

土 木 研 究 所 資 料

地すべり粘土の力学的強度特性

昭和63年3月

建設省土木研究所
砂防部地すべり研究室

Copyright ©(1988)by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

地すべり粘土の力学的強度特性

地すべり研究室長 中村 浩之
研 究 員 石 黒 互
吉 田 克 美

要 旨

地すべりを論じる際に、そのすべり面粘土の力学的強度特性は常に議論の中心的役割りを果たしている。そこで、この地すべり粘土の強度特性を、主として残留強度特性、進行性破壊による強度低下特性を解明すべく実験したので、実験結果および検討結果を報告する。

キーワード：地すべり、残留強度、残留係数、ピーク強度、完全軟化強度、リングせん断試験機、応力-歪み曲線、進行性破壊

目 次

1. はじめに	1
2. せん断強度の種類と試験方法	3
2-1. せん断強度の種類	3
2-2. せん断強度の試験方法	3
3. リングせん断試験機	10
3-1. リングせん断試験機の構造	10
3-2. 試験方法	14
(1) 供試体の作成	14
(2) せん断試験方法	15
4. 残留強度特性	16
4-1. せん断速度と残留強度	16
4-2. 垂直荷重, 試験機と残留強度	17
4-3. せん断方式と残留強度	20
4-4. 物理特性と残留強度	21
5. 進行性破壊による強度低下特性	28
5-1. 実験方法	28
5-2. O. C. R, つめ換え率と強度低下	29
5-3. 弱層部の数と強度の低下	32
6. おわりに	36
資 料	37

1. はじめに

地すべりの安定解析は、地すべり斜面の安定度の評価あるいは地すべり対策工を設計するために行われ、基本的には地すべり土塊の滑動力 D と抵抗力 R の比 $F_s = \frac{R}{D}$ （安全率）を求めることを目的としている。この安定解析の理論は近年内部応力を考慮したBaker法、Morgenstern法やSarma法等あるいはこれらを基本とした三次元安定解析法等その解析精度は著しく高まってきており、解析の精度に与える土質強度常数 C 、 ϕ の決定精度の影響が極めて大きくなることが問題となっている。均一な盛土やアースダム等の人工斜面では、用いられている材料のせん断強度常数を極めて高い精度で測定することが可能であることから、その安定解析も十分な精度で行うことができる。しかし自然斜面、特に過圧密粘土や泥岩あるいは崩壊土、風化頁岩等から成る斜面での安定解析では、地すべりが発生した場合、すべり面を構成する材料のピーク強度を用いるとその安全率が $F_s = 3 \sim 4$ といった非常に大きな値となる場合がある。

このように土質試験結果から得られた強度常数をそのまま用いたのでは地すべりの現状の安全率にそぐわないとか、すべり面での不かく乱試料のサンプリングが難しいとか、また特定の場所のサンプルで地すべり全体のすべり面強度を代表させるのは無理がある等の理由で、我が国では地すべりの安定解析を行う場合は、概ね現状の斜面の安全率を $F_s = 1.0$ と仮定し、逆算によってせん断強度常数 C 、 ϕ を C と $\tan \phi$ の一次式の関係として求めた上で、常数の一方を適当に仮定してやることにより他方を決定するという非常に実用的ではあるが、経験的な要素を多分に含んだ手法が一般に用いられている。このような手法ではすべり面の地質や応力履歴、移動履歴等その特徴を加味した正確な土質強度特性が解析に反映されているとは言い難い。より客観的な安定解析を行うためには、適切な土質試験による適切な土質強度常数を決定することが必要となる。

一般に土のせん断強度は、Coulomb-Terzaghiの式によって

$$\tau' = C' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされるが、せん断強度で問題となるのは、土がせん断されて歪みを受けることによって粘着力 C' および内部摩擦角 ϕ' が変化することであり、この強度常数の変化が安定解析において大きな誤差が生じる原因になるものと考えられる。Skemptonはこの誤差を説明するために残留強度の概念を導入した。すなわちすべり面に沿って地すべり土塊が大変位をした場合、それによって得られるすべり面せん断強度は一定の極限値に限りなく近づき、その極限値はすべり面を構成する材料によって異なるが、ピーク強度よりは小さくなり、この強度の極限値を残留強度と名づけた。さらにすべり面全体にわたって残留強度を適用すると、安全率が $F_s < 1.0$ となる場合も生じてくるので、残留係数の概念を導入してすべり面における残留強度の動員程度を示した。実際のすべり面においては、全てが同一の強度を持つものではなく、ある部分ではピーク強度、ある部分では残留強度まで達していて、またある部分では両者の中間的な強度状態にある等非常に複雑な強度分布をしているものと考えられることから、ピーク強度、残留強度、残留係数によって地すべり斜面の安定度を定量的に示した。

ピーク強度と残留強度は過圧密比（O.C.R.）の大きな粘土斜面における進行性破壊のメカニズムの説明等にも利用され、長い年月の間に移動と停止を幾度となく繰返し大変位を受けている地すべりには特に残留

強度が問題となり、その決定方法が極めて重要な意味を持つものと考えられる。残留強度を求めるためには極めて大きな変位が必要とされるが、従来の繰返し一面せん断試験や三軸圧縮試験でこのような大変位を与える場合に不都合な点が多いのが現状である。そこでこれらの問題を解消するリングせん断試験機を製作したので、主としてこの試験機による地すべり粘土の残留強度特性を試験方法による比較、他の試験機を使用した場合との比較等において報告する他、リングせん断試験機を用いた地すべり粘土の進行性破壊による強度低下特性についても報告する。

なお用いたデータは昭和52年からのものであるが、適切なる実験で貴重なデータを出していただいた清水清文氏（現北陸地建羽越工事事務所）、福井義隆氏（現北陸地建阿賀川工事事務所）には深く感謝する次第であります。

昭和63年 3 月

地すべり研究室長	中村 浩之
研 究 員	石 黒 亙
	吉 田 克 美

2. せん断強度の種類と試験方法

2-1. せん断強度の種類

すべり面における粘土の長期的（排水条件下）な強度特性は一般的に図-1のようになる。これは代表的な正規圧密粘土と過圧密粘土の排水条件下において、同一の方法によって試験された応力-歪み曲線（Stress-strain behavior）であり、過圧密粘土はピーク強度に達した後も歪みを増大させると歪軟化特性が見られ、完全軟化強度の点を通して更に強度は低下してある一定値に限りなく近くなる。この下限値を残留強度（residual strength）と呼んでいる。軟化点を通過した後、狭いゾーンで更にせん断歪み量が増大すると、粘土の粒子はせん断される方向に沿って配列し、このようなスリッケンサイドが生じた面におけるせん断強度が残留強度であると考えられる。

また、正規圧密粘土のせん断強度も実際はピーク強度を越えた後はごくわずかであるが低下し、一定の強度に限りなく近づく。これは過圧密粘土の大変位を受けた後のせん断強度（残留強度）に等しくなる（図-1）。従って残留強度は応力履歴によらない個々の粘土固有の強度であるといえることができる。つまりピーク強度は同一材料の粘土でも応力履歴の違いによって異なるものであるが、残留強度は粘土を構成する材料固有のものであると考えられる。過圧密比の大きな粘土ほどピーク強度 τ_p と残留強度 τ_r の比 $S = \frac{\tau_p}{\tau_r}$ は大きくなり、シルト質粘土や低塑性の粘土では S は小さくなりほぼ $S = 1$ に近づくと言われている。

さて、過圧密粘土の完全軟化強度（fully softened strength）は図-1に示すように定義できる。すなわち正規圧密粘土のピーク強度より水平に引かれた線と過圧密粘土の応力-歪み曲線との交点として得られ、ほぼ歪軟化曲線の変曲点に当る。

一方Roscoeらが示すように正規圧密粘土の臨界状態は、せん断歪みがどのように増大しても含水比にいかなる影響も与えない状態であると定義することができる。そしてその臨界状態の含水比は、過圧密粘土のせん断中に粘土が膨張することによって達成される究極的な含水比に等しくなる（図-2）。

粘土が実際地中にあるような理想的な（不かく乱）状態での、臨界状態におけるせん断強度は容易には決定することはできないが、実用的には練り返し（remolded）粘土でのせん断試験によってその強度を決定することができる。実際の過圧密粘土においては完全軟化状態あるいはこれに近い状態まで強度が低下するのに必要な変位量は、ピーク強度に達するまでのその数倍も大きなもので、残留強度に達するまでにはさらに大きな変位量が必要とされる。

2-2. せん断強度の試験方法

すべり面でのせん断強度を測定する場合は前述したように、原位置で不かく乱状態で測定することが理想的であるが、技術的にも経費的にも困難であることが多いため、専ら室内土質試験に頼らざるを得ないのが現状である。室内試験でもすべり面を狭んだブロックサンプルを乱さない状態で採取し、これをせん断試験機にすべり面とせん断面とが一致するようにセットして試験が行えれば理想的である。これによって得られ

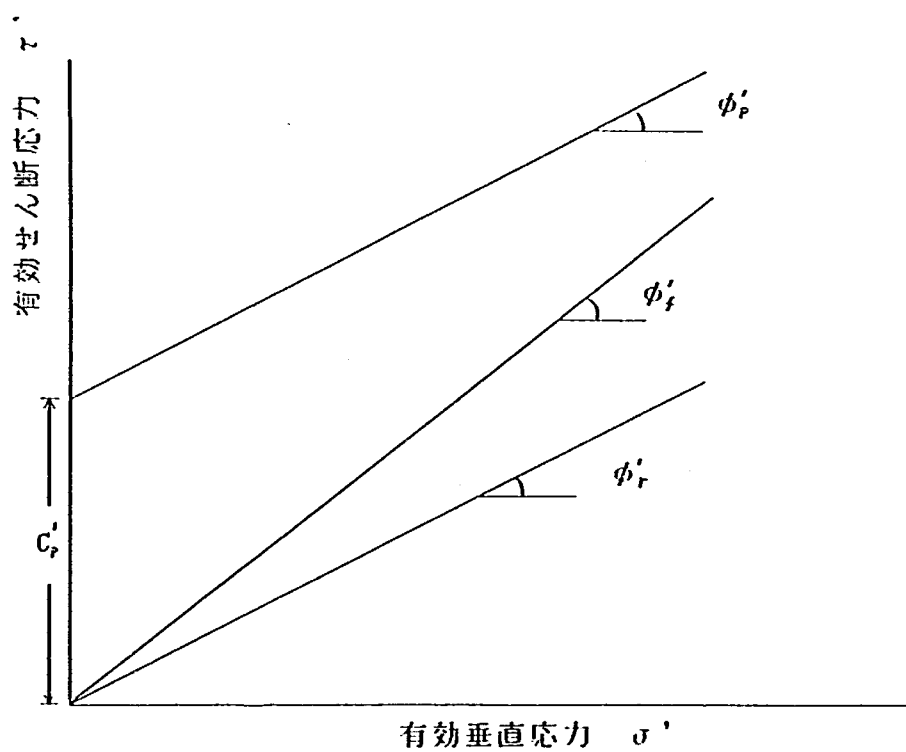
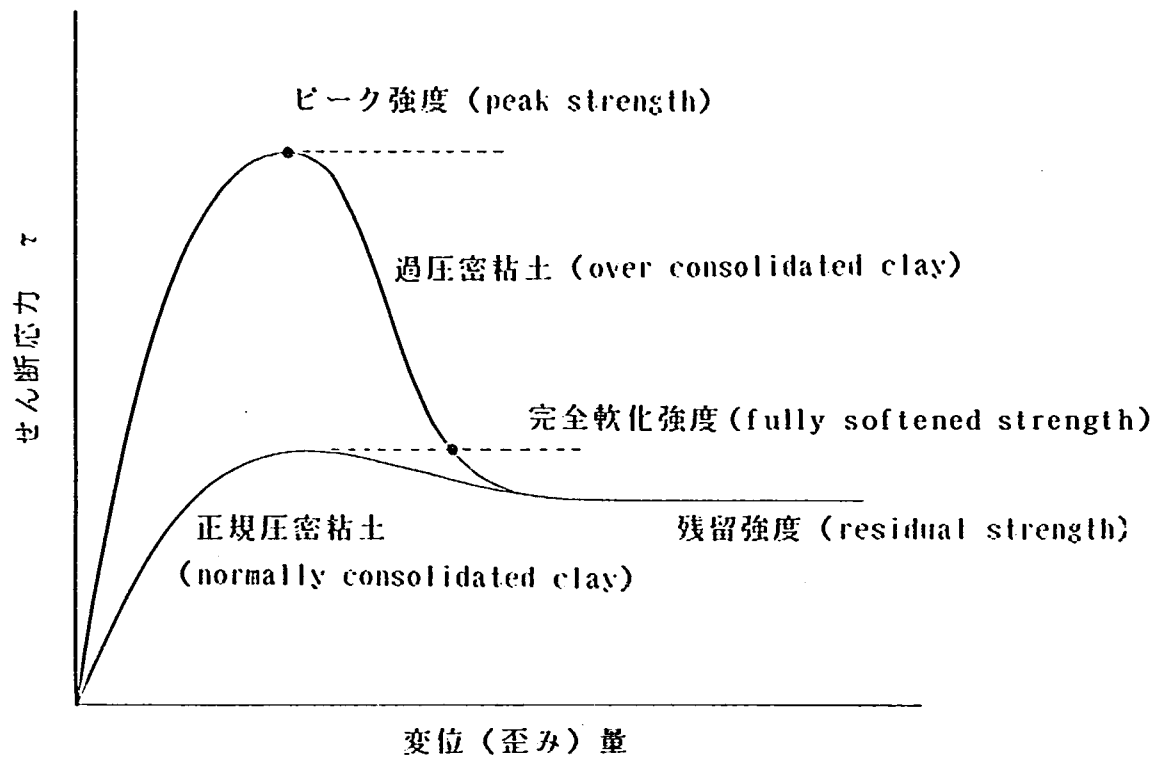


図-1 粘土のせん断特性

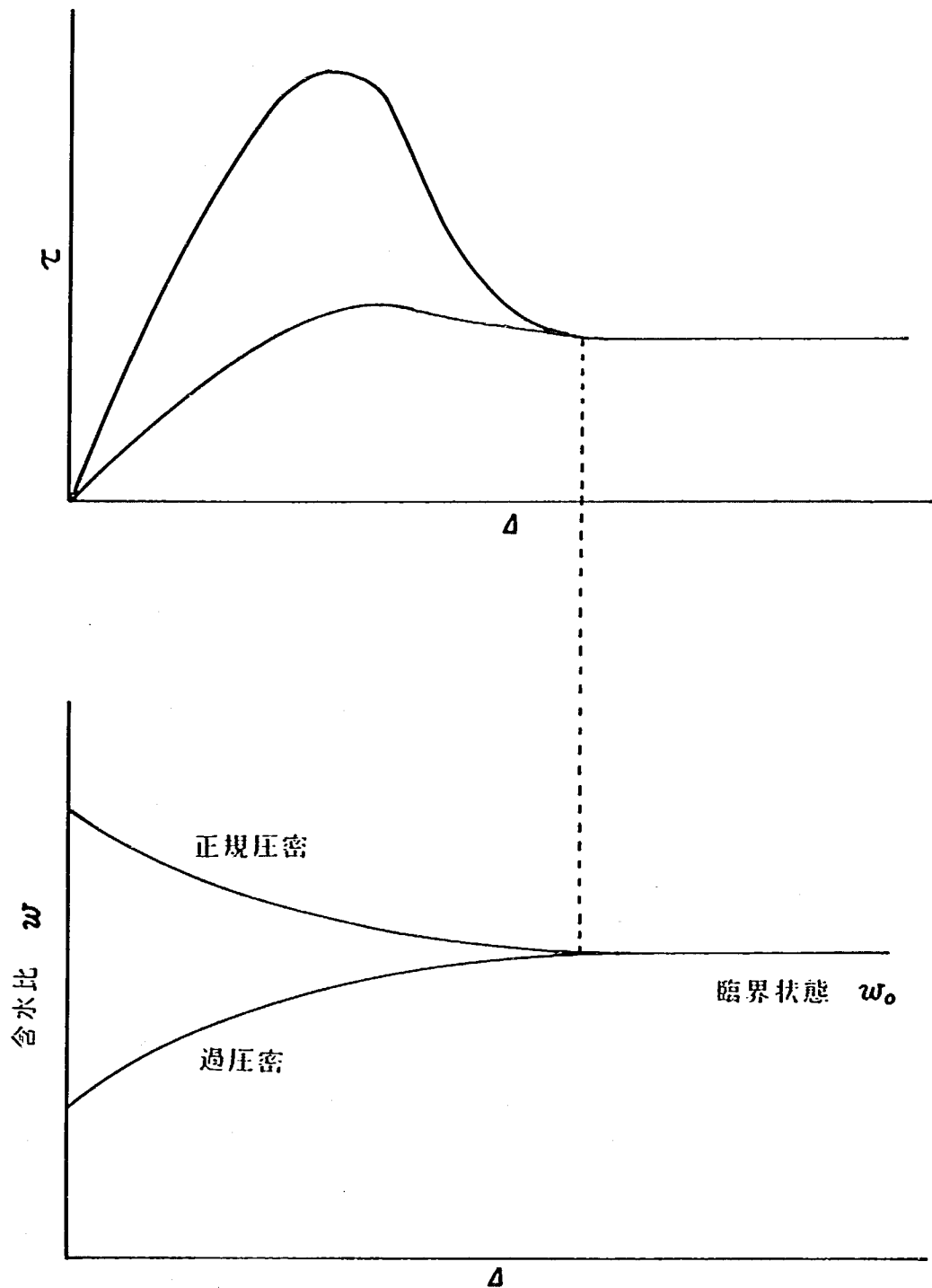


図-2 粘土の挙動と含水比

た強度は、地すべりの現状の強度（ピーク強度～残留強度までの間の強度の状態）を、かなり正確に表現しているものと考えられる。

しかしながらすべり面を含んだ供試体を用いた試験はごく限られた場所ではしか実施できないのが現状である。すなわち、すべり面の深度は通常浅いもので数m、深いものでは50m以上にも達し、平均的には10～20m程度であることから、このような深度より不かく乱の含すべり面サンプルを採取することがほとんど不可能に近いと言わざるを得ない。ただし、トンネルや深礎工、ウェルを人力で振動を与えないで掘削した場合、

この内部より含すべり面サンプルを不かく乱で採取することは可能である。すべり面は通常崩積土と基岩との境界、風化岩と未風化岩との境界等特定な位置に形成されるが、薄い粘土のすべり面を境として上部の破碎された移動土塊と下部の比較的堅固な不動土塊をブロックサンプルとして切り出すことは非常に難しく、これを試験機に適切にセットするための供試体の形成もまた非常に難しい。そのため含すべり面のブロックサンプルに換わるもので、せん断強度を確実に求められるサンプルが必要となってくる。そこで残留強度のみを求める場合にはスラリー試料（練り返し試料）やプレカット試料が用いられることになる。

有効応力表示をした強度常数を求めるために、リングせん断試験、練り返し一面せん断では過剰な間隙水圧が発生しないように試験方法やせん断速度を決定しなければならない。すなわち、排水条件下でせん断速度を大きくしないような試験が必要であり、いろいろと試験を行った結果、せん断速度は $0.005 \sim 0.01 \text{ mm/min}$ 程度が妥当であることが得られている。また不かく乱試料で残留強度を求める場合、普通数十 cm 程度のせん断変位を与えてやる必要があり、中には 1 m 以上の大変位を与えないと残留強度にまで低下しない試料もある。また、過圧密比の非常に大きな不かく乱試料のせん断では、最初にせん断されるせん断面が水平にならず、これが変位量を大きくしていても水平にならない場合がある等不かく乱試料の適切な試験には困難が多く伴ない、高度な試験技術が必要であるとともに、失敗する確率も高いことになる。

このため残留強度を失敗なく且つ早く求める場合にスラリー試料、プレカット試料を用いると便利である。スラリー試料は、すべり面で岩が破壊されて粘土化した正規圧密状態を人工的に造ってやり、この時点より試験を開始することによって、短時間に残留強度が得られるという利点がある。この場合注意しなければならないのは、図-3に示すようにスラリー試料といえども完全軟化強度から残留強度に至るまで、非常に大きな強度低下を伴ない、せん断変位量も 60 cm 以上を必要とする場合があることである。

プレカット試料は、不かく乱試料をワイヤーソーやストレートエッジで、せん断面になる部分を強制的に水平にしてやり、その表面をガラス等できれいに磨き上げることによって小さい変位量で残留強度を求めるものである。またせん断速度もピーク強度を求めるときだけ所定の実行速度で行い、その後残留強度になるまではせん断速度をその 1～2 オーダー速くする。すなわち、せん断面での土粒子の配列をできるだけ早く一定方向にしてやることによって短時間のうちに残留強度を求めようとするものである。さらに一つの供試体で垂直荷重をいろいろと変化させることによって、一組の土質強度常数を求める方式（多段載荷方式）もよく用いられる方法である。

これまでの種々の土質試験結果から、各強度と試料、試験方法の関係をとりまとめると表-1のようになる。この表からわかるように、ピーク強度は不かく乱試料を用いて、三軸圧縮試験で求めるのが最も良い方法であるが、リングせん断、練り返し一面せん断試験でも場合によっては、せん断箱内の応力状態が明確ではないながらも求めることは可能ではある。完全軟化強度はスラリー試料を用いた三軸圧縮試験が良く、スラリー試料および不かく乱試料を用いたリングせん断、練り返し一面せん断試験でも求めることは可能である。残留強度はリングせん断、練り返し一面せん断試験で、どの状態の試料でも求めることは可能である。また含すべり面試料のせん断結果は、そのすべり面の現状における強度状態をより現実的に表現しており、その強度はピーク強度と残留強度の中間的な強度状態にあると考えられる。この強度はいずれの試験方法でもよいが、試料のセットが非常に難しいという難点がある。

以上を総合して考えてみれば、地すべり斜面の安定状態を知る上で最も重要な残留強度を求めるための試験方法は、その確実さ、手軽さからスラリー試料を用いたリングせん断あるいは繰返し一面せん断が妥当であるという結論に達するが、このどちらかが適しているかについて次のように考える。まず、せん断面におけるせん断強度を正確に測定するためには、せん断面が一樣にせん断されることが必要となる。せん断面に歪ゲージをセットして、歪みの出始める時間とその位置との関係を調べてみたところ、リングせん断では極めて一樣に近いのに対して、一面せん断試験では図4-1に示すように、せん断箱の荷重のかかる方向から徐々に反対側に進行していき、一樣なせん断による強度ではなく時間による部分的な強度の合成されたものがせん断強度となっていることが伺える。次にせん断される面の面積に着目すると、リングせん断は時間によらずその面積が一定であるのに対し、繰返し一面せん断は時間によってその面積が変化することは明白であり(図4-2)、強度測定(kg/cm^2)の正確さにおいて疑問が残る。従って、現時点で残留強度を短時間で、手軽に、失敗なく且つできるだけ正確に測定できる手法としては、リングせん断試験が最も適切であると言えることができる。

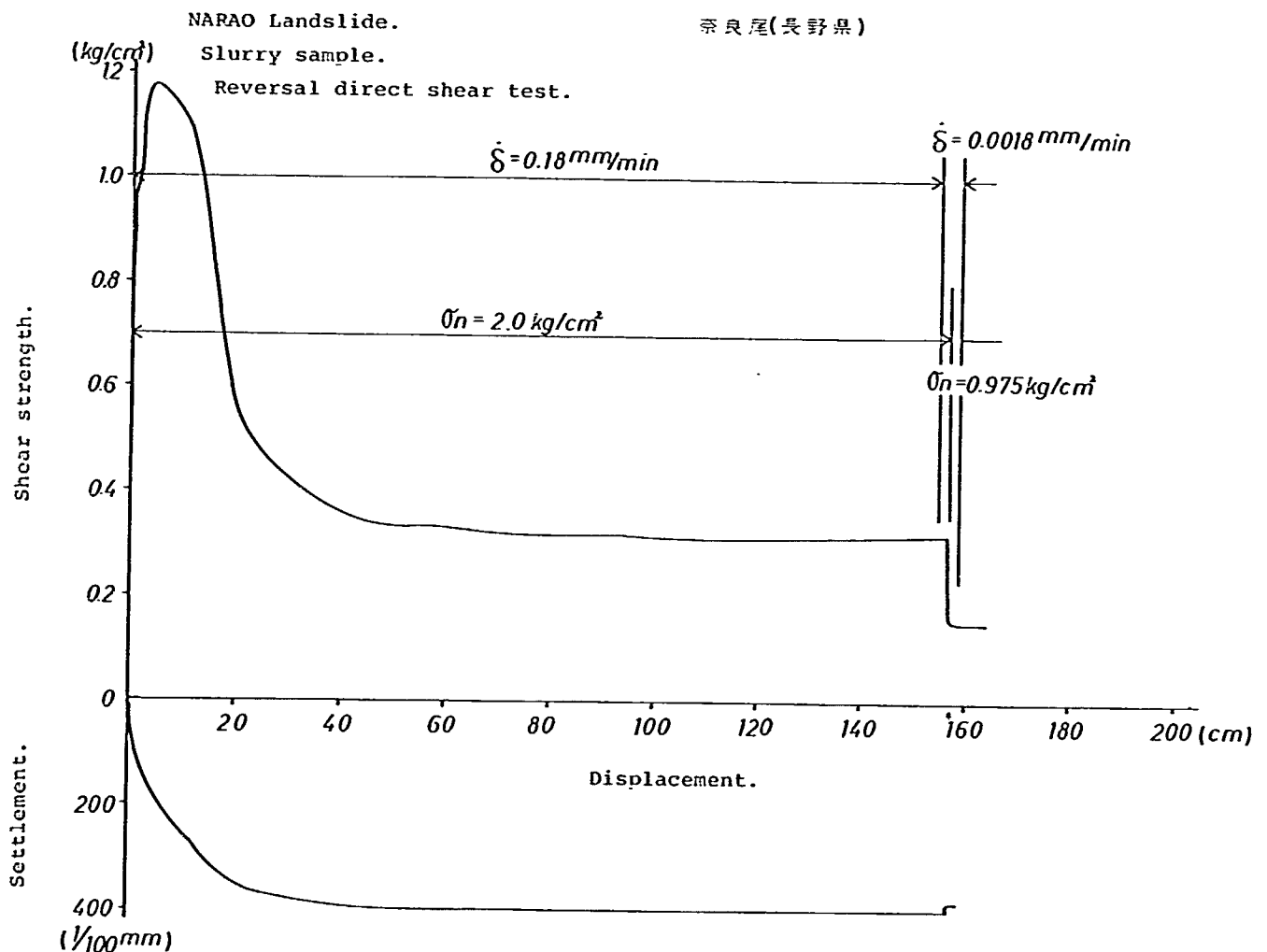


図-3 奈良尾地すべり(長野県信州新町)のすべり面粘土の繰返し一面せん断試験結果

表-1 試料および試験機とせん断強度測定との関係

試料種類	強度	ピーク強度	完全軟化強度	残留強度	使用試験機
不 攪 乱		○, $\overline{CU}$	×	×	三軸圧縮
		△, CD, III	△, CD, II	○, CD, I	くり返し一面せん断
		△, $\overline{CU}$	△, CD, II	○, CD, I	リングせん断
ス ラ リ ー		×	○, $\overline{CU}$	×	三軸圧縮
		×	△, CD, III	○, CD, I	くり返し一面せん断
		×	△, CD, III	○, CD, I	リングせん断
プレカット		×	×	×	三軸圧縮
		×	×	○, CD, II	くり返し一面せん断
		×	×	○, CD, II	リングせん断
含すべり面		△, $\overline{CU}$ or CD			三軸圧縮
		○, CD, II			くり返し一面せん断
		○, CD, II			リングせん断

測定強度
 ○: 利用可能
 △: 場合によって利用可能
 ×: 利用不可能

試験条件
 $\overline{CU}$: 圧密非排水 (間げき水圧測定)
 CD: 圧密排水
 せん断量
 I: かなり大きくする
 II: 大きくする
 III: 少なくともよい

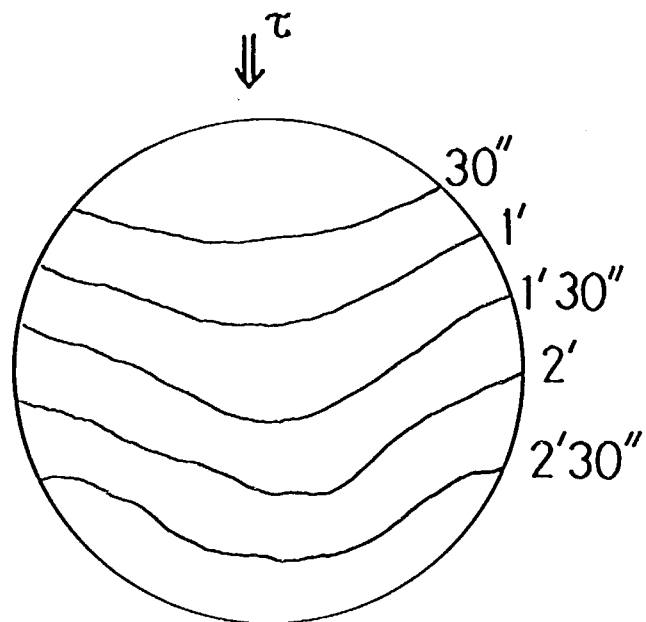


図4-1 一面せん断における、
歪みの出始める時間

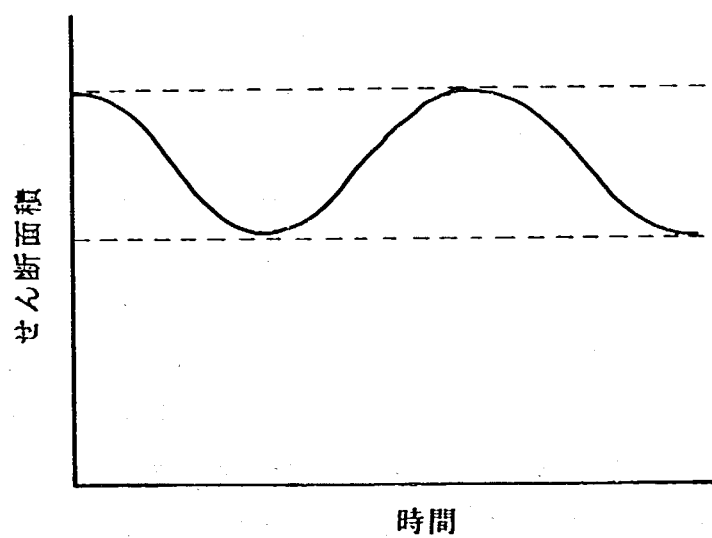
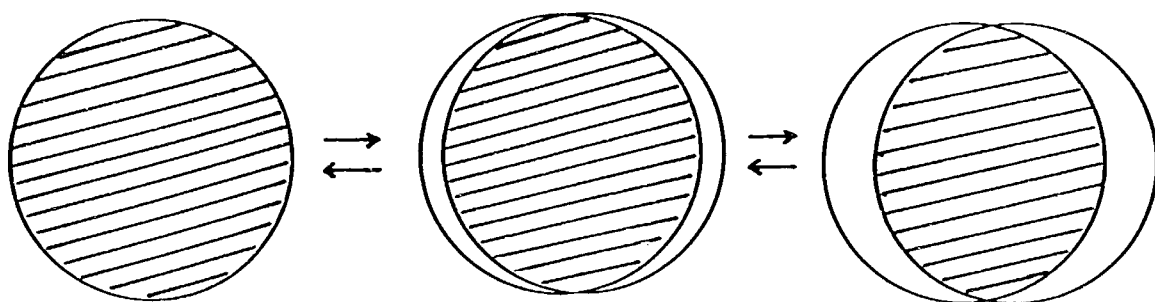


図4-2 繰り返し一面せん断におけるせん断面積の時間的变化

3. リングせん断試験機

リングせん断試験機 (ring shear apparatus) Bishopら (1971) によって考案されたもので、図-5に示すようにドーナツ型の供試体をその中心で一定方向のトルクを与えることにより、試験中にせん断面が不変で、任意の変位量までも自由に供試体をせん断させることができる試験機である。地すべり研究室でBishopらの報告を参考にしてリングせん断試験機を製作した。この際、せん断時に上箱と下箱の金属同志のまさつが生じるという機械的な問題を解消するため、せん断箱のすき間を調節できるように工夫をしてある。

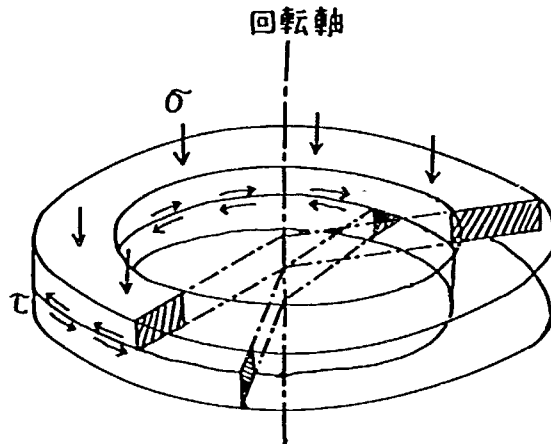


図-5 リングせん断の原理

3-1. リングせん断試験機の構造

リングせん断試験機の全体図を図6-1と写真-1に、供試体部の拡大図を図6-2に、実際に作成された供試体を写真-2, 3に示す。

垂直応力は重錐によるこの方式で作用させ、供試体の厚さに変化があってもレバーを水平に保つことができる機能を有する。またせん断方式は歪制御と応力制御の兼用型である。歪制御で行う場合のせん断速度は、0.0005 mm/min～10 mm/minまで変化させることができ、応力制御の場合はペロフロムシリンダーによる空圧によりギヤを通じてせん断応力を与える仕組みになっている。

せん断応力の測定は、下部のせん断箱が回転することにより供試体がせん断され、そのせん断力は上部せん断箱からせん断応力測定アームを通じてロードセルへと伝達されて、これを回転モーメントとして測定できるようになっている。

供試体の寸法は、内径17cm、外径25cmで、せん断面は上部及び下部のせん断箱の境界によって規定される。この供試体をせん断面の位置で上部と下部とに分けると、下部の供試体の厚さは0.4cm、上部の供試体の厚さは0.5～1.5cmまで調節できるようになっている。(外に内径15cm、外径22cmと内径10cm、外径15cmのものがある)

せん断を行う際に、せん断箱と供試体との接触面においてすべりを起こさないように下部せん断箱と載荷板(ポーラスメタル)には2mmの高さの刃を付けてある。また供試体下部底面には、ポーラスメタルを通して間隙水圧計が設置されており供試体底面の間隙水圧が測定できるとともに、上部供試体上面の載荷板上面から排水および水圧を加えることによって、間隙水圧を発散および発生させることができるようにしてある。

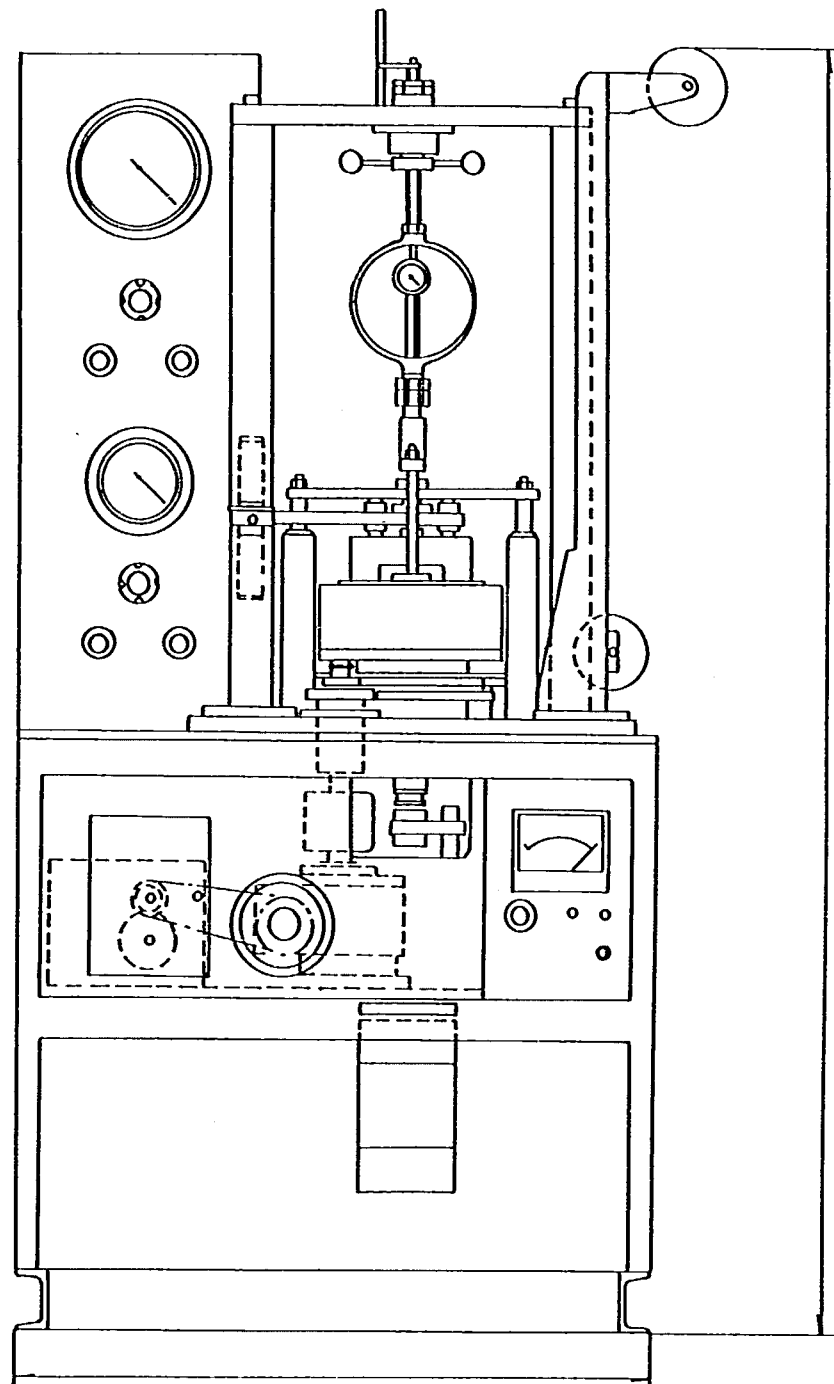


図 6 - 1 リングせん断試験機

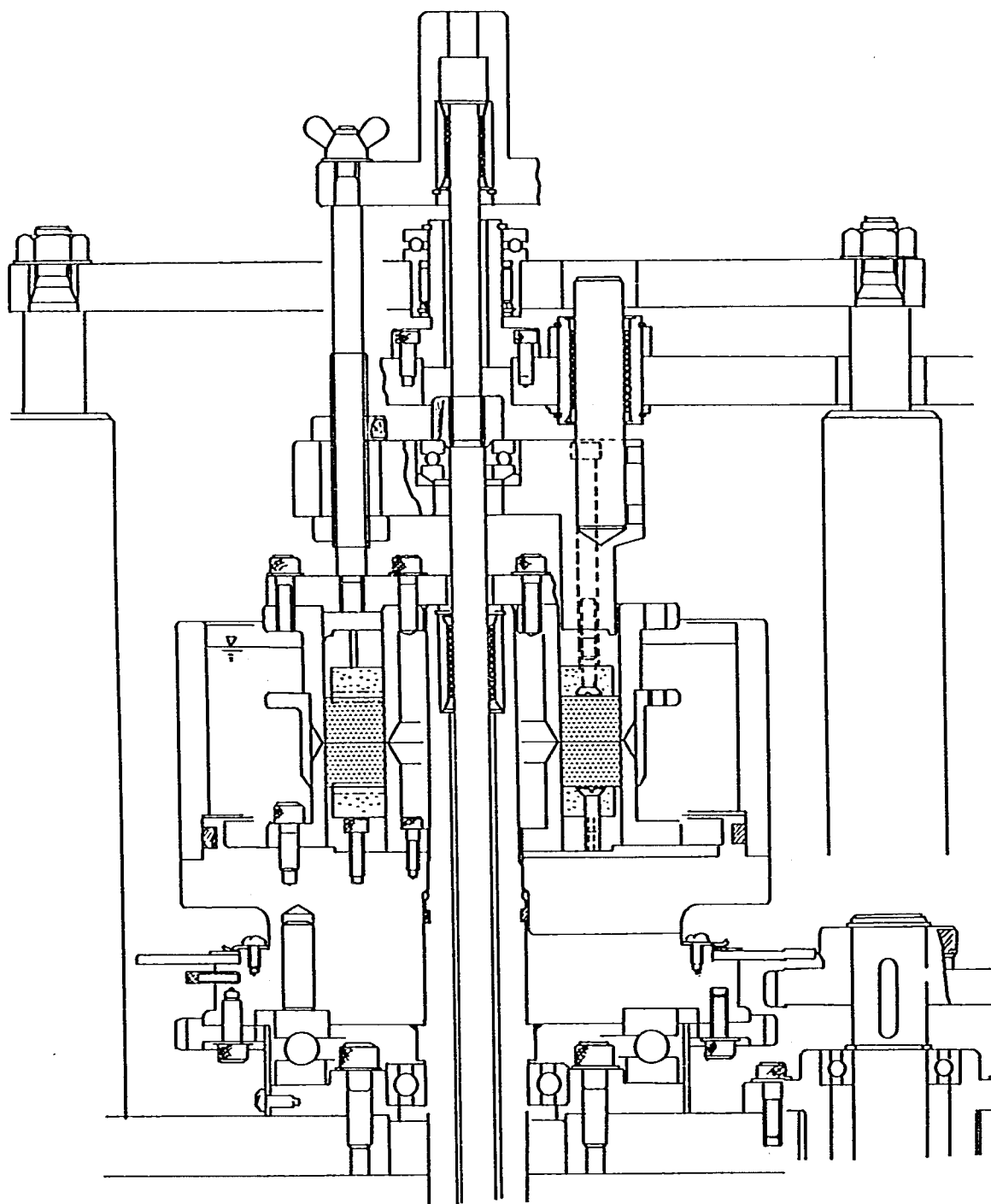


図 6 - 2 リングせん断試験機せん断部

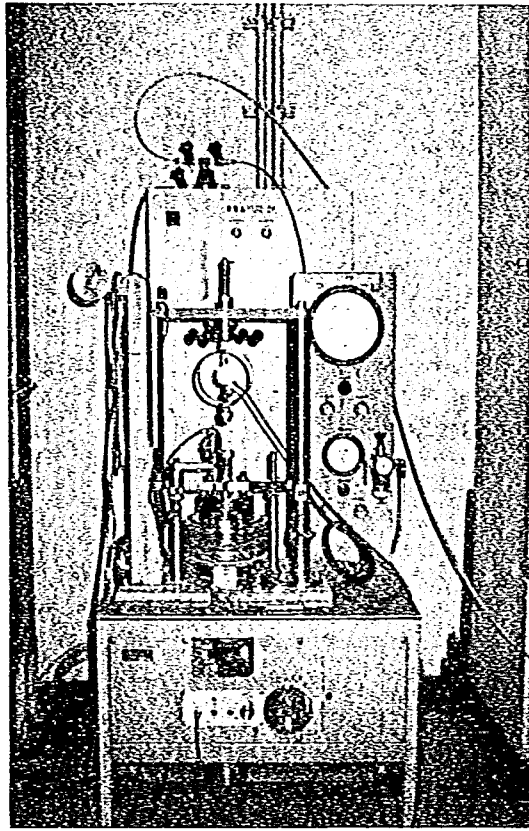


写真-1 リングせん断試験機

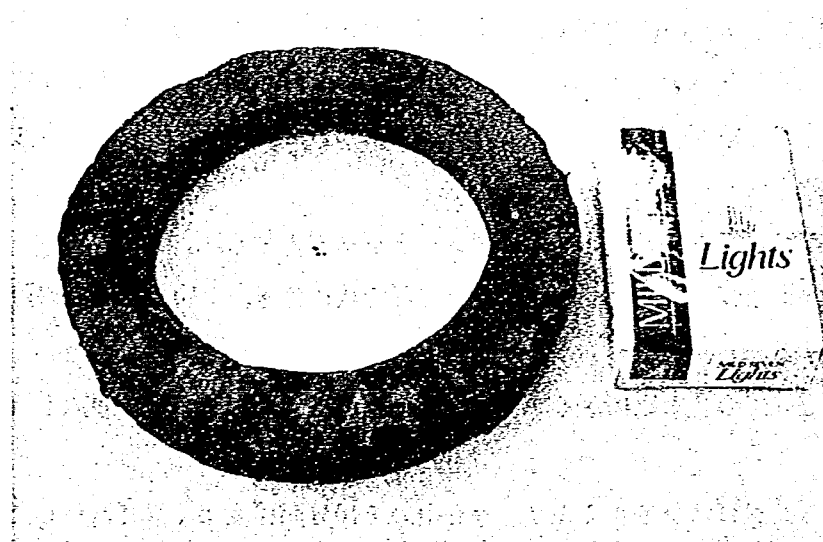


写真-2 リング供試体（試験機セット前）

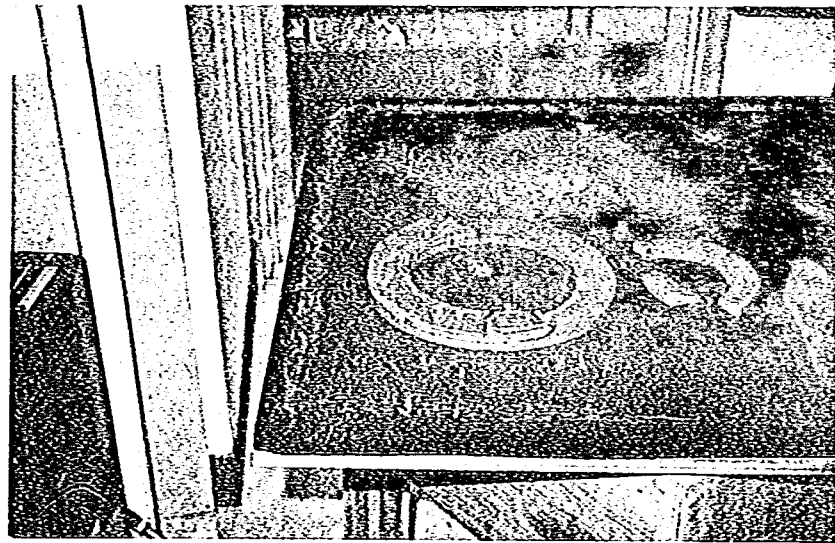


写真-3 リング供試体（せん断試験終了後）

上部と下部のせん断箱の接触面から供試体や水がはみ出さないようにOリングを入れてある。Oリングによるまさつの影響も無視できないが、これはリングにオイルやグリスを塗りまさつ力を減じてやることで対処できる。また供試体とせん断箱、上下せん断箱のまさつ力をできるだけ小さくするためにテフロン加工が施しており、供試体の沈下量はダイヤルゲージによって測定される。

これらの測定器具は歪ゲージ型のものであり、デジタルプリンターによって自動計測されるが、急速な変動を計測する場合はペンレコーダに切り換えて行う。

3-2. 試験方法

地すべり地より採取できるものはほとんどかく乱試料であり、これよりスラリー試料を作成して試験を行うわけであるが、スラリー試料を用いた粘土の残留強度の測定は、地すべり粘土の土質力学特性の解明には極めて重要な意味を持つ。以下スラリー試料による試験について述べる。

(1) 供試体の作成（飽和状態）

一般に次のような手順に従って供試体を作成することを基本とする。

- a. ボーリングコアおよびブロックサンプルを小さな塊状に碎き、蒸留水に24時間以上浸す。その後50℃の乾燥器で乾燥する。
- b. その試料を約300%の含水比になるまで十分蒸留水に混ぜ合わせて48時間以上放置し、十分に水をしみ込ませる。
- c. スープ状になった試料はソイルミキサー等を用いて10分間程度よく混ぜ合わせた後420 μ のフルイを通過させる。
- d. フルイごしされた試料は液性限界L、Lの約2倍の含水比になるまで過剰な水を十分蒸発させるため

に50℃の乾燥器で乾燥させる（表面が乾燥しないようにビニールシート等を、すき間をあけてかけておくとい）。

- e. 所定の含水比になった試料を均一化するために、約10分間十分練り混ぜる。
- f. プレ圧密容器中に真空状態で試料を入れ、圧密荷重を徐々に増加させながら、所定の圧密荷重になるまで時間をかけて圧密する（約5段階程度にするのがよく、圧密の状態については変位計を用いて判断し、それによって段階を増減させる）。このとき圧密の1段階は2日程度にとる。圧密完了後は圧密荷重を徐々に取り除き、圧密容器から試料を取り出す。
- g. 取り出された試料は所定の供試体の大きさに、ワイヤーソー、ストレートエッジ、ヘラ等を用いて形成する。なお、沈下量（そのときの載荷荷重）と同時に飽和度も測定し、飽和度が98%に満たない場合は、再度蒸留水を加えて混ぜ合わせ、圧密荷重や載荷荷重を変えてd～fの作業を行う。

(2) セン断試験方法

圧密排水（CD）条件化では概ね次のような手順に従って試験を行う。

- a. プレ圧密は所定の圧密圧で圧密時間を48時間以上とするが、更に沈下が認められる場合は圧密が終了するまで行う。
- b. プレ圧密完了後せん断に入るが、最初はせん断速度を0.001 mm/minとし、完全軟化強度が認められるまでの速度でせん断を行う。
- c. その後のせん断速度を0.05 mm/minまで増加させ、強度変化がないと認められるまでせん断を行う。
- d. その後再度せん断速度を0.001 mm/minまで低下させ、間隙水圧が十分消散するまでせん断を行って、強度変化が全くなかった点を残留強度とする。（間隙水圧計の値が一定となったところとする。）
- e. 多段載荷による場合は、同一供試体のままで再度当初のプレ圧密を行った後、所定の垂直応力で（何種類の応力でも可）、c～dを繰り返す。

なお、このときの測定項目は次のとおりである。

- i) セン断強度
- ii) 垂直応力
- iii) 供試体沈下量
- iv) 間隙水圧
- v) 側面まさつ力
- vi) 試験前後の含水比

4. 残留強度特性

リングせん断試験機を用いて、種々の材料の粘土の残留強度特性試験を行ってみたが、リングせん断でもせん断速度の違い、試験方法の違い、他の試験機との比較等その結果をいろいろな方向から見ることによって、地すべり粘土の残留強度特性について検討してみた。

4-1 せん断速度と残留強度

猿供養寺地すべり（新潟県板倉町）のすべり面粘土（黒色泥岩）のスラリー試料を用いて、せん断抵抗（残留強度）に対するせん断速度の影響を見るため、正規圧密でのCD試験を行った。試験は垂直応力 $\sigma_n = 0.57 \text{ kg/cm}^2$ のもとで、せん断速度を 2.0 mm/min 、 0.2 mm/min 、 0.02 mm/min 、 0.002 mm/min と1オーダーずつ変化させた4種類である。その結果を図7-1、7-2に示す。図7-1から時間の経過とともにせん断強度は一定値に近づき、その大きさはせん断速度によって変わらないものと見なせる。すなわちせん断速度の大小は、残留強度に影響を与えるものではなく、またせん断強度が一定になるまでの時間はどの速度でもほぼ3,000 min程度であることから、せん断速度が速くても遅くても残留強度に達するまでの時間は変わらないものと考えることができる。

また、せん断速度の遅い方が強度-時間曲線が滑らかであるが、これはせん断速度の遅い程せん断面にお

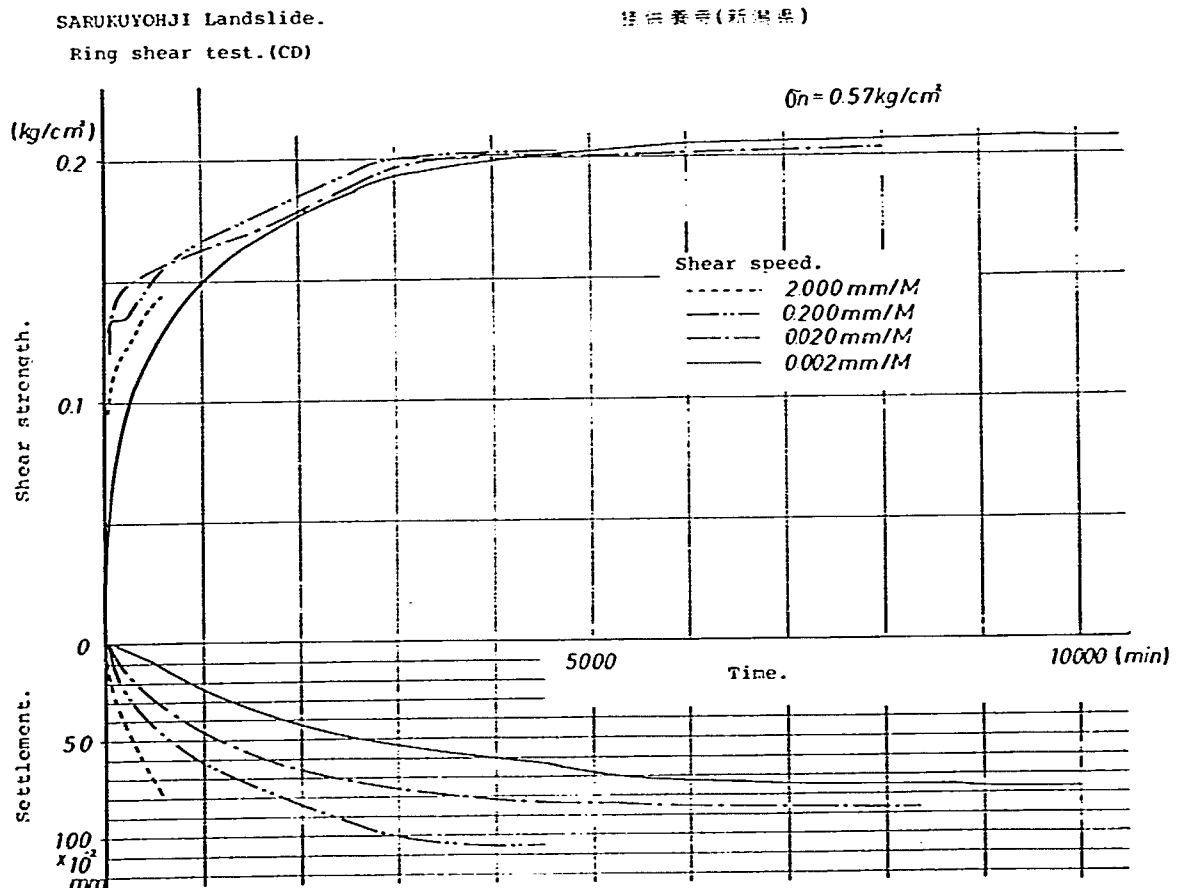


図7-1 せん断速度とせん断強度の関係

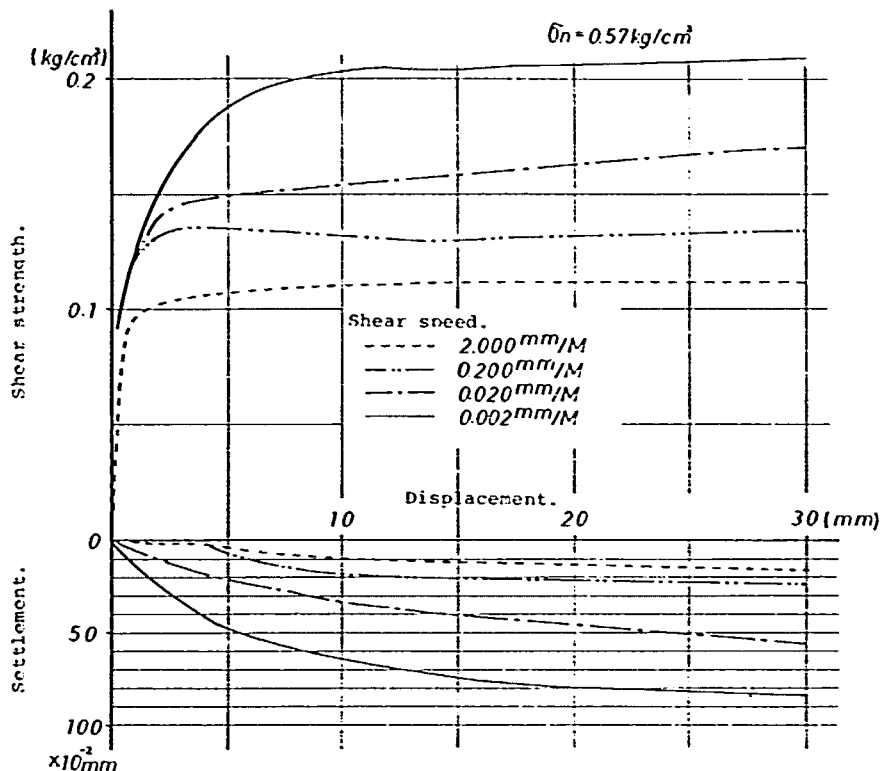


図 7-2 セン断速度とせん断強度の関係

ける土粒子の乱れが少ないことによるものと考えられる。

さらに図 7-2 ではせん断強度と変位量の関係が示されているが、300 mm という同一の変位量を与えたとき、せん断速度の遅い程一定値すなわち残留強度に近い値が得られる結果となっている。

以上より、せん断速度の遅い程小さい変位量で残留強度を得られることがわかったが、これは裏返せばせん断速度を速くする程せん断面の乱れが生じ、その乱れたせん断面がせん断過程で乱れない均一な面になるのに時間を要しているものと考えられる。つまり、ゆっくりとしたせん断速度で試験を行う方が、乱れの少ないきれいなせん断面が形成され、より確実に残留強度が得られるものと考えられる。従って、このような乱れの少ないせん断面が形成されるまで（せん断強度がピーク値を越え、完全軟化強度程度に低下するまで）は、極力せん断速度を小さくすることが望ましい。

4-2. 垂直荷重、試験機と残留強度

垂直荷重の増減の過程が、残留強度常数 (C'_r , ϕ'_r) に与える影響を見るため、同一供試体の一試験において σ_n を増減させてせん断を行ってみた。用いた試料は猿供養寺地すべりのすべり面粘土（スラリー）と阿部倉地すべり（神奈川県横須賀市）のすべり面粘土（第三紀泥岩起源）（不かく乱）である。前者は最初に $\sigma_n = 0.57 \text{ kg/cm}^2$ としてその後 $\sigma_n = 1.13 \rightarrow 2.7 \text{ kg/cm}^2$ と増加させた後 $\sigma_n = 1.71 \rightarrow 1.13 \rightarrow 0.57 \rightarrow 0.27 \text{ kg/cm}^2$ と順次減少させていったもので、せん断速度は 0.002 mm/min である。その結果は図 8-1, 8-

SARUKUYOHJI Landslide. (clay soil sampled from slip surface.)
Disturb sample.

猿供養寺地すべり (新潟県)
No.1

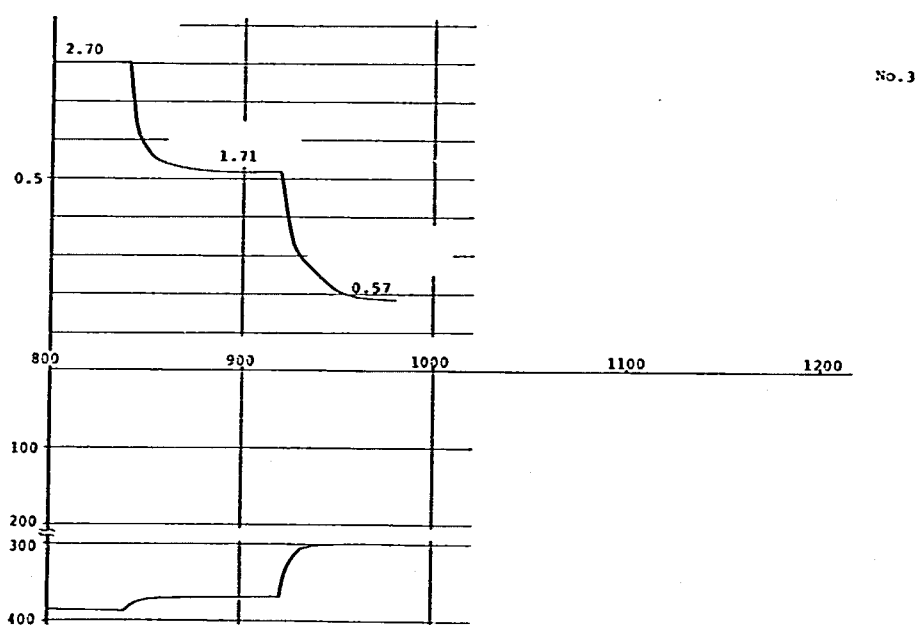
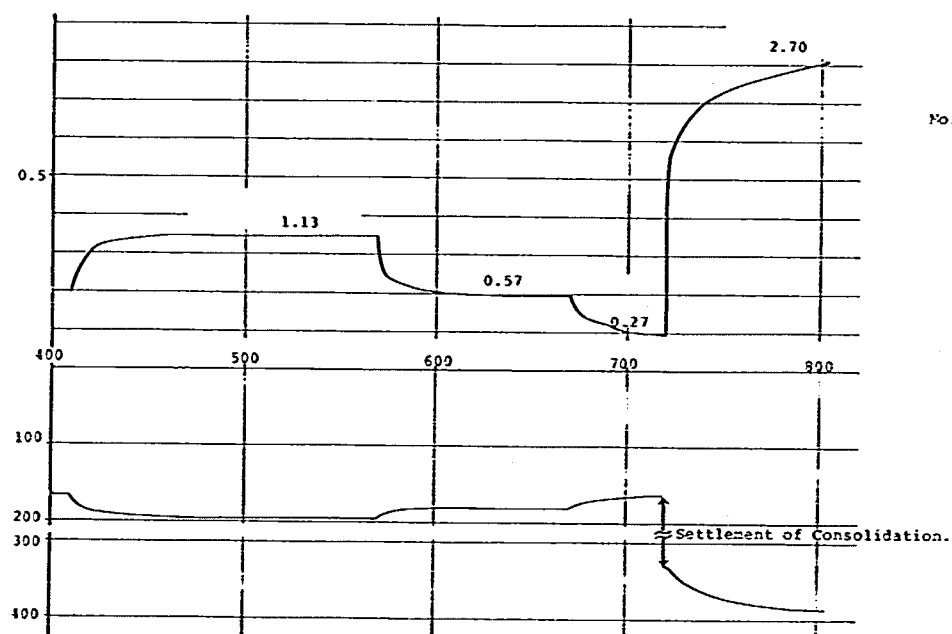
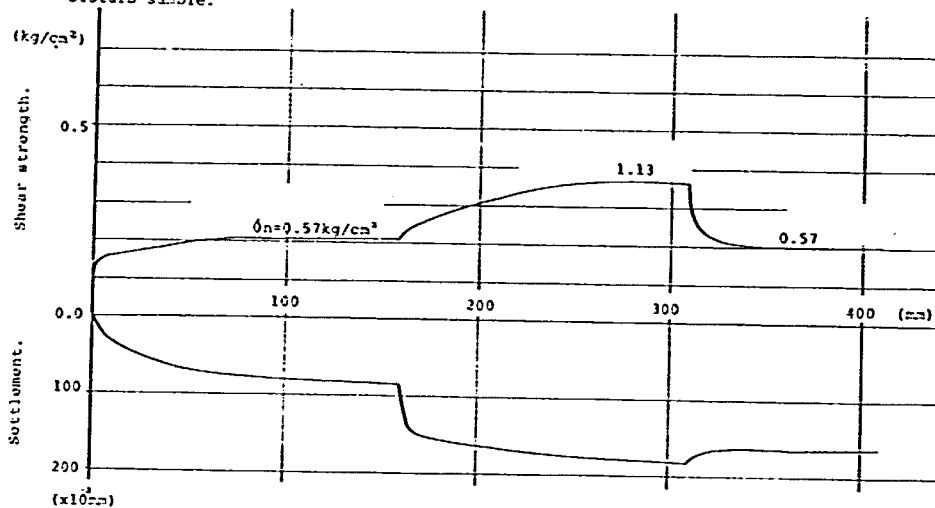


図8-1 猿供養寺地すべりリングせん断試験結果

SARUKUYOHJI Landslide. (clay soil sampled from slip surface.) 須供養寺(新潟県)
Ring shear test.(CD)

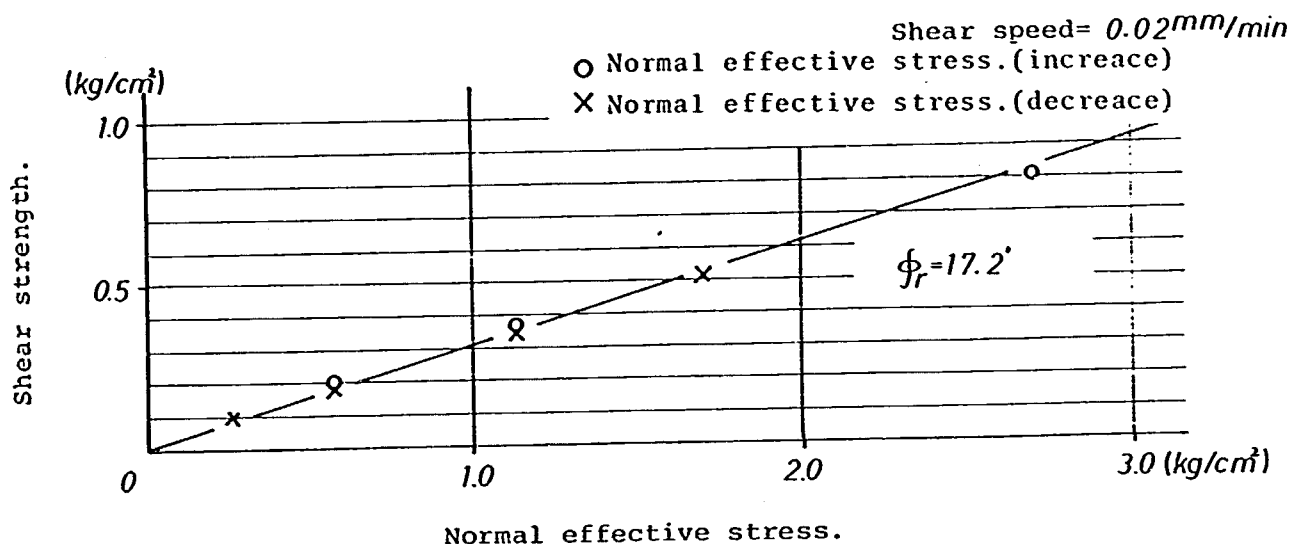


図 8 - 2 同上試験 τ , σ_n 図

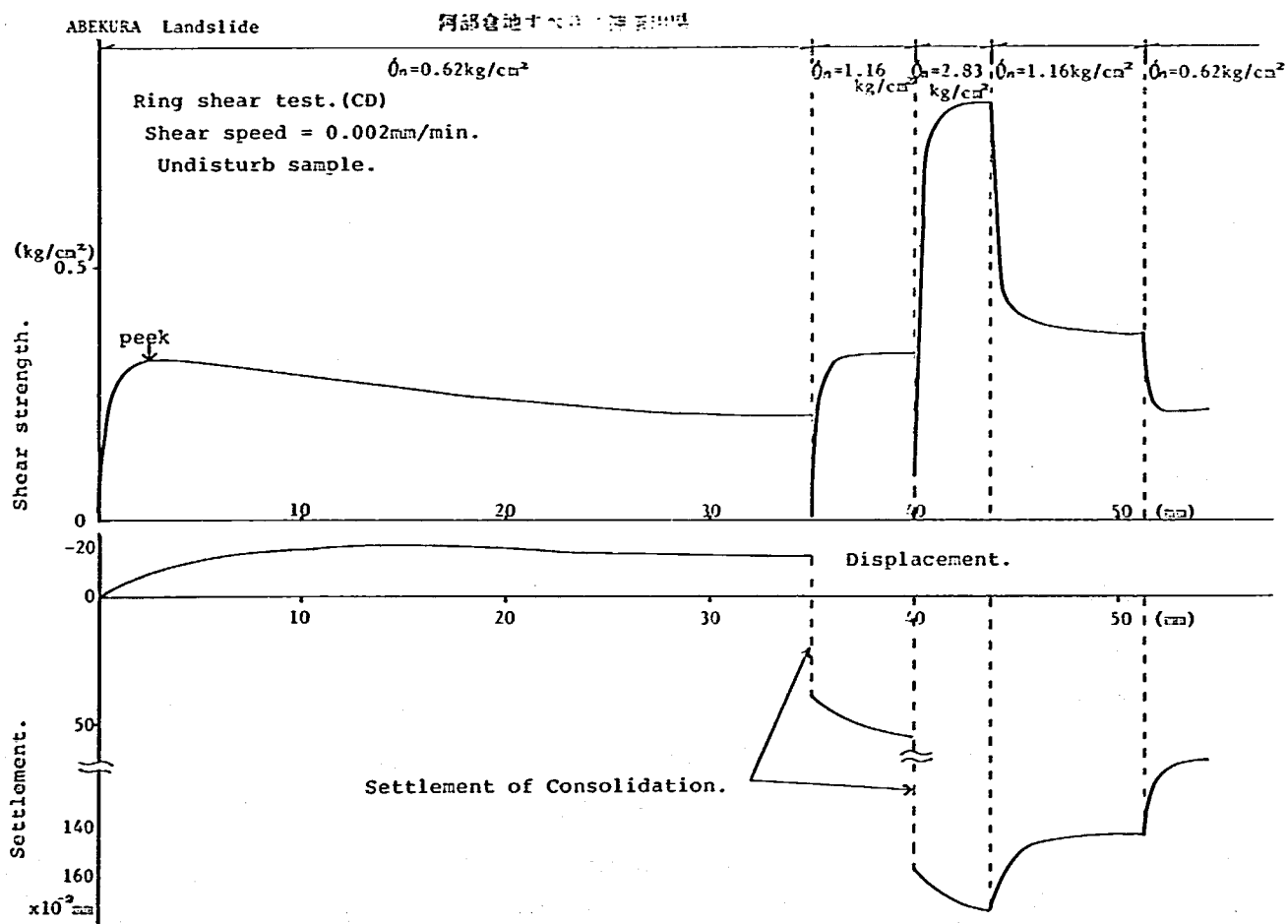


図 9 - 1 阿部倉地すべりリングせん断試験結果

2に示すとおりである。後者は、前者と同一のせん断速度で、垂直荷重を $\sigma_n = 0.62 \rightarrow 1.16 \rightarrow 2.83 \text{ kg/cm}^2$ と増加させた後 $2.83 \rightarrow 1.16 \rightarrow 0.62 \text{ kg/cm}^2$ と順次減少させたもので、その結果を図9-1, 9-2に示す。

前者のスラリー試料では残留強度常数が、 σ_n の増加時で $C'_r = 0$, $\phi'_r = 17.2^\circ$, 減少時が $C'_r = 0$, $\phi'_r = 17.3^\circ$, 後者の不かく乱試料では、いずれも $C'_r = 0$, $\phi'_r = 16.0^\circ$ となり両者とも垂直荷重の増減の過程によって、残留強度常数が変化するものではないことが判明した。またこの傾向は、少なくとも実験の範囲内で見れば、供試体の状態の違いに関係なく同一であるものと考えられる。

ちなみに猿供養寺地すべりの粘土のスラリー試料で前述と同様の条件で繰り返し一面せん断を行った結果、荷重の増減いずれの過程でも残留強度常数は $C'_r = 0$, $\phi'_r = 17.7^\circ$ となり同一のスラリー試料を用いた、同一条件下での三軸圧縮試験の結果も $C'_r = 0$, $\phi'_r = 16.9^\circ$ となって図-8とほぼ同一の結果となっている。また阿部倉地すべりの粘土のスラリー試料を用いて、前述と同様の条件下で三軸圧縮試験を行った結果 $C'_r = 0$, $\phi'_r = 17.0^\circ$ となりやはりリングせん断試験結果とほぼ同一となった。つまり、残留強度常数が垂直荷重の増減の過程で変化するものではないという特性は、試験機および供試体の状態の別に左右されるものでなく、同一の材料の粘土であれば、どのような試験機を用いても、また供試体をどのような状態にしても残留強度常数は同じになることがわかる。従って、残留強度は粘土を構成する材料が持つ固有の強度であると考えることができる。

4-3. せん断方式と残留強度

リングせん断試験において、せん断方式が残留強度にどのような影響を与えるかを見るために、歪み制御と応力制御の2種類のせん断方式で試験を行い両者を比較してみた。その結果を図10-1~10-2に示す。

試験に用いた試料は、阿部倉地すべりの移動層より採取したもので、これよりスラリー試料を作成し、これを供試体として正規圧密、排水条件下(CD)でリングせん断試験を行った。

試験は最初に垂直応力 $\sigma_n = 0.306 \text{ kg/cm}^2$ で、せん断速度 0.002 mm/min でせん断を行い、せん断強度が一定になったならば $\sigma_n = 0.623 \text{ kg/cm}^2$ に上げ、また同様に $\sigma_n = 1.276 \text{ kg/cm}^2$ と順次垂直応力を増加させた。このような歪み制御のせん断をまず135時間行った。その後、ほとんど垂直応力を変えないで応力制御の試験ならびにせん断速度を変化させた歪み制御の試験を行った。図10-1で途中の垂直応力が $\sigma_n = 1.276 \rightarrow 1.297 \text{ kg/cm}^2$ に変化しているのは、せん断中にせん断箱のまさつをなくすため、上部せん断箱を動かしたことによるものである。

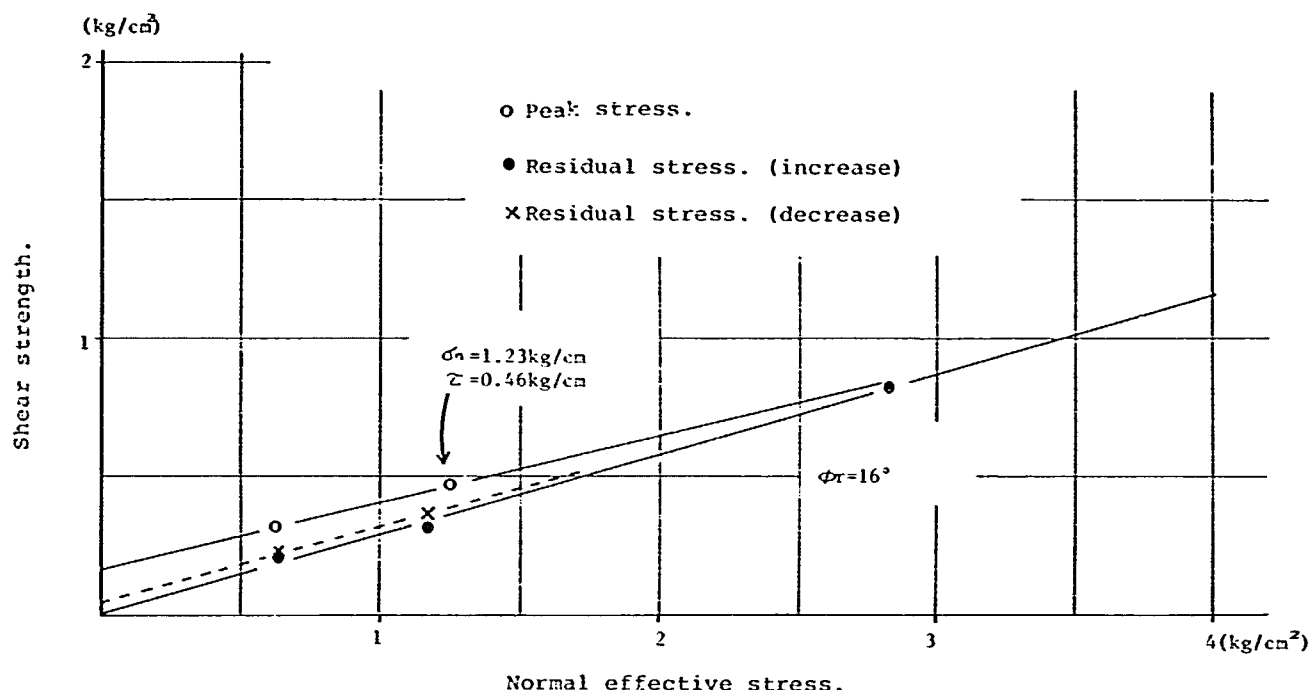
経過時間が135~141.7時間までと165~169.5時間までが応力制御すなわちクリープ試験に当るもので、せん断応力を階段状に増加させてゆき、破壊すなわちせん断変位が加速的に増加したときのせん断応力を求めた。この応力制御の試験では、最初にせん断変位の様子を見ながら除々にせん断応力を増加させていったが、2回目からは破壊応力が最初の試験でほぼわかっているので、その応力付近までは段階応力の増加量を大きくし、その後は増加量を小さくしてクリープ時間を長くした。この試験結果から、クリープが加速度的に増加するせん断変位量は 1.5 mm 内外のかなり小さい量であることが解る。この破壊したときのせん断応力を図10-2の1印で示す。

せん断速度を $2.0 \text{ mm/min} \sim 0.002 \text{ mm/min}$ の4段階に変化させたときの残留強度に当るせん断強度を図

Ring shear test. (CD)

Shear speed = 0.002mm/min.

Undisturb sample.

図9-2 同上試験 $\tau - \sigma_n$ 図

10-2の・印に示してあるが、これより歪み制御と応力制御で試験結果に多少のバラツキはあるものの、残留強度常数はどちらも $C'_r = 0$ 、 $\phi'_r = 23.8^\circ$ の直線上にあると見なせる。すなわち、歪み制御であれ応力制御であれ、残留強度常数はせん断方式の影響を受けないものと考えられる。

4-4. 物理特性と残留強度

残留強度は、以上に示したように種々のタイプの供試体を用いて、室内試験によって求めることができるが、これが粘土の物理特性のように比較的簡単に求められる物理量から測定もしくは推定できれば、現場においても残留強度が簡単に求めることができよう。

Hopkins等は、KennyやBjerrum, Simmonsのデータを組合わせて、正規圧密粘土のピーク強度（有効応力表示）の ϕ'_p と塑性指数 I_p との間に次のような相関関係があることを報告している。

$$\phi'_p = 44.7 - 12 \log I_p \quad \dots\dots\dots (2)$$

これと同様なことが残留強度においても考えられる。Voightは残留強度の ϕ'_r と I_p の関係を捕え図-11に示したが、これより ϕ'_r と I_p との間には明らかに相関関係が見られる。我が国の地すべりのすべり粘土のせん断試験から得られた残留強度常数と物理試験結果を表-2に示すが、これを図-11にプロットしてみる（○印）と、外国の地すべりと同様に ϕ'_r と I_p との間に明瞭な相関が見られることが判明する。

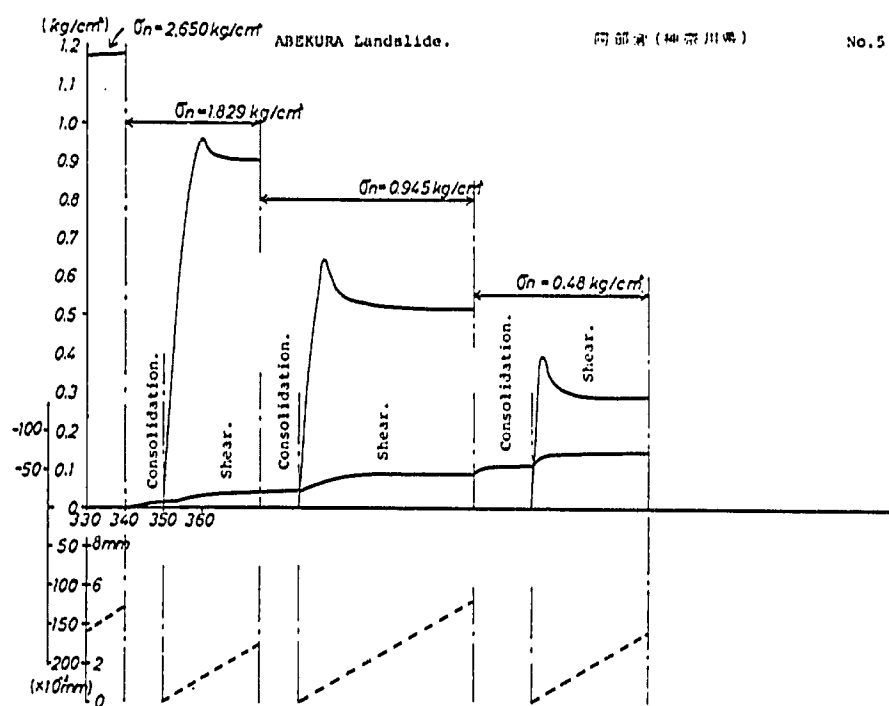
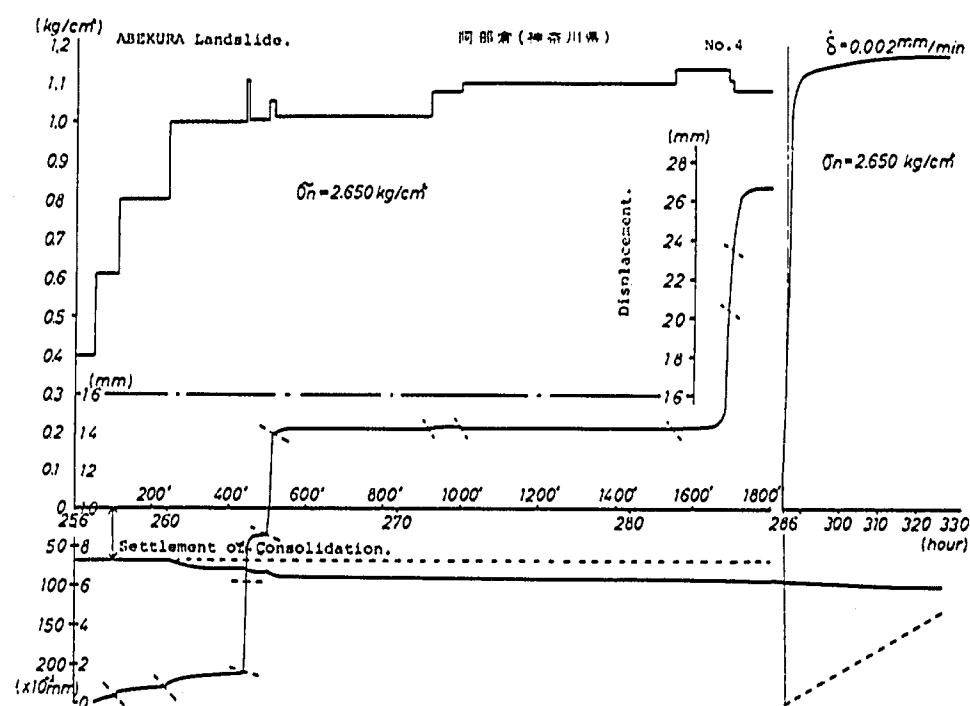
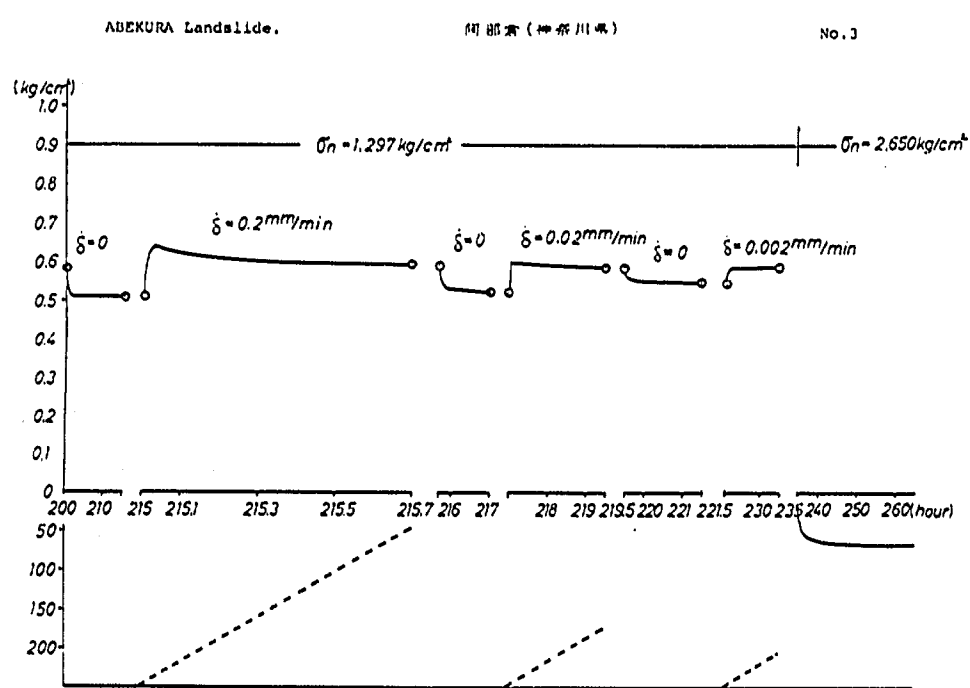
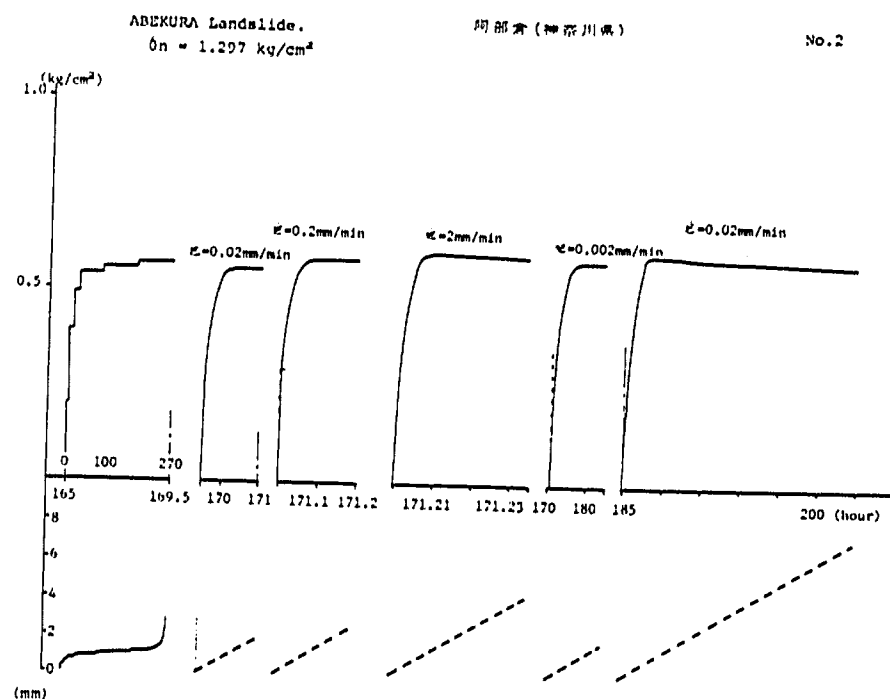
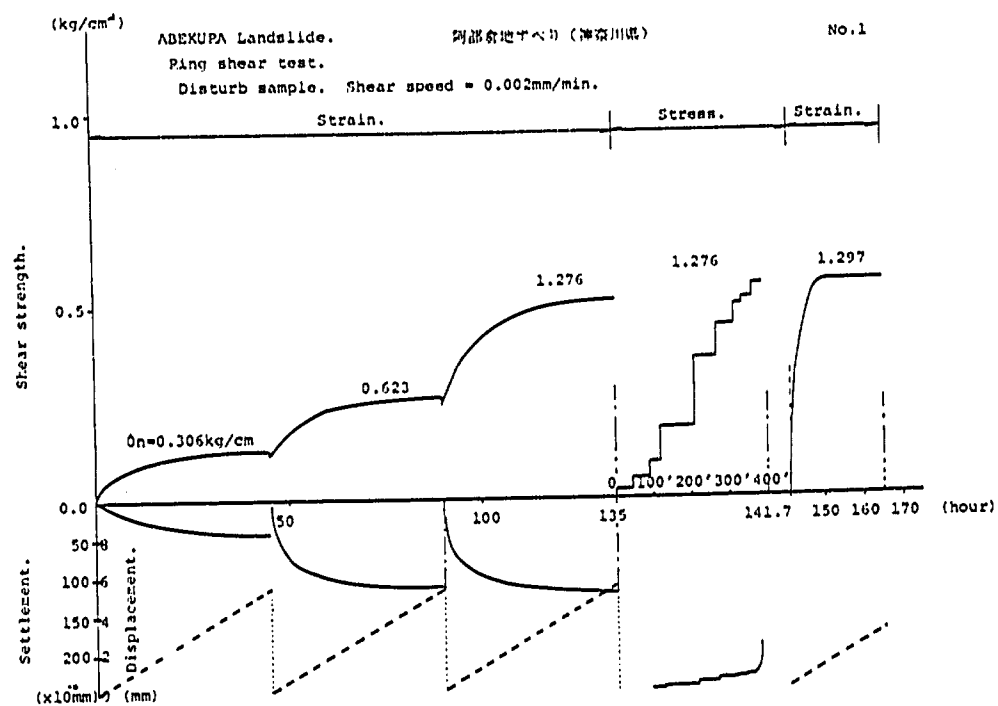


図10-1 阿部倉地すべりリングせん断試験 (歪制御, 応力制御)

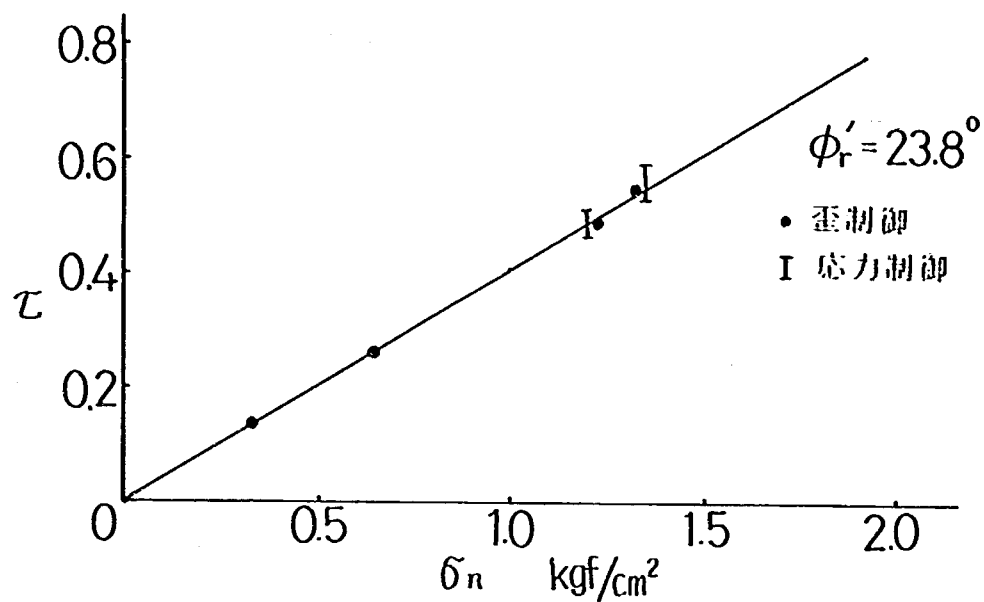


図10-2 同上試験 $\tau - \sigma_n$ 図

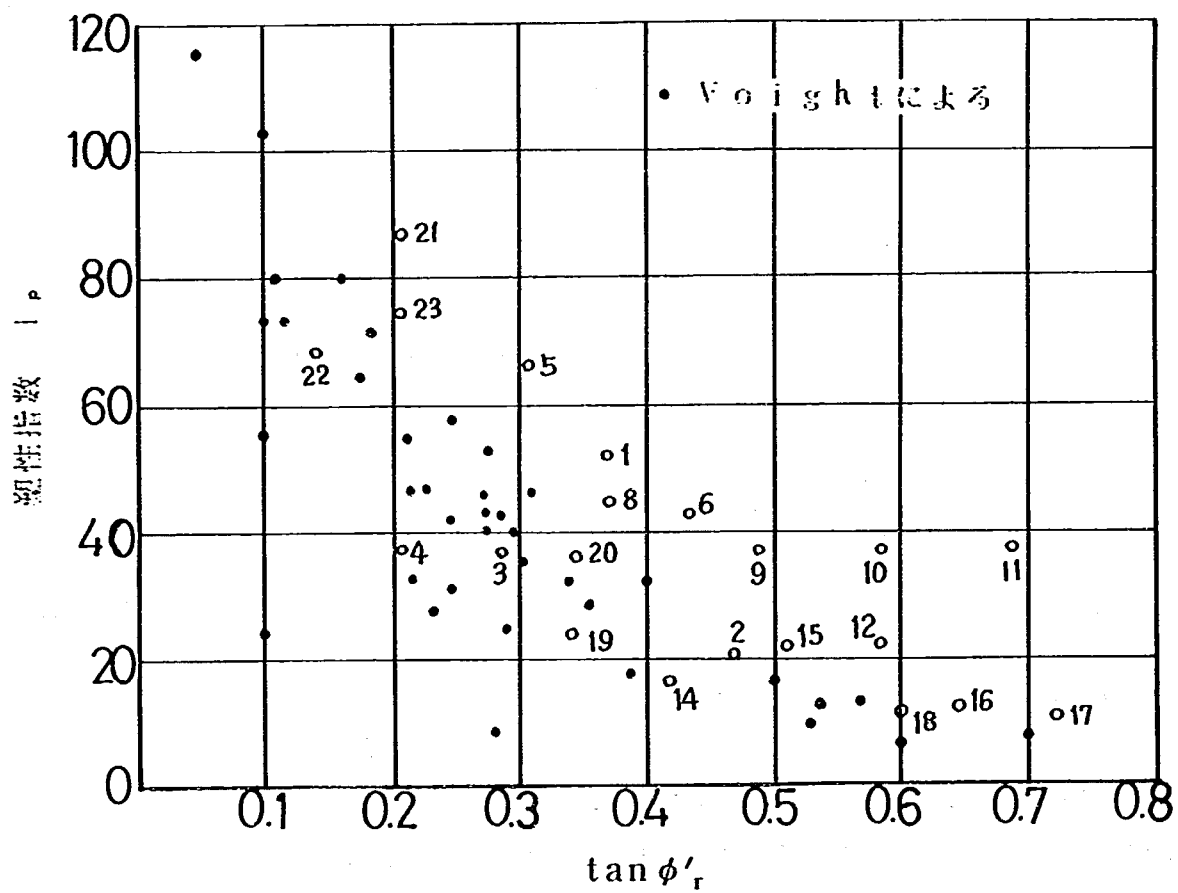


図-11 I_p と ϕ'_r の関係図

表— 2 わが国の地すべりの ϕ'_r と物理試験結果

地 名	採取位置	試料 番号	供試体の種類	せん断試験機	残留強度 ϕ'_r	L.L. (%)	P.L. (%)	I_p	粘土含有量 (%) (0.002mm以下)
木古庭	移動層	1	スラリー	リングせん断	19.9°	80	27	53	50
〃	〃 (風化岩)	2	〃	〃	23.8°	36	16	20	34
阿部倉	〃 (崩壊土)	3	不攪乱	〃	16.0°	57	21	36	40
〃	〃	4	〃	〃	12.0°	53	17	40	40
〃	すべり面粘土	5	不攪乱 (含すべり面)	〃	16.7°	86	21	67	67
猿供養寺	移動層	6	スラリー	三軸せん断	24.3°	67	24	32	32
〃	基岩	7	〃	リングせん断	19.9°	69	22	39	39
平林山	すべり面粘土	8	〃	三軸せん断	19.9°	86	40	30	30
亀の瀬	基岩	9	〃	リングせん断	26.0°	61	24	37	3
〃	深度 2.7m	10	〃	〃	30.0°	66	30	36	30
野比	深度 5.3m	11	〃	〃	34.2°	67	30	37	30
〃	深度 11.3m	12	〃	〃	30.5°	52	28	24	2
清水山	すべり面粘土	13	〃	〃	3.6°	216	24	192	49
南大王	移動層	14	〃	三軸せん断	23.0°	33	19	14	17
下地藏寺	〃	15	〃	リングせん断	26.7°	42	20	22	27
佐木	基岩	16	〃	三軸せん断	33.0°	31	18	13	12
人知	〃	17	〃	〃	36.3°	25	15	10	12
白屋	〃	18	〃	〃	31.0°	28	17	11	10
山形神社	〃	19	ブレカッ	繰返し一面	21.8°	47	22	25	7
片貝	〃	20	〃	〃	18.8°	70	35	35	18
梨室	〃	21	〃	〃	12.4°	128	30	88	30
羽山	〃	22	〃	〃	8.0°	97	28	69	13
儀明	〃	23	〃	〃	11.3°	98	25	73	18

一般に残留強度は粘土を構成する材料の鉱物組成や化学結合の状態によると言われ、石英、長石、方解石、ドロマイトに対しては、 $\tan \phi'_r \geq 0.58$ であり、その他の多くの一般的な鉱物に対しては $\tan \phi'_r \geq 0.30$ 、モンモリロナイト鉱物では $\tan \phi'_r < 0.20$ と言われている。そしてこれらの鉱物組成はアッターベルク指数に大きな影響を与えることもわかっている。よって ϕ'_r と I_p との間に相関があるというのも当然であると考えられる。 $\tan \phi'_r$ の小さいもの程モンモリロナイトを多く含む粘土であり、 I_p は通常50より大きな値となる。この値が大きい粘土は団粒状でクロライトあるいは雲母鉱物を多量に含むものであり、 I_p も一般に20より小さい傾向にある。

我が国の地すべりの場合、結晶片岩、中・古性層の地すべりでは一般に I_p が小さく、 ϕ'_r は大きくなるが、第三紀層の黒色泥岩地帯の地すべりでは I_p が大きく、 ϕ'_r は小さくなる。表-2 の一例として、長野県の清水山地すべりにおいては $I_p = 192$ 、 $\phi'_r = 3.6^\circ$ と非常に極端な値となっているが、このすべり面粘土はモンモリロナイトを多量に含んだベントナイト質の粘土であった。これに対し奈良県の人知地すべりでは $I_p = 10$ 、 $\phi'_r = 36.3^\circ$ と正反対の値が得られているが、このすべり面粘土はクロライトを多量に含んだものであった。

また粘土含有量と残留強度の関係について Hopkins 等が報告しているが、これを表-2 の試料について ϕ'_r と 0.002 mm 以下の粘土の含有率 C_F との関係を図-12 に示す。この図からバラツキの大きいものが見られるものの C_F と I_p との間には、ある程度の相関があることが伺われる。つまり、残留強度は粗粒成分よりは 0.002 mm 以下の細粒成分に支配されるところが大きいと考えることができる。

ϕ'_r と C_F の関係式は次のようになる。

$$\phi'_r = 68.2 - 30.2 (\log C_F) \quad \dots\dots\dots (3)$$

図-12 より、日本の地すべりの場合、結晶片岩や中・古生層の地すべりでは一般に C_F は小さく、 ϕ'_r は大きくなり、黒色泥岩地帯の地すべりでは C_F が大きく、 ϕ'_r は小さくなる傾向にある。いずれにしても図-11、12等を基にして、物理試験から比較的容易に残留強度を求めることも可能である。

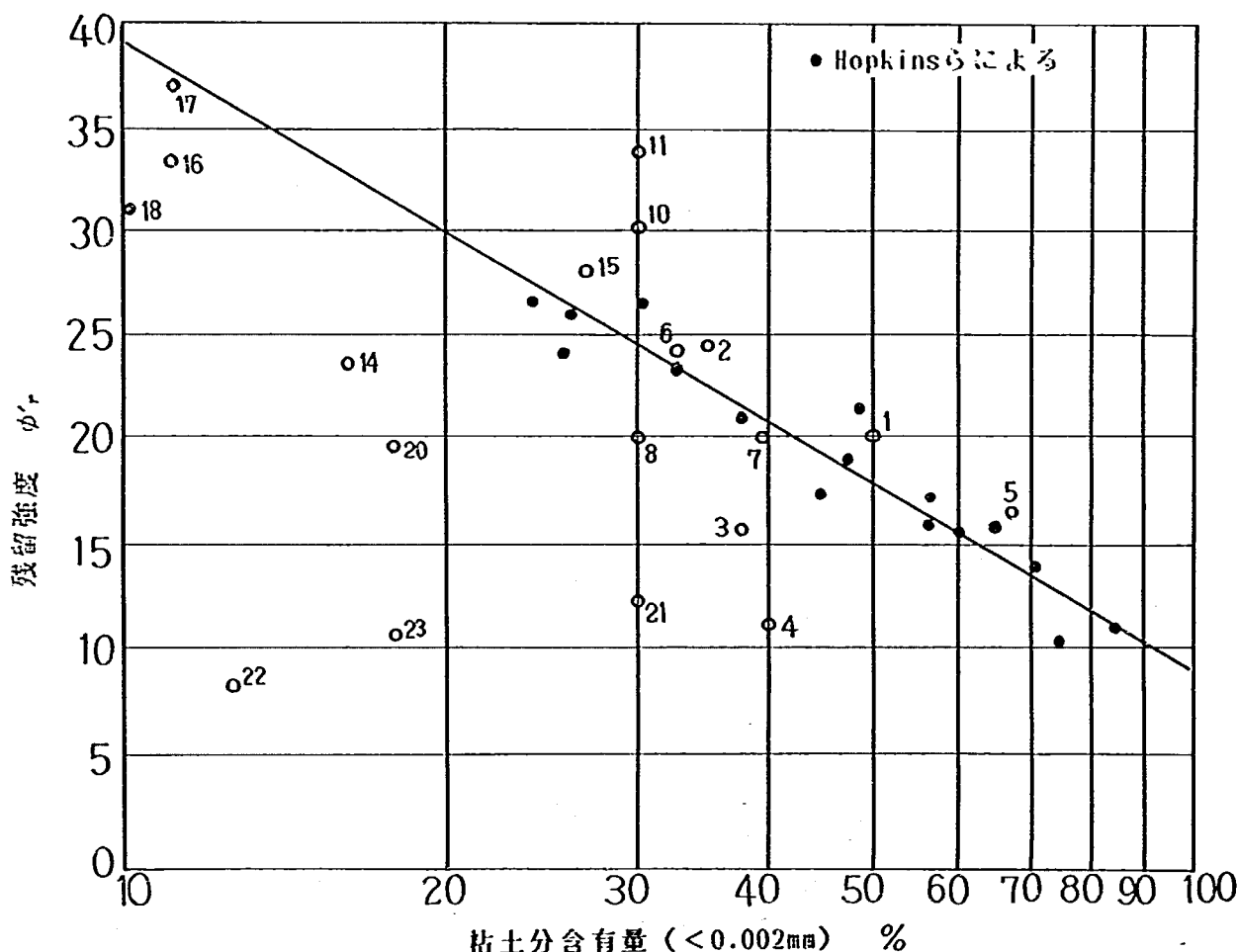


図-12 ϕ'_r と粘土分含有率との関係図

5. 進行性破壊による強度低下特性

斜面安定の問題を論ずる場合、特に長期安定に関する議論の中では「進行性破壊 (progressive failure)」の概念を用いることによって無理なく斜面の運動状況を説明することができる。進行性破壊とは、土中のある一部でせん断強度がそのピーク値を越えて残留強度にまで低下（局所破壊を起こす）すると、土中内で応力バランスが崩れて破壊がその周辺部に順次伝播して広がっていく現象のことを言うが、実際の斜面では、断層や破碎帯、人為的切土等周辺よりも強度の弱いゾーンあるいは応力の集中するゾーンでまず破壊（残留強度になる）が起こり、ここで形成された破壊面が時間をかけて順次広がっていくものと考えられる。

従来これを単純化してすべり面の平均的な強度として考えていた。すなわちすべり面全体のうちある程度の部分の強度が既に低下しており、残りの部分はまだ低下していないと仮定すれば、常識的にはすべり面の平均強度は、それら両者の強度の夫々が全体に占める面積の割合で比例配分した値になるはずであるが、実際はその強度よりも低下した値となる。すなわち、弱層部の存在により強度低下がその周辺部に進行する（進行性破壊）ことによって、このような現象が起こるものと考えられる。

そこで、リングせん断試験機を用いて、過圧密比 (O.C.R.)、弱層部の面積割合および数が進行性破壊による強度低下特性にどのような影響を与えるかを捕えるために実験を行った。

5-1 実験方法

実験に用いた試料は全てスラリーであり、前述 3-2, (1)の手順に従って供試体を作成した。

この供試体をまず垂直荷重 σ_v で 48 時間圧密した後、この一部を所定の角度でつめ換えて今度は垂直荷重 σ_v で 48 時間圧密を行う (図-13)。つまり、つめ換え部（弱層部と見なす）は $O.C.R = 1$ 、残りの部分は $O.C.R = n$ ($= \sigma_n / \sigma_v$) となっている。そして圧密完了後、垂直荷重 σ_v の状態で、せん断速度を 0.001 mm/min にしてピーク強度が出るまでせん断を行い、その後 0.05 mm/min で残留強度まで低下させた。

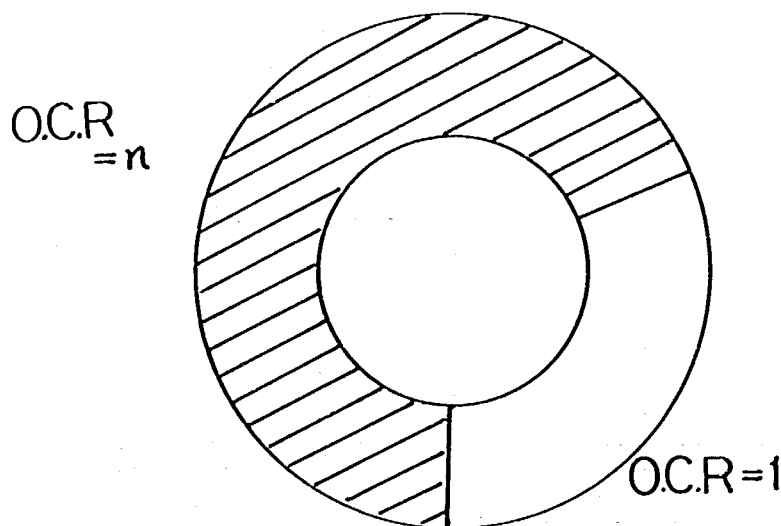


図-13 リング供試体つめ換え模式図

5-2. O.C.R, つめ換え率と強度低下

O.C.Rおよびつめ換え角度が強度低下に及ぼす影響を把握するために、O.C.R, つめ換え角度を変化させて（ただしつめ換え部は分割せずに1つとし、その角度 θ のみを変化させた）実験を行った。

用いた試料は、長者地すべり（蛇紋岩、高知県仁淀村）、滝坂地すべり（緑色凝灰岩、福島県西会津町）、黒瀨地すべり（泥岩、山形県戸沢村）で、実験におけるO.C.R, つめ換え角度は表-3に示し、実験結果を図14-1～14-3に示す。ただし図にプロットしてあるせん断強度は、夫々のつめ換え角度で合成された供試体のピーク強度である。

表-3 実験O.C.R, つめ換え度一覧表

試 料	O. C. R	つめ換え角度
長者地すべり, 蛇 紋 岩	2 (4.0 kgf/cm ²), 1 (2.0 kgf/cm ²)	30, 60, 90, 180, 270
滝坂地すべり, 緑色凝灰岩	2 (1.0 kgf/cm ²), 1 (0.5 kgf/cm ²)	30, 60, 90, 180, 270
黒瀨地すべり, 泥 岩	4 (2.0 kgf/cm ²), 1 (0.5 kgf/cm ²)	30, 90, 180, 270
	3 (1.5 kgf/cm ²), 1 (0.5 kgf/cm ²)	"
	2 (1.0 kgf/cm ²), 1 (0.5 kgf/cm ²)	"

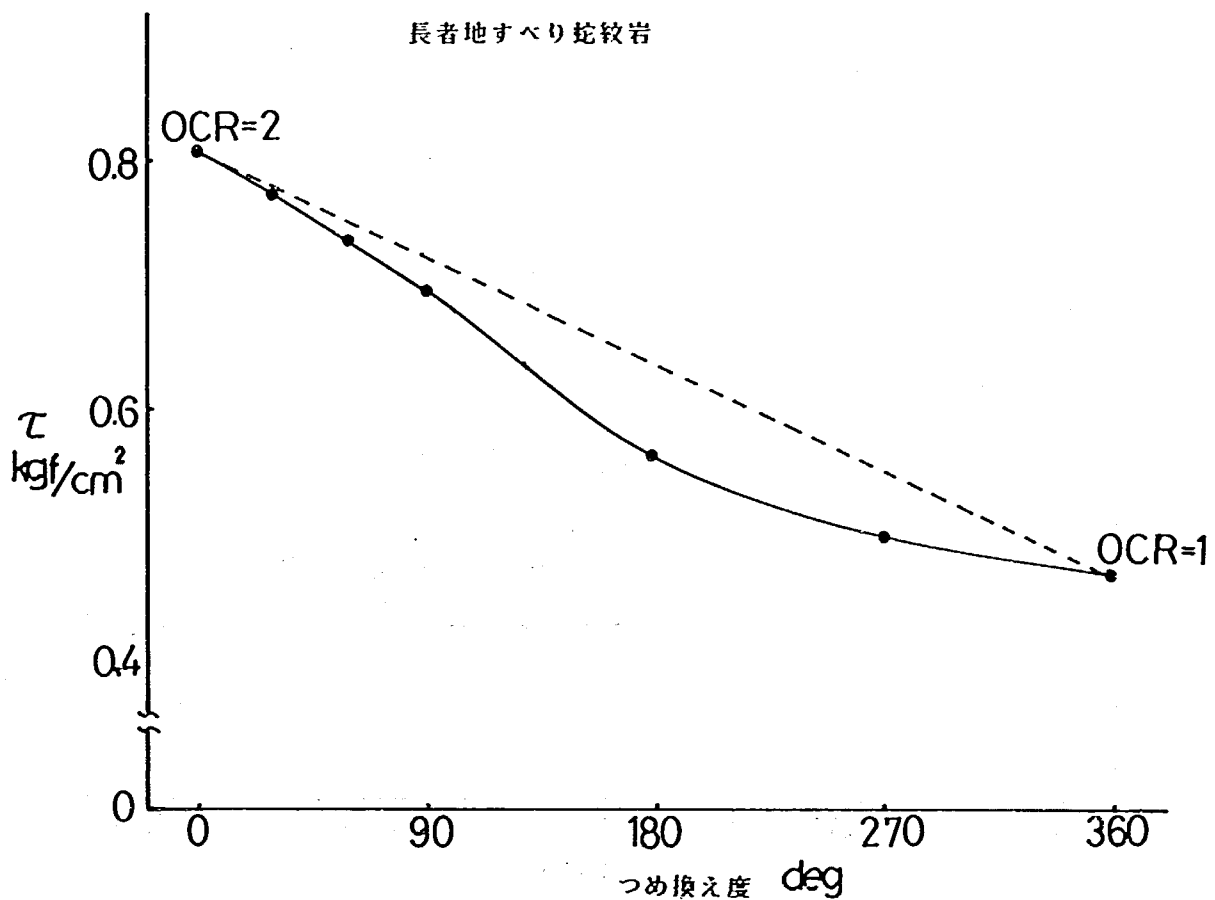


図14-1

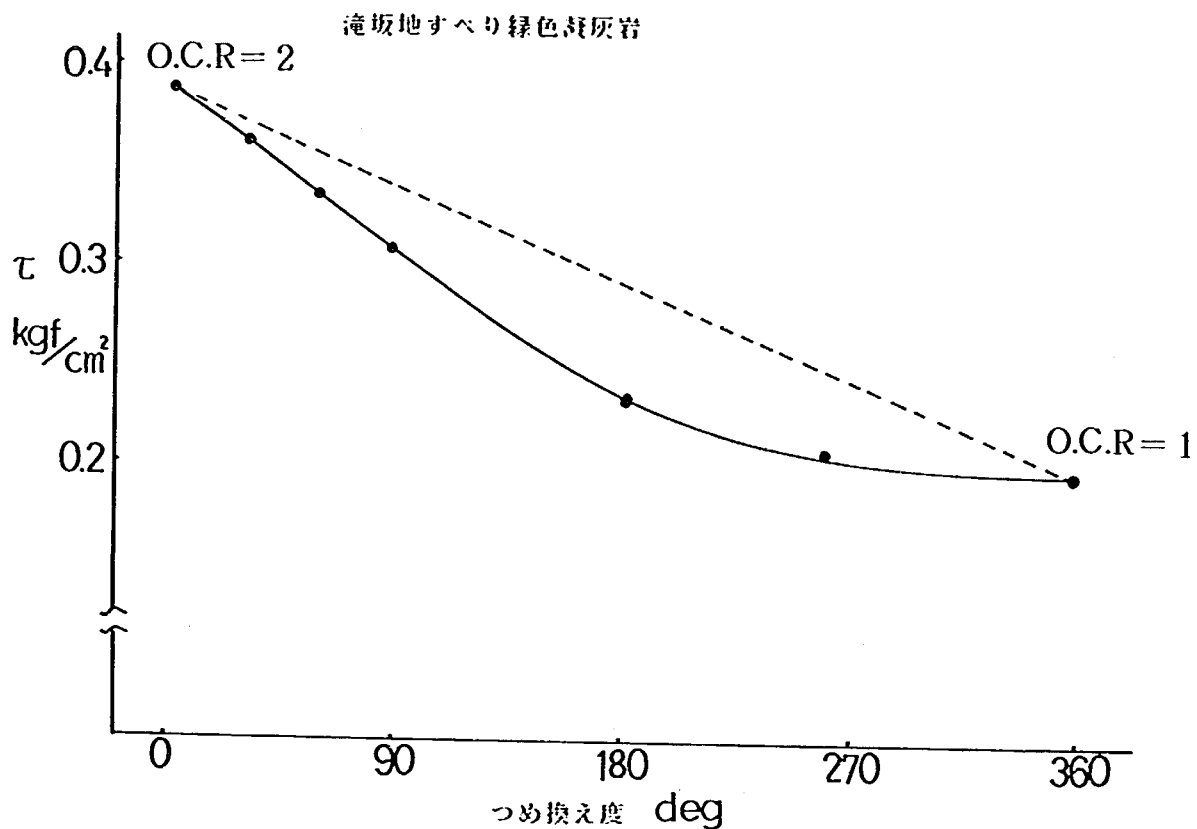


図14-2

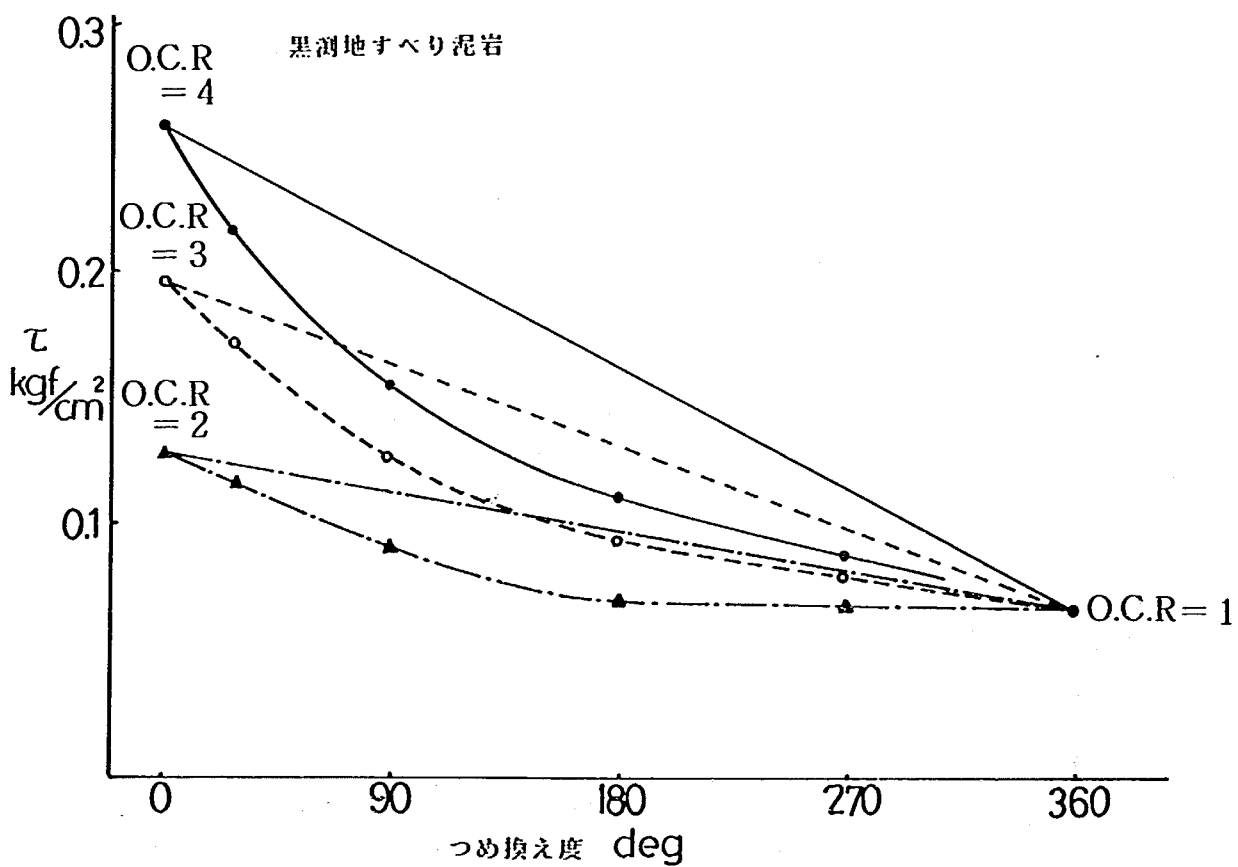


図14-3

これより次のような事実が判明する。

- i) 弱部を含めた合成強度は、夫々のO. C. Rでの強度の面積による比例配分より算出された値（O. C. Rがnと1との強度を直線で結んだときの直線上の強度に当る）よりは明らかに低下した値となる。
- ii) 強度の低下はO. C. Rの大きい程著しく、特につめ換え度の小さいうちでの低下が著しい。

この強度低下曲線をどのように評価するかを長者地すべりの試料を例にとって検討してみる。図-15に各つめ換え度での応力-時間曲線を示すが、これよりピーク強度の出る時間がつめ換え度によって異なることが読みとれるが、これはつめ換え度が大きい程（弱層部が多いほど）ピーク時間が遅れる傾向にあると見ることができる。次に全くつめ換えをしない状態（ $\theta = 0^\circ$ ）と全てつめ換えを行った状態（ $\theta = 360^\circ$ ）での応力-時間曲線を図-16に示す。つまり前者は全体がO. C. R = 2（過圧密）、後者は全体がO. C. R = 1（正規圧密）になっている。前者が明瞭なピークを持ち歪軟化特性を有しているのに対して、後者は全くその傾向がないが、前者がピークに達している時点で、後者はまだせん断強度が増加していることがわかる。従って、合成された試料のピーク強度は、O. C. R = 1（弱層部）の占める割合が大きくなる程、その出現時間が遅れることは明白である。

以上のような応力-時間（=歪み）の特性から、各つめ換え度でのピーク強度を次式で導くことができる。

$$\tau_\theta = \text{Max} \left(\frac{A\tau_{21} + B\tau_{11}}{A + B} \right) \dots\dots\dots (4)$$

CYOJA Landslide

Serpentine clay

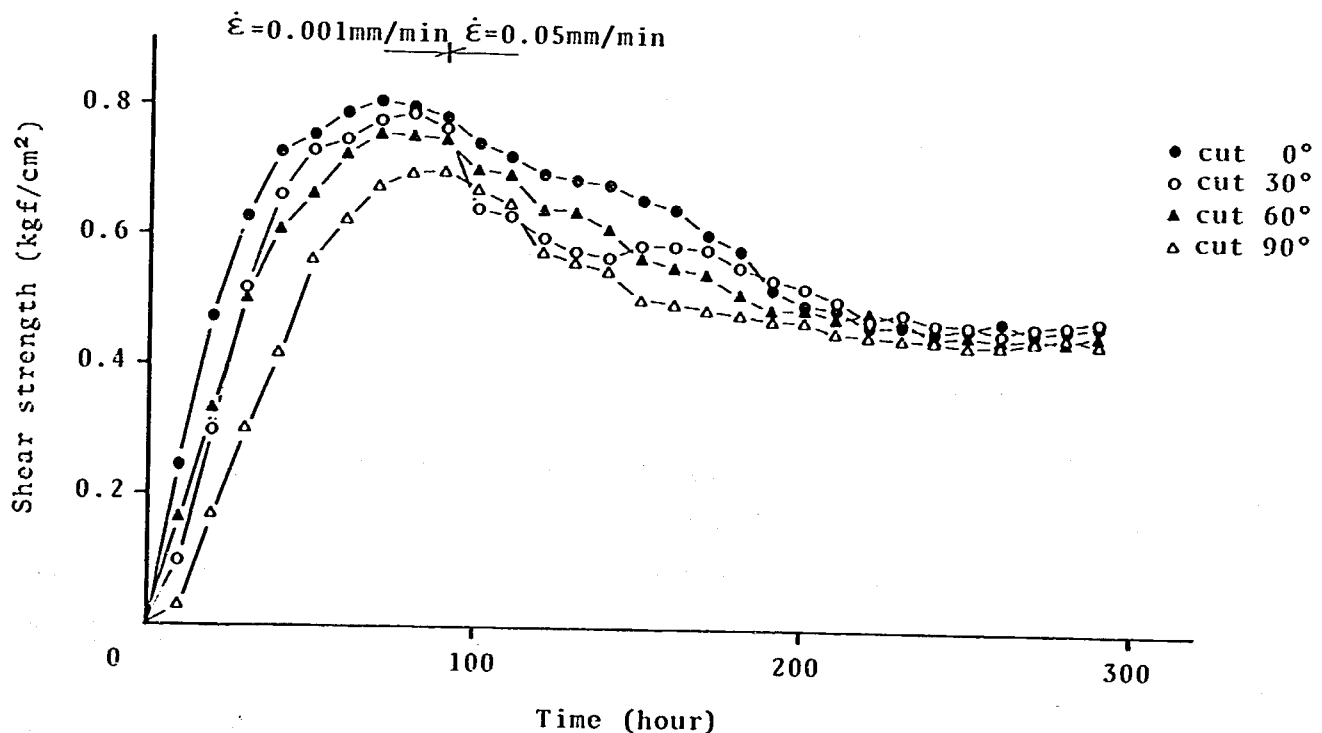


図-15 各つめ換え度での応力-時間曲線

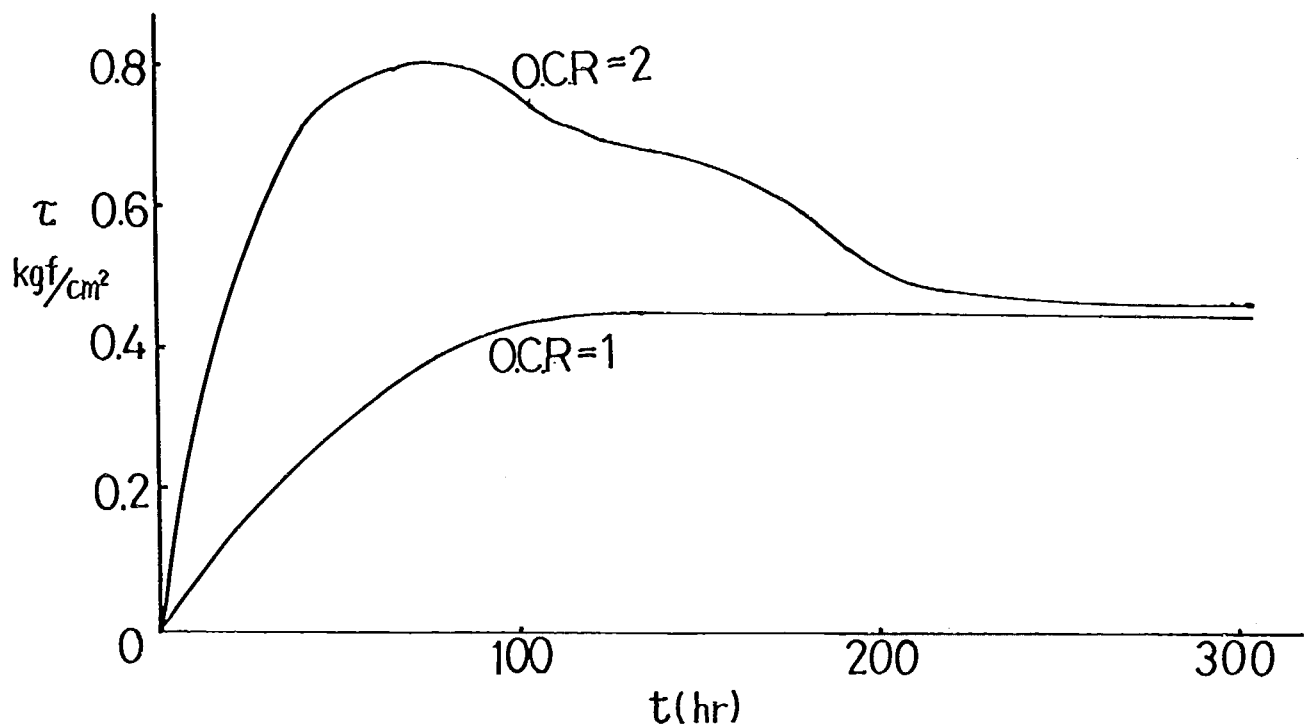


図-16 O.C.R = 1, 2 での応力-時間曲線

A ; O.C.R = 2 の占める面積 (割合)

B ; O.C.R = 1 の占める面積 (割合)

τ_0 ; 任意の締め換え度でのピーク強度

τ_{1t} ; O.C.R = 1 の任意の時間 (歪み) でのせん断強度

τ_{2t} ; O.C.R = 2 の任意の時間 (歪み) でのせん断強度

この(4)式より求めたピーク強度と実際の実験によって得られた強度とを図-17に示す。 $\theta = 180^\circ$ 付近での多少のずれはあるが、実際の強度低下曲線とかなり一致した結果となることがわかる。

5-3. 弱層部の数と強度低下

弱層部の全体に対する割合よりも、その数つまり弱層部との接触面の数に主眼を置いて、これが強度低下に及ぼす影響を把握してみた。同一の締め換え度でもそれを幾つかに当分割した訳で、その分割ケースは図-18に示すとおりである。すなわち、全く分割しない場合と、これを二等分、三等分、六等分にしたものを左右対称になるように締め換えたもので、弱層部のトータルの角度 θ は、 30° , 60° , 90° , 180° , 270° の5通りである。

用いた試料は、豊牧地すべり (泥岩, 山形県大蔵村) と黒瀨地すべり (泥岩, 山形県戸沢村) で、前者は O.C.R = 4, 後者は O.C.R = 3 で、5-2 と同一の方法で実験を行ったものである。

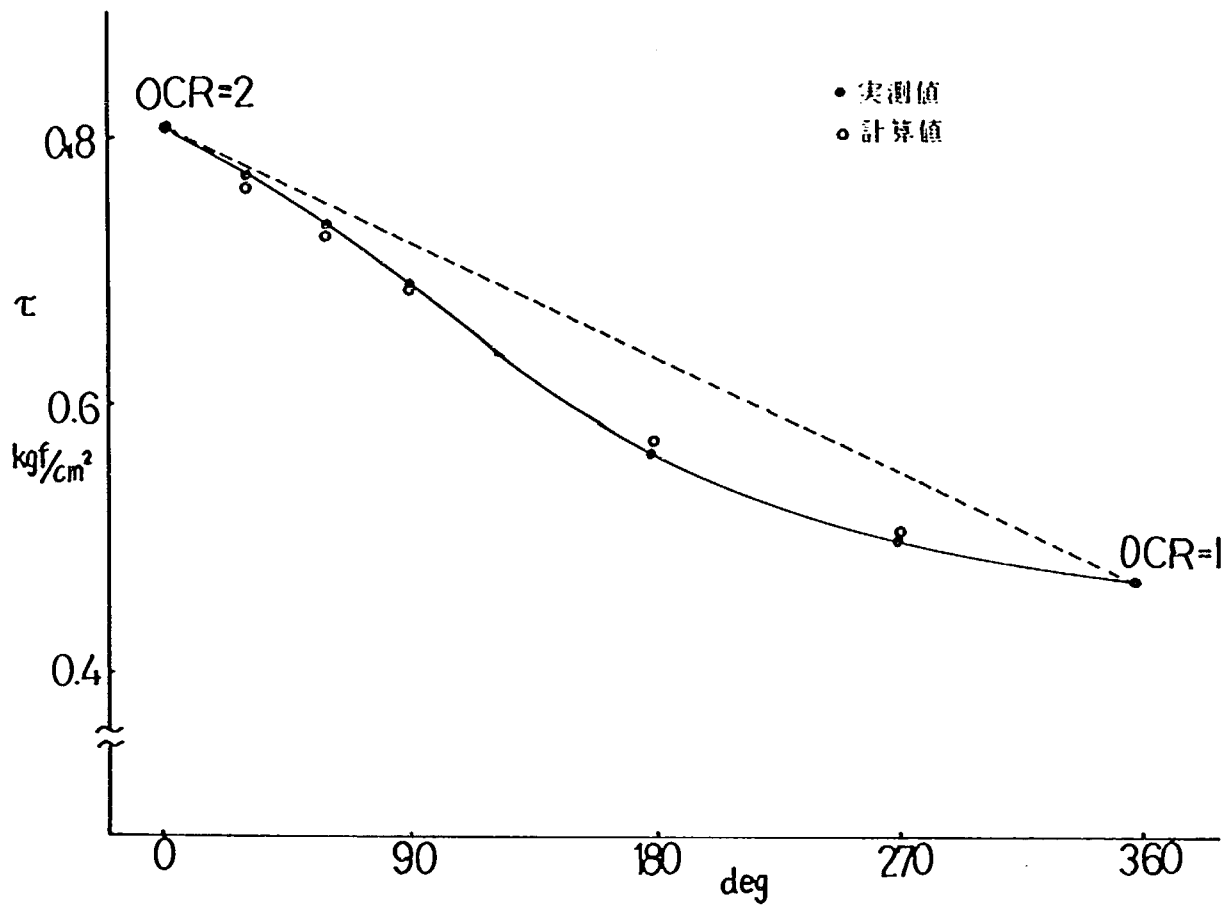


図-17 実測値と計算値

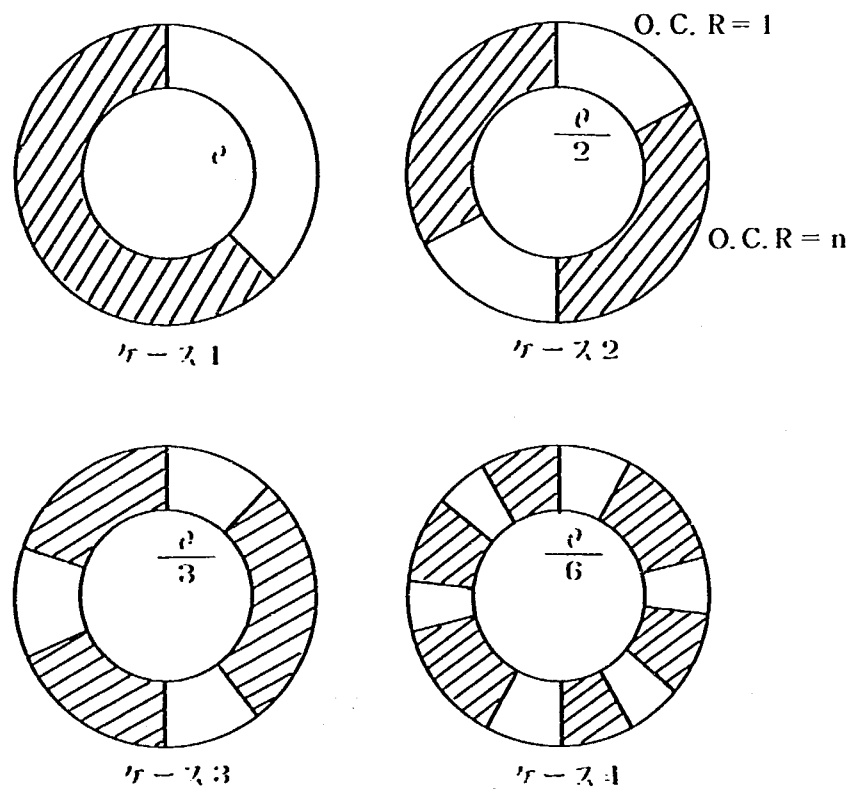


図-18 つめ換えケース

その結果を図-19に示すが、これより次のようなことが判明する。

- i) 弱層部を2つ以上に分割させた場合、つめ換え度 $\theta = 50 \sim 60^\circ$ までにはほとんど $O.C.R = 1$ の強度近くまで低下してしまい、特に分割数が3以上では、ほぼ $O.C.R = 1$ の強度に等しいものと見なせる。
- ii) $O.C.R$ の高い場合の方が強度低下が著しい。つまり過圧密のものほど弱層部による強度低下が著しい。
- iii) 強度低下に関しては、弱層部の全体に対する割合よりも、弱層部の数の方がより支配的に働くと見なせる。例えば豊牧地すべりの泥岩を例にとれば、弱層部のトータルが 30° でもこれを3つに分割すれば、その強度は弱層部を分割させない場合の $\theta = 180^\circ$ 、つまり全体の半分が弱層部になったものに匹敵する。

これらを実際の地すべりに適用してみれば、断層や破碎帯でも比較的大きなものが単一で地すべり地内に存在する場合よりも、数多くの小さなものが存在する場合の方が、すべり面における強度低下、破壊の進行が起こり易く、結局すべり面が形成され易くなるものと考えられる。

なおこの強度低下特性に関しては、特に弱層部が3つ以上に分割された場合では図-20のグラフで近似できる。ここで $\theta_0 \approx 45^\circ$ と見て、弱層部がこれ以上になると過圧密部分の影響はほとんどなくなり、その強度は全て弱層部の強度によって支配されるものと考えることができる。

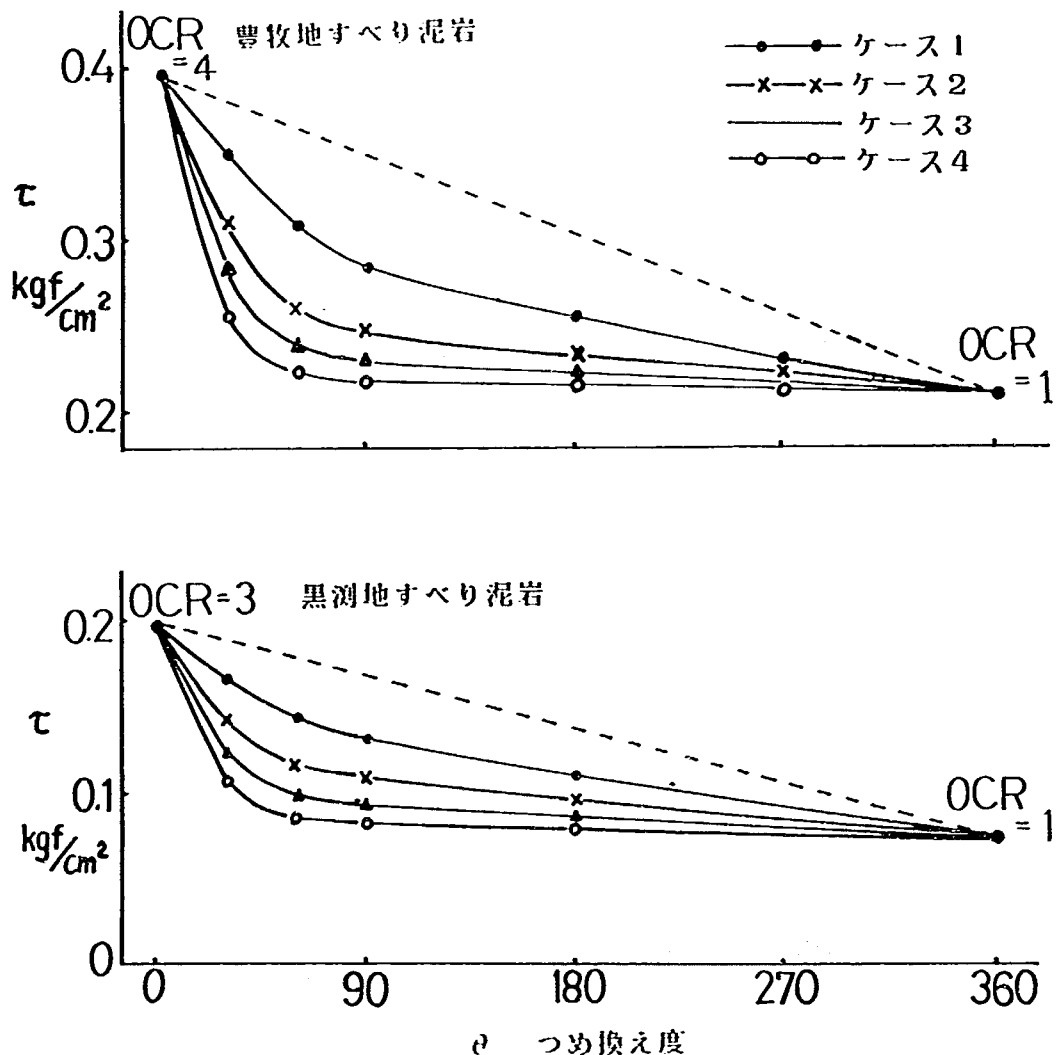


図-19 実験結果

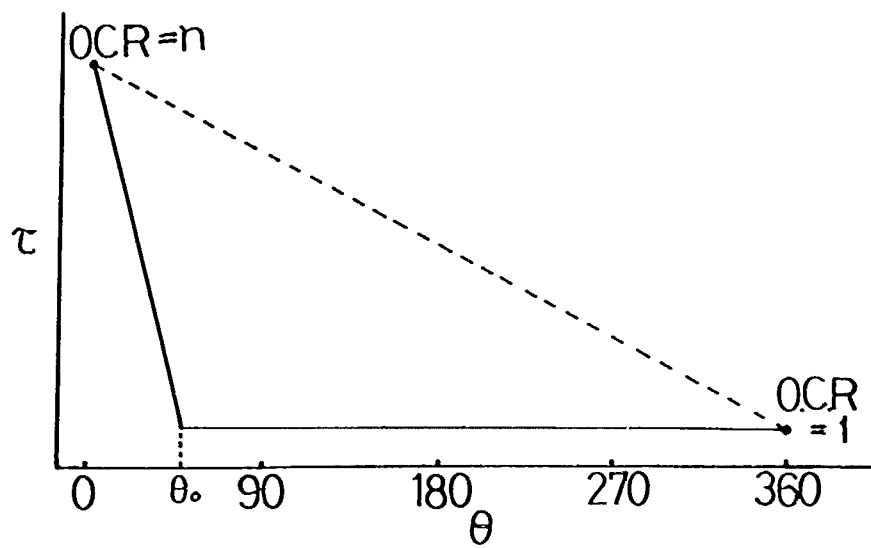


图-20 强度低下模式图

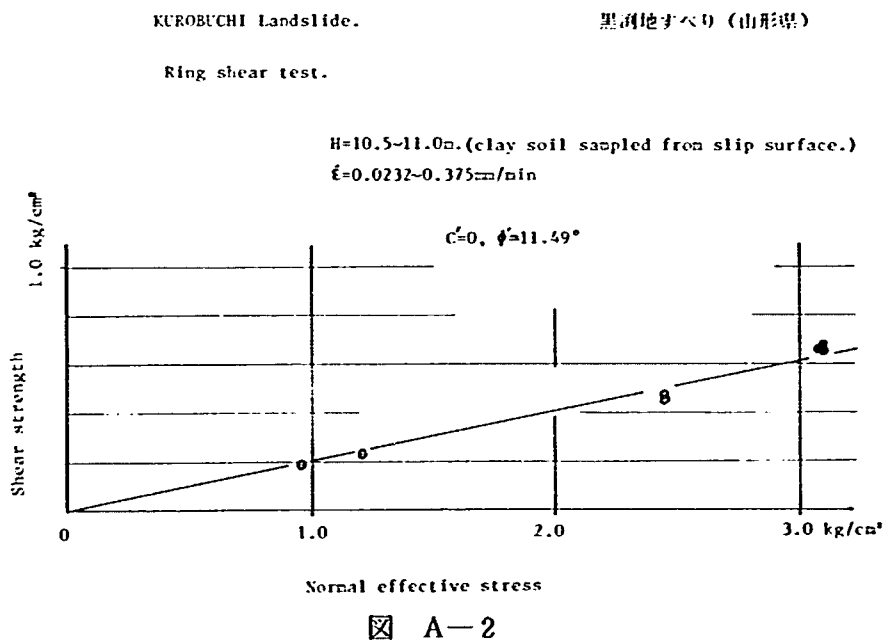
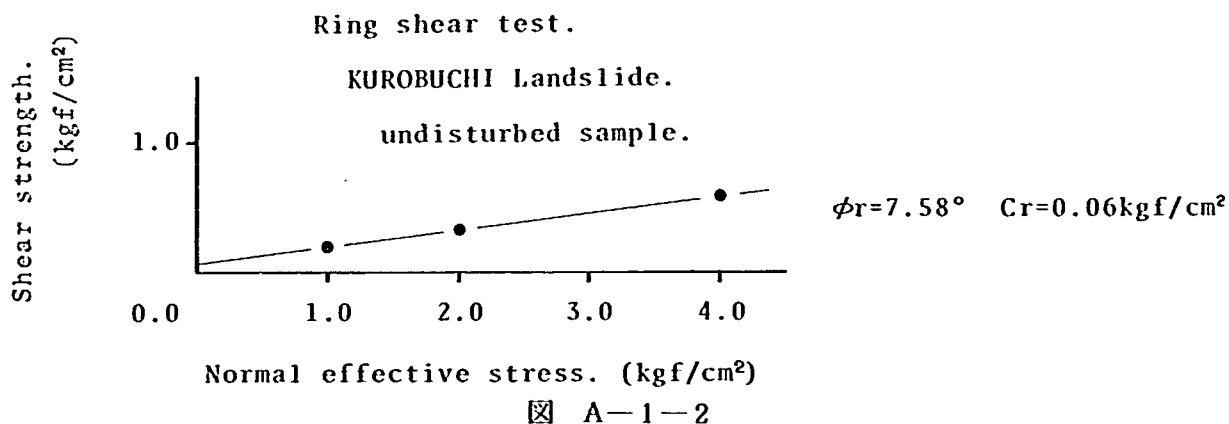
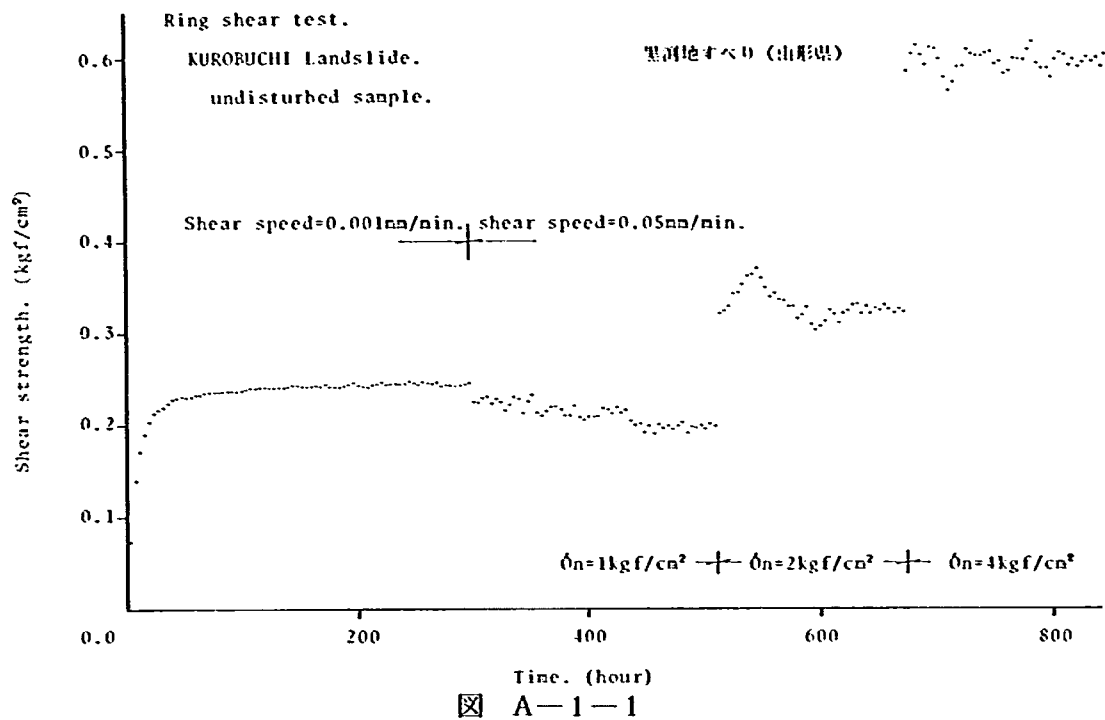
6. おわりに

地すべり粘土の強度特性として、その残留強度特性、進行性破壊による強度低下特性について、その試験方法も含めて述べてきたが、まだまだデータ数は十分とは言えない。特に残留強度特性については、供試体の状態の違い、用いる試験機の違いによる比較検討をもっと行う必要があるし、進行性破壊については応力制御による実験をもっと充実して行っていかななくてはならない。

なお本文中の諸データおよび巻末の資料のデータが地すべり解析上何かの役に立てば幸いである。

卷 末 資 料

地すべり粘土の残留強度特性
に関する土質試験結果



KATAKURA Landslide.
Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$
Ring shear test.
Shear speed = 0.1mm/min .
 $H = 7.7 \sim 8.0\text{m}$

片倉地すべり (山形県)

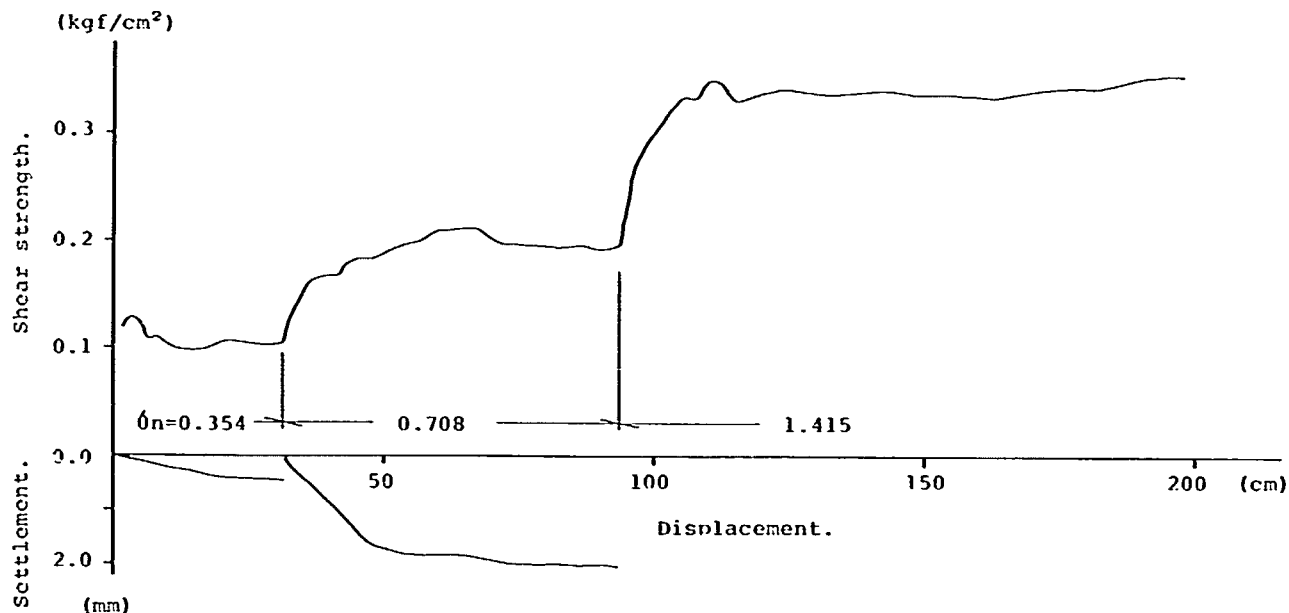


図 A-3-1

KATAKURA Landslide.
Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$
Ring shear test.
Shear speed = 0.1mm/min .
 $H = 7.7 \sim 8.0\text{m}$

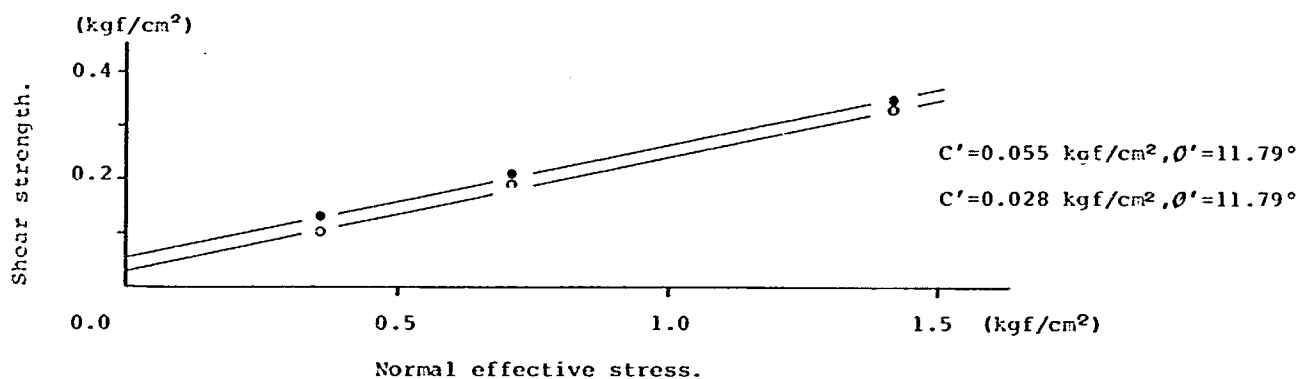


図 A-3-2

KATAKURA Landslide.
Ring shear test.
H=8.3~8.6m
Shear speed=0.1mm/min.

片倉地すべり (山形県)

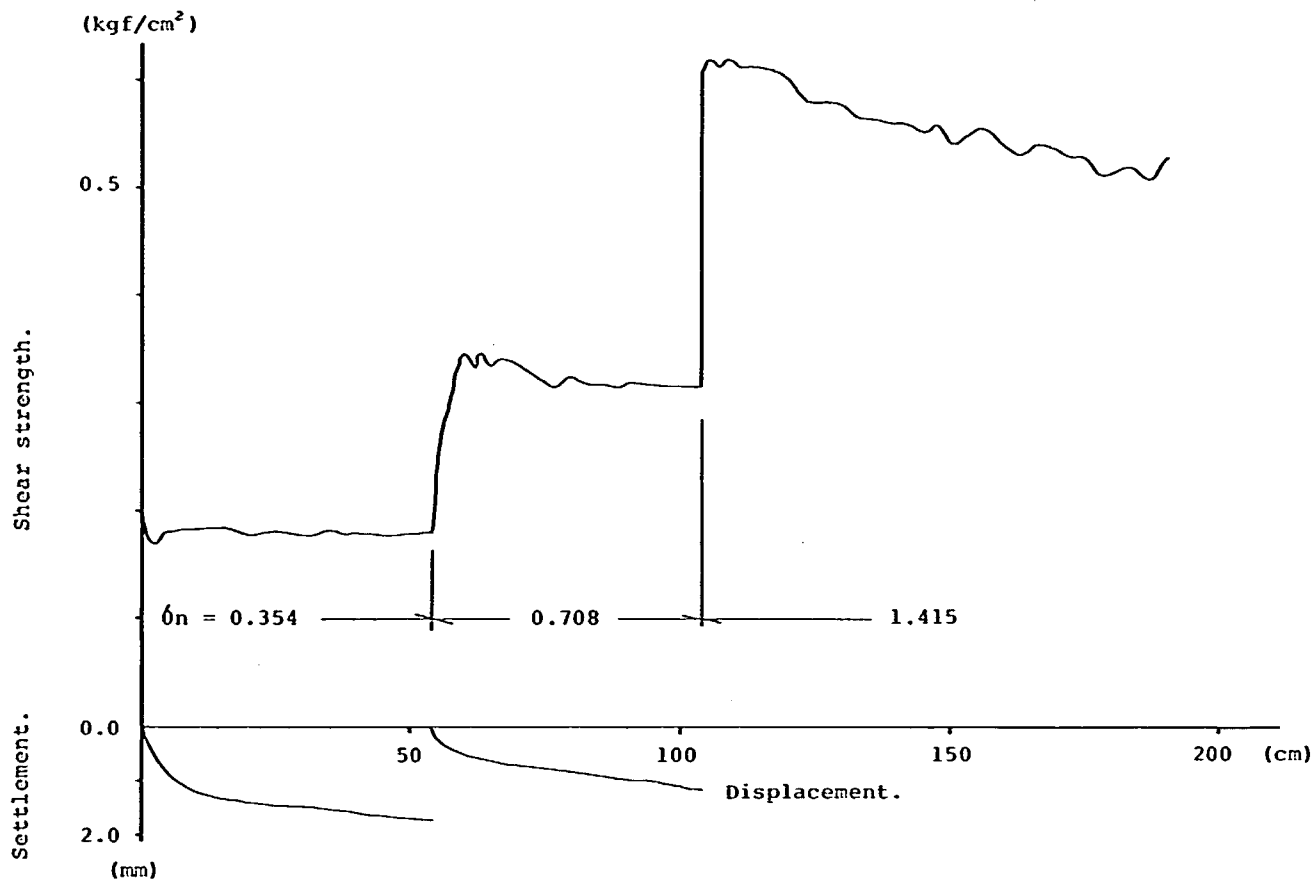


図 A-4-1

KATAKURA Landslide.
Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$
Ring shear test.
Shear speed=0.1mm/min.
H=8.3~8.6m

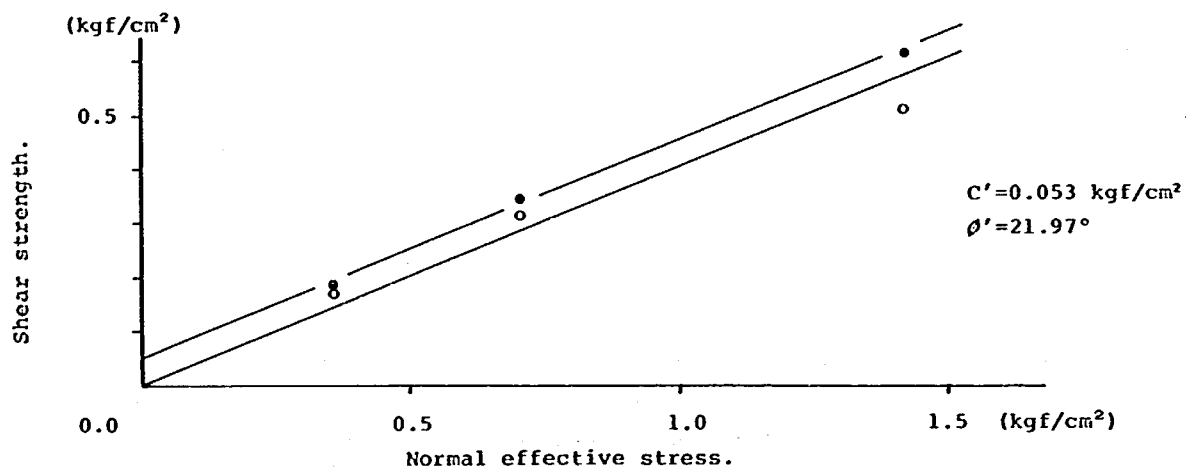
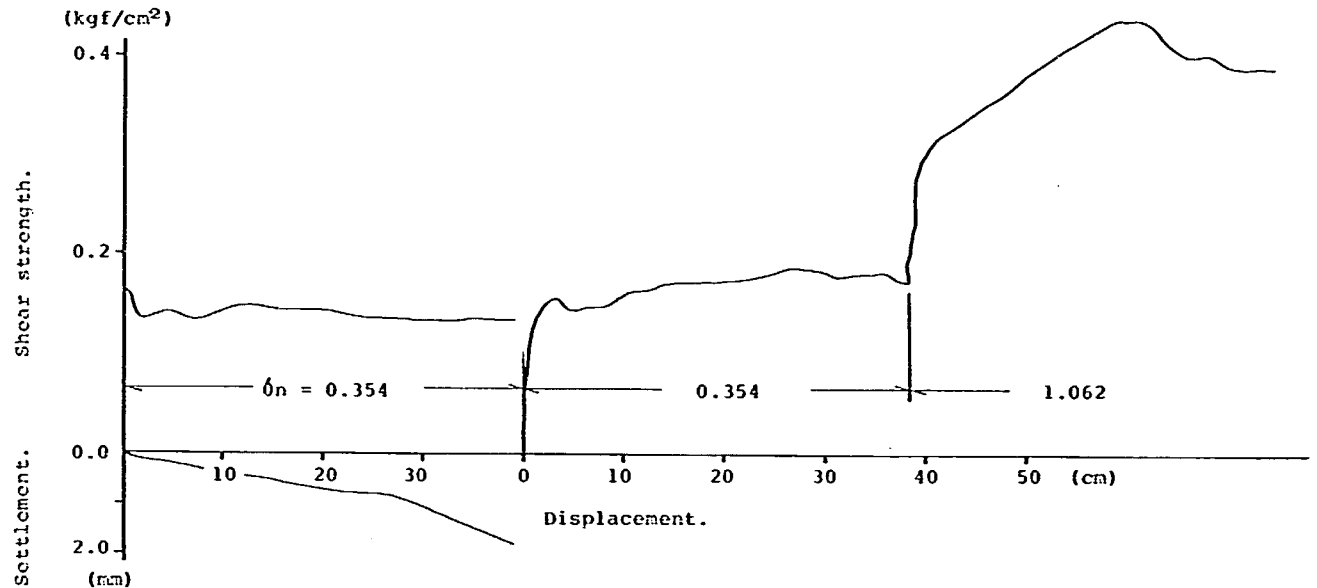


図 A-4-2

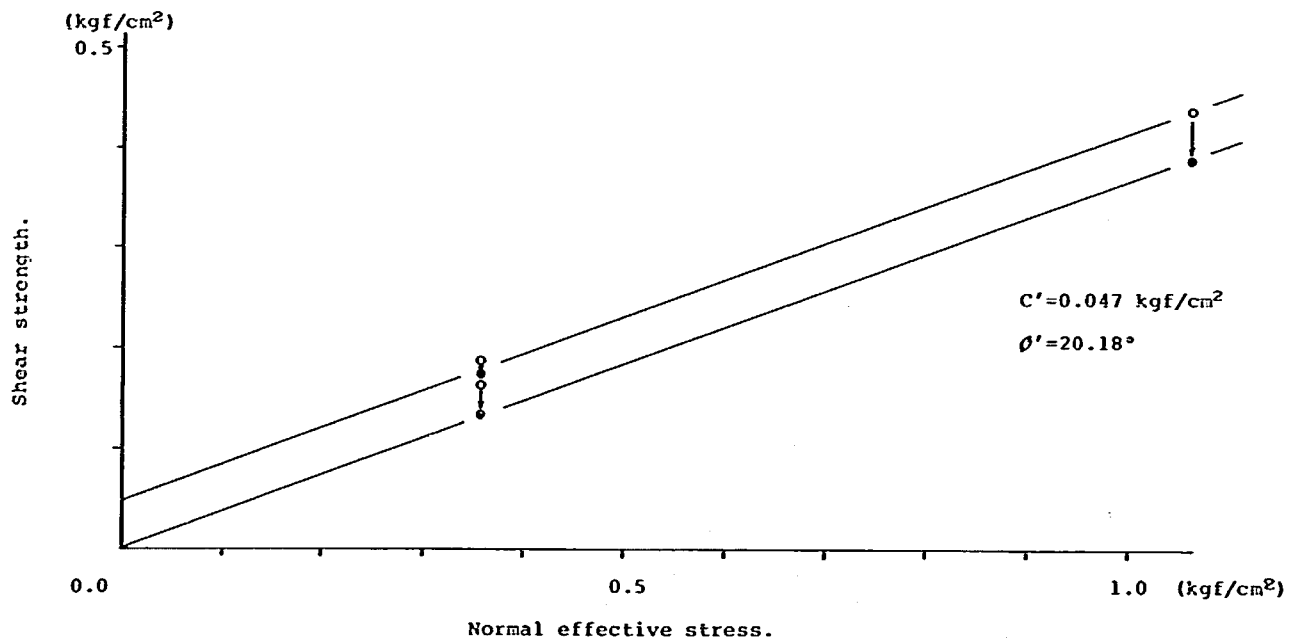
KATAKURA Landslide.
Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$
Ring shear test.
Shear speed = 0.1mm/min.
 $H = 6.7 \sim 7.0\text{m}$

片倉地すべり (山形県)



☒ A-5-1

KATAKURA Landslide.
Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$
Ring shear test.
Shear speed = 0.1mm/min.
 $H = 6.7 \sim 7.0\text{m}$

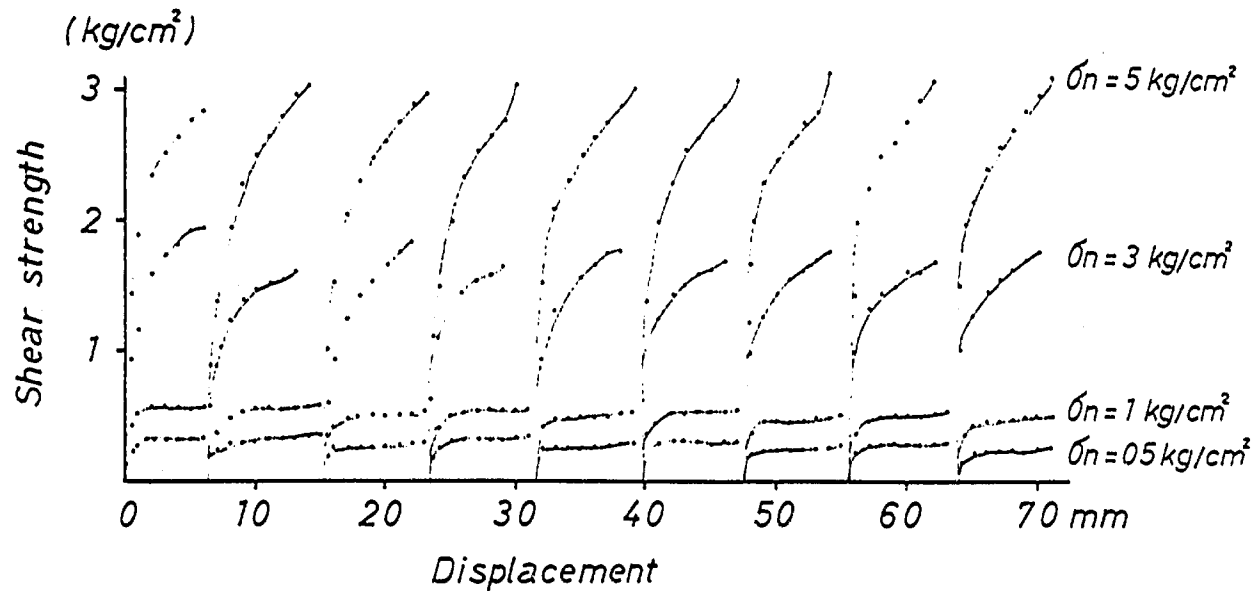
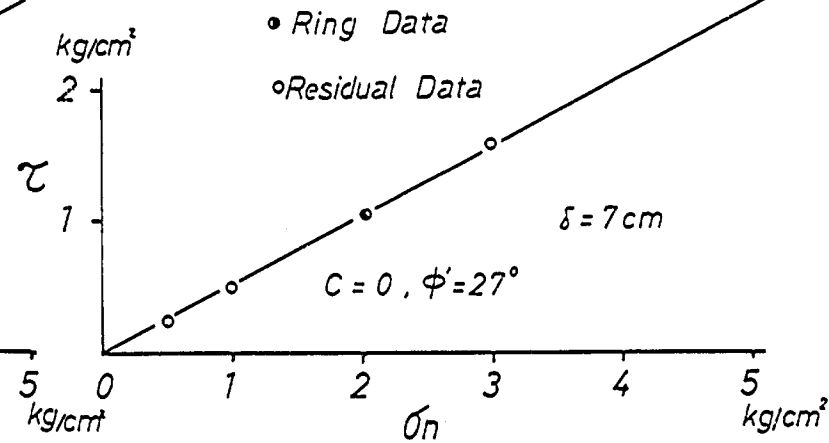
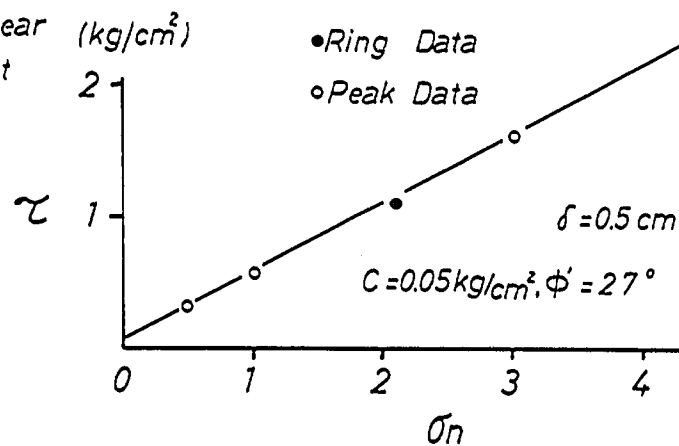


☒ A-5-2

SAKAE Dam site Land slide area.

寒河江ダムサイト地すべり (山形県)

Reversal direct shear test



SAGAE Dam site Ring shear test

Slurry sample 2.0 mm

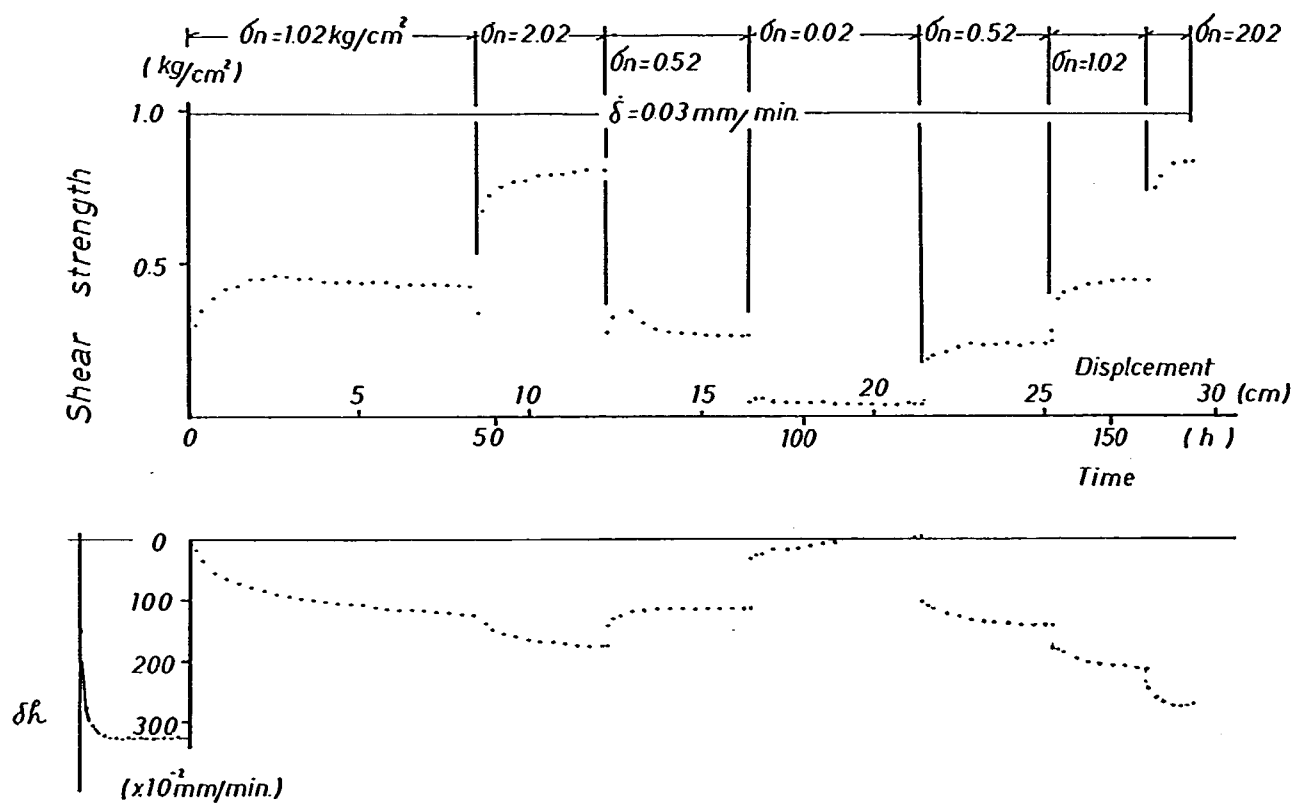


图 A-7-1

SAGAE Dam site Ring shear test

Slurry sample ($D < 20 \text{mm}$)

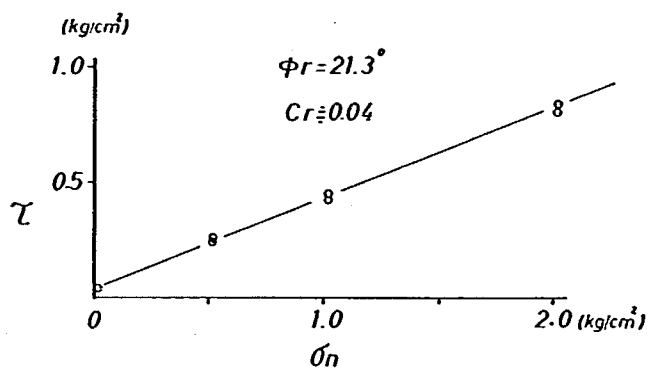


图 A-7-2

SAGAE Dam site Ring shear test 寒河江ダムサイト地すべり (山形県)

undisturbed sample

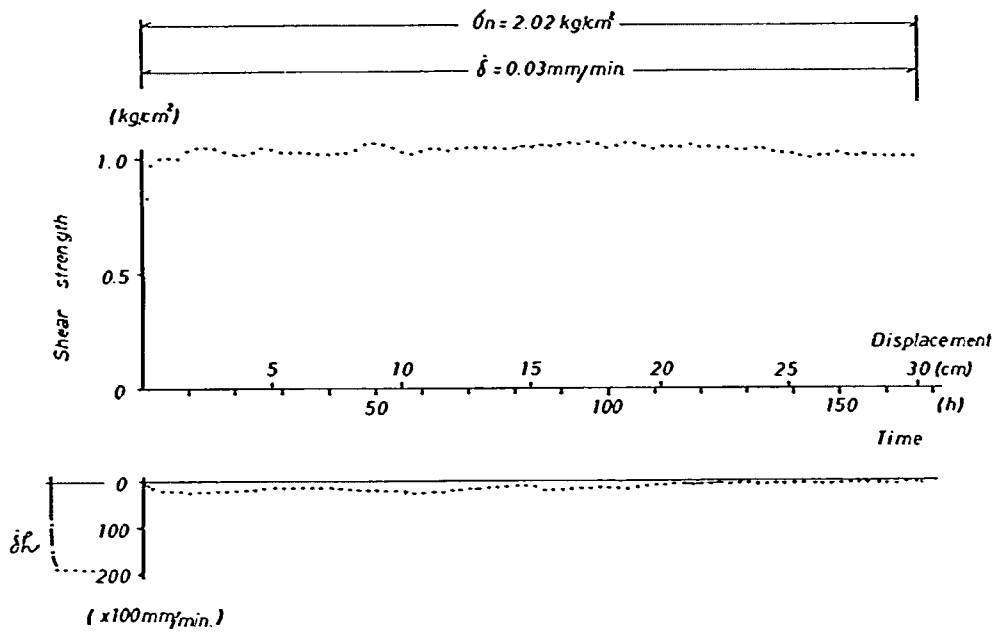


図 A-8-1 (1)

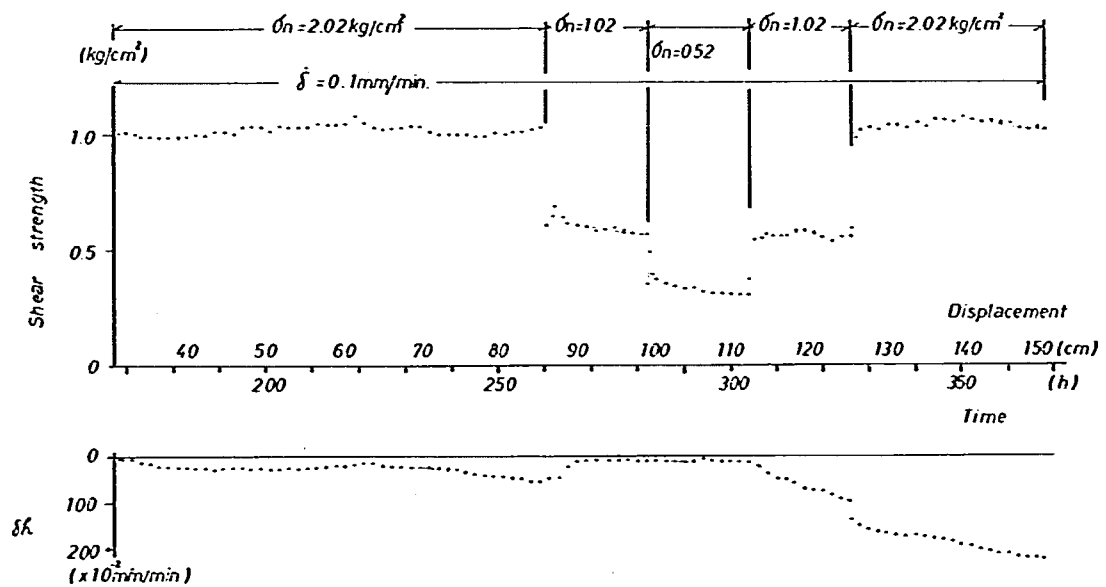


図 A-8-1 (2)

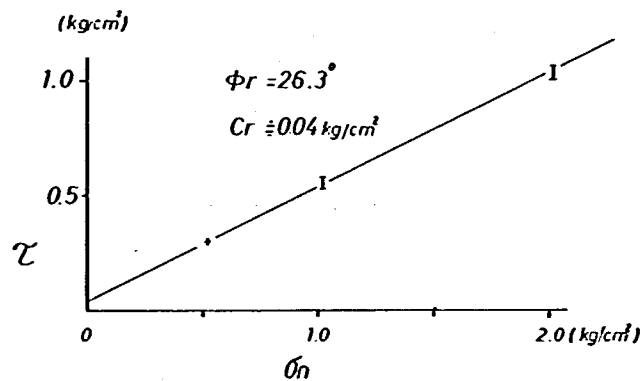
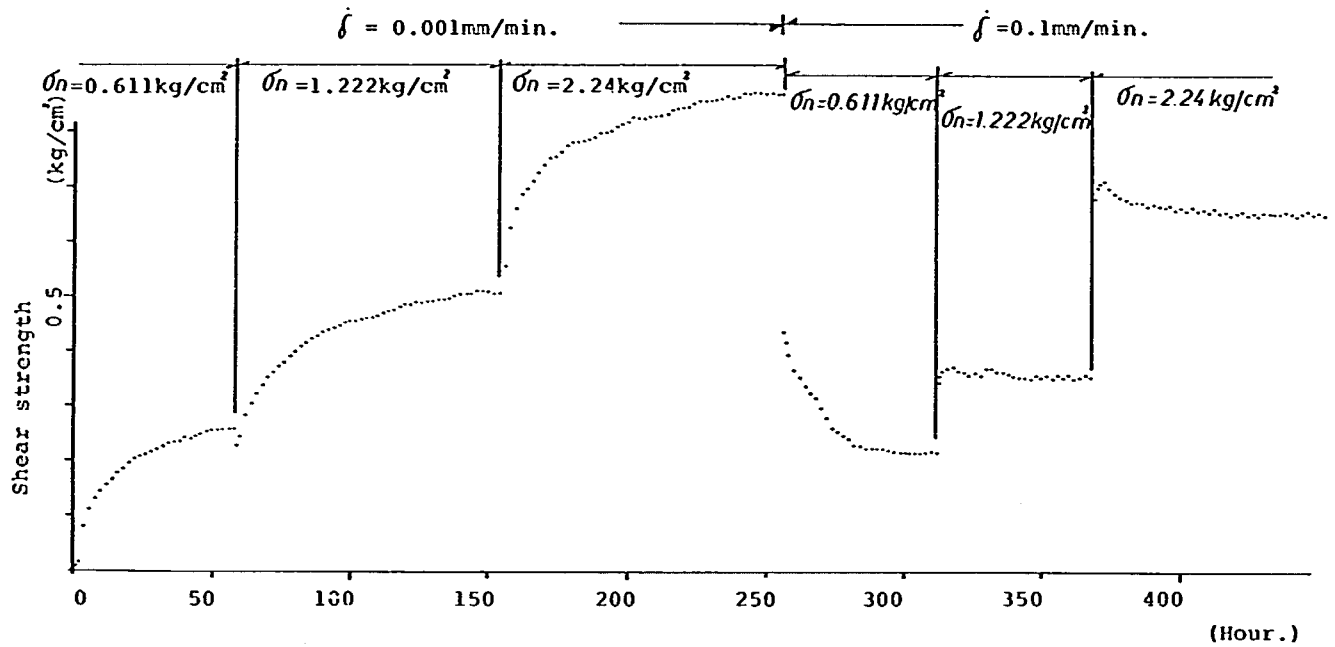


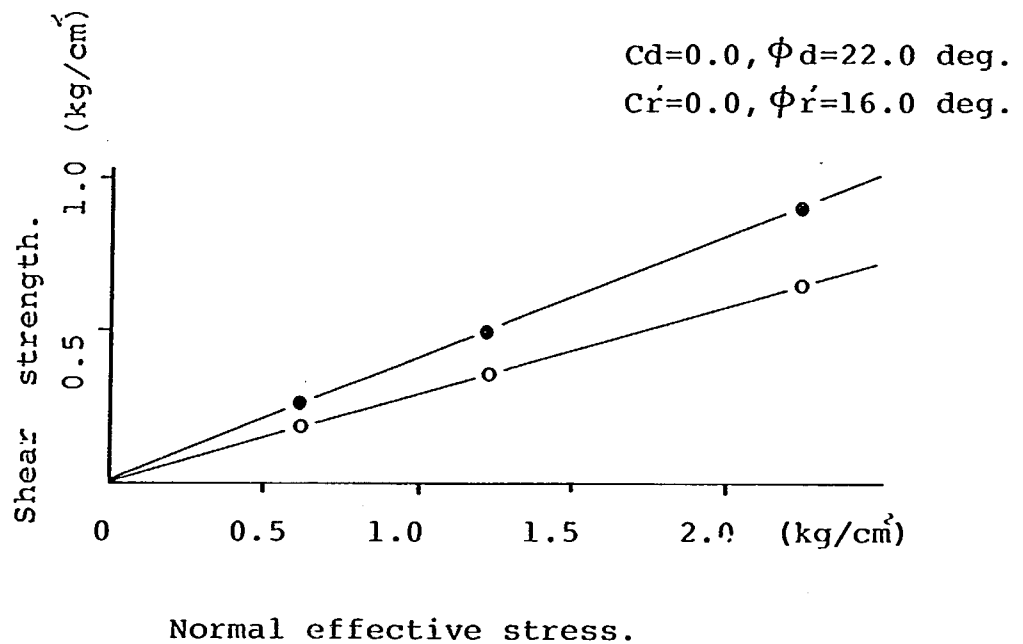
図 A-8-2

Ring shear test (slurry sample $d < 0.42\text{mm}$)

☒ B-1-1

● Fully softend strength.

○ Residual strength.



☒ B-1-2

TAKISAKA Landslide

滝坂地すべり (福島県)

Ring shear test

slurry sample 840 μ >d

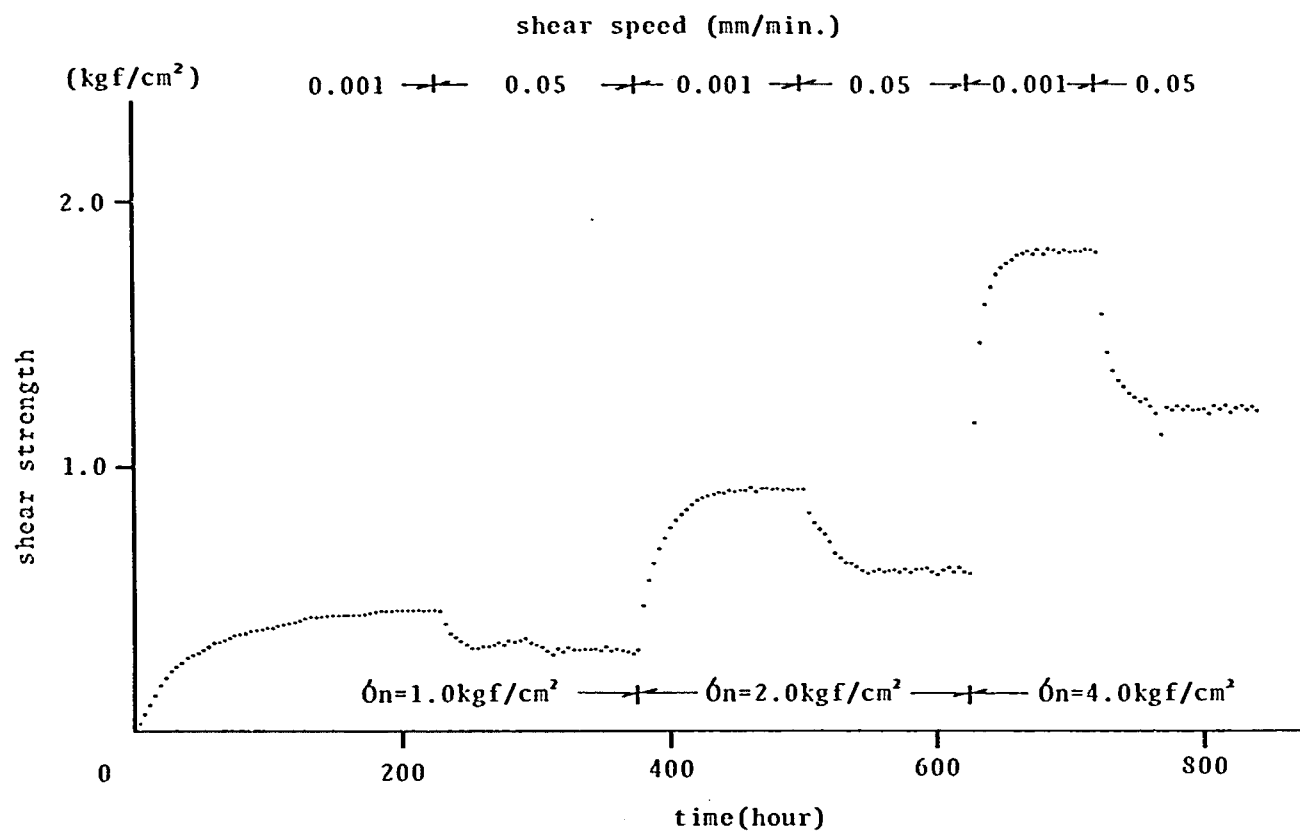


図 B-2-1

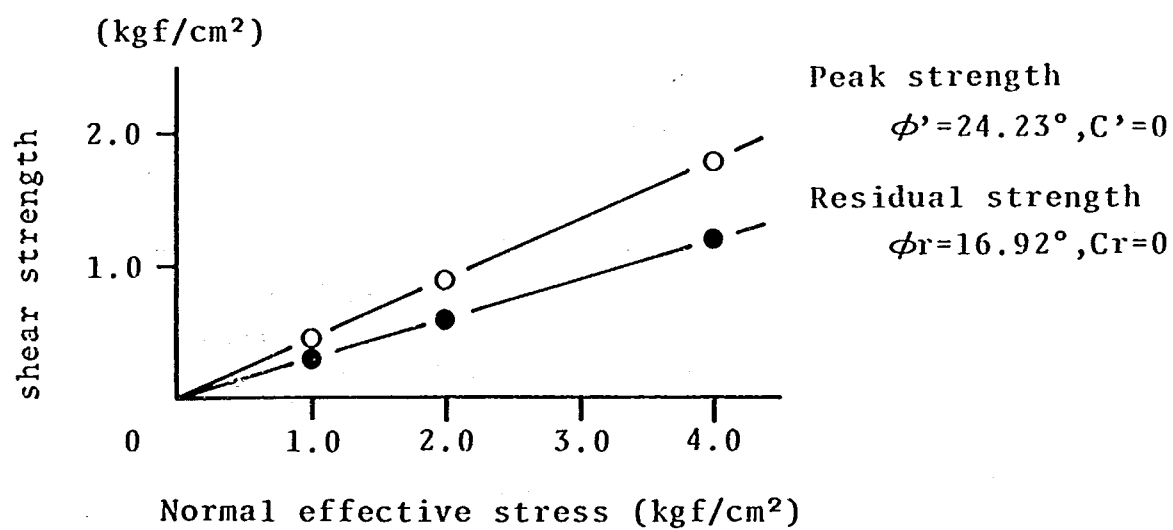


図 B-2-2

TAKISAKA Landslide.

滝坂地すべり (福島県)

Reversal direct shear test.

(slurry sample $d < 0.42\text{mm.}$)

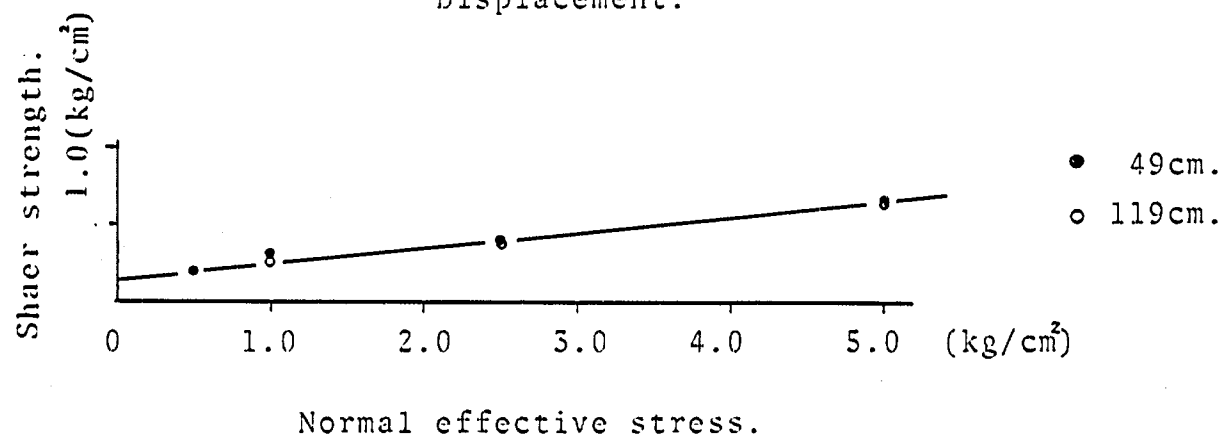
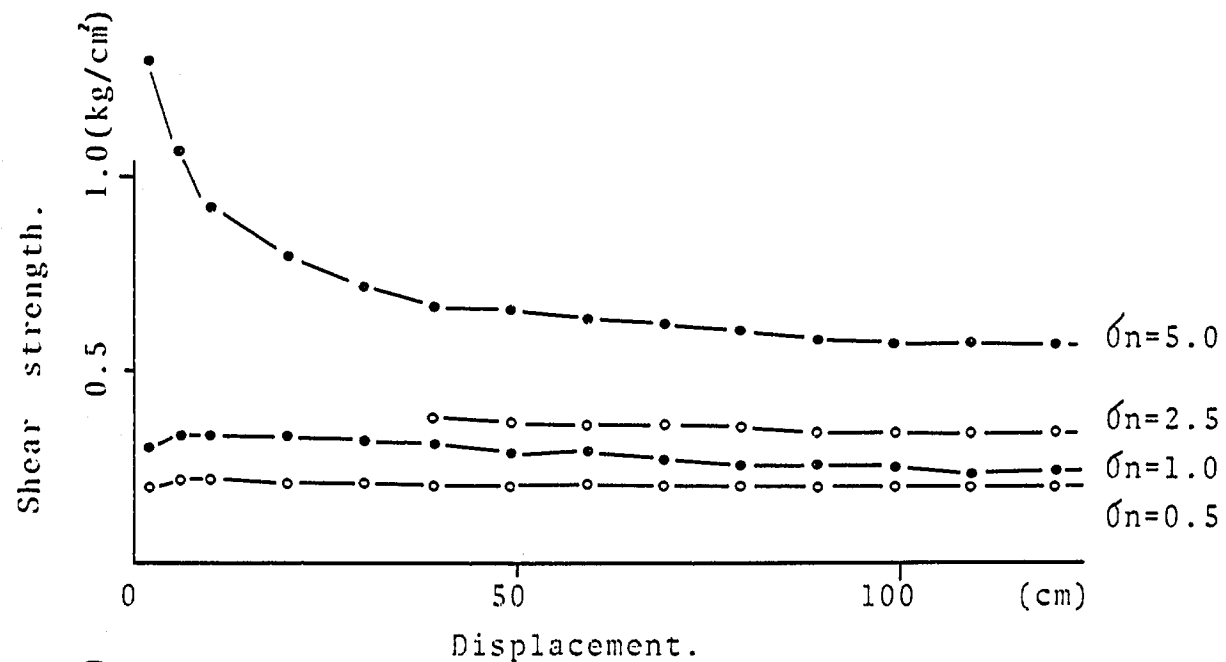


図 B-3

TAKISAKA landslide
Ring shear test (slurry sample $d < 0.2\text{mm}$)

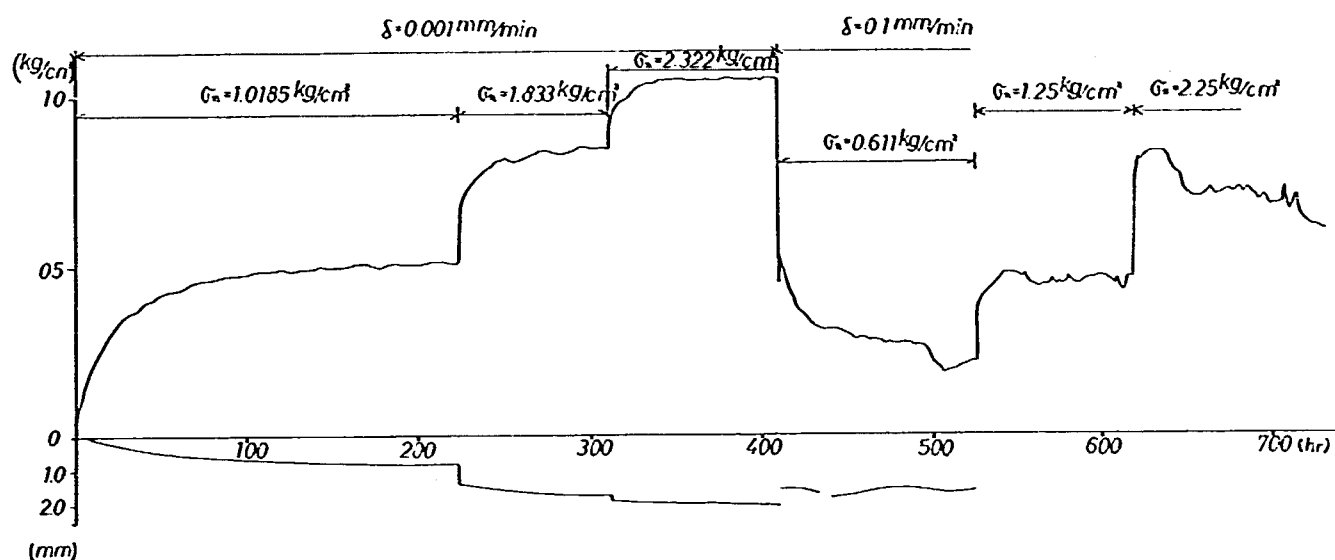


図 B-4-1

TAKISAKA LAND SLIDE

(Slurry sample 2000 μ pass)

滝坂 (福島県)

Ring shear test

○ Residual strength

● Fully softend strength

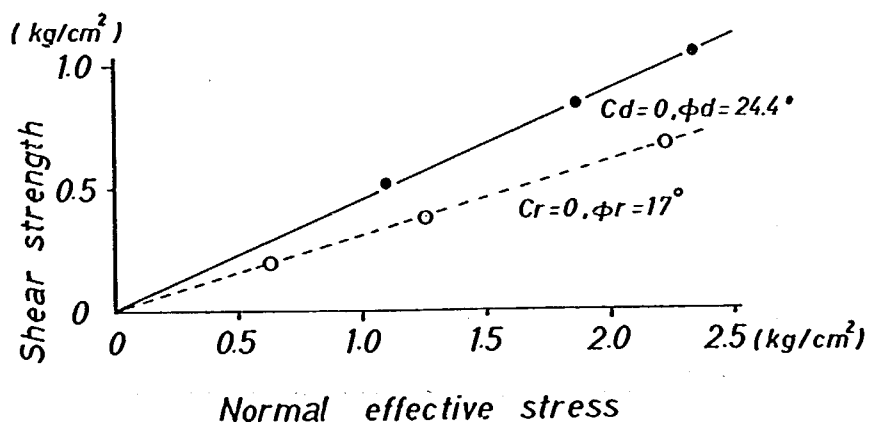


図 B-4-2

MOTOKOZAWA Landslide.

元古沢 (栃木県)

Ring shear test.

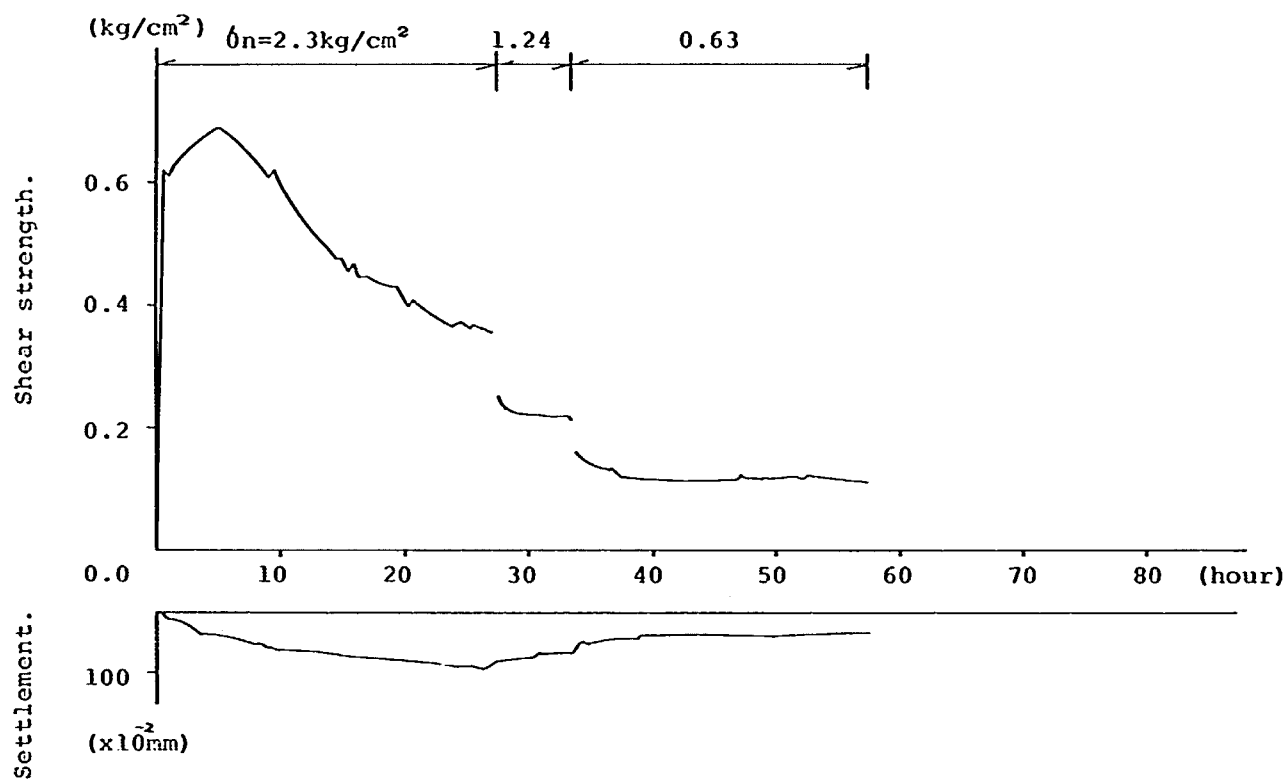


図 C-1-1

MOTOKOZAWA Landslide. (E block)

元古沢 (栃木県)

Ring shear test.

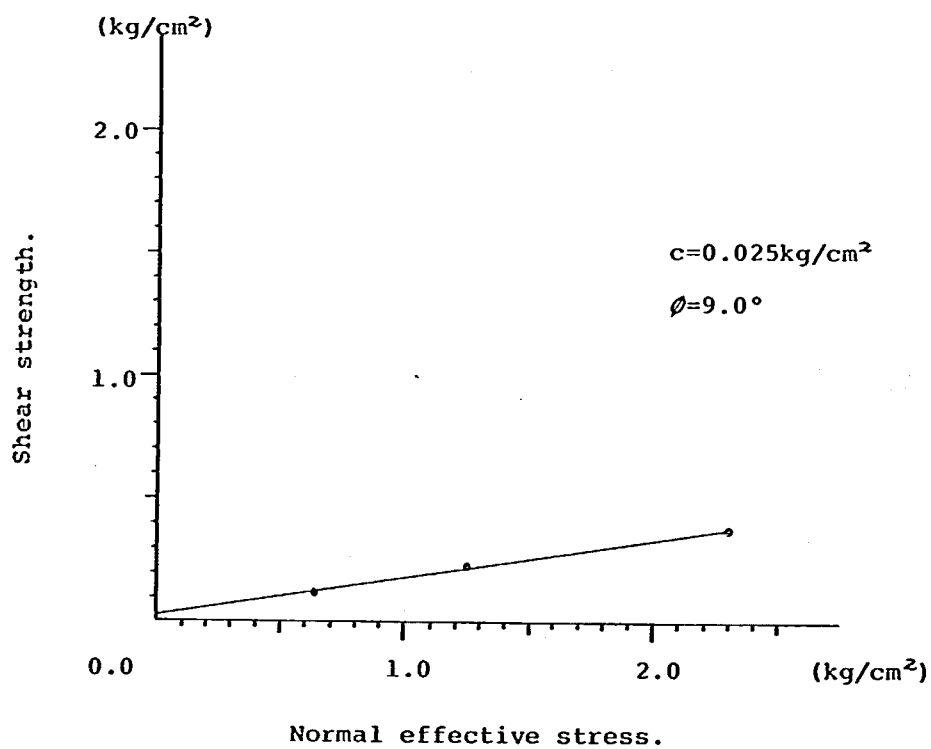


図 C-1-2

TOGOE Landslide. (A block, B.V.1, 5.5m)

戸越地すべり (粘土系)

Reversal direct shear test.

Shear speed = 0.1 mm/min.

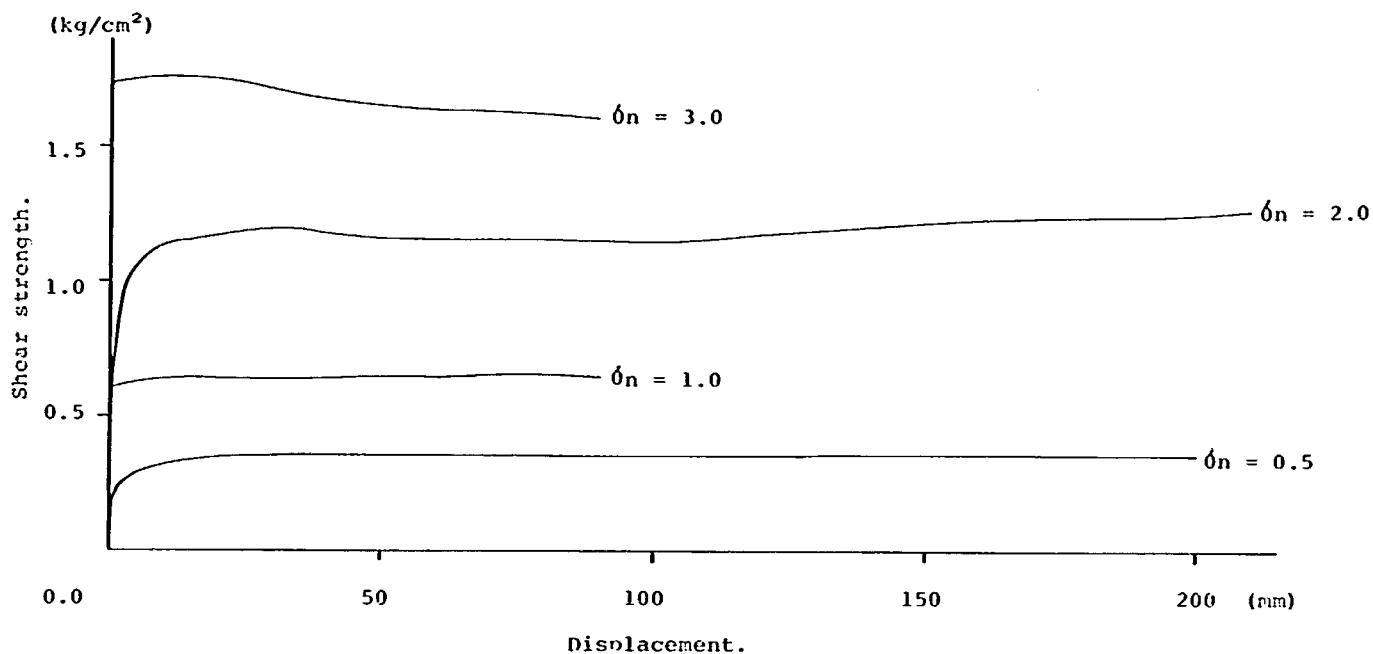


図 C-2-1

TOGOE Landslide. (A block, B.V.1, 5.5m)

Reversal direct shear test.

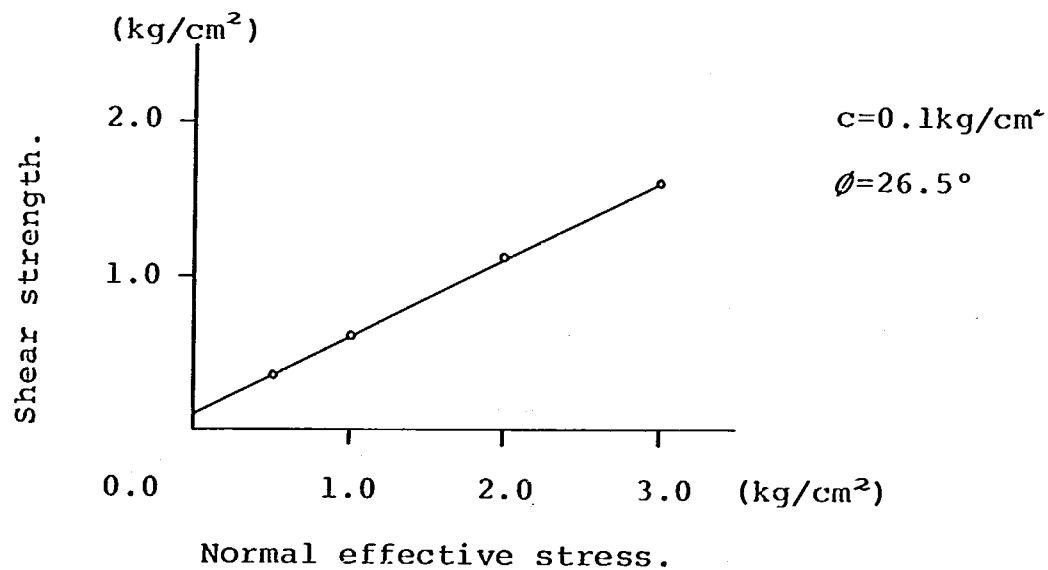


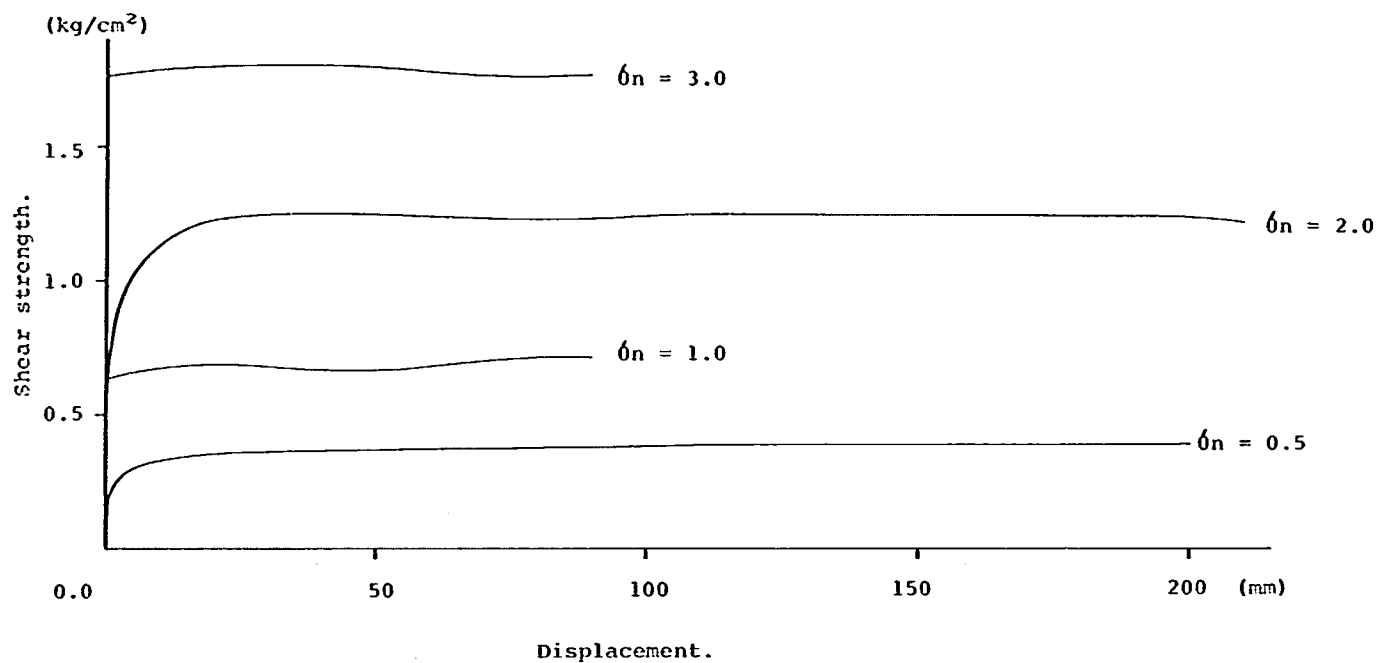
図 C-2-2

MAKINO Landslide. (I block, B.V.3, 6.3~7.4m)

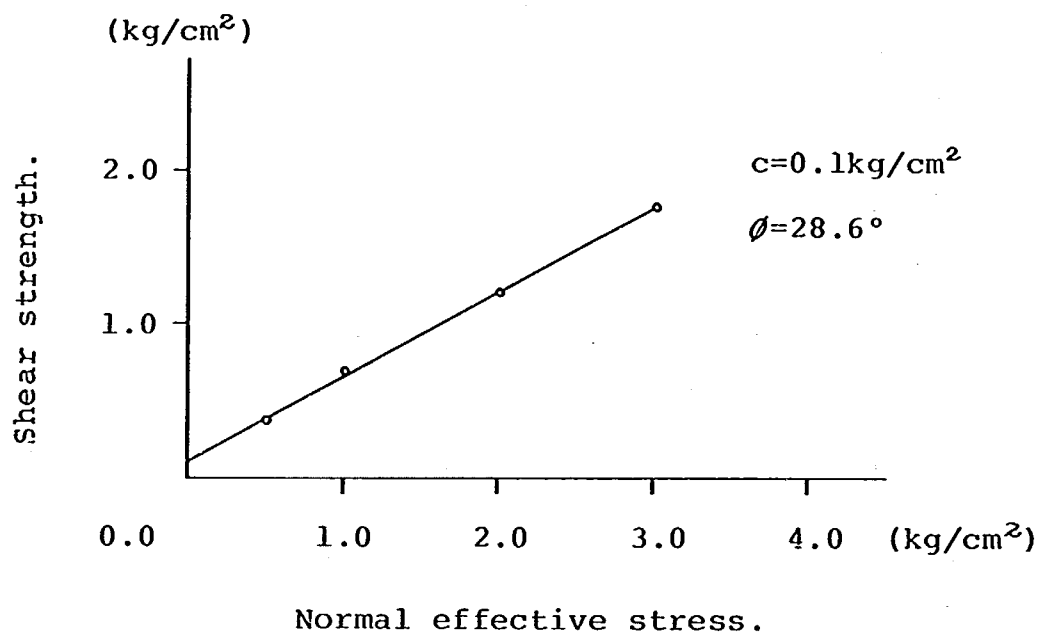
牧野地すべり (粘土層)

Reversal direct shear test.

Shear speed = 0.1 mm/min.



☒ C-3-1



☒ C-3-2

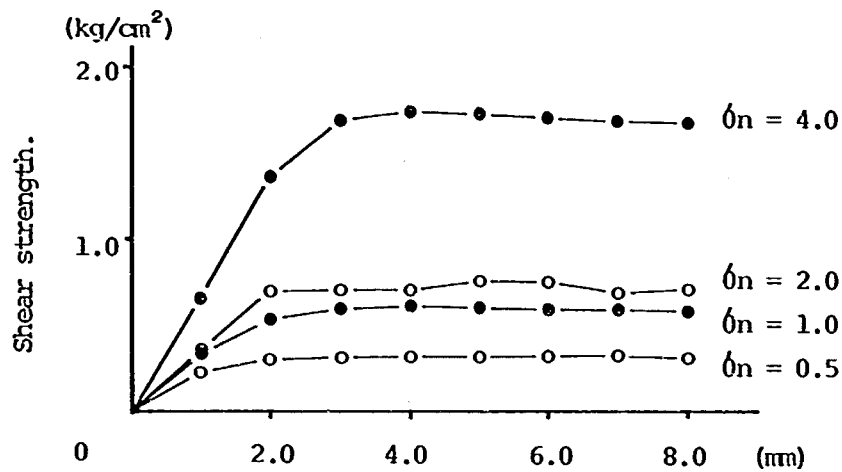
OHMAE Landslide.

大前地すべり (群馬県)

Slurry sample. $d < 2\text{mm}$

Reversal direct shear test.

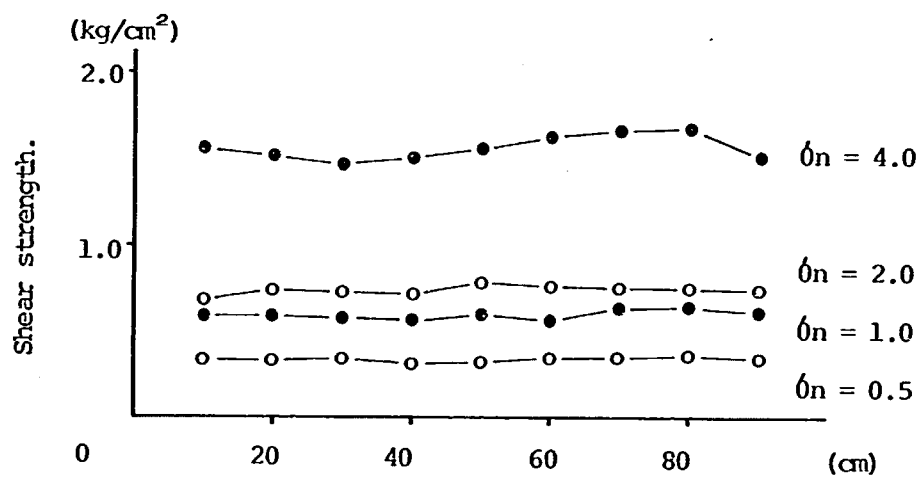
Shear speed = 0.001 mm/min.



Displacement.

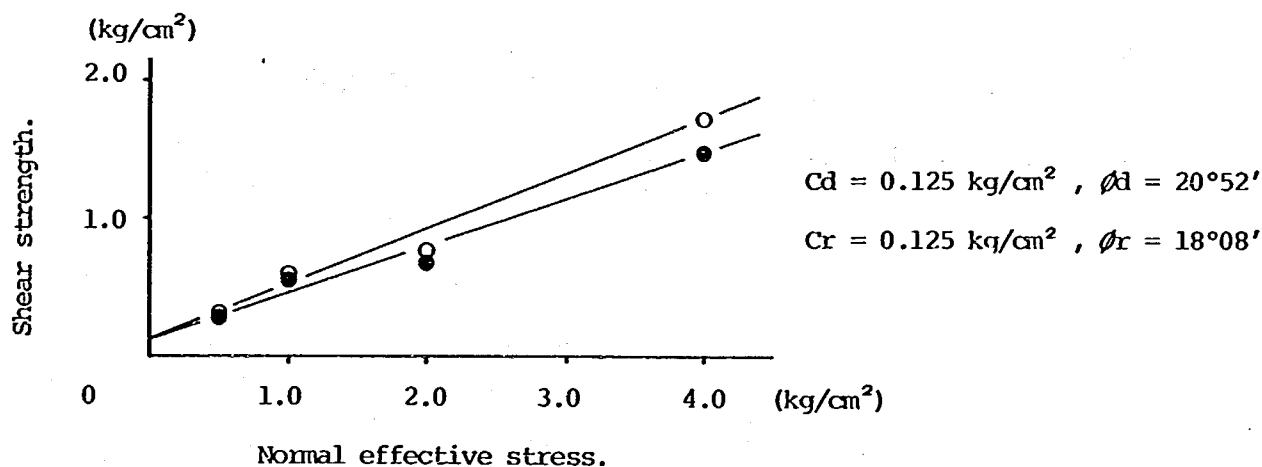
☒ D-1-1

Shear speed = 0.1 mm/min.



Displacement.

☒ D-1-2



☒ D-1-3

OHMAE Landslide.
disturbed sample
reversal direct shear test.

大前地すべり (群馬県)

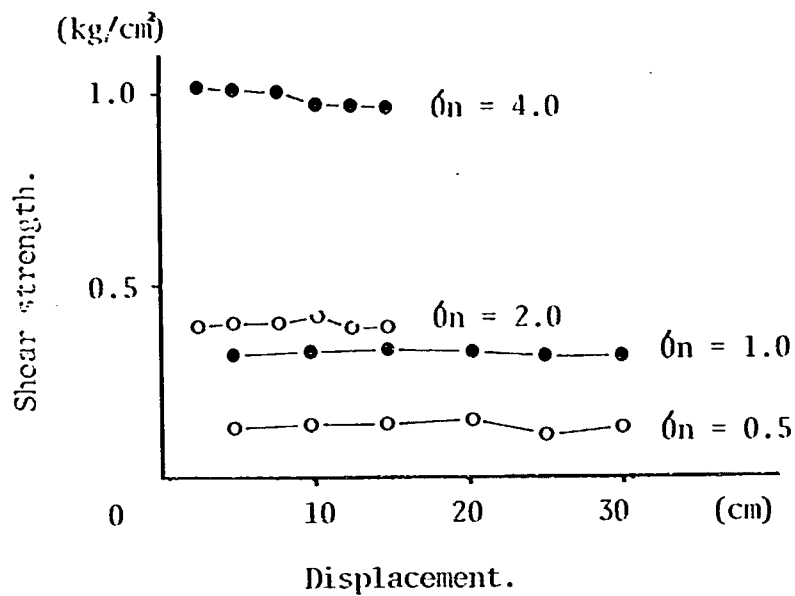


図 D-2-1

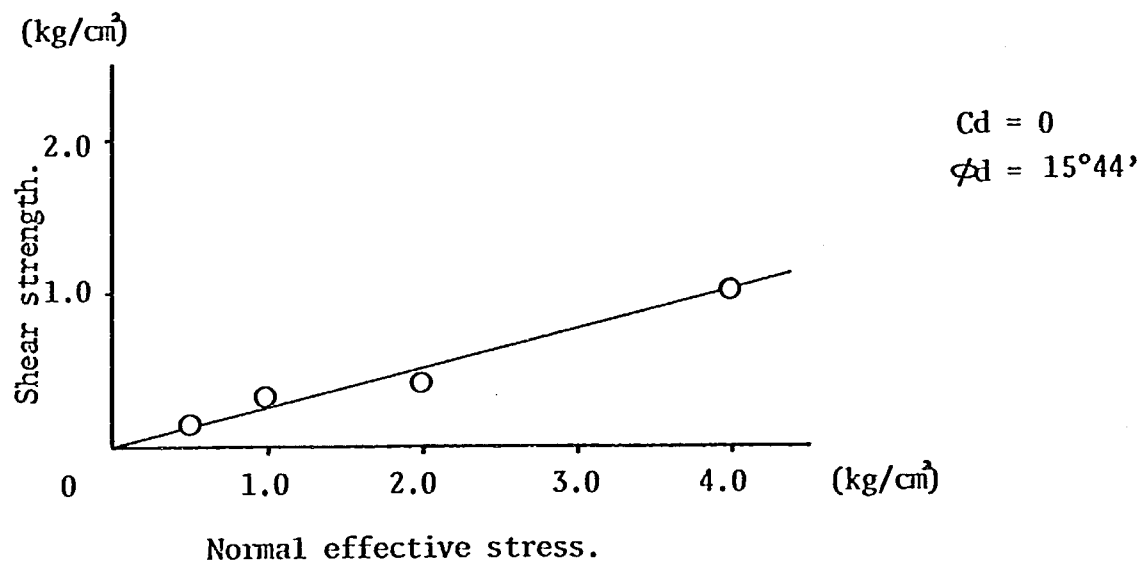


図 D-2-2

QMF landslide.
disturbed sample
reversal direct shear test.

大前地すべり (群馬県)

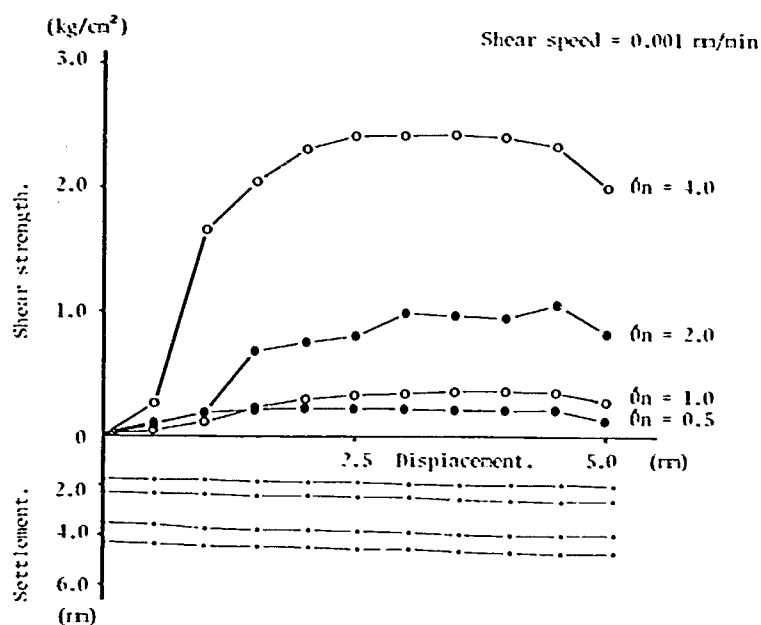


図 D-3-1

Shear speed = 0.1 mm/min

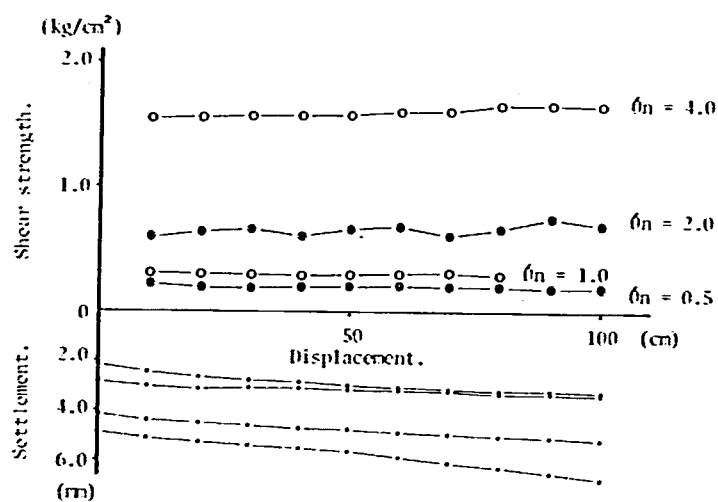


図 D-3-2

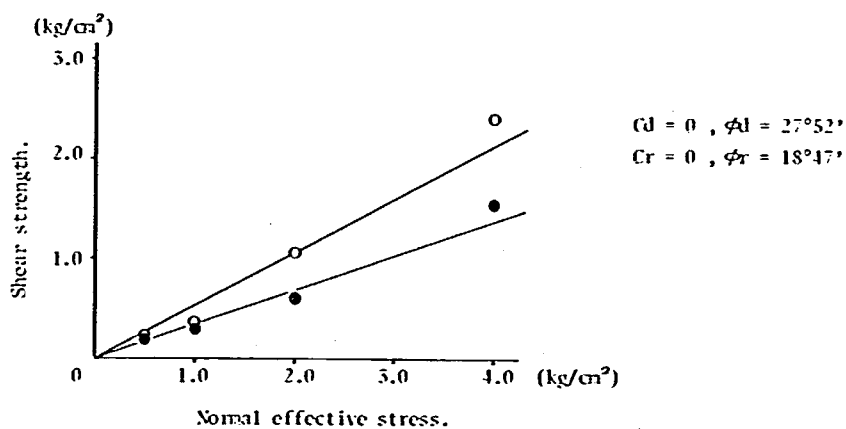
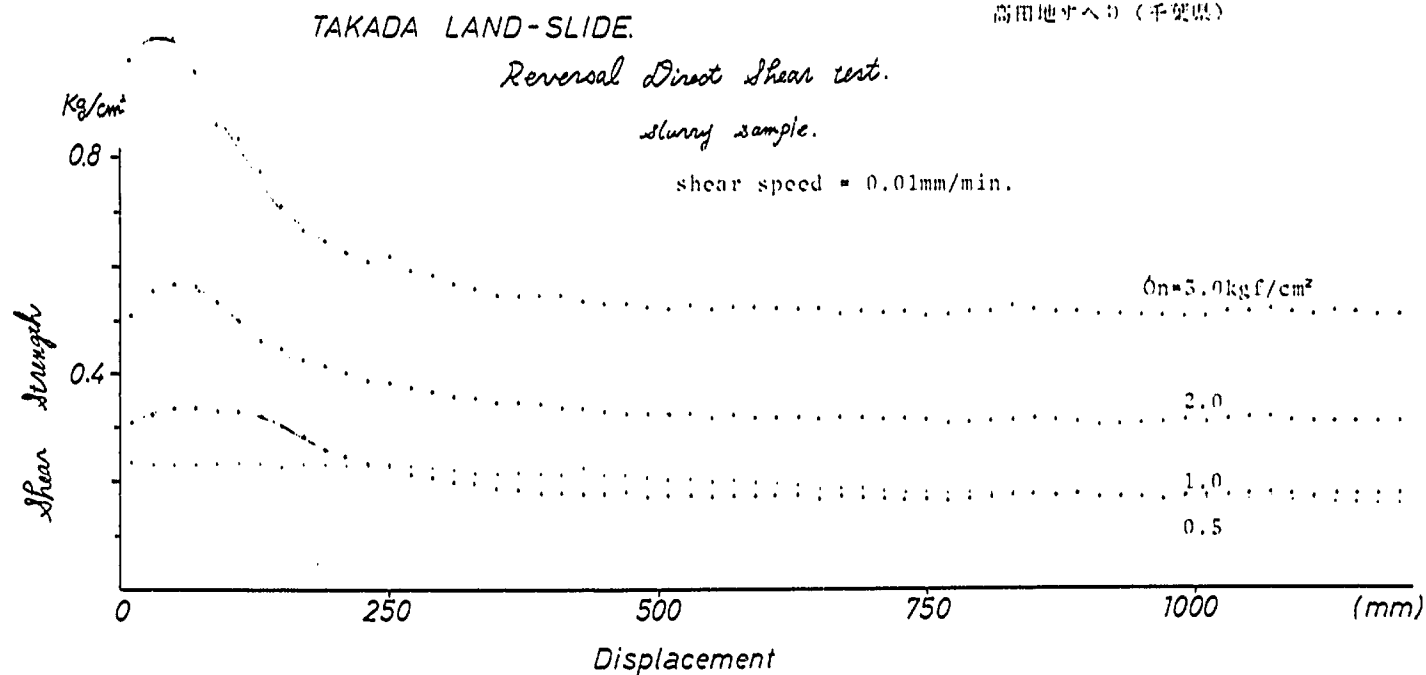
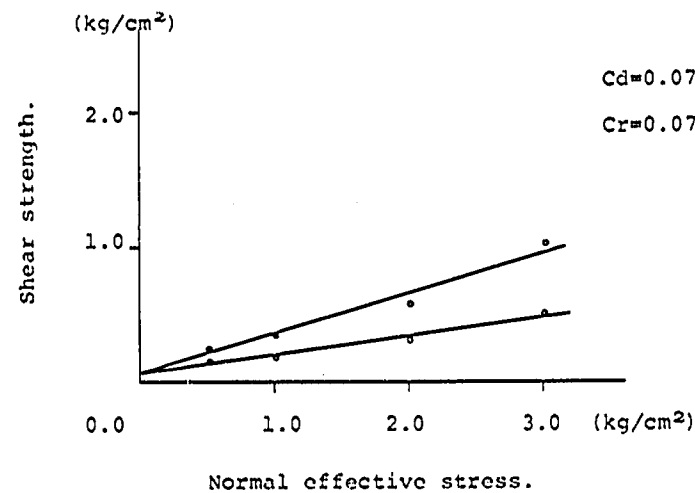


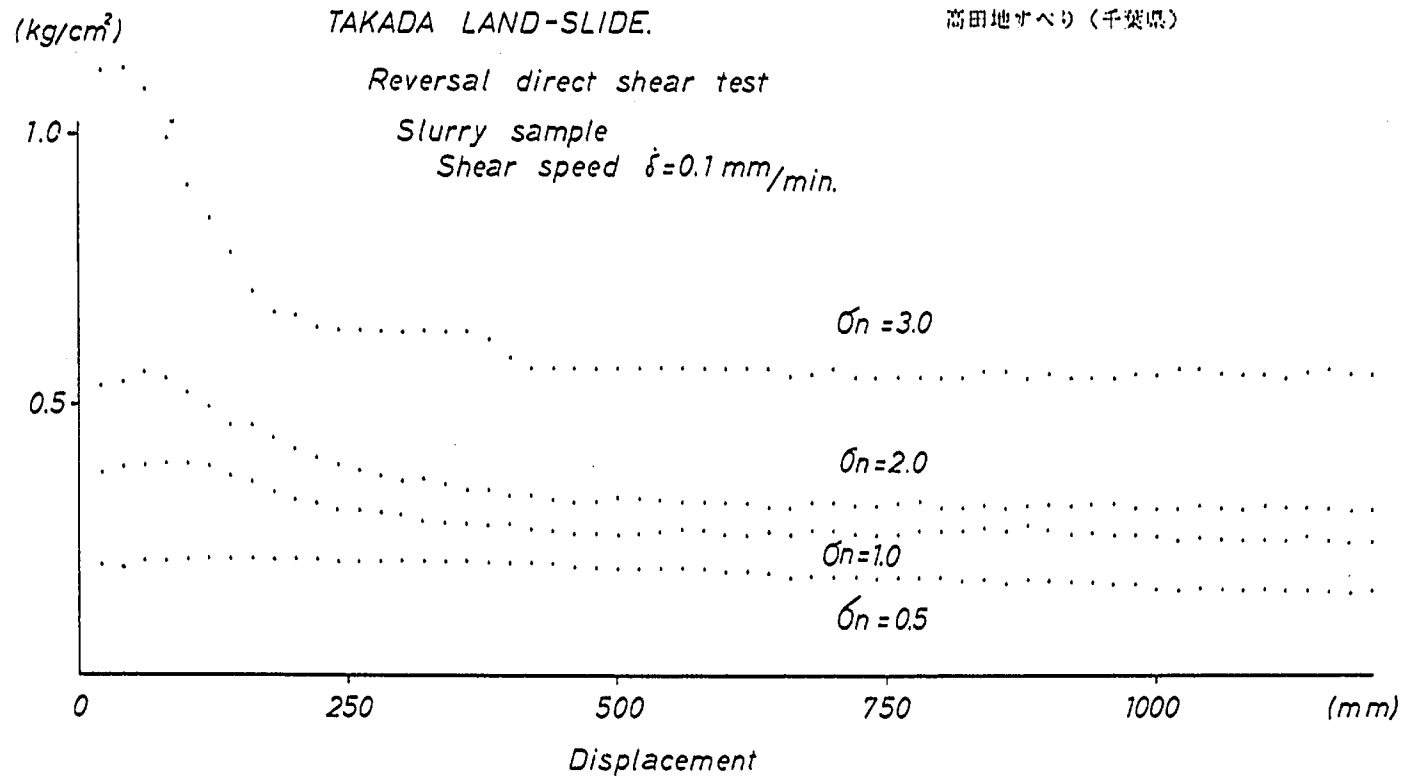
図 D-3-3



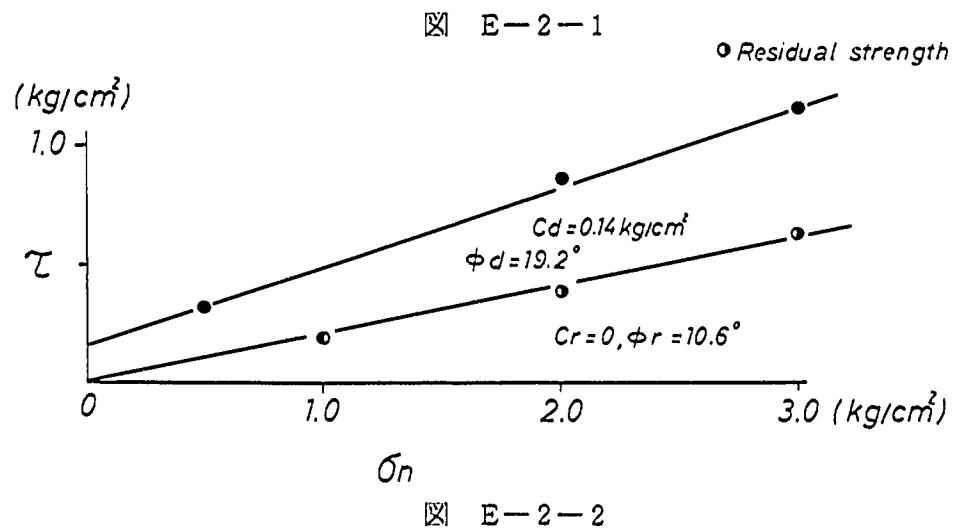
☒ E-1-1

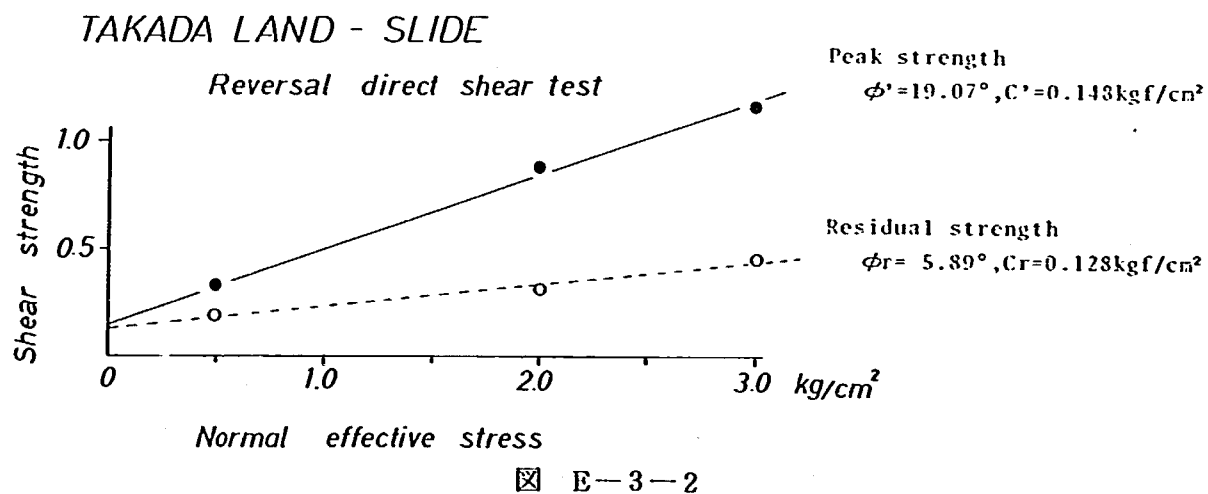
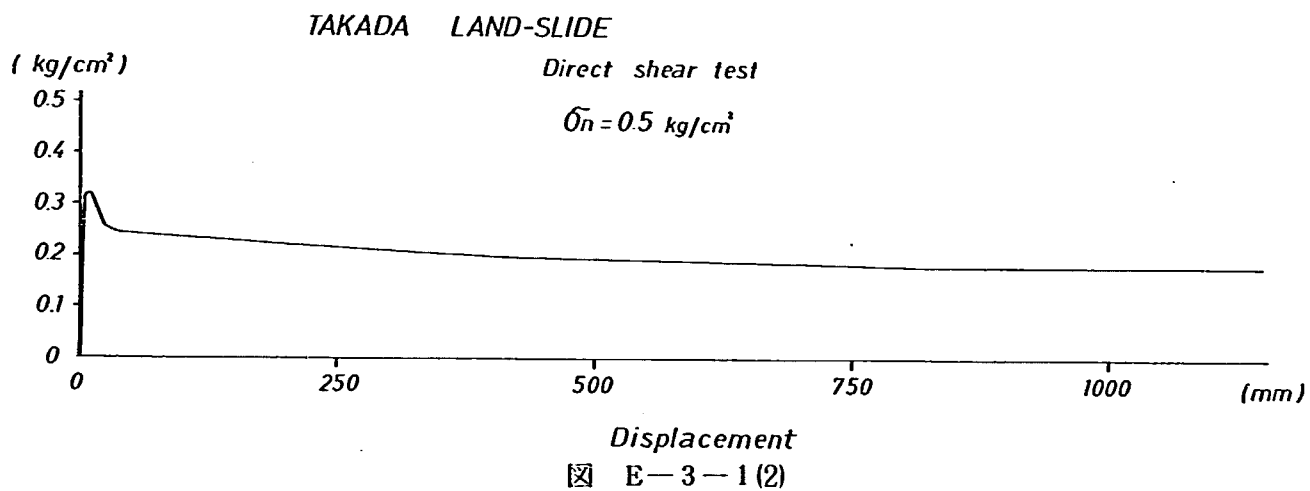
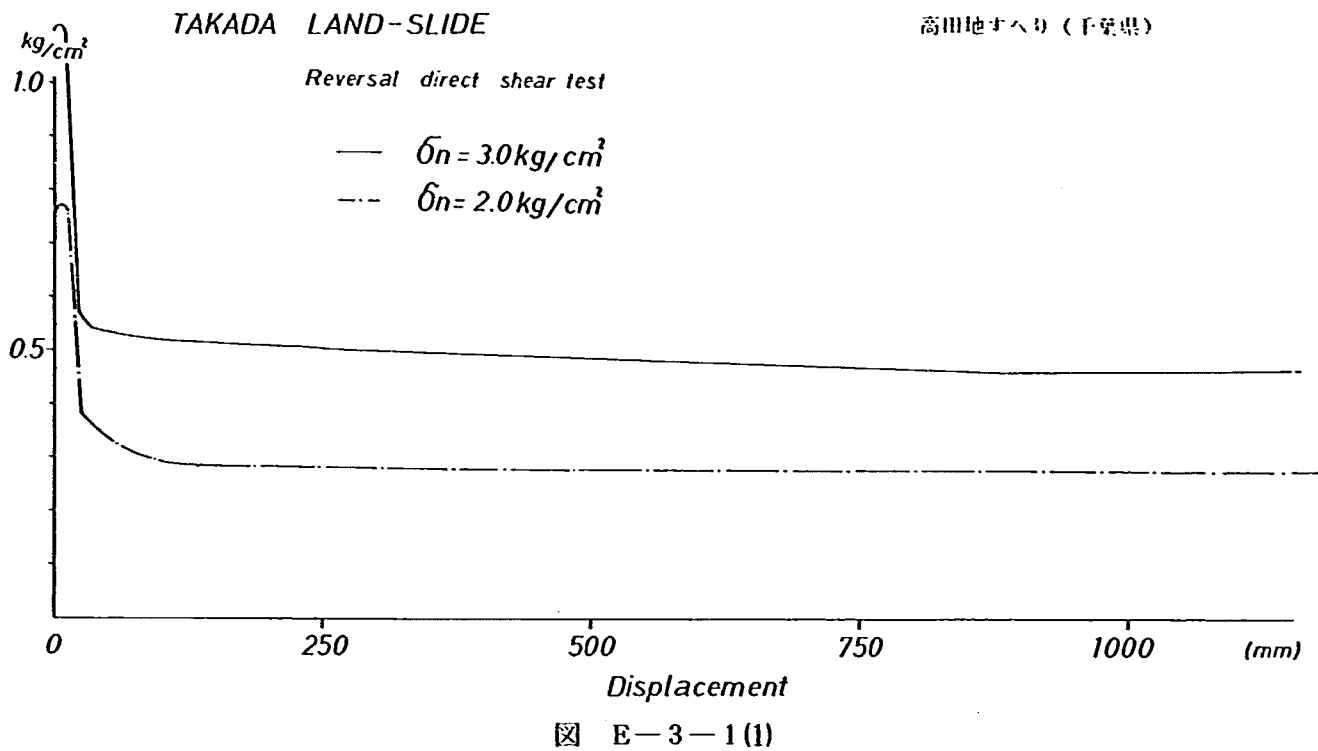


☒ E-1-2



TAKADA LAND SLIDE.
Reversal direct shear test
Slurry sample
Tension zone Load Cell Data.





ABEKURA Landslide

阿部倉地すべり (神奈川県)

Ring shear test.

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$

Shear speed = 0.1mm/min.

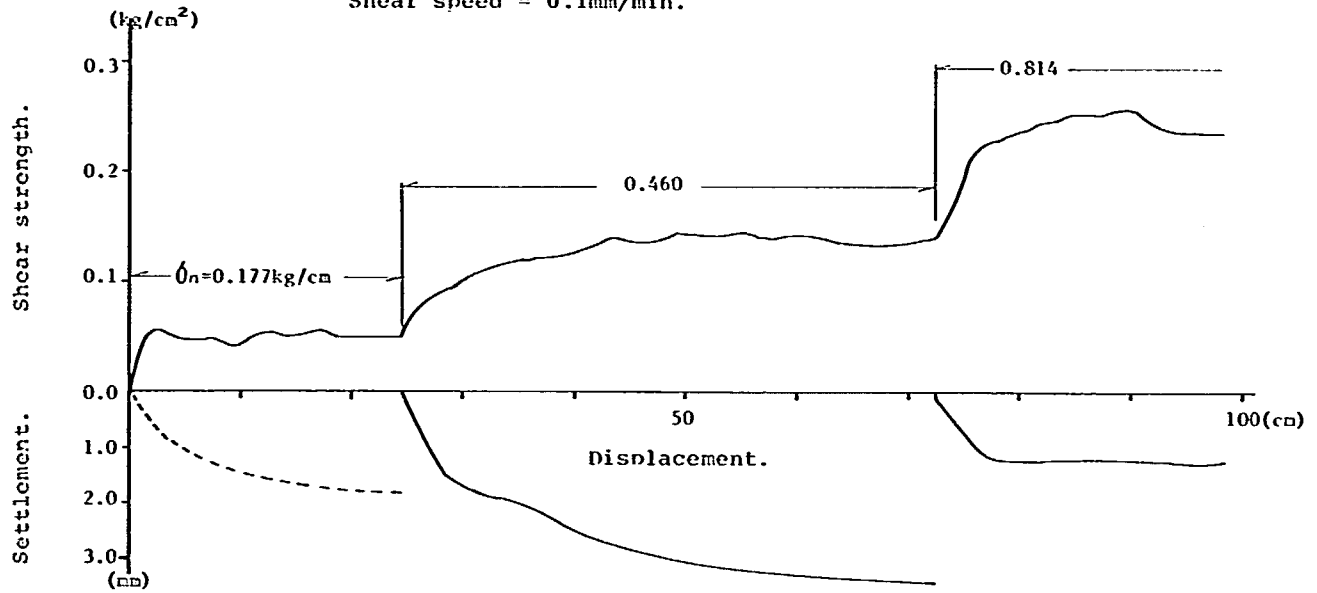


図 F-1-1

ABEKURA Landslide

Ring shear test.

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$

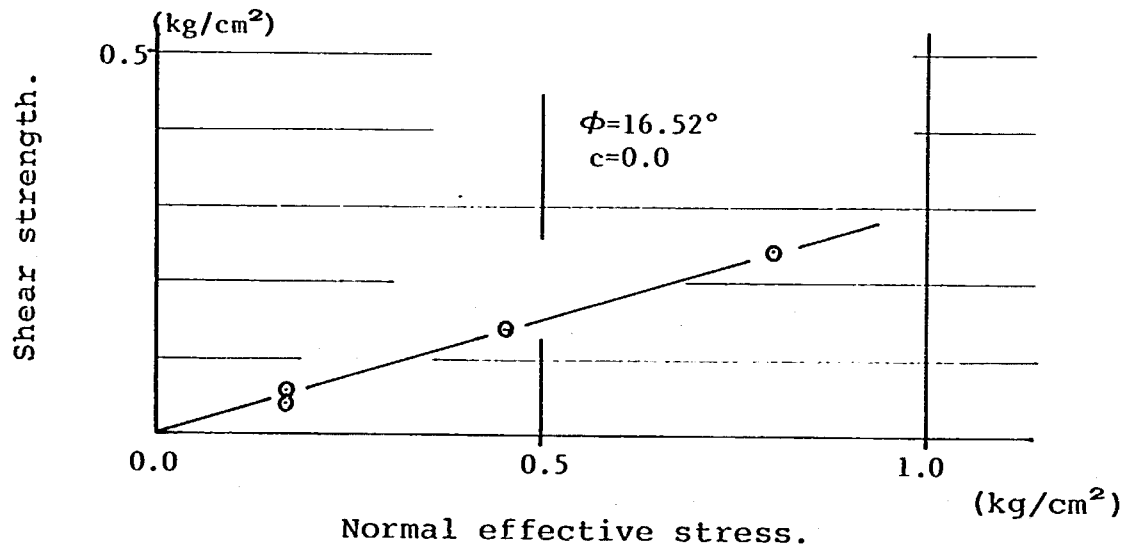


図 F-1-2

KIKOBA Landslide.
Simple shear.
Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$
Shear speed = 0.1mm/min .

本吉地区土砂 (神奈川県)

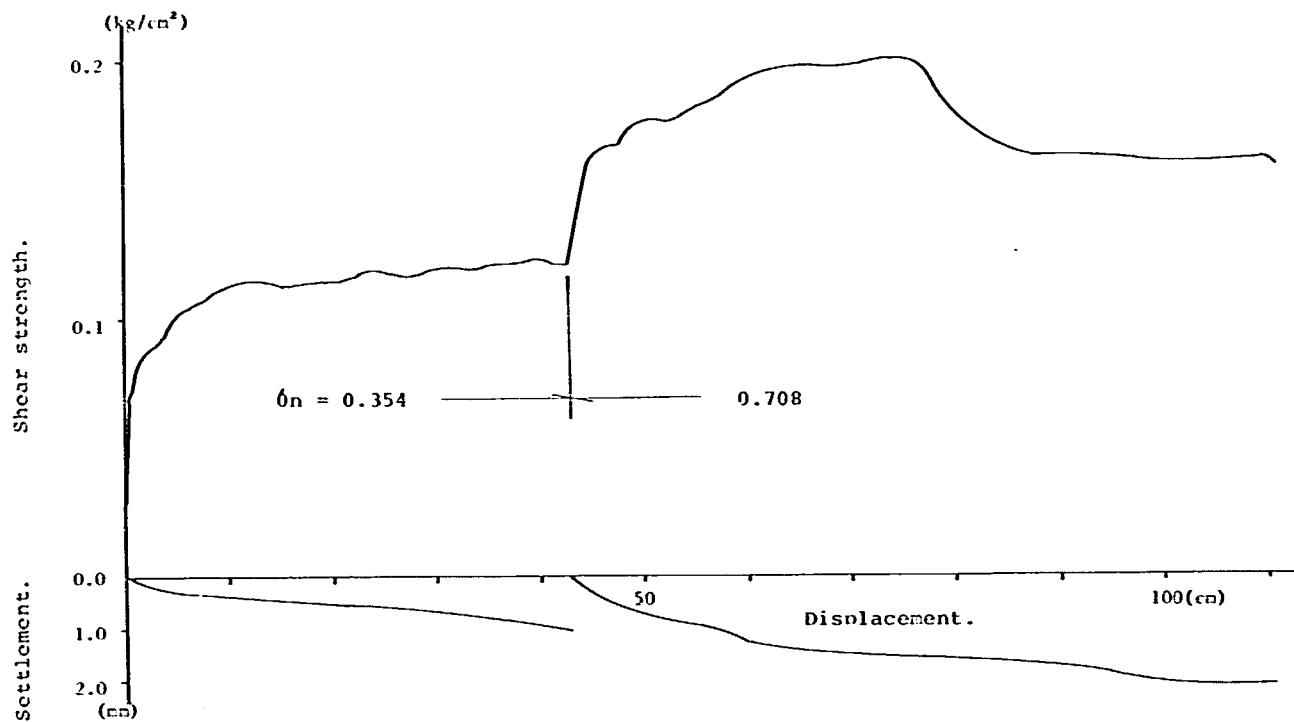


図 F-2-1

KIKOBA Landslide.

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$

$\dot{\epsilon} = 0.1\text{mm/min}$

simple shear

G.S.=2.56

L.L.=80.0

P.L.=26.6

P.I.=53.4

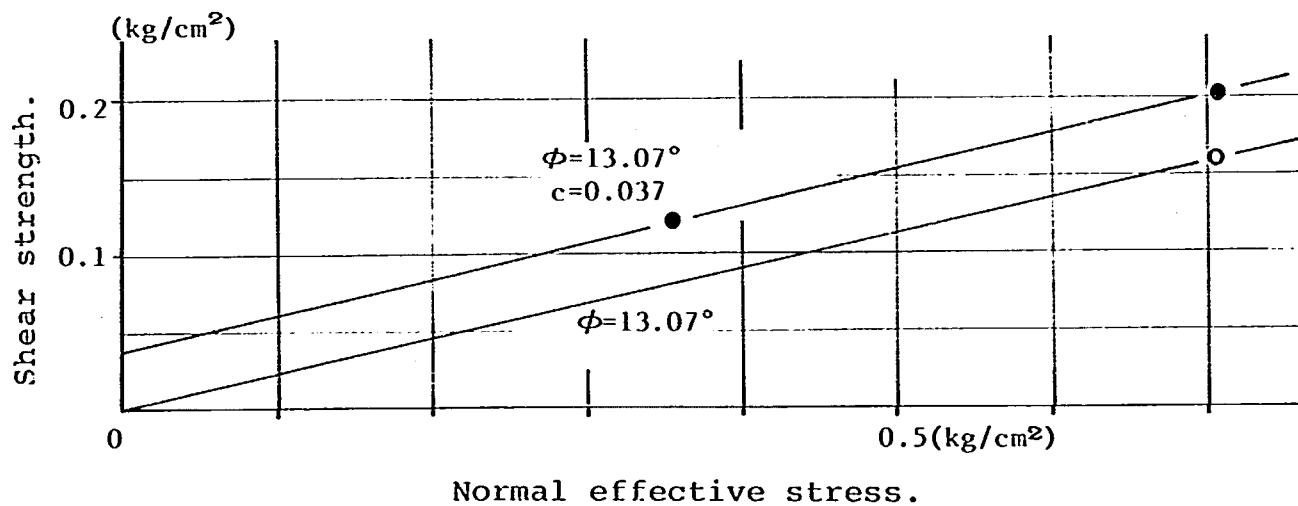


図 F-2-2

NOBI Landslide.

野比地すべり（神奈川県）

H=19.1~19.5m
 $\dot{\epsilon}=0.02\text{mm/min}$

L.L.=52.3
 P.L.=28.0
 P.I.=24.3

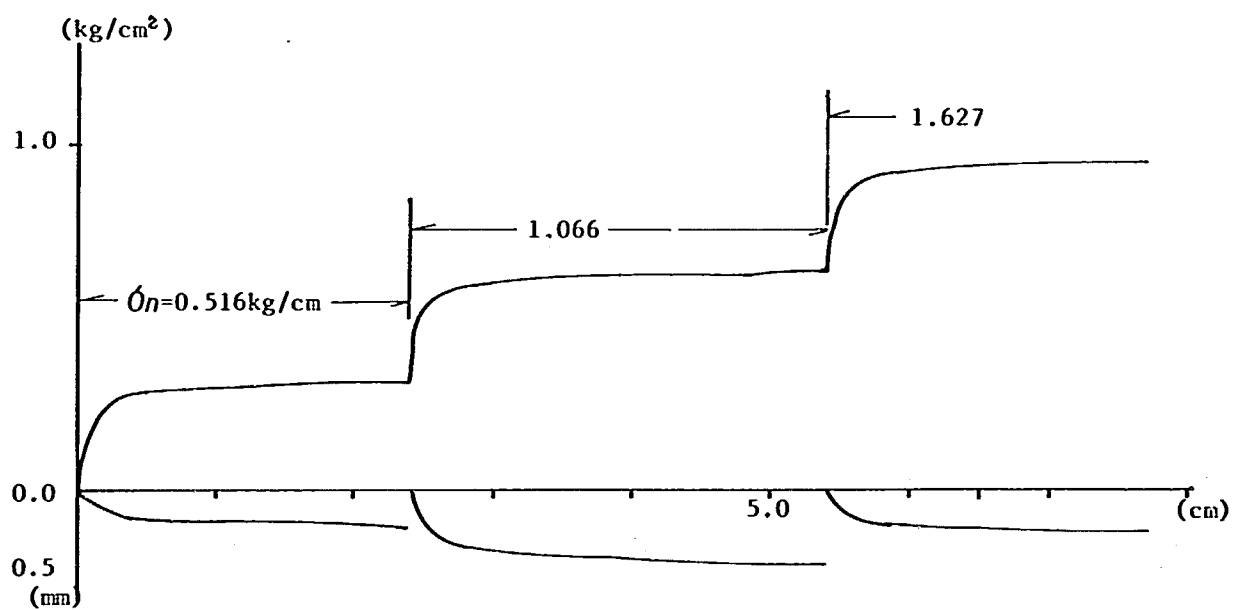
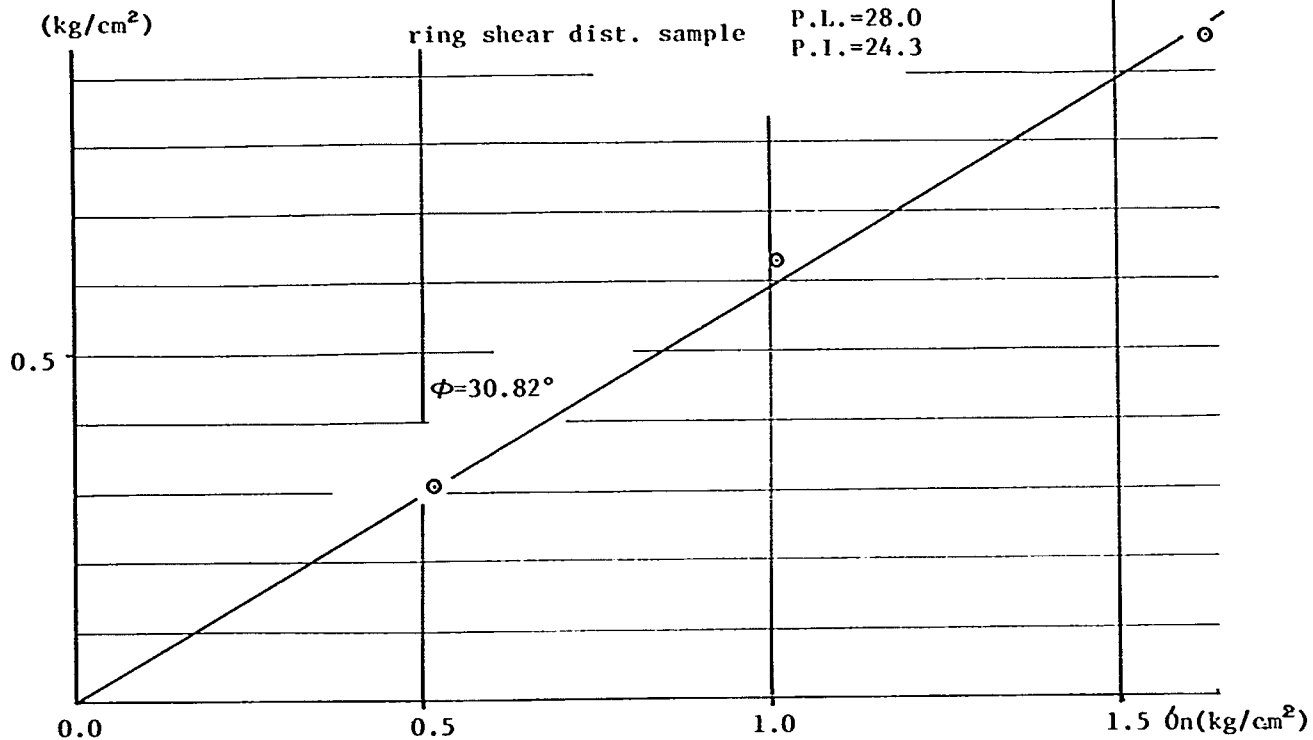


図 F-3

NOBI Landslide.

野比地すべり (神奈川県)

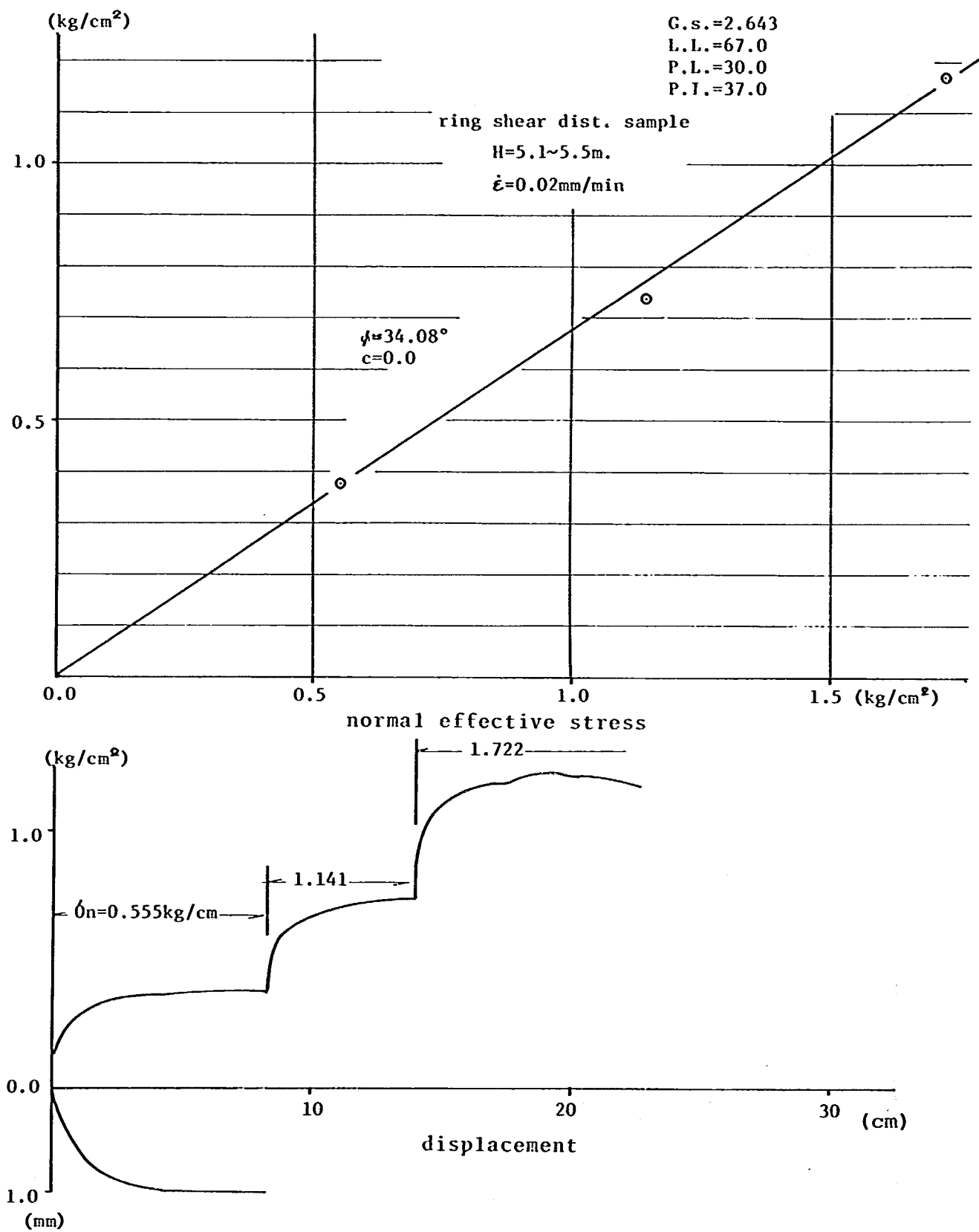


図 F-4

NOBI Landslide.

野比地すべり (神奈川県)

H=2.45~3.0m
 $\dot{\epsilon}=0.02\text{mm/min}$

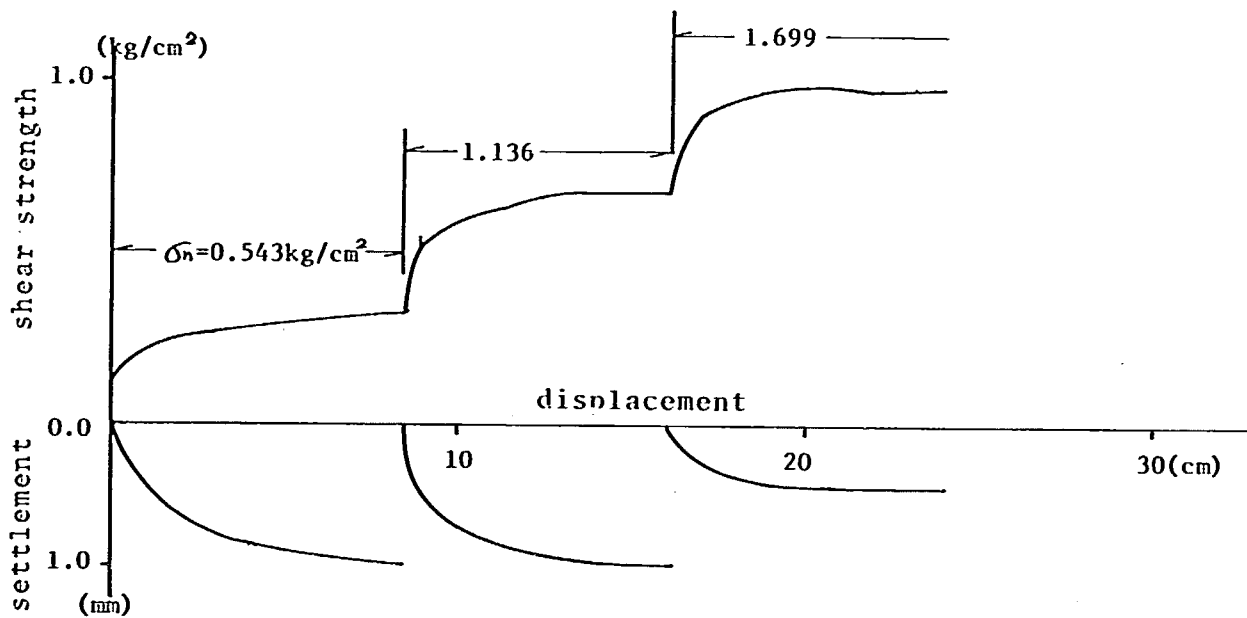
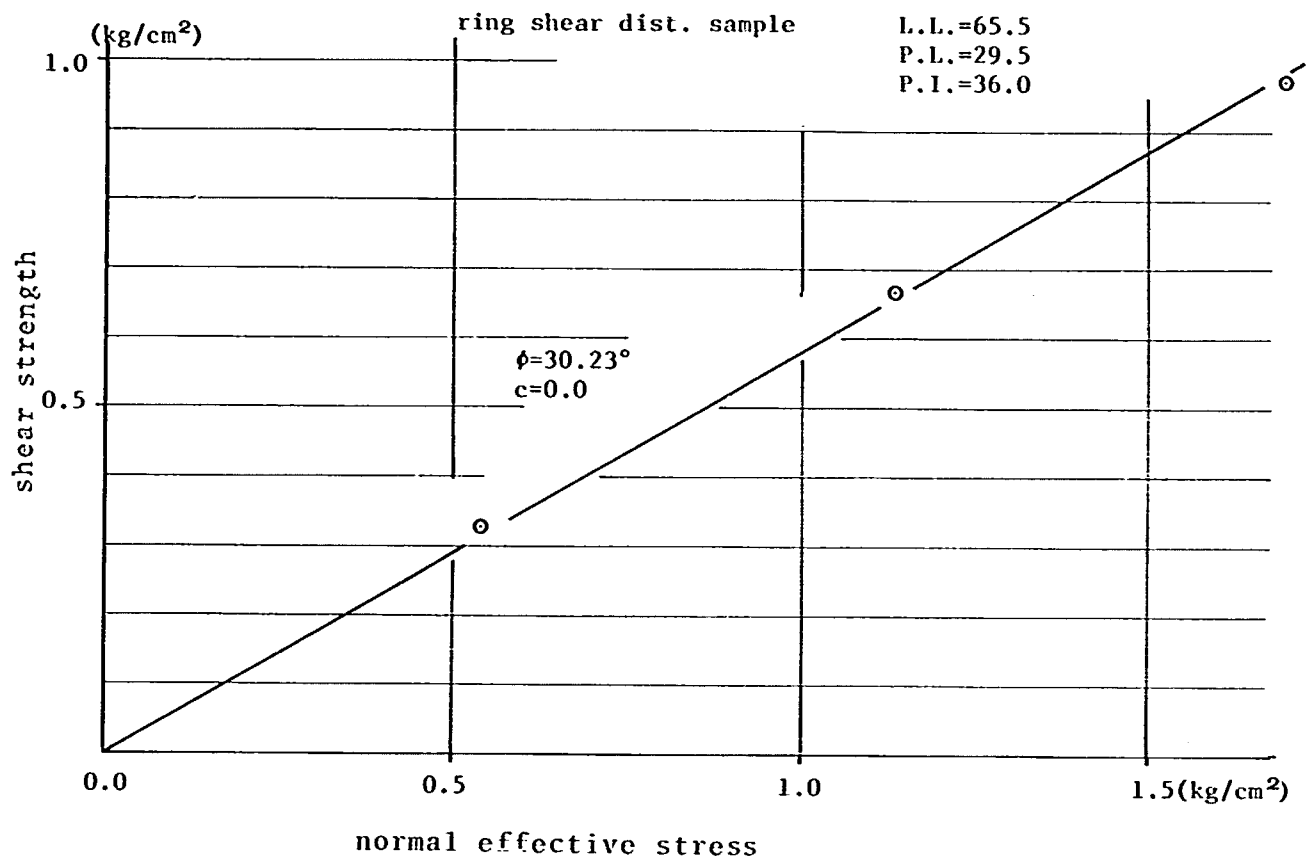


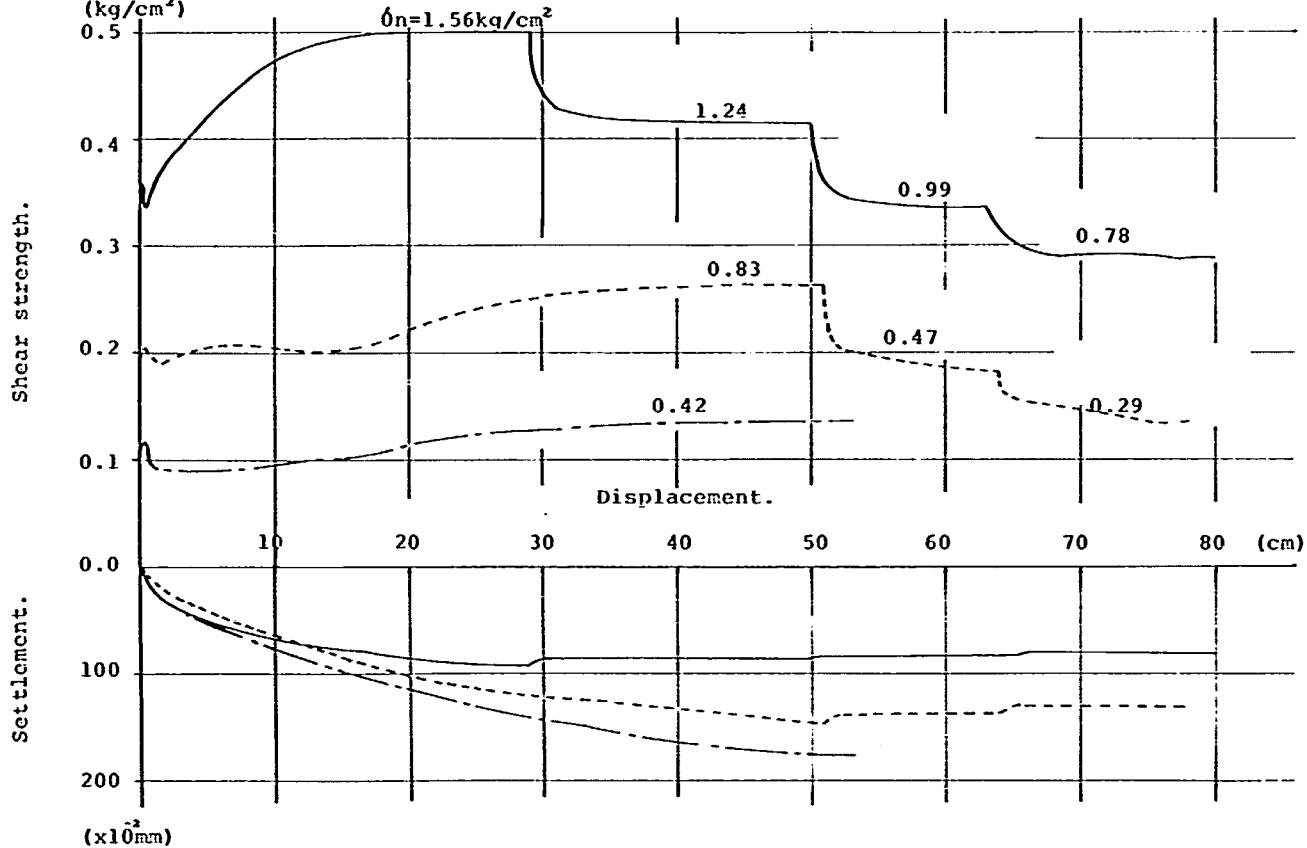
図 F-5

SARUKUYOHJI Landslide.

提供表 地すべり (新潟県)

Reversal direct shear test. Shear speed = 0.1 mm/min.

disturbed sample Clay soil sampled from slip surface.
(kg/cm²) $\sigma_n = 1.56 \text{ kg/cm}^2$

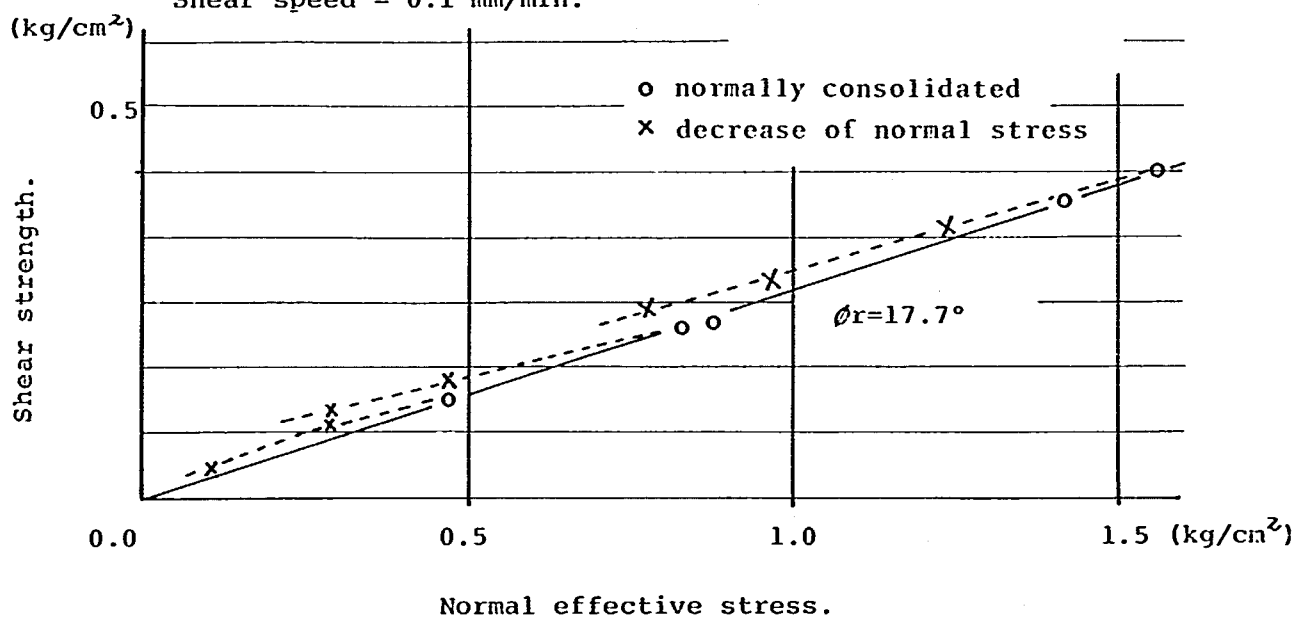


☒ G-1-1

SARUKUYOHJI Landslide.

Reversal direct shear test. (CD)

Shear speed = 0.1 mm/min.



☒ G-1-2

SARUKUYOHJI Landslide. (precut sample.)

猿供養寺地すべり (新潟県)

Ring shear test. (CD)

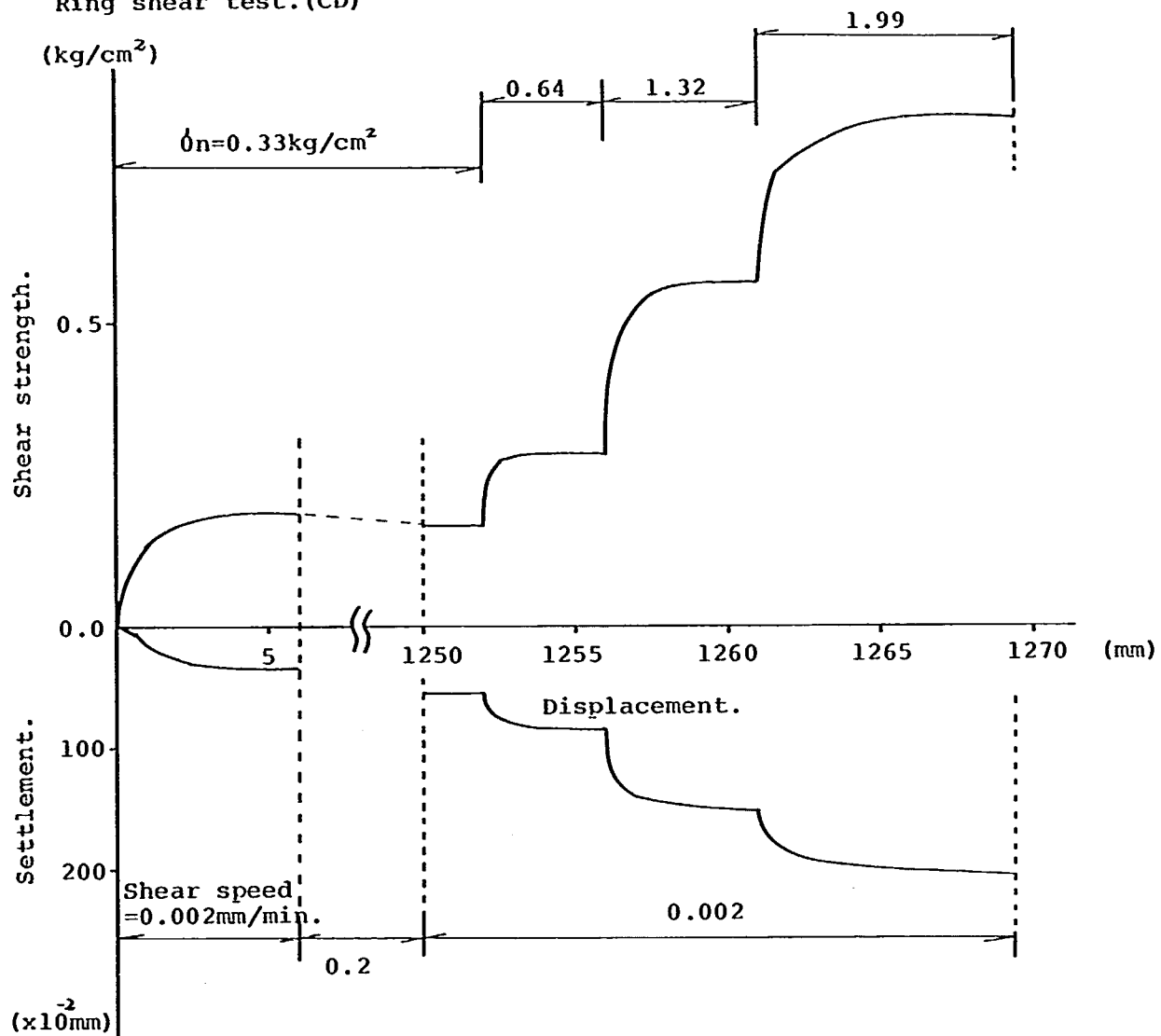


図 G-2-1

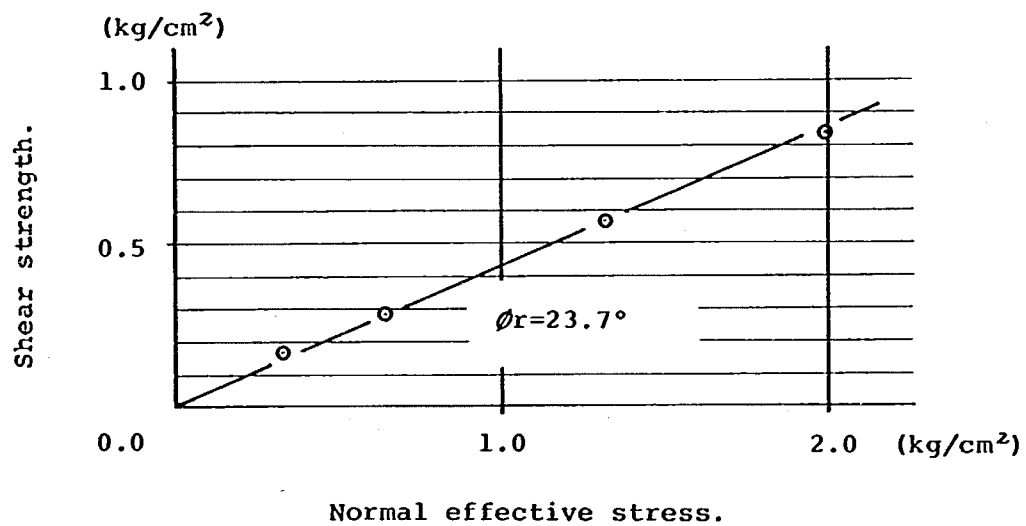


図 G-2-2

SARUKUYOHJI Landslide. (clay soil sampled from slip surface.) 最良表土地中 (新潟県)
 Ring shear test. (CD) undisturbed sample Shear speed = 0.002 mm/min.

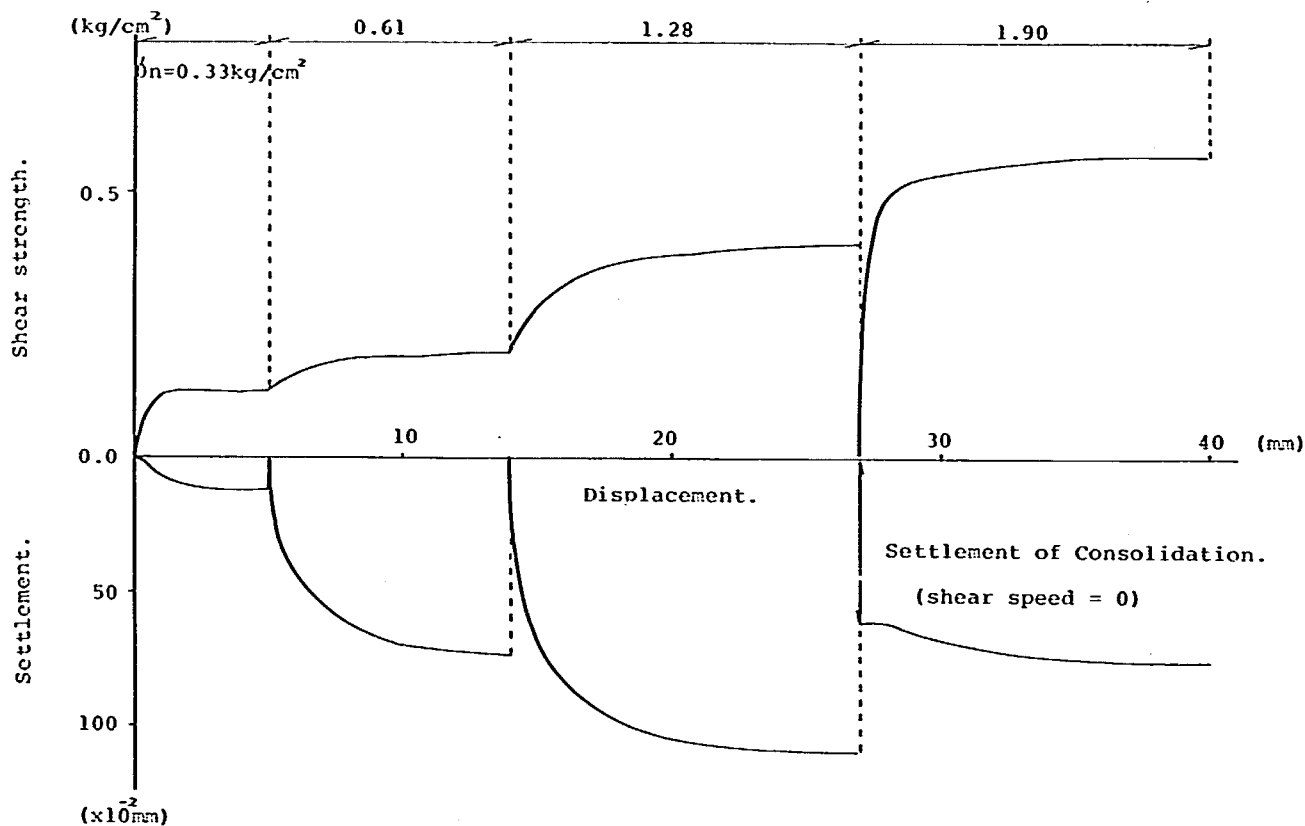


図 G-3-1

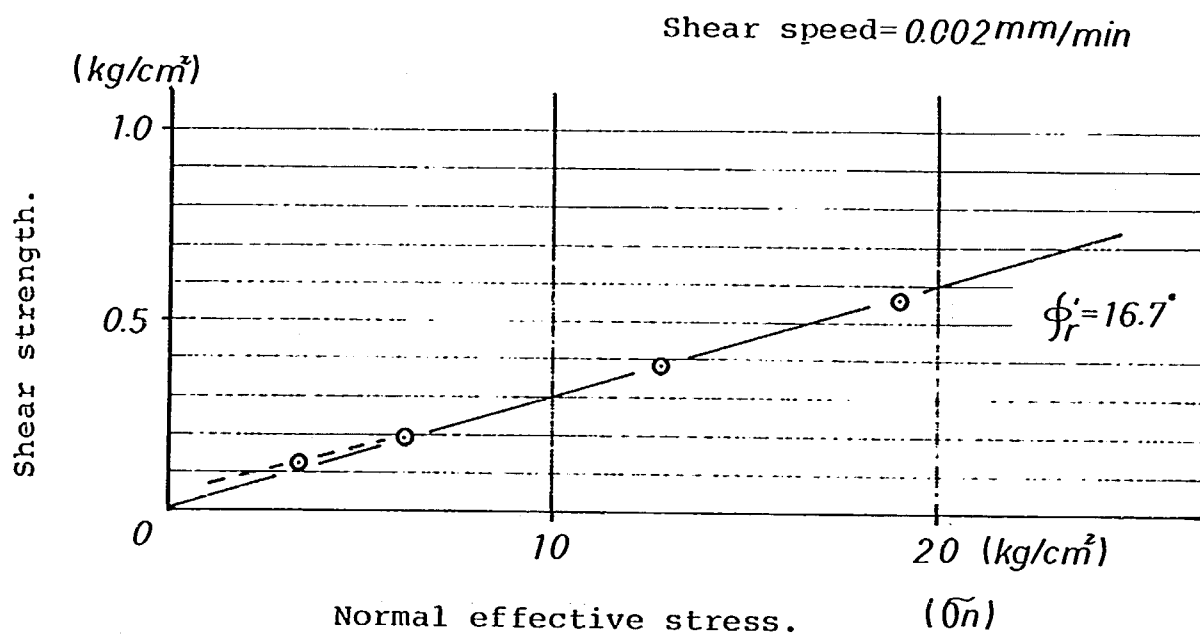


図 G-3-2

Sarukuyōji Land Slide

Ring shear test 猿供養寺地すべり (新潟県)

undisturbed sample

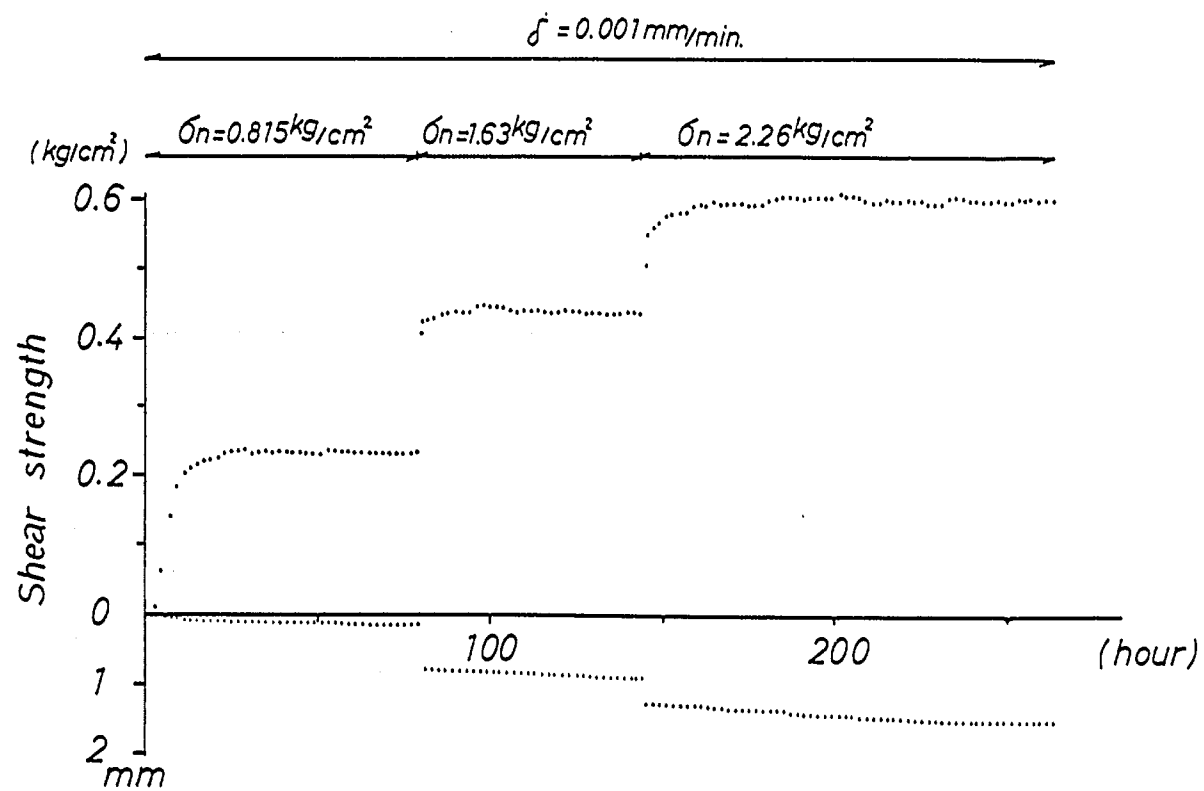
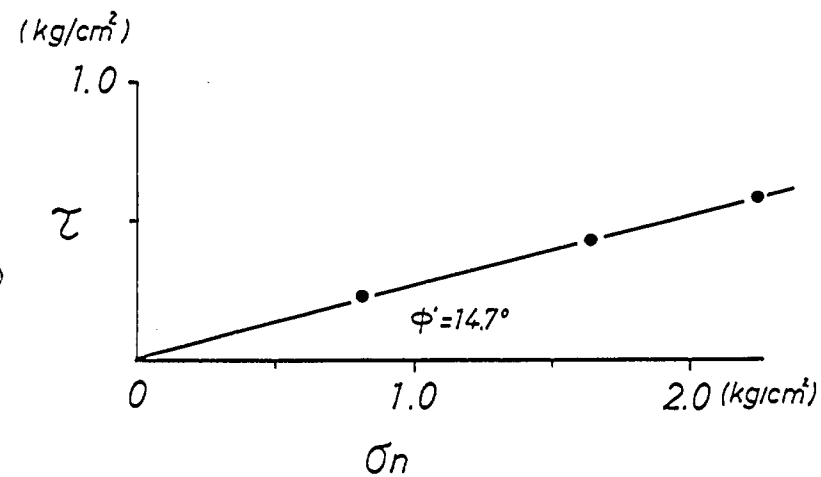


図 G-4

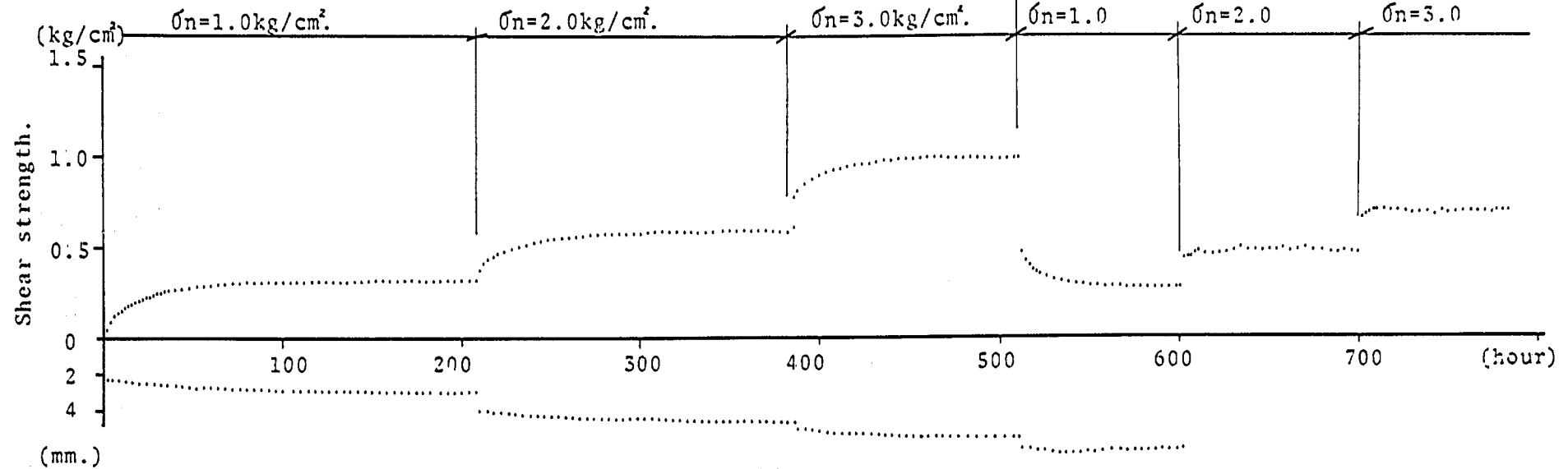
AKASAKI Landslide.

赤崎地すべり (新潟県)

Ring shear test. (Slurry sample $d < 2.0\text{mm}$.)

$\dot{\gamma} = 0.001\text{mm/min.}$

$\dot{\gamma} = 0.1\text{mm/min.}$



☒ G-5-1

○ Fully softened strength.

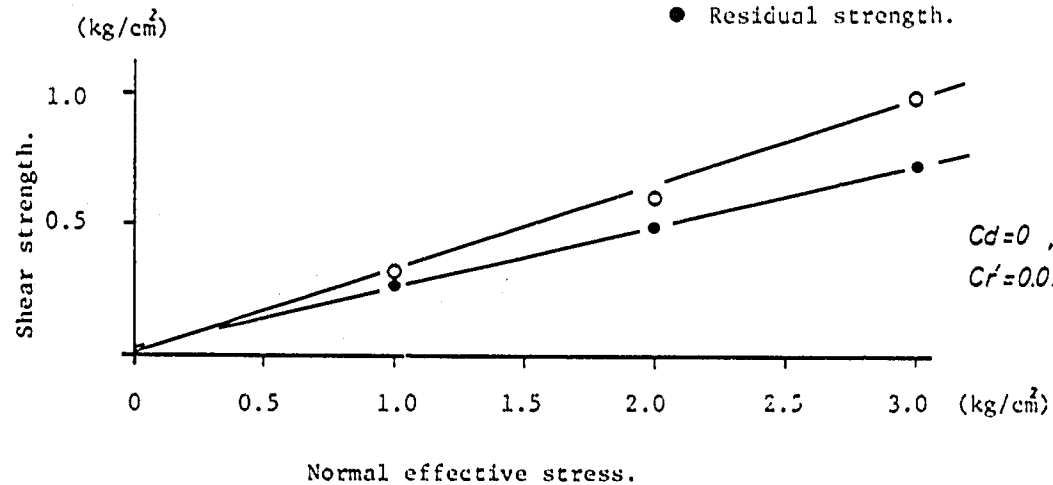
Gs 2.56

● Residual strength.

L.L. 68.4 %

P.L. 20.3 %

I.P. 48.3 %



$Cd=0, \phi d=18.1^\circ$

$Cr'=0.025\text{kg/cm}^2, \phi r'=13.5^\circ$

☒ G-5-2

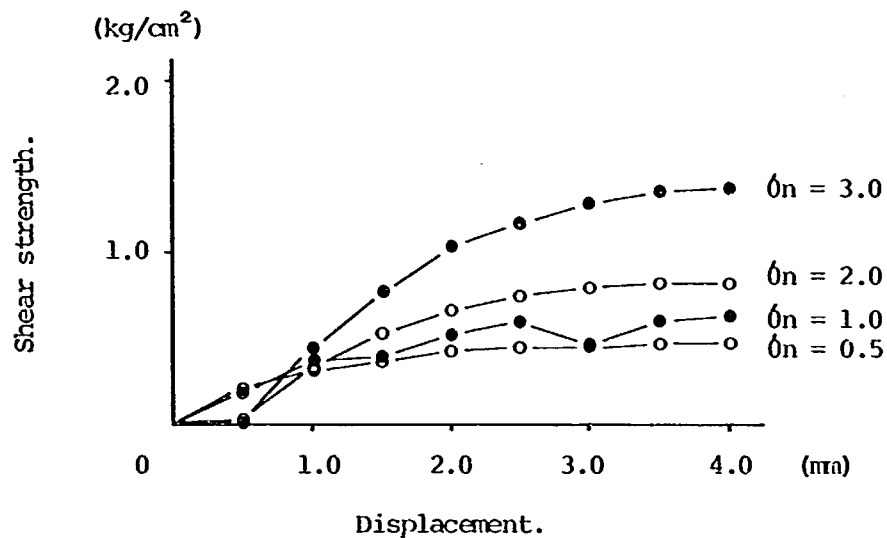
AKASAKI Landslide.

赤埴地すべり (新潟県)

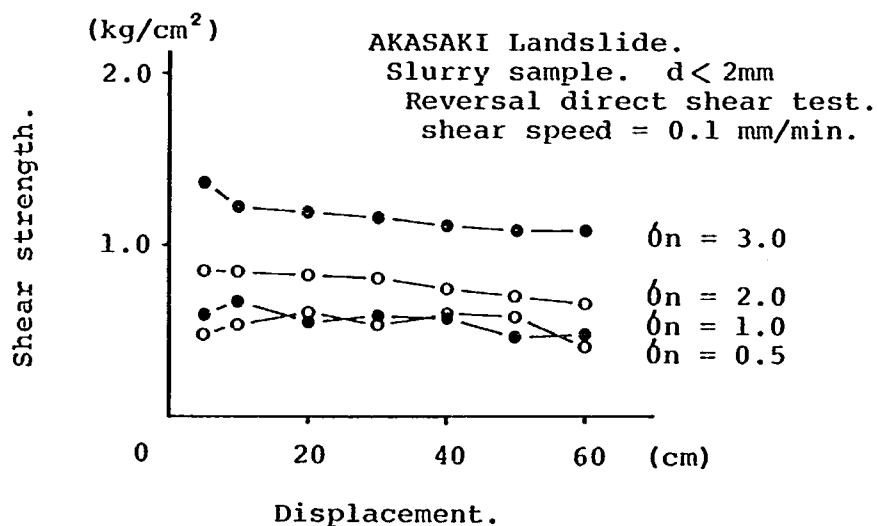
Slurry sample. $d < 2\text{mm}$

Reversal direct shear test.

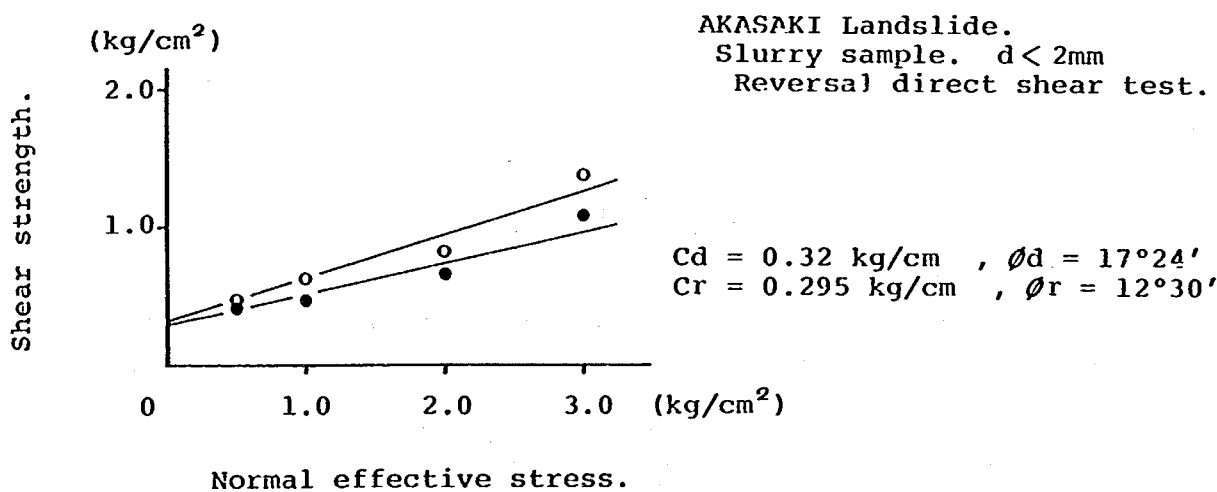
Shear speed = 0.001 mm/min.



☒ G-6-1



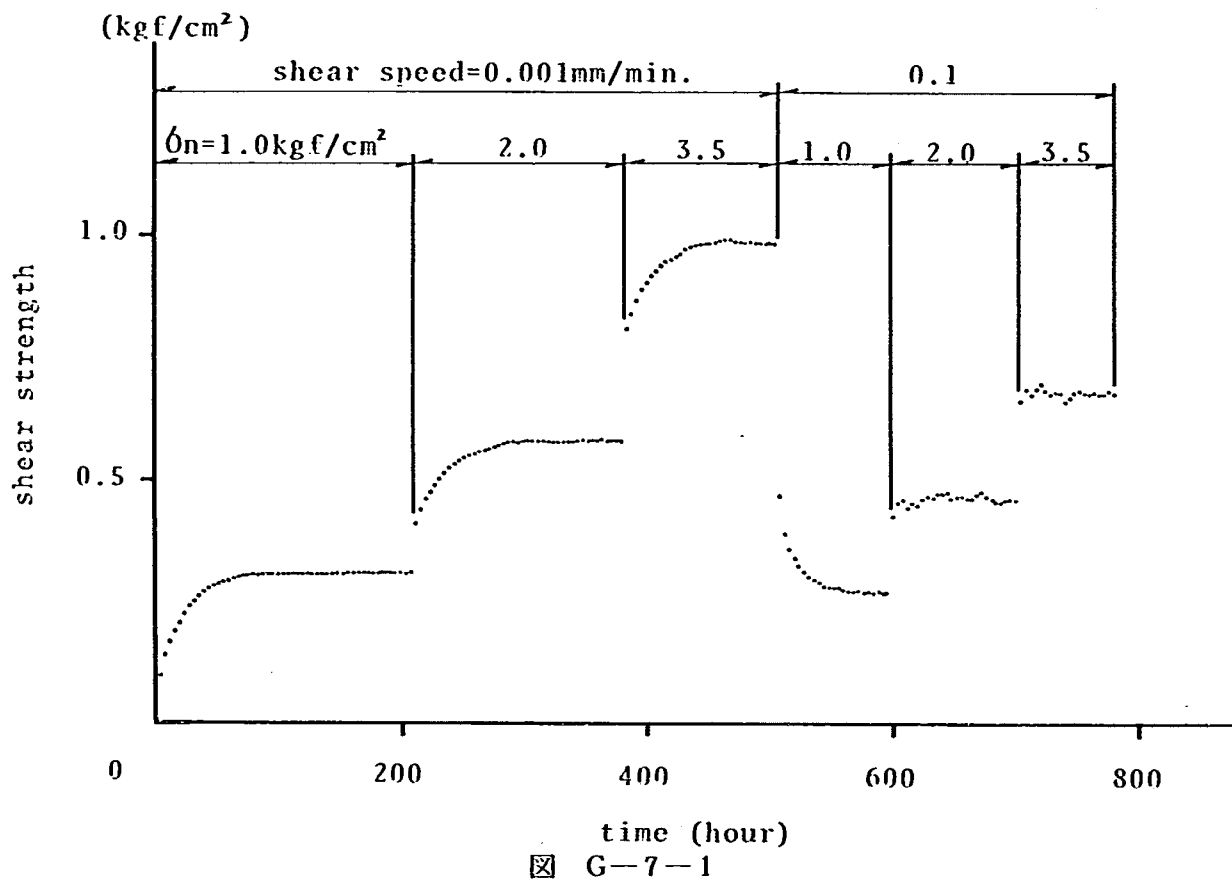
☒ G-6-2



☒ G-6-3

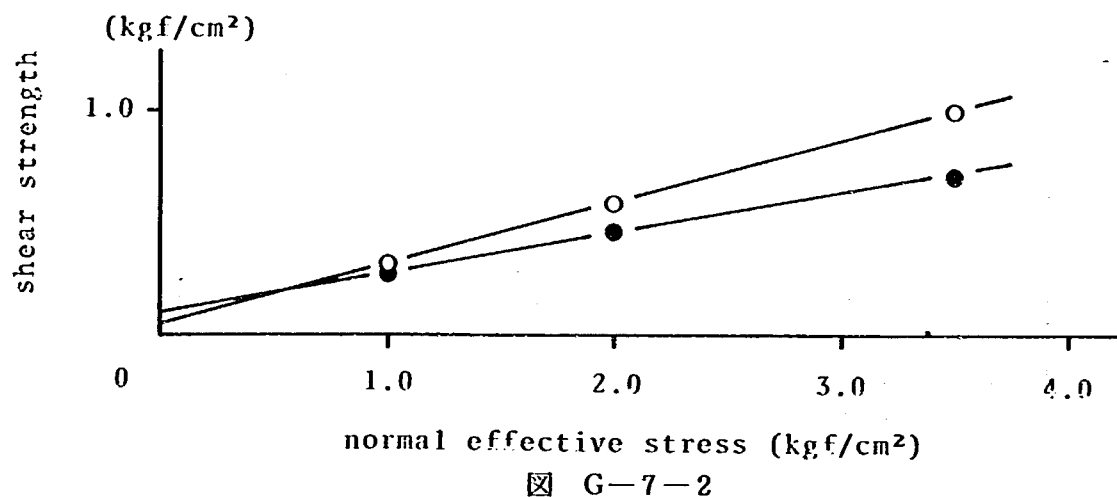
AKASAKI landslide
Ring shear test
slurry sample $420\mu > d$

赤埜地すべり (新潟県)



AKASAKI landslide
Ring shear test
slurry sample $420\mu > d$

Peak strength
 $\phi' = 15.11^\circ, C' = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$
Residual strength
 $\phi_r = 10.01^\circ, C_r = 0.10 \text{ kgf/cm}^2$



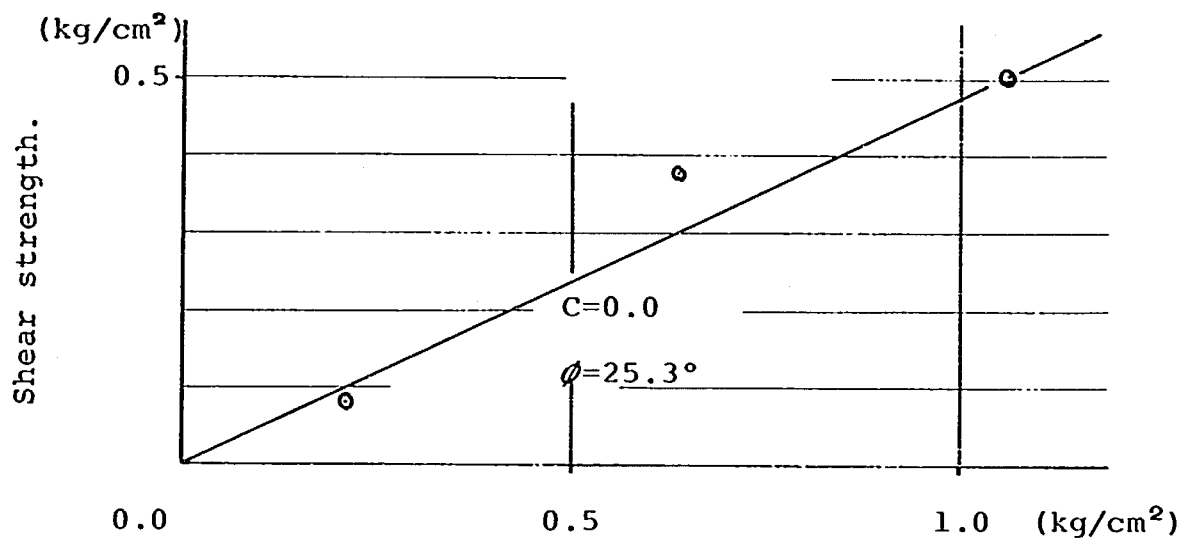
HIRAYAMA Landslide.

平山地すべり (新潟県)

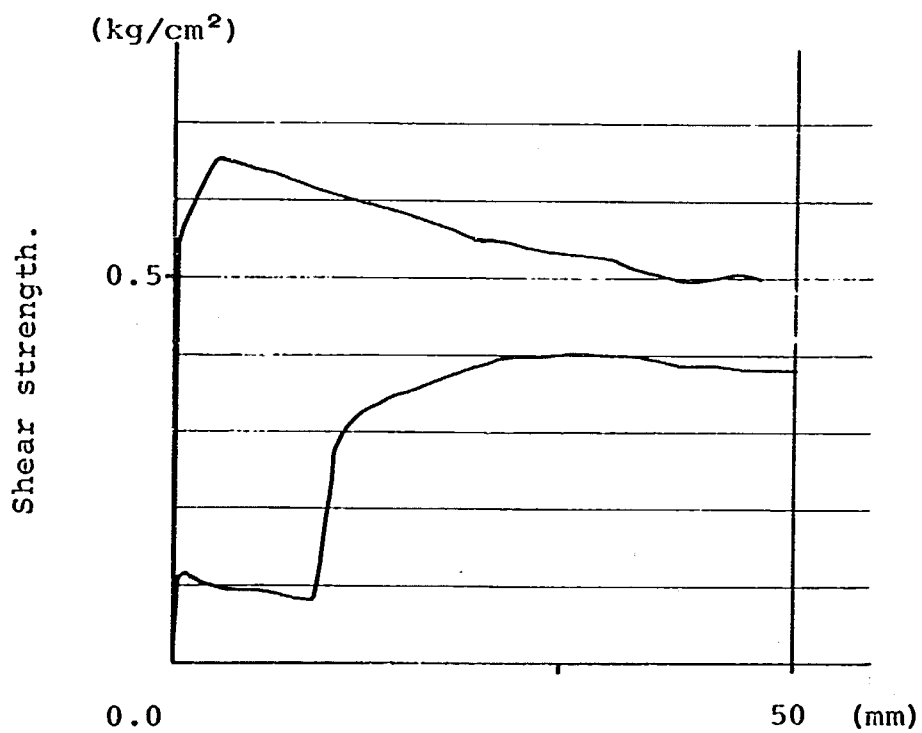
Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$

Simple shear.

Shear speed = 0.01 mm/min.

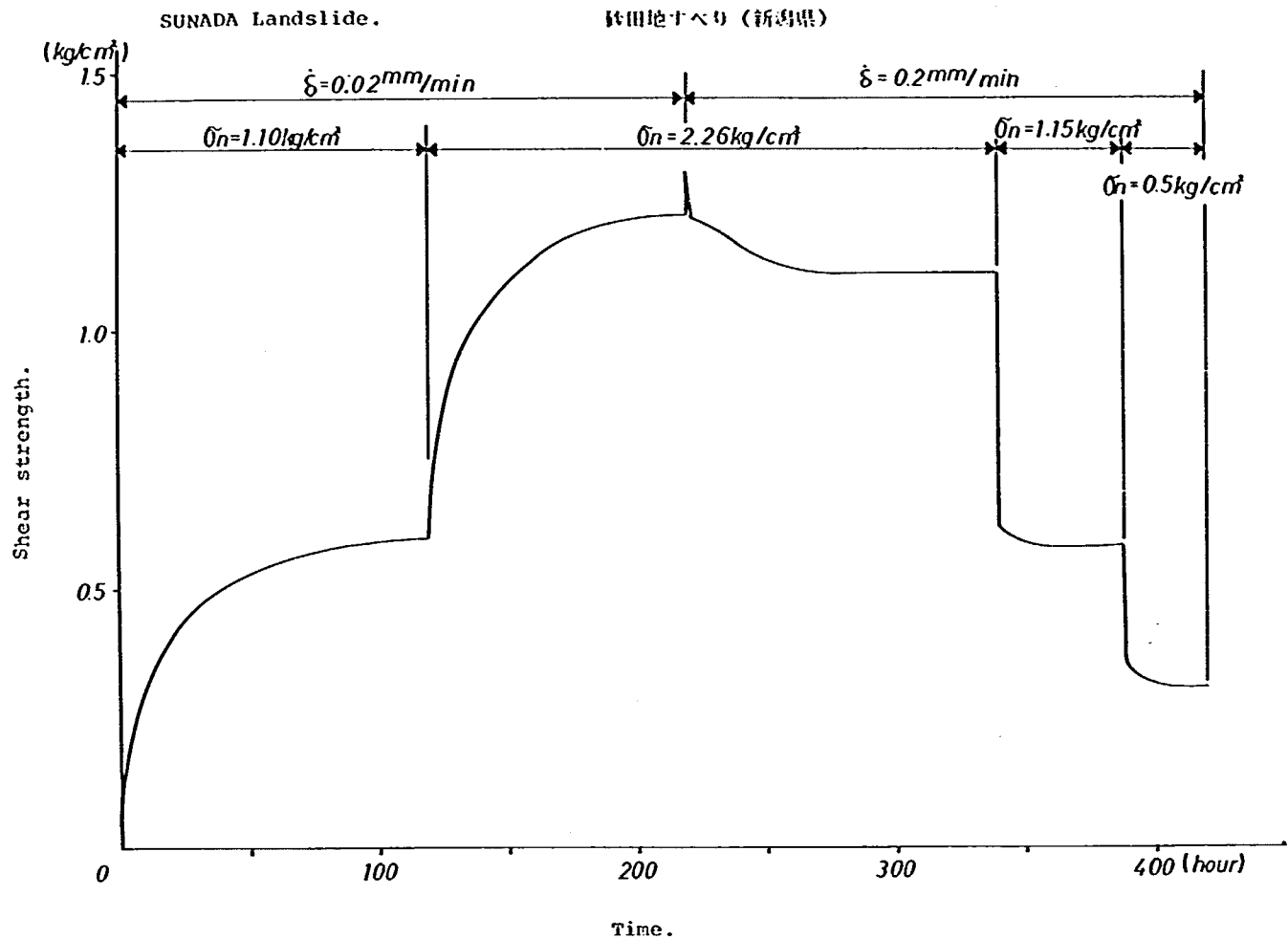


Normal effective stress.

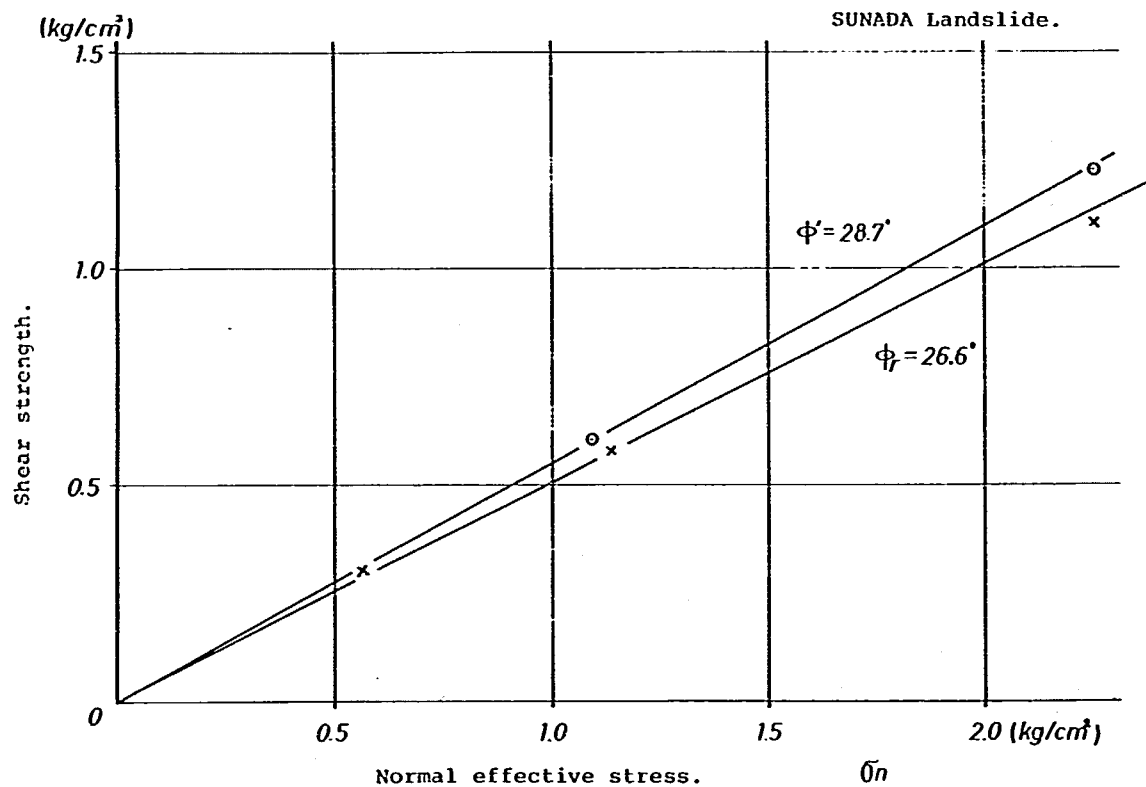


Displacement.

☒ G-8

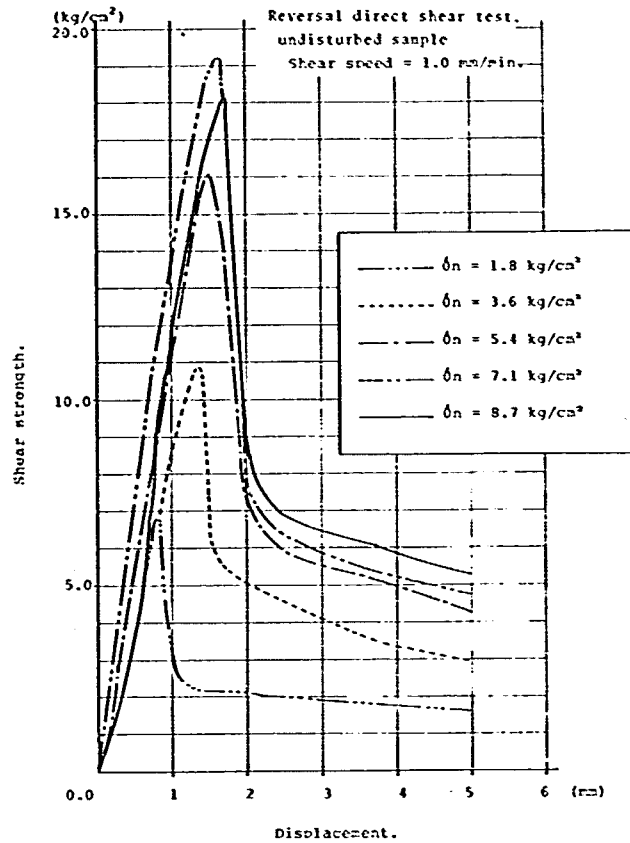


☒ G-9-1



☒ G-9-2

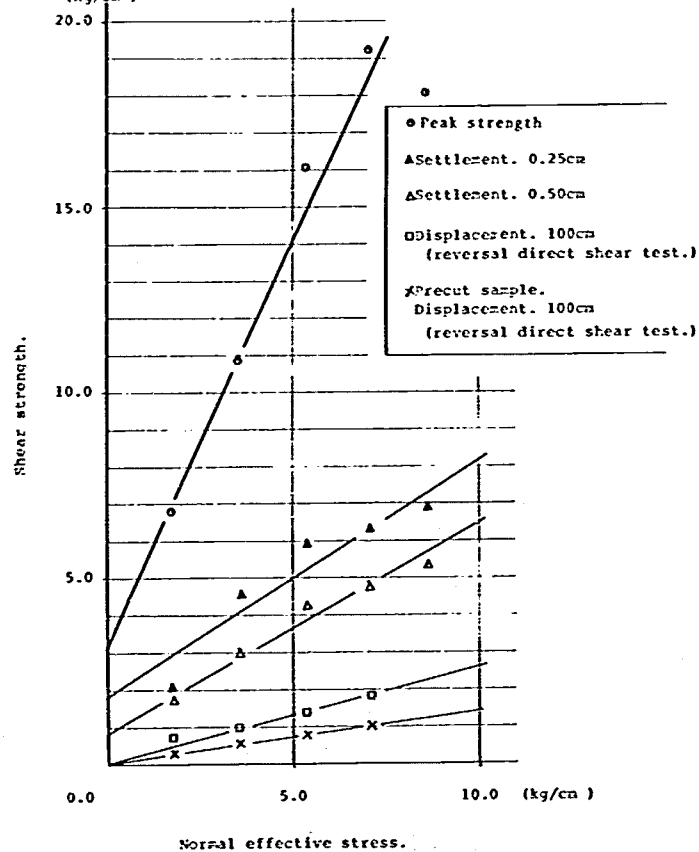
KAMIKOZANA-HAYAMA Landslide. L.P. 山地1-9 (15.9号)



☒ G-10-1

KAMIKOZANA-HAYAMA Landslide. (mudstone)

Simple shear, undisturbed sample Shear speed = 1.0 mm/min.
(kg/cm²)



☒ G-10-2

KATAGAI Landslide.

片貝地すべり (新潟県)

Simple shear undisturbed sample Shear speed = 1.0 mm/min.

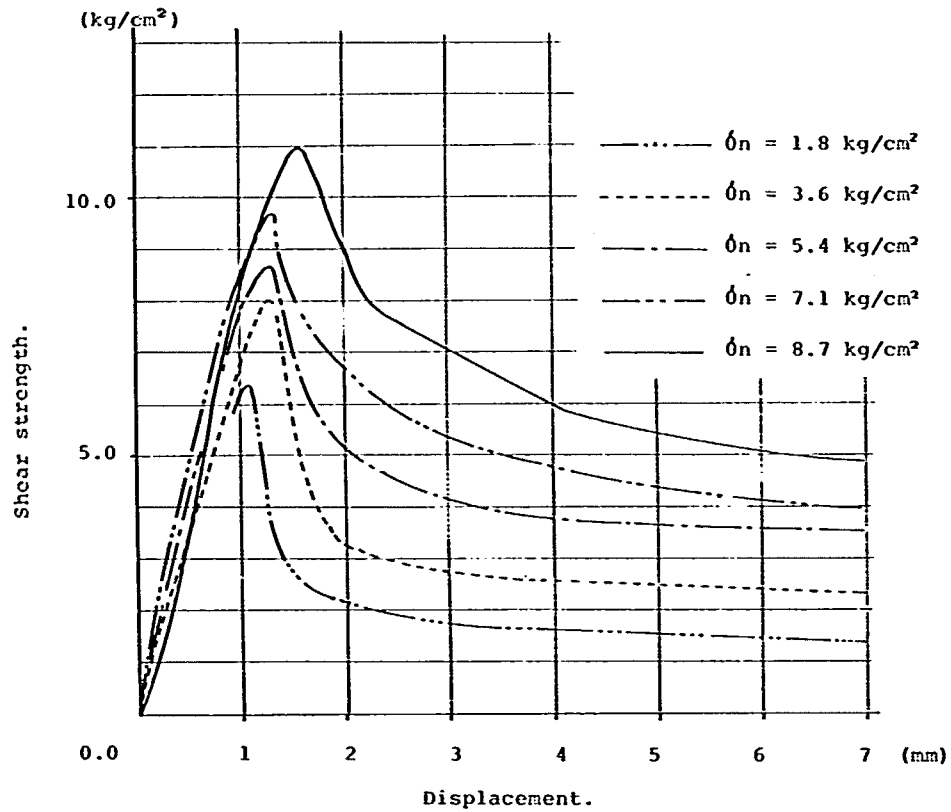


図 G-11-1

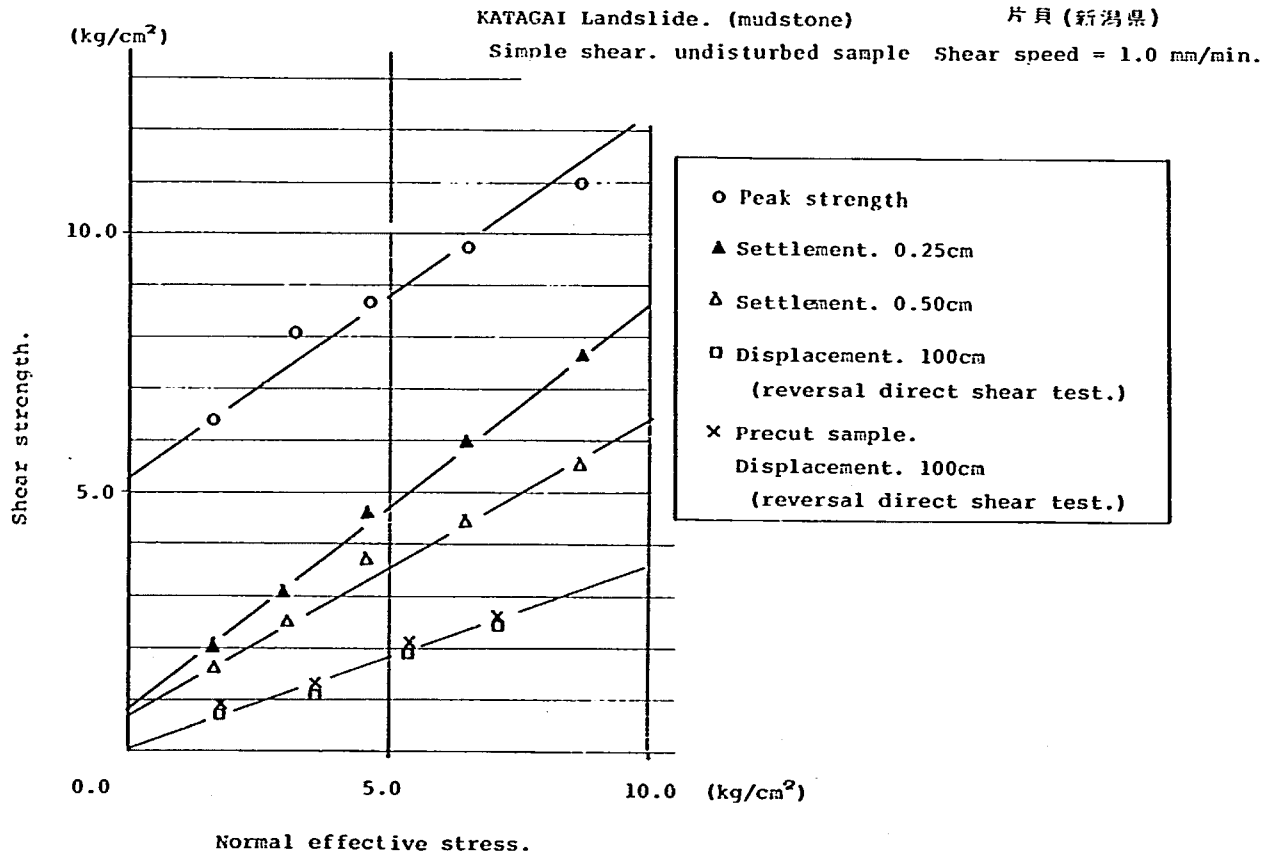


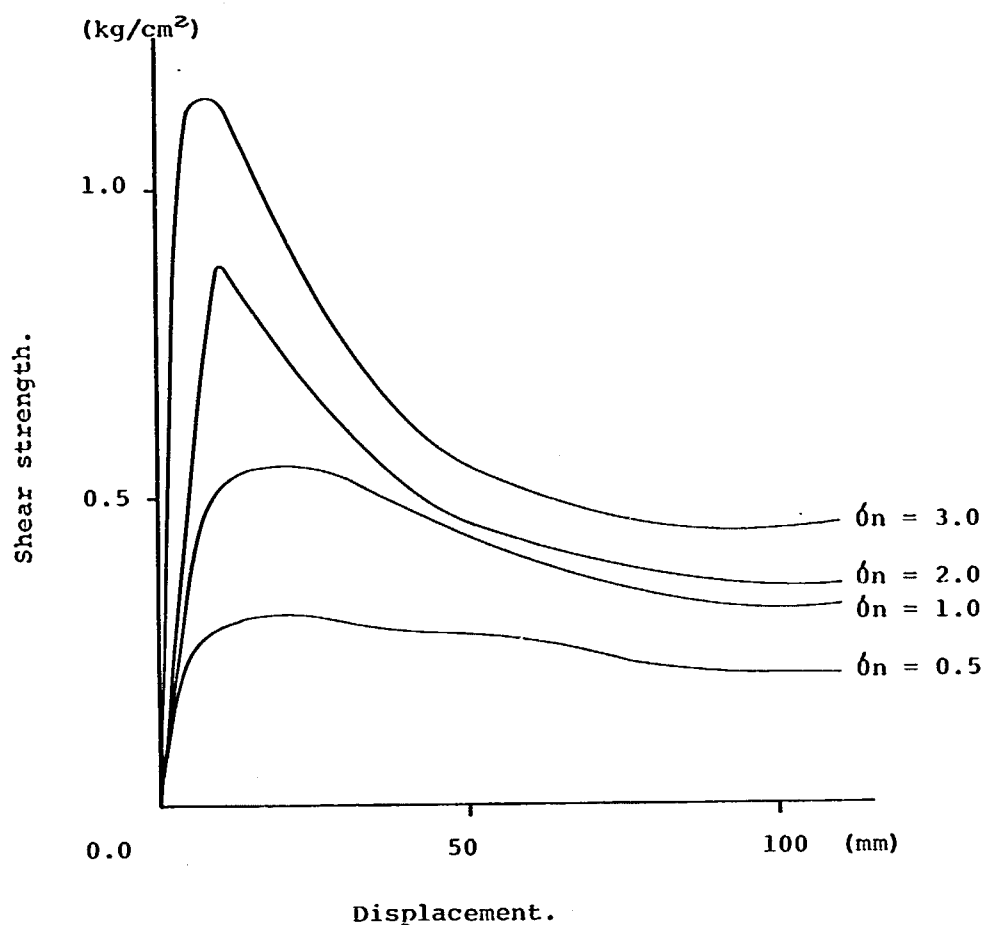
図 G-11-2

MOTOKOZAWA Landslide.

元小沢地すべり (新潟県)

Reversal direct shear test.

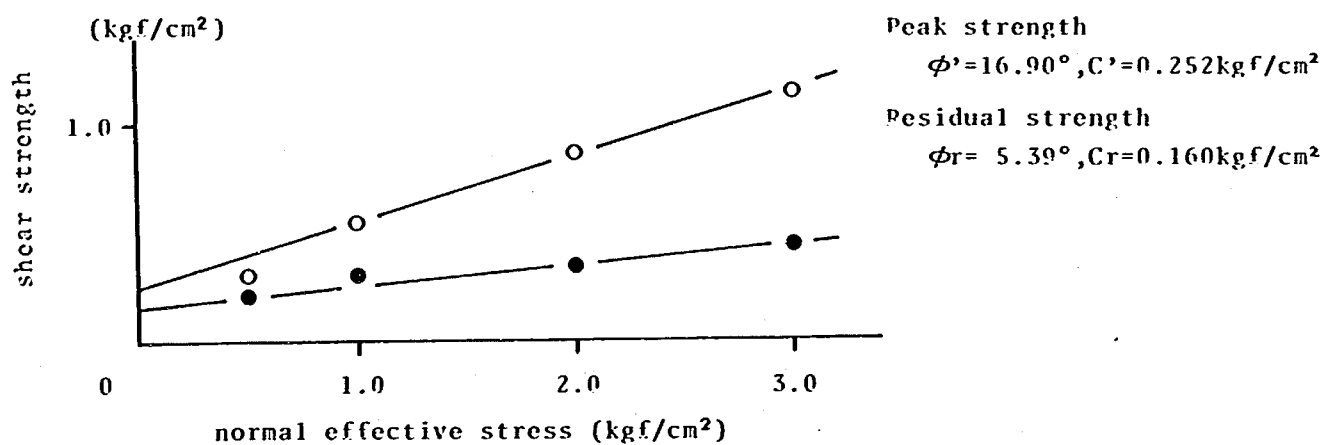
Shear speed = 0.01 mm/min.



☒ G-12-1

MOTOKOZAWA landslide

Reversal direct shear test



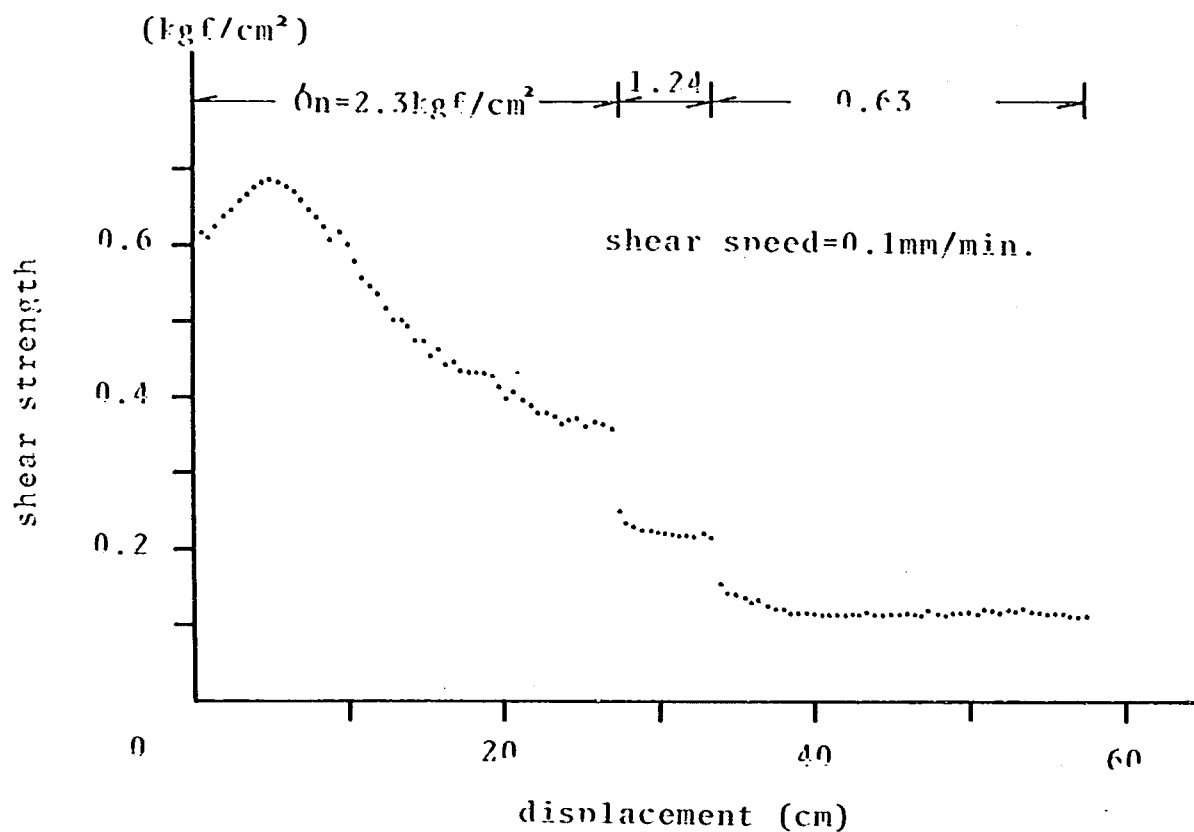
☒ G-12-2

MOTOKOZAWA landslide (E block)

元小沢地すべり (新潟県)

Ring shear test

slurry sample $420\mu > d$

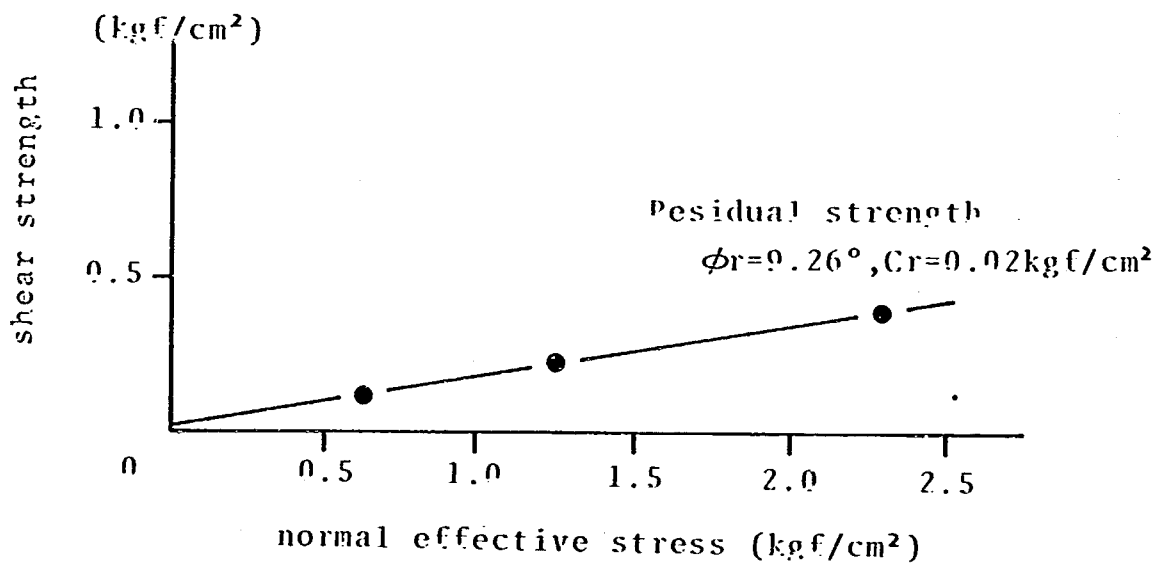


☒ G-13-1

MOTOKOZAWA landslide

Ring shear test

slurry sample $420\mu > d$



☒ G-13-2

YOSHIOZAWA Landslide (mudstone)

Ring shear test slurry (sample $d < 2 \text{ mm}$)

$\dot{\delta} = 0.001 \text{ mm/min}$

篠尾沢地すべり (新潟県)

$\dot{\delta} = 0.1 \text{ mm/min}$

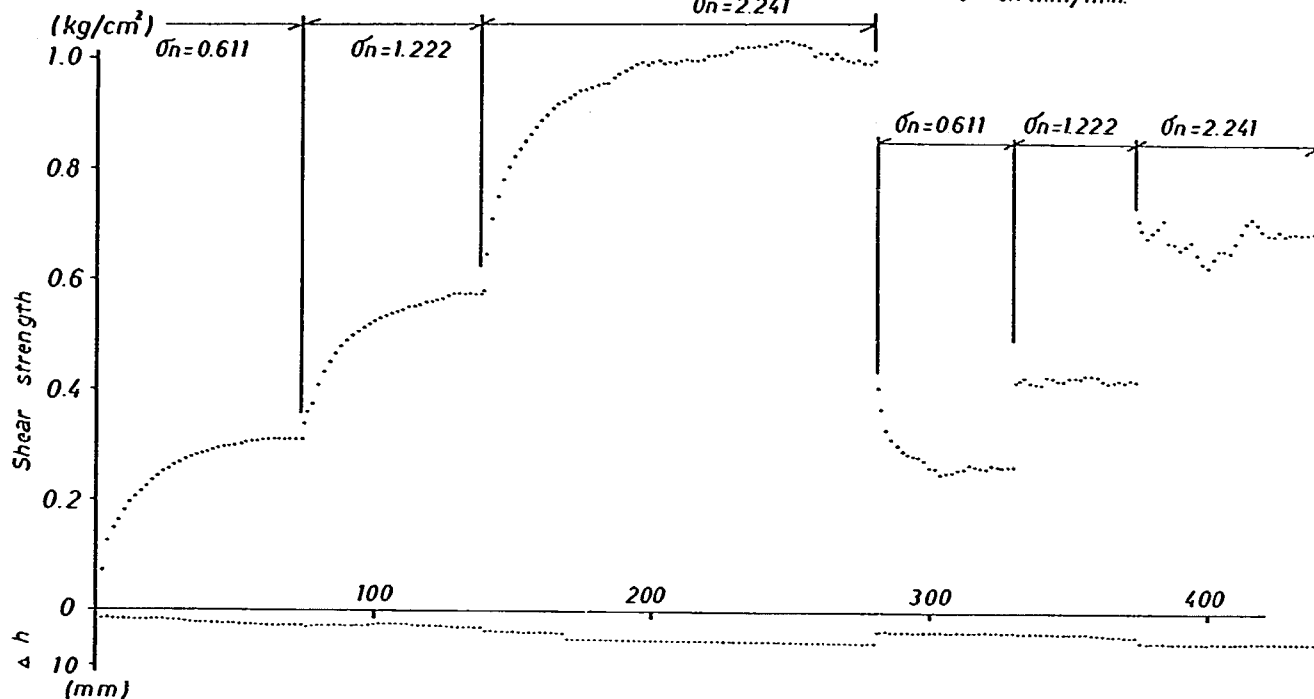


図 G-14-1

YOSHIOZAWA Landslide (mudstone)

Ring shear test slurry sample $d < 2.0 \text{ mm}$

kg/cm²

● Fully softend strength

○ Residual strength

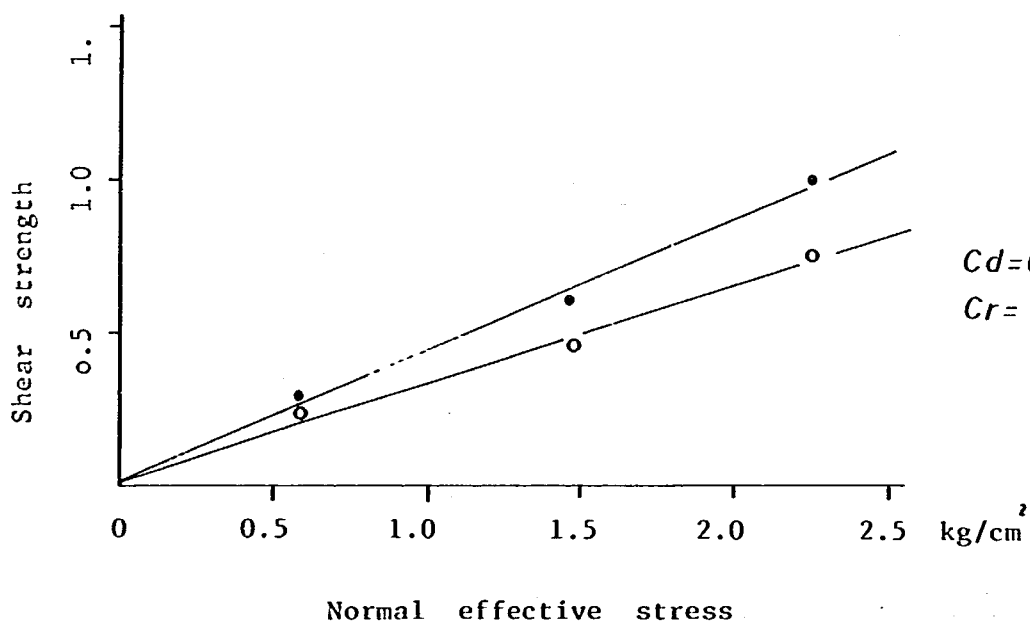
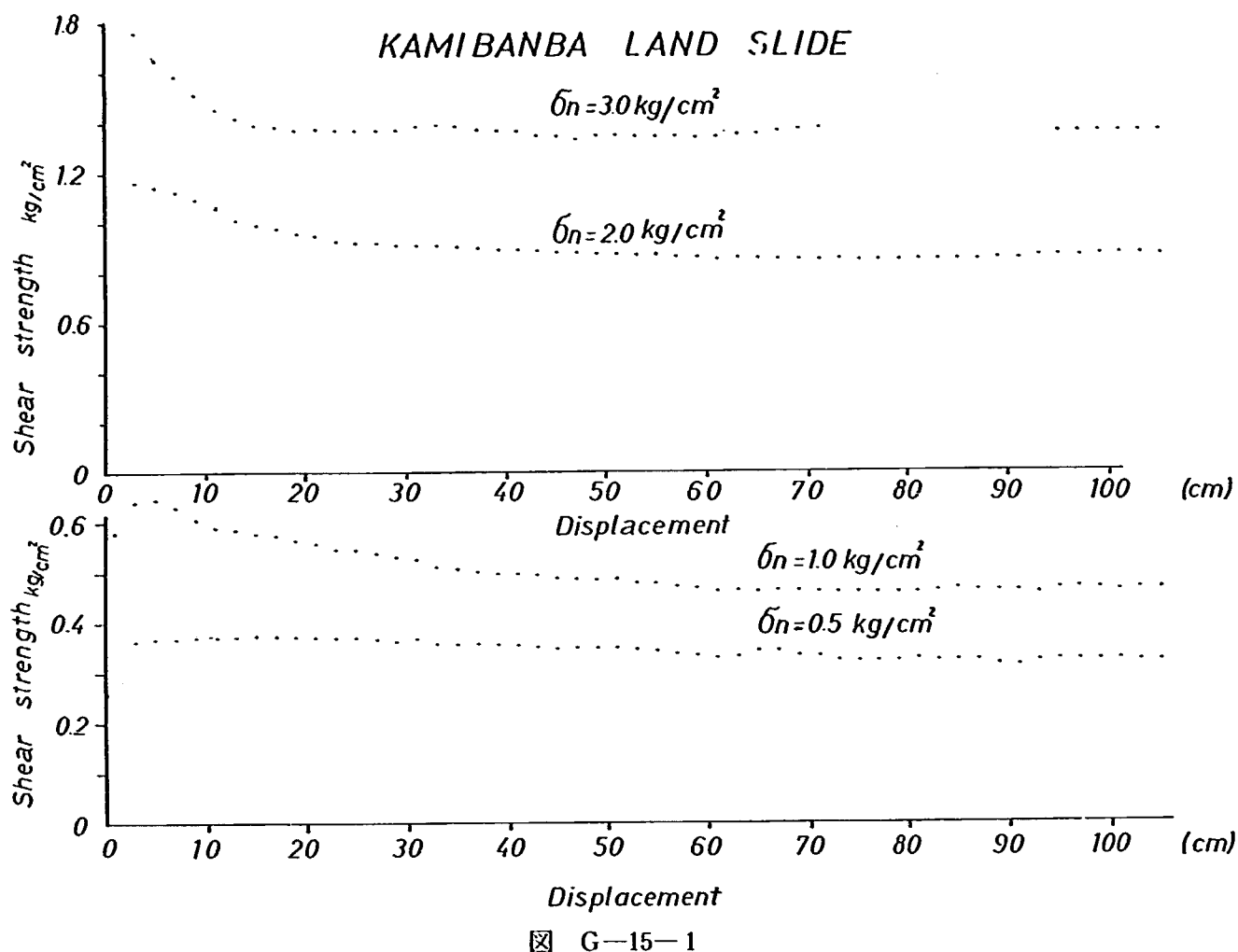


図 G-14-2



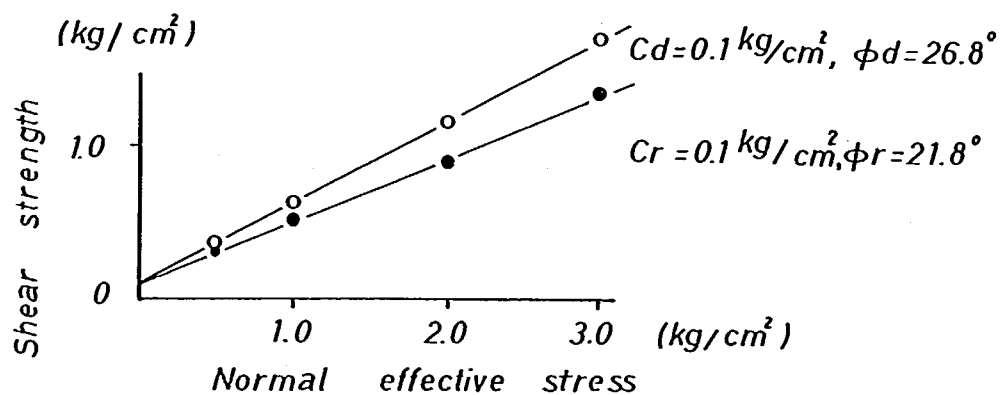
KAMIBANBA LAND SLIDE

上馬場地すべり (新潟県)

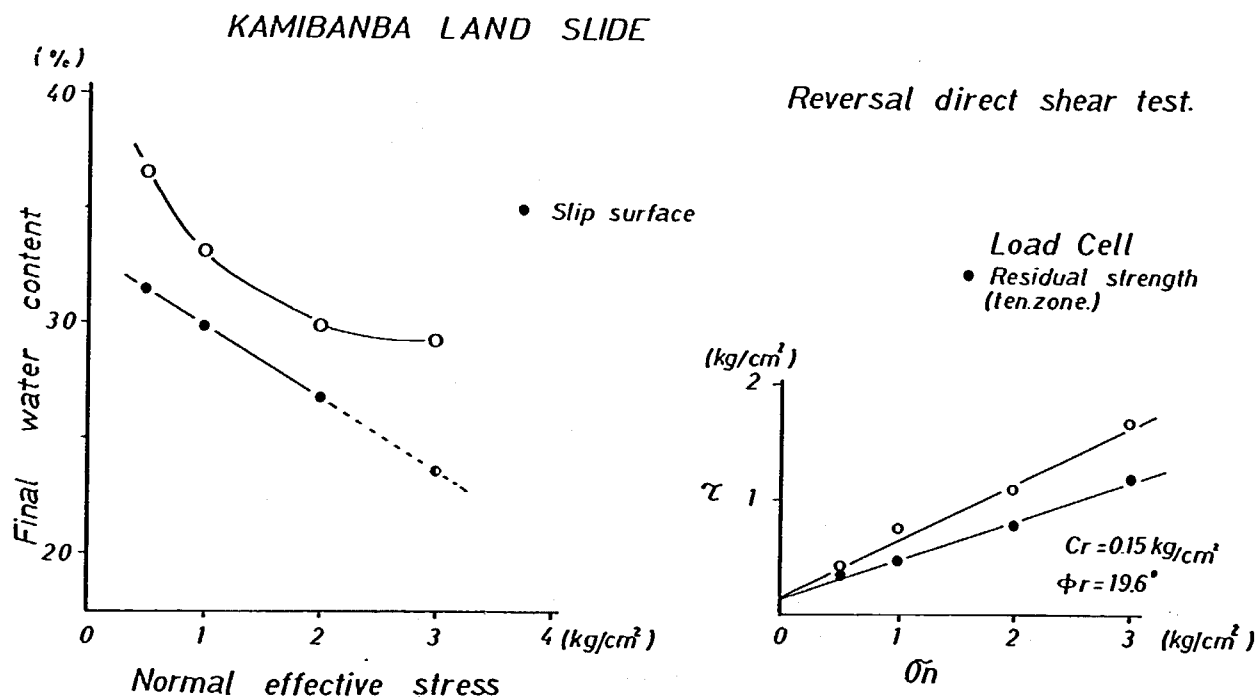
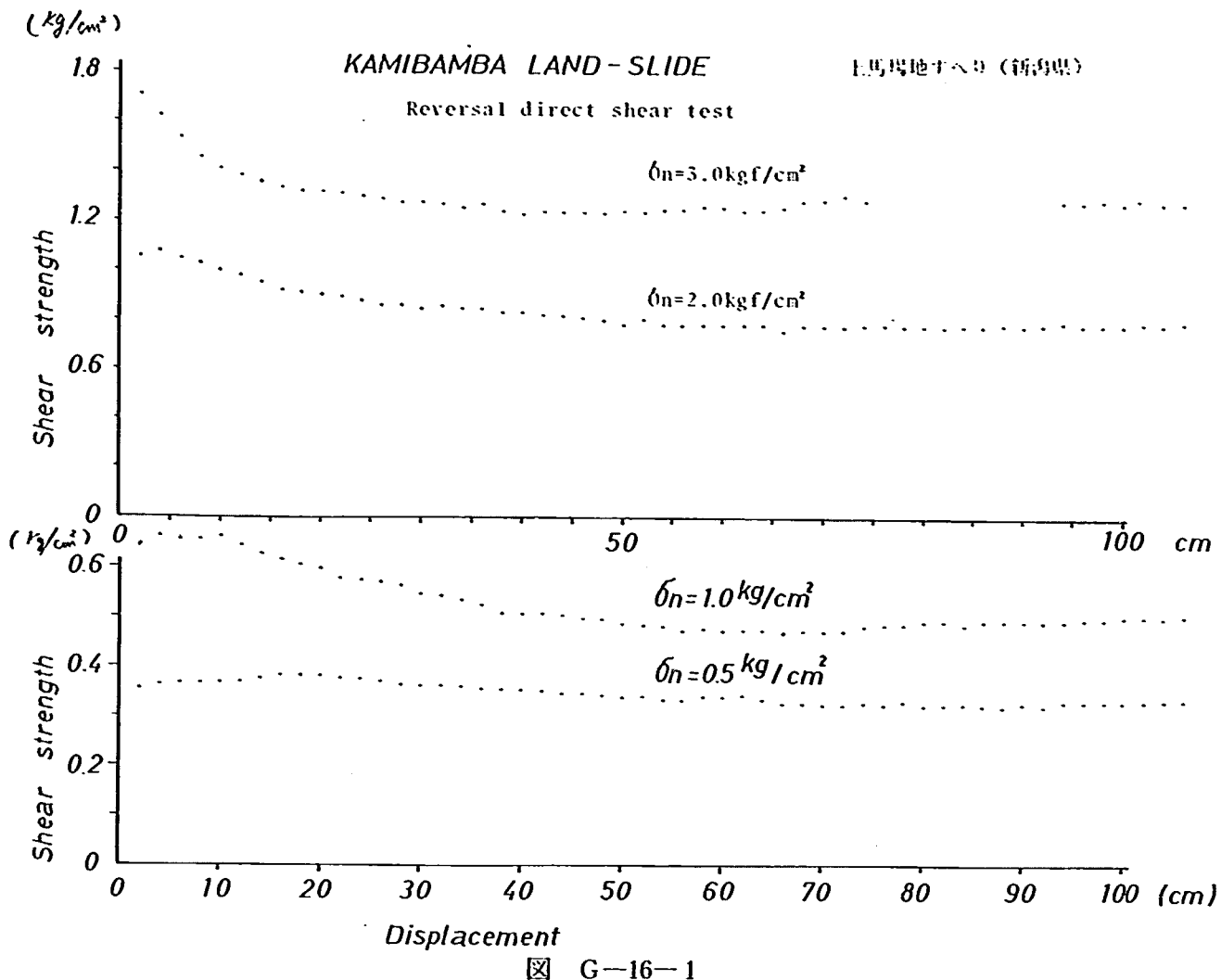
Slurry sample

Revesal direct shear

sand	3 %	
silt	43 %	L.L. 68.1 %
clay	54 %	P.L. 29.4 %
G.S.	2.671	I.P. 38.7 %



□ G-15-2



FUJIMIDAIRA landslide
Reversal direct shear test.

富士見平地すべり（長野県）

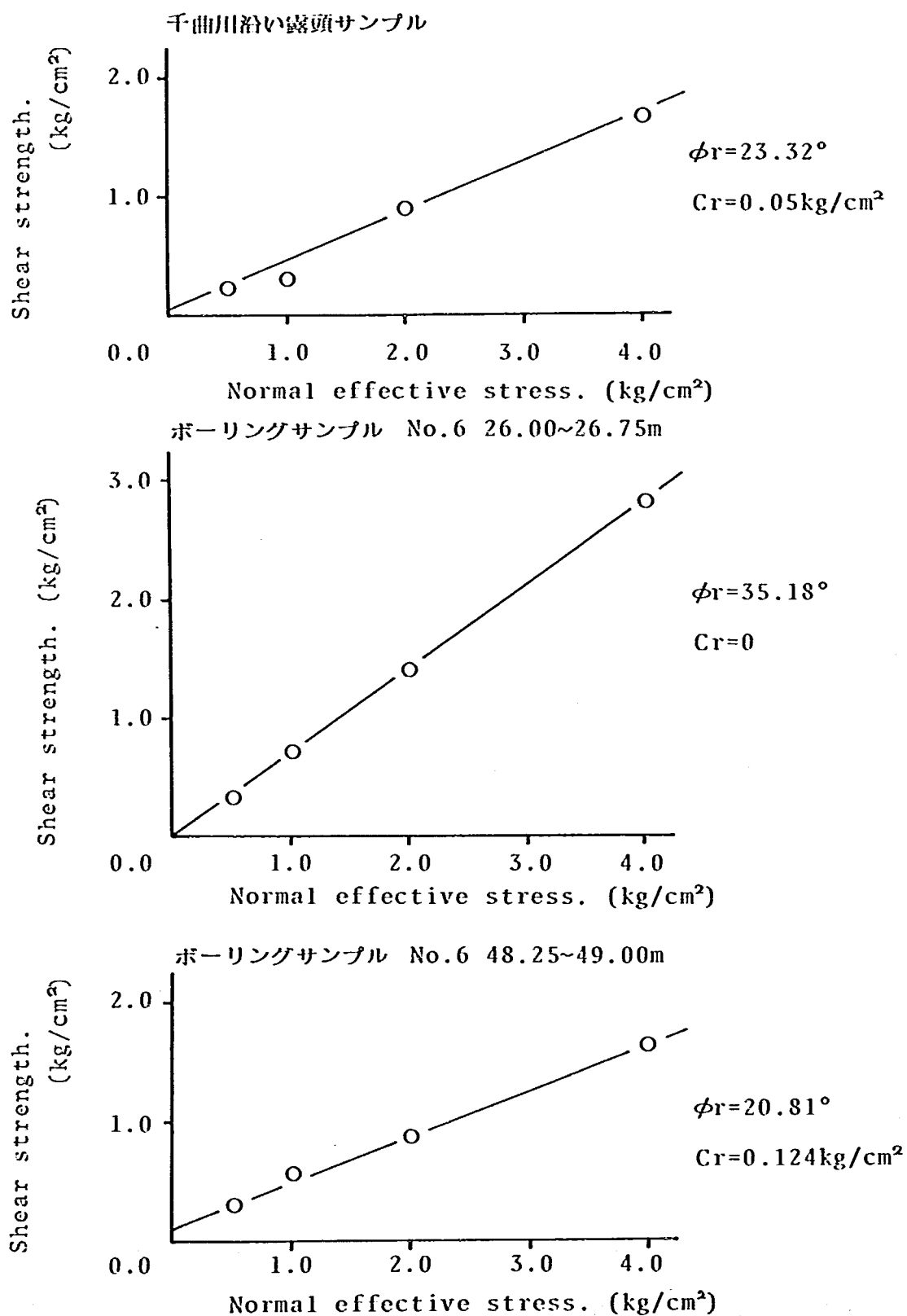


図 H-1

CHAUSUYAMA Landslide.

茶白山地すべり (長野県)

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$

Simple shear.

Shear speed = 0.1 mm/min.

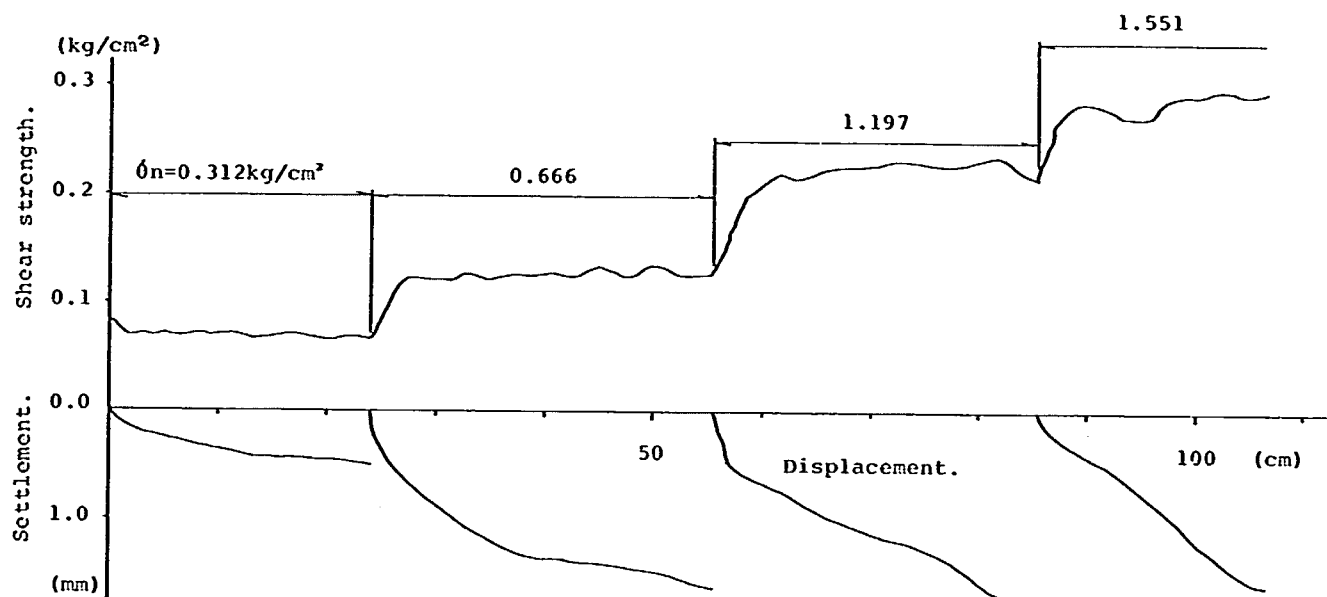


図 H-2-1

CHAUSUYAMA Landslide.

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$

Simple shear.

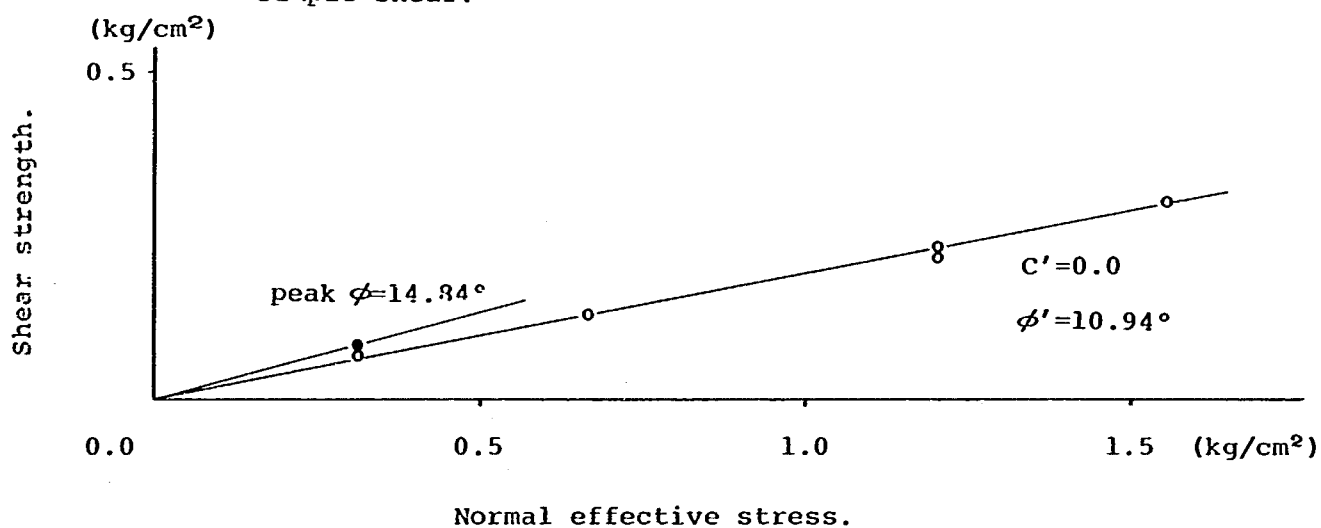


図 H-2-2

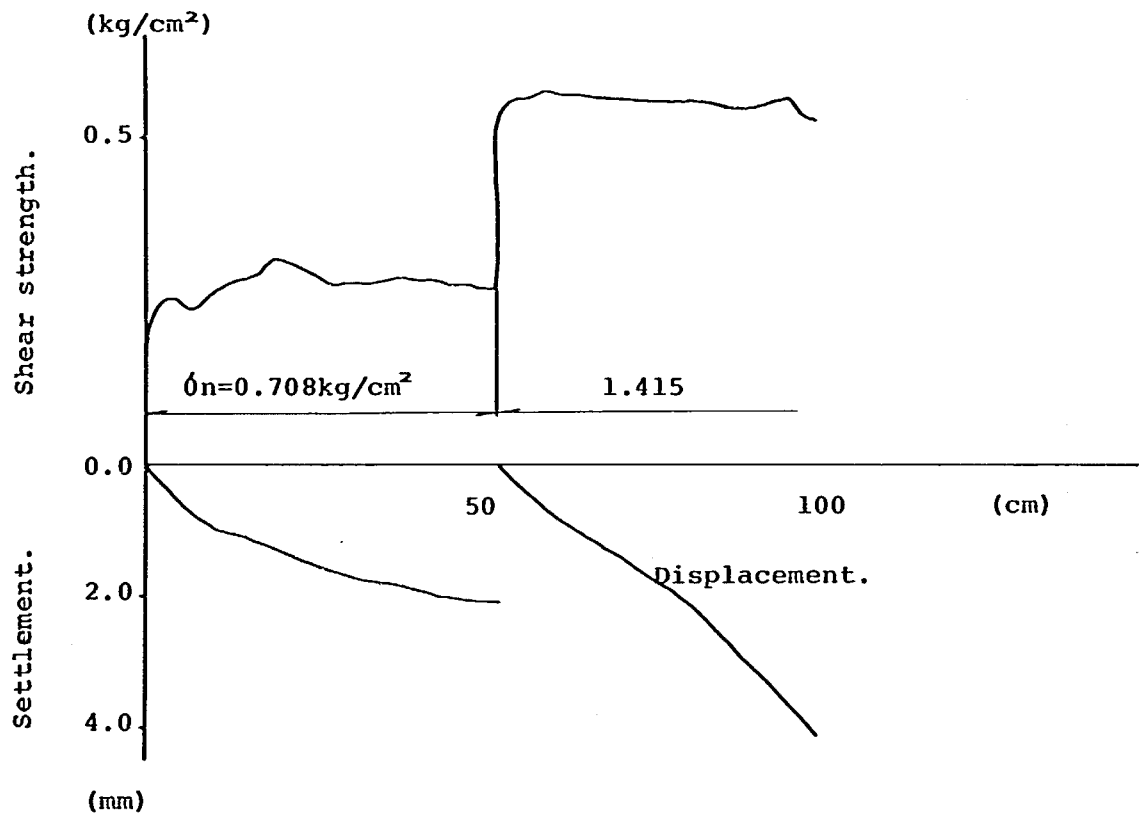
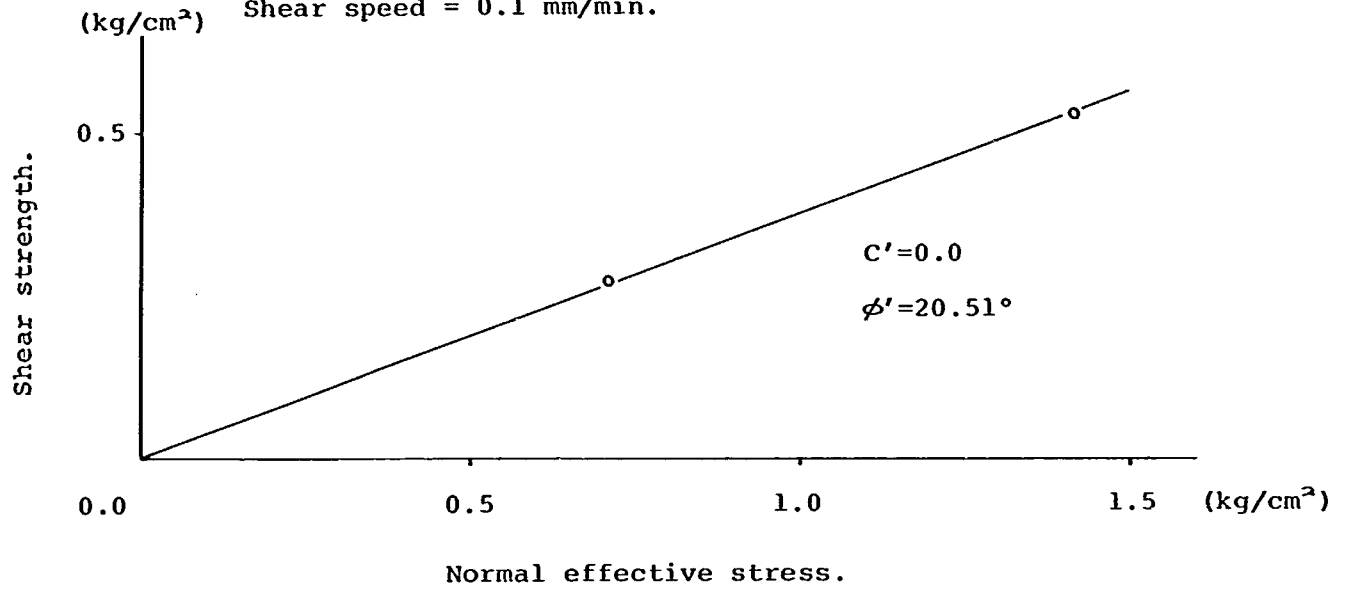
KURANAMI Landslide.(mudstone)

倉並地すべり(長野県)

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$

Simple shear.

Shear speed = 0.1 mm/min.

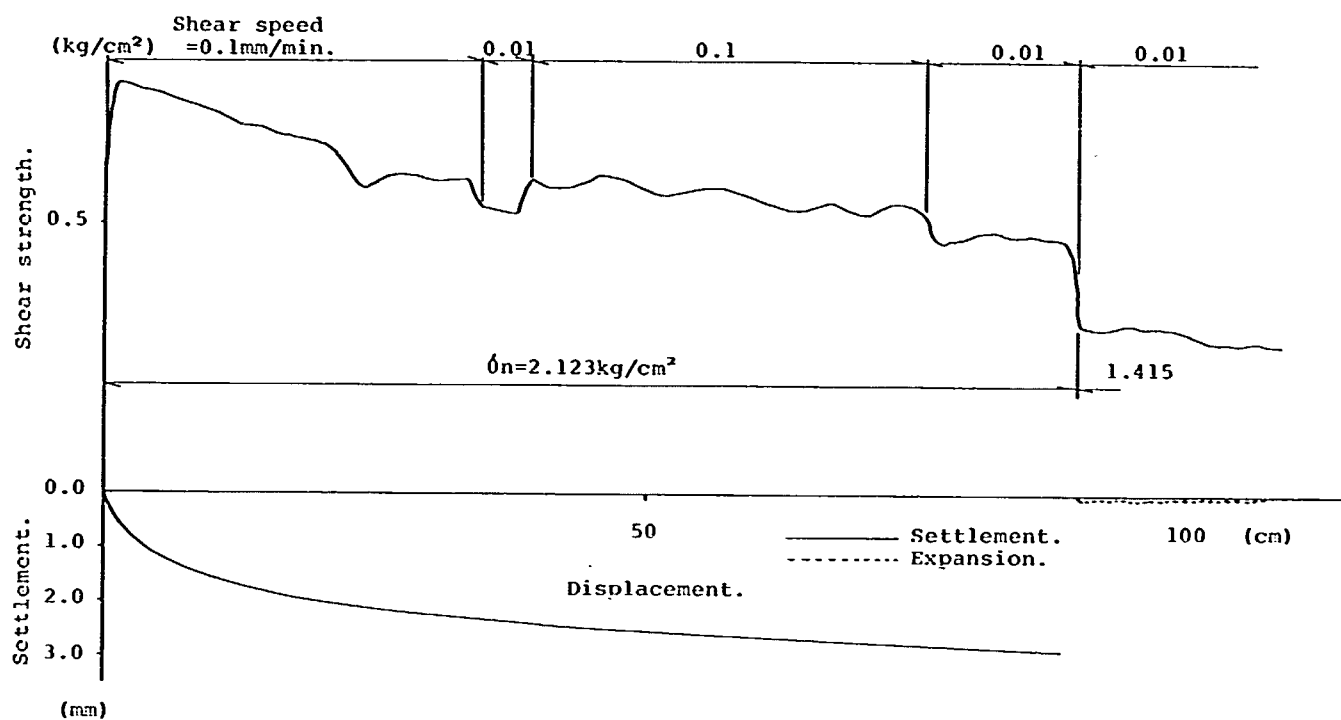


☒ H-3

KURANAMI Landslide. (mudstone)

白土すべり (長野県)

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$ Simple shear.



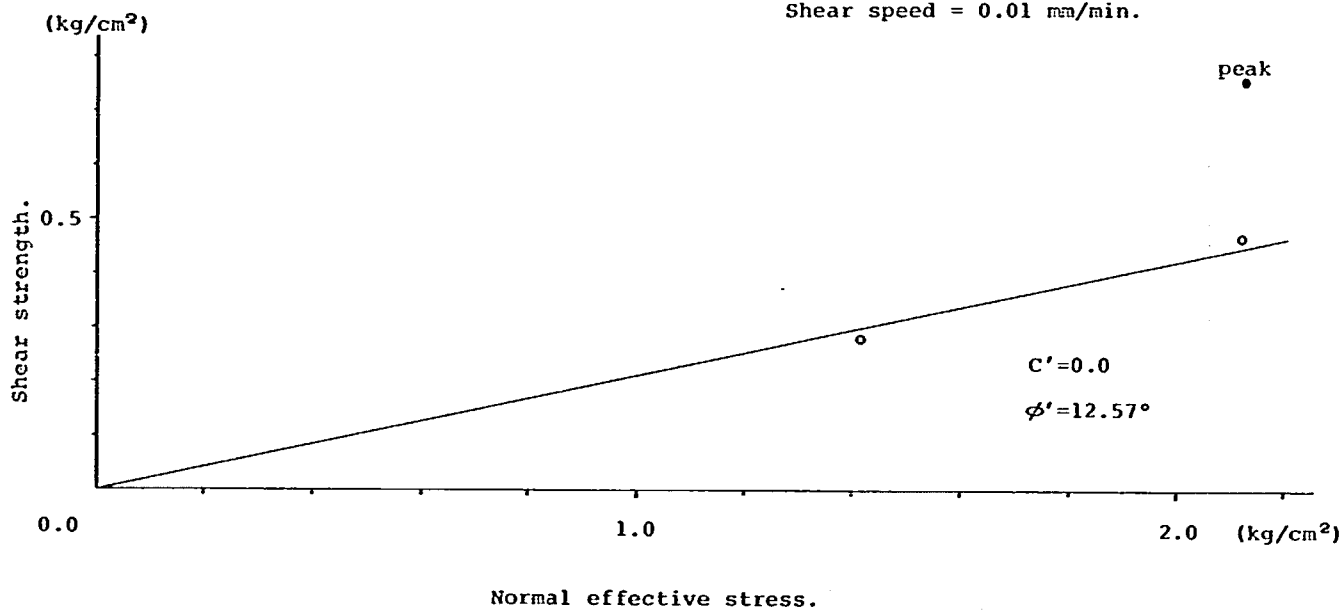
☒ H-4-1

KURANAMI Landslide. (mudstone)

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$

Simple shear.

Shear speed = 0.01 mm/min.



☒ H-4-2

NISHIGAWARA Landslide.

西河原地すべり (長野県)

Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$

Ring shear test.

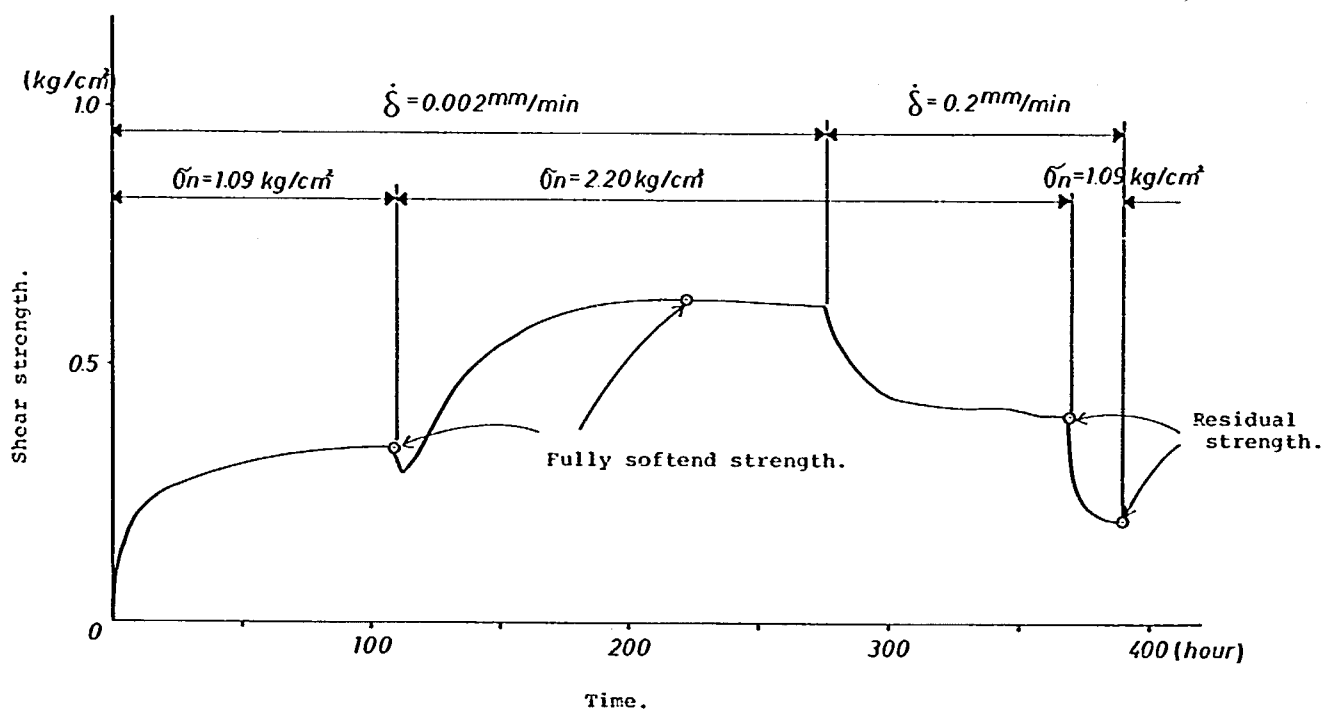


図 H-5-1

NISHIGAWARA Landslide.

Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$

Ring shear test.

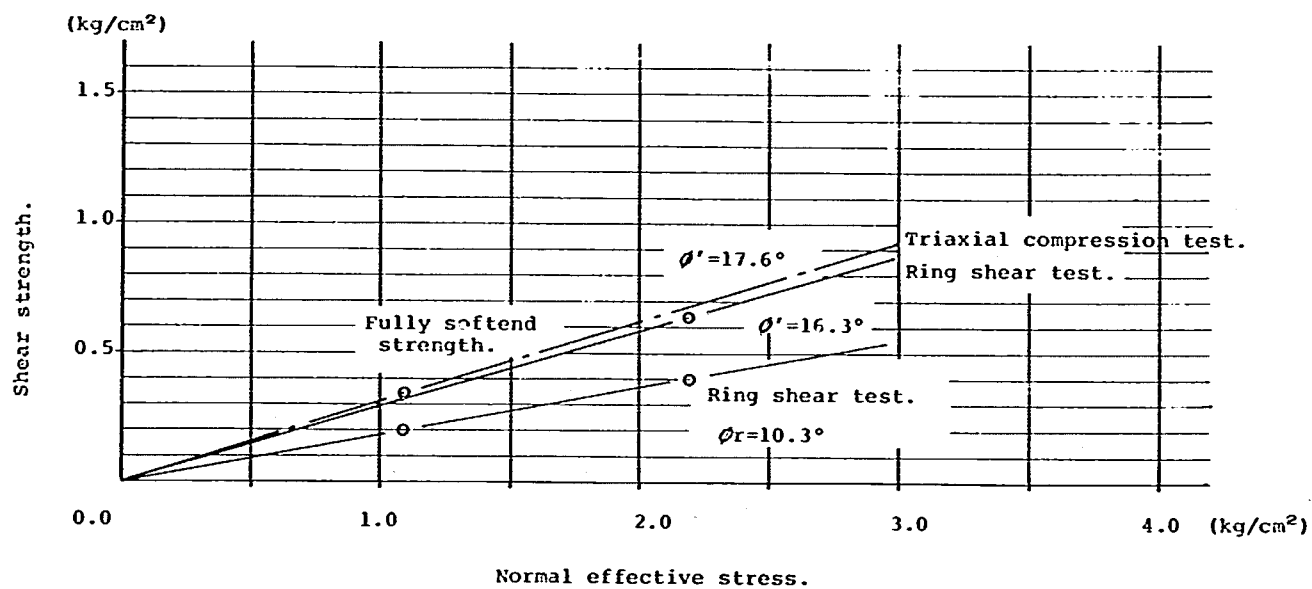
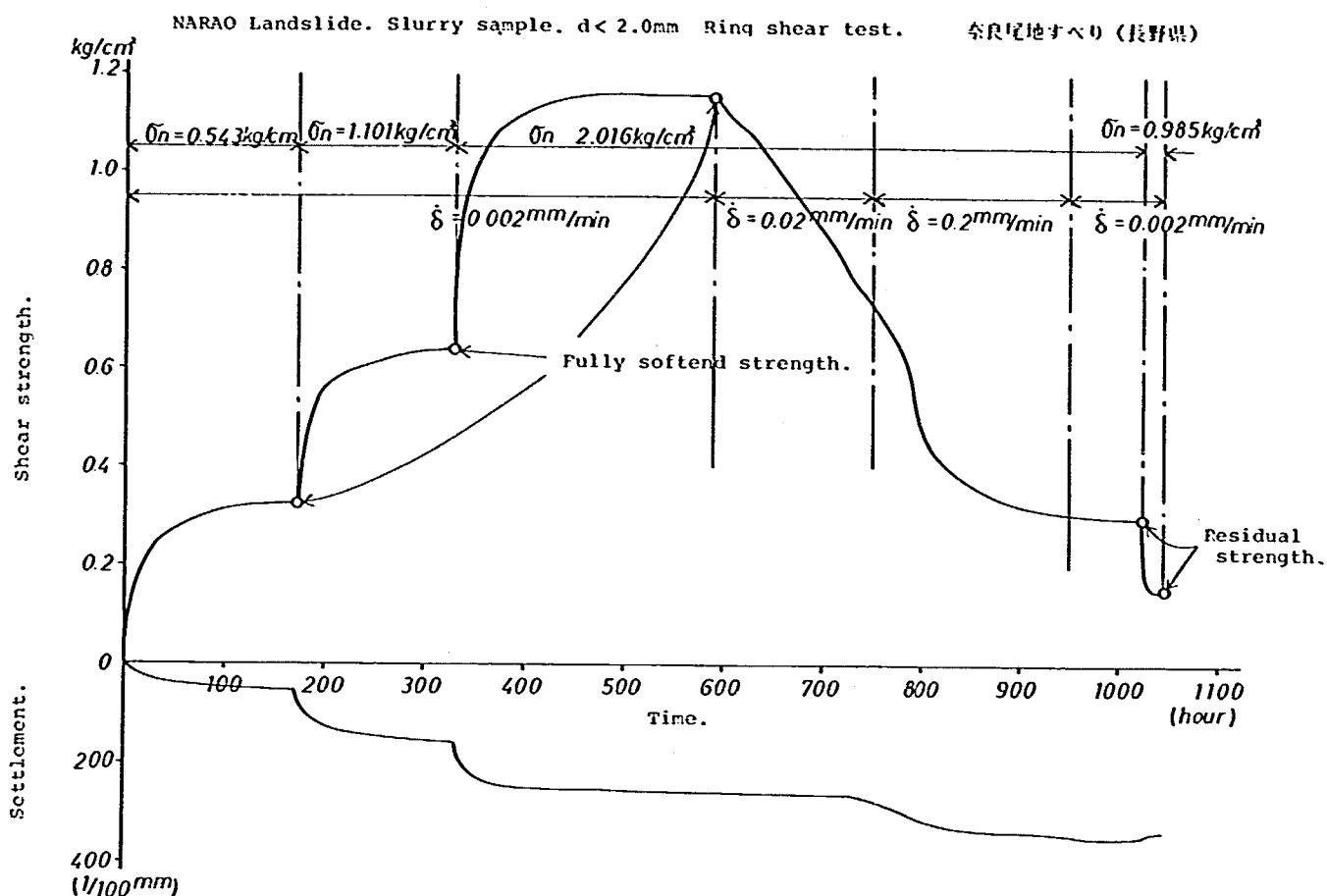
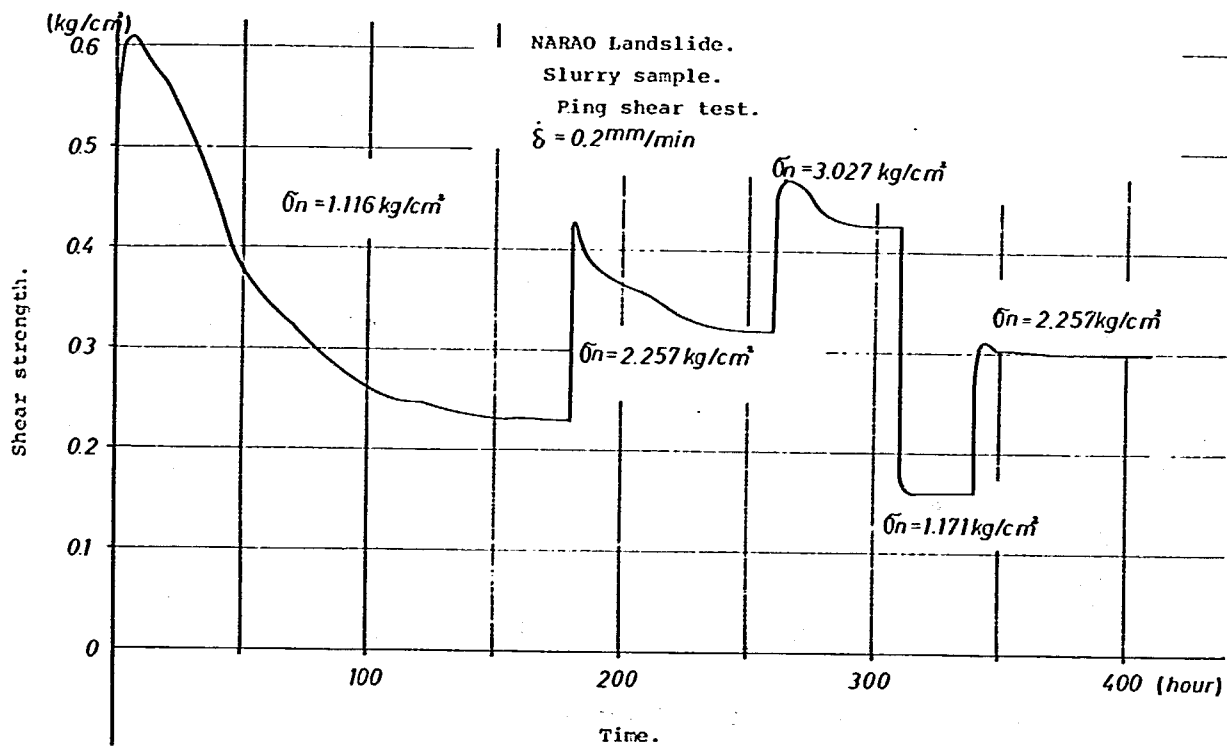


図 H-5-2



☒ H-6(1)



☒ H-6(2)

KITAO LAND SLIDE (sliding-mass)

北尾地すべり (長野県)

Ring shear test (slurry sample $d < 2.0 \text{ mm}$)

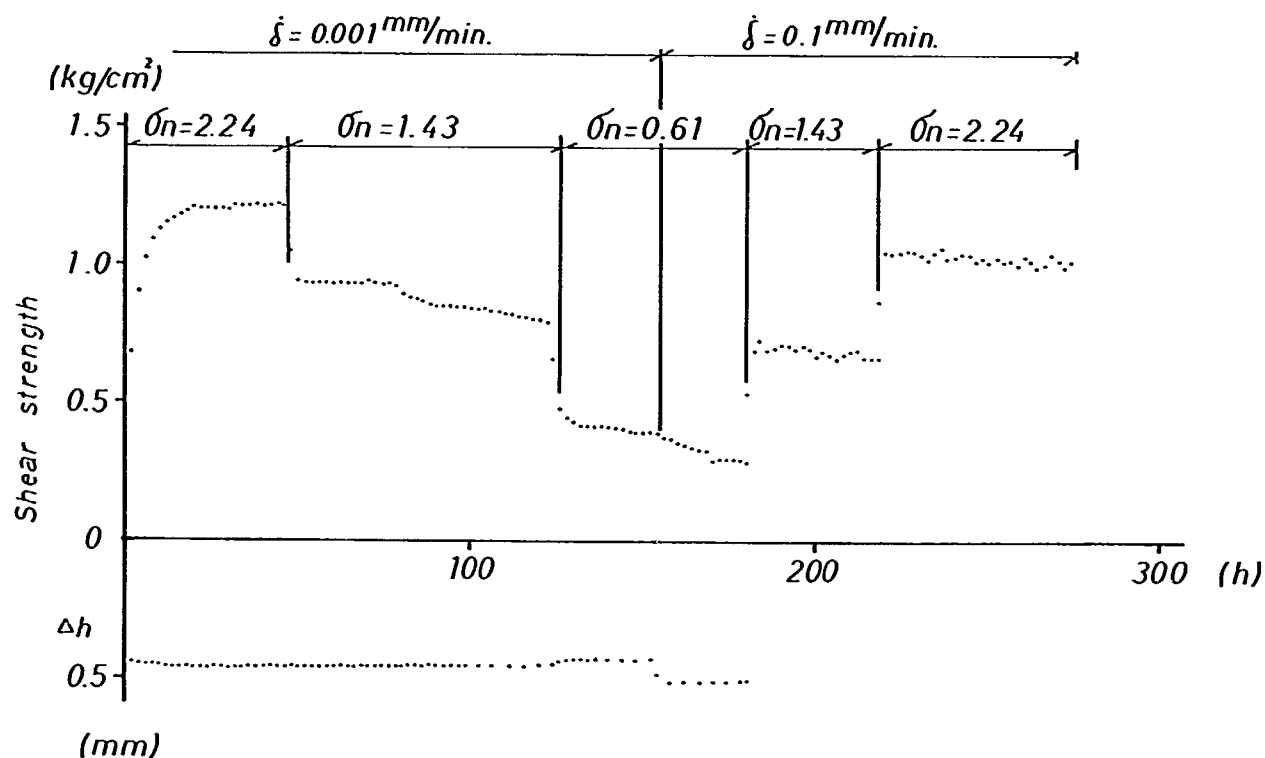


図 H-7-1

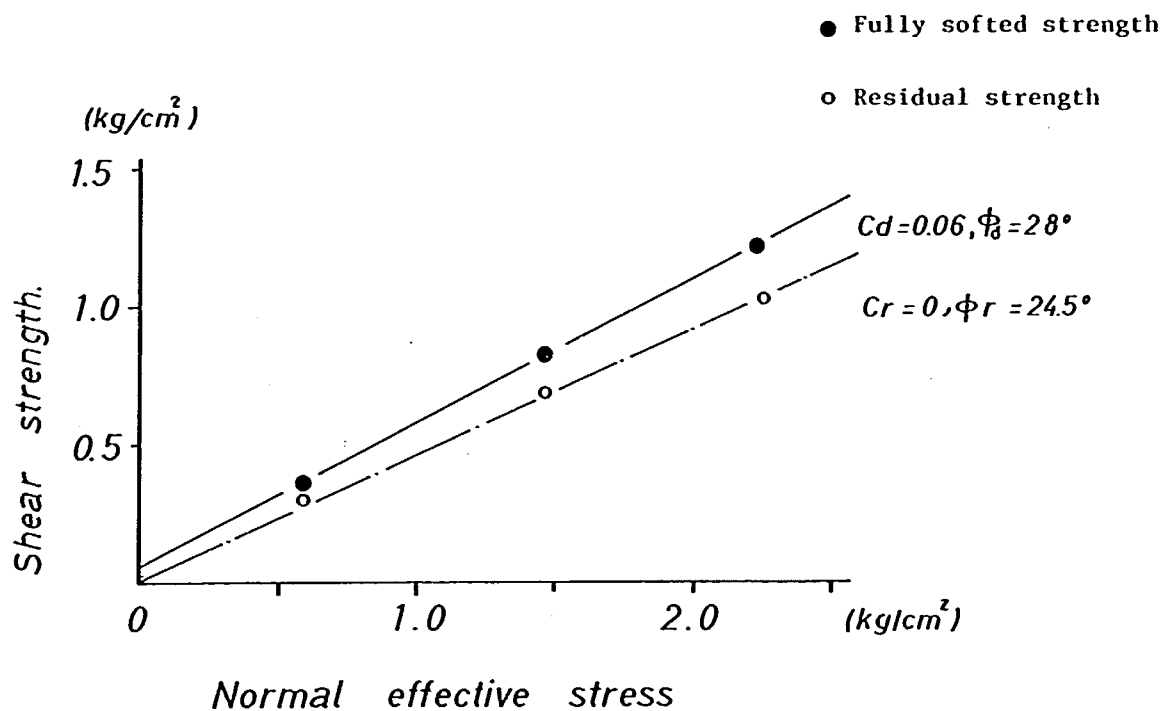


図 H-7-2

KITAO LANDSLIDE (mudstone)

北尾地すべり (長野県)

Ring shear test (Slurry sample $d < 2\text{ mm}$)

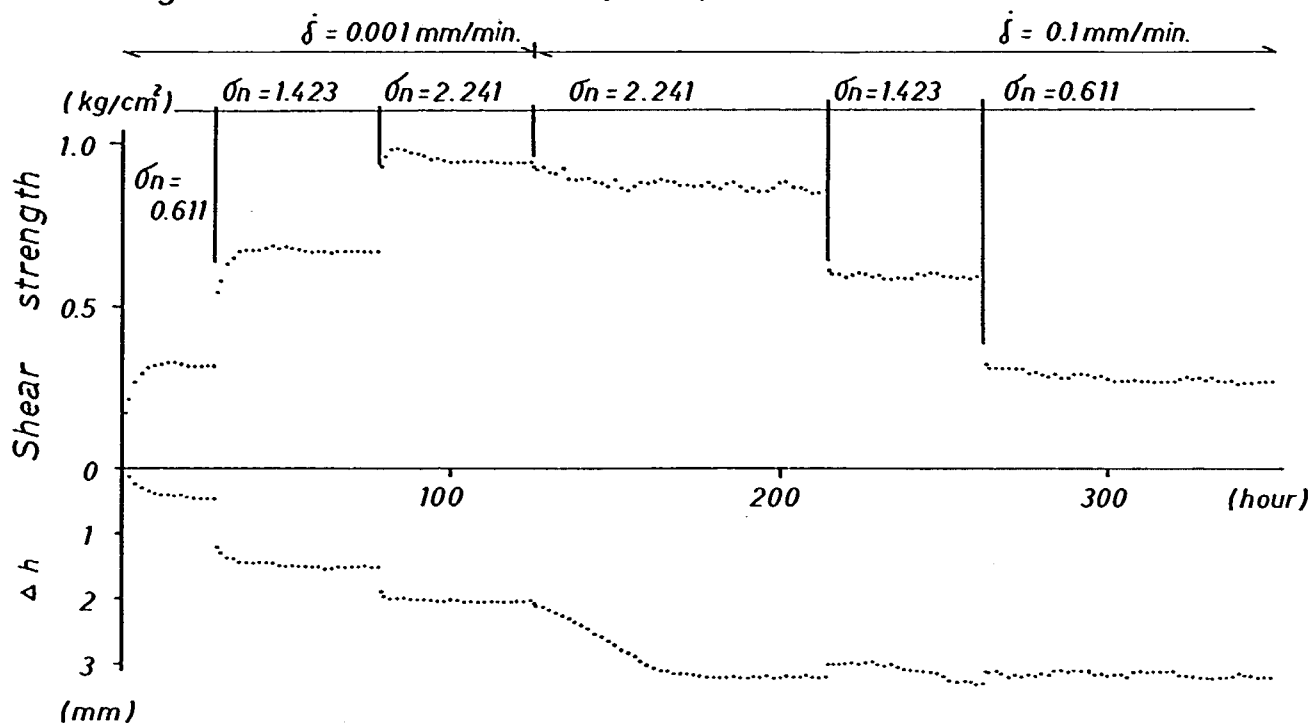


図 H-8-1

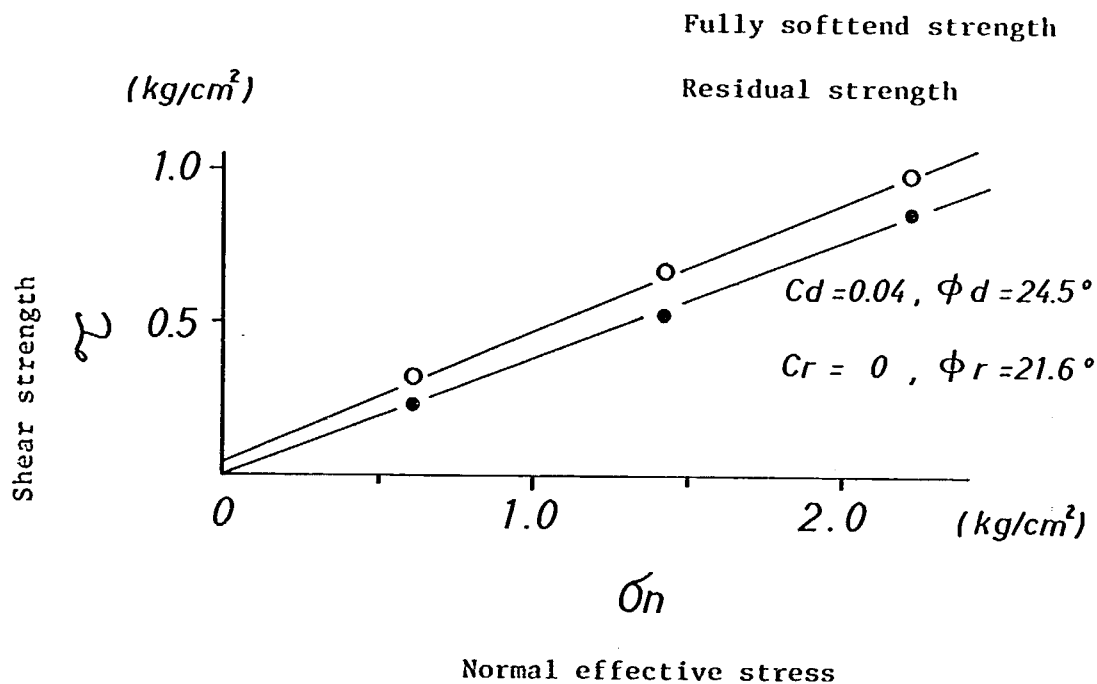


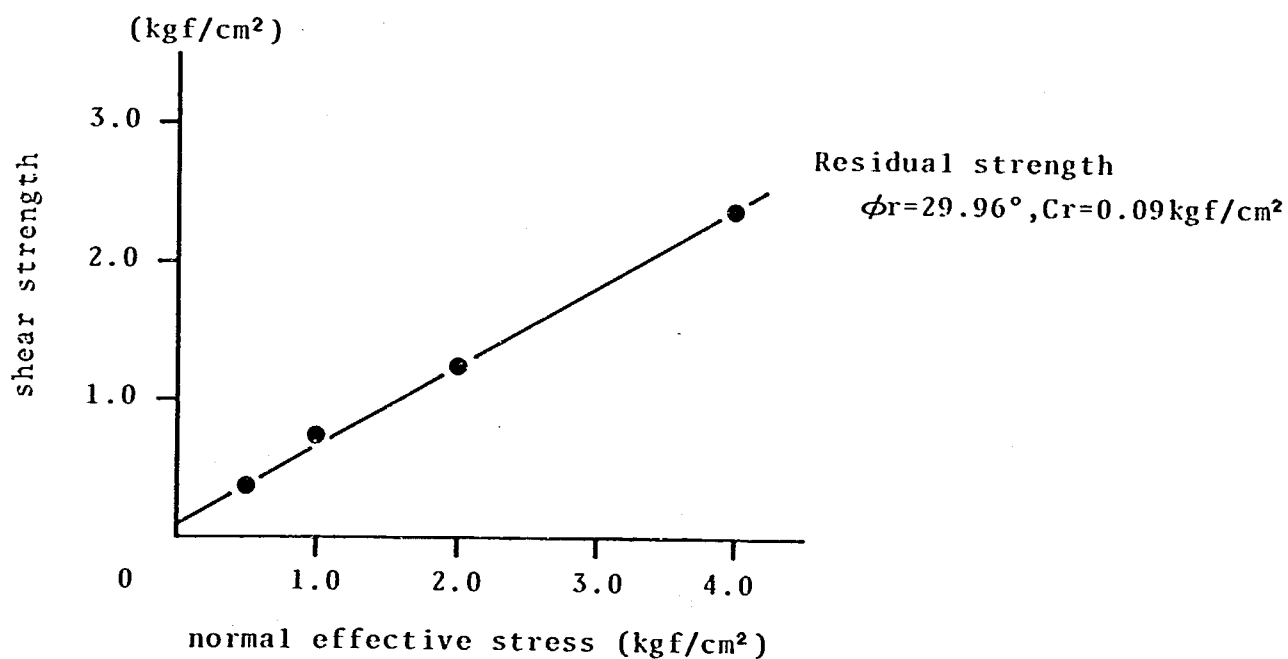
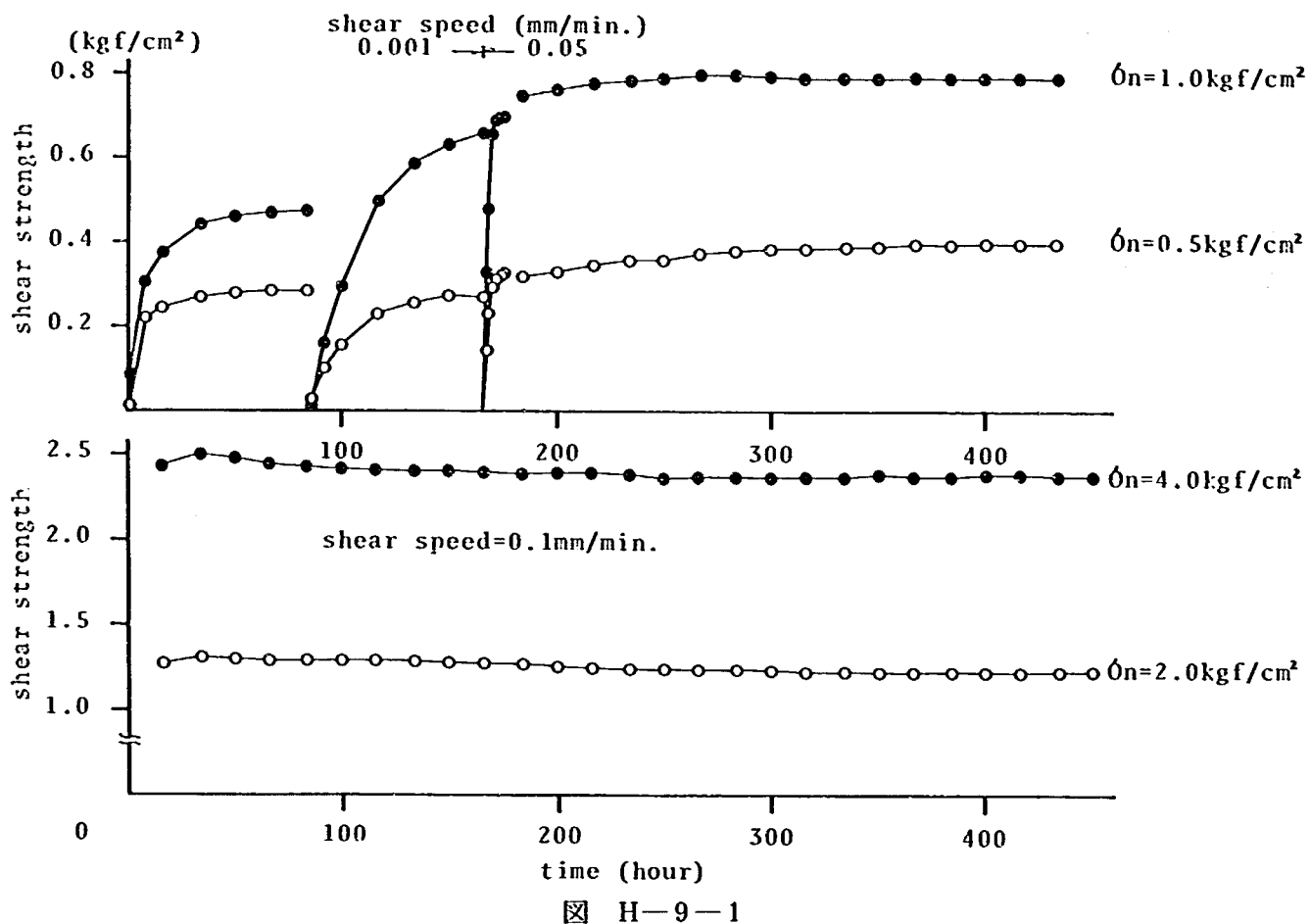
図 H-8-2

KITAO landslide

北尾地すべり (長野県)

Reversal direct shear test

slurry sample 2mm>d



UCHIYAMA landslide

内山地すべり (富山県)

Ring shear test.

A孔 中粒凝灰岩

H=32.3~36.0m

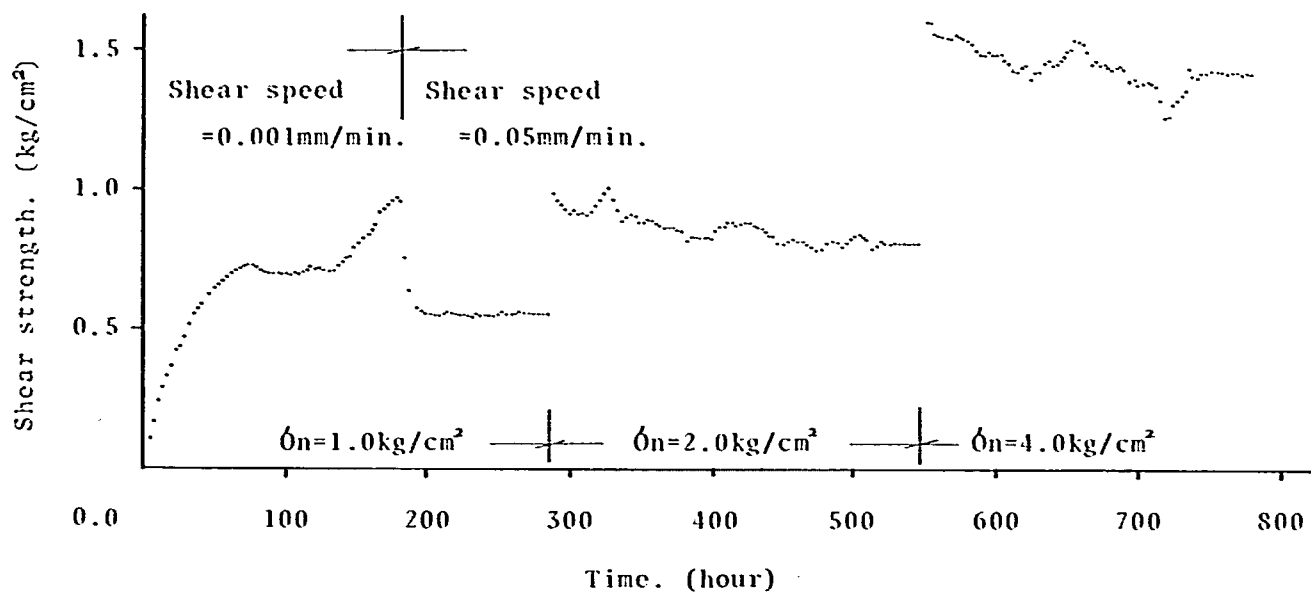


図 I-1-1

UCHIYAMA landslide

Ring shear test.

A孔 中粒凝灰岩

H=32.3~36.0m

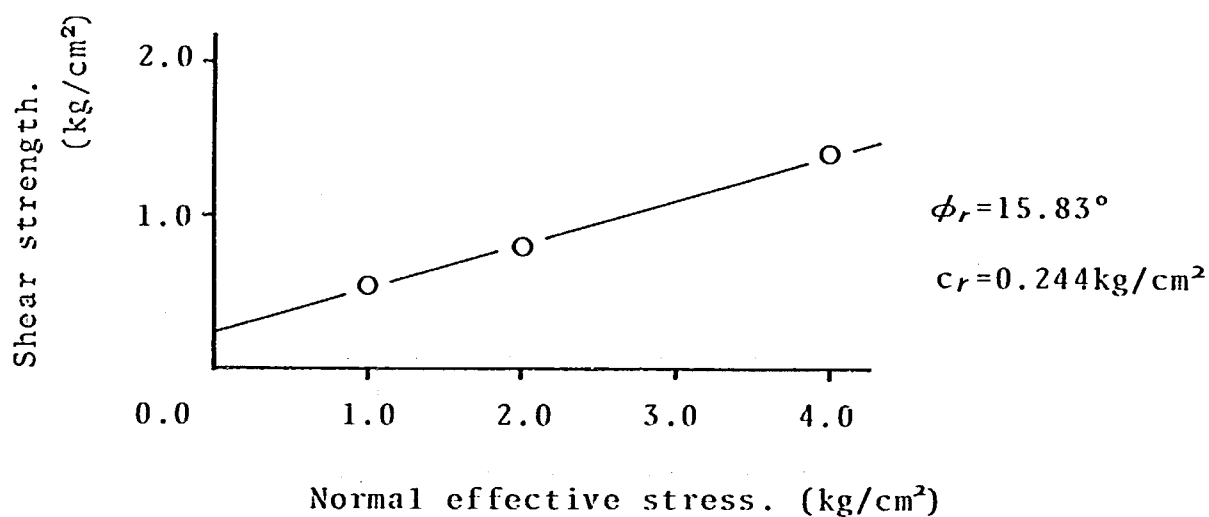


図 I-1-2

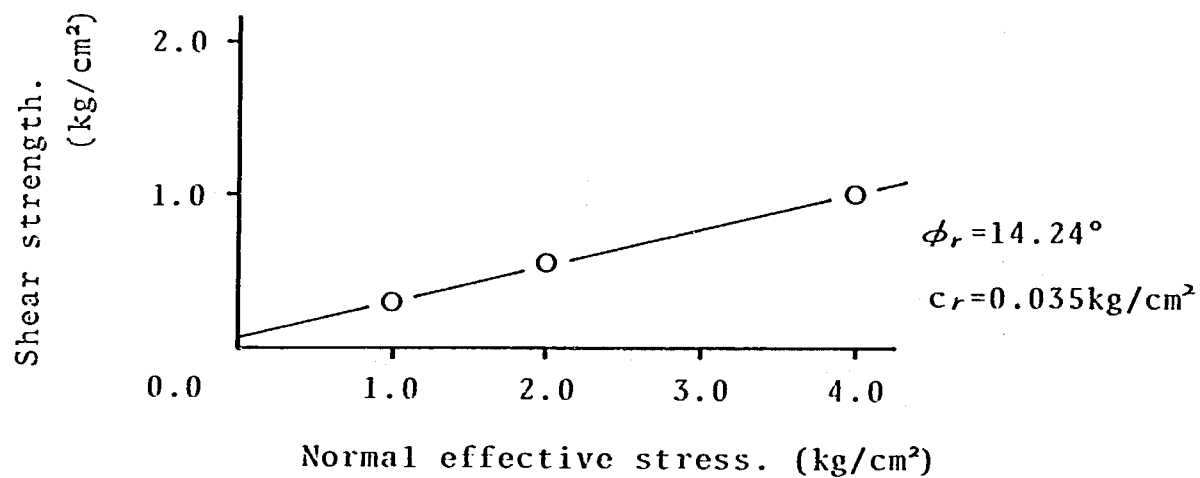
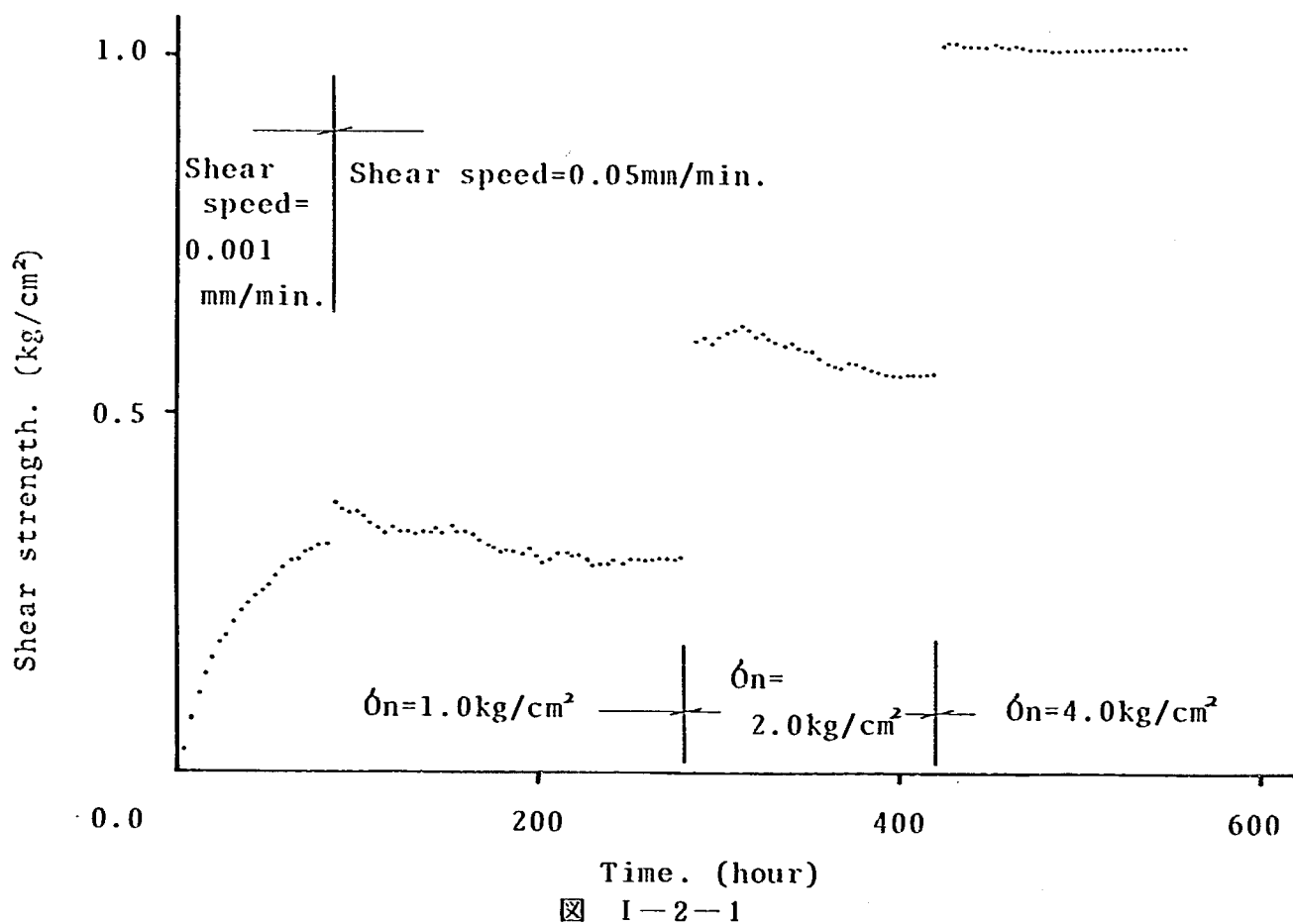
UCHIYAMA landslide

内山地すべり (富山県)

Ring shear test.

A孔 風化泥岩

H=49.2~50.0m



☒ I-2-2

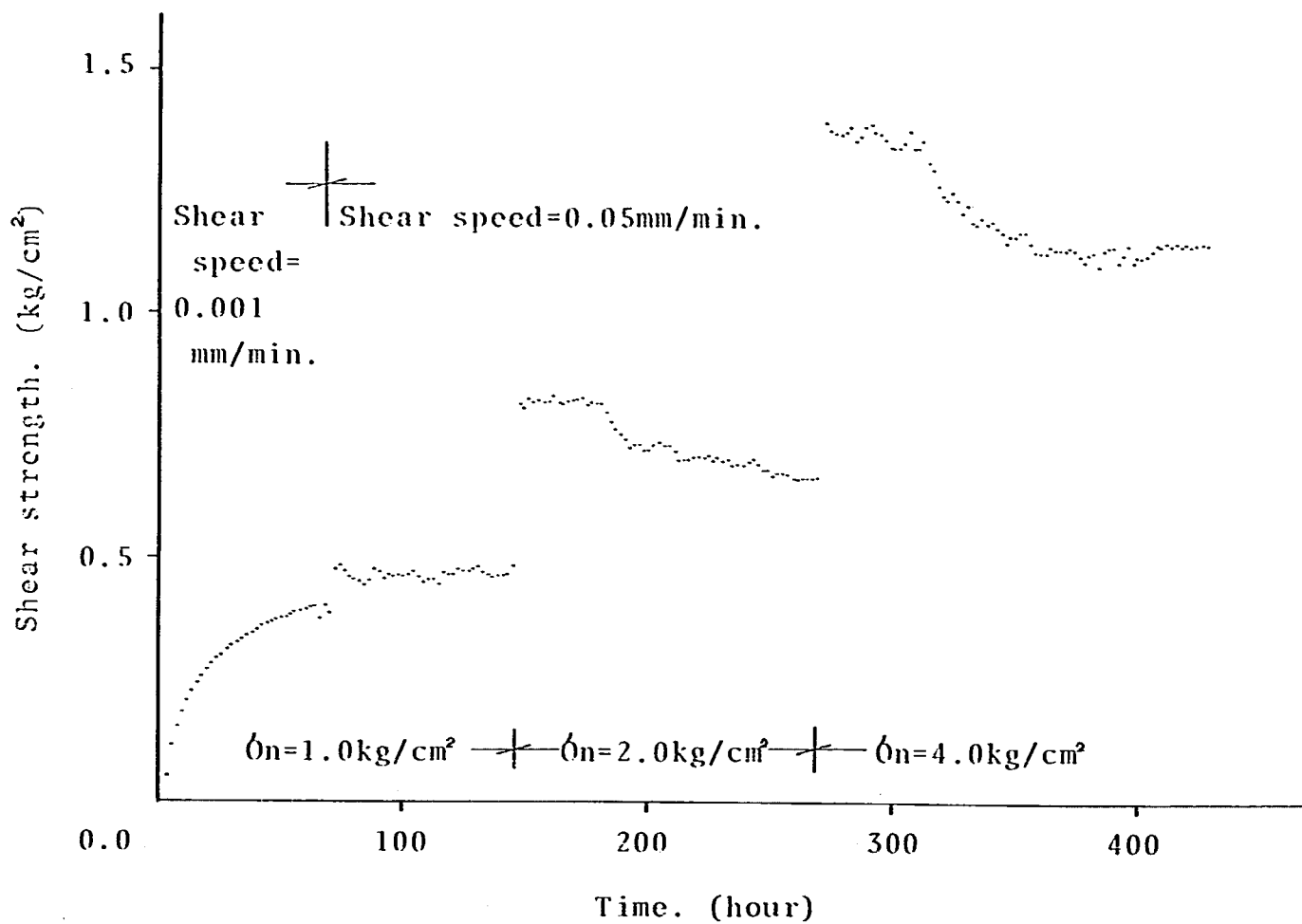
UCHIYAMA landslide

Ring shear test.

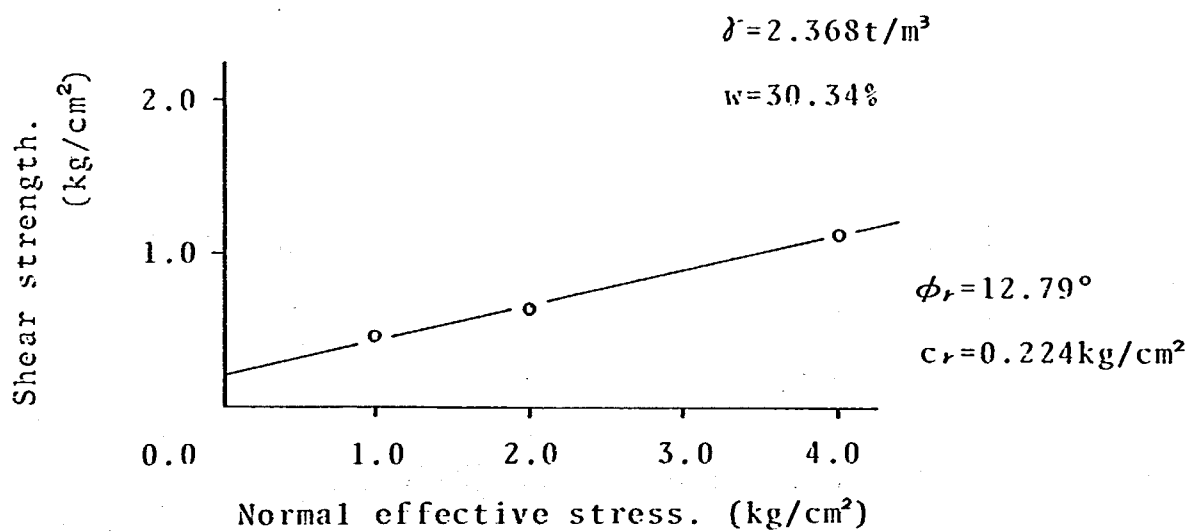
C孔 風化凝灰岩

H=32.8~33.8m

内山地すべり (富山県)



☒ I-3-1



☒ I-3-2

UCHIYAMA landslide

内山地すべり (富山県)

Ring shear test.

C孔 風化泥岩

H=33.8~35.5m

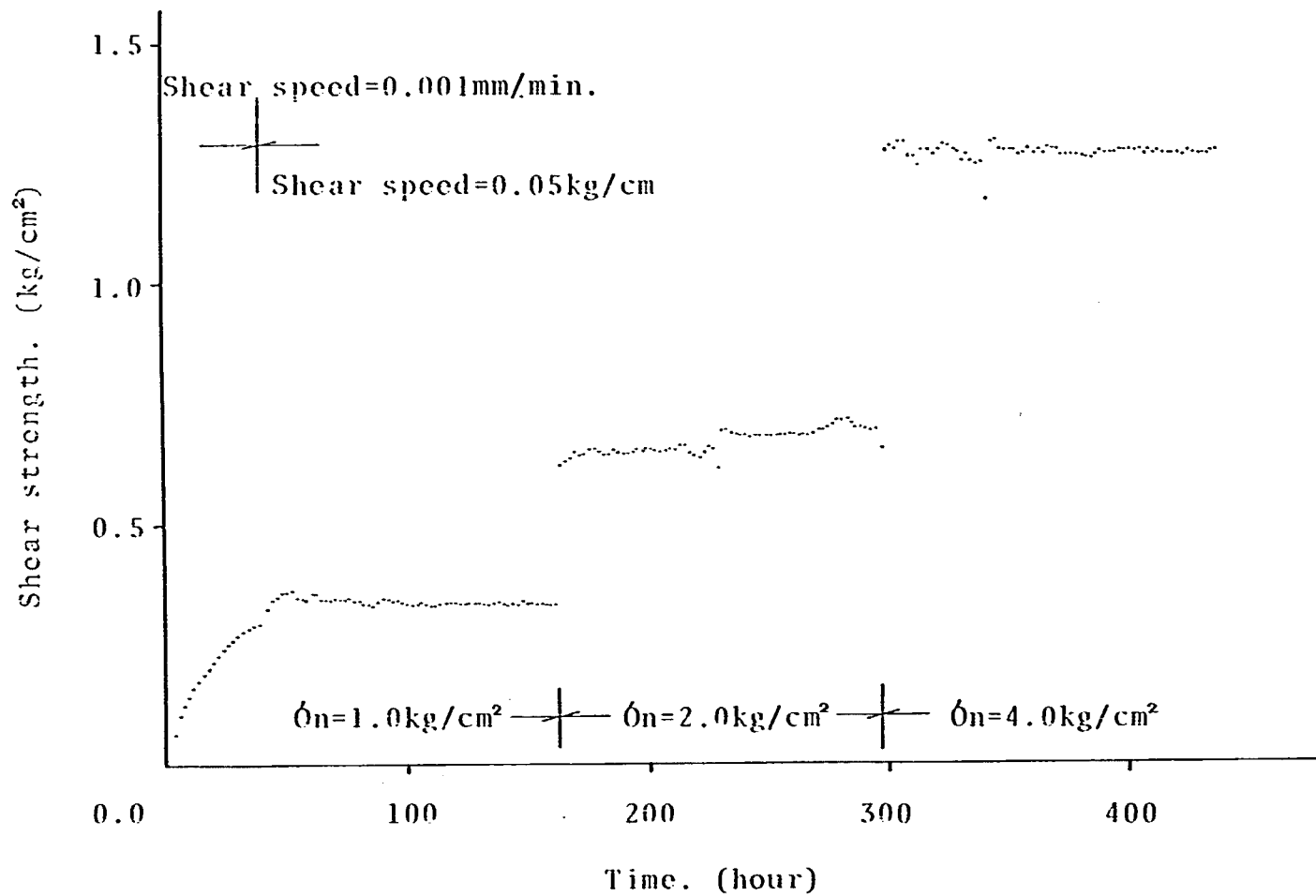


図 1-4-1

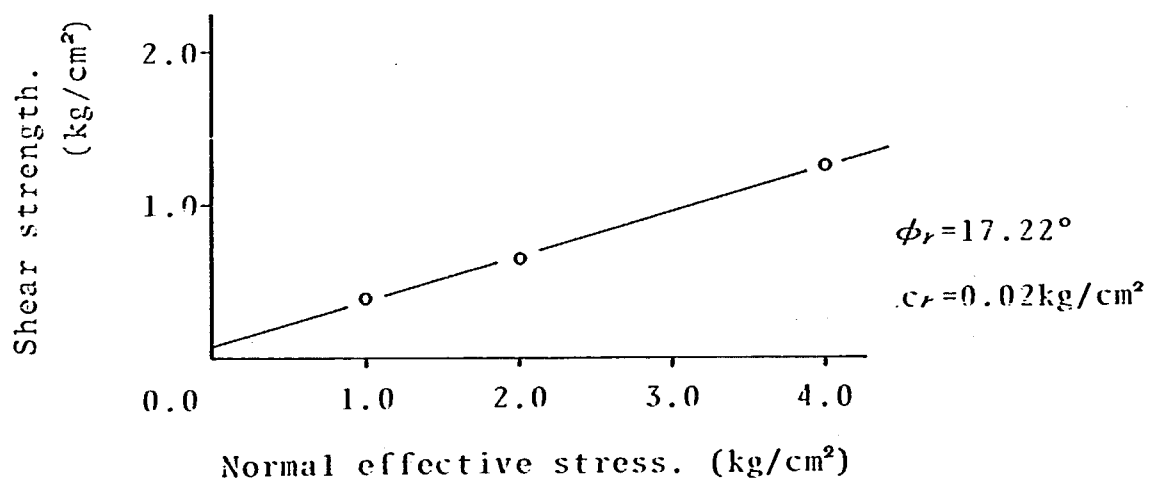


図 1-4-2

IKADANI landslide

五十谷地すべり (富山県)

Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$

Ring shear test.

Shear speed = $0.076 \sim 0.0046 \text{ mm/min.}$

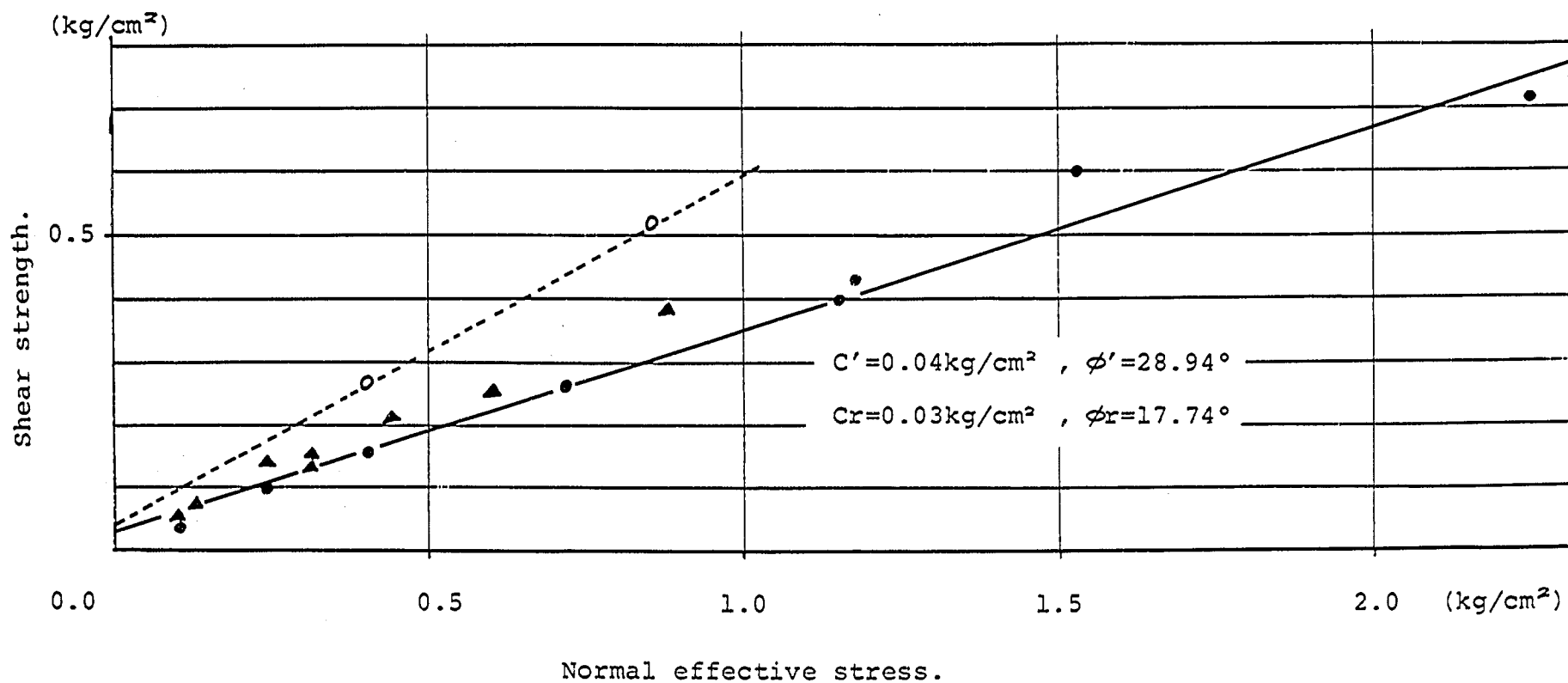


図 I-5

Shirasuna No.2 Sabo Dam.

白砂第2砂防ダム地すべり (石川県)

Ring shear test. (Slurry sample $d < 2.0\text{mm}$)

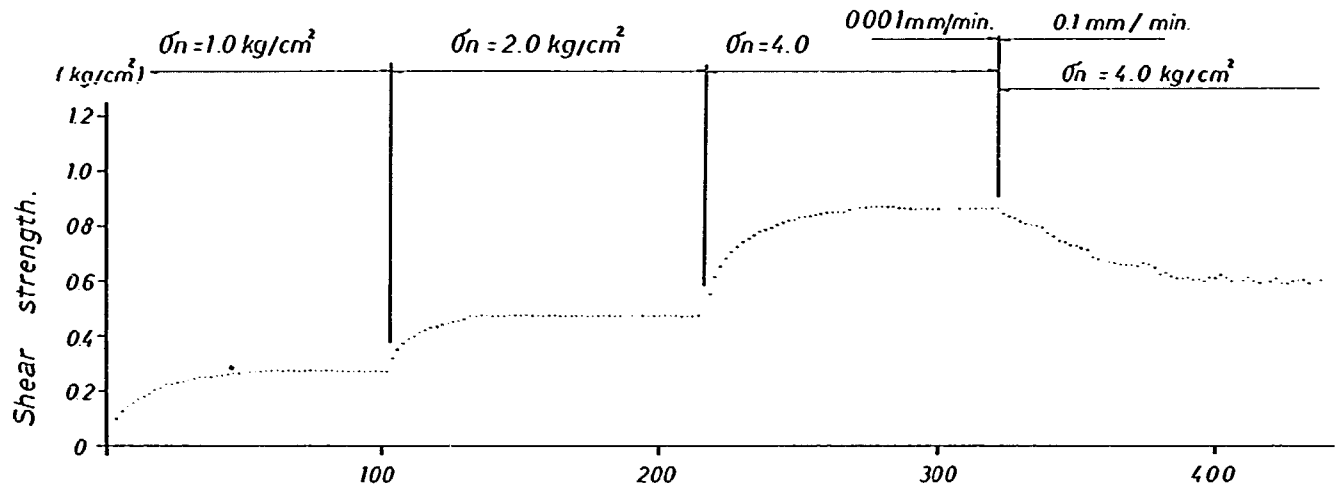


図 J-1-1(1)

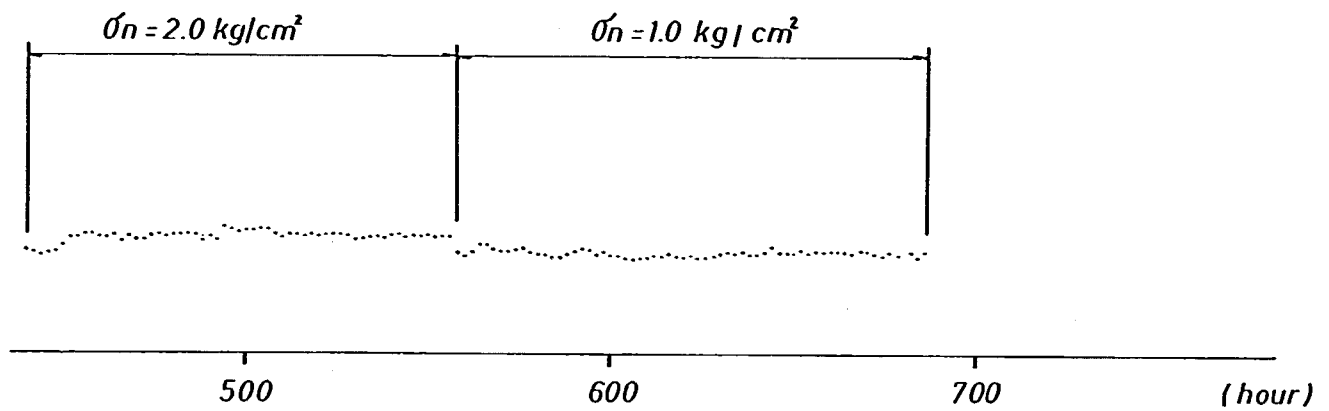


図 J-1-1(2)

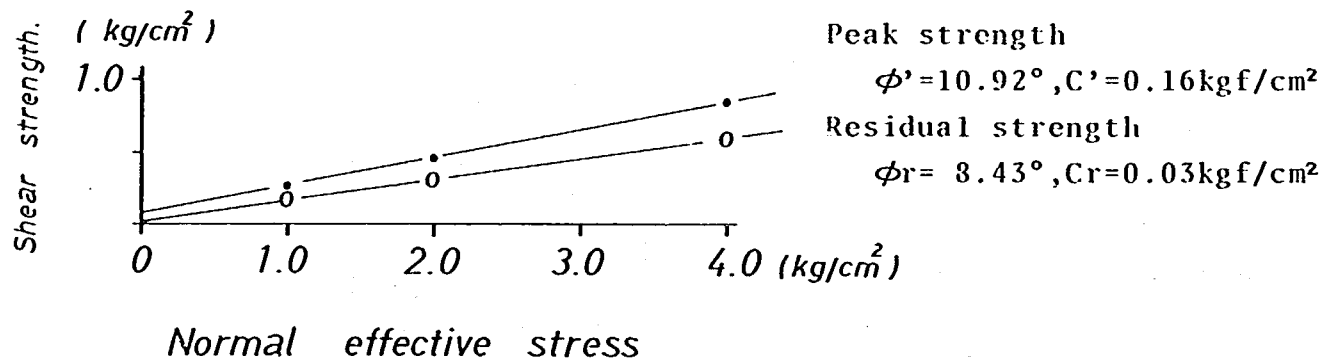


図 J-1-2

SHIRASUNA No.2 sabo dam landslide
 Reversal direct shear test
 slurry sample 2mm>d

白砂第2砂防ダム地すべり (石川県)

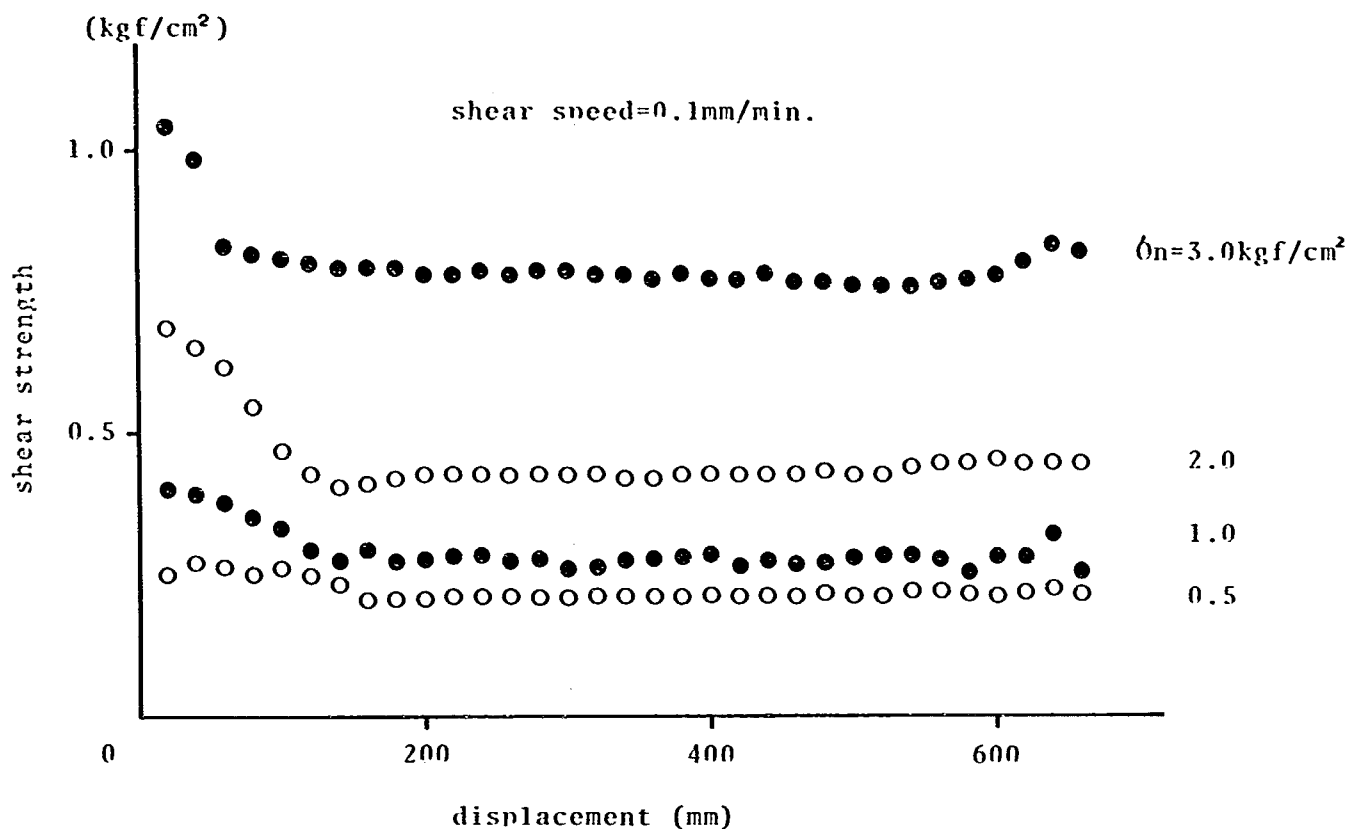


図 J-2-1

G_s : 2.774

W_l : 35.4 %

W_p : 13.9 %

I_p : 21.5 %

○ Fully softend strength.

● Residual strength.

C_d=0.05 (kg/cm²), Φ_d=18°, C_r'=0.05 (kg/cm²), Φ_r'=13°

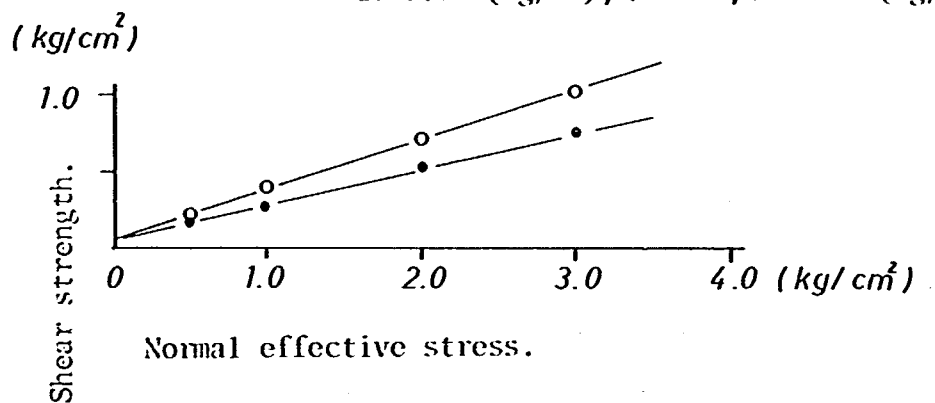
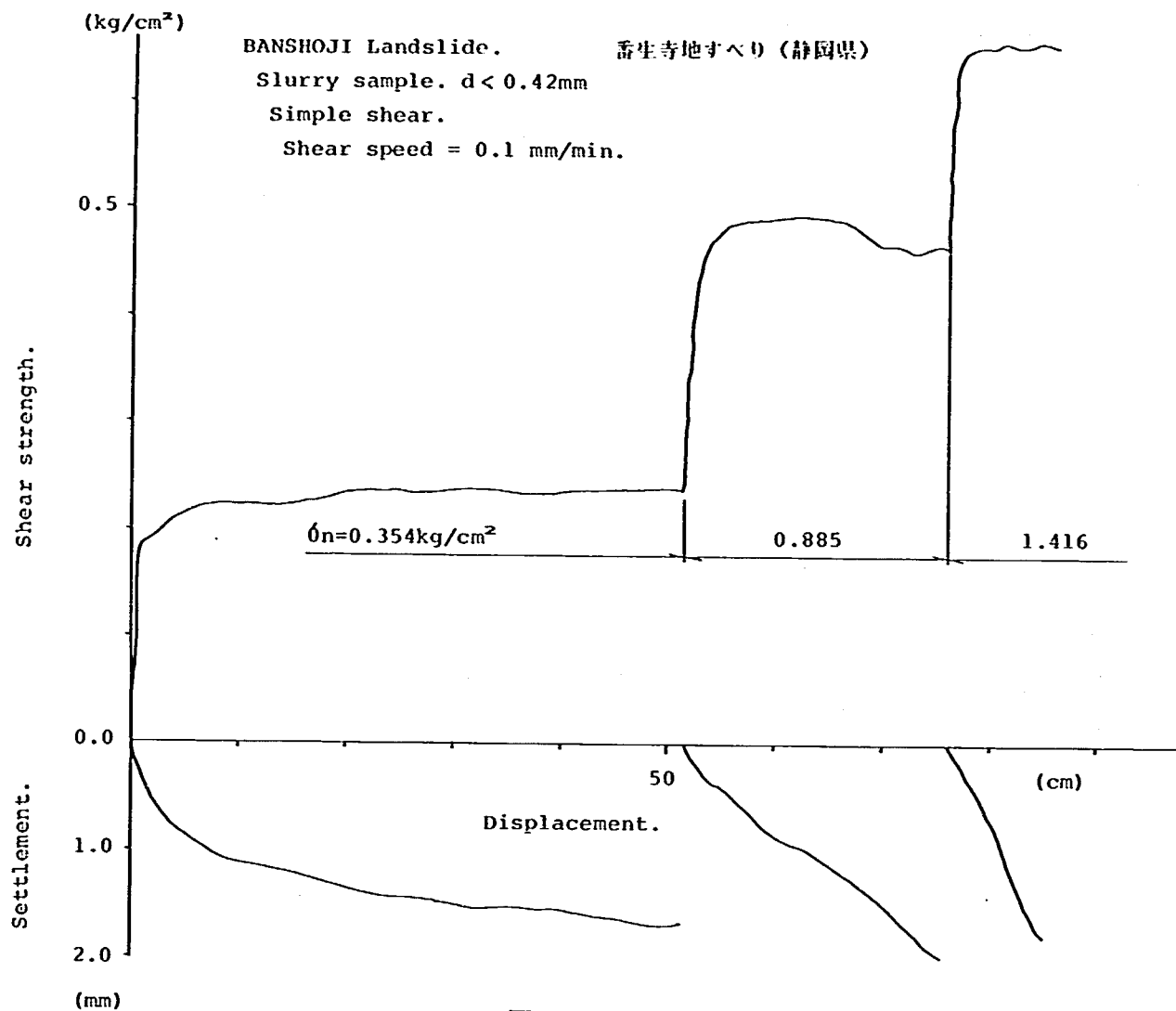
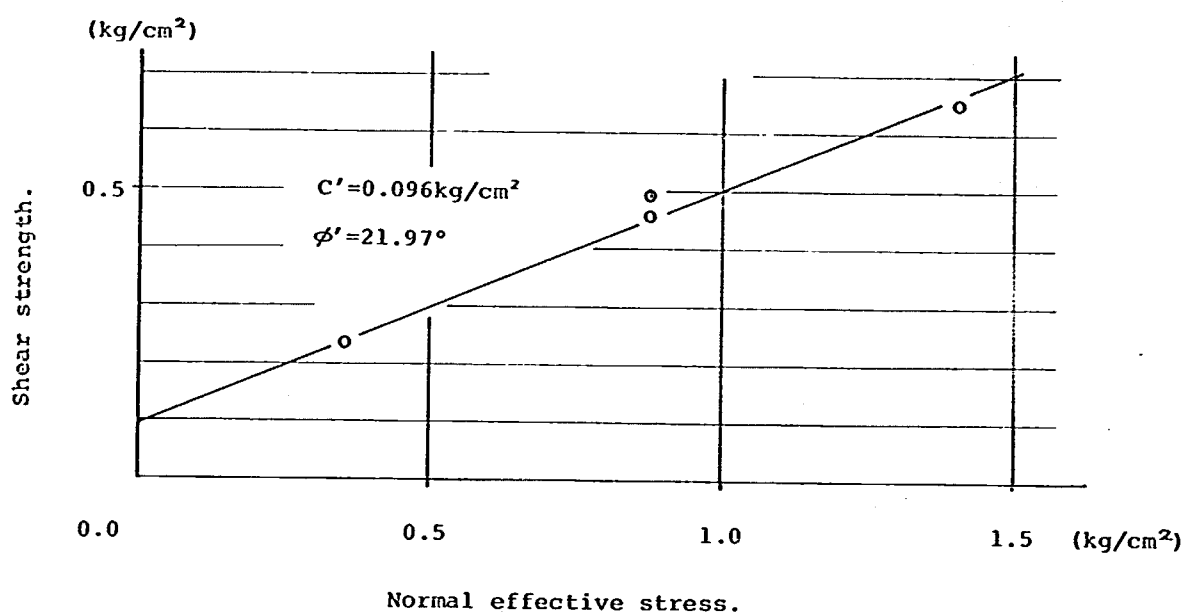


図 J-2-2



☒ K-1-1



☒ K-1-2

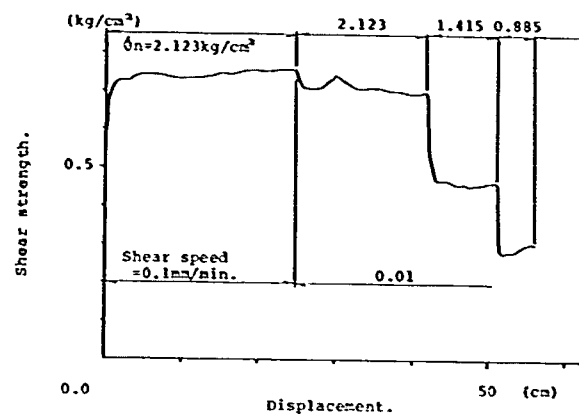
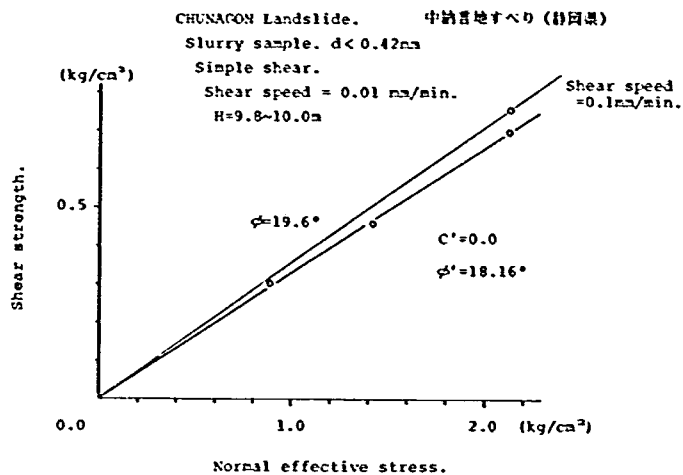


図 K-2

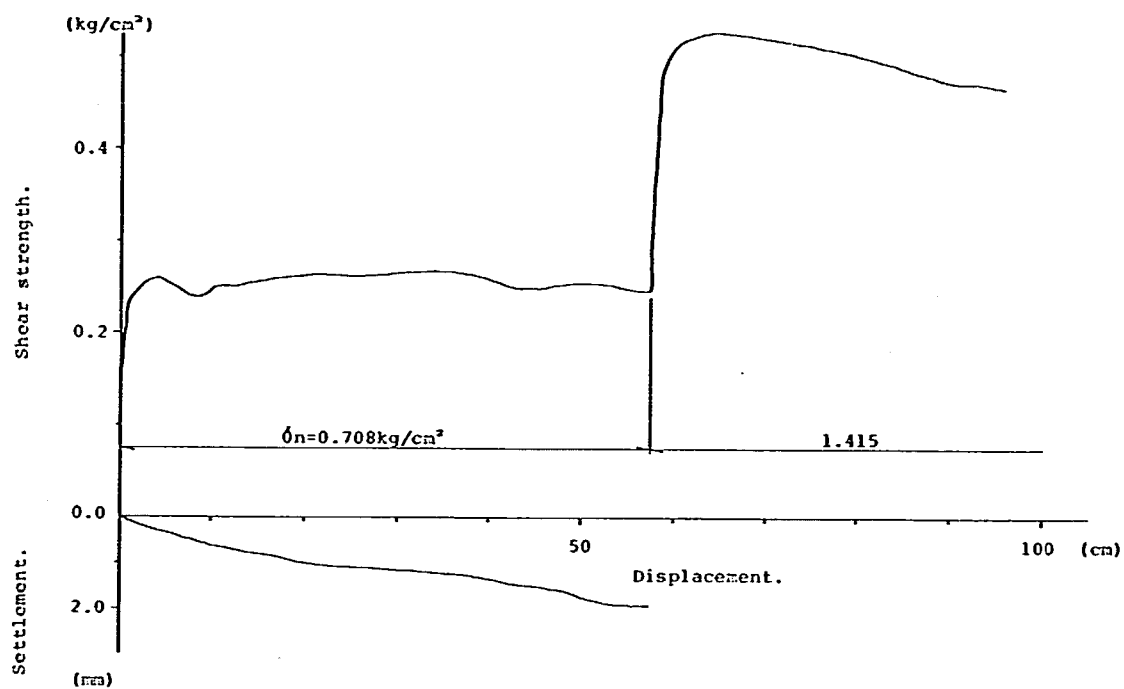


図 K-2-1

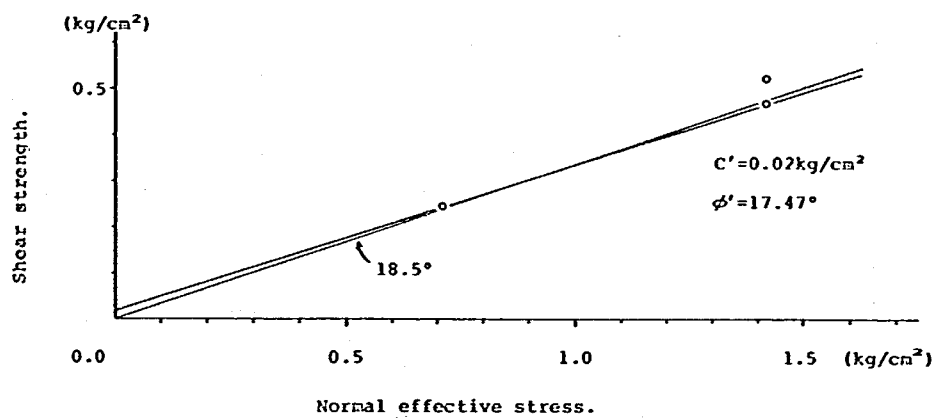


図 K-2-2

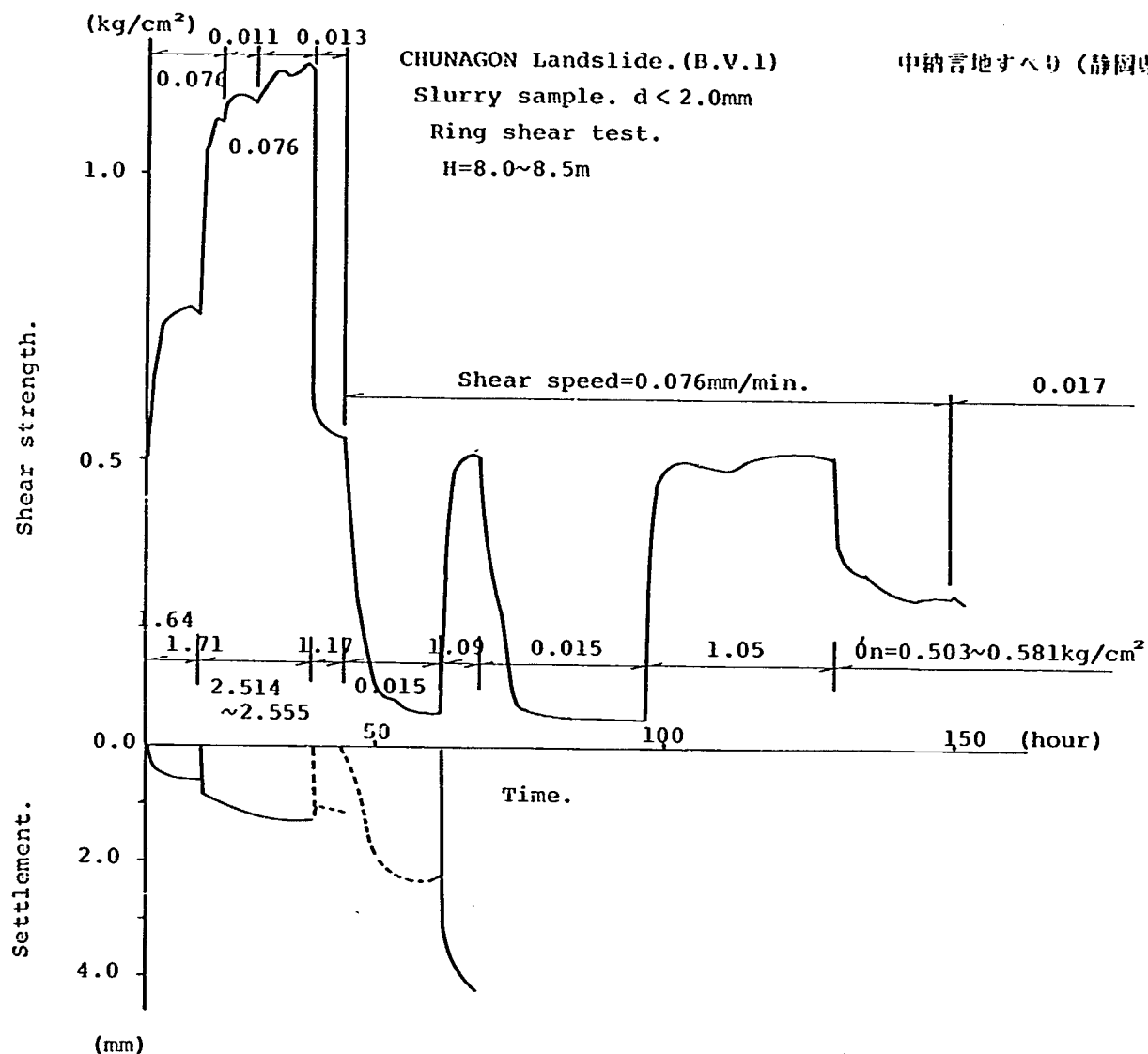


図 K-3-1

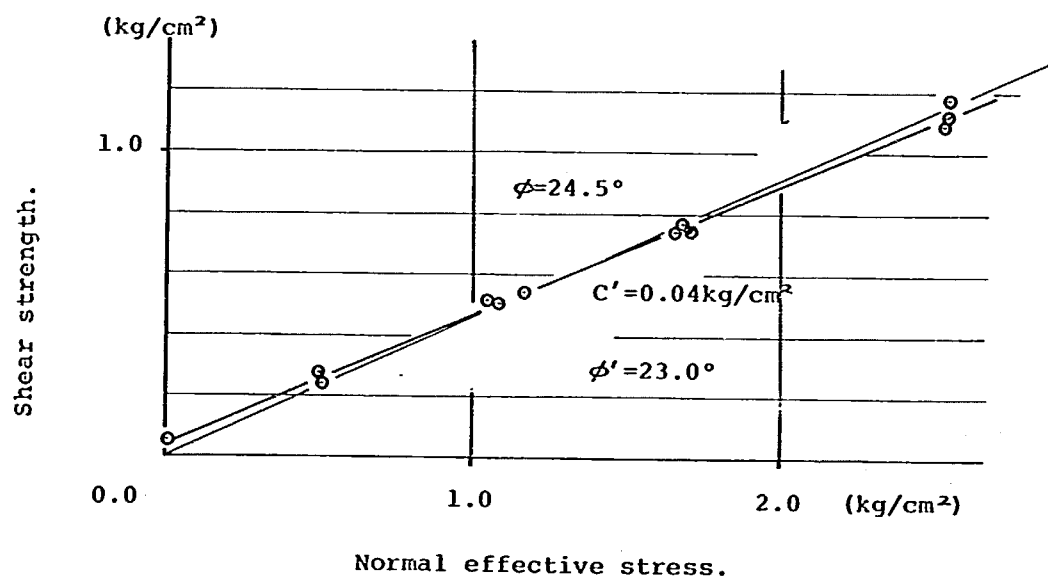


図 K-3-2

CHUNAGON Landslide.

中納言地すべり (静岡県)

Slurry sample. $d < 0.42\text{mm}$

Simple shear.

Shear speed = 0.1 mm/min.

$H=3.3\sim 3.5\text{m}$

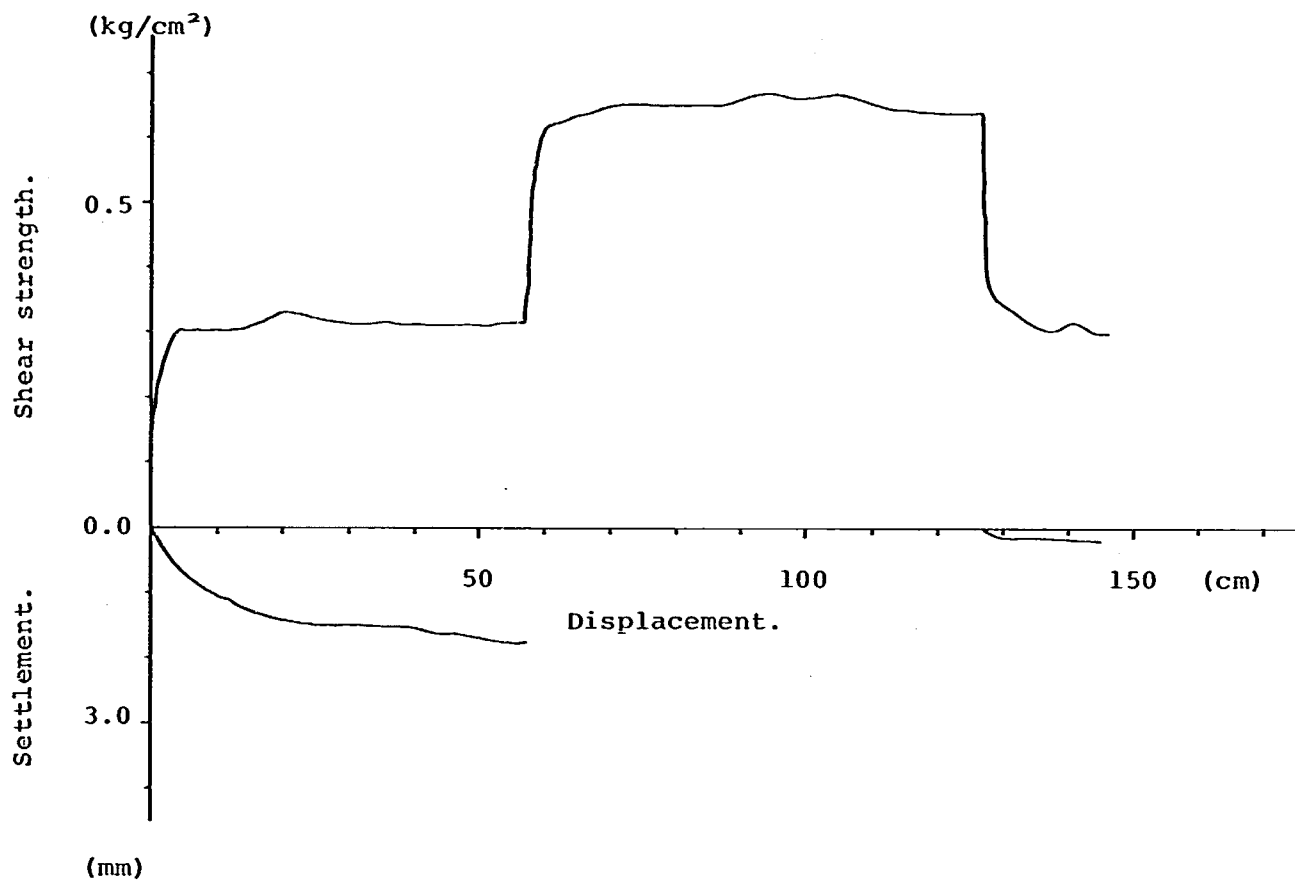


図 K-4-1

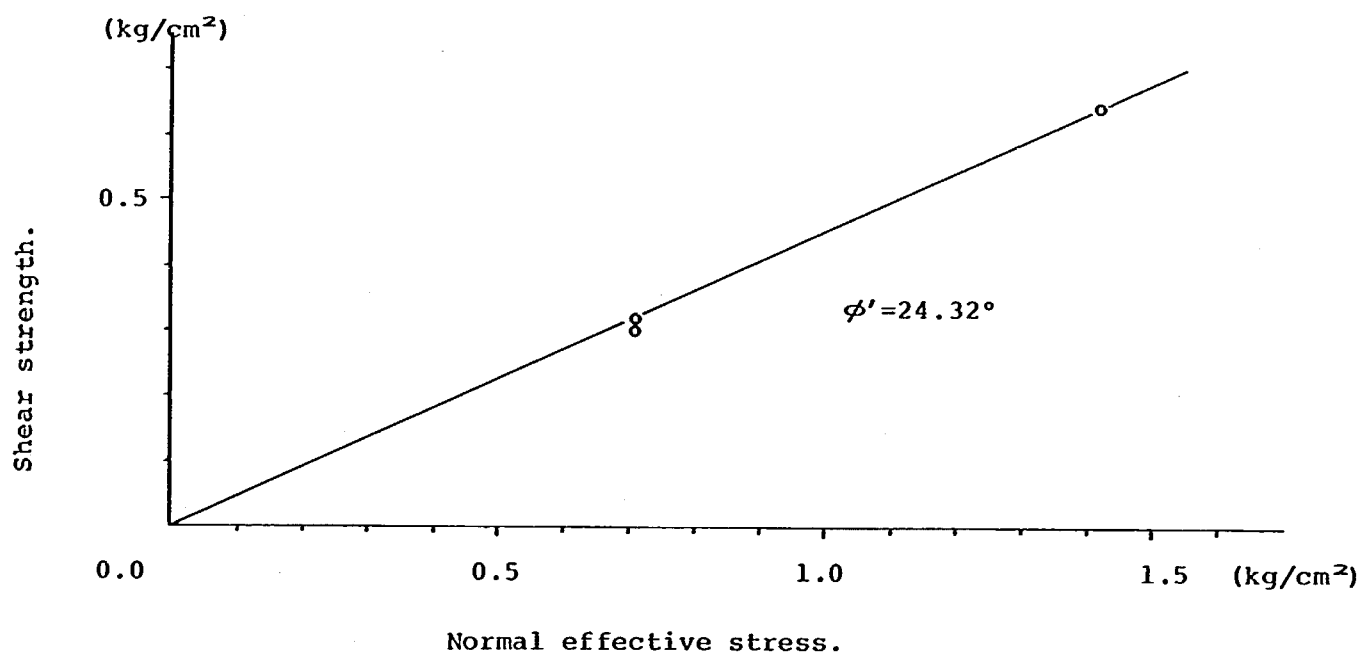


図 K-4-2

CHUNAGON Landslide.(B.V.1)

中納言地すべり (静岡県)

undisturbed sample

Simple shear.

Shear speed = 0.05 mm/min. $d_{max} = 5.03 \sim 8.84$ mm

$H = 2.15 \sim 2.5$ m

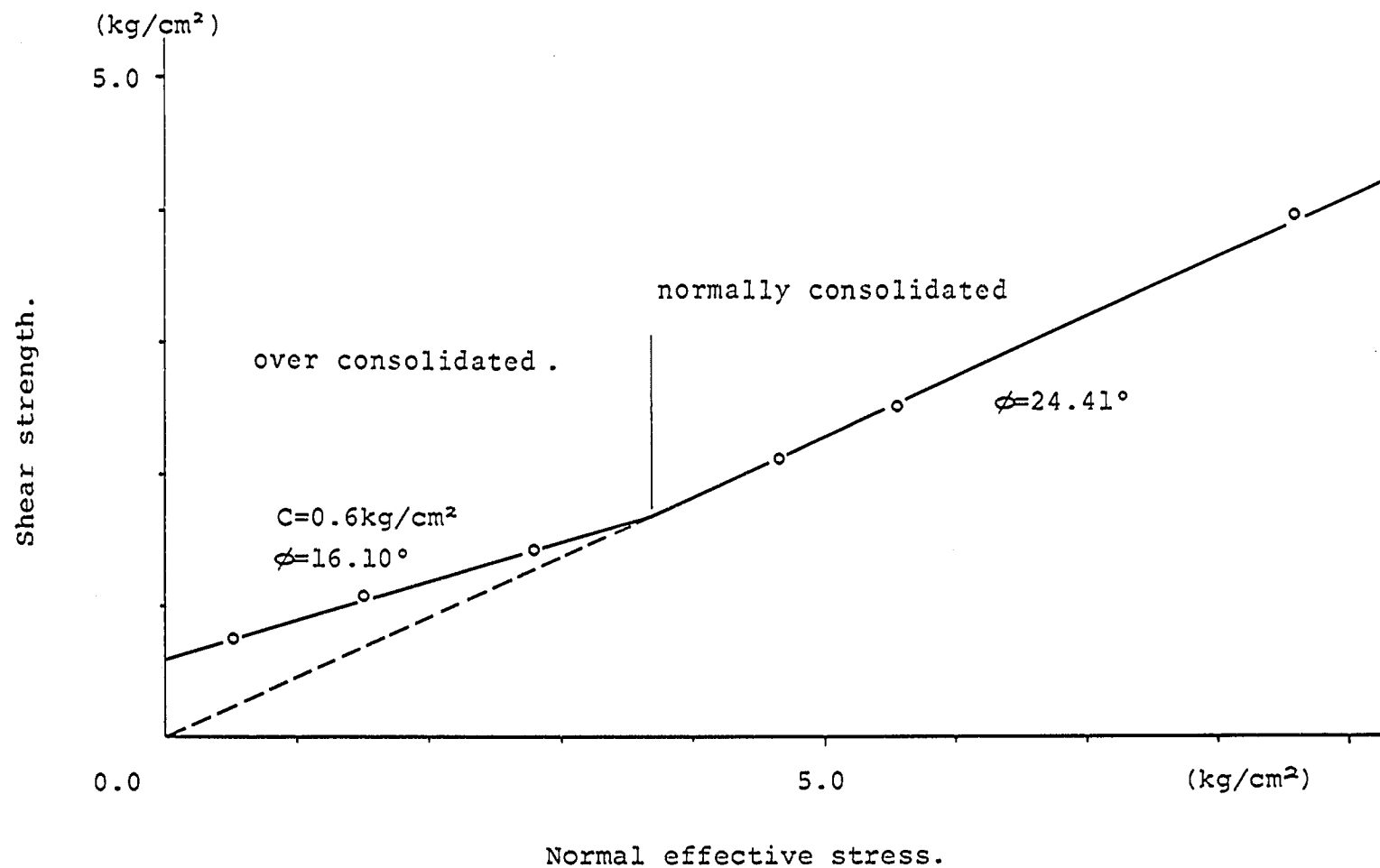
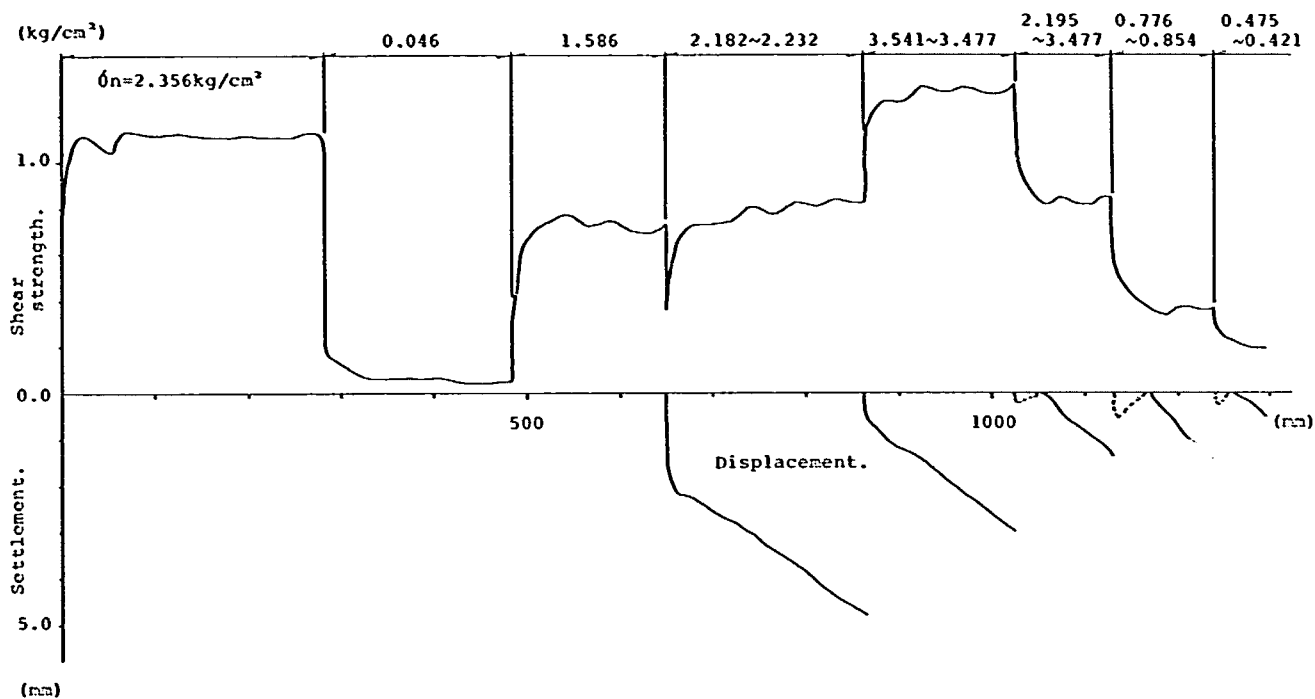


図 K-5

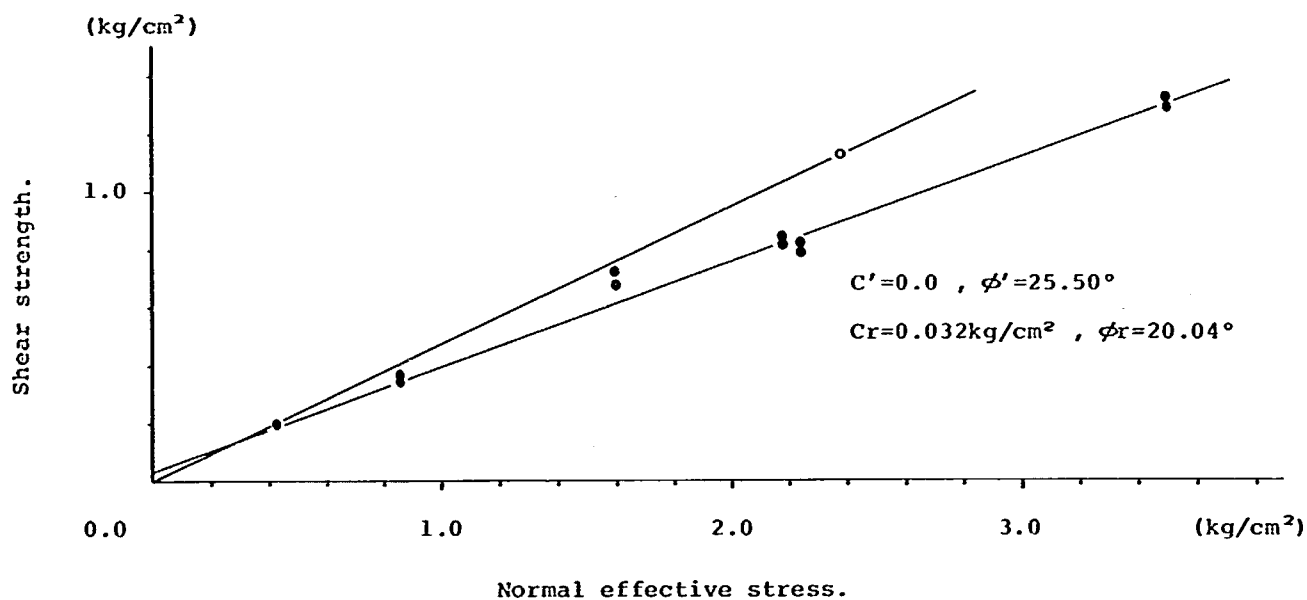
CHUNAGON Landslide.
Ring shear test. H=0.5~2.5m

中納言地すべり (静岡県)



☒ K-6-1

CHUNAGON Landslide.
Slurry sample. $d < 2.0 \text{ mm}$
Ring shear test.
H=0.5~2.5m



☒ K-6-2

YAINABA tunnel landslide
Ring shear test
slurry sample 420 μ >d

谷稲葉トンネル地すべり (静岡県)

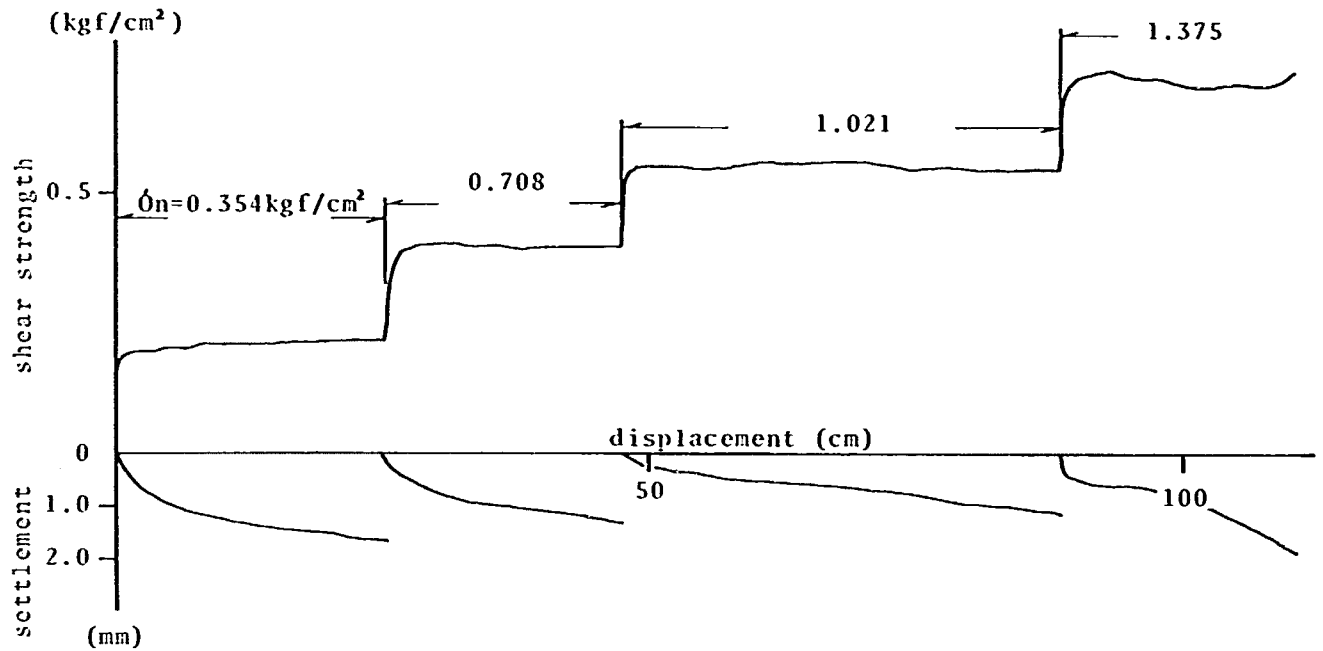


図 K-7-1

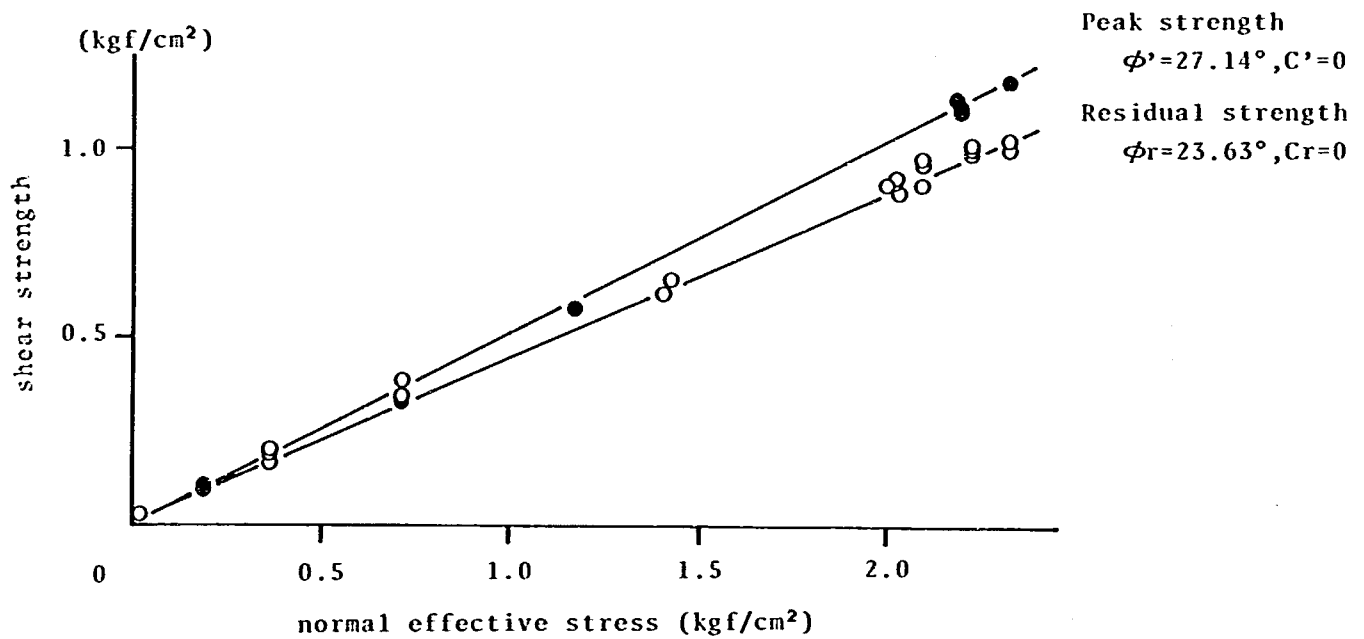


図 K-7-2

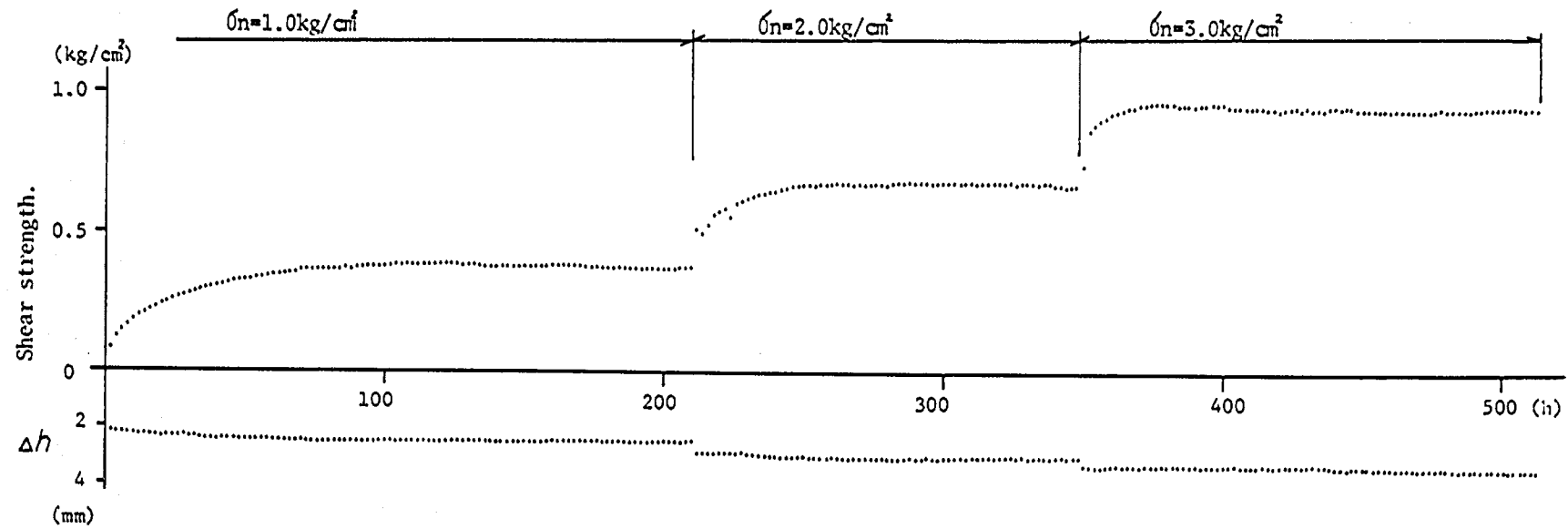
OCHIAI Landslide.

Disturbed sample.

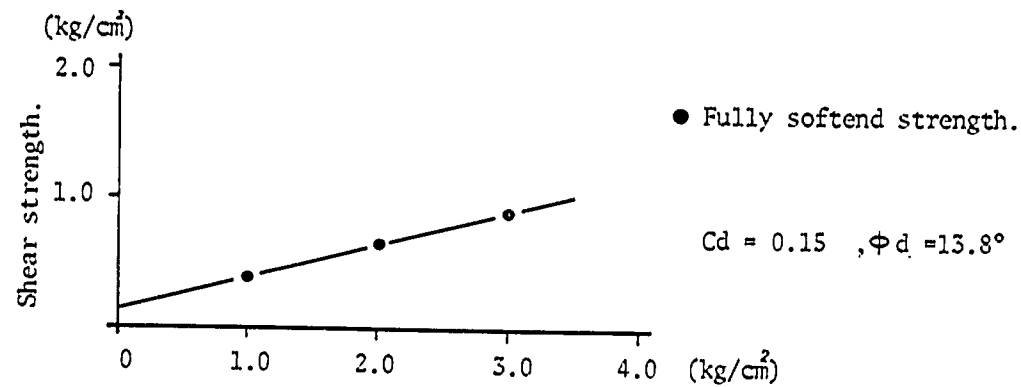
Ring shear test.

落合国道19号地すべり (岐阜県)

Shear speed = 0.001mm/min.



☒ L-1-1



Normal effective stress.

☒ L-1-2

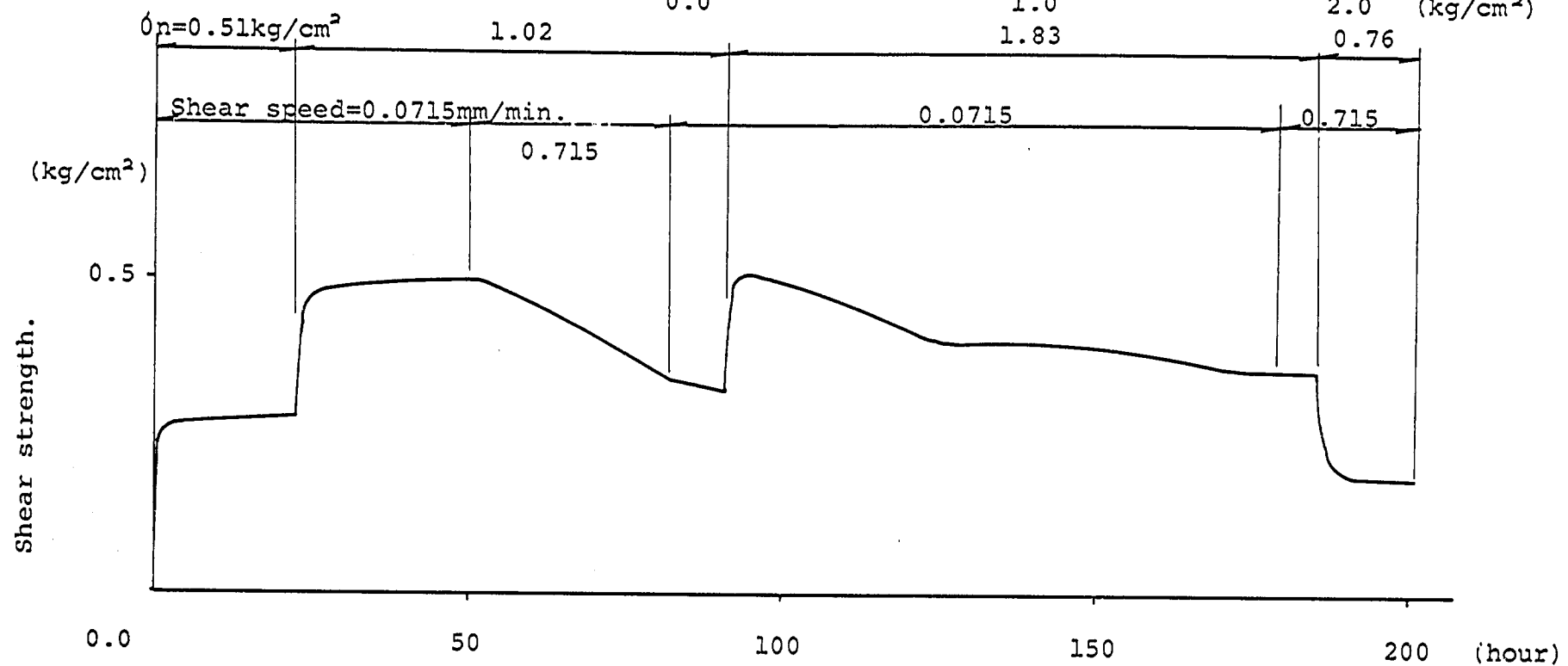
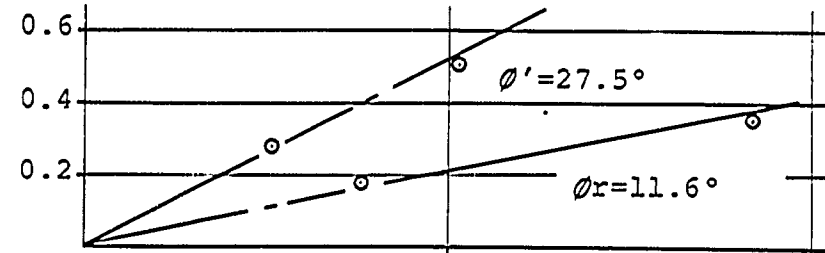
KAMENOSE Landslide. (B.V.3)

Slurry sample.

Ring shear test.

絶の瀬地すべり (大阪府)

(kg/cm²)

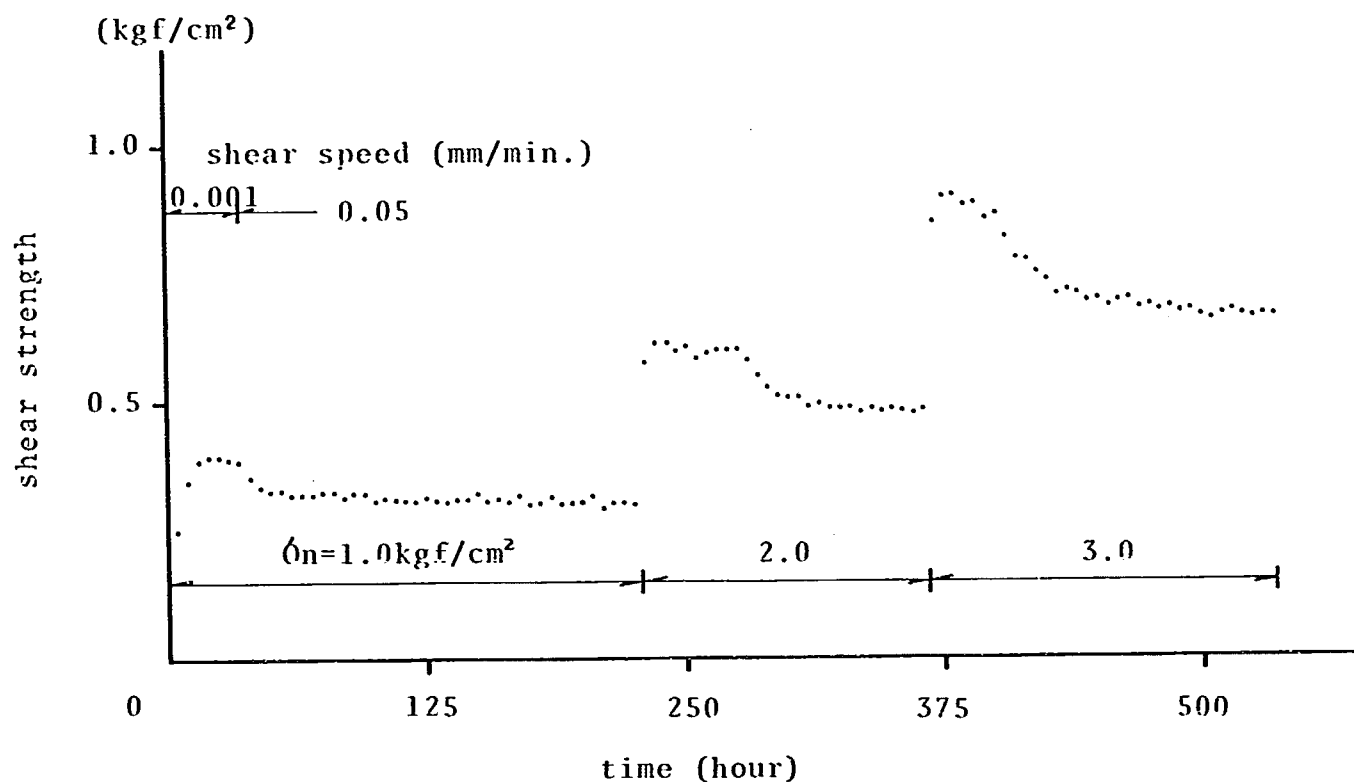


Time.

☒ M-1

ASAHIKAOKA landslide
Ring shear test
undisturbed sample

旭が丘地すべり（大阪府）



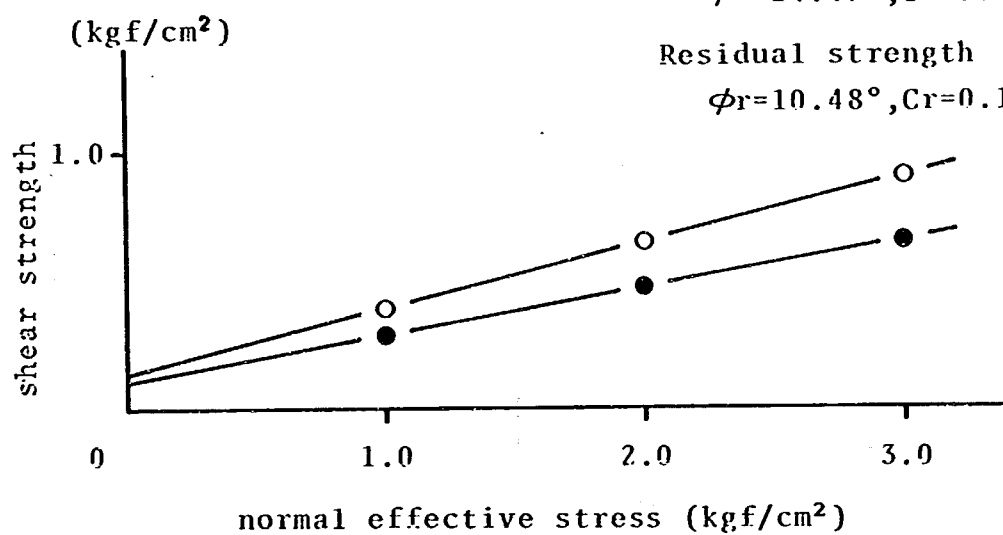
☒ M-2-1

Peak strength

$$\phi' = 14.47^\circ, C' = 0.136 \text{ kgf/cm}^2$$

Residual strength

$$\phi_r = 10.48^\circ, C_r = 0.104 \text{ kgf/cm}^2$$



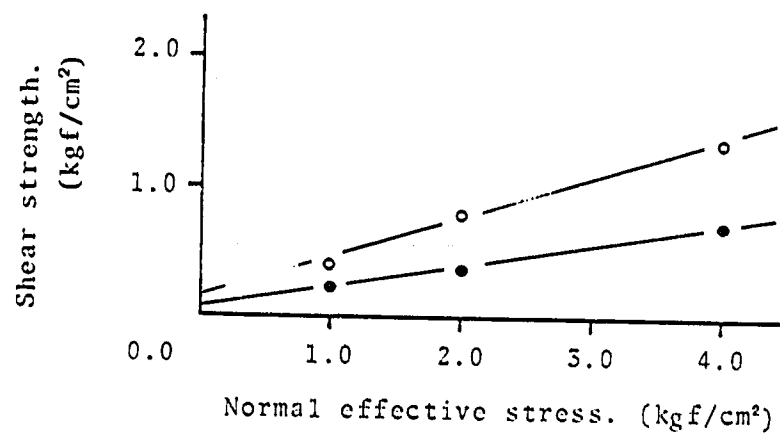
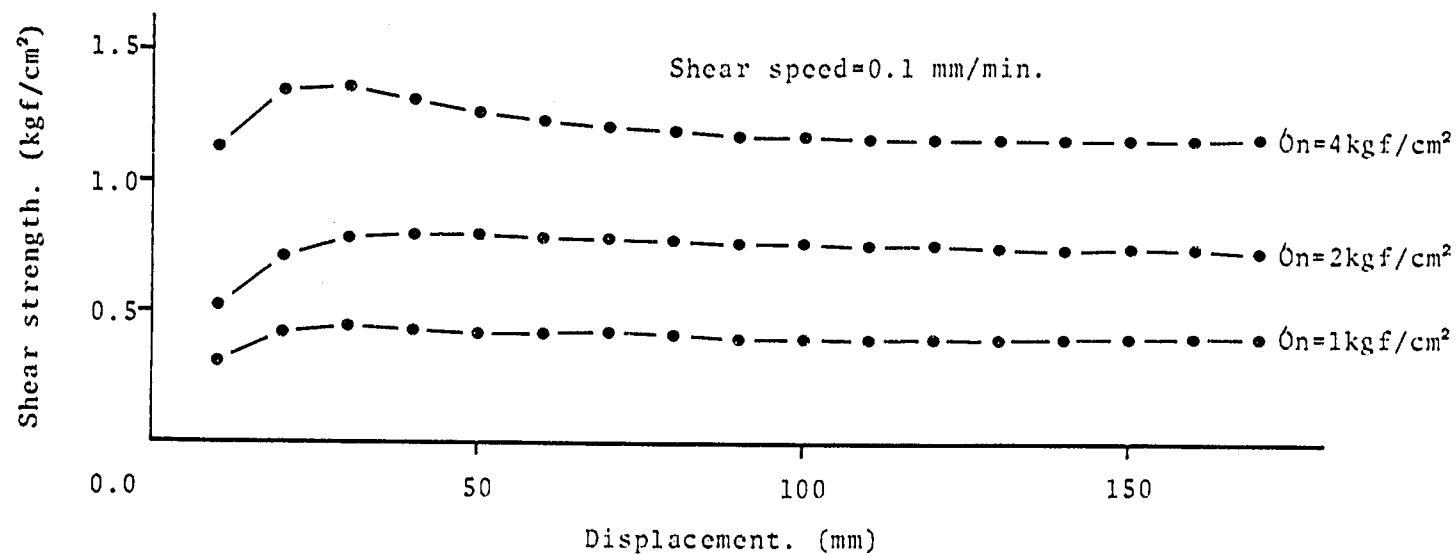
☒ M-2-2

Reversal direct shear test.

SHIRAKI west area landslide

白木西地区地すべり (山口県)

b-21' H=15~16 m



$\phi_d = 16.85^\circ$ $C_d = 0.16 \text{ kgf/cm}^2$

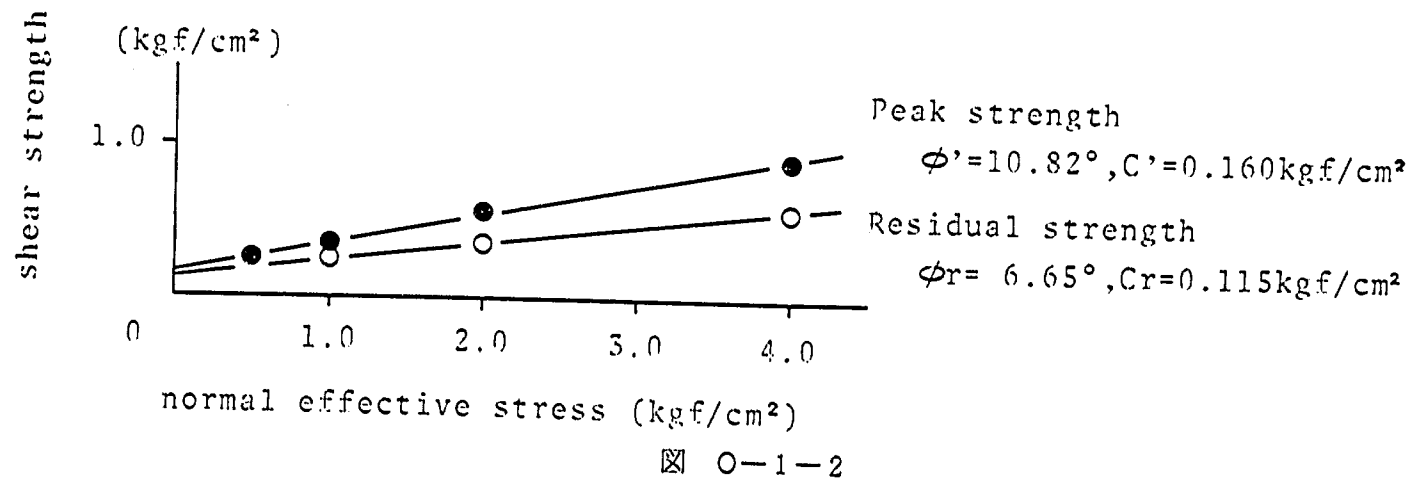
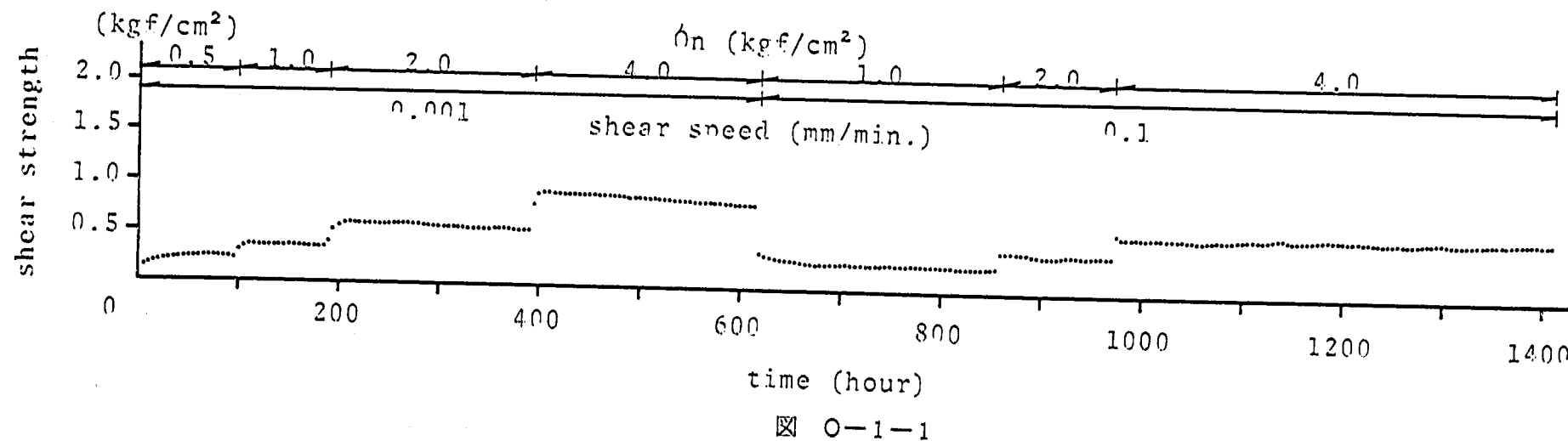
$\phi_r = 8.03^\circ$ $C_r = 0.08 \text{ kgf/cm}^2$

CHOJA landslide (slate)

Ring shear test

slurry sample 2mm>d

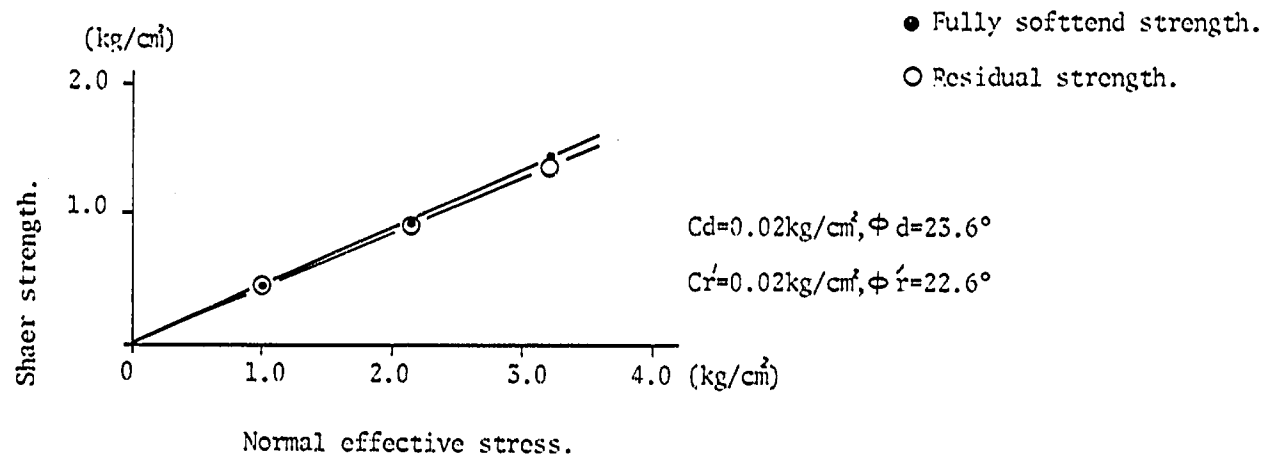
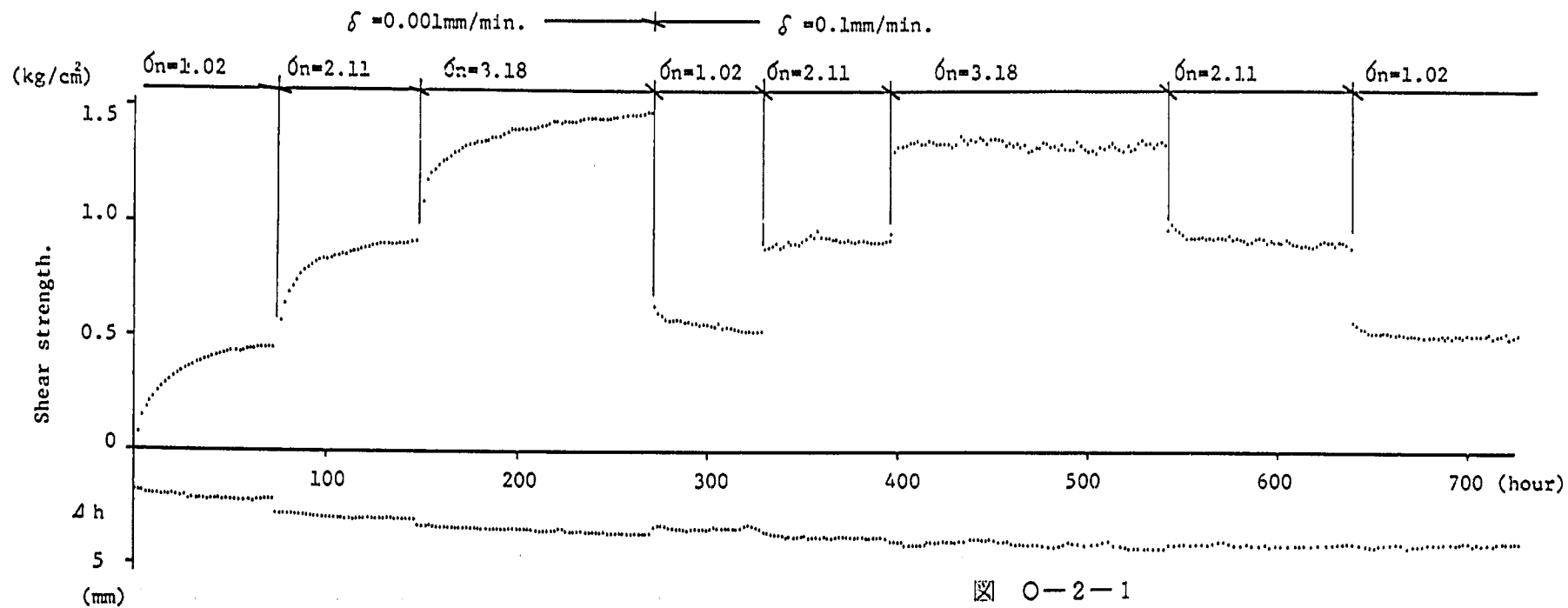
長者地すべり (高知県)



CHOJIA Landslide. Ring shear test.

長者地すべり (高知県)

Serpentine clay. (slurry sample $d < 2.0\text{mm}$.)



⊗ ○—2—2

CHOJA landslide

Reversal direct shear test
slurry sample 2mm>d

長者地すべり (高知県)

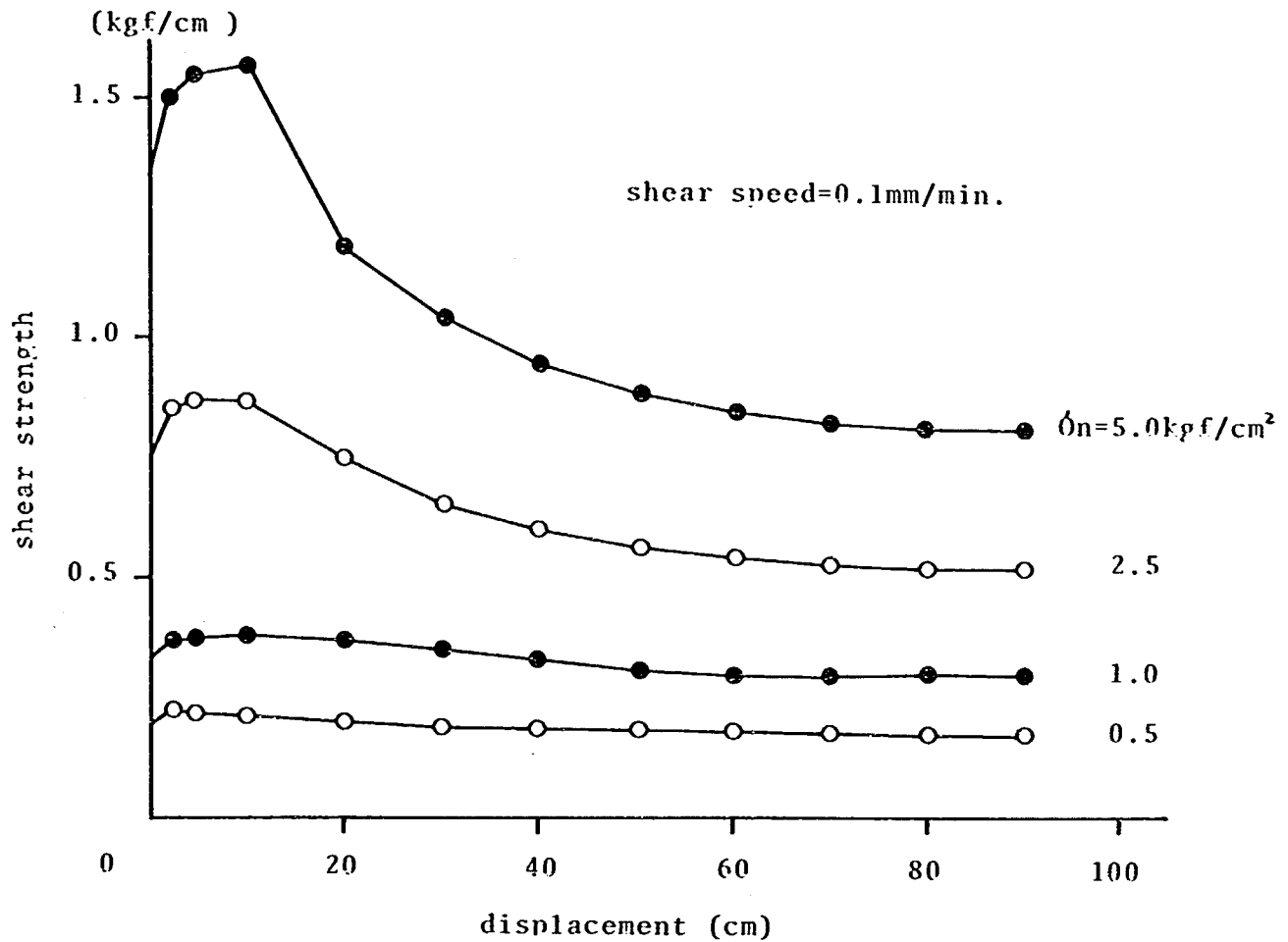
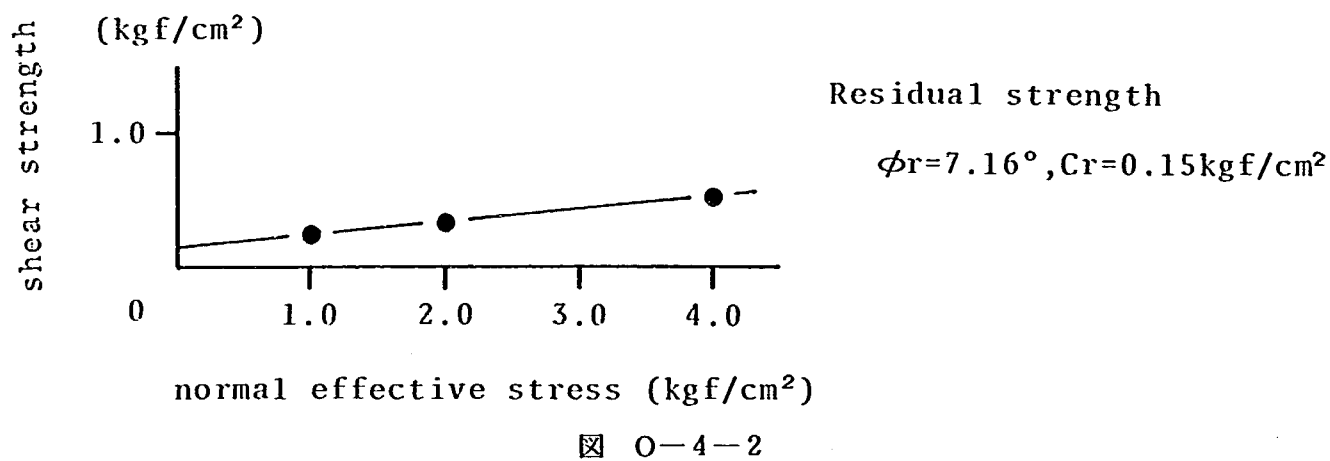
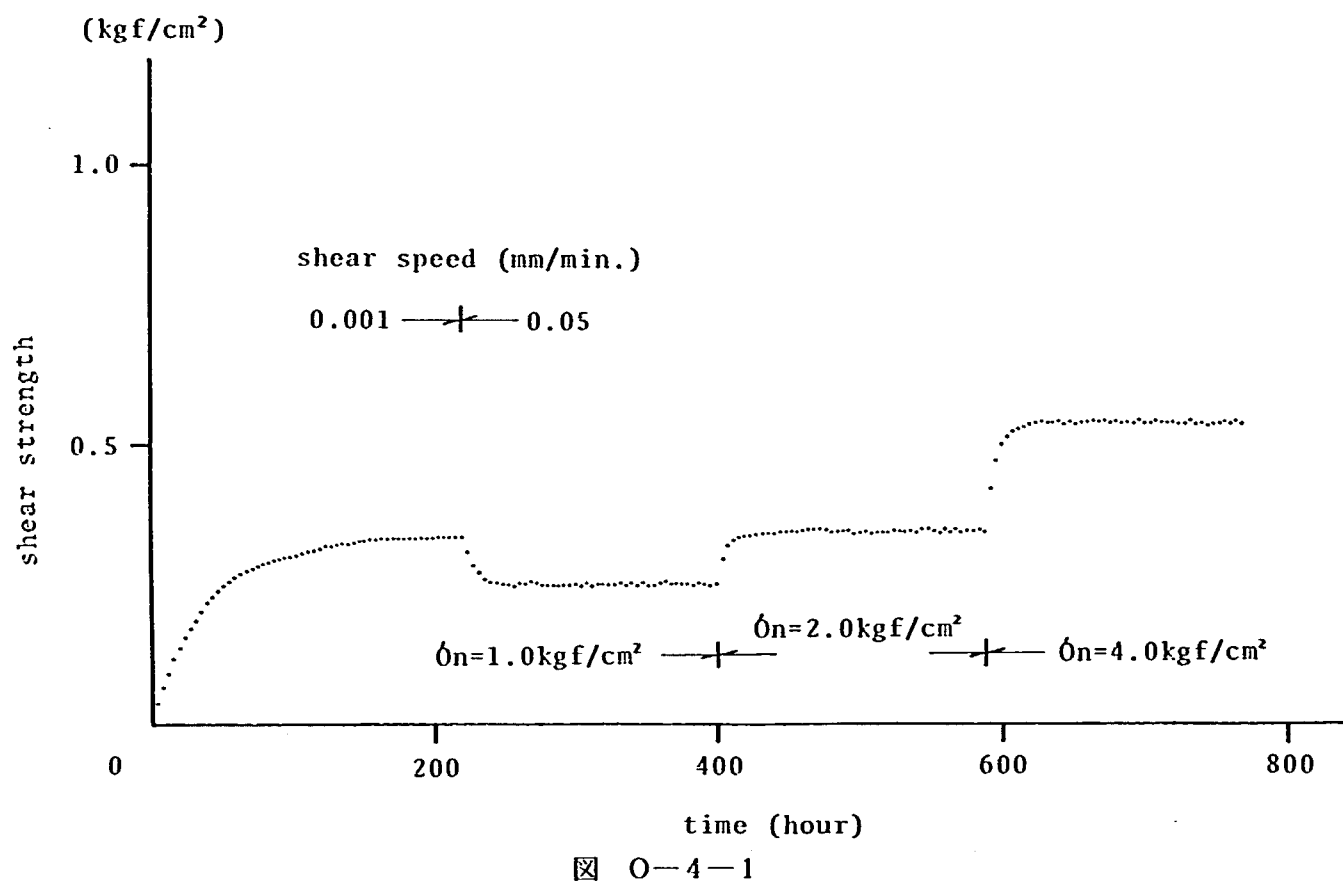


図 O-3

CHOJA Landslide (slide)
 Ring shear test
 slurry sample 840 μ d

長者地すべり (高知県)



CHOJIA Landslide .

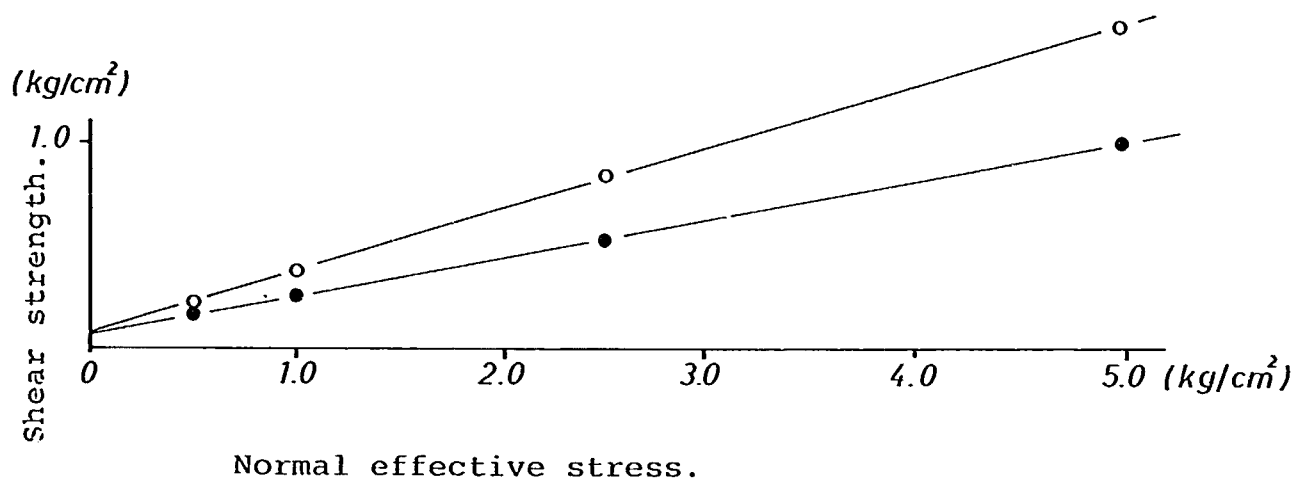
Reversal direct shear test.

(slurry sample $d < 2.0\text{mm}$) $\circ$ Fully softend strength.

• Residual strength.

$C_d = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi_d = 16.5^\circ$

$C_r = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi_r = 10.5^\circ$



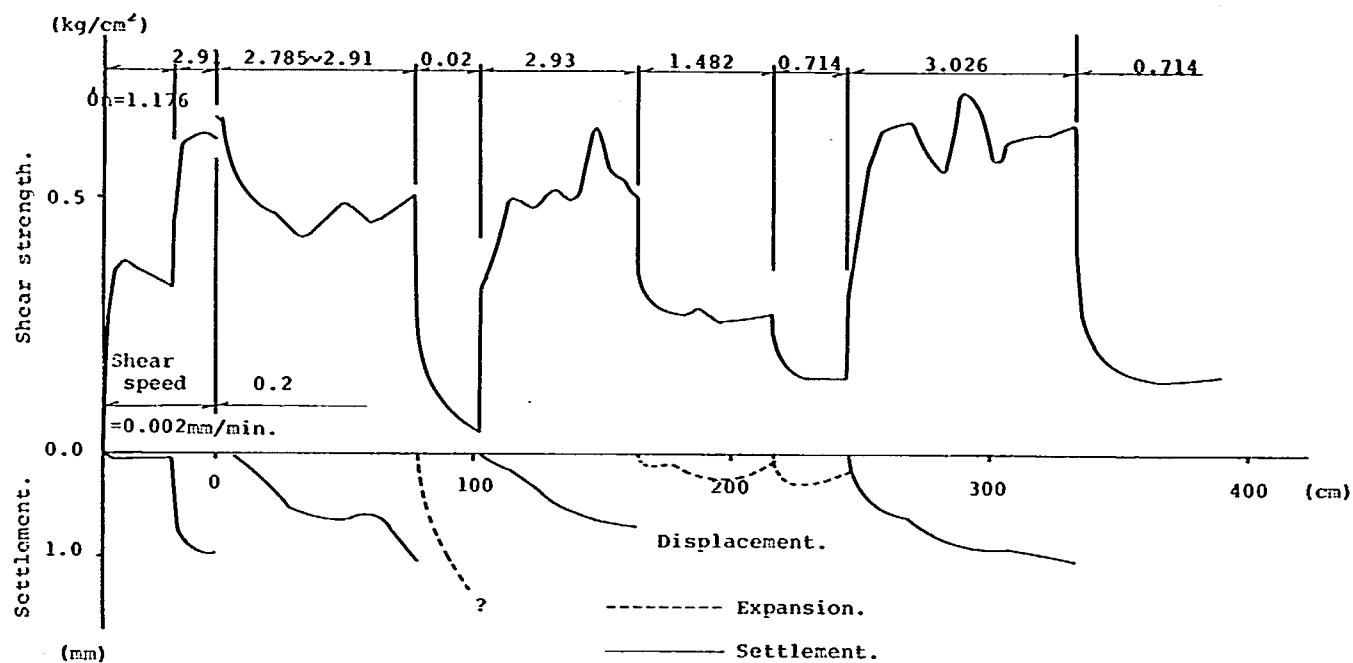
☒ O-5

CHOJA Landslide.

長春地帯 (高知県)

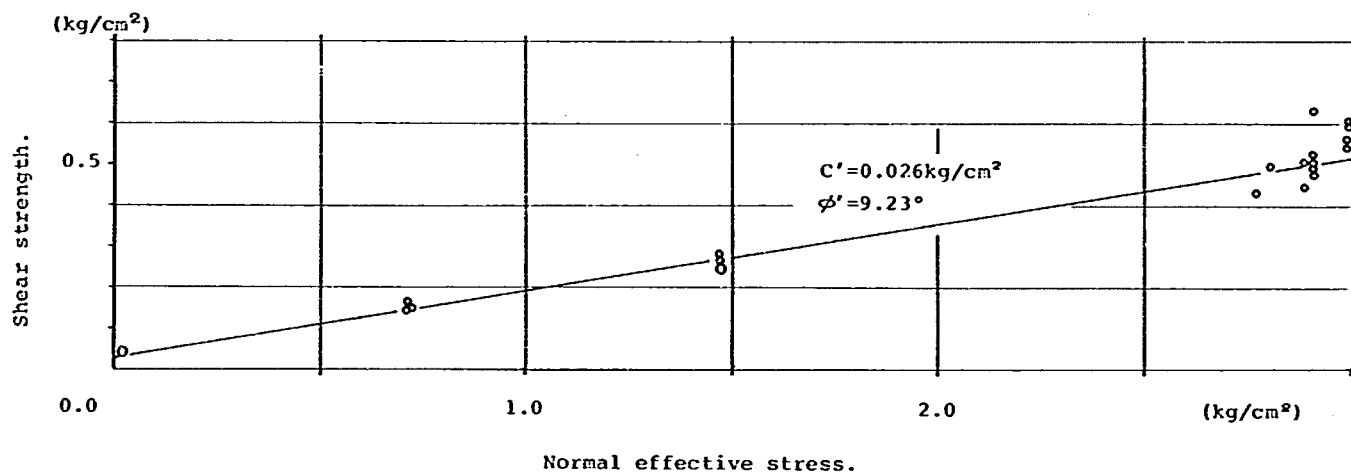
Ring shear test.

disturbed sample. $w = 23.15 \%$



☒ O-6-1

Shear speed = 0.2 mm/min.



☒ O-6-2

CHOJA Landslide.

長者地すべり (高知県)

Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$

Simple shear.

Shear speed = 0.1 mm/min.

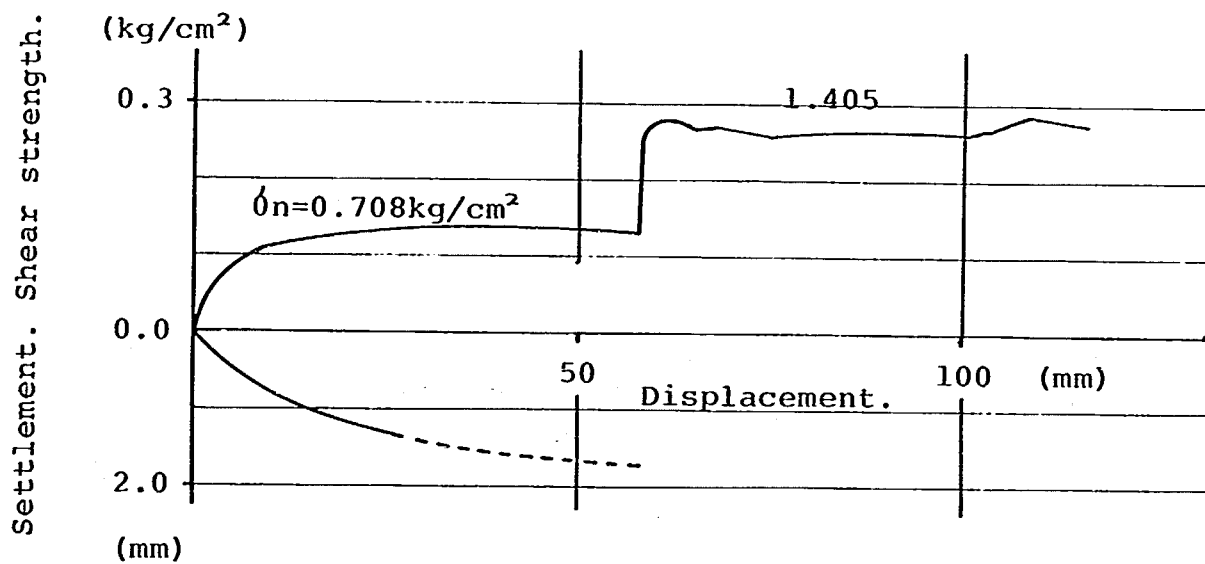
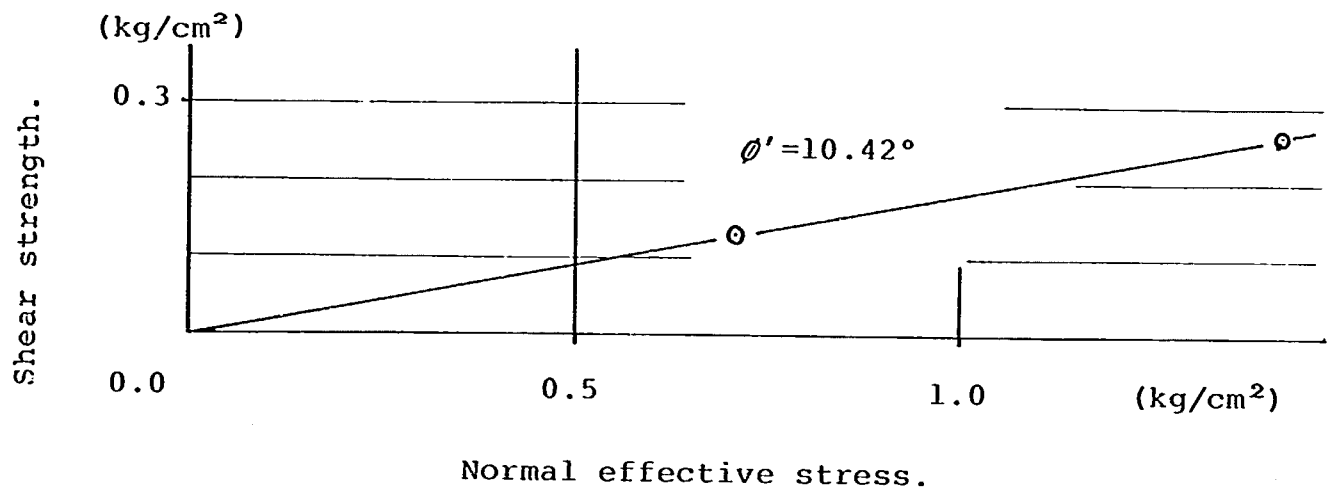


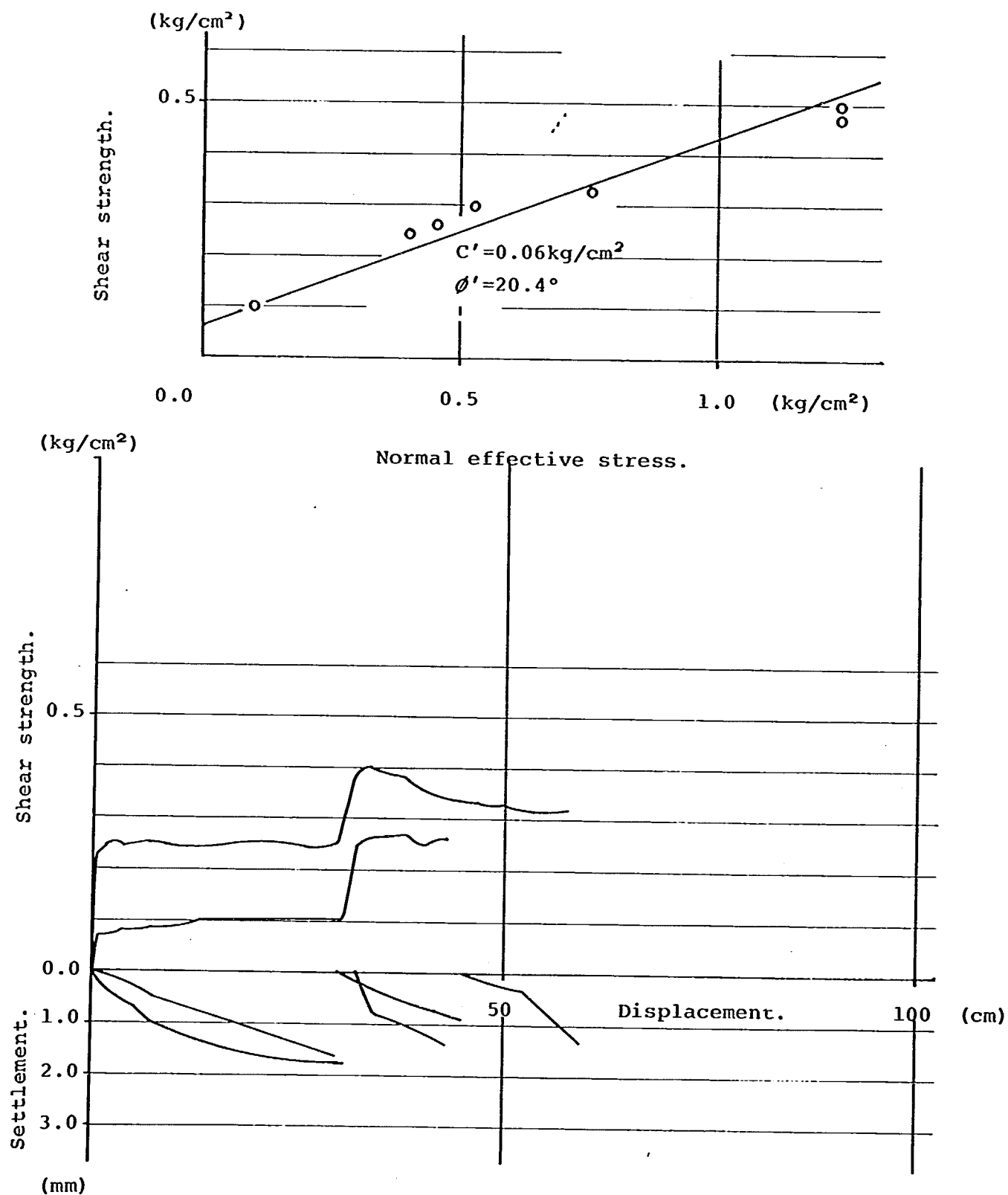
図 O-7

SHIMOJIZOHJI Landslide.

下地蔵寺地すべり (高知県)

Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$

Simple shear. $H=6.6\sim 7.0\text{m}$



☒ O-8

Minamidaioh Landslide.
Ring shear test. Shear speed 0.001mm/min.

南大王 (高知県)

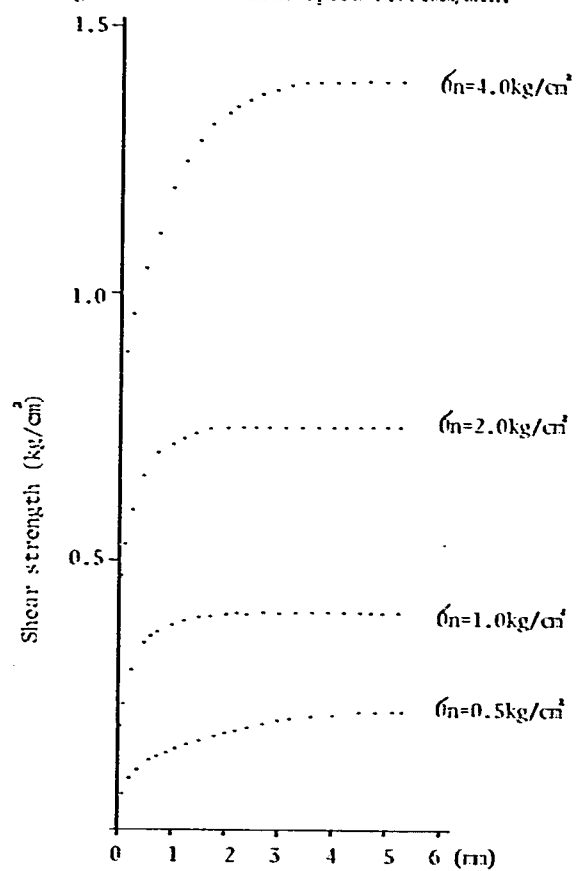


図 O-9-1 (1)

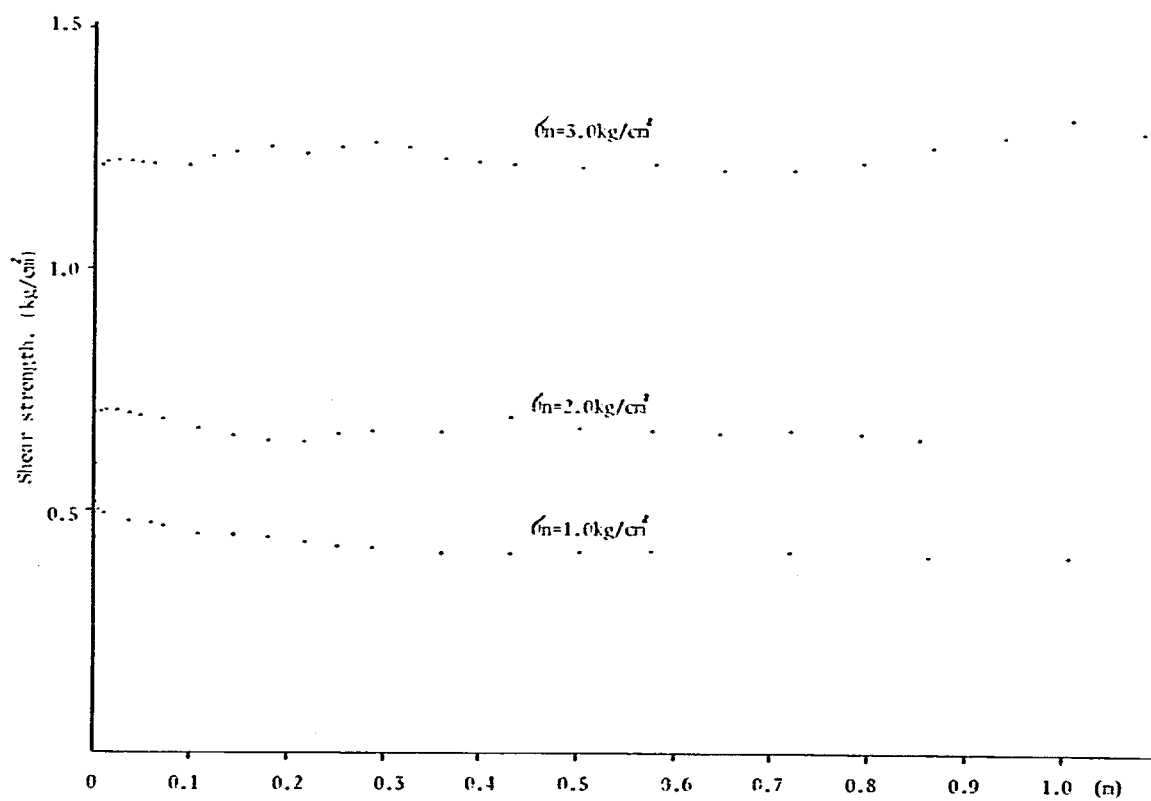
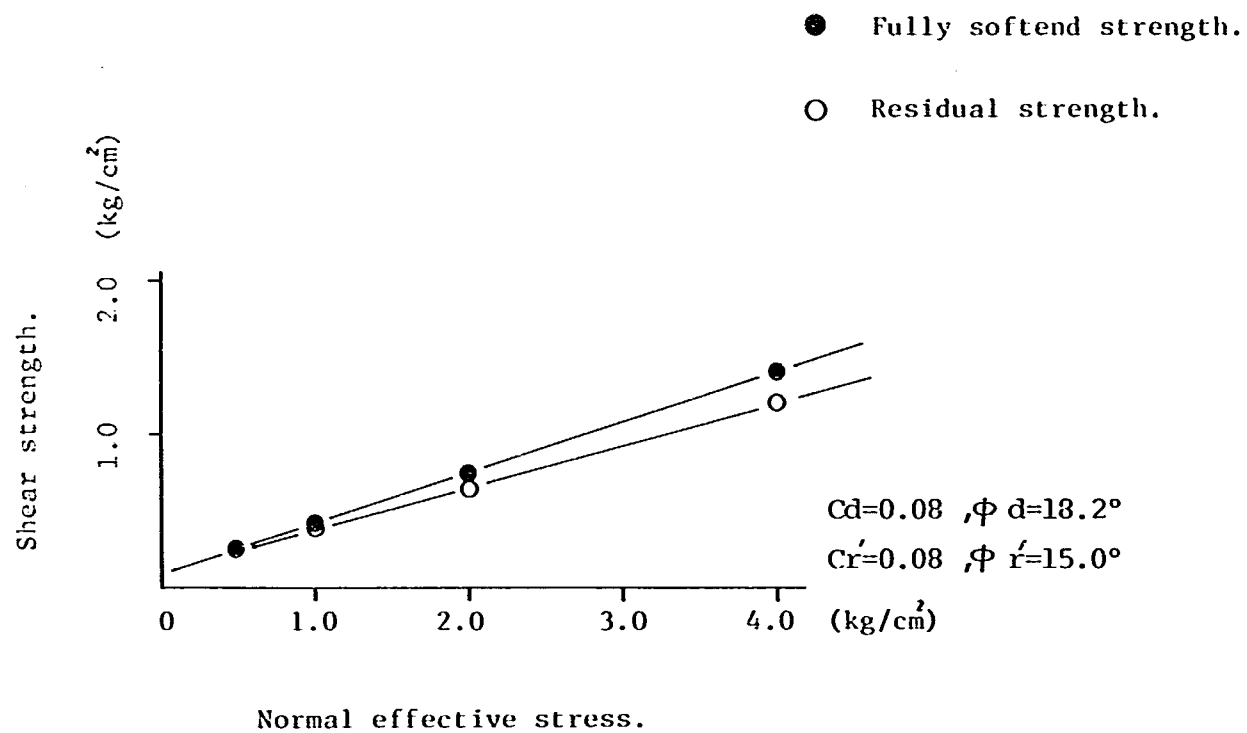


図 O-9-1 (2)

Mimamidaioh landsiide.

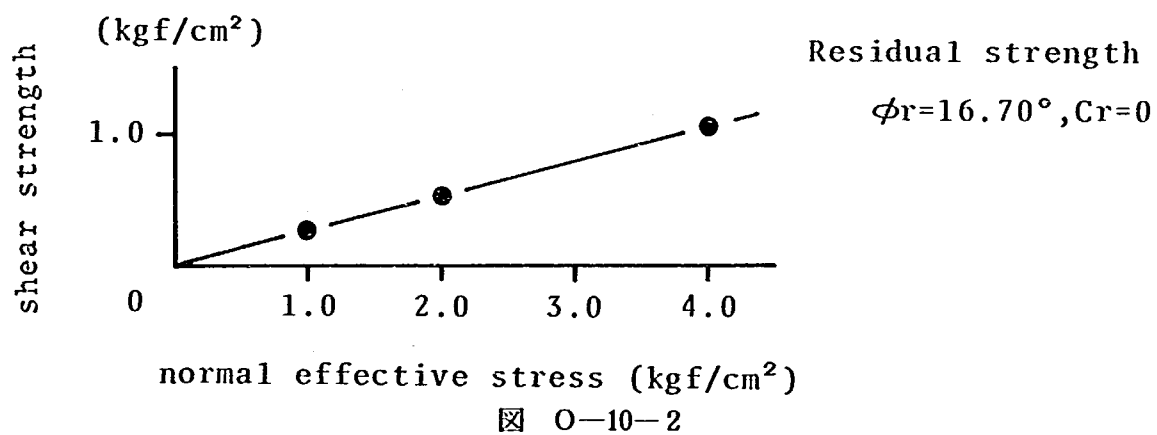
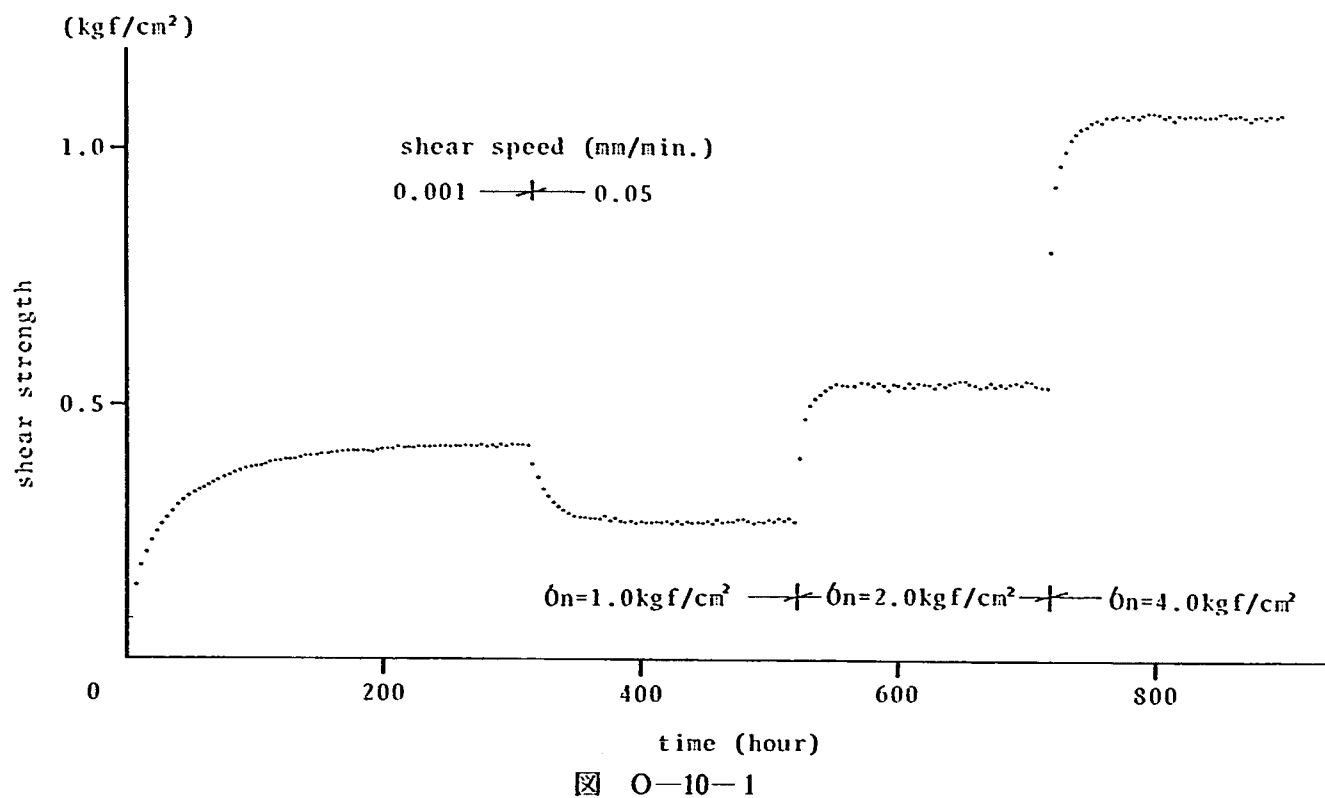
Ring shear test slurry sample $d < 2.0\text{mm}$.



☒ O-9-2

NUTA Landslide
Ring shear test
slurry sample 2mm>d

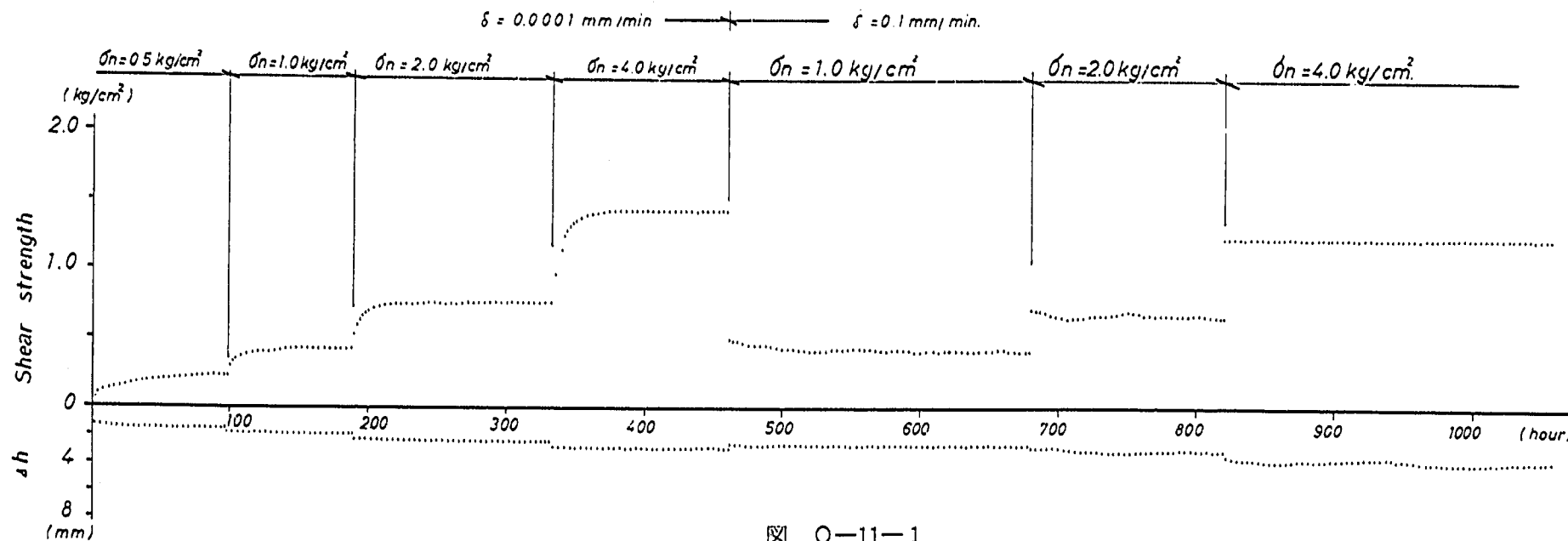
怒田地すべり (高知県)



Mimamidaioh Landslide

Ring shear test. slurry sample $d < 2.0\text{mm}$

南大土地研究所 (高知県)



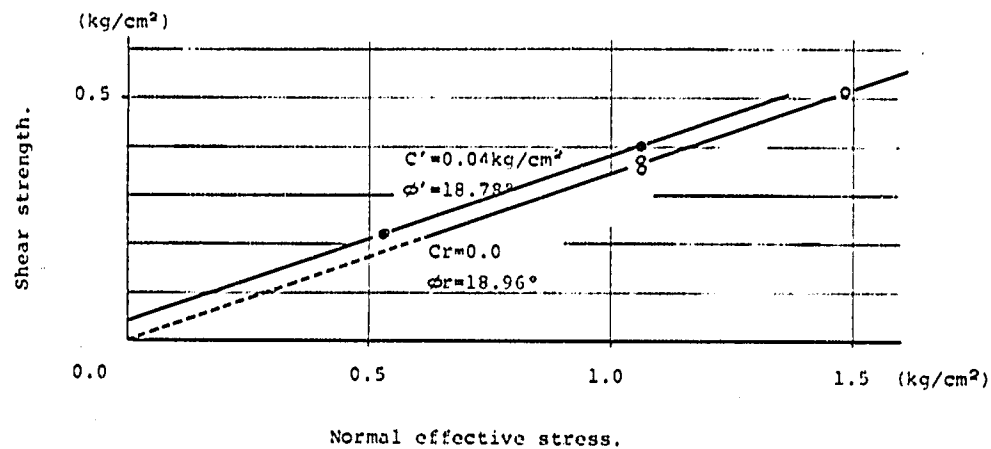
☒ O-11-1

MINAMIDAIOH Landslide. (NUTA)

Slurry sample. $d < 2.0\text{mm}$

Simple shear.

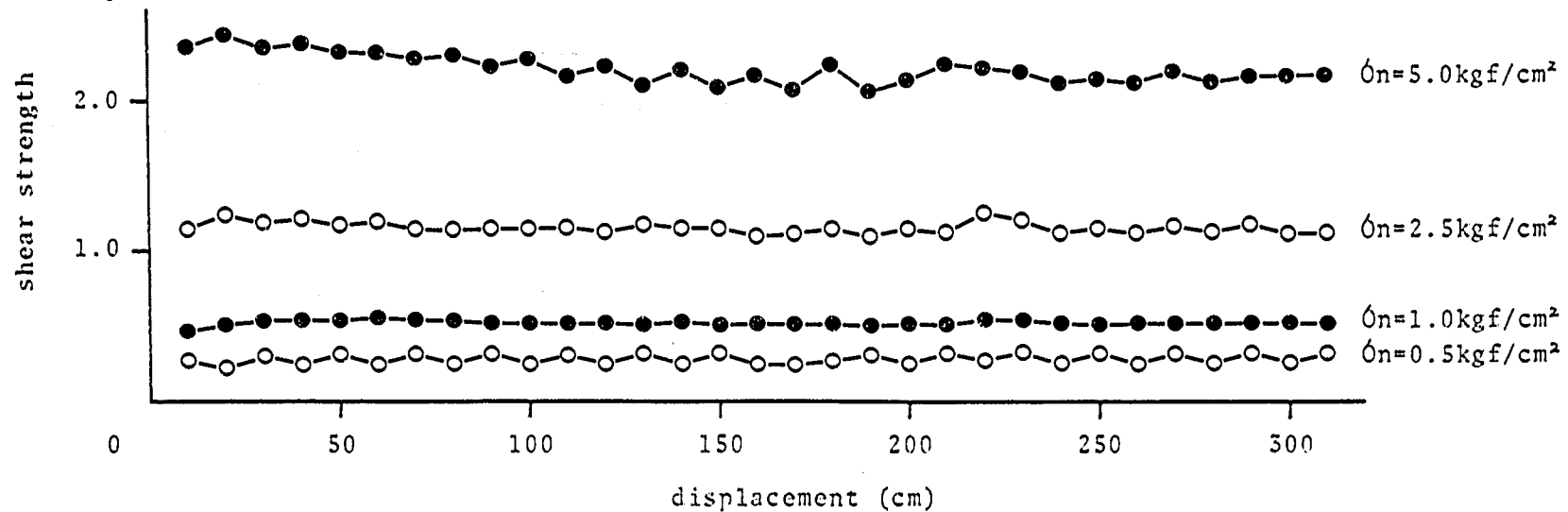
Shear speed = 0.01 mm/min .



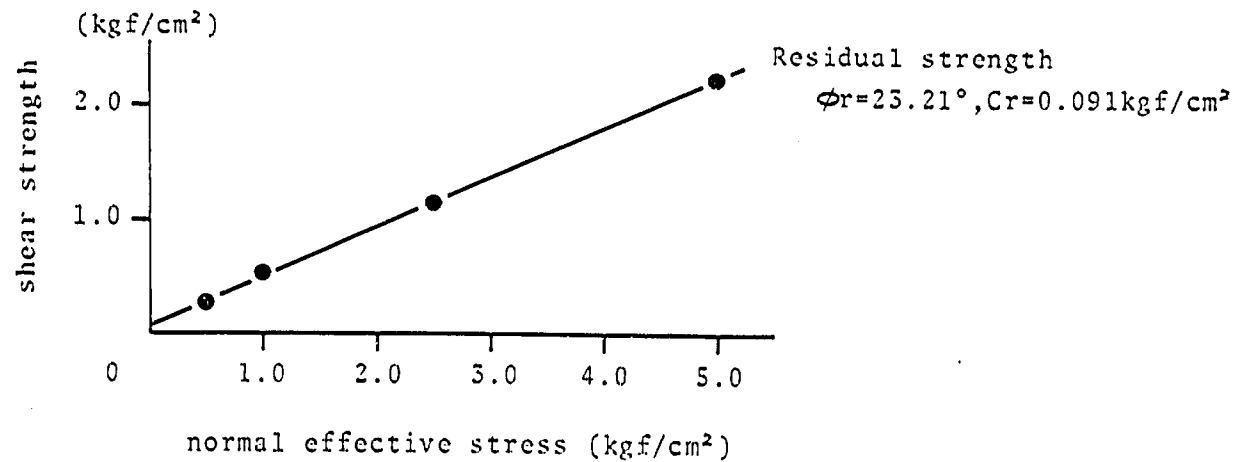
☒ O-11-2

KAWABEGAWA dam site landslide
 Reversal direct shear test
 slurry sample 840 μ d
 (kgf/cm²)

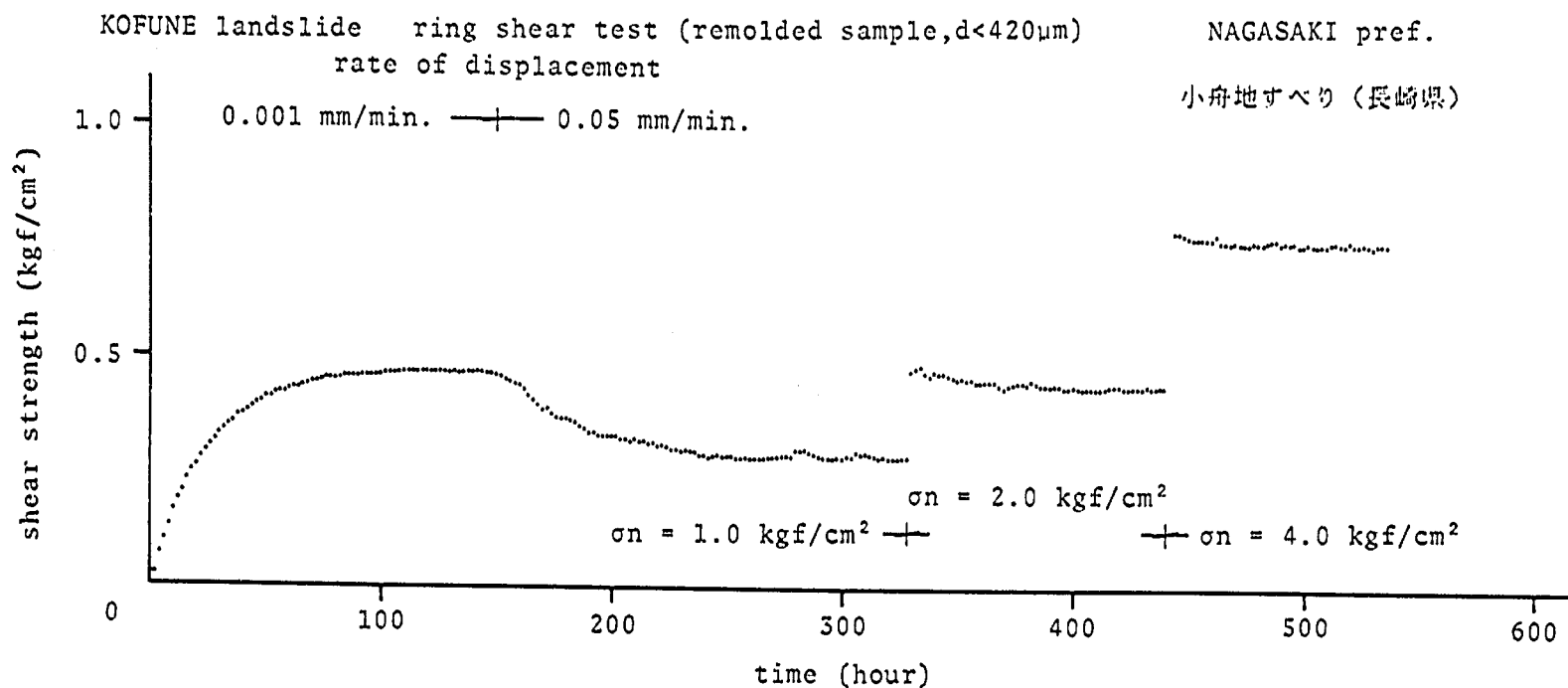
川辺川ダムサイト地すべり (熊本県)



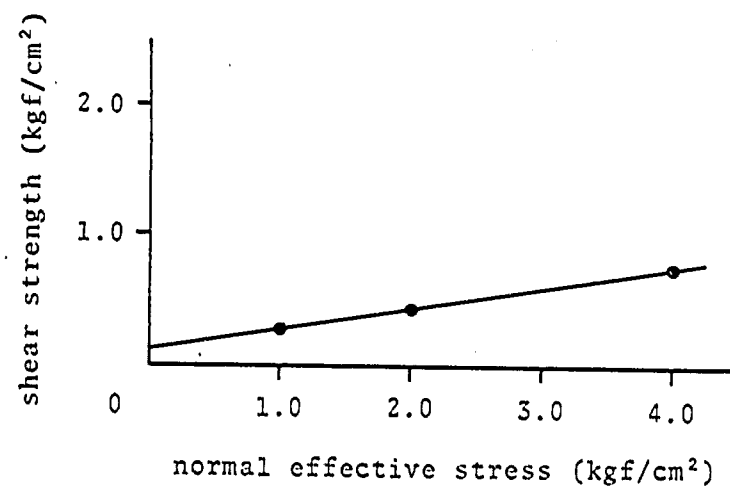
☒ P-1-1



☒ P-1-2



☒ Q-1-1



☒ Q-1-2

NAGASAKI pref.

小舟地すべり (長崎県)

$$\phi_r = 9.02^\circ$$

$$C_r = 0.115 \text{ kgf/cm}^2$$

back analysis

$$\phi' = 5.18^\circ$$

$$C' = 2.7 \text{ tf/m}^2$$

中村 浩之、石黒 互
吉田 克美

要 旨 地すべりを論じる際に、そのすべり面粘土の力学的強度特性は常に議論の中心的役割りを果たしている。そこで、この地すべり粘土の強度特性を、主として残留強度特性、進行性破壊による強度低下特性を説明すべく実験したので、実験結果および検討結果を報告する。

キーワード：地すべり、残留強度、残留係数、ピーク強度、完全軟化強度、リングせん断試験機、応力-変形曲線、進行性破壊

郵便はがき

郵便切手
は
い
っ
て
下
さ

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所砂防部

地すべり研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2570号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印