

関東ロームの剪断強度に関する一考察

土木課 前 郁 夫

1. ま え が き

近年労働災害のうち、重大災害と称せられるものが建設工事関係に多発の傾向があり、その中の土砂崩壊災害も例外ではない。これは、建設工事に特有の種々の悪条件の影響をうけていることも災害発生理由の一つでもあるが、土というものがある、その複雑な物理的、特に力学的諸性質が充分解明せられておらず、従って、施工法についても経験とかカンに頼ることが多く、これが災害発生の大きな原因であらう。

このことから、土砂崩壊に関する災害防止のためには、土の諸性質を把握することが要求されるのであるが、特にその剪断強さを知ることが斜面安定の解析を行なうに際して重要である。土の剪断強度を知る方法として、実験室的には、三軸圧縮試験、一軸圧縮試験、直接剪断試験が代表的なものである。

これらの試験は、乱さない試料を採取してきて行なうのであるが、そのいずれもがかなり複雑な手数を要する。なかでも比較的簡単に行えるのが一軸圧縮試験である。一軸圧縮試験により得られる圧縮強度 qu と一面（直接）剪断試験により得られる内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C との値の間には理論的に相関関係があり、 $qu = 2C \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ と表される。軟弱粘土は $\phi = 0$ であり、従って、 $qu = 2C$ となり、この関係は実験的にも成立するようである。しかし、関東ロームのごとき砂質土でもなく、軟弱粘土でもなくそれらの中間的存在である土について、理論的な相関が実験により得られるかどうか確認する必要がある（なるべく簡単な方法で土の強度を知ることが望ましい）、関東ロームについて一軸圧縮試験および直接剪断試験を行ない、その結果を比較、検討することにした。

2. 試 料

関東周辺台地を構成している赤土は、いわゆる関東ロームと称されるもので、この生成については、富士火山が更新世最末期に大量の玄武岩質火山礫および火山灰を噴出し、これが主に東方に飛散し、極めて広範囲にわたって分布したものである。

今回の試料として用いたのは、浦和市、近郊の台地の関東ロームで鉄道路盤敷設のための盛土用土の採取場で

ある。その色は黄褐色である。以下物理的諸性質の試験結果の数値を示すと、

表-1

粒度試験	粘土分	35%	} = 二角分類座標粘土
	シルト分	38%	
	砂分	27%	
液性限界	L. L.	117.9%	
塑性限界	P. L.	70.2%	
塑性指数	P. I.	47%	

試料の代表的なものについて行なった含水比、乾燥密度、間隙比、飽和度の値は表-2のとおりである。

表-2

試 料	含水比 w %	乾燥密度 γ_d g/cm ³	比重 G	間隙比 e	飽和度 S %
地表下 1 m	130.2	0.51	2.75	4.4	81.5
" 3 m	132.6	0.50	"	4.5	81.5
" 6 m	115.0	0.56	"	3.9	81.5
" 6 m	111.0	0.68	"	3.0	100
" 6 m	124.8	0.62	"	3.4	100

3. 試 験

試験試料は地山より、約 30cm×30cm×30cm の土塊を、キレットを発生せしめぬよう相当数切出し、これから各種試験に適する試料をトリマにより整形した。なお試料は、同一地山から時日を変えて採取したため、A、Bの二つグループに分け、Aは地表下 1.5m、4 m、6 m、Bは地表下 1 m、3 m、6 m の処からそれぞれ土塊を切り出した。

直接剪断試験

歪制御型、試料径 60mm、試料厚 20mm、剪断抵抗はブルーピングリングにより、垂直、水平歪みは $1/100$ mm ダイアルゲージにより測定、垂直荷重は、大体 0.2~0.9kg/cm² 程度になるように選定し、剪断速度は約 1mm/min であり、試験の種類は急速試験に属する。

同一試料について3種の垂直荷重を用い、各3回行ない、従って同一試料で9回の剪断試験を行なったことになる。

一軸圧縮試験

歪制御型、試料径 50mm、試料高さ 125mm、圧縮抵抗はブルーピングリングにより、垂直変位は $1/100$ mm のダイヤルゲージにより測定した。剪断速度は 1mm/min、すなわち 0.8%/min である。

試験数は同一試料について 3 回行なった。

4. 試験結果

剪断試験

A グループ 地表下 1.5m, 4m, 6m 試料の最大剪断応力

表-3 地表下 1 m

試験番号	含水比	垂直応力	最大剪断応力
	%	kg/cm ²	kg/cm ²
1	114.0	0.53	1.050
2	109.2	"	1.093
3	103.0	"	0.993
4	103.0	"	0.812
5	89.3	0.35	1.042
6	97.2	"	0.918
7	98.9	"	0.706
8	105.0	"	0.990
9	98.7	"	0.759
10	107.5	0.18	0.734
11	113.5	"	0.847
12	119.5	"	0.964
13	116.0	"	0.917
14	114.5	"	0.688
15	108.7	0.09	0.749
16	106.5	"	0.794
17	112.2	"	0.752

表-5 地表下 6 m

試験番号	含水比	垂直応力	最大剪断応力
1	96.0	0.706	0.883
2	102.0	"	1.129
3	100.0	"	0.883
4	95.0	0.53	1.165
5	100.5	"	1.040
6	99.0	0.35	0.865
7	93.0	"	1.250
8	107.0	"	0.794
9	95.0	0.18	0.776
10	94.0	"	0.865
11	104.0	"	0.970
12	105.0	0.09	0.759
13	82.0	"	0.900
14	103.0	"	0.776

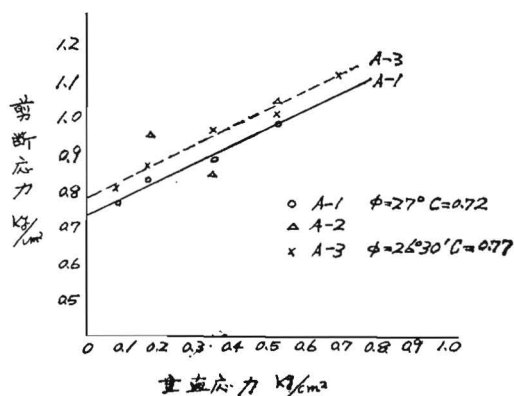
表-4 地表下 4 m

試験番号	含水比	垂直応力	最大剪断応力
1	99.0	0.53	0.990
2	102.0	"	1.112
3	106.0	0.35	0.865
4	96.0	"	0.830
5	91.0	0.18	1.042
6	97.0	"	0.865
7	107.0	"	0.954

A グループの表-3～表-5 からわかるように、最大剪断応力は相当ばらついた値を示している。

これを各垂直応力ごとに平均値をとり、垂直応力と剪断応力との関係を図にプロットすると、図-1 のとおりとなる。

図-1



これによると、地表下 1 m, 6 m については、それぞれ直線性を示しているが、4 m のものについてはそれが得られていない。

内部摩擦角, 粘着力

この図から、A グループの土の内部摩擦角 ϕ , 粘着力 C を求めると表-6 のとおりである。

表-6

	ϕ	C kg/cm ²
地表下 1 m	27°00'	0.72
" 4 m	—	—
" 6 m	26°30'	0.77

B グループ

○剪断応力と水平変位, 垂直変位

地表下 1 m の試料に対する試験結果をグラフに示すと、垂直荷重 0.2, 0.4, 0.7kg/cm² について次の図-2～図-4 が得られる。

図-2

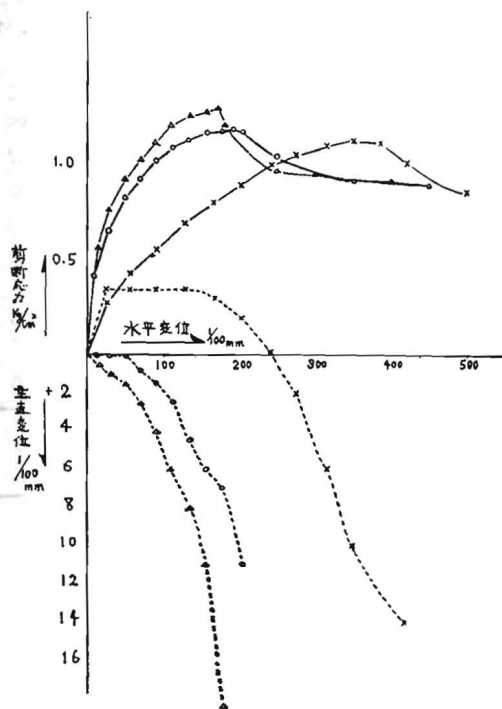


図-4

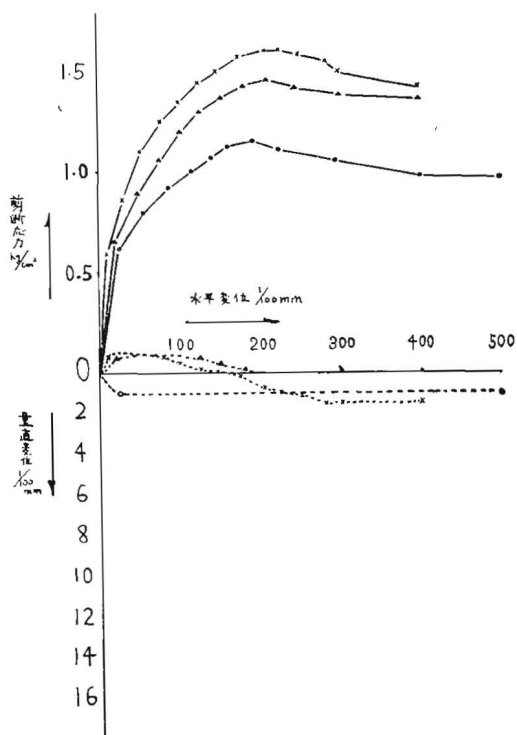
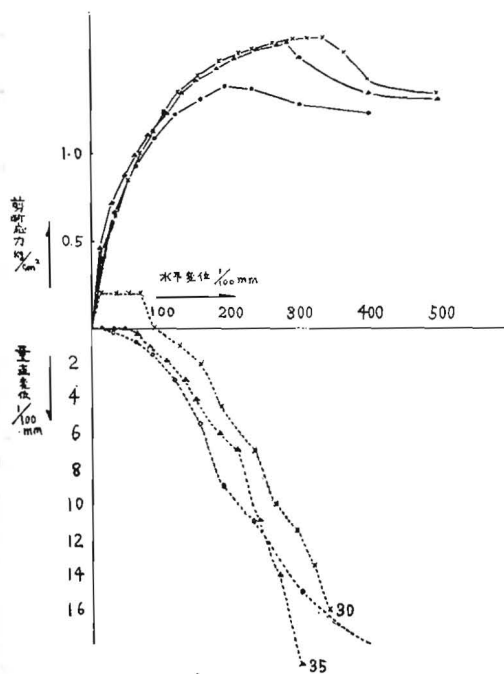
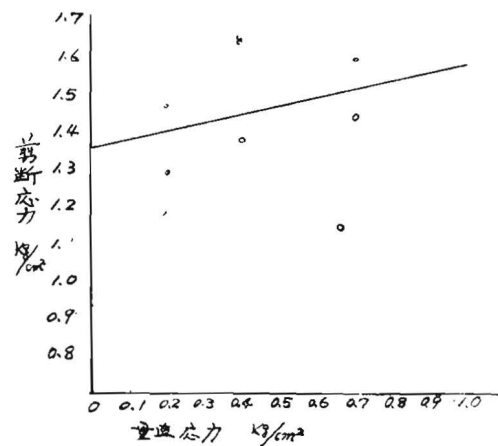


図-3



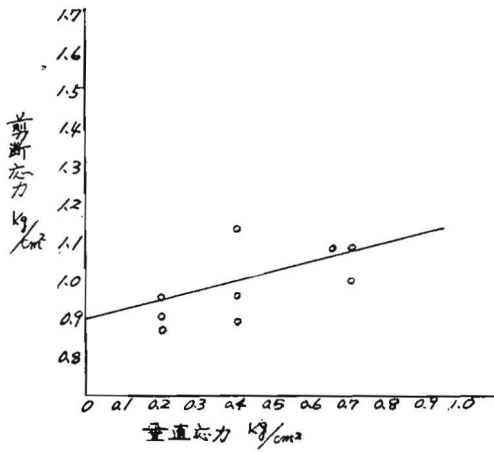
○剪断応力と垂直応力の関係
地表下 1 m

図-5



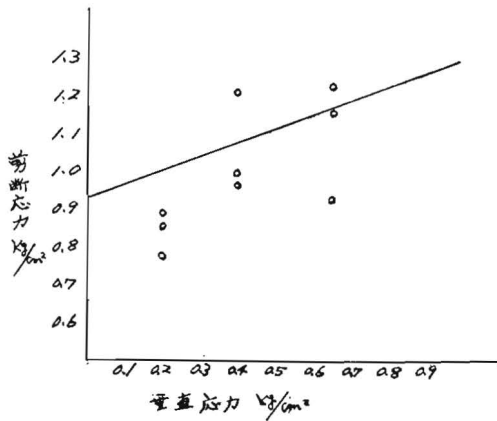
地表下 3 m

図-6



地表下 6 m

図-7



○内部摩擦角および粘着力

図-5～図-7より次のごとき内部摩擦角 ϕ , 粘着力Cの値が得られる。

表-7

	ϕ	C
地表下 1 m	12°	1.35
" 3 m	14°	0.89
" 6 m	20°	0.93

一軸圧縮試験

Aグループ

表-8

試料位置	含水比 w %	一軸圧縮 強さ q_u kg/cm ²	破壊時の歪 ε %	破壊角 θ°
地表下 1 m	97.5	1.307	2.29	68
"	136.3	1.564	1.93	68
"	—	1.649	1.82	67
" 4 m	—	1.885	1.06	60
"	—	1.560	1.00	60
" 6 m	106.2	1.296	0.09	65
"	157.5	1.227	0.60	68
"	106.5	1.400	0.47	70
"	106.0	1.745	0.82	—
"	97.7	1.980	1.04	70

Bグループ

表-9

試料	含水比 w %	単位体積重量 γ kg/cm ³	一軸圧縮 強さ q_u kg/cm ²	破壊時の歪 ε %	破壊角 θ°
地表下 1 m	131.1	1.18	1.118	1.04	60
"	128.2	1.235	1.641	1.07	59
"	131.6	1.130	0.549	1.46	47
3 m	139.0	1.125	1.613	2.24	62
"	127.0	1.190	1.139	1.20	65
"	131.9	1.147	1.486	2.76	61
6 m	104.9	1.331	1.425	0.68	58
"	117.5	1.310	1.414	0.80	56
"	122.5	1.010	1.300	1.40	60

○圧縮応力と歪の関係

各試料の試験結果を示すと、次の図-8～図-13のとおりである。

図-8

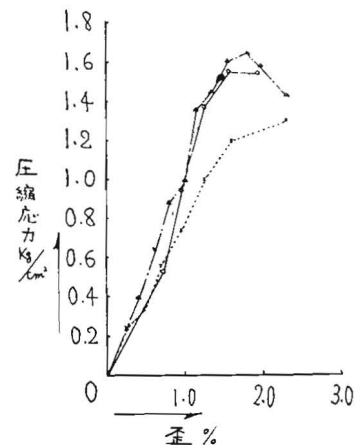


図-9

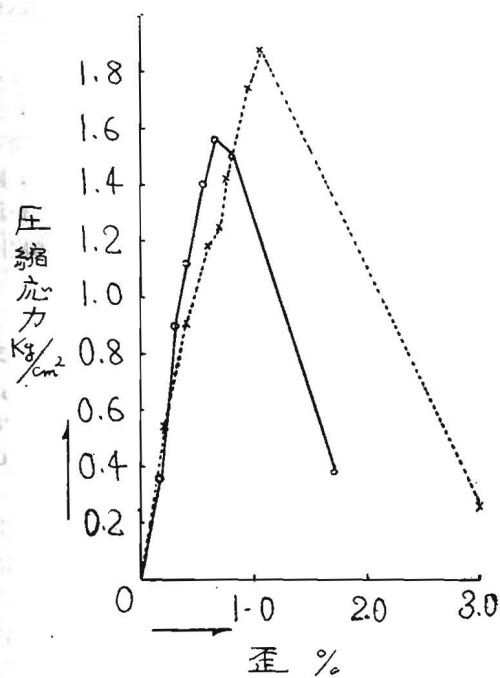


図-11

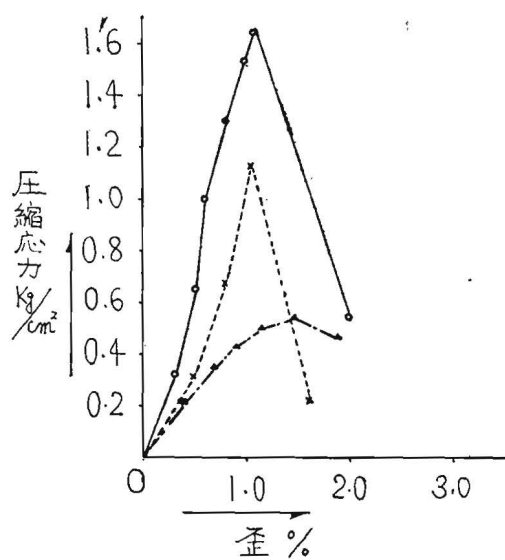


図-10

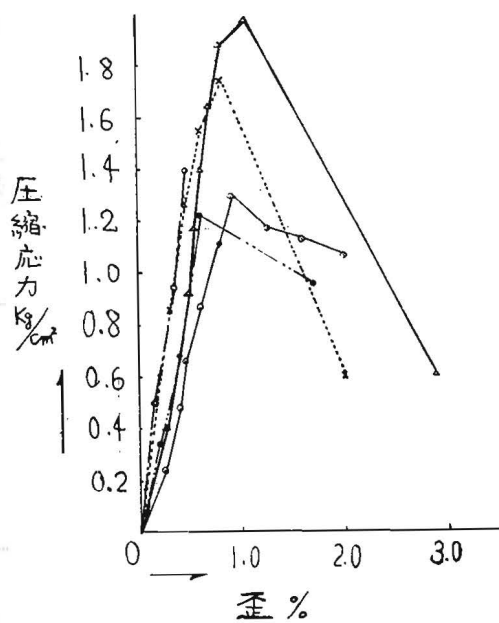


図-12

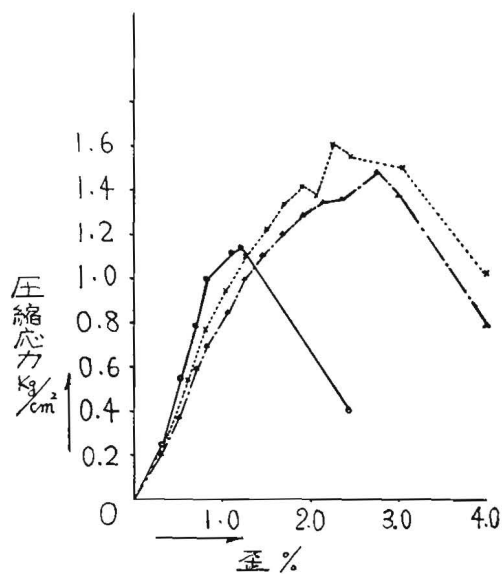


図-13

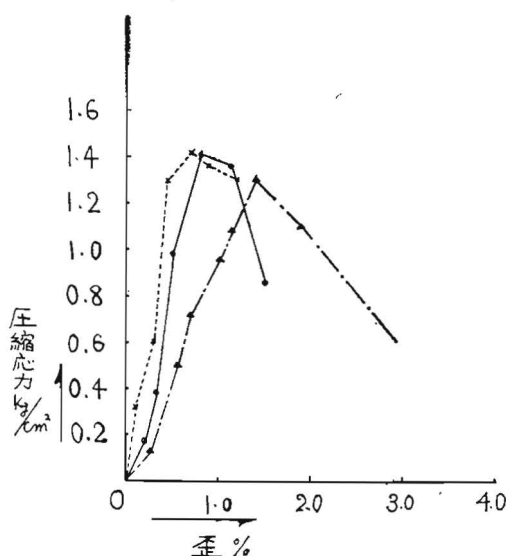
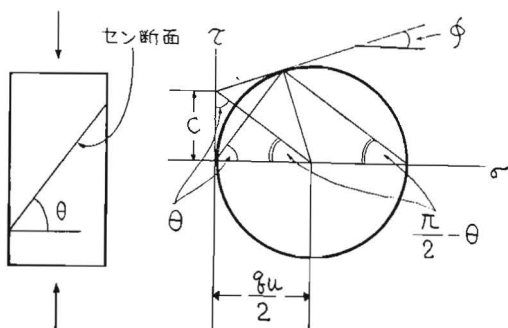


図-14



4. 試験結果に対する考察

1. 剪断強度、一軸圧縮強度の値のばらつき

剪断試験による内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C 、また一軸圧縮試験による圧縮強度 pu のいずれもが、かなりばらついていた値を示した。剪断試験では同一垂直荷重に対する最大剪断強さの値がばらついており、また、試料によっては垂直応力と最大剪断強さの関係からは、粘着力、内部摩擦角を判定することが、困難なものもでる結果となった。

Aグループにおける地表下1m、6mの試料における試験結果のように最大剪断強度の値は、かなりばらついていたが、その平均値をとり、垂直応力と剪断強さとの関係は大体直線関係を示す結果となった。ただし、このように土の強度について、単に平均値が示す値を、そのまま採用してよいかどうかの疑問は残る。

Bグループにおける試験の最大剪断強度と垂直応力の関係から求めた内部摩擦角、粘着力の値は最小二乗法を用いて算出したものである。

このようにばらついた値を示した原因を考えてみると、試料にみられるごく細かなシームの影響により、土そのものに強度のばらつきを内蔵しているためか、あるいは試料整形の途上、なんらかの外部応力が加わり、厳密な意味で乱されない試料といえない状態にあったためか、これに加えて多少実験技術の拙劣という点も考慮に入れなければならないと思われる。

2. 試料位置の相違による土の強さ

Aグループ、Bグループともそれぞれ地表下1m、3m、6mなど深さを変えて試料を取出したのであるが、この深さと、土の強さとの関係を見ると、Aグループでは、地表下6mのものは、1mのものに較べて粘着力 C の値が若干上回っている。

Bグループでは、地表下1mのものが3m、6mのものよりかなり大きな粘着力の値を示している。これは他に較べて表土に近く、多少組成の変っていたためと考えられる。3m、6mのものは大して相違がない。一軸圧縮試験についてみても、深さの異ったための強度の差はあまりでておらず、全般的にみると、深さ方向で土の強度の差異は認められない。

3. 剪断試験と一軸圧縮試験との関連

理論的には一軸圧縮強度 qu と内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C の間には次の関係が成立する。

$$pu = 2C \tan\left(-\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2}\right)$$

いま、剪断試験により得られた内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C から qu を計算してみる。これを換算一軸圧縮強度と呼び、一軸圧縮強度と比較すると次のようになる。

表-10

	換算一軸圧縮強度 qu	一軸圧縮強度 qu	$\frac{qu}{qu}$
A 地表下1m	2.347	1.506	0.642
〃 6m	2.487	1.532	0.615
B 〃 1m	3.335	1.380	0.412
〃 3m	2.288	1.413	6.617
〃 6m	2.660	1.379	0.520

pu の値はいづれも平均値を採用した。

これによると、 $qu/\bar{qu}$ は0.4~0.6の値をとり、一軸圧縮試験による土の強度は、剪断試験による土の強度の40%ないし60%程度の値を示す結果となった。これは前者と後者の試料の大きさの相違の影響も含まれているものと考えられるが、理論的には両者が一致すべきもの

であるにもかかわらず、このような相違を生じたのは、試験における両者のそれぞれの過程が、理論と一致しないことによるためであろう。

一軸圧縮試験から内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C の推定

前述の換算一軸圧縮強度 $\bar{q}_u$ とは逆に、一軸圧縮強度 p_u と破壊角 θ から、内部摩擦角 ϕ 、粘着力 C を算出してみる。モールの円の考えから破壊角 θ (剪断面と水平のなす角) から次式により知ることができる。図-14参照。

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad \therefore \phi = 2\theta - 90^\circ$$

$$C = \frac{q_u}{2} \cdot \cot \theta \quad \therefore q_u = 2C \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

上式から表-8、表-9の一軸圧縮強さ、破壊角を用いて、 ϕ 、 C を算出したのが以下の表-11である。この結果によれば、一般に軟弱粘土の場合 $\phi = 0$ で、従って $\theta = 45^\circ$ であるべきものか、 $\theta > 45^\circ$ の結果を示す。すなわち $\phi = 0$ を示さないといわれているが、関東ロームの場合もこれと同様に ϕ はせん断試験による ϕ よりはるかに大きな値を示している。

一般にいわれている剪断面の傾斜角 θ から ϕ 、 C を算出する方法は、載荷板と試料の間の摩擦抵抗のあることや、試料全体が様な性質をもたないから、せん断面の形成が偶然性に支配されることから信頼性がないと考えられているが、この試験結果からも上述のことがいえると思う。

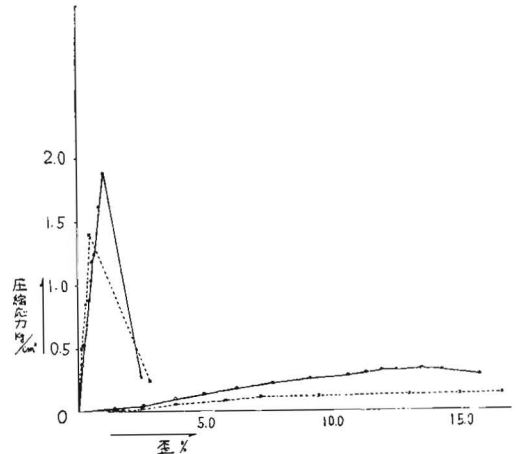
表-11

A グループ	内部摩擦角 θ°	粘着力 C kg/cm ²
地表下 1 m	46	0.26
〃	46	0.32
〃	44	0.35
4 m	30	0.55
〃	33	0.45
6 m	40	0.30
〃	46	0.25
〃	50	0.26
〃	50	0.36
B グループ		
地表下 1 m	30	0.34
〃	28	0.49
〃	40	0.25
3 m	34	0.43
〃	40	0.26
〃	32	0.41
6 m	26	0.45
〃	22	0.48
〃	30	0.38

鋭敏比について

粘性土の乱されたことによる強度の低下を示す指標である鋭敏比を今回の試料について調べてみると、次の大体 5~10 の値となり、鋭敏性は高い粘土である。図-15 参照。

図-15



含水比と剪断強度

土の含水比と剪断強度との間には、密接な関連があるといわれており、今回の一連の試験においても、この点に関し注目していたのであるが、試料上個々の含水比は多少変化していても、これと剪断強度との間に明確な関係を導き出すことはできず、結局試料土は、いずれもが大体飽和に近く、多少のばらつきも含水比測定技術上の問題がからみ、実際は各試料とも含水比はほぼ等しかったものと推定する。

あとがき

浦和地区における関東ロームの直接剪断試験（急速試験）および一軸圧縮試験により得られた土の剪断強度を示す各数値は相当にばらつきがあり、そのために、初めに意図した二つの試験の間の正確な関連を求めることに對して満足な成果を得るに至らなかった。

ばらつきの大きな原因として、

1. 試料自体シームの存在等の影響で、均一な強度を保有していないと思われること。
2. 純粹の粘土のように粘着性の多い土と異り、試料整形が比較的困難で、整形途上においてもなんらの外力の影響を免がれなかったと思われること。
3. 試験技術の上で未熟な点があったこと。

以上のようなことが考えられる。

しかし、この試験の結果を大局的にみれば、以下のことがいえる。

- (1) この関東ロームは、急速試験の結果によれば、内部摩擦角 $\phi=15^{\circ}\sim 30^{\circ}$ ，粘着力 $C=0.7\sim 1.2\text{kg/cm}^2$ 程度であった。
- (2) 一軸圧縮試験の結果，一軸圧縮強度 q_u は 1.5kg/cm^2 前後であった。
- (3) 一軸圧縮試験による圧縮影度は，剪断試験結果の ϕ ， C により一軸圧縮強度を推定する換算一軸圧縮強度より，かなり低い値を示し，大体60%，場合によっては50%を下まわった。
- (4) 一軸圧縮試験の圧縮強度 q_u と，破壊角 θ から理論上算定される内部摩擦角 ϕ および粘着 C の値は剪断試験による ϕ ， C とは大分異っている。
- (5) 以上のように直接剪断試験（急速試験）と一軸圧縮試験は理論上，同一剪断強度を示すものでありな

がら，実際には相当の相違をもたらすことが明らかである。これは両者の試験の各々の場合について，剪断応力の働き方が必ずしも理論と一致しないことからくるためと，もう一つは一軸圧縮試験では試料に内在する弱点から，破壊する傾向のあるためであろう。

- (6) したがって，この種の土に関しては一軸圧縮強度から，内部摩擦角粘着力を求めることは，相当の誤差を伴うものとしなければならない。

しかし，一軸圧縮試験による結果が一面剪断試験によるそれよりも安全側の数値を示すことから，実用上は試験操作も簡便な，一軸圧縮試験による数値を用いて，安定計算を行なう方が好ましいように思う。

Impact Strength of Wire Rope (1st report)

by E Akiyama
T. Kondo
T. Hakamazuka
S. Tonsyo

For the prevention of wire rope accidents, not only the static strength but the impact strength of rope is essential factor. To study it, we made a new type of shock load testing machine. A large steel disk, weight 1,700kg, revolves about a horizontal axis. Both sides of the disk fit up with two claws, which keep inside usually, but project from the disk only at the testing time. A wire rope test piece, previously extended by the proper static load, is struck on its holder by the claw, and broken down. The shock load of rope at the impact moment, is measured with the strain meter, and recorded on the oscillograph together with the elongation of rope.

We tested flawless wire ropes, under the different shock speed and the different test piece length. Besides, we tested various kinds of intentional damaged ropes, and compared with flawless ropes. We certified that damaged ropes are more weakened on the impact strength than the static strength.

On the Compressive Strength of V-Beam

by Yoshitada Mori

The straight bar of V-beam which is mainly used for a yieldable support of a tunnel buckles by a compressive force, usually sooner than a ordinary buckling bar.

This phenomenon seems to be based on the fact that the bar of V-beam buckles by both torsion and flexure.

The investigations concerning the torsional and flexural buckling of a bar of open thin-walled section with one symmetrical axis have done by many persons.

In this report, the compressive strength of four types of V-beam on the market has been calculated on the theory of torsional and flexural buckling, on the assumption that V-beam has a open thin-walled section with one symmetrical axis.

In the result, the thinner the wall of section, the smaller the moment of inertia of section around the symmetrical axis in relation to the other moment of inertia, and the shorter the bar, the more is effect of torsion on the buckling strength. In such a case that the wall of section are thick and both moments of inertia of section are equal to each other, this effect can be considered to be negligible.

On shearing strength of Kanto-Loam

I. Mae

Shearing strength of soil is the most important factor for analysis of stability of earth slopes and of man-made cuts.

There are many testing methods to measure shearing strength of soil, such as direct shear test, triaxial compression test, unconfined compression test and vane-test etc.

The purpose of this series of test is to determine shearing resistance of Kanto-Loam, and to find out the difference between direct shear test and unconfined compression test.

The values of cohesion C and angle of internal friction ϕ determined from the results of direct shear test, and the values of unconfined compressive strength q_u from the values of unconfined compression test are shown in the following.

$$\text{angle of internal friction } \phi = 15^\circ \sim 30^\circ$$

$$\text{cohesion } C = 0.7 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{unconfined compressive strength } q_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

Theoretical relation between unconfined compressive strength q_u and angle of internal friction ϕ and cohesion C is expressed by the equation

$$q_u = 2C \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Substituting ϕ and C which are the value from the results of direct shear test in above equation, the value $\overline{q_u}$ that are named converted unconfined compressive strength are obtained.

The value $\overline{q_u}$ must be equal to the value q_u theoretically, but the ratio of the value $\overline{q_u}$ to the value q_u is

$$\overline{q_u} / q_u = 0.4 \sim 0.6$$

This discrepancy in these values may be caused by difference of shearing processes in these tests, and of size of specimens for test, as specimens have many seams in them.

Theoretical Consideration on Buckling Strength of Tubular Pole Scaffold

by Yeshitada Mori

Since a tubular pole scaffold around the outside of a building under construction is usually tied to the building at many points, no displacement of the scaffold in the direction normal to the surface of the scaffold occurs at a connecting point, while at another point the scaffold tends to move in such direction when no crosswise bracings.

On some assumptions this scaffold can be regarded as such a lattice with many spans and layers, that no moment is transmitted from member to member at a panel point.

In this report the buckling problem of this lattice when it buckles normally to the surface of the lattice, by the vertical load acting on only a upright, has been treated as a characteristic value problem of differential equation, and in a general case only the critical load equation has been induced, but in some simplified cases