるようになっている。この可動のモールドは底面に設置している Linear Roller により真直ぐ動くようになっている。供試体(試料)をモールドの中に挿入する前に両モールドは底のプレートとモールドの外枠の箱にねじでとめ、モールド同志は横ねじでしっかり締める。モールドの横ねじは試料挿入後、引っ張る直前にはずす。この新装置の特徴としてはサクシヨンと引張りを同時に試料のニヶ所で測定できることである。図2のように、サクシヨンは固定モールドの底と中央のニヶ所で測定できる。そのため供試体をモールドに挿入する前に固定モールドの底の部分に直径 3.5cm のセラミック ディスクを設置する。中央のサクシヨン測定の場合は、細長い綿棒のような形のセラミック ディスクを供試体をモールドに挿入後、固定モールドの横 2.5cm の高さにある穴から真直ぐ供試体の中部まで入るように挿し込む。横方向から挿すセラミック ディスクは卵の形をしている。ここで使用しているセラミック ディスクの AEV は 240kPa である。サクシヨンは空圧と水圧の差で、大気状態では空圧はゼロなので、負の水圧がサクシヨンの値を表す。固定モールドの底と中央のセラミック ディスクは水圧計につながっており、供試体内の負の水圧を直接測定することにより、サクシヨンが測定される。引張り試験中、引張りクラックは固定と可動のモールドが接触している幅が一番狭い部分に現れる。この狭い部分の幅は 3cm でありモールド自体の深さは 5cm である。本研究では引張り断面は平らと仮定し、引張り応力を生じる断面積は 15cm^2 とする。可動モールドの横に接続するロードセルにて測定された引張り応力を引張り断面で割り、引張り強度を算出する。新開発装置の引張り速度は 0.001 から 1 mm/min まで変えられる。

Behavior of tensile strength and suction measured with tensile strength measuring apparatus

TAMRAKAR Surendra B. (National Institute Occupational Safety and Health),

MITACHI Toshiyuki (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

TOYOSAWA Yasuo and ITOH Kazuya (National Institute of Occupational Safety and Health)

3 実験概要

一般的に市場で販売されている NSF 粘土 ($\rho_s=2.7 \text{ g/cm}^3$, $w_L=55.1\%$, $w_p=30.6\%$) を蒸留水と体積重量の 1:1.6 の割合で脱気しながら練り混ぜた。中身が引張りモールドの形をしている特別な予圧密容器に練り混ぜた試料を流し込み、一次圧密する。このモールドによって両端面から排水できるので圧密はほぼ 2 4 時間で終了した。圧密応力は 50、100、150、200 と 300 kPa とした。試験を始める前に両方のセラミック ディスクを完全に飽和させ、試験直前にそれらと水圧計の間の経路を脱気し、飽和をする必要がある。モールドに供試体を挿入直前に底部のセラミック ディスクを設置する。圧密終了後、圧密容器から少し試料を押し出し、それをワイヤで切り、試料の初期含水比を測った。その後、底部のセラミック ディスクの上にある水を軽く濡れたタオルで拭き、圧密容器を引張りモールドの上に慎重に載せ、供試体をモールドの中に乱れが生じないようにゆっくり挿入する。5cm 厚さの供試体モールドの中に入ったら底面のセラミック ディスクに接して、水圧「サククション」が少しプラス側に測定される。同時に、固定モールドの横からもセラミック ディスクを挿し込む。あらかじめ挟んでおいたワイヤで引張りモールドと予密容器の供試体を切り、モールドの上端面をきれいにトリミングする。供試体の上面が乾燥しないようにカバーをする必要がある。供試体の底面で測定するサククションはすぐに一定になるが中央で測定したサククションが一定になるまでに時間がかかる。引張る前に一定となったサククションを初期サククションとする。両方のサククションが一定になった時点で、モールドを繋げる横ねじをゆっくり外し、本研究では 1.0mm/min の引張り速度にて引張りを開始する。

3. 実験結果と考察

図 3 はサククションと引張りの関係を示している。底面で測定したサククションはすぐに一定になるが中央で測定したサククションは一定になるまでかなり時間がかかる。しかし、最後に両方とも同じ値となる。図 3 に試料の二ヶ所で測定したそれぞれの圧密応力での初期サククションを示している。50、100 と 150 kPa の応力ではほぼ同じ値になっているが 200 と 300 kPa では少しばらつきがある。200 と 300 kPa ばらつきの理由としては横から挿すセラミックディスクが十分に脱気できてなかったか、挿入時、供試体が硬いのでセラミックディスクと供試体が十分に接していなかった可能性がある。二ヶ所で測定したサククションの初期値はほぼ同じであることから供試体全体で同じサククションであることが確認できる。したがって横からの測定した中央部のサククションが時間かかるため、底面のサククションだけで供試体全体のサククションを表すことが可能だとことも言える。図 3 に示しているように初期サククションが一定になったところから引張りを開始し、引張り応力とともにサククション「底面」も増加していく傾向がみられる。引張り応力が最大になるところで底面で測定したサククションもほぼ最大になり、その後両方とも減少する。引張り応力がほぼゼロにもどるとサククションも初期状態の近くまでもどる。表 1 に圧密応力と引張り強度と最大サククション（底面で測定したサククション）を示している。それらを比較すると予圧密応力の増加にともない、引張り強度も最大サククションも増加することが分かる。しかし、引張り強度が最大サククションより低い値となった。これによって、飽和度が高い試料でも破壊時に測定する引張り強度と最大サククションが等しくならないことが言える。従って、引張り測定装置より測定する引張り強度は単なるサククションではないことが確認できる。

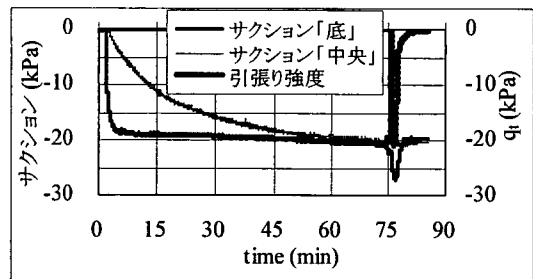


図 3 サククション「二ヶ所」及び引張り強度の測定 (NSF Clay 予圧密応力 150 kPa)

表 1

予圧密 (kPa)	初期サククション		最大サククション		q_t (kPa)
	底面 (kPa)	横 (kPa)	底面 (kPa)	q_t (kPa)	
50	-10.5	-10.7	-11.3	-10.3	-10.3
100	-17.1	-17.0	-19.7	-17.0	-17.0
150	-20.5	-20.4	-27.1	-20.9	-20.9
200	-28.8	-25.1	-33.2	-25.1	-25.1
300	-41.7	-37.0	-43.3	-37.8	-37.8

4. 結論

(1) 供試体の二ヶ所で測定した初期サククションの値がほぼ同じであったことから供試体全体のサククションと同じであることが確認できた。従って底面で測定するサククションだけで供試体のサククションを表すことができる。(2) 新開発装置より初期状態から引張り亀裂が発生するまでのサククションを継続的に測定可能となった。引張り開始からサククションが増加し、引張り応力が最大になるときサククションもほぼ最大になり、その後引張り応力が減少するとサククションも減少し、引張り強度がゼロにもどるとサククションもほぼ初期値までもどる。(3) 予圧密応力の増加にともない引張り強度とサククション両方も増加するが引張り強度は最大サククション値より低い。

参考文献

- Nahlawi, H., Chakraborti, S. and Koikara, J. (2004) - A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27, No. 4, pp. 1-6.
- Tamrakar, S.B., Toyosawa, Y., Mitachi, T. and Itoh, K. (2005) Tensile strength of compacted and saturated soils using newly developed tensile strength measuring apparatus. *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 6, pp. 103-111.

高精度傾斜計による土砂崩壊事前予知の可能性について
—現場模型実験等の結果から—

斜面安定 現場計測 切土 (独)労働安全衛生総合研究所 国際会員 ○豊澤康男 S.B. Tamrakar 伊藤和也
曙ブレーキ工業(株) 国見敬 西條敦志 大久保智美

1. はじめに

掘削工事における土砂崩壊災害によって年間約 30~40 件の死亡災害が発生している。このうち約半数近くが斜面関連の工事中に発生している災害である。道路拡張工事や急傾斜地対策工事における重力壁などの設置工事中は、法面が急勾配となり、さらに法尻を掘削する施工が行われているため、斜面が崩壊し労働災害となる場合が多い。開削工事では土留めを設置することがほぼ常識である。斜面掘削時にも土留めの設置、計測による監視などの措置が必要である。特に斜面が長大である場合などでは、土留めの設置とともに計測施工(計測に基づき危険性を予測しながら工事を進めること)を取入れて安全な施工法とすることが必要であろう¹⁾。そのためには、地盤の変位等を計測し的確な判断基準によって崩壊の可能性を予知することや、現在の計測器よりも廉価で経費に余裕のない中小規模工事にて利用可能な計測施工に関する技術開発が不可欠である。本報では高精度傾斜計による土砂崩壊事前予知の可能性について現場模型実験等に基づき考察する。

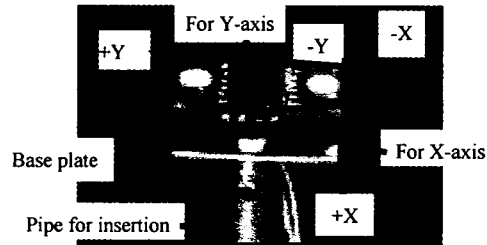


図-1 高精度傾斜計のヘッド部(上部が加速度センサ)

2. 高精度傾斜計とその設置方法

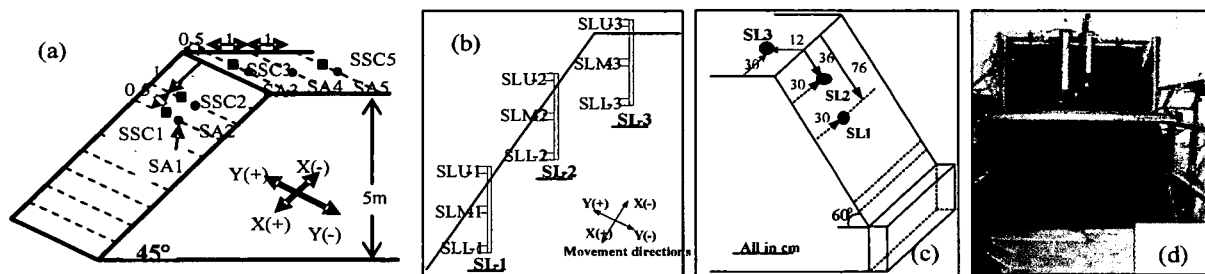
本実験に使用した高精度傾斜計は半導体式加速度センサを用いたもので、角度感度 100mV/deg、±20 度までの角度検出ができる。本実験では、①棒(中空アルミ棒(外径 7mm: 図-2(a)中の SA1~SA5)又は単管(外径 48.6mm: 図-2(a)中の SSC1~SSC5))を斜面に差し込み、その上に半導体式加速度センサを搭載したものと、②フレキシブルなアクリルの板に 3 個の加速度センサを 15 センチずつ離して取り付けしたもの(図-2(b)および(c)中の SL1~SL3)を対象とする斜面に設置した。これらは斜面上や法尻(天場)上に真っ直ぐ埋め込み、ゼロ設定をした後、実験を行った。

3. 実物大計測実験(高さ 5m 盛土の掘削実験)^{2),3)}

大型宅地造成地内に、高さ 5m、斜面角度 45 度の斜面を成田砂により作成し、バックホーを用いて法尻から順次掘削を行った。一回の切り取り高さを約 0.5m とし斜面下部までの土砂を取り除き、掘削後 5 分間放置し、崩壊するまで同作業を継続した。計測器の設置位置は図-2(a)に示すとおりである。

4. 小規模模型計測実験(高さ約 2m 斜面の掘削実験)⁴⁾

幅 1.35m、奥行き 2.7m、高さ 2.2m の土槽に、川砂(含水比 7~8%)を投入し締め固めた後、所定の角度・形状に成形した。掘削は手作業にて一回の切り取りの奥行き幅を 5.5 cm とし崩壊が生じるまで段階的に行った⁴⁾。計測器は上記②のフレキシブルな板に取り付けたものを斜面に開けた穴に埋め込む方式で設置した。それぞれの 3 個の加速度センサは SLU は上部、SLM は真ん中、SLL は下部に取付けていることを表している。図-2(b)にそれぞれの加速度センサの位



(a)実物大実験計測器配置 (b)小規模模型実験計測器 (c)小規模模型計測器挿入位置 (d)小規模模型写真

図-2 模型地盤と傾斜計の配置図

置、(c)にSL-1~SL-3の設置位置を示す。写真(図-2(d))は成形した模型地盤の様子である。

5. 実験結果

5.1 実物大計測実験

図-3(a)は現場計測実験における地表面付近に設置した傾斜計角度の経時変化を示している。図中の縦の線は掘削の回数を表し、破線の縦線は崩壊(小規模な一部分の崩壊を含む)を表している。掘削の進行とともに斜面上の傾斜計(SSC1とSSC2)が負側に、法肩に設置した傾斜計(SSC3~SSC5)の値が正側に増加し、崩壊前にはそれぞれ傾斜角度が大きくなっていることがわかる。傾斜計値の正負の関係を模式図化すると図-3(b)のようになると考えられる。

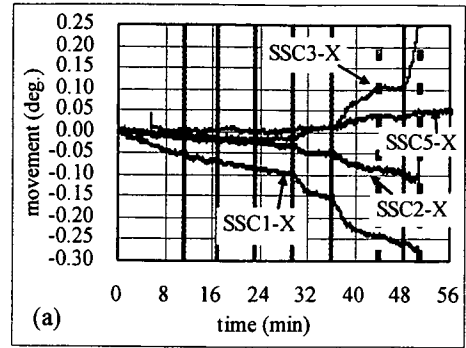
5.2 小規模模型計測実験

図-4(a)と(b)は、小規模模型計測実験における傾斜計の経時変化を示している。図-4(a)は斜面内に設置した傾斜計SL1とSL2、図-4(b)は法肩に設置した傾斜計SL3の値である。これによると、掘削毎にSLL-1(法尻付近の下部の傾斜計)が段階的に増加し、その後、斜面中部のSLL-2が反応し、次に法肩に設置したSLL-3(下部)が大きく上昇している。掘削とともに斜面内の地盤の応力分布が変化し、せん断ひずみの生じている箇所が変化していることと関連があると見受けられる。図-4(c)は、それぞれの傾斜計の値からSL1~SL3の傾斜計がどのように傾いたかを模式的に示したものである。すべり面近くの加速度センサが大きく反応していることがわかる。

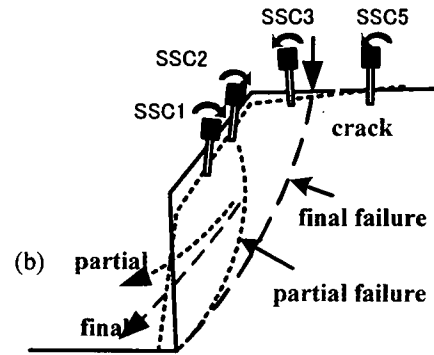
6. まとめ

本研究では、現場と室内において模型斜面を作成し、法尻掘削時における斜面の変形状況を高精度加速度センサを用いた傾斜計により計測を行うことにより、事前崩壊予知の可能性の検討を行った。その結果、次のようなことが言える。

- 1) 成田砂、川砂で作成した模型斜面において法尻掘削時の傾斜の発生を計測し、崩壊前に傾斜角が変化していることが明らかとなった。0~0.2度程度を高精度に測定できる傾斜計は崩壊予知に有効である可能性が高い。
- 2) 法尻掘削とともに斜面内部各点の傾斜計の反応も変化している傾向が見られた。掘削により斜面形状が変化することもない斜面内の地盤のひずみ分布が変化することと関連していると思われる。測定箇所の選定に当たって考慮すべきであろう。

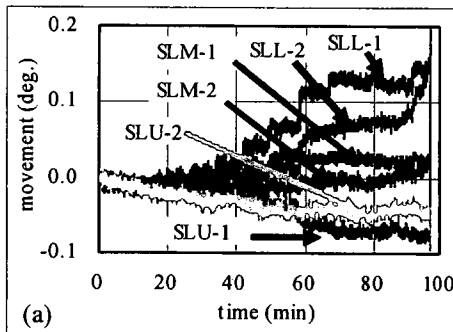


(a) 傾斜計の角度変化

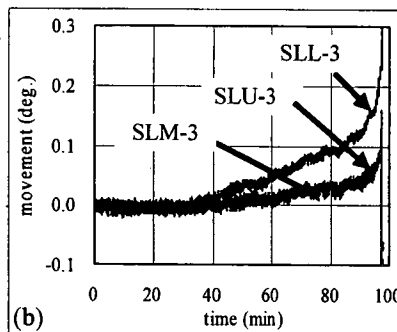


(b) 傾斜計の動きの模式図

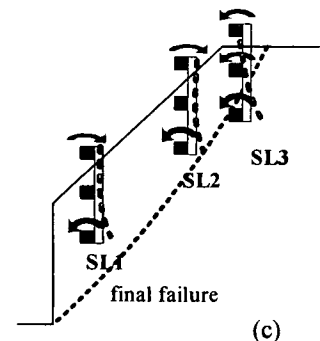
図-3 実物大計測実験の結果



(a) 傾斜計 (SL1 と SL2) の角度変化



(b) 傾斜計 (SL3) の角度変化



(c) 傾斜計の動きの模式図

図-4 小規模模型計測実験の結果

参考文献:

- 1) 豊澤ら: 土砂崩壊災害防止上の観点から見た斜面掘削工事における施工上の問題点, 第41回地盤工学研究発表会, Vol.41, pp.1-2, 2006.
- 2) 堀井ら: 切土掘削工事の斜面崩壊機構に関する実物大実験(その1~実験概要), 第41回地盤工学研究発表会, Vol.41, pp.955-956, 2006.
- 3) 小坂橋ら: 切土掘削工事の斜面崩壊機構に関する実物大実験(その2~実験結果と遠心模型実験による再現実験), 第41回地盤工学研究発表会, Vol.41, pp.957-958, 2006.
- 4) Tamrakar, S.B., Toyosawa, Y., Itho, K., Kunimi T., Nishijo A. and Okubo S.: Development of Tilt-sensor and possibility of measurement of failure trend just before the failure, 41th Annual meeting of Japanese Geotechnical Society, pp. 2253-2254, 2006.

サクシジョンの測定を伴う引張り試験装置の開発

引張り、一軸圧縮試験、サクシジョン

北海道大学工学部

学生会員○嶋川 直樹

北海道大学大学院工学研究科

国際会員 S. B. Tamrakar

北海道大学大学院工学研究科

国際会員 三田地 利之

1、はじめに

従来土の引張り強度はその値が小さいため、測定不可能とされていたが、著者らは最近飽和土、不飽和土ともに適用可能な測定装置を開発した^{1),2)}。引張り試験と同じ条件で圧密された供試体に対して一軸圧縮試験を行い、引張り強度が一軸圧縮強度の何割程度になるのか定量的に評価することができれば従来の一軸圧縮強度だけで、引張り強度の推定ができる。しかし、引張り強度は土の飽和度に大きく依存する。飽和度が高くなると引張り強度とサクシジョンはともに小さくなる。したがって引張り強度の測定時にサクシジョンの値も測定する必要がある。本研究では、引張り強度及びサクシジョンを同時に測定可能な引張り測定装置を用いて実験を行い同じ条件の供試体に対する一軸圧縮強度及びサクシジョンを比較する。

2、実験概要

笠岡粘土、藤の森粘土、NSF clay を使用する。図-1,2 は本研究で開発した引張り試験装置を示している。引張りモールドは“8”の字の形をしている。このモールドの半分は固定で、半分は引張り方向に動けるようになっている。可動のモールドの底面にはリニャローラーウェイを設置し、滑らかに真直ぐ動くようになっている。供試体をモールドの中に挿入する前に両モールドと底部のプレートとをねじで止め、モールド同士は横ねじでしっかり締める。モールドの横ねじは試料挿入後、引張り試験の開始直前にはずす。この装置によって供試体の底

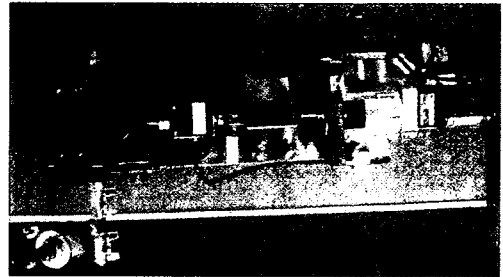


図-1. 引張り試験装置全体図

面と上面の2カ所でサクシジョンを測定できる。サクシジョンはセラミックディスクを使用し、水圧計を通して測る。図-1にあるように供試体をモールドに挿入する前に固定モールドの底面に直径2.9cmのセラミックディスクを設置する。上部のサクシジョンの測定の場合は供試体をモールドに挿入後、直径2.4cmのセラミックディスク(図-2)を8の字の供試体の上面中央部に接触させ、固定する。2ヶ所で測定する理由は、供試体全体のサクシジョンを測定する目的であり、上面で測定する目的は破壊時のサクシジョンを引張り破壊部で測定することにより、より正確な値が得られると考えたためである。ここで使用しているセラミックディスクのAEVは240kPaである。固定モールドの底面と上面のセラミックディスクは水圧計につながっており、供試体内の負の水圧を直接測定することにより、サクシジョンが測定される。供試体にセラミックディスクを接触させた後、底面と上面で測定しているサクシジョンの値が一定になるまで待つ。この一定のサクシジョンを初期サクシジョンとし、事前に設定した引張り速度0.1mm/minで引張りを開始する。引張り試験中、引張りクラックは固定と可動のモールドが接触している幅が一番狭い中央部に現れる。この狭い部分の幅は3cmでありモールド自体の高さは5cmである。本研究では引張り断面は平らであると仮定し、引張り応力を生じる断面積は15cm²とする。可動モールドの横に接続するロードセルにて測定された引張り強さを引張り断面で割り、引張り強度を算出する。一軸圧縮試験の場合は予圧密後の試料から高さ10cm、直径5cmの供試体を作成する。直径4cmのセラミックディスクを底部に設置しサクシジョンを測定しながら、引張り試験と同じく初期サクシジョンになるまで待ち、速度0.1mm/minで圧縮を開始する。また両試験において初期サクシジョンを測定するまでの間、供試体の乾燥を防ぐためにラップフィルムで空気との接触を防ぎ、さらにその周りを湿らせたタオルで覆った。

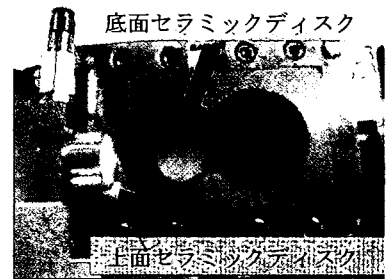


図-2. 引張り試験装置モールド

3、実験結果

図-3 は引張り試験開始前のサクシジョンと時間の関係の測定例を示している。図-4 は、引張り試験中の変位に対する引張り応力とサクシジョンの変化の例を示したものである。これから、引張り応力の最大値(引張り強度)とサクシジョンの最大値は必ずしも一致しないことがわかる。同様に一軸圧縮試験の場合の挙動を図-5, 6 に示す。一軸圧縮強度とサクシジョンの最大値も必ずしも一致しないことがわかる。次に、各試料において引張り強度、一軸圧縮強度を発揮する変位(またはひずみ)のときのサクシジョンの値を予圧密応力に対してプロットしてみると(図-7)、どの試料においてもサクシジョンは引張り試験と圧縮試験でほぼ一致するとみてよさそうである。図-8 に引張りおよび圧縮強度と予圧密応力の関係を示

Development of tensile strength measuring apparatus with suction measurements

N.SHIMAKAWA, S.B.TAMRAKAR, T.MITACHI (Hokkaido Univ.)

ている。図から分かるように笠岡粘土、藤の森粘土、NSF clay いずれにおいても引張り強度、一軸圧縮強度ともに予圧密応力に比例して大きくなる。さらに、一軸圧縮強度と引張り強度の比は笠岡粘土では3.3倍、藤の森粘土では3.4倍、NSF clay で2.8倍になっていることがわかる。

4、結論

(1) 引張り強度または一軸圧縮強度およびサクシジョンの最大値を発揮する変位（またはひずみ）は必ずしも一致しない。(2) 引張り試験、一軸圧縮試験の破壊時のサクシジョンはほぼ一致する。(3) 引張り強度と一軸圧縮強度を定量的に評価すると、笠岡粘土で3.3倍、藤の森粘土で3.4倍、NSF clay で2.8倍であった。

<参考文献> 1) Tamrakar, S. B., Toyosawa, Y., Mitachi, T. and Itoh, K. : Tensile strength of compacted and saturated soils using newly developed tensile strength measuring apparatus, S&F 45(6), pp.103-111, 2005. 2) Tamrakar, S. B., Mitachi, T. and Toyosawa, Y. : Measurement of soil tensile strength and factors affecting its measurements, S&F, 47(5), pp.911-918, 2007.

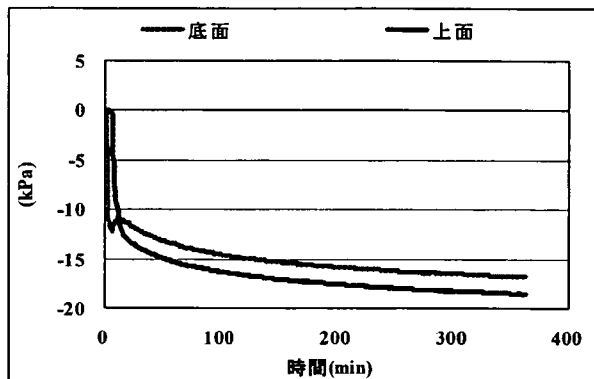


図-3. 引張り試験開始前のサクシジョン-時間関係 (NSF clay 予圧密応力 100kPa)

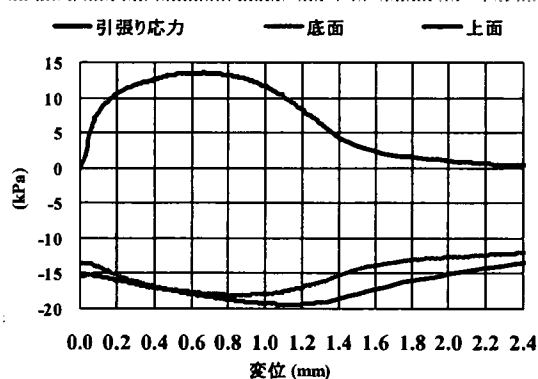


図-4. 引張り応力、サクシジョン-変位関係 (NSF clay 予圧密応力 100kPa)

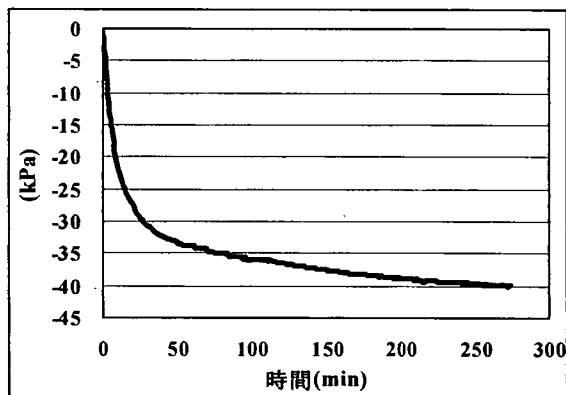


図-5. 一軸圧縮試験開始前のサクシジョン-時間関係 (NSF clay 予圧密応力 200kPa)

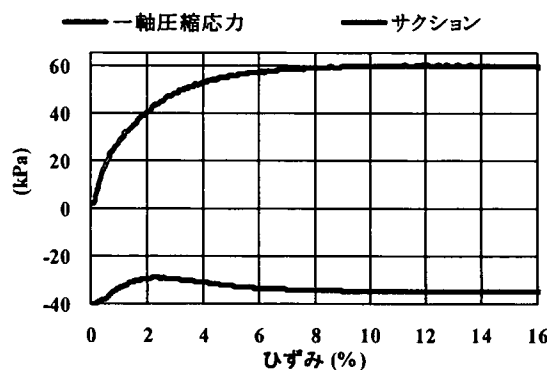


図-6. 一軸圧縮応力、サクシジョン-ひずみ関係 (NSF clay 予圧密応力 200kPa)

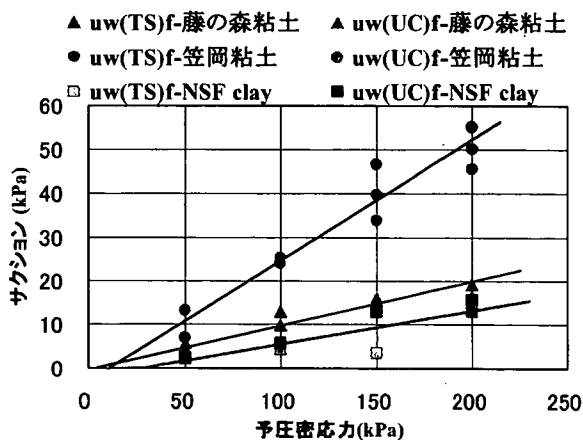


図-7. 予圧密応力に対するサクシジョン

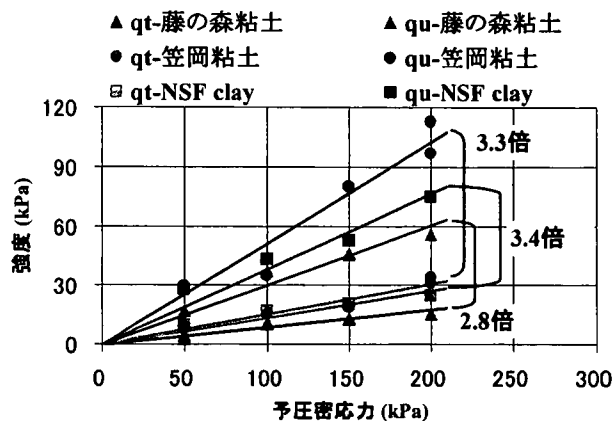


図-8. 予圧密応力に対する強度

降雨による二層斜面地盤の斜面安定

降雨 斜面安定 遠心力模型実験

北海道大学大学院 学生会員 ○金子 広明
 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 工藤 豊
 北海道大学工学部 伊勢 大亮

1.はじめに

日本列島は急峻な山地を持つ地形であるため、降雨による斜面災害が数多く発生している。筆者らは、遠心力荷装置を用いて降雨時の不飽和土地盤について一連の研究を行っている。一昨年度は砂地盤における斜面崩壊¹⁾を、昨年度は砂と粘土の混合土における斜面崩壊²⁾を報告してきた。今年度は、二層から成る斜面地盤を作製し、降雨時における斜面の挙動を調べた。本文は、二層の境界面の水の動きに着目し、斜面の崩壊メカニズムについて述べる。

2.実験手順

本研究で用いた遠心力荷装置は、有効半径 1.5(m)、最大加速度 150(G)、最大積載量は 150(kg)である。模型地盤は、透水係数を変化させるために、豊浦標準砂と笠岡粘土を質量比 100 : 0(以下、粘土分 0%)、質量比 95 : 5(以下、粘土分 5%)、質量比 90 : 10(以下、粘土分 10%)の割合で混合した三種類の試料を用いた。これらを用いて、二層の斜面地盤を作製し、降雨実験を行った。

模型地盤の作製方法は以下の通りである。砂、粘土、水を所定の配合で十分に攪拌した試料を、一層当たりの厚さが 2.5cm で、飽和度が 50%となるように模型土槽(W45×D20×H40cm)内で締め固める。その際に、間隙水圧計を所定の深さに設置する。この作業を繰り返して(全部で八層)、平坦な地盤を作製する。その後、斜面角度を 45°、斜面高さ 15cm となるように削り出し、斜面地盤を作製する。また、斜面地盤の法先には排水口を設け、降雨の際、水は排水口により土槽外部へと排水される。模型土槽を遠心模型実験装置に設置後、所定の遠心加速度を载荷し、間隙水圧計の値が安定するまで、すなわち遠心加速度による地盤内の水分移動が十分に行われるまで放置し、その後、降雨を模した散水を行った。

本研究では、Table-1 に示す相似則に従うと考え、実物の寸法と時間に換算し、以下に実験結果を報告する。本研究では遠心加速度を 40(G)と一定で行ったので、対象とする地盤は斜面高さ 6m(模型地盤では 15cm)となる。

寸法を実地盤に換算した斜面地盤の概略図を Fig.1, 2 に示す。本研究では、上層の厚さが 2m で下層の厚さが 6m(Fig.1 参照)と、上層、下層ともに厚さが 4m (Fig.2 参照)の二種類の斜面地盤を作製した。

3.実験結果

Table-2 に実験条件と斜面崩壊の有無を示す。斜面崩壊が生じたのは、上層の厚さに関わらず、上層が粘土分 0%で下層が粘土分 10%の条件である。Fig.3, 4 は、崩壊した斜面の写真である。実験③と実験⑥は同じ破壊状況であったので、実験③の写真を示す。上層の厚さに依らず、崩壊は全て上層で生じており、また表面だけが崩壊している。

Table-1 遠心加速度 n(G)における相似則

	実地盤換算
長さ(m)	n
時間(sec)	n ²
応力(kPa)	1
降雨強度(m/sec)	1/n

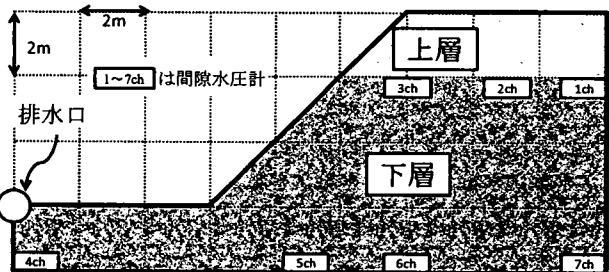


Fig.1 二層斜面地盤 (上層厚 2m)

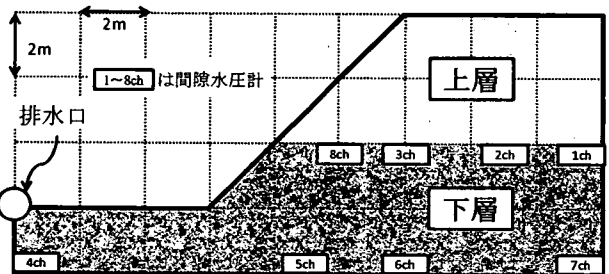


Fig.2 二層斜面地盤 (上層厚 4m)

Table-2 実験条件

実験	上層 粘土分(%)	下層 粘土分(%)	降雨強度 (mm/hr)	降雨時間 (hr)	斜面崩壊
①	0	5			×
②	5	10	30	14.8	×
③	0	10			○
④	0	5			×
⑤	5	10	15	29.6	×
⑥	0	10			○
⑦	0	5			×
⑧	5	10	30	14.8	×
⑨	0	10			○

注) 遠心加速度は全て40(G) 斜面崩壊: ×は崩壊せず, ○は崩壊

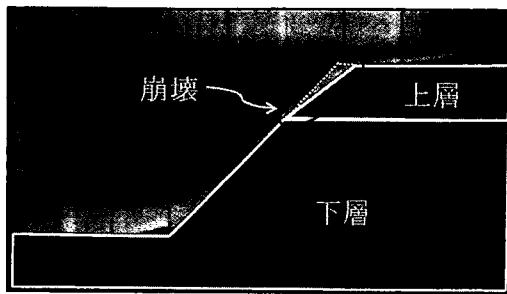


Fig.3 斜面崩壊(実験③, 上層2m)

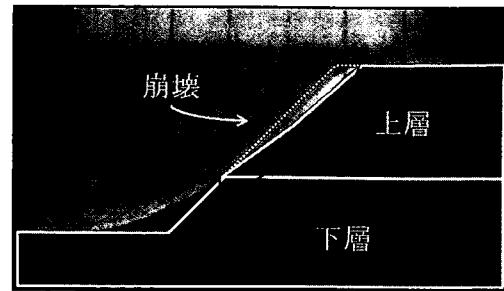


Fig.4 斜面崩壊(実験⑨, 上層4m)

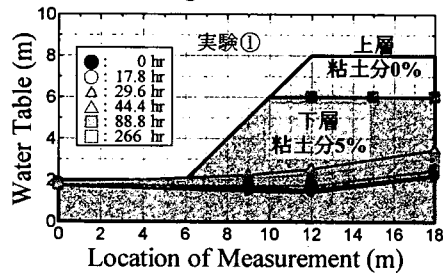


Fig.5 地下水面変化(実験①)

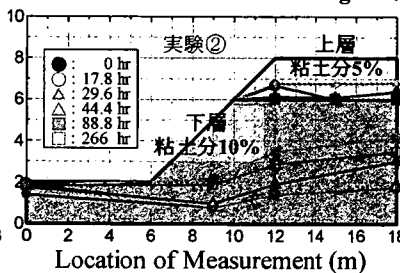


Fig.7 地下水面変化(実験③)

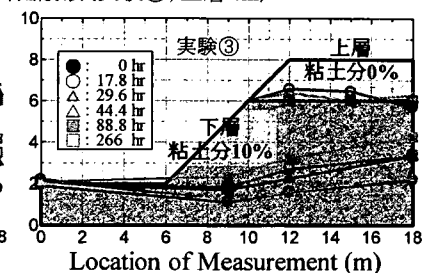


Fig.6 地下水面変化(実験②)

斜面崩壊のメカニズムを調べるために、まず、実験①～③を比較してみる。実験①では斜面崩壊が生じなかったため、必ずしも上層の粘土分が0%であると崩壊するわけではない。Fig.5～7に実験①～③の地下水面の時間変化を示す。地盤内の間隙水圧は静水圧分布していると考え、設置した間隙水圧計から地下水面を求めた。上層と下層の境界面の地下水位に着目すると、実験①では、境界面に地下水面は形成されていないことがわかる。これは、上層、下層ともに粘土分が少ないので、透水係数が大きく、図に示すように雨水が境界面に溜まることなく下層に全て浸透したと考えられる。しかし、実験②、③では、上層と下層の境界面の間隙水圧が上昇していることから、一時的に地下水面が形成されたことがわかる。これは、下層の粘土分が10%なので、降雨強度に対して相対的に透水係数が小さい。このため、境界面に雨水が溜まったと考えられる。

境界面に地下水面が形成された実験②と③とを比較すると、実験③の方が上層の粘土分が少ない。境界面に溜まった雨水は斜面表面に向かって移動し、この水の流れによって、斜面が崩壊したと考えられる。すなわち、二層地盤の斜面崩壊は、上層と下層の透水係数の差が大きくなると境界面に雨水が溜まり、さらに上層の粘土分が少ない(透水係数が大きい)と斜面表面に向かって水が流れ、この浸透圧によって斜面崩壊が生じたと考えられる。

次に実験①～③と地盤条件は同じであるが、降雨強度が小さい(15mm/hr)実験④～⑥を見てみる。この条件においても実験⑥(上層:粘土分0%, 下層:粘土分10%)のみが斜面崩壊が生じ、斜面崩壊の状況は実験③と同様であった。このことから、降雨強度の違いは斜面崩壊を生じさせる大きな要因にはならないと考えられる。しかし、今回の実験では、降雨強度が15～30(mm/hr)と狭い範囲にあるため、今後、降雨強度を様々に変えて確認する必要がある。

上層の層厚が異なる実験⑦～⑨でも、実験⑨(上層:粘土分0%, 下層:粘土分10%)が斜面崩壊が生じた。Fig.3, 4に示すように、上層が2mの場合と破壊の状況は同じであるが、上層が厚くなると破壊する範囲は大きくなるのがわかる。よって、層厚の違いが斜面崩壊を生じさせる大きな要因とはならないが、上層が厚くなると崩壊が大規模になることがわかる。しかし、この影響因子も降雨強度の影響と同様、今後、様々に実験条件を変化させて実験を行うことを考えている。

4.まとめ

- ・上層と下層の透水係数の差が大きくなると、境界面に雨水が溜まる。さらに、上層の粘土分が少ない(透水係数が大きい)と、斜面表面に向かって水が流れ、この浸透圧によって斜面崩壊が生じる。
- ・今回の実地した範囲内では、降雨強度や層厚の違いは斜面崩壊を生じさせる大きな要因とはならなかった。しかし、上層の厚さが厚くなると、斜面災害の大規模になる。

【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」の補助を受けて実地されました。記して謝意を表します。

《参考文献》

- 1)阿部ら:遠心力模型実験による降雨時の地下水位の変動,第41回地盤工学会研究発表会,pp.2179-2180,2006.
- 2)金子ら:遠心模型実験装置を用いた降雨再現実験での間隙水圧の挙動,第42回地盤工学会研究発表会,pp.533-534,2007.