

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE CONTACTOS SOLO-ROCHA

MILTON ASSIS KANJI

Tese de Doutorado apresentada
ao Instituto de Geociências da
Universidade de São Paulo

1972

Í N D I C E



AGRADECIMENTOS

1. INTRODUÇÃO

- 1.1 - Objetivo da Investigação
- 1.2 - Aplicabilidade dos Resultados
- 1.3 - Programação e Condução dos Trabalhos

2. BREVE REVISÃO DA LITERATURA CORRELATA

- 2.1 - Generalidades
- 2.2 - Estado de Tensões no Corpo de Prova sob Cisalhamento Direto
- 2.3 - Resistência ao Cisalhamento de Solos Amolgados
- 2.4 - Resistência ao Cisalhamento de Planos de Descontinuidade em Rocha
- 2.5 - Resistência ao Cisalhamento de Contactos Solo-Rocha

3. DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS ENSAIADOS

- 3.1 - Observações Gerais
- 3.2 - Descrição dos Solos
- 3.3 - Descrição das Rochas

4. PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

- 4.1 - Preparação dos Corpos de Prova
- 4.2 - Descrição do Equipamento de Cisalhamento Direto
- 4.3 - Ensaio de Cisalhamento Direto
- 4.4 - Representação Gráfica

5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

- 5.1 - Solo " Goose Lake Flour ", e seus Contactos com o Calcáreo " Bedford "
- 5.2 - Caolinita da Georgia e seus Contactos - com o Calcáreo " Bedford "
- 5.3 - Ilita " Marblehead " e seus Contactos - com o Calcáreo " Bedford "
- 5.4 - Argila Residual de Basalto e seus Contactos com o Calcáreo " Bedford " e com o Basalto Compacto
- 5.5 - Silte de Preenchimento de Fraturas em Ensaio Tipo " Sanduiche "
- 5.6 - Resistência ao Cisalhamento das Superfícies de Rocha.
- 5.7 - Ensaio Adicionais para Investigação da Influência do Teor de Umidade, Velocidade de Deformação, e da Confiabilidade dos Resultados
- 5.8 - Resumo dos Resultados

6. DISCUSSÃO DE OUTROS FATORES RELACIONADOS À RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

- 6.1 - Atrito entre Minerais
- 6.2 - Influência da Rugosidade no Atrito de Superfícies de Rocha
- 6.3 - Influência da Espessura da Camada de Preenchimento na Resistência ao Cisalhamento de Fraturas.
- 6.4 - Relação entre o Ângulo de Atrito dos Solos e seus Contactos com Propriedades Índices dos Solos (Limites de Atterberg)
- 6.5 - Resistência ao Cisalhamento de Contactos de Solo com Rocha e Outros Materiais de Construção

7. CONCLUSÕES

8. SUGESTÕES PARA INVESTIGAÇÕES POSTERIORES

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGRADECIMENTOS

Desejo inicialmente agradecer ao meu orientador Prof. Dr. Viktor Leinz, do Instituto de Geociências da USP, que contribuiu enormemente para este trabalho com seus valiosos conselhos, e pelo apoio efetivo dado ao meu projeto de estudar e iniciar esta pesquisa no exterior.

Igualmente, desejo agradecer ao Prof. Dr. Victor F.B. de Mello, da Escola Politécnica de São Paulo, que me motivou para os campos da Geologia Aplicada à Engenharia e da Mecânica das Rochas e que, desde então, vem contribuindo decisivamente para o meu desenvolvimento através de orientação profissional, de discussões claras, e de constante incentivo.

O Prof. Dr. Don U. Deere e o Prof. Dr. Franklin D. Patton, da Universidade de Illinois na época em que desenvolvi parte desta pesquisa, me dedicaram grande parte de seu tempo para contribuir com instrução, assistência e valiosa crítica construtiva. O assunto básico deste trabalho foi sugerido pelo Prof. Patton.

Na fase final deste trabalho recebi grande encorajamento da Prof^a. Dra. Evelyn B. Souto Silveira, da Promon Engenharia e da Escola de Engenharia de São Carlos, a quem devo também excelentes sugestões e debates. O Dr. Denys Reeds, também da Promon Engenharia, cooperou através de diálogos.

Vários professores e colegas da Universidade de Illinois deram sua cooperação em itens importantes: o Prof. Dr. J.L. Eades forneceu as amostras dos solos monominerálicos e realizou as análises mineralógicas dos mesmos; o Prof. Dr. R. E. Olson forneceu amostras do solo " Goose Lake Flour " e instruiu -

sôbre vários aspectos dos ensaios de cisalhamento direto dos solos; o Prof. Dr. T.H. Thornburn colocou à disposição o equipamento de cisalhamento direto utilizado; o Dr. J.H. Coulson forneceu dados de ensaios em andamento à época, para fins de comparação com os obtidos para êste trabalho; o Dr. J. Ward realizou as seções delgadas do calcáreo Bedford e me auxiliou no seu estudo micropetrográfico; o Sr. A.K. Rigging realizou as análises granulométricas dos solos norte-americanos e auxiliou na adaptação do equipamento.

Devo a vários colegas que pertencem ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas, várias contribuições igualmente importantes: o Geólogo Guido Guidicini colocou à disposição as facilidades do IPT; o Geólogo Ricardo Silva forneceu amostra de argila residual de basalto de Ilha Solteira; o Dr. Eduardo S. Farjalhah realizou as análises mineralógicas nos solos brasileiros; o Geólogo Riuti Yoshida colaborou na preparação dos corpos de prova de basalto.

A preparação e caracterização da argila residual foi graciosamente realizada pelo Laboratório Rankine de Solos, por gentileza do Prof. Dr. Araken Silveira, também da Escola Politécnica de São Paulo.

Os ensaios foram também realizados, em parte, no laboratório de Solos da firma Geotécnica S.A., a quem agradeço na pessoa de seu diretor, Eng^o A. H. Teixeira.

A Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo forneceu uma viagem aérea aos Estados Unidos, e o Conselho Nacional de Pesquisas uma bolsa de estudos na Universidade de Illinois, a qual também concedeu-me uma bolsa de estudos, antes da vigência da primeira mencionada. Estas instituições, desse modo, auxiliaram decisivamente na realização deste trabalho.

Ainda, agradeço à Universidade de São Paulo pelo afastamento concedido, e à firma Geotécnica S.A., pelo auxílio financeiro complementar, bem como à firma Promon Engenharia, pelas facilidades concedidas para elaboração de alguns desenhos.

Desejo ainda expressar meus agradecimentos às facili-

dades e à presteza da firma KANJI - Engenheiros Agrimensores, para a preparação datilográfica dêste texto.

Finalmente, sou muito grato à minha esposa, Maria - Antonieta, que continuamente me estimulou e encorajou para êste trabalho.

1. INTRODUÇÃO

1.1 - Objetivo da Investigação

Nos estudos referentes à estabilidade de maciços rochosos, é de capital importância a identificação dos planos de fraqueza do maciço rochoso. Estes planos de fraqueza condicionam a estabilidade do maciço, tanto mais quanto mais adversa a posição dos mesmos com relação às tensões cisalhantes atuantes. De modo geral, os planos de fraqueza consistem de camadas e intercalações de rocha fraca ou alterada, ou de fraturas e outras discontinuidades as quais são frequentemente preenchidas por solo.

Quando uma intercalação de solo, argilito, folhelho, etc, apresenta-se em intercalação a camadas de rochas duras, (ou mesmo de preenchimentos alterados de fraturas e falhas) tem sido prática comum adotar a resistância ao cisalhamento do material de preenchimento como sendo o valor mais baixo da resistância da descontinuidade. Entretanto, conforme foi sugerido por Patton (1968), existe a hipótese de que a prática acima não seja válida, e que a resistância ao cisalhamento do contacto seja inferior à obtida para o solo de preenchimento propriamente dito.

O objetivo desta investigação é o de iniciar o estudo da resistância ao cisalhamento de contactos solo-rocha, e de comparar essa resistância às do solo e da rocha obtidas separadamente.

1.2 - Aplicação dos Resultados

1.2

As pesquisas sobre um tal assunto são relevantes para a definição da menor resistência ao cisalhamento existente em um maciço rochoso que esteja sendo considerado.

O reconhecimento de zonas de fraqueza é de interêsse em várias fases dos trabalhos de projeto e construção de obras de engenharia (Kanji e Brito, 1971) desde a programação dos trabalhos de prospecção, projeto e construção propriamente ditos, até a manutenção e observação da obra após a sua entrada em serviço.

Os tipos de obras de engenharia em que se encontram frequentemente problemas relacionados à resistência ao cisalhamento de maciços de solo e rocha incluem:

- taludes naturais e escavações artificiais
- taludes de minas a céu aberto
- fundações e ombreiras de barragens
- túneis e outras cavidades subterrâneas

Do ponto de vista estritamente geológico, êste estudo pode consistir em importante subsídio:

- à análise geomorfológica de taludes e encostas naturais, e
- às análises estruturais envolvendo processos de deformação das rochas devida à tectônica r^aza.

A definição mais precisa da resistência ao cisalhamento de planos de fraqueza acarretará um melhor aproveitamento dos vários métodos de análise de estabilidade (alguns já bastantes desenvolvidos) e que incluem necessariamente os parâmetros de resistência da feição geológica do tipo em consideração, bem como a obtenção de melhores condições de segurança.

Algumas dessas feições geológicas podem apresentar contactos bastante planos e lisos, como planos de acamamento regulares, planos de xistosidade e de clivagem, espelhos de falha, - em contacto com solo proveniente de alteração de outras camadas em contacto ou de milonito, etc, .

1.3

As figuras 1.1 a 1.3 apresentam alguns exemplos de intercalações de solo em maciços rochosos, encontrados em obras civis, em litologia de basaltos e mesmo em gnaisses, demonstrando a amplitude das situações geológicas em que se pode encontrar tais condições.

Outros exemplos de situações geológicas representativas destas condições tem sido abundantemente referidas na literatura, como por exemplo, Patton (1966a e 1966b), Duncan (1969), - Piteau (1970), Deere e Patton (1971), Tulinov e Molokov - (1972), e Jaeger (1972), entre outros.

Uma outra aplicação possível dos resultados aqui apresentados consiste da adoção de valores de resistência ao cisalhamento de contactos entre maciços de terra e de outros materiais de construção, como concreto, em muros de arrimo, zonas de transição entre maciços de terra e de concreto, e de estacas de atrito.

Em vista do exposto, a resistência ao cisalhamento de contactos solo-rocha é de interêsse tanto em engenharia como em geologia, muito em particular para a Mecânica das Rochas e Geologia Aplicada. Ademais, auxilia enormemente na compreensão de quais as principais feições devem ser buscadas e prospectadas e quais os fatores que tem significado perante o problema considerado.

1.3 - Programação e Condução dos Trabalhos

Para os ensaios dos solos, rochas, e contactos solo-rocha, foi utilizado um equipamento de ensaio de cisalhamento direto.

A programação dos ensaios foi feita de modo a fixar o maior número de variáveis, e variar uma a cada vez, sempre que possivel, para cada série de ensaio e para a melhor interpretação dos mesmos.

1.4

Assim, executaram-se os ensaios da programação principal, segundo resumido na Tabela 1.1 . Foram ensaiados 5 tipos de solos com propriedades índices diferentes, numa extensa gama de variação e abrangendo um grande número de tipos de solos naturais. Em dois casos, os solos são monominerálicos. Os solos foram ensaiados na condição de amolgados, saturados, e após adensamento, com teores de umidade inicial e final controlados.

Foram também ensaiados dois tipos de rocha, em diferentes tipos de superfície: uma resultante do próprio corte de serra diamantada, e a outra polida. Em um caso foi ensaiada uma superfície natural de fratura em contacto com o solo.

Três dos solos foram ensaiados em contacto com um único tipo de rocha e os dois outros solos com outro tipo de rocha. No entanto, um tipo de solo foi ensaiado em várias condições com ambos os tipos de rocha.

Foram feitos ensaios tipo " sanduíche ", simulando uma fratura preenchida, com um tipo de rocha, mas com dois solos diferentes, ressaltando-se que a associação de rocha e solos usada ocorre na natureza.

Paralelamente aos ensaios de programação principal, foram conduzidos ensaios em solo e em contacto solo-rocha, numa programação adicional, referida na Tabela 1.2 . Neste programa procurou-se caracterizar a influência de algumas variáveis, independentemente. Como a velocidade de deformação do corpo de prova, o teor de umidade, bem como a confiabilidade dos resultados através da duplicação de alguns ensaios.

Ao todo, foram executados 68 ensaios, sendo que alguns ensaios foram realizados ou em vários estágios de tensão normal ou com reversões do deslocamento, mas que foram considerados como um único ensaio. As tensões normais empregadas variam de cerca de 0,2 a 3,0 kg/cm² e as velocidades de deformação utilizadas são consideradas suficientemente baixas para garantir a condição drenada.

Os ensaios foram executados em duas etapas. Na primeira, em 1969, os ensaios foram realizados no Laboratório de Solos e

1.5

Rochas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Illinois (E.E.U.U.); na segunda, nos Laboratórios de Solos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e da firma Geotécnica S.A., em São Paulo.

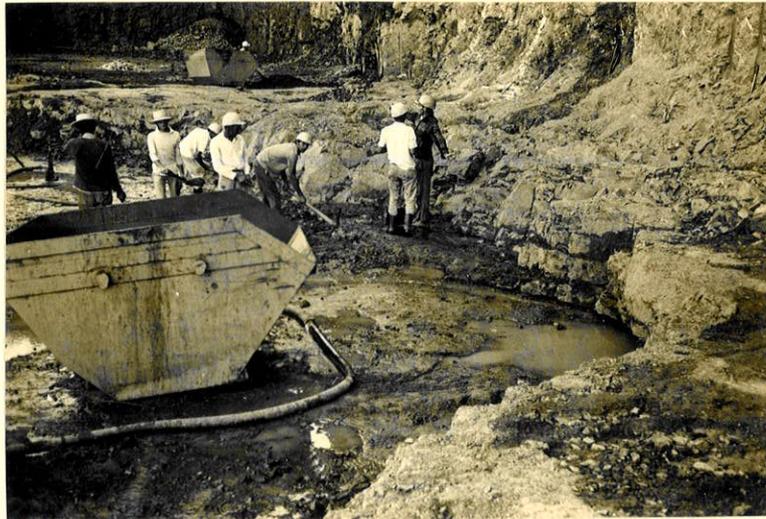


FIG. 1.1 - Escavações das funções de uma barragem, no Rio Grande, S.P., com ocorrência de delgadas camadas alteradas no basalto (foto gentilmente cedida pelo Prof. A. Bjornberg.



FIG. 1.2 - Escorregamentos provocados por camadas alteradas, em gnaisses, em corte da rodovia Piaçaguera-Guarujá, S.P. (foto gentilmente cedida pelo Geólº A. - Ribeiro Jr.)



FIG. 1.3 - Ocorrência de camada alterada em gnaisses - nas escavações da barragem de Vargem das Flores, M.G. (foto gentilmente cedida pelo Engº J.E.S. Silveira)

ENSAIOS REALIZADOS	
Em Solo:	14
Em Rocha:	12
Em Contactos:	23
Em Amostra	
Sanduiche:	2
Ensaio Adicionais	17
TOTAL:	68 ensaios

		ROCHAS (σ , Kg/cm ²)						VARIÁVEL	
		Calcáreo			Basalto				
		Serrado	Polido	Fratura	Serrado	Polido	Sanduiche		
		$\sigma = 2,72$	$\sigma = 2,72$						
		$\sigma = 2,10$	$\sigma = 2,03$						
		$\sigma = 1,18$	$\sigma = 1,68$	-		$\sigma = 1,5$		-	
		$\sigma = 0,55$	$\sigma = 1,05$						
			$\sigma = 0,46$						
		CONTACTOS (, Kg/cm ²)						VARIÁVEL	
SOLOS (, Kg/cm ²)	" Goose Lake Flour "	$\sigma = 2,72$	$\sigma = 2,72$	$\sigma = 2,67$					Superfície do Contacto
		$\sigma = 2,21$	$\sigma = 1,70$	$\sigma = 1,68$					
		$\sigma = 1,70$	$\sigma = 0,70$	$\sigma = 1,17$	-	-	-	-	
		$\sigma = 1,20$	$\sigma = 0,30$	$\sigma = 0,67$					
		$\sigma = 0,56$		$\sigma = 0,30$					
	$\sigma = 0,18$								
	Caolinita da Georgia	$\sigma = 2,68$	$\sigma = 2,68$	$\sigma = 2,68$					Superfície de Contacto
		$\sigma = 1,80$	$\sigma = 1,17$	$\sigma = 2,68$	-	-	-	-	
		$\sigma = 1,17$		$\sigma = 2,68$					
		$\sigma = 0,23$		$\sigma = 1,17$					
	Ilita "Marblehead"	$\sigma = 1,68$	-	$\sigma = 1,68$					Contacto
		$\sigma = 0,92$		$\sigma = 0,23$	-	-	-	-	
		$\sigma = 0,23$							
	Argila Residual (Basalto)	$\sigma = 1,5$	$\sigma = 1,5$	$\sigma = 1,5$	$\sigma = 1,5$	-	$\sigma = 1,5$	$\sigma = 1,5$	Sup. Contac. e Tipo de Rocha e Deslocamento
				(reversões)					
	Silte de Fratura	-	-	-	-	-	-	-	
VARIÁVEL	Tipo de Solo	Tipo de Solo	Tipo de Solo					Tipo de Preenchimento	-

Tabela 1.1 - Ensaio Realizados da Programação Principal

ENSAIOS ADICIONAIS

"GOOSE LAKE FLOUR"

- 5 ensaios à mesma velocidade de deformação
- 3 ensaios em mesmo corpo de prova, mesma tensão normal
- 2 ensaios em mesmo corpo de prova, mesma tensão normal
- 3 ensaios, a diferentes tensões normais, duplicando 3 outros ensaios

CONTACTO " GOOSE LAKE FLOUR " - CALCÁREO

- 4 ensaios, mesma tensão normal e mesma superfície da rocha

TOTAL: 17 ensaios

VARIÁVEL

OBJETIVO

teor de umidade	efeito de variação do teor de umidade
desloca/ veloci/ de deformação	obter maiores deformações; constância ou variação de resultados
desloca/ veloci/ de deformação	obter maiores deformações; constância ou variação de resultados
corpo de prova	investigar se resultados são repetitivos - (confiabilidade)
veloci/ de de - formação	influência da veloci/ de deformação

Tabela 1.2 - Ensaio Adicionais à Programação Principal

2. BREVE REVISÃO DA LITERATURA CORRELATA

2.1 - Generalidades

As informações sôbre a resistência ao cisalhamento de contactos solo-rocha, ou de rocha com outros materiais de resistência comparável à do solo, são praticamente inexistentes, embora se tenha observado que o interesse e o número de informações tem aumentado progressivamente.

Essa escassez de dados é digna de nota, principalmente - em comparação ao farto material sôbre a resistência ao cisalhamento dos solos e, também, o volume de publicações e o grande interesse sôbre a resistência dos maciços rochosos, demonstrados - nos últimos anos.

Em vista da amplidão da literatura sôbre a resistência dos solos e das rochas, esta revisão teve necessariamente de se restringir aos aspectos mais relevantes relacionados com os estudos aqui desenvolvidos, como é a resistência mínima ou residual. Assim também, a revisão foi limitada aos ensaios de cisalhamento direto, e à condição de solo amolgado, apenas considerando-se fatores diferentes quando julgado de real interesse para este estudo.

A inclusão do ítem referente às especulações sôbre o estado de tensão dos espécimes justifica-se pelo fato de fornecer subsídios valiosos ao julgamento sôbre a representatividade dos cálculos e interpretação dos resultados.

2.2 - Estado de Tensões no Corpo da Prova sob Cisalhamento Direto

2.2

Nos ensaios de cisalhamento direto em solos, rotineiramente executados em Mecânica dos Solos, o estado de tensões somente é bem definido no instante que antecede o ensaio e no momento da rutura. Para estes dois casos, Mello e Teixeira (1960) fornecem esquemas claros da situação inicial, onde a amostra apenas suporta tensões normais, sendo nulas as tensões cisalhantes, e para a situação na rutura, onde as direções das tensões principais estão inclinadas com relação ao plano de rutura, sendo o ângulo θ entre a tensão principal maior e o plano de rutura:

$$\theta = 45^\circ + \phi / 2$$

quando se verifica a obliquidade máxima da resultante das tensões normal e cisalhante.

Durante a passagem de uma para a outra condição, ocorre logo uma rotação gradual dos planos correspondentes às tensões principais.

Sendo indefinidos os estados intermediários, não é possível traçar-se trajetória de tensão, a menos que se adotem premissas simplificadoras do problema, que restam ainda sem comprovação experimental.

Lambe (1969) menciona em termos gerais como deve ser a trajetória das tensões em função da sequência de eventos no ensaio em questão. Durante o carregamento vertical do espécimen, a tensão vertical provocará uma tensão horizontal no solo, em vista de o mesmo estar confinado lateralmente, e como uma função de K_0 , o coeficiente de pressão de terra, próprio para cada material. Nesse carregamento, a trajetória será retilínea e, num gráfico tensão horizontal vs. tensão normal, a inclinação da trajetória terá um coeficiente angular B, cuja relação com K_0 é

$$K_0 = \frac{1 - \tan B}{1 + \tan B}$$

pressupondo que o incremento de ambas as tensões é constante.

2.3

Após o início da aplicação da tensão cisalhante a trajetória deverá ser mais inclinada que no trecho acima definido, - mas que não se pode traçar a não ser nas condições anteriormente mencionadas. Daí resulta que o estado de tensões nas fases intermediárias do ensaio são apenas aproximadamente conhecidas.

Torna-se lógico que se a definição é boa na rutura, também o será em situação correspondente à resistência residual, - uma vez que a obliquidade da resultante permanecerá constante.

Deve-se notar que a trajetória de tensões de Lambe considera cada círculo de Mohr definido pela tensão cisalhante máxima, que é algo diferente da utilizada por Casagrande (1953) que - considera o ponto de tangência do círculo com uma reta de inclinação ϕ , admitido para o material. A trajetória de Lambe parece mais conveniente pela facilidade em definir seus pontos no círculo de Mohr, embora a de Casagrande tenda a coincidir, no ramo final, com a envoltória de resistência do material . A de Lambe - corresponde às tensões em um plano de 45° e a de Casagrande a um plano de $45^\circ + \phi / 2$. Tais trajetórias têm sido traçadas em conexão com ensaios triaxiais.

Um recurso para deduzir o estado de tensões no corpo da prova em um particular instante das fases intermediárias do ensaio de cisalhamento direto foi desenvolvido por Morgenstern e Tchalenko (1967). Esses investigadores submetem amostras de caulim pré-adensado a ensaios de cisalhamento direto. Em diferentes etapas do ensaio as amostras foram endurecidas por técnicas especiais de impregnação, para confecção de seções delgadas e , mediante exame microscópico, estudar a fábrica das micro-estruturas desenvolvidas em cada estágio. Reconheceram êles a formação de planos de cisalhamento inclinados com relação ao plano principal rutura horizontal conforme citado por Skempton (1966) e identificado com os planos observados experimentalmente por W. Riedel e H. Cloos. Estes planos são as primeiras ruturas a se formar, mas devido à sua posição , — interceptados pela caixa, o escorregamento que podem sofrer é muito limitado. Como resultado, com o aumento das tensões cisalhantes, formam-se planos pa

2.4

rales à superfície principal de rutura, que coalescem para formar o plano final de rutura. Em todos os casos ensaiados, a inclinação constatada dos planos de Riedel é de aproximadamente $\phi / 2$ com o plano final de rutura, podendo existir outro sistema conjugado de planos, cuja inclinação é então de $(90^\circ - \phi / 2)$. Em vista disso, e como a direção da tensão principal corresponde à bissetriz do ângulo agudo formado pelos dois sistemas conjugados de planos de Riedel, Morgenstern e Tchalenko concluem que a inclinação das tensões principais podem ser conhecidas nesse momento. Em qualquer caso, qualquer que seja o valor de ϕ , as tensões principais, σ_1 e σ_3 , estarão inclinadas de aproximadamente 45° com a horizontal. No entanto, Lajtai (1969) ensaiou espécimes de gesso e verificou que a orientação dos planos de Riedel eram mais inclinadas para amostras cúbicas que para amostras prismáticas com o maior eixo na horizontal. Tal fato leva a concluir que a relação encontrada por Morgenstern e Tchalenko é necessariamente afetada pela geometria da amostra.

A descoberta da formação de planos inclinados, como os de Riedel, no ensaio de cisalhamento direto, já havia indiretamente sido feita por Hvorslev (1960), sem terem sido contudo identificados como tal. Hvorslev utilizou processo diferente para investigar o efeito do deslocamento na deformação e cisalhamento do corpo de prova, introduzindo tiras coloridas, deformáveis juntamente com o solo, fotografando os vários espécimes a diferentes deslocamentos. Nas fotografias pode-se deduzir claramente a formação desses planos, inclinados com relação à horizontal, pela deformação das tiras coloridas.

De Sitter (1956) fornece elementos mais detalhados das experiências de Riedel, efetuadas em 1929, para investigar falhas transcorrentes, e com o uso de argila com um certo teor de umidade. Além dos planos citados inclinados de 10° a 15° ao plano de cisalhamento, Riedel descreve planos de tração inclinados de aproximadamente 45° . Como os planos de tração desenvolvem-se ao longo do plano em que atua a tensão principal menor, conclui-se que a inclinação de 45° deduzida por Morgenstern e Tchalenko pa-

ra ambas as tensões principais é correta.

A formação de planos de Riedel, além de ter sido produzida em ensaios de laboratório, foi também constatada no campo, em zonas de cisalhamento por Skempton (1966) e por vários geólogos estruturalistas.

A principal vantagem em se reconhecer os planos de Riedel consiste em poder estimar no campo o ângulo de atrito do material geológico envolvido, bem como de poder deduzir a direção do movimento relativo causado pelo cisalhamento. A direção é deduzida pelo fato de que os planos de Riedel fazem um ângulo de valor $\phi / 2$ com a direção do cisalhamento, ângulo esse voltado para a direção do movimento. Em decorrência, como os planos mergulham na direção do movimento, com o desenvolvimento do cisalhamento podem se formar marcas escalonadas nas superfícies de falhas, em que os degraus seguem os planos de Riedel e as " escarpas " entre degraus são voltadas contra o sentido do movimento, fato constatado por Coulson (1970) em cuidadosas experiências de laboratório, acompanhadas por este autor. Essa geometria implica em que o tato mais áspero de superfícies cisalhadas seja no próprio sentido do movimento, contrariamente ao que se supunha até então.

Com relação à orientação das tensões principais, descobri-se em estágios posteriores à formação dos planos de Riedel, até a rutura franca do espécimen, se a mesma orientação permanece ou se e como se altera .

Outro fator relacionado ao item, e que interessa mais imediatamente aos ensaios de cisalhamento direto é o da distribuição das tensões no corpo de prova ou ao longo da superfície de rutura. Normalmente, adotam-se as tensões médias ao longo da superfície de rutura como sendo

$$\sigma_n = N / A \quad e$$

$$\tau = T / A$$

onde σ_n = tensão normal

N = carga vertical

2.6

A = área do corpo de prova

$\tilde{\tau}$ = tensão cisalhante

T = carga horizontal

No caso da tensão cisalhante ser aplicada por esforço inclinado (T_i), de um ângulo α , as tensões médias na superfície de rutura serão

$$\tilde{\sigma}_n = \frac{T_i \operatorname{sen} \alpha + T_i \operatorname{cos} \alpha}{A} \quad \text{e} \quad \tilde{\tau} = \frac{T_i \operatorname{cos} \alpha}{A}$$

Isto implica em admitir-se que a distribuição das tensões é uniforme no plano de rutura. Como se suspeita da existência de concentrações de tensão, principalmente nas extremidades da caixa de cisalhamento direto, tem sido uma constante preocupação saber se essas tensões médias fornecem valores representativos da resistência dos materiais, qual a real distribuição das tensões, e se uma vez conhecida essa distribuição podem ser adotados coeficientes simples para correção dos valores fornecidos pelo cálculo das tensões médias.

O estado atual de conhecimento ainda não responde integralmente a estes pontos, mas um passo significativo já foi dado, conforme se relata a seguir.

Será necessário distinguir duas situações do ensaio de cisalhamento direto, conforme usualmente empregados em Mecânica das Rochas, que correspondem à aplicação das tensões cisalhantes tangencialmente ou então inclinadas com relação ao plano de rutura. Podem também ser distinguidos ensaios efetuados no laboratório e "in situ".

Acredita-se que a primeira tentativa feita para investigar a distribuição das tensões no plano de rutura foi feita para modelos de blocos de ensaio "in situ" por Ruiz et al. (1968). Os estudos foram feitos por técnica de vernizes frágeis e na medida direta das deformações em modelo bidimensional, e são aplicáveis a meios elásticos, homogêneos e contínuos. A distribuição das tensões nestas condições e mediante aplicação de força inclinada de 20° mostram a formação de zona de tração na base anterior do bloco, e que as tensões são razoavelmente uniformes no centro

do bloco mas que próximo às extremidades anterior e posterior sofrem alteração de até 100% . Posteriormente, Ruiz et al (1969) estendem esse estudo na busca da melhor inclinação do esforço lateral, analisando os casos de 10°, 20° e 30° , e concluindo que a inclinação de 20° é a melhor delas com relação à distribuição das tensões na base do bloco. Como os próprios autores reconhecem as premissas adotadas não existem na natureza e sugerem estudos pelo método dos Elementos Finitos.

Lorente de Nó (1968) realizou uma análise elasto-plástica das tensões e deformações para a condição de ensaios " in situ " com força lateral inclinada (30° ?). Fornece esquemas qualitativos da distribuição das tensões e na superfície de rutura na base do bloco, tanto para o início da plastificação, - como para a rutura do material. Seus resultados indicam que no primeiro caso a distribuição das tensões distancia-se mais da condição uniforme que no segundo, onde as tensões são quase uniformes na maior parte da extensão do plano. Em ambos os casos , contudo, aparecem zonas de tração na extremidade anterior do plano de rutura e , na extremidade posterior, a relação τ/σ é a menor. Conclui, também, que a adoção de tensões médias calculadas, na rutura, não induz a erros significativos.

Um estudo recente realizado por Kutter (1971), contudo, apresenta interêsse mais imediato pelo fato de ter sido realizado com análises pelo método dos Elementos Finitos e simulando - um corpo de prova de ensaio em laboratório, e para o caso em que o plano de rutura constitui-se de uma simples descontinuidade e também para o caso de conter delgada camada fraca. Kutter realizou análise elástica apenas, mas contorna a deficiência de não empregar a análise elasto-plástica usando o recurso de deslocar a malha do modelo elástico, para simular o deslocamento após plastificação.

A distribuição das tensões principais no modelo da amostra revelam uma orientação e distribuição semelhante à dos planos de Riedel e das deformações observadas por Hvorslev, que ficam desse modo explicadas. Quanto à distribuição das tensões no

2.8

plano de ruptura, Kutter conclui que essa distribuição é muito - mais uniforme que a geometria do espécimen poderia seguir, pois é aproximadamente uniforme em ao menos 70% da porção central do plano de ruptura, tanto para a descontinuidade pura como preenchida, sendo que próximo às extremidades as tensões normais crescem e as cisalhantes decrescem. Dessa forma, a relação τ/σ é menor nas extremidades, sendo de pequena consequência, pois a fratura deveria iniciar-se na porção central do plano. Com relação aos deslocamentos, verificou-se também que a sua influência na distribuição das tensões é muito pequena, desde que se limitam a cerca de 20% de comprimento total da amostra. Igualmente, a presença de camada fraca praticamente não afeta a distribuição.

Desses resultados, o próprio Kutter conclui que o cálculo de tensões médias calculadas, como inicialmente mencionado, é um procedimento válido, sem levar a grandes erros, corroborando com Lorente de Nó.

Sobre o mecanismo de propagação da ruptura, para causar a ruptura progressiva, Trollope (1967) faz interessantes conjecturas, atribuindo o fenômeno à redução de resistência do material com a sua deformação ou à existência de tensões no plano de ruptura mais elevadas do que calculado.

Indubitavelmente, o panorama acima deve ser completado com análises pelo método dos Elementos Finitos aplicáveis a amostras de solo e de amostras compostas solo-rocha, bem como ser extendido às várias situações de ensaios "in situ".

2.3 - Resistência ao Cisalhamento de Solos Amolgados

Conforme apontado, mais acima, as considerações sobre a resistência ao cisalhamento dos solos são restritos à sua obtenção por ensaios de cisalhamento direto, apenas se fazendo menção a resultados de ensaios triaxiais quando os mesmos tiverem sido utilizados para revelar fatores importantes do comportamento dos solos.

Acredita-se que os primeiros ensaios de cisalhamento direto, drenados, em amostras delgadas de solos amolgados tenham sido descritos por Terzaghi (1925); que realizou ensaios de cisalhamento de argila entre camadas de papel de filtro. Posteriormente, Terzaghi (1938) se refere à existência de resistências máximas e residuais, que êle chamou, respectivamente, de resistência " estática " e " dinâmica ". Notou, ainda, que a existência da resistência " dinâmica ", sendo mais baixa era importante, pois poderia conduzir ao fenômeno de rutura progressiva no campo.

Ensaio drenados de amostras delgadas, por cisalhamento direto, foram também realizados na Universidade de Harvard, conforme publicações de Casagrande e Hirschfeld (1960) e Corso (1955), onde o solo, com cêrca de 4mm de espessura foi cisalhado entre duas placas circulares de pedra porosa.

Hvorslev (1960) resume uma boa parte da literatura disponível sobre a resistência de solos amolgados, fazendo referência a seus trabalhos prévios (1936 - 1938). Hvorslev apresentou a resistência ao cisalhamento dos solos em têrmos de várias componentes, devidas à coesão, atrito, energia, e de fatores reolôgicos. Outra decorrência de seus estudos foi demonstrar que a coesão não é uma constante de cada solo, mas uma função do teor de umidade do solo. Êle ainda descreveu a ocorrência de resistência residual e apontou que para obtê-la, é necessária grande deformação após a rutura. Grande parte das suas pesquisas foram realizadas com o equipamento de cisalhamento direto, mas também realizou ensaios de cisalhamento por torsão, para obter maiores deslocamentos. Sem dúvida, é em parte devido ao seu trabalho que o ensaio de cisalhamento direto recobrou sua importância, como um meio conveniente e aceito para obter a resistência ao cisalhamento. Neste tipo de ensaio, Hvorslev algumas vezes realizou a reversão sucessiva do sentido dos deslocamentos, como recurso para simular grandes deslocamentos. A técnica de reversões vem sendo empregada por muitos investigadores nos últimos anos, inclusive por Skempton (1964), Kenney (1967), Marsland e Butter (1967), Sinclair e Brooker (1967), e vá -

2.10

rios outros mencionados por Bishop et al (1971). Usualmente, os ensaios em reversão fornecem pequenos picos de resistência ao início de cada ciclo de deslocamento, mas o resto da curva tensão vs. deformação representa uma continuação da do ciclo anterior e assim, sucessivamente, alcança-se valores praticamente constantes após vários ciclos.

Mitchell (1955) realizou ensaios drenados de cisalhamento direto em amostras finas de solos amolgados, tendo notado a necessidade de prover as placas porosas com dentes de bom relevo para evitar o escorregamento no contacto do solo com a pedra porosa, o que fornecia valores mais baixos. Tal fato é importante, considerando os resultados deste estudo, uma vez que algum escorregamento entre o solo e pedra porosa ou papel de filtro seria dificilmente evitável nos ensaios anteriores. Assim, alguns dos resultados publicados podem corresponder à resistência do contacto entre o solo e pedra porosa ou papel de filtro. Os ensaios realizados por Mitchell foram feitos sobre amostras amolgadas e em estágios de tensão normal na mesma amostra; com o aumento do deslocamento acumulado, a resistência sofreu alguma redução, que Mitchell procurou compensar ensaiando um novo corpo de prova à tensão normal mais alta utilizada.

Após a " Rankine Lecture " de Skempton (1964), a importância da resistência residual para a estabilidade a longo prazo de taludes em argilas ficou decisivamente estabelecida. Posteriormente, Skempton e Petley (1967) estenderam as aquelas investigações a argilas duras, pré-adensadas, e demonstraram que o conceito de resistência residual era também aplicável e válido para as descontinuidades das argilas duras, provando que com deslocamentos muito pequenos a resistência desses planos, frequentemente apresentando estrias de fricção, já se reduzia ao valor residual.

Deere (1967) menciona a ocorrência comum de " milonitos " em rochas argilosas, os quais apresentavam apenas a resistência residual, pelo fato de terem sofrido movimento pelo cisalhamento. Também, refere-se a diversos tipos de problemas de es

2.11

tabilidade de maciços rochosos com tal feição, principalmente de rochas sedimentares e metamórficas.

Um desses problemas é exemplificado por Stimpson e Walton (1970), com referência à estabilidade de taludes de minas de carvão a céu aberto na Inglaterra.

Mais ou menos durante a década de 1960 foram publicadas várias tentativas para correlacionar o ângulo de atrito com algumas propriedades índices de solos argilosos, principalmente com os limites de consistência ou com índice de plasticidade, incluindo as publicadas por Kenney (1959), Bjerrum e Simons (1960), Holt (1962), Skempton (1964), Brooker (1964), Brooker e Ireland (1965), Mitchel (1965), Bjerrum (1967), e Deere (1967). Tal correlação, se bem desenvolvida, pode ser um modo muito simples e conveniente para a estimativa do ângulo de atrito através de um ensaio simples, rápido e barato. As correlações publicadas, mencionadas acima, são comparadas com as obtidas, neste estudo, no ítem 6 . Menciona-se, ainda, que Spears e Taylor (1972) encontraram uma relação linear em escala monologarítmica entre o ângulo de atrito residual e a proporção das frações arenosa e argilosa.

As investigações de Kenney (1967) em vários solos naturais, solos monominerálicos, e solos de mistura biminerálicos , trouxe à tona a relação existente entre a resistência residual e a composição mineral, e também a salinidade da água intersticial nas montmorilonitas sódica e cálcica. Os seus ensaios foram padronizados para a tensão normal de $1\text{Kg}/\text{cm}^2$, tendo resultado uma grande gama de valores de resistência residual. Resumidamente, os ensaios de Kenney são os seguintes:

<u>Minerais ou Solos</u>	<u>Ângulo de Atrito Residual</u> <u>Ø res.</u>		
Minerais maciços (quartzo, calcita, feldspato)	29º	a	35º
Minerais micáceos	17º	a	26º
Caolinita			15º
Solos Naturais	6º	a	31º

2.12

Kenney fornece propriedades índices dos materiais ensaiados, o que se constituiu em valioso material para estudo comparativo, aqui feito, da correlação dos ângulos de atrito residuais - com os limites de consistência. Contudo, Kenney menciona que para solos naturais não há boa correlação entre ϕ_{res} . e plasticidade, fração menor que 2 micra, ou teor de umidade, e menciona que essas correlações eram ainda piores para os solos monominerálicos. Cita, ainda, que ensaios idênticos em amostras amolgadas, com baixo e alto teores de umidade, deram valores iguais de resistência e de teor de umidade no estado residual aos de amostras indeformadas, sob o mesmo nível de tensões normais.

O trabalho mais recente de Bishop et al (1971) trata de vários aspectos da resistência ao cisalhamento de argila, mas particularmente de resultados de ensaios em equipamento de torção, desenvolvido no Imperial College, Londres; êsses ensaios foram conduzidos até deslocamentos de ordem de 50 cm, e são do tipo drenado, tendo sido utilizadas pequenas velocidades de deslocamento, da ordem de até 0,001 mm/min, apresentando também resultados de outros investigadores, com velocidade de 0,0002 mm/min. Um aspecto importante revelado nesse trabalho é a absoluta concordância entre resultados de ϕ_{res} em ensaios de argilas amolgadas e de planos de ruptura naturais em amostras indeformadas do mesmo material. Grande parte do trabalho é dedicado à comparação de resultados de ensaios de mesmos solos por tipos diferentes de ensaio, incluindo ensaios triaxiais e de cisalhamento direto em amostras contendo um plano previamente cortado, e com apoio de dados publicados, Nesse particular, concluem que o ensaio de cisalhamento direto com reversão dos deslocamentos é um bom ensaio para fins práticos, apresentando boa concordância com os ensaios de torsão quando realizados a tensões normais acima de aproximadamente $0,7 \text{ Kg/cm}^2$. Abaixo dessa tensão os ensaios de torsão fornecem resultados de 10 a 30 % mais baixos. Por êsses motivos, classificam o ensaio de torsão como o melhor para a obtenção do ângulo de atrito residual. Por último, calculam para cada solo ensaiado os índices de friabilidade ("brittleness

index ") definido por Skempton (1967), ou seja,

$$I_B = (\tau_{\text{máx}} - \tau_{\text{res}}) / \tau_{\text{máx}},$$

e concluem que êsse índice é variável para cada solo em função da tensão normal, menos acentuadamente como o aumento das tensões, e que as diferenças no mesmo índice para os diversos solos é devida à contribuição de três fatores, a saber, a dilatação na rutura, a reorientação de partículas adjacientemente ao plano de rutura, e às forças de aderência entre partículas.

Em suma, conclue-se que o uso de ensaios de cisalhamento direto em amostras amolgadas é um método razoável e conveniente para determinar a resistência residual dos solos, e que ϕ_{res} é um parâmetro importante no estudo da resistência ao cisalhamento dos solos, folhelhos ou rochas similares, e preenchimentos argilosos de descontinuidades da rocha. Embora se tenha feito várias correlações tentativas entre o ângulo de atrito residual dos solos com suas respectivas propriedades índices, desconhece-se se pode ser estabelecida tal correlação com dispersão muito pequena ou se há algum fator adicional a considerar para tornar a correlação bem representativa, e qual esse fator. Ademais, alguns dos valores publicados de ϕ_{res} podem ter sido influenciados parcialmente ou totalmente por escorregamento pelo contacto entre o solo e a pedra porosa ou papel de filtro adjacentes. Esses ensaios seriam, então, semelhantes em natureza aos efetuados neste estudo.

2.4 - Resistência ao Cisalhamento de Planos de Descontinuidade em Rocha

Já é amplamente reconhecido o fato de que a resistência ao cisalhamento de maciços rochosos é em primeira análise dependente da presença, orientação e características de resistência de descontinuidades da rocha e de seus planos de fraqueza. Jaeger (1959) descreve resultados de ensaios triaxiais em testemunhos de rocha contendo superfícies naturais e artificiais de desconti

2.14

nuidade, inclinadas a diversos ângulos com relação à tensão axial para investigar sua correspondente variação nos resultados; nesse estudo, encontrou que a resistência ao cisalhamento das su - per fícies de rocha seguia a lei linear

$$S = c + N \tan \phi$$

onde N é a carga normal, c é a coesão e ϕ é o ângulo de atrito das superfícies.

Donath (1961) também realizou ensaios triaxiais, em ar dó sias, e observou uma importante redução na resistência ao cisa lha mento quando os planos de clivagem estavam a certas orienta - ções críticas com relação à tensão axial. Ensaios adicionais so bre a influência da presença de planos de fraqueza na rocha fo ram publicados por Lane e Heck (1964), Brown (1968), Brown e Trollope (1970), e vários outros.

A influência da mineralogia e da saturação na resistên - cia ao cisalhamento foi investigada por Horn e Deere (1962) que realizaram ensaios de atrito em superfícies de minerais, abran - gendo vários tipos de minerais comuns. Com relação à saturação, revelaram que a água funciona como lubrificante em superfícies - de minerais micáceos, e como antilubrificante nos minerais maci - ços, quando aumenta seus respectivos coeficientes de atrito.

Posteriormente, os mecanismos de rutura por cisalhamento das superfícies rochosas tornaram-se melhor conhecidos, Particu - larmente, a função dos deslocamentos na resistência foi reconheci - da, bem como da natureza da superfície. Ripley e Lee (1961) descrevem as diferenças observadas na resistência de planos lisos e rugosos. Levando em conta o ângulo i de inclinação das rugo - sidades, resultou uma expressão matemática que, simplificada por Withers (1964), adquire a forma

$$S = N \tan (\phi + i)$$

Por outro lado, Maurer (1966) realizou uma série de - ensa ios de cisalhamento direto a altas tensões em superfícies de fraturas naturais, encontrando que a sua resistência era melhor expressa pela expressão não linear

$$S = a N^k$$

e que a variou de 4 a 60 e k de 0,4 a 0,8 para os vários tipos de rocha ensaiadas. Deduz-se que ambas as expressões são representativas, dependendo fundamentalmente do nível e da gama de variação das tensões normais empregadas.

A dependência da resistência ao deslocamento e a variedade de curvas que se pode obter podem ser constatadas nos muitos trabalhos existentes, abrangendo vários tipos de rocha, como por exemplo, Krsmanović e Langof (1964); Krsmanović, Tufo e Langof (1965); Krsmanović e Popovic (1966), e Krsmanović (1967).

Usando do recurso de ensaiar corpos de prova de gesso, e variando a geometria das superfícies de contacto, Patton (1966a) estabeleceu as idéias básicas para interpretar a resistência ao cisalhamento de superfícies com diferentes geometrias. Patton (1966b) também indicou como seus estudos poderiam ser aplicados à interpretação de resultados de ensaios de cisalhamento direto em fraturas reais de rocha e " in situ ". Complementando seu estudo, Patton realizou investigações de campo, da estabilidade de taludes rochosos naturais. Medindo os ângulos de inclinação de planos potenciais de ruturas ou onde a rutura já havia ocorrido, e aplicando os resultados de seus ensaios, concluiu que as irregularidades de primeira ordem (ou ondulações) desses planos de rutura governavam a estabilidade dos taludes.

Trabalhando concomitante e independentemente, Goldstein et al (1966) desenvolveram expressão matemática semelhante à de Patton para a resistência de superfícies irregulares. Esses estudos indicaram a importância potencial da resistência residual em vários tipos de situações envolvendo a estabilidade de maciços rochosos.

Com relação à anisotropia da resistência e à queda da resistência em função do deslocamento, Uff e Nash (1967) usaram o equipamento de cisalhamento direto para ensaiar superfícies de acamamento de folhelhos dobrados, em varias direções divergentes ao rumo do mergulho dos flancos das dobras, concluindo que segundo o rumo do mergulho a resistência era a menor devido

ao movimento de origem tectônica já ocorrido.

No tocante ao estudo da rutura de meios fissurados, Trollope e Brown (1966) realizaram ensaios de cisalhamento direto para ilustrar a influência da posição de um ou mais sistemas de fraturas na amostra. Posteriormente, Brown e Trollope (1970) ensaiam geometrias mais complexas, inclusive por ensaios triaxiais. Rocha (1970) desenvolveu avançada teoria para a rutura de meios fissurados, contando com dois sistemas de fraturas e podendo-se atribuir diferentes coeficientes de atrito a cada uma delas, permitindo calcular a rutura nas direções desejadas.

Paralelamente às investigações acima citadas, outros autores principalmente devotados às investigações de fundações de barragens e interessados em ensaiar amostras maiores e mais representativas, desenvolveram vários equipamentos e métodos de ensaio de cisalhamento direto " in situ ". Tais ensaios restringiram-se praticamente a determinar a resistência de planos de fraqueza ou de descontinuidade da rocha. Ensaios " in situ " desse tipo foram descritos por Niederhoff (1939) em folhelho ; Thorfinnson (1954) em folhelho com camadas de bentonita ; Schultz (1957) em lignito, Grishim e Evdokimov (1961) em rocha e concreto ; Serafim e Lopes (1961) em granitos ; Sàlas e Uriel (1964) em lignito ; Mello (1966) em quartzito ; Ruiz e Camargo (1966) em grande bloco de basalto com camada de arenito ; Boughton e Hae (1967) em quartzito com fraturas preenchidas ; Ruiz et al (1968) em basaltos e fraturas em basaltos ; e vários outros. Deve ser destacada a publicação por Nieble e Guidicini (1972) de inúmeros dados obtidos em vários tipos e várias condições de rochas, mas principalmente em basaltos, e também a análise crítica das interpretações de ensaios " in situ " por Mello (1966).

No entanto, a gama de variação das condições da geometria das superfícies naturais de fraturas (ou rugosidade) é relativamente grande e irregular, impedindo estimativas razoáveis da resistência nessas fraturas, o que levou vários investigadores a

pesquisas mais aprofundadas da influência da rugosidade, como Kanji (1970), Robertson (1970), Coulson (1970), Rengers - (1970), e Barton (1971).

Coulson (1970) investiga a resistência de fraturas por equipamento de cisalhamento direto, de 10 tipos diferentes de rochas e com várias grandezas de rugosidade média, obtidas por diferentes processos de preparação, e inclui também ensaios em superfícies naturais de fratura. Coulson conclui que o coeficiente de atrito inicial (início do escorregamento) aumenta com o aumento da rugosidade, mas que o coeficiente de atrito residual é dependente do grau e tipo de destruição da superfície. Esse dano da superfície pode compreender um dos três processos seguintes: polimento, milonitização, e formação de crosta. O dano da superfície, por sua vez, depende da rugosidade, da saturação, da tensão normal, e dureza da rocha. Esta última correlaciona-se muito bem com a resistência à compressão simples, o que possibilitou a Coulson encontrar boa correlação entre ϕ_{res} e resistência à compressão simples.

Essa última correlação foi também constatada por Barton (1971), o qual entretanto usou $\phi_{m\acute{a}x}$. em lugar de ϕ_{res} .

Barton realizou ensaios em modelos de fraturas, registrando cuidadosamente nos ensaios as deformações verticais e horizontais, cuja relação nos dá dn , a dilatação da fratura, que expressa fisicamente o efeito da inclinação das rugosidades. Encontrou uma relação entre a resistência máxima da fratura, a dilatação e o atrito fundamental da rocha (ϕ_b), em superfícies lisas da seguinte forma:

$$\bar{\tau} / \bar{\sigma}_n = \tan (2 dn + \phi_b)$$

Por outro lado, notou que a dilatação é uma função da resistência à compressão ($\bar{\sigma}_c$) e da tensão normal, dando a expressão

$$dn = 10 \log (\bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_n)$$

Considerando ϕ_b igual a 30° , que é um valor aproximado, comum à maioria das rochas, e condensando ambas as equações acima, tem-se:

$$\bar{\tau} / \bar{\sigma}_n = \tan \left[20 \log (\bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_n) + 30^\circ \right]$$

relação que nos permite estimar com boa aproximação a resistên -
cia máxima ao cisalhamento daquele tipo de fraturas.

Em conclusão, várias têm sido as tentativas para correla -
cionar ou definir com precisão aceitável os parâmetros de resis -
tência de descontinuidade ou planos de fraqueza, pois as mesmas
constituem-se no principal condicionante da estabilidade de maci -
ços rochosos. No caso de planos rugosos e de tração, a relação
de Barton é muito útil. Entretanto, é universalmente reconhecido
o fato de que as descontinuidades que já sofreram movimento, por
causas tectônicas, podem ter sua resistência diminuída até a re -
sistência residual, caso em que é de interesse conhecer-se os -
meios para obtê-la. A esse respeito o trabalho de Coulson é re -
levante, bem como o de Kutter e Figueroa (1971) que investiga -
ram com sucesso a possibilidade de realizar ensaio rotativo de -
testemunho cilíndrico de sondagem e fragmento de rocha, com car -
regamento puntual, com perfeita coincidência com outros métodos
convencionais de ensaio. Faltam, contudo, elementos que permi -
tam racionalizar e estimar a resistência residual das várias
rochas; por isso tem havido recentemente interesse em desenvol -
ver propriedades índices correlacionáveis ao ϕ res e que permi -
ta sua estimativa rápida. Também, embora já existam importantes
estudos sobre a influência da rugosidade e da espessura do preen -
chimento das fraturas, esses fatores carecem ainda de melhor de -
finição, requerendo estudos posteriores.

2.5 - Resistência ao Cisalhamento de Contactos Solo-Rocha

Muito pouca informação existe sobre a resistência de con -
tactos solo-rocha e muito menos sobre a sua resistência residual.
A maior parte dos investigadores que enfrentaram problemas envol -
vendo tal condição, descrevem resistências máximas (pico) e en -
saiaram a rocha e o solo separadamente. Em outros casos, foram
ensaiadas, quer no laboratório, quer no campo, amostras compos -

tas constituídas de rocha dura incluindo intercalações de folhelho ou de solo. No entanto, na maioria dos casos, ou a superfície de contacto era muito irregular, o que resultará em obter-se a resistência intrínseca do material mais fraco, ou o solo não foi ensaiado sozinho. Dessa forma, torna-se difícil extrair dados conclusivos da bibliografia, bem como compará-los com os resultados deste estudo. Serão citados abaixo os dados mais representativos encontrados.

Krsmanović e Popovic (1966) descrevem ensaios "in situ" de 5 m^2 de área feitos em calcário com fraturas preenchidas com argila, tendo-se aplicado tensões normais de até 25 Kg/cm^2 . Os ensaios abrangeram fraturas com diferentes espessuras de preenchimento. Para o caso de fraturas com preenchimento da ordem de 10 a 20 mm obtiveram valores de $\phi_{\text{máx}}$ variando de 12° a 25° com os casos de espessura maior fornecendo valores mais baixos. Para o caso de fraturas com menos de 10mm de espessura, obtiveram $\phi_{\text{máx}}$ de 23° para superfícies lisas e de 31° para superfícies rugosas, caracterizando assim que a rugosidade aumenta o coeficiente de atrito. Lamentavelmente, não fornecem resultados do solo propriamente dito, para comparação.

Goldstein et al (1966) apresentaram resultados de ensaios de cisalhamento direto em superfícies saturadas. Obtiveram valores do ângulo de atrito de 14° , para mármore sobre mármore, de 28° para mármore sobre arenito, e de 10° para uma intercalação de argila de folhelho. Suspeita-se que os resultados correspondem à condição residual, embora nada seja indicado. Não pôde ser estabelecido se a intercalação é em mármore ou entre mármore e arenito. Tão pouco pôde-se deduzir se o ângulo de 10° corresponde à resistência do contacto ou se representa ensaio do solo propriamente dito.

Uriel (1968) relata resultados de ensaios de cisalhamento direto "in situ" em fraturas irregulares preenchidas por argila. Aparentemente, os valores fornecidos correspondem a resistências máximas. Em um dos ensaios ele obteve um valor de ϕ de $27,8^\circ$, enquanto em ensaios de laboratório no solo de preen

chimento obteve 14,5% e, em outro caso, obteve 31,8% no ensaio " in situ " e 30,9% no laboratório. Não se sabe se tais resultados refletem puramente condições de ensaio e nem se a ruptura se deu no contacto ou no solo.

Leussink e Kirchembauer (1967) descreveram resultados de ensaios triaxiais em material de preenchimento de fraturas, nos quais tentam alcançar resistências residuais através do uso de rótulas no equipamento para permitir maior deformação. Infelizmente, não ensaiaram amostras contendo o contacto solo-rocha.

Boughton e Hale (1967) dão um passo a frente, nos ensaios para investigação das fundações de barragem de Cethana, em arco, em quartzitos com fôlhas e fraturas preenchidas. Realizaram ensaios de cisalhamento direto " in situ " das fraturas preenchidas e obtiveram valores do coeficiente de atrito de 0,4 a 0,5 para fraturas lisas e de 0,6 para fraturas rugosas. Tais resultados, comparados ao resultado de 0,6 dos ensaios triaxiais do preenchimento propriamente dito, parece constituir-se em excelente indicação de que a resistência do contacto é menor, e que quando o contacto é muito irregular a ruptura ocorre pelo solo apenas.

Kazimierz (1970) constatou que, em ensaios de cisalhamento direto no laboratório em amostras indeformadas colhidas do mesmo local onde foram executados ensaios " in situ " de contactos xisto-argilito, quando a superfície de contacto é lisa, resulta um valor de ϕ aproximadamente 5% inferior ao de superfície rugosa, mas a grandeza das irregularidades da superfície não são mencionadas. Constata ainda, comparando dois ensaios com diferentes espessuras de preenchimento em fraturas de superfícies lisas, que o que apresentava maior espessura era mais fraco. Considera que para superfícies rugosas a espessura do preenchimento é irrelevante, pois sempre refletirá a resistência do material de preenchimento.

A êsse mesmo respeito, Rengers (1970) prognostica que se a espessura do preenchimento for grande a resistência cor-

2.21

responderá à do solo, e que se as irregularidades da superfície da rocha se tocarem após algum deslocamento então o coeficiente de atrito da fratura será correspondente ao da descontinuidade rochosa.

Locher (1970) ensaiou no laboratório fraturas de rocha com e sem uma camada de preenchimento de 3 mm, formando amostra tipo sanduiche, tendo encontrado uma redução da ordem de 39 a 69 no ângulo de atrito, no caso de existência do preenchimento, do qual não fornece valores, prejudicando a comparação.

Essa comparação, contudo, pode ser feita em um dos vários ensaios " in situ " de cisalhamento direto realizados por Giuseppe (1970), de onde se obtém os seguintes valores:

<u>Contacto</u>	<u>Ømáx</u>	<u>Øres.</u>
Calcáreo - Calcáreo	409	409
Folhelho - Folhelho	329	309
Folhelho - Calcáreo	229	219

de onde se conclui que a resistência ao longo do contacto entre rochas dura e mole é a menor que de qualquer dos materiais envolvidos, o que também é declarado por Giuseppe. Essa mesma conclusão, deve-se ressaltar, foi obtida das investigações realizadas numa primeira fase por este autor (Kanji, 1969 e 1970), e divulgada por Patton e Deere (1970).

O recente estudo de Tulinov e Molokov (1971) procura caracterizar os fatores intervenientes na resistência de fraturas preenchidas, tendo procedido a inúmeros ensaios sob variadas situações, incluindo preenchimentos argilosos e granulares. Esses autores demonstram que no caso de preenchimento argiloso a menor resistência é apresentada pelo contacto, e que no caso de preenchimentos granulares o ϕ é máximo quando o diâmetro dos grãos é de 20 a 100 mm. Tulinov e Molokov também constatam que descontinuidades de gênese tectônica que sofreram movimentos apresentam resistência muito menor. Em ensaios sob tensões normais crescente, observaram a extrusão da argila de preenchimento e o concomitante aumento progressivo de ϕ nos casos em que a espessura era pequena, que atribuíram ao aumento também progres

siyo dos pontos de contacto rocha-rocha.

Assim, pode-se ver que há alguns ensaios realizados, tanto " in situ " como no laboratório, e que envolvem a presença de contacto solo-rocha, porém muito poucos permitem a comparação da resistência ao cisalhamento dos contactos com os dos solos respectivos. Esses poucos resultados, contudo, permitem concluir que, em certas condições, o contacto é o plano de menor resistência. Nenhum trabalho, no entanto, define ou investiga as variações de resistência com as da rugosidade em termos efetivos. Assim também a influência da espessura do preenchimento é avaliada qualitativamente apenas. A leitura crítica dos trabalhos acima também leva a concluir que muito maior número de resultados seriam úteis e utilizáveis para importantes estudos de correlação, caso tivessem sido melhor descritas as suas condições, ou, em alguns casos, caso fossem realizados uns poucos e simples ensaios adicionais.

Finalmente, não pode deixar de ser mencionada a existência de vários trabalhos com resultados de ensaios de contatos entre solo e concreto ou outros materiais de construção, que são semelhantes em gênero aos aqui apresentados. A aplicação de tais ensaios é voltada principalmente para fundações e obras de terra. Os vários trabalhos do gênero contam da revisão feita por Schultze e Horn (1967), devendo-se ainda adicionar o de Chuang e Reese (1969).

3. DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS ENSAIADOS

3.1 - Observações Gerais

Três dos solos utilizados, o solo " Goose Lake Flour ", a caolinita da Geórgia e a ilita " Marblehead ", e um dos tipos de rocha, o calcáreo " Bedford " são de procedência norte-americana.

Os materiais brasileiros consistiram de uma argila residual de basalto obtida em Ilha Solteira, um silte de preenchimento de fratura obtido de testemunhas de uma sondagem de recuperação integral em Água Vermelha, e amostras de basalto compacto de Água Vermelha.

3.2 - Descrição dos Solos Utilizados

" Goose Lake Flour " - Este é um solo poliminerálico, - constituído de uma mistura de partículas de areia, silte e argila, processada comercialmente. O interêsse em incluir-se êste - solo entre os empregados na pesquisa consiste em que o mesmo é considerado um solo padrão em investigações de Mecânica dos Solos na Universidade de Illinois, existindo já consideravel quantidade de dados publicados sobre o mesmo (Brooker, 1964; Brooker e Ireland, 1965) permitindo comparações posteriores entre os parâmetros obtidos em diferentes ensaios. Constituiu-se, portanto, numa espécie de padrão de aferição dos resultados dos ensaios -

3.2

dêste solo realizados para esta pesquisa. Apesar de apresentar o menor índice de plasticidade e a menor porcentagem da fração menor que 2 micra, possui número de atividade um pouco maior que o da caolinita, provavelmente devido à presença de minerais de argila mais ativos que a caolinita, de acordo com análise de difração de Raios-X. A sua atividade é algo maior que o da caolinita, provavelmente devido à presença de ilita e outros minerais mais ativos que a caolinita.

Caolinita da Geórgia - Trata-se de solo constituído de caolim praticamente puro, conforme determinado por difração de Raios-X. Em vista de o solo natural, recebido na forma de torrão, apresentar algumas partículas arenosas de quartzo, o mesmo foi peneirado via úmida, tendo-se usado (para a caracterização e ensaios) apenas a fração passando na peneira número 200.

Ilita " Marblehead " - Este solo é constituído por cerca de 95% de ilita, constituindo-se em material de excepcional pureza, conforme referido por Gaudette, Eades e Grim (1965). Representa o solo de maior índice de plasticidade e atividade, comparativamente aos precedentes.

Argila Residual de Basalto - este solo é caracterizado pela presença preponderante de montmorilonite, embora contenha também outros minerais de argila, quartzo e minerais primários do basalto (augita e labradorita) e limonita. A identificação dos minerais foi feita por análise de difração de Raios-X, Análise Térmica Diferencial, e exame microscópico.

Comparativamente aos demais solos utilizados, este é o que possui o mais alto limite de liquidez; embora o índice de plasticidade seja aproximadamente igual ao da ilita, a atividade da argila residual é maior que a da ilita, provavelmente em virtude da sua composição montmorilonítica.

Silte de Preenchimento de Fratura - Devido à restrita

3.3

quantidade disponível deste material, cêrca de 10 cm^3 , são se pôde proceder aos ensaios de caracterização do mesmo. Registra-se, contudo, que é constituído predominantemente de silte pouco argiloso. O exame petrográfico, a análise por difração de Raios-X, e a Análise Térmica Diferencial revelam que é constituído principalmente de labradorita e pequena quantidade (5 a 10%) de augita, com traços de quartzo e zeólitas. Os grãos são angulosos. A argila presente é do tipo montmorilonita. O material apresentava na fratura fissuramento secundário indicando já ter sofrido cisalhamento.

As propriedades básicas da caracterização dos solos acima são apresentados na Tabela 3.1 e na Figura 3.1 .

A Tabela 3.1 apresenta os limites de Atterberg nas 3 primeiras colunas, e a seguir a fração menor que 2 micra e o número de atividade (relação entre o índice de plasticidade e a fração menor que 2 micra). O resto da tabela apresenta a composição mineralógica dos solos, em têrmos semi-quantitativos em alguns casos, decorrente do próprio processo de análise mineralógica.

A figura 3.1 representa as curvas de distribuição granulométrica dos solos, com excessão do silte (devido à muito pouca quantidade possível de obter fratura, como anteriormente mencionado). Pode-se notar que a Caolinita e Ilita são praticamente desprovidas de grãos arenosos.

Os métodos dos ensaios de caracterização acima, serão referidos no ítem 4.

3.3 - Descrição das Rochas Utilizadas

Calcáreo Bedford

O calcáreo da Formação Salem, do Mississipiano de Indiana (E.E.U.U.) é comumente conhecido como calcáreo " Bedford ",

3.4

pois na localidade homônima existem grandes pedreiras que exploram este calcáreo. O mesmo calcáreo ocorre em outras localidades circunvizinhas, como por exemplo Bloomington, Indiana, de onde - proveio a amostra estudada. Para mais fácil identificação conserva-se a denominação calcáreo " Bedford ", de uso mais comum.

O calcáreo em questão é um biocalcarenito, formado por - partículas quase que exclusivamente de restos de invertebrados, principalmente crinóides, foraminíferos e braquiópodos, com alguns oolitos. O tamanho dos fragmentos varia da ordem de 0,2 mm a 2,0 mm , com média de 0,5 mm , aproximadamente. A cimentação é feita por calcita.

Uma fotomicrografia dessa rocha é mostrada na Figura 3.2, em ampliação de 9,8 vezes.

A fim de caracterizar a geometria das superfícies rocho- sas ensaiadas, obtidas através de corte de serra diamantada, e por polimento, foram obtidos perfís das mesmas por meio de um rugosímetro. A Figura 3.3 apresenta perfís da superfície polida e a Figura 3.4 , da superfície serrada (para fins de comparação, foram também obtidos perfís de rugosidade de superfícies de aço e de madeira lixada, apresentados nas Figuras 3.6 e 3.7). Nota-se que paralelamente ao alinhamento das partículas bioclásticas a regularidade da superfície é maior que no sentido perpendicular. A micro-rugosidade, em ambos os perfís é da ordem máxima de 1 micron, com algumas depressões que atingem até cêrca de 5 ou e micra e que devem ser causadas pelo arrancamento de diminutos grãos de rocha, ou pelo risco da própria partícula do pó (6 mi- cra). Visualmente, no entanto, a superfície com polimento final apresenta-se brilhante, sem se poder distinguir tais depressões a olho nu. No caso da superfície serrada, a mesma já apresenta ondulações, com um comprimento de onda da ordem de 1 mm. a 2 mm., visíveis a olho nu, causadas provavelmente pela trepidação da - serra ou do mecanismo de avanço da amostra.

Basalto Compacto

A amostra empregada de basalto compacto foi obtida do

3.5

local em estudos do futuro Aproveitamento Hidrelétrico de Água Vermelha, nas Cachoeiras dos Índios de Água Vermelha e da Fumaça, no Rio Grande, a cerca de 60 Km de Fernandópolis (SP).

Pertence aos horizontes superiores do derrame aflorante no leito do rio, localmente designado de " L " .

Os derrames basálticos de Água Vermelha pertencem aos ex tensos derrames mesozóicos da Bacia Sedimentar do Paraná-Uruguaí.

O basalto da amostra é de cor preta, holocristalino, de granulação fina a média, textura ofítica, e constitui-se basicamente de augita (piroxênio) e labradorita (feldspato).

A geometria resultante da serragem e do polimento desta rocha pode ser apreciada na Figura 3.5, notando-se que a superfície polida do basalto tem micro-rugosidade semelhante à do calcário, mas sem grandes depressões, o que é interpretado como sendo devido à boa ligação entre os cristais minerais e à maior dureza da rocha.

Os perfis de rugosidade foram obtidos com o equipamento " Talysurf 4 " (The Rank Organisation), da Fundação Armando - Alvares Penteado, comumente utilizado em Mecânica.

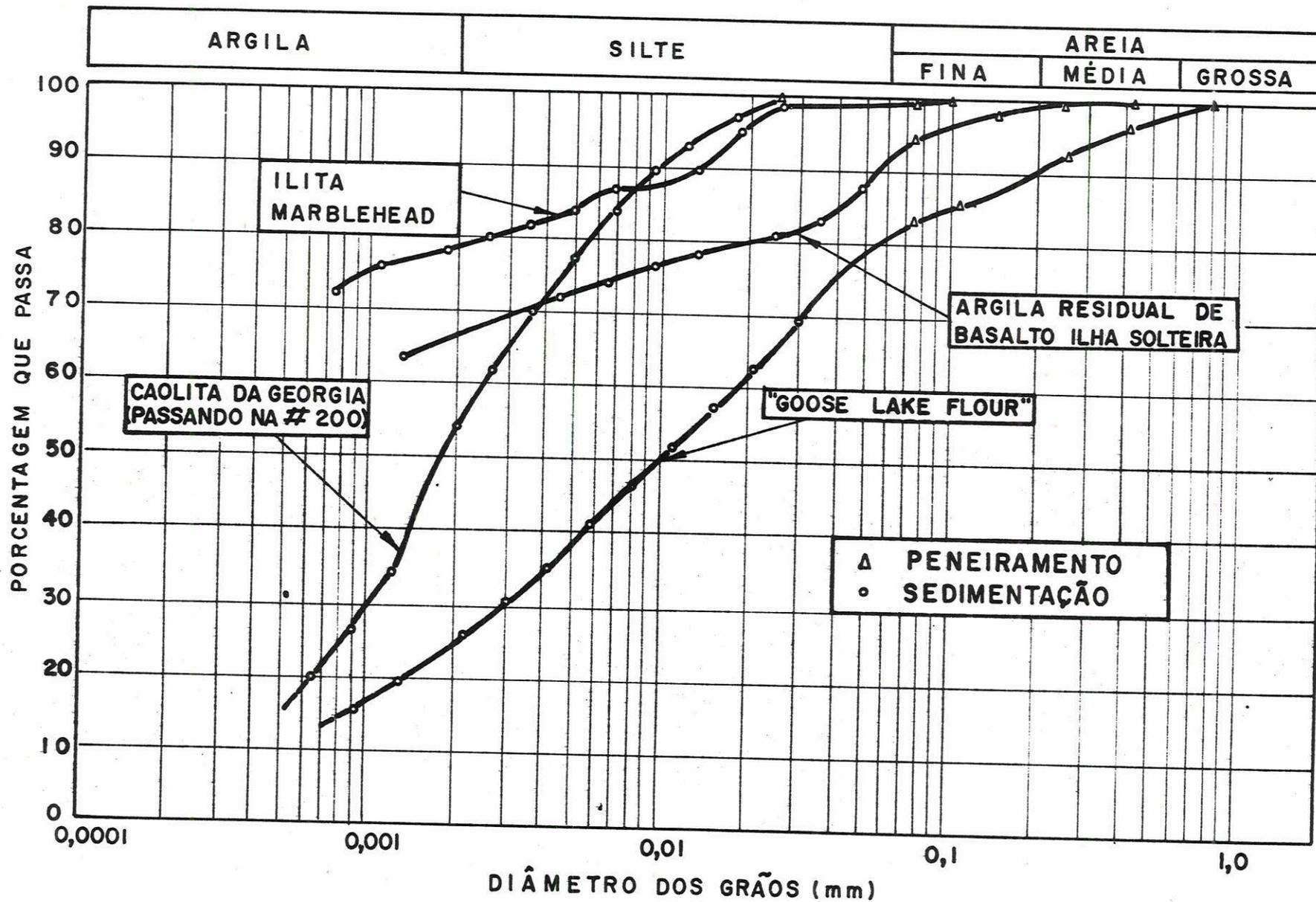


FIG. 3.1 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS SOLOS UTILIZADOS

TIPO DE SOLO	PROPR. INDICES					MINERALOGIA (%)										FONTE
	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plastici/ (%)	Índice de Plasticidade	% < 2 micra	Número de Atividade	Quartzo	Caolinita	Ilita	Montmoriloni- ta	Canadas Mixtas	Clorita	Labradorita	Augita	Limonita ou Goetita	Zeólitas	
"Goose Lake Flour "	30	18	12	25	0,48	25	30	10	-	20	15	-	-	-	-	J. L. Eades
Caolinita da Georgia	48	26	22	54	0,41	-	99	-	-	~1	-	-	-	-	-	J. L. Eades
Ilita "Marblehead"	104	27	77	78	0,99	-	-	95	-	~5	-	-	-	-	-	Gaudete, Eades e Grim (1965)
Argila Residual de I. Solteira	112	38	74	66	1,12	5	10?	5?	>60	-	-	tr.	tr.	~5	-	J.E.Farjallah (IPT)
Silte de Fratura	-	-	-	-	-	tr.	-	-	-	-	-	>60	10	-	tr.	J.E.Farjallah (IPT)

Tabela 3.1 Propriedades Índices e Mineralogia dos Solos Utilizados

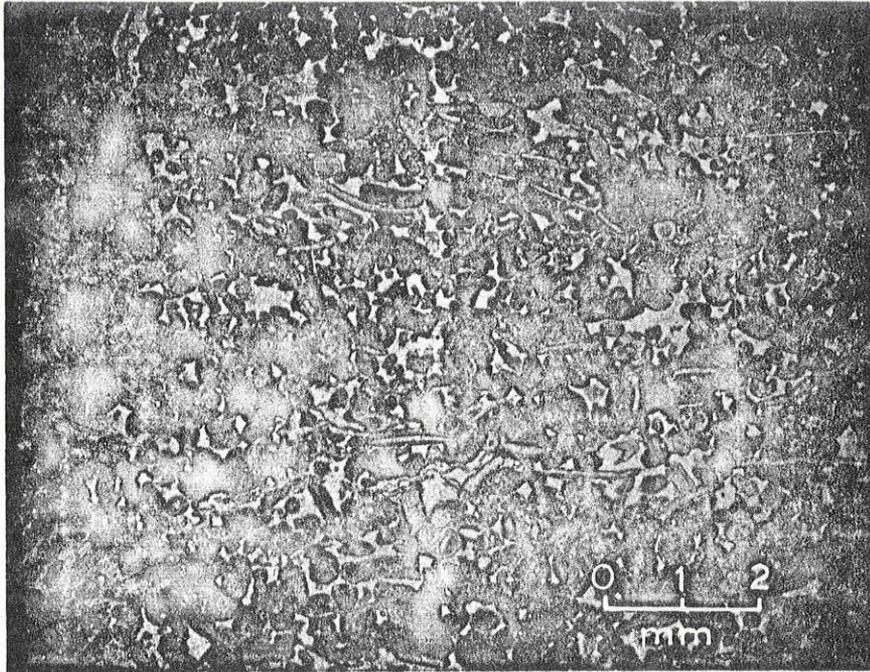


Figura 3.2 - FOTOMICROGRAFIA DE SECÇÃO DELGA
DA DO CALCÁREO BEDFORD.

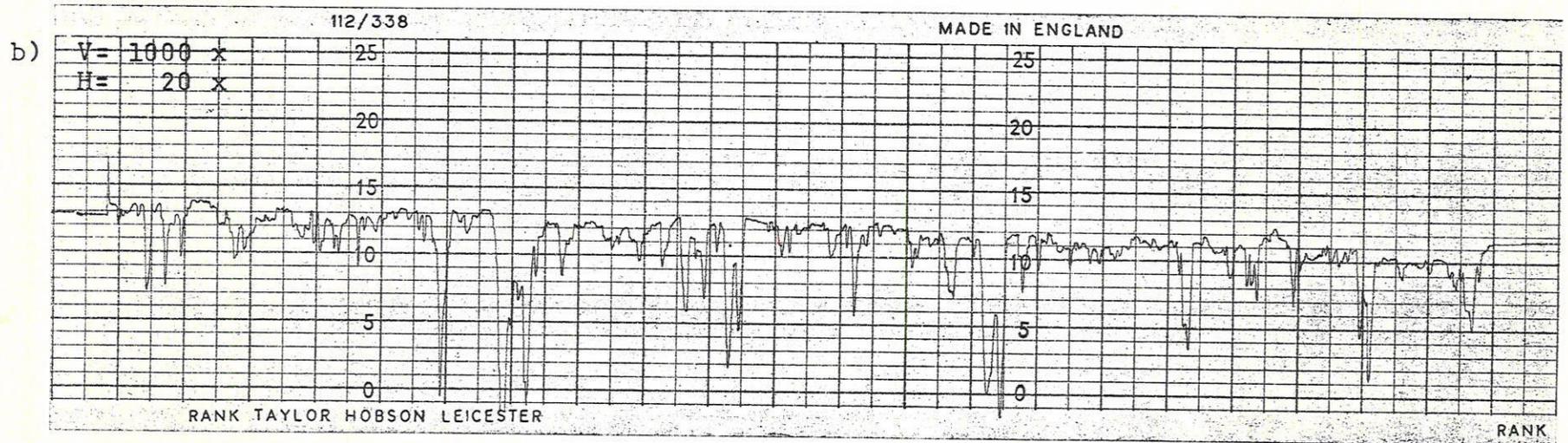
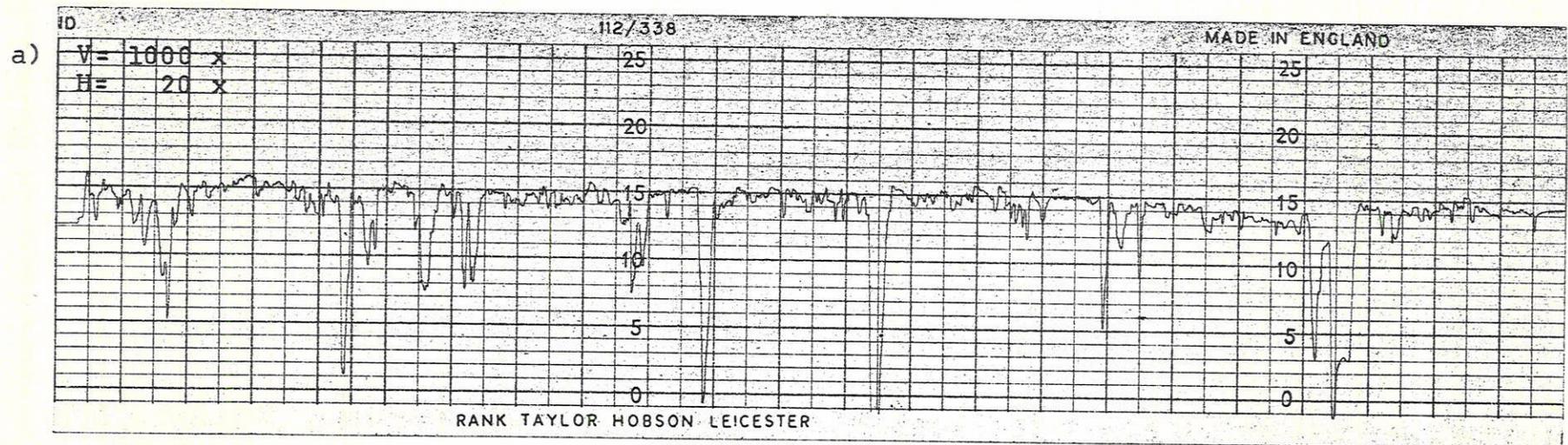


Fig. 3.3.- Perfis da superfície do calcáreo (polido): (a) paralelo e (b) perpendicular à lineação.

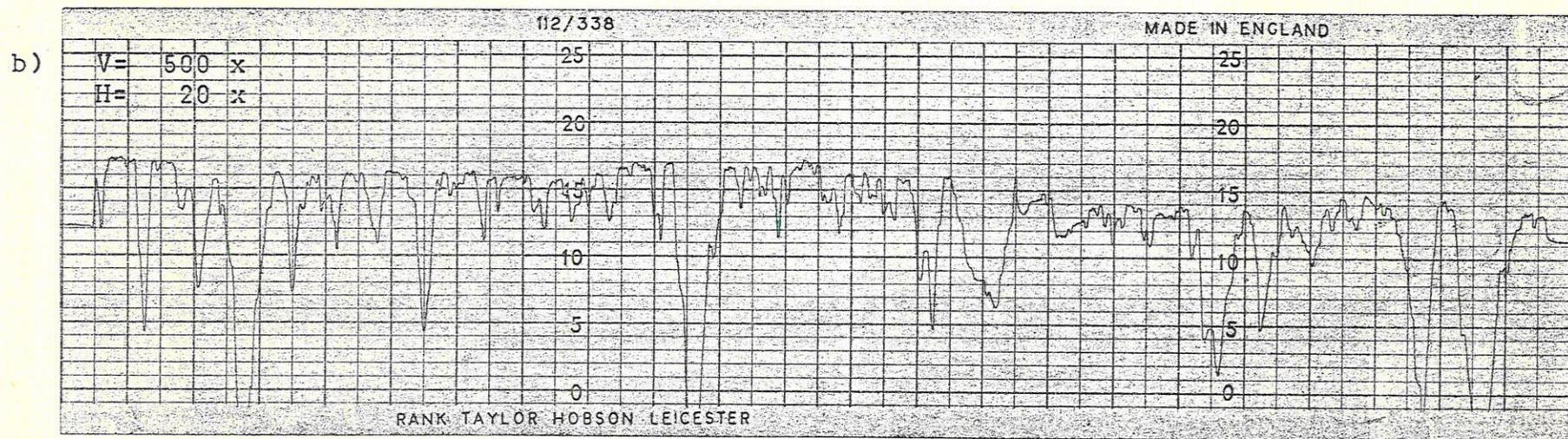
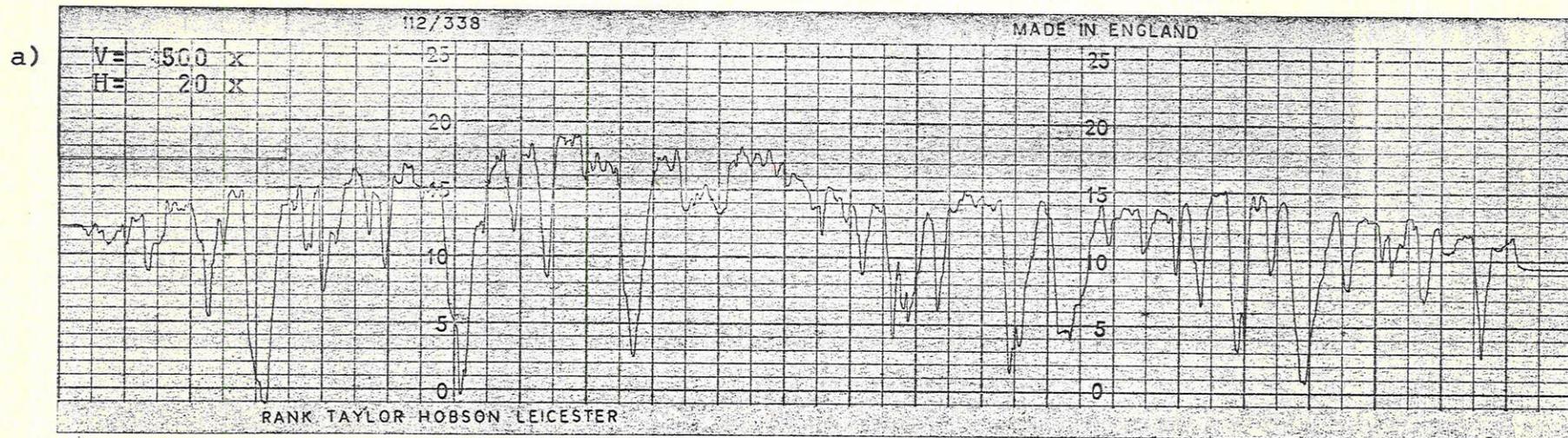


Fig.3.4.- Perfís da superfície do calcáreo (corte de serra), em duas direções normais entre si

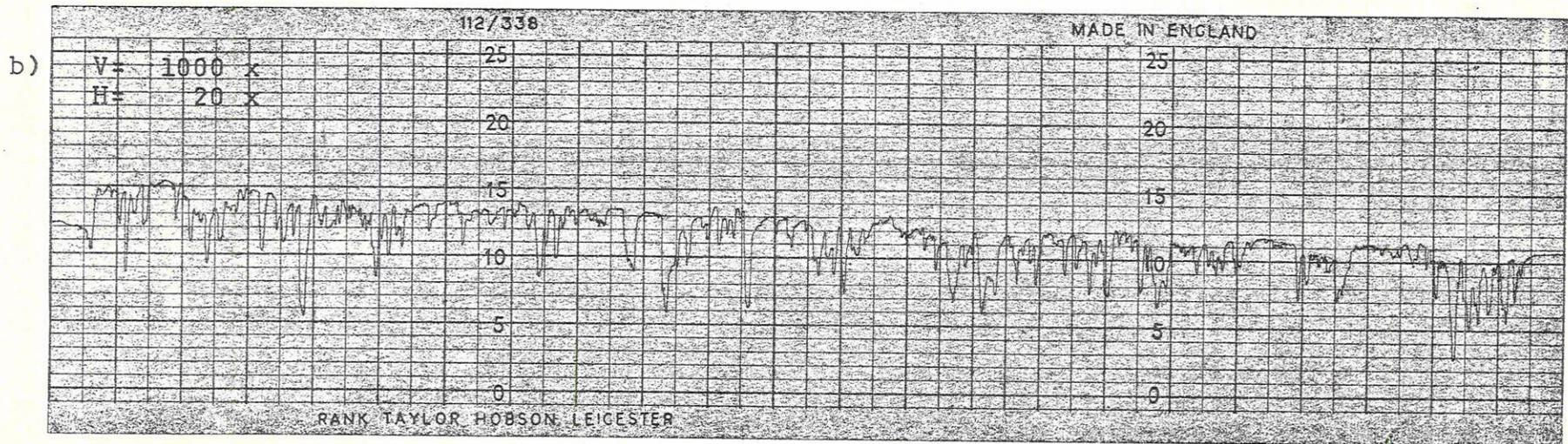
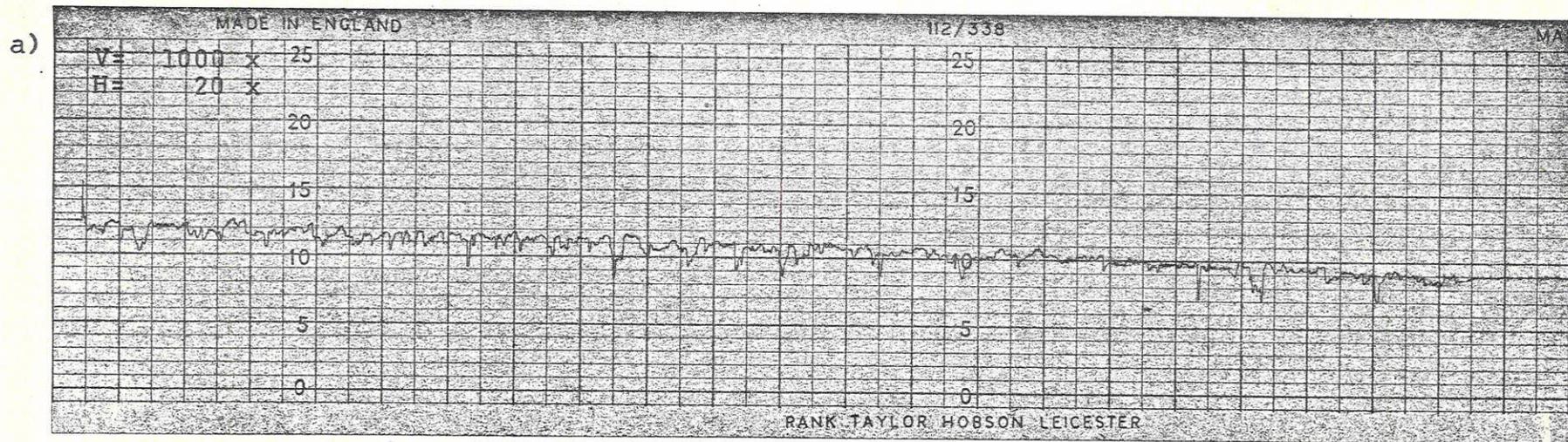


Fig.3.5.- Perfis da superfície do basalto: (a) polido e (b) corte de serra, perpendicular às estrias.

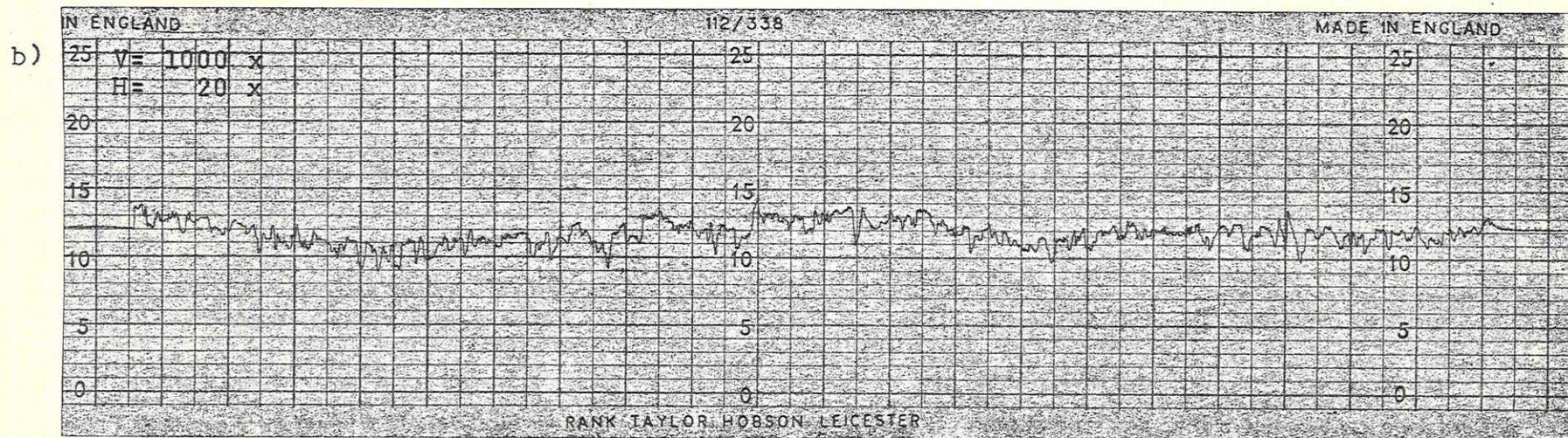
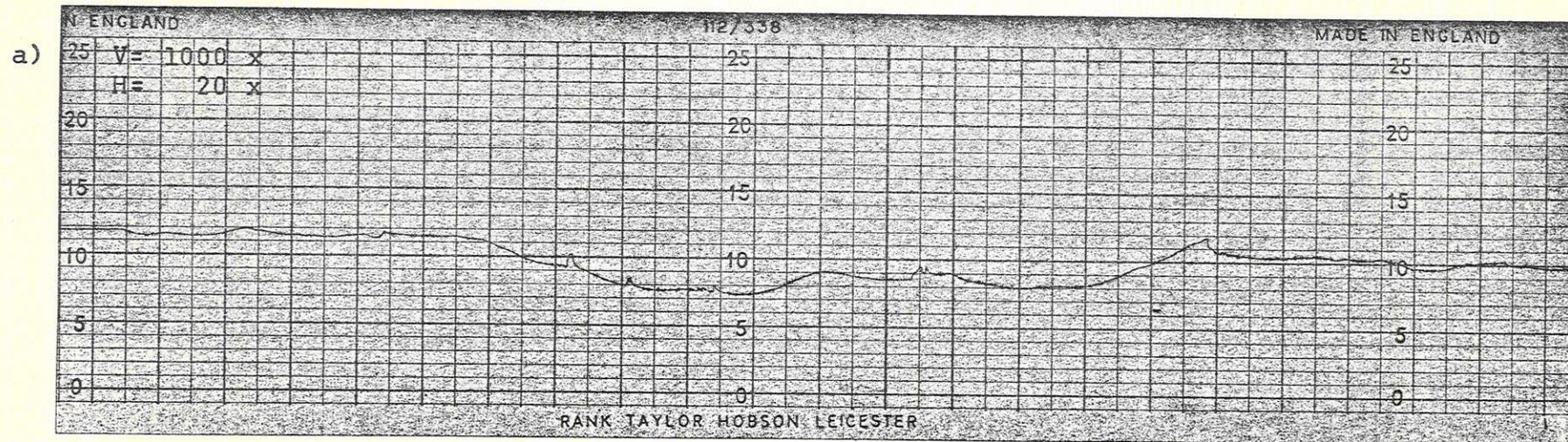


Fig.3.6- Perfis de superfície de aço frezado e lixado: (a) paralelo e (b) perpendicular às estrias

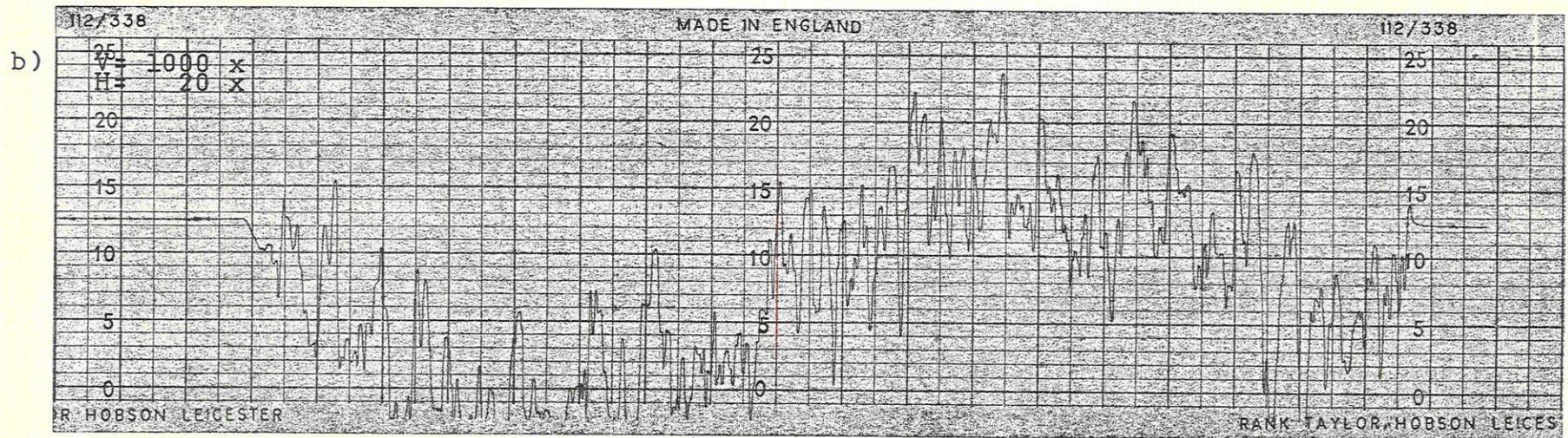
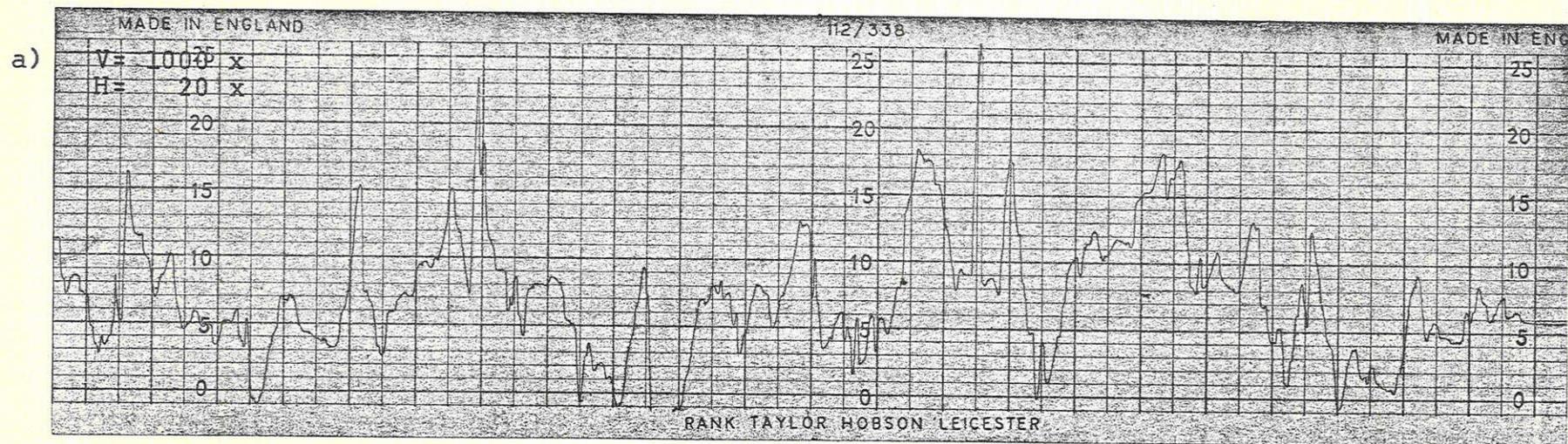


Fig. 3.7. - Perfis de superfície de madeira aplainada e lixada:(a)paralelo e (b) perpendicular às fibras.

4. PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

4.1 - Preparação dos Corpos de Prova

As amostras de solo foram recebidas na condição sêca ao ar, e desde pulverulento e desagregado a bloco duro.

A ilita " Marblehead " apresentava-se como bloco duro, - tendo sido submersa em água demineralizada, partida e amolgada, para sua total desagregação.

A caolinita da Georgia veio como pó seco; foi peneirada na peneira número 200, na qual cêrca de 5% do material ficou retido e inutilizado.

O solo " Goose Lake Flouer " veio em forma de pó.

A argila residual de basalto apresentava-se relativamente consistente, com muitos torrões, em parte desagregados na escavação e transporte.

O silte de preenchimento de fraturas consistiu de um pó, obtido por raspagem do testemunho de sondagem.

Para todos os solos, foi usada água demineralizada para mistura e amolgamento dos mesmos. As amostras foram conservadas em sacos plásticos em câmara úmida, pelo menos durante 3 dias, - para completa homogeneização na distribuição da umidade, antes - da determinação dos seus limites de liquidez e plasticidade.

Após a determinação desses limites, cada amostra foi reajustada em sua umidade, de tal forma a ter um teor de umidade - igual ao do seu respectivo limite de liquidez. Os teores de umidade foram conferidos periodicamente.

Permitiu-se um período de descanso de cêrca de um mês an

4.2

tes de se realizar quaisquer ensaios de cisalhamento direto.

A presença do corpo de prova para o ensaio de cisalhamento direto consistiu do procedimento descrito a seguir. Uma quantidade de solo, necessária para o ensaio, era separada do resto da amostra, e completamente amolgada por espátula em placa de vidro. O solo era então moldado entre duas placas metálicas dentadas e perfuradas, com auxílio de um gabarito metálico com as dimensões internas iguais às da amostra. A amostra era então colocada na caixa do equipamento de ensaio entre duas placas de pedra porosa, usadas para permitir a drenagem da amostra. Um esquema dessa montagem pode ser visto na Figura 4.1

Para o ensaio de contactos entre solo e rocha, o seguinte procedimento foi empregado. As placas de rocha foram serradas com disco de serra diamantada com água para o devido resfriamento. Para as superfícies polidas utilizou-se mesa rotativa de aço para produção de secções delgadas e abrasivo Carborundum número 1.200, que possui um diâmetro médio de partículas de ordem de 6 micra. O polimento foi feito em vários estágios, reduzindo-se progressivamente a dimensão do abrasivo. A superfície das amostras de rocha foi depois lavada com detergente e enxaguada generosamente. A dimensão das placas quadradas serradas foi de 5,8 a 5,9 cm., com cerca de 1 cm. de espessura. Essas placas foram fixadas à metade inferior de caixa do equipamento de ensaio, com a superfície a ser ensaiada sobressaindo cerca de 0,5 mm a 1 mm da borda da caixa (plano de cisalhamento). Para isso, foram usados calços e fôlhas metálicas de espessuras variadas para ajuste necessário; também, como a área da placa de rocha era ligeiramente menor que o espaço da caixa para contê-la, as placas foram firmemente afixadas lateralmente por meio de cunhas de folhas metálicas. Os corpos de prova de solo, para compor o corpo de prova composto, foi preparado do mesmo modo como descrito acima para o ensaio do solo sozinho, com a exceção de que as espessuras livres eram menores. Em seguida as duas partes do espécimen eram montadas, conforme ilustrado no esquema da Figura 4.1. As Figuras 4.2a e 4.2b são fotografias que mostram um corpo de

4.3

prova de contacto solo-rocha, respectivamente, antes e depois de ensaio de cisalhamento direto.

4.2 - Descrição do Equipamento de Cisalhamento

Em ambas as fases de ensaios, foi usado o equipamento de cisalhamento direto comercialmente fabricado pela WYKEHAM - FARRANCE ENGINEERING LTD., modelo SB-1, do tipo deformação controlada, mostrado pela foto da Figura 4.4. O equipamento permite variação de velocidades de deslocamento, podendo-se obter 25 diferentes velocidades, variando de aproximadamente 1,2 a 0,0006 mm/min. Antes da realização dos ensaios foi feita uma conferência das velocidades do aparelho com as constantes no catálogo, sem se ter constatado diferença significativa. A caixa bipartida horizontalmente, pode acomodar espécimes de 6 X 6 cm. O esquema da Figura 4.3 indica que a parte inferior da caixa, apoiada sobre esferas de aço, é empurrada por um êmbolo a uma velocidade constante, o que produz a rutura do corpo de prova, pelo fato de a parte superior da caixa ser apoiada por um anel dinamométrico, o qual permite medir a força transmitida à caixa superior, ou seja, a própria resistência ao cisalhamento. A medida da força é feita com auxílio de um micrômetro de precisão, afixado diametralmente à parte interna do anel dinamométrico, convertendo-se a deformação em esforços por meio de curvas de calibração do conjunto. A deformação sofrida pelo anel dinamométrico deve ser subtraída do deslocamento horizontal sofrida pela caixa inferior, também medida por micrômetro de precisão, a fim de se obter o deslocamento absoluto de uma parte da caixa em relação à outra. O deslocamento horizontal da caixa inferior é limitado a cerca de 0,8 cm.

As tensões normais são aplicadas à tampa da parte superior do corpo de prova através de pesos colocados em uma canga livre, apoiada puntualmente à tampa por esfera de aço. As

4.4

deformações verticais dos espécimes ensaiados foram observados - por micrômetro de precisão.

A precisão dos micrômetros utilizados é de 1 micron, ou equivalente, com excessão do micrômetro de medida dos deslocamentos horizontais, que é de 10 micra.

O equipamento utilizado na segunda fase dos ensaios, - além das características acima, possui ainda engates especiais - para permitir realizar ensaios sucessivos com reversão do deslocamento, visando alcançar a resistência residual. Antes de iniciar cada reversão torna-se necessário relaxar a tensão do anel dinamométrico e adotar nova referência inicial para o micrômetro do anel.

4.3 - Ensaio de Cisalhamento Direto

Após a montagem do corpo de prova na caixa de ensaio, a caixa foi instalada no equipamento de ensaio, com água demineralizada à tóda sua volta para impedir perda de umidade. Após essa instalação, a carga normal foi aplicada, tendo sido restrita a incrementos iniciais máximos de cêrca de $0,2 \text{ Kg/cm}^2$. As tensões normais mais altas aplicadas foram da ordem de 3 Kg/cm^2 , - correspondendo à capacidade nominal do equipamento para as dimensões da caixa de $6 \times 6 \text{ cm}$.

As amostras foram completamente adensadas, tendo-se controlado o adensamento pela construção concomitante de gráfico - tempo vs. recalque para cada estágio de aplicação da tensão normal, conforme recomendado por Taylor (1967), garantindo-se assim o completo adensamento primário.

Imediatamente antes da aplicação da tensão cisalhante, os parafusos de segurança foram retirados e foi dado um espaçamento conveniente entre as duas partes da caixa, por meio de parafusos espaçadores, a fim de evitar contacto entre as mesmas, o que introduziria um atrito adicional. Em seguida, o motor foi aciona-

4.5

do para causar o deslocamento entre as caixas. As leituras dos vários micrômetros foram feitas a intervalos julgados convenientes para a boa definição de ensaio.

Os parafusos espaçadores foram soltos após o anel dinâmico acusar alguma carga, para auxiliar o suporte da caixa superior e assim manter o espaçamento imprimido.

A velocidade de cisalhamento empregada variou para várias amostras, de acordo com o tempo requerido para 100% de adensamento, e foi calculado de conformidade com as análises desenvolvidas por Gibson e Henkel (1954), também referidas por Hvorslev (1960). Como verificação da velocidade de deformação assim calculada foram executados alguns ensaios adicionais no solo " Goose Lake Flour ", tanto sob a velocidade calculada como em três outras velocidades, sendo a menor delas da ordem de 1/25 da calculada. Tendo-se obtido mesmas resistências máximas em todos esses ensaios, julga-se que as velocidades calculadas permitem amplamente a drenagem dos solos, para evitar o desenvolvimento de pressões neutras. É digno de nota que Hvorslev (1960) - considera os valores calculados com base na teoria de Gibson e Henkel como conservadores.

Os ensaios foram conduzidos até as máximas deformações permitidas pelo aparelho (0,8 cm); em alguns casos, como recurso para obter maiores deformações, foram feitos ensaios com reversões.

Após o fim do ensaio a água demineralizada que inunda as caixas foi succionada, os pesos removidos, as caixas desmontadas e removido o excesso de água nas suas bordas.

A superfície cisalhada era examinada e logo uma porção do espécimen colhido da sua parte central para determinação do teor de umidade inicial.

4.4 - Representação Gráfica

As tensões cisalhantes e as normais foram obtidas divi -

4.6

diñdo-se, respectivamente, as cargas tangencial e vertical pela área do corpo de prova a um determinado deslocamento. A área inicial dos ensaios é de 36 cm^2 .

Concomitantemente à execução dos ensaios, para possibilitar um bom acompanhamento, foram elaborados gráficos com curvas de resistência ao cisalhamento vs. deslocamento. Para propósito de acompanhamento, a área do corpo de prova foi considerada constante, com excessão dos gráficos da argila residual e de silte de preenchimento de fratura. Um exemplo esquemático de tal gráfico é fornecido na Figura 4.5, por meio das curvas B_1 ou B_2 . A curva A representa um ensaio hipotético em amostra indeformada de argila, onde após fornecer um pico na curva, $\tau_{\text{máx.}}$, a resistência ao cisalhamento decresce até alcançar um valor mínimo, constante, a despeito da continuação do deslocamento, que tem sido designado como resistência residual, τ_{res} , na terminologia comum de Mecânica dos Solos.

As curvas B_1 e B_2 representam curvas hipotéticas de ensaios em amostras amolgadas, típicas dos resultados deste estudo para amostras ensaiadas, respectivamente, a médias e baixas tensões normais. A curva B_1 exhibe um pico, seguido por uma queda na resistência. Acredita-se que o valor final da resistência ao cisalhamento para os solos amolgados (curvas B_1 e B_2) seja a mesma que a resistência residual obtida para os solos indeformados (curva A), se o amolgamento foi o único fator variável.

Uma vez que o equipamento usado limita os deslocamentos a cerca de $0,8 \text{ cm}$, julgou-se conveniente introduzir os termos $\tau_{\text{min.}}$ obtido, para indicar a menor resistência ao cisalhamento alcançada a um determinado deslocamento. No caso da referência ao valor mínimo obtido corresponder ao deslocamento máximo permitido pelo equipamento, utiliza-se aqui o termo $\tau_{\text{máx. desloc.}}$.

Como se pode constatar do exame da Figura 4.5, $\tau_{\text{min.}}$ obtido ou $\tau_{\text{máx. desloc.}}$ podem diferir muito de τ_{res} , embora em vários casos podem-se aproximar muito e praticamente coincidir com o τ_{res} .

No esquema da Figura 4.6(a) então representadas duas -

4.7

curvas de resistência ao cisalhamento vs. deslocamento, correspondendo a um ensaio feito a baixa tensão normal (Ensaio "a") e outro a tensões normais mais altas (Ensaio "b"). Os dois pequenos esquemas de corpo de prova mostram como a área do mesmo diminui com o deslocamento crescente, embora a carga normal permanece constante; correspondem, respectivamente, às situações inicial e final de ensaio. Em consequência, ocorre um correspondente aumento da tensão normal no curso do ensaio. Para o Ensaio "a", o valor da tensão normal é $\sigma_n a_1$ na ruptura e, no final do ensaio será $\sigma_n a_2$, algo maior. Em decorrência, os resultados representando aquelas duas situações estarão em diferentes posições com relação à escala das abscissas, como exemplificado pelo diagrama da Figura 4.6(b), e não na mesma vertical conforme convencionalmente vem sendo adotado.

Esta mesma Figura indica como os pontos podem ser ligados para fornecer a envoltória de resistência máxima, e também como se obtém a envoltória dos valores de resistência mínima obtida, correspondentes ao deslocamento máximo dos ensaios. Estas envoltórias são comumente empregadas para a estimativa da resistência do material, às tensões normais determinadas.

Se se proceder a uma correção dos valores de τ e de σ_n , levando em conta a mudança da área de contacto do corpo de prova, é possível traçar o caminhamento ou a trajetória dessas tensões, durante um ensaio. Duas dessas trajetórias estão esquematicamente representadas na Figura 4.6(b) e, com mais detalhe, na Figura 4.7. Essas linhas foram aqui chamadas de " trajetórias de tensão ", usando-se aspas para distingui-las das verdadeiras trajetórias de tensões quando o estado de tensões é perfeitamente reconhecido, e que têm sido referidas em conexão com ensaios de compressão triaxial. A Figura 4.7 mostra esquematicamente três " trajetórias de tensão ", correspondendo aos tipos encontrados nos ensaios procedidos, e representando três ensaios a tensões normais diferentes. As linhas A e B representam as envoltórias de resistência máxima e mínima obtida.

Uma " trajetória de tensões " é considerada completa se,

4.8

após alcançar um certo ponto "a", como nos casos 2 e 3, sua inclinação mudar e prosseguir numa trajetória ascendente, paralela ou coincidente à curva B. Tais trajetórias são consideradas representativas de ensaios em que os valores da resistência resi - dual já foram alcançadas, ou quase alcançadas, o que é situação satisfatória para fins práticos. Acredita-se que os ensaios exi - bindo uma trajetória completa já foram conduzidos a um desloca - mento satisfatório, além do qual não deverá ocorrer redução apre - ciável da resistência.

O aparecimento de " trajetórias de tensão " é considera - do mais uma decorrência de ensaio de laboratório, pois raros - seriam os casos de campo em que ocorreria uma redução da área de contacto. Este efeito, contudo, é equivalente ao de um ensaio - com tensão normal crescente, e pode-se imaginar condições de - campo em que a tensão normal cresce , após ter-se alcançado a resistência residual, como por exemplo a superposição de fases tectônicas ou a construção de obras de engenharia em terrenos an - teriormente cisalhados.

Uma trajetória incompleta (caso 1) é aquela em que os deslocamentos foram insuficientes para alcançar o ponto "a" aci - ma referido. Assim, os resultados relativos ao deslocamento má - ximo do ensaio 1 não são perfeitamente comparáveis aos dos ensa - ios 2 e 3.

Vários casos reais de " trajetórias de tensão " estão incluídos nos resultados de ensaios apresentados no ítem 5.

Deve-se ainda mencionar que Lombardi e Dal Vesco - (1966) e Locher (1968) apresentam " trajetórias de tensão " de ensaios de cisalhamento direto, mas que são algo diferentes - da trajetória aqui relatada, pois representam a variação da ten - são normal registrada durante todo o ensaio, que se restringiu a superfícies de rocha.

Também, Bishop et al (1971) apresentam resultados - comparativos entre ensaios de torsão e de cisalhamento direto - com reversões múltiplas, notando a coincidência de valores de resistência mínima após o pico, em cada reversão, mas criticando o

4.9

fato de que após êsses pontos os resultados fornecem valores crescentes. Acredita-se que esses mesmos dados, se propriamente tratados, forneceriam excelentes exemplos de " trajetória de tensão " do tipo aqui descrito.

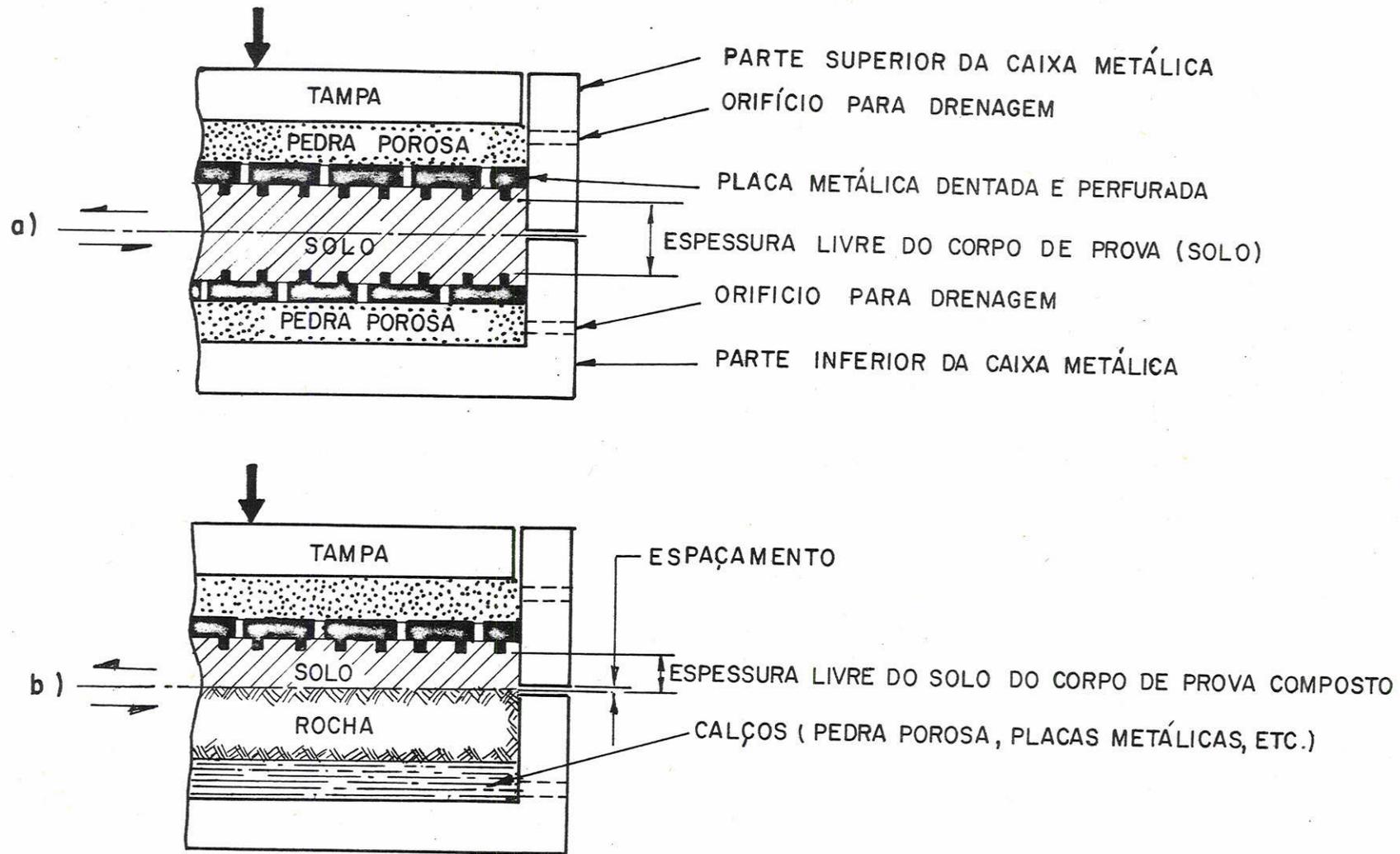


FIG. 4.1 - ESQUEMA DA MONTAGEM DOS CORPOS DE PROVA PARA ENSAIO

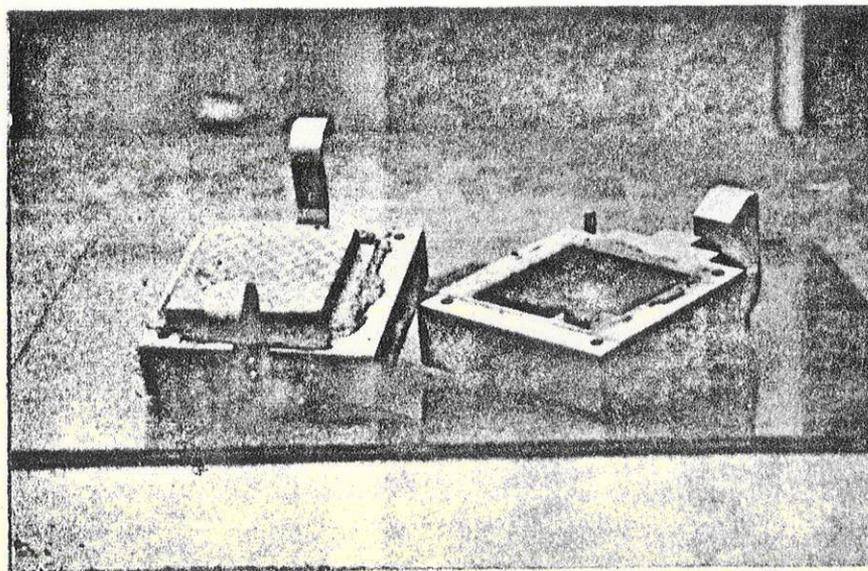
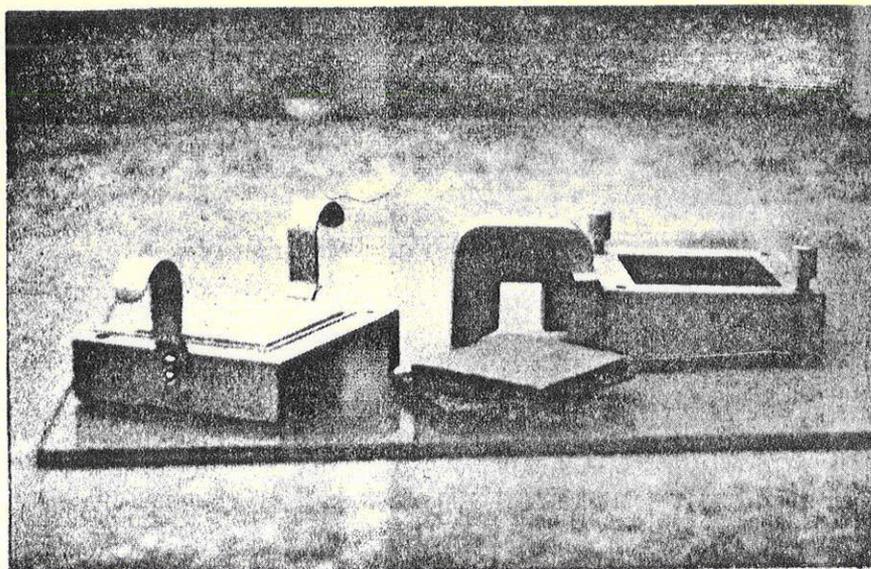


Figura 4.2 - FOTOGRAFIAS DE UM CORPO DE PROVA PARA ENSAIO DE CONTACTO SOLO ROCHA (a) ANTES E (b) DEPOIS DO ENSAIO.

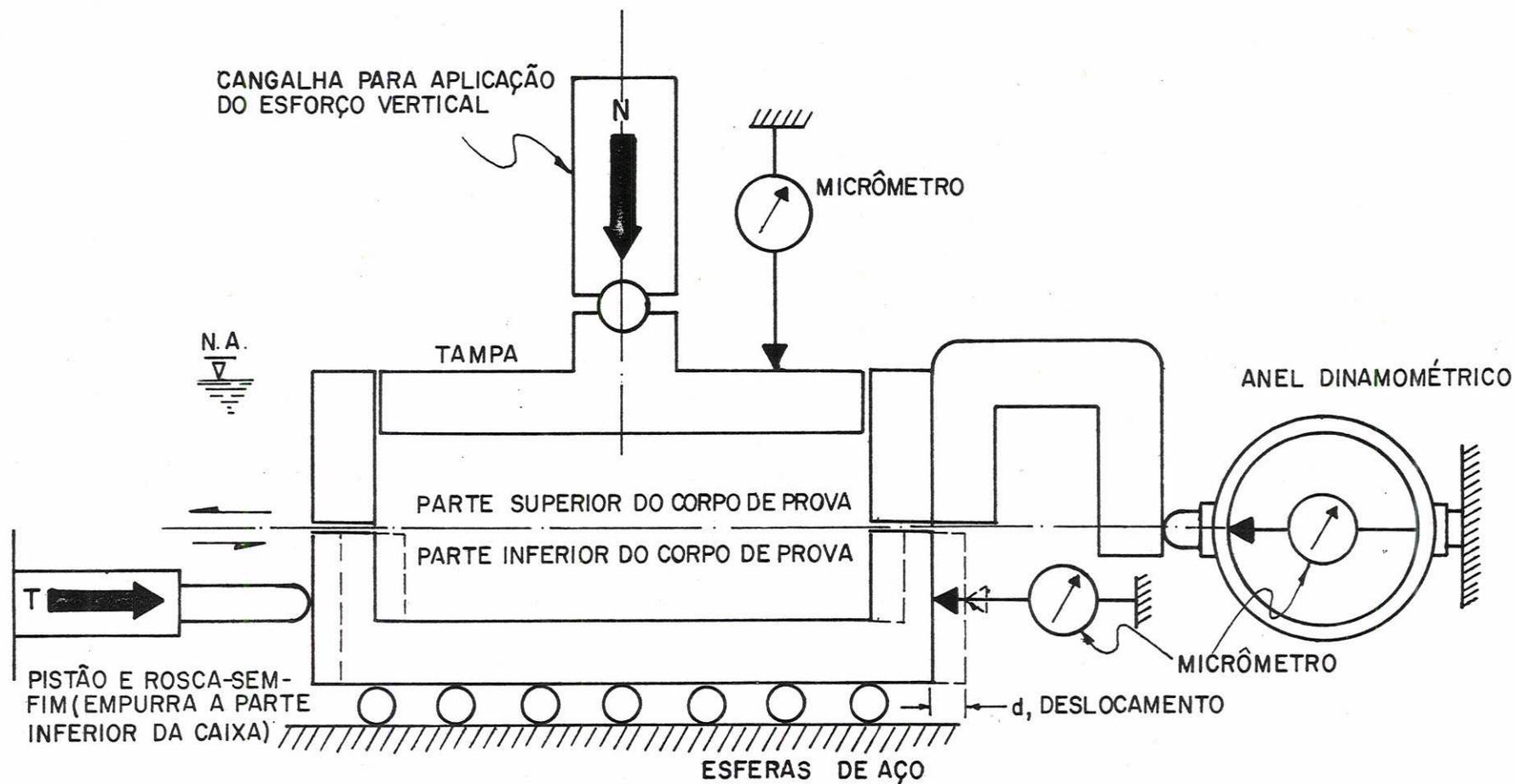


FIG. 4.3 - ESQUEMA DO EQUIPAMENTO DE ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

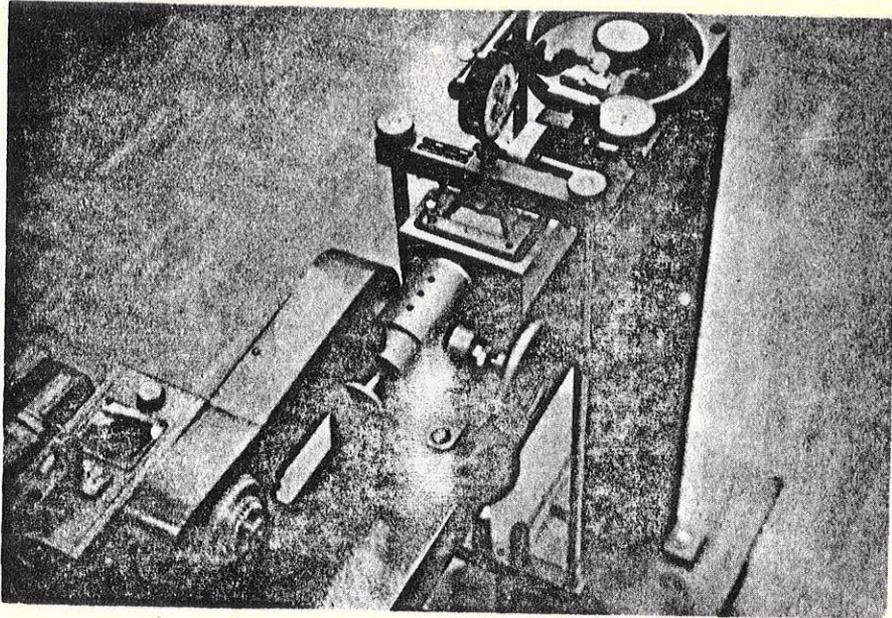


Figura 4.4 - FOTOGRAFIA DO EQUIPAMENTO DE EN
SAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.

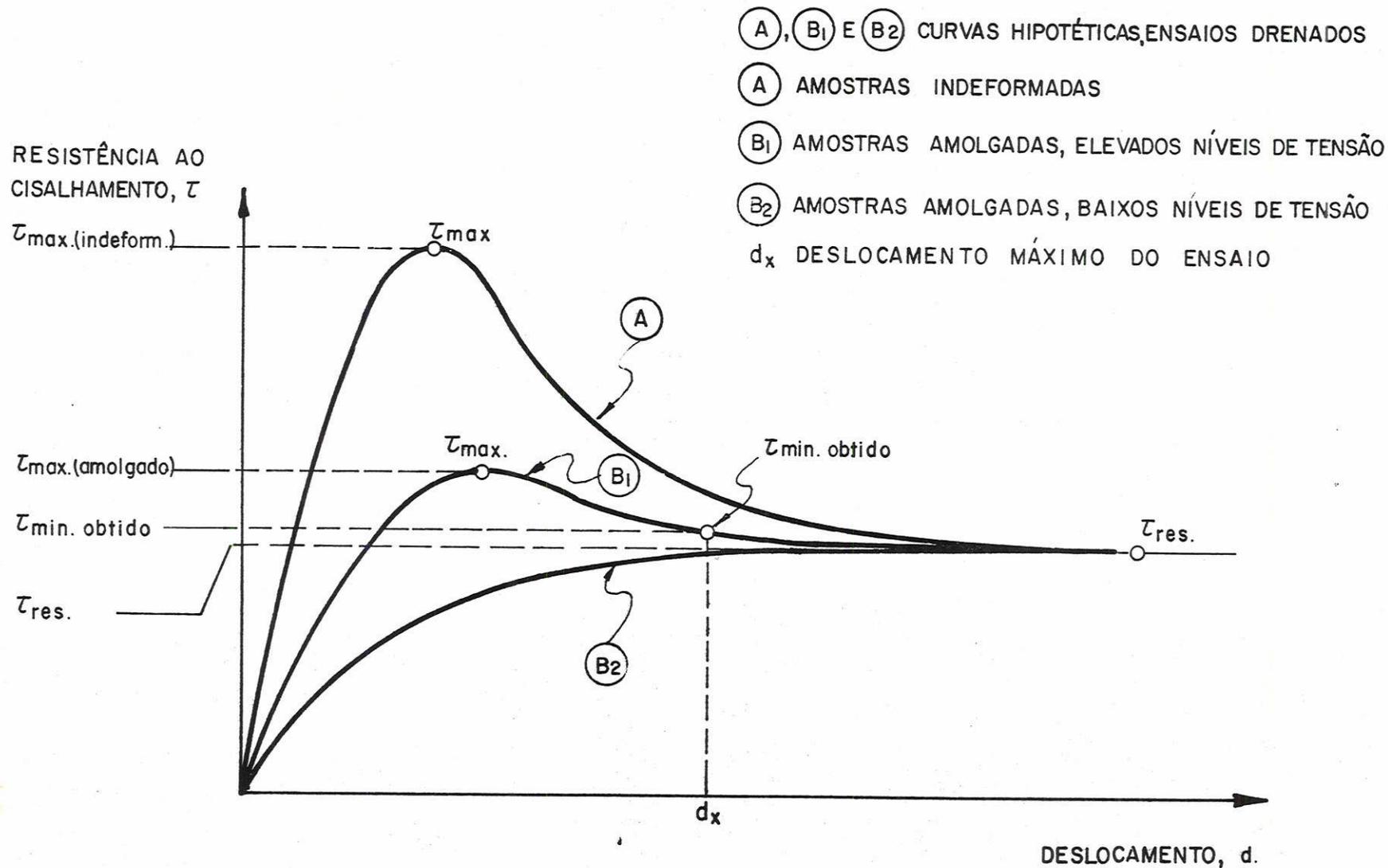
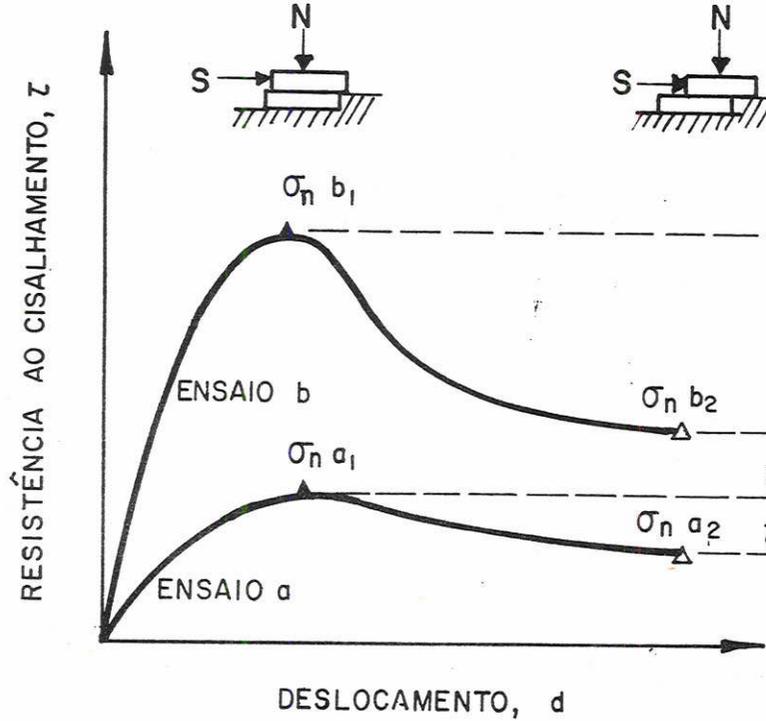


FIG. 4.5- ESQUEMA ILUSTRATIVO DA TERMINOLOGIA UTILIZADA PARA DESIGNAR OS VARIOS VALORES DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

CURVAS TÍPICAS DE RESISTÊNCIA AO
a) CISALHAMENTO VS. DESLOCAMENTO



b) GRÁFICO DE RESISTÊNCIA TÍPICO

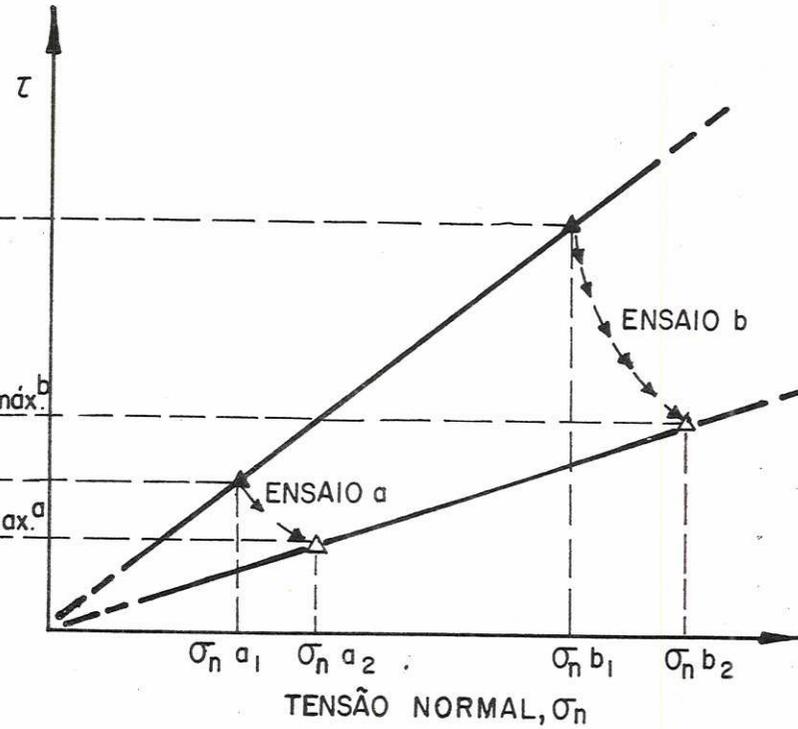


FIG. 4.6- ESQUEMA ILUSTRATIVO DA CONSTRUÇÃO DO GRÁFICO DE RESISTÊNCIA

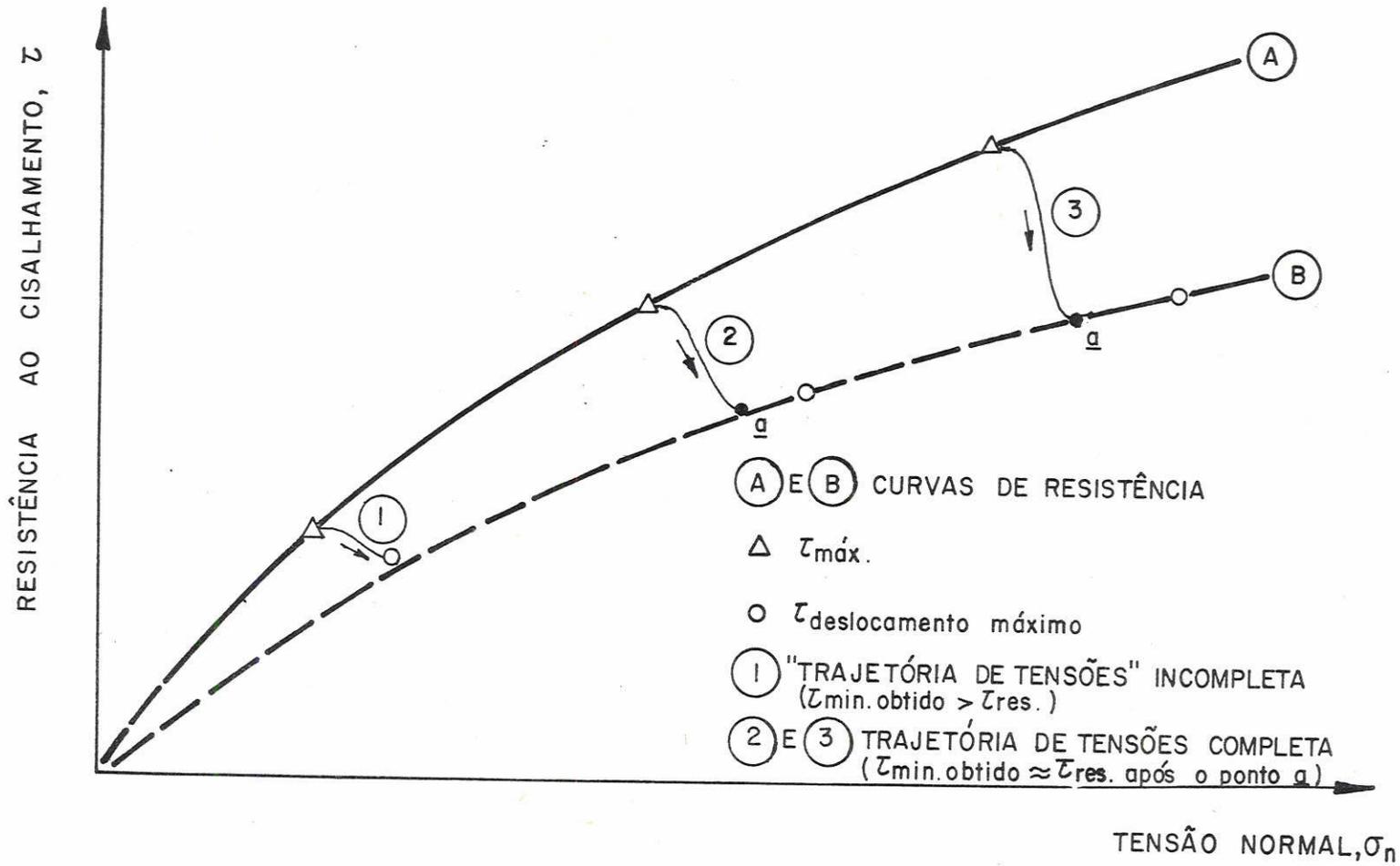


FIG. 4.7 - ESQUEMA ILUSTRATIVO DE EXEMPLOS DE DIFERENTES "TRAJETÓRIAS DE TENSÃO)

5. APRESENTAÇÃO E DISCUÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 - Solo " Goose Lake Flour " e seus Contactos

As curvas de resistência ao cisalhamento vs. deslocamento obtidas para esse solo são apresentadas na Figura 5.1, correspondentes às tensões normais indicadas segundo a área inicial do corpo de prova. Pode-se ver que as curvas correspondentes às tensões normais mais baixas não apresentam um pico de resistência, o qual desenvolve-se e se torna mais pronunciado à medida que essas tensões aumentam. O desenvolvimento do pico poderia ser devido à formação de estrutura interna mais densa, devida ao adensamento maior sofrido, a qual é depois destruída no cisalhamento.

Desses curvas também se pode observar que a resistência residual não foi alcançada, nos limites de deslocamento permitido pelo equipamento, talvez com excessão dos dois ensaios às - mais baixas tensões normais; para as tensões mais altas, seria necessário um deslocamento muito maior para o desenvolvimento da resistência residual.

A velocidade padrão usada para o cisalhamento desse solo foi de 0,125 mm/min, considerada suficientemente lenta para garantir a completa drenagem do mesmo. Essa velocidade foi estabelecida tanto por cálculo a partir do tempo de adensamento como experimentalmente, pela realização de alguns ensaios adicionais sob diversas velocidades, a serem mencionados no ítem 5.7

As Figuras 5.2 e 5.3 contêm as curvas resistência ao cisalhamento vs. deslocamento dos contactos do solo com o calcão, respectivamente, com superfície serrada e polida, obtidas -

5.2

em ensaios a diferentes tensões normais. Nessas curvas também pode ser apreciado, mais nitidamente ainda a formação de um pico, que já começa a se esboçar mesmo à mais baixa tensão normal utilizada e que se desenvolve com o aumento das mesmas. Ainda, comparando as curvas obtidas para o solo apenas e para seus contactos com rocha, pode-se verificar que os solos ensaiados sozinhos fornecem picos a deslocamentos cada vez menores à medida que a tensão normal aumenta, ao passo que para os contactos esses picos são obtidos a deslocamentos cada vez maiores com o incremento da tensão normal. Da mesma forma, a queda da resistência após o pico é muito mais pronunciada para os contactos que para o solo; em ambos os casos os deslocamentos foram insuficientes para alcançar as resistências residuais, mas já tendo-se - chegado mais próximo à mesma no caso dos contactos. Em outros termos, a queda de resistência após o pico é muito maior para os contactos que para o solo, tanto maior quanto mais lisa for a superfície, considerando-se a mesma magnitude de deslocamento, e quanto mais lento o cisalhamento. Esses fatos parecem refletir que a presença da superfície de rocha deve auxiliar na orientação das partículas adjacentes de solo, causando a queda mais rápida da resistência. A comparação com os ensaios dos outros solos, mostra que essa redução da resistência é mais lenta que a observada em alguns deles, atribuindo-se o fato à presença de partículas granulares de areia fina que dificultam a orientação das partículas micáceas junto à superfície de contacto, processo em que a velocidade mostra-se significativa.

Nas curvas correspondentes aos ensaios dos contactos, nas tensões normais mais elevadas, observa-se que após o pico a resistência permanece constante por um certo deslocamento para depois apresentar a pronunciada redução. Tal fato poderia indicar que estaria ocorrendo um mecanismo composto de ruptura, uma vez que o contacto envolve dois tipos de material (solo e rocha), e que teriam diferentes comportamentos; suas curvas apresentariam picos a diferentes valores de deslocamento. Assim, as curvas dos ensaios de contactos poderiam representar uma combinação daquelas duas outras curvas. O único paralelo encontrado -

5.3

na bibliografia é apresentado por Leussink e Kirchenbauer (1967) a propósito da aplicação dos valores de resistência ao cisalhamento de descontinuidades à estabilidade de taludes, que prognosticam curva mais ou menos similar, resultante de duas outras curvas, com picos a diferentes deslocamentos, e correspondentes a duas porções de uma fratura preenchida e com diferentes espessuras.

Com o mesmo procedimento descrito no ítem 4.4 e ilustrado na Figura 4.6, foi construído o gráfico de resistência da Figura 5.4, com os dados dos ensaios no solo " Goose Lake Flour " e de seus contactos com calcários. Os símbolos cheios representam resistências máximas, obtidas no pico das curvas, e fornecem as envoltórias de linha contínua. Os símbolos vazios representam as condições ao máximo deslocamento possível, e fornecem as envoltórias interrompidas.

Constata-se no gráfico que as resistências máximas do contacto solo-rocha polida fornecem uma envoltória praticamente reta, sendo um pouco inferior à do solo, ligeiramente curva. No entanto, as envoltórias correspondendo às resistências referentes aos deslocamento máximos são muito menores para os contactos que para o solo, embora sejam relativamente paralelos.

Os resultados apresentados nesse gráfico revelam ser consistentes, em toda a gama de tensões normais empregadas, pelas envoltórias regulares que podem ser traçadas. Os resultados dos contactos com rocha serrada apresentam relativa dispersão, que é atribuída ao fato de que diferentes espécimes foram usados para a maioria dos ensaios, nos quais as irregularidades devidas à serragem variaram de espécimen para espécimen. Nos casos em que foi usada uma única superfície para uma série de ensaios os resultados apresentaram boa concordância. Esse problema não ocorreu para a rocha polida, devido à uniformidade da superfície nos vários espécimes. De acordo com as irregularidades da superfície serrada, a resistência ao cisalhamento do contacto pode ser igual ou menor que a do solo, sendo menor quando a superfície apresentar menor rugosidade. Em cerca de dois casos a resistên

5.4

cia do contacto com rocha serrada forneceu valores cêrca de 5% maiores que a do solo. A fim de verificar essa ocorrência, foram repetidos alguns ensaios à tensão normal de aproximadamente 3Kg/cm^2 , com o mesmo espécimen de rocha, tendo-se obtido então valores consistentemente iguais. Esses ensaios, em que a única variável foi a velocidade de cisalhamento, serão também referidos no ítem 5.7.

As maiores reduções da resistência após o seu valor máximo, no limite de deslocamento imposto, são as em que a superfície polida foi utilizada, sendo as menores as do solo.

As "trajetórias de tensão" ilustradas na Figura 5.4 são para ensaios de contactos de solo com rocha polida. Elas são consideradas de desenvolvimento incompleto, embora pela sua forma indiquem ser quase-completas. Não fôra a heterogeneidade mineralógica do solo, onde os grãos de quartzo podem ter dificultado a orientação das partículas de argila, as trajetórias teriam provavelmente se completado.

5.2 - Caolinita da Georgia e Seus Contactos com o Calcáreo " Bedford "

As curvas de resistência ao cisalhamento vs. deslocamentos dos ensaios da caolinita constam da Figura 5.5, e as curvas correspondentes aos ensaios dos contactos com superfícies serradas e pólidas constam, respectivamente, das Figuras 5.6 e 5.7. No caso do contacto com superfície polida, o ensaio com a tensão normal mais elevada foi repetido por ter apresentado o "modo composto" de rutura, conforme acima mencionado. A repetição consistiu de ensaio em novo espécime, razão pela qual se explica o pico a diferente altura, e também de um segundo cisalhamento no mesmo corpo de prova. Os três ensaios formeceram aproximadamente a mesma resistência mínima obtida. O gráfico de resistência da caolinita e de seus contactos com o calcáreo é apresenta

do na Figura 5.8. Um número um pouco menor de ensaios foi realizado nessa série, em comparação com a anterior, mas são bastante consistentes, e apresentaram os mesmos comportamentos dos ensaios no solo " Goose Lake Flour ".

Constata-se da Figura 5.8 que a resistência máxima dos contactos com rocha polida é consideravelmente menor que as do solo. Nos ensaios dos contactos com rocha serrada foi usado o mesmo espécimen de rocha, resultando valores intermediários entre os do solo e contacto com rocha polida. A queda de resistência após o pico é um pouco maior no caso da superfície polida que na serrada, embora sejam semelhantes e ambas terem apresentado valores muito inferiores à resistência mínima obtida do solo.

A "trajetória de tensões" para o ensaio em solo à tensão normal de aproximadamente $0,25 \text{ Kg/cm}^2$ é incompleta, revelando que seria necessário maior deslocamento para que a mesma se completasse. Já para o ensaio a aproximadamente $2,7 \text{ Kg/cm}^2$ a "trajetória de tensões" é completa, o que indica que a resistência residual já foi alcançada, pelo menos para fins práticos.

As " trajetórias de tensão " dos dois ensaios de contactos com superfícies polidas são completas. Uma delas, correspondente à tensão normal de cerca de $2,7 \text{ Kg/cm}^2$ apresenta-se dupla, com um estágio intermediário. Este fato deveu-se ao excessivo espaçamento dado entre as caixas nesse ensaio e a " trajetória de tensões " é interpretada como sendo o resultado do desenvolvimento da rutura em duas etapas: primeiro, a rutura se deu no solo (notar que a primeira parte da trajetória termina em perfeita coincidência com a envoltória de resistência residual do solo) e, depois, no contacto, completando a trajetória.

5.3 - Ilita " Marblehead e Seus Contactos com o Calcáreo " Bedford "

Para a ilita e seus contactos foram realizados apenas -

três ensaios em corpos de prova e dois de contacto com rocha polida, pois objetivou-se simplesmente verificar se o mesmo comportamento dos dois solos precedentes seria observado em solos de mais alta plasticidade, e se ocorreria redução da resistência no contacto em comparação com a resistência do solo propriamente dito.

Apesar do pequeno número de ensaios, os resultados, apresentados na Figura 5.9(a) para o solo, e na Figura 5.9(b) para contactos com rocha polida, mostram essencialmente o mesmo tipo de comportamento apresentado pelos demais solos.

As resistências máximas dos contactos conforme obtidas do gráfico da Figura 5.10, são apenas ligeiramente inferiores às do solo, mas a queda de resistência após o pico é bem maior para o contacto.

5.4 - Argila Residual de Basalto e seus Contactos com o Calcário " Bedford " e com o Basalto Compacto.

Conforme se depreende da programação principal estabelecida, resumida na Tabela 1.1, selecionou-se um solo para, além de ensaiá-lo em contactos com rocha, comparar sua resistência em contactos constituídos por diferentes tipos de rocha. Assim, a argila residual de basalto foi ensaiada em contactos de basalto e de calcário.

Uma vez que as comparações sobre a resistência de contactos e a dos solos já foram feitas, e por meio de comparação das várias envoltórias de resistência, julgou-se plenamente suficiente a comparação da resistência para variadas situações de contactos de um mesmo solo através de resistências medidas a uma única tensão normal. Assim, todos os ensaios realizados com a argila residual de basalto foram realizados sob a tensão normal inicial de $1,5 \text{ Kg/cm}^2$.

A figura 5.11 contem as curvas resistência ao cisalha -

mento vs. deslocamento desse solo e de seus contactos com o ba salto (superfície natural de fratura, polido e em amostra tipo sanduiche) e com o calcáreo (serrado e polido).

A resistêncoa do solo mostra-se bem maior que a de seus contactos. Com o basalto, nota-se claramente que a resis^têncoa é menor quanto menor a rugosidade do plano de contacto, e é ainda menor para a amostra tipo sanduiche, com cêrca de 0,2mm de argila e utilizando uma superfície polida e outra serrada de basalto, embora as resistências máximas sejam apocimadamente - as mesmas. A única diferença apresentada pelos picos é a magni- tude do deslocamento em que os mesmos ocorrem: com o aumento da rugosidade o pico se desenvolve a maiores deslocamentos.

O mesmo tipo de comportamento foi observado nos con- tactos com o calcáreo, ou seja, contacto constituido por superfi^cie polida apresenta resistêncoa menor e um pico desenvolvido a menor deslocamento, que o contacto com superfície serrada.

Um fator interessante foi observado na série de en saios com esse solo. Todos os ensaios foram executados com o so lo sempre com o mesmo teor de umidade inicial, ou seja, igual ao limite de liquidez. Controlando os teores de umidade finais, - logo após o ensaio, verificou-se uma dispessão dos valôres de - cêrca de 6% para mais e para menos com relação ao teor de umi- dade final para o ensaio do solo sozinho, que foi julgada uma va riação excessiva. No entanto, obtem-se perfeita congruência - nesses resultados quando relacionados à rugosidade do plano de contactos, correspondendo os menores valôres do teor de umidade aos planos de maior rugosidade e vice-versa. Em um gráfico mo- nologarítmico, com o teor de umidade final em ordenadas e a ru- gosidade em abcissas, obtem-se aproximadamente uma reta. A me- dia dos valôres finais do teor de umidade para os contactos coin- cide exatamente com a do solo, ou seja, 52%.

5.8

Conforme anteriormente mencionado, a quantidade de silte coletada da fratura, com espessura de 2 cm, contida em um testemunho de sondagem de recuperação integral (Rocha, 1970) foi muito pouca e a única alternativa foi ensaiá-la em uma variante do ensaio de contacto, intercalando-a a dois espécimes de rocha, formando amostra tipo sanduiche.

Em decorrência disso, os ensaios foram feitos em estágios de tensão normal, tendo-se aplicado 1,0 , 2,0 , e 3,0 Kg/cm² em cada estágio, fazendo-se ainda um último a 1,0 Kg/cm². Em cada estágio de tensão normal procedeu-se à reversão do sentido do deslocamento, retornando a amostra, após cada reversão, à sua posição original.

Os resultados são apresentados na Figura 5.12, por meio de curvas de resistência ao cisalhamento vs. deslocamento, correspondendo os símbolos cheios ao movimento em sentido normal e, os vazios, às reversões. As curvas mostram-se todas uniformes com uma plataforma onde a resistência é praticamente constante em cada estágio, refletindo o escorregamento pelos contactos solo-rocha. A única exceção consiste na curva da reversão do ensaio B5, que se mostra típica de um solo, e que poderia talvez ser atribuída a uma condição momentânea do equipamento de ensaio, ou decorrente de uma possível assimetria da amostra adquirida no estágio precedente de ensaio.

Para cada curva foram obtidos os valores no ponto de inflexão e ao final de cada curva, com o que foi construído o gráfico de resistência da Figura 5.13. Nesse gráfico, indica-se a ordem de execução dos estágios, notando-se que com o progredir do ensaio a resistência diminui de 31% até 17%. Para os três últimos estágios esse valor permaneceu praticamente constante, sugerindo que tenha sido alcançada a resistência residual do solo. Para melhor esclarecer esse ponto, contruiu-se o gráfico da Figura 5.14, conforme sugerido e utilizado por Bishop et al (1971) e que representa a relação τ/c (considerando $c=0$), em função da tensão normal. O patamar obtido a 17% fortemente sugere que a resistência residual foi alcançada para fins práticos.

Cabe, por último, chamar a atenção de que esses resultados são bem superiores aos do ensaio em sanduiche da mesma rocha porém com preenchimento de argila residual, o qual fornece um ângulo de atrito de aproximadamente 10° ($c=0$).

5.6 - Resistência ao Cisalhamento das Superfícies de Rocha

Calcáreo " Bedford " - Foram realizados vários ensaios de cisalhamento direto em superfícies polidas e em superfícies serradas do calcáreo, tendo-se procedido, em alguns dêles, a carregamento vertical em estágios. Em todos os ensaios os corpos de prova foram submersos em água demineralizada.

A Figura 5.15 mostra um desses ensaios em estágios em superfície serrada, em carregamento crescente e decrescente, de onde se observa que dois estágios à mesma tensão normal apresentam o mesmo valor de resistência, apesar de diferentes deslocamentos. Tal fato revela que as superfícies do espécime do ensaio não sofreram praticamente nenhum dano; considera-se o pequeno deslocamento às tensões mais altas como o fator responsável por isto.

A fim de comparar os ensaios em estágios e os contínuos, e a dependência nos resultados, foram feitos dois ensaios, um de cada tipo, num mesmo corpo de prova, conforme mostra a Figura 5.16. Pode-se notar que a resistência inicial ao escorregamento em ambos é a mesma, e que ao final do ensaio em estágios, realizado após o contínuo, a resistência final, sob mesma tensão normal é muito ligeiramente inferior. Acredita-se que a pequena diferença pode ser atribuída a um polimento natural experimentado pela superfície, com o deslocamento acumulado. Por outro lado, o ensaio contínuo apresentou valores " residuais " suavemente crescentes com o deslocamento, pelo fato de ter apresentado um pequeno dano da superfície, do tipo milonitização.

Essa mesma diferença também é ilustrada na Figura 5.17,

5.10

pelas curvas de dois ensaios contínuos realizados em mesmo corpo de prova, de superfícies serradas, notando-se que o realizado em segundo lugar apresenta uma resistência algo inferior, e atribuída ao mesmo motivo.

Ensaio em estágios também foram realizados sobre superfícies polidas, conforme ilustrado na Figura 5.17, iniciando-os com a tensão normal mais baixa ou com a mais alta. O que iniciou com a tensão normal mais alta apresentou boa concordância com os valores mínimos dos ensaios da superfície serrada.

Os resultados dos ensaios acima são apresentados no gráfico de resistência da Figura 5.18. Os ensaios em superfícies serradas apresentam-se com alguma dispersão, mas que é restrita a uma faixa estreita no gráfico. Os valores ao deslocamento máximo são de ordem de 20 a 30 maiores que os valores iniciais, devido à milonitização ao longo da superfície. Por outro lado, os resultados dos ensaios de superfícies polidas foram extremamente regulares, localizando-se com boa aproximação ao longo de uma reta; os valores ao deslocamento máximo representam ângulos de cerca de 0,50 maiores que os correspondentes aos valores iniciais.

Os resultados acima refletem o fato de que as superfícies serradas apresentam uma maior rugosidade das superfícies, o que causa o aumento da resistência ao atrito com relação às superfícies polidas. A dispersão dos resultados é atribuída ao fato de as irregularidades serem provocadas pelo corte de serra e de serem diferentes de espécimen para espécimen. A maior regularidade das superfícies polidas permitiu a boa regularidade dos resultados, observada tanto para ensaios contínuos como em estágios.

Em todos os ensaios acima, e dentro dos limites de variação utilizados, constatou-se que a velocidade de deslocamento é um fator irrelevante para a determinação da resistência ao esmagamento de superfícies rochosas.

Basalto Compacto - Foi realizado apenas um ensaio em

5.11

amostra de basalto, à tensão normal de $1,5 \text{ Kg/cm}^2$; o ensaio - foi realizado com corpo de prova submerso em água demineralizada, e constituído por uma superfície polida e uma serrada, por não se ter conseguido duas superfícies polidas perfeitamente planas para produzir um contacto por t \hat{o} da a área da superfície.

O resultado do ensaio é apresentado na Figura 5.19, por meio de curva de resist \hat{e} ncia ao cisalhamento vs. deslocamento, - denotando ter ocorrido o fen \hat{o} meno conhecido por " STICK-SLIP ", ou seja, de escorregamento intermitente; assim o gr \hat{a} fico tem forma escalonada.

Para melhor visualiza \hat{c} o, foram tra \hat{c} adas as curvas correspondentes aos pontos em que ocorre o escorregamento (τ_a) e aos pontos em que o escorregamento cessa, iniciando-se outra fase de aumento de tens \hat{o} es cisalhantes (τ_b), mostrando que as fases de escorregamento ocorrem a intervalos mais ou menos regulares, tendo uma rela \hat{c} o com a magnitude da queda ($\tau_a - \tau_b$) da resist \hat{e} ncia ao cisalhamento. Essa rela \hat{c} o é mostrada no pequeno gr \hat{a} fico da Figura 5.19, onde tamb \hat{e} m constam os valores do coeficiente de atrito calculados para alguns pontos not \hat{a} veis da curva, que variam de 25 \hat{o} a c \hat{e} rca de 29,5 \hat{o} , correspondentemente - aos pontos em que se d \hat{a} o escorregamento.

Esses dados confirmam as pesquisas de Patton (1966a) e Coulson (1970) que encontraram coeficientes de atrito algo - maiores para os calc \hat{a} reos, incluindo o " Bedford ", com rela \hat{c} o a v \hat{a} rios outros tipos litol \hat{o} gicos, dos quais o basalto tamb \hat{e} m fazia parte.

5.7 - Ensaio Adicionais para Investiga \hat{c} o da Influ \hat{e} ncia do Teor de Umidade, Velocidade de Deforma \hat{c} o, e da Confiabilidade dos Resultados

Conforme anteriormente mencionado, foram realizados v \hat{a} rios ensaios adicionais relacionados na Tabela 1.2, para a apre

ciação da influência dos fatores acima enumerados. Embora estejam sendo designados por ensaios adicionais, os ensaios foram - na realidade preliminares, ou concomitantes aos ensaios da programação principal, sendo apenas algumas vezes adicionais no sentido de complementares.

Os ensaios para apreciação da influência do teor da umidade foram executados no solo " Goose Lake Flour ", para tensão normal de 1 Kg/cm^2 , e seus resultados são apresentados na Figura 5.20. Os teores de umidade variam de 24,4% a 36% fornecendo, progressivamente, resistência mais baixas. Como em todos os outros ensaios, os teores de umidade inicial e final foram determinados; notou-se, para essa série de ensaios, que quanto maior o teor de umidade inicial, maior será sua diferença com o final, como mostra o pequeno gráfico da Figura 5,20, aproximando-se todos de um teor de umidade final de cerca de 23%

Foi em parte devido a êsses ensaios que decidiu-se efetuar os ensaios da programação principal com um teor de umidade padrão, a fim de permitir comparações. Considerando-se, ainda, que o teor de umidade só tem significado quando comparado com os teores de umidade correspondentes aos limites líquido e plástico, estabeleceu-se realizar os ensaios com a condição inicial, ao limite de liquidiz.

A verificação da influência da variação da velocidade de deslocamento, ou de cisalhamento, na resistência constituiu-se em preocupação constante em todos os ensaios aqui apresentados. Dessa forma, em muitos dos ensaios, a velocidade foi mudada durante o decorrer do próprio ensaio, para comparações. Notou-se, de modo geral, que a resistência cresce ligeiramente com o aumento da velocidade, e vice-versa, em consonância com a síntese feita por Lambe (1969) de outras pesquisas. Ao fato, êle atribui como responsável a viscosidade no deslizamento entre as partículas embora cite que em outros solos pode ocorrer o inverso, - devido à tixotropia.

No entanto, para a caracterização da velocidade da queda de resistência após o pico, em ensaios de contactos solo-rocha,

5.13

foi feita uma série de quatro ensaios em espécimes de contacto - entre o solo " Goose Lake Flour " e o calcáreo (serrado), utilizando o mesmo espécimen de rocha, e variando a velocidade de até 50 vezes. As resistências máximas não apresentaram praticamente nenhuma variação, mas a queda de resistência após o pico era mais rápida quanto menor a velocidade utilizada. Essa relação está representada, tentativamente, no gráfico menor da Figura 5.21 .

Ainda com relação à velocidade de deslocamento, o ensaio do contacto entre argila residual e calcáreo (polido) foi submetido a duas reversões além do primeiro deslocamento, com velocidade cerca de dez vezes maior, com razoável coincidência de resultados; como era lógico esperar, apenas a resistência máxima, que nesse caso, suspeita-se, representa uma tensão de aderência, sofreu grande redução do primeiro para os dois outros ensaios.

Foram também feitos alguns ensaios duplicando outros, no simples intuito de verificar se os resultados são repetitivos, - caso em que se poderia atribuir-lhes boa confiabilidade. Um desses ensaios já foi referido na apresentação da Figura 5.7 , relativo ao contacto caolinita-calcáreo onde, apesar de terem sido utilizados exemplares diferentes da rocha, alcançaram-se resultados muito próximos. A repetição de um desses ensaios (fazendo-se a reversão manualmente, pois o equipamento usado para esse ensaio não dispunha de engates especiais, e então ensaiando-se um segundo deslocamento, no sentido usual) também confirmou a sua confiabilidade, e forneceu valores " residuais " insignificantemente menores.

Por último foram realizados três ensaios, duplicando outros três, e a diferentes tensões normais, com coincidência de resultados, tendo-se concluído da excelente confiabilidade dos ensaios, e do comportamento homogêneo de diferentes corpos de prova do mesmo solo ("Goose Lake Flour").

5.8 - Resumo dos Resultados

Os resultados obtidos nos ensaios realizados e apresentados através das Figuras 5.1 e 5.22 são sumarizados na Tabela 5.1, por meio dos ângulos das envoltórias dos vários gráficos de resistência ou, no caso dos ensaios comparativos feitos a uma única tensão normal, pelo ângulo obtido da relação τ/σ (considerando-se $c=0$). Em vista de que as inclinações das envoltórias variam em função da tensão normal, são definidos dois ângulos para cada envoltória, mencionando-se em parênteses a faixa de tensões normais correspondentes.

Do exame da tabela torna-se evidente que, para um mesmo nível de tensões, o ângulo de atrito do contacto solo-rocha é menor que para o solo propriamente dito, sendo menor para o contacto em que a superfície de rocha é polida do que quando a superfície é serrada. O contacto com a superfície de fratura natural, por seu turno, fornece resistência maior que o de superfície serrada.

É também interessante comparar os resultados de ensaios de mesma classe, porém procedidos com solos diferentes. Pode-se notar que as resistências diminuem progressivamente, com o aumento da plasticidade dos solos.

Nota-se, também, que o ângulo de atrito obtido ao deslocamento máximo dos ensaios em solo apresenta relativamente grande variação, denotando o comportamento variado dos solos na redução da resistência após o pico. Particularmente, os solos mais selecionados na fração argilosa apresentam redução mais rápida. Essa variação, outrossim, indica que os deslocamentos foram insuficientes para alcançar as resistências residuais ou aproximar-se muito delas, como o caso do solo "Goose Lake Flour" e a argila residual. No entanto, o ângulo de atrito ao deslocamento máximo dos contactos com rocha polida exhibe pequena variação, indicando resultados mais constantes, tanto na progressão dentro de uma mesma classe de ensaios, como com o nível de tensões.

As observações acima levam à recomendação que os resultados em termos de ângulos de atrito devam sempre ser apresentados com as correspondentes tensões normais. Outrossim, acredita

5.15

se que demonstram a conveniência dos ensaios de amostras compostas formando contactos, quer seja para a obtenção da menor resistência que possa existir no conjunto, quer seja para obter a resistência residual de um solo a relativamente pequenos deslocamentos, em ensaios rápidos e de baixo custo, e com equipamento convencional em uso corrente nos laboratórios de Mecânica dos Solos. Ademais, mediante o uso da " trajetória de tensões " aqui introduzida, poder-se-á estimar com razoável precisão o ângulo de atrito residual de uma argila com apenas um ensaio de contacto com rocha polida, ou mesmo, mais facilmente, por ensaio tipo sanduiche.

Os dados dos ensaios são também resumidos nos desenhos - das Figuras 6.8 , 6.9 , e 6.10 , em função dos seus limites de liquidez e do índice de plasticidade respectivos.

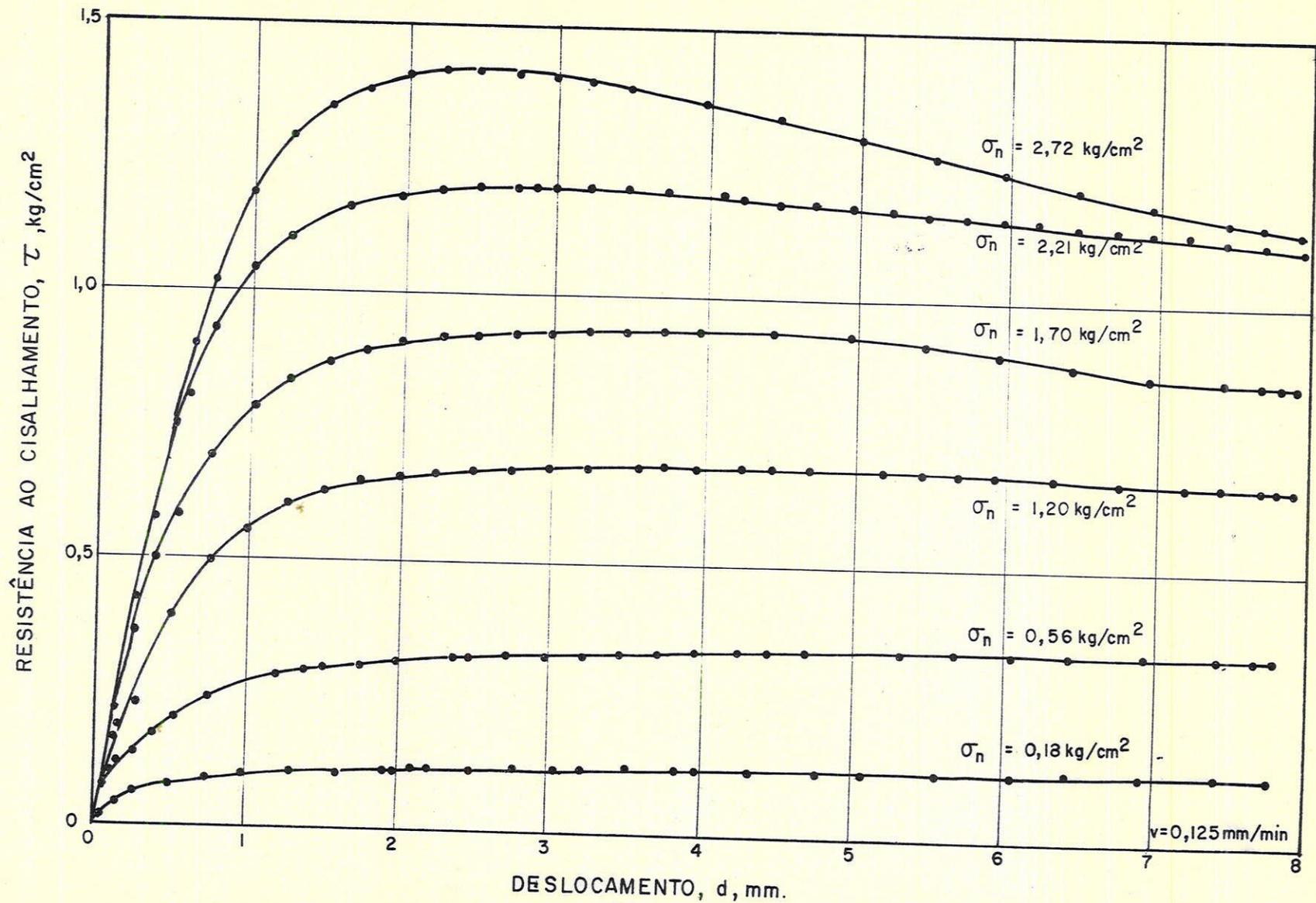


FIG. 5.1 - CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISCALHAMENTO VS. DESLOCAMENTO PARA O SOLO "GOOSE LAKE FLOUR"

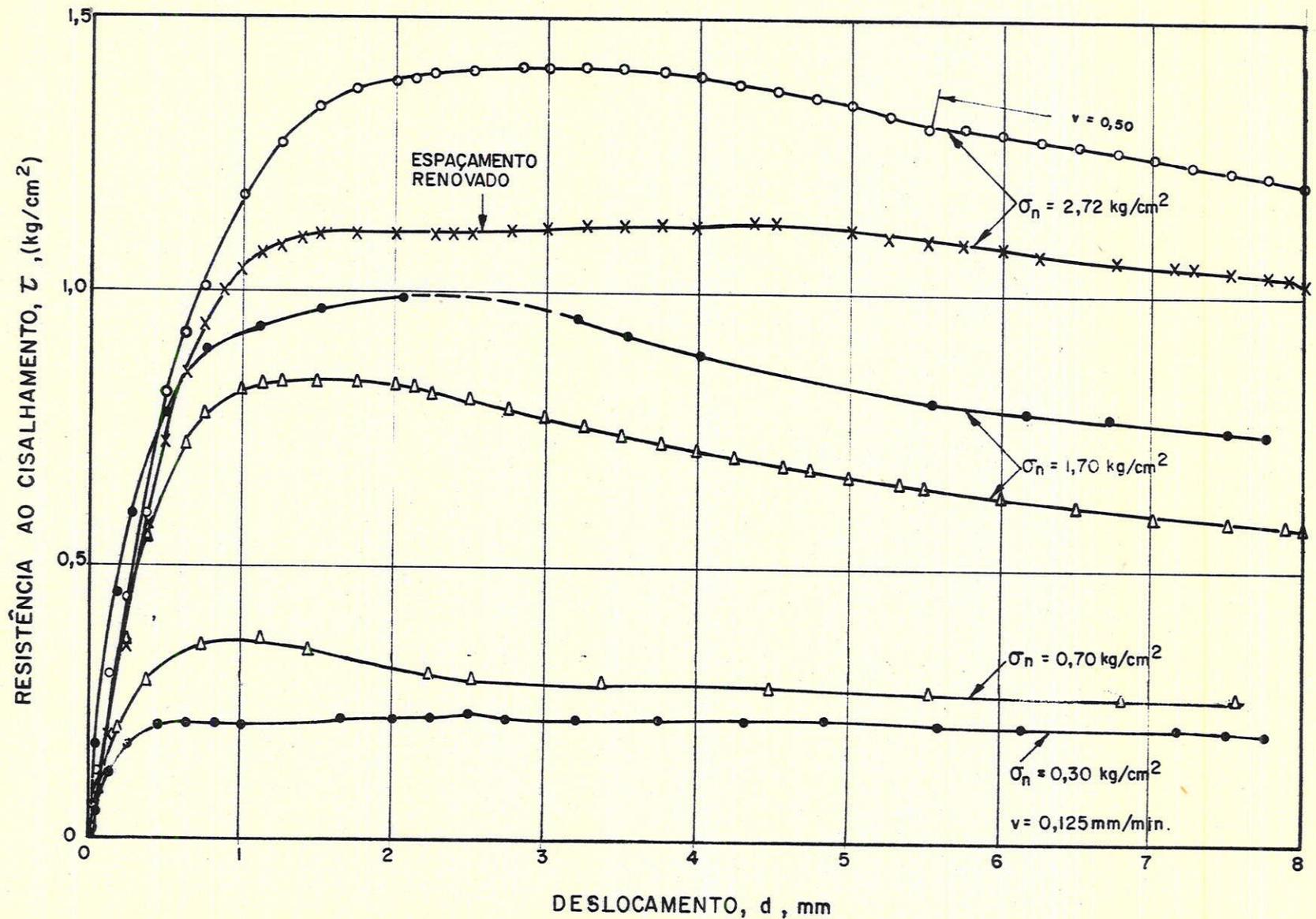


FIG. 5. 2- CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISCALHAMENTO VS DESLOCAMENTOS DE CONTACTOS DE SOLO "GOOSE LAKE FLOUR"—CALCÁREO(SERRADO)

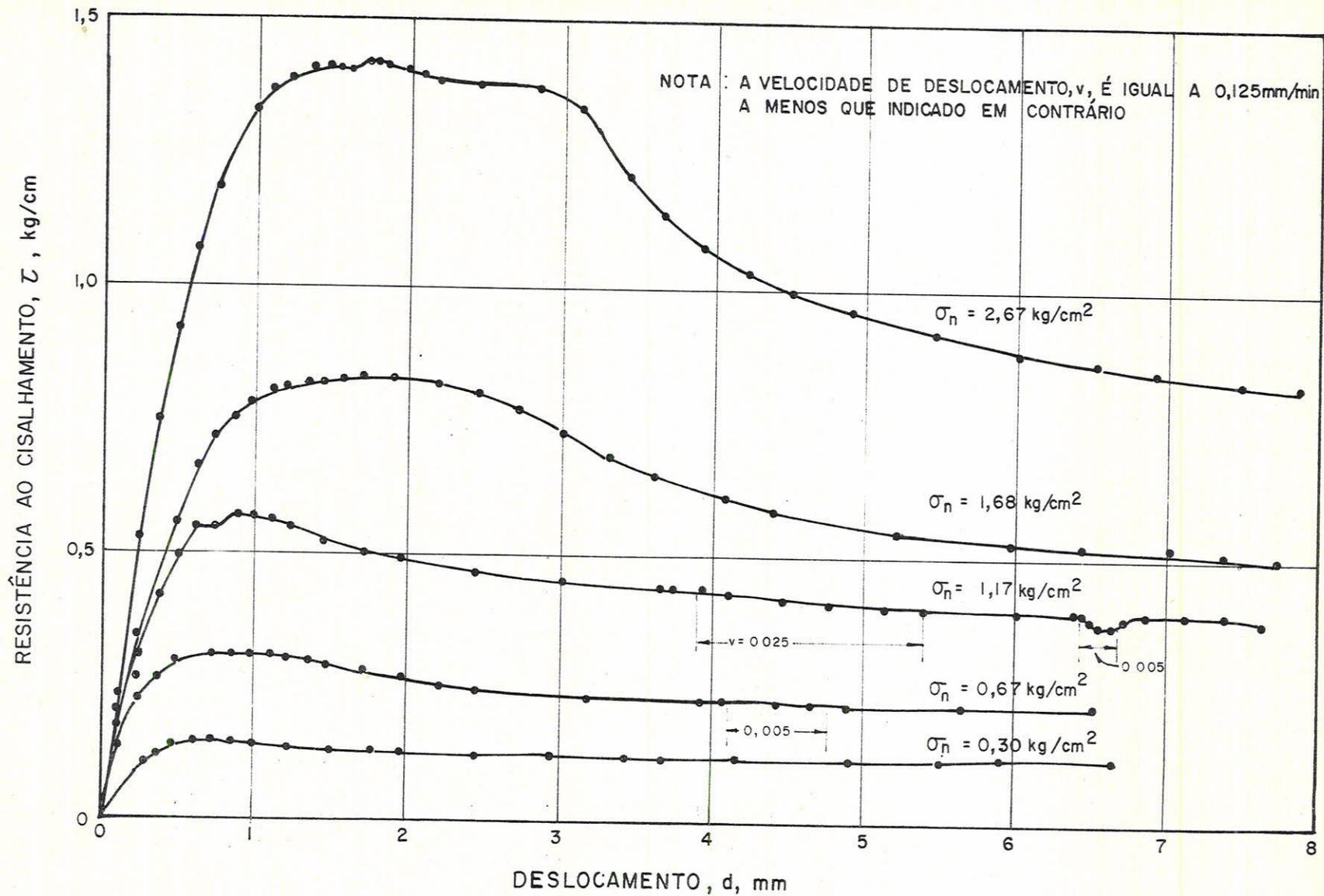


FIG. 5.3 - CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISCALHAMENTO VS. DESLOCAMENTO DE CONTACTOS DE SOLO "GOOSE LAKE FLOUR" - CALCÁREO (POLIDO)

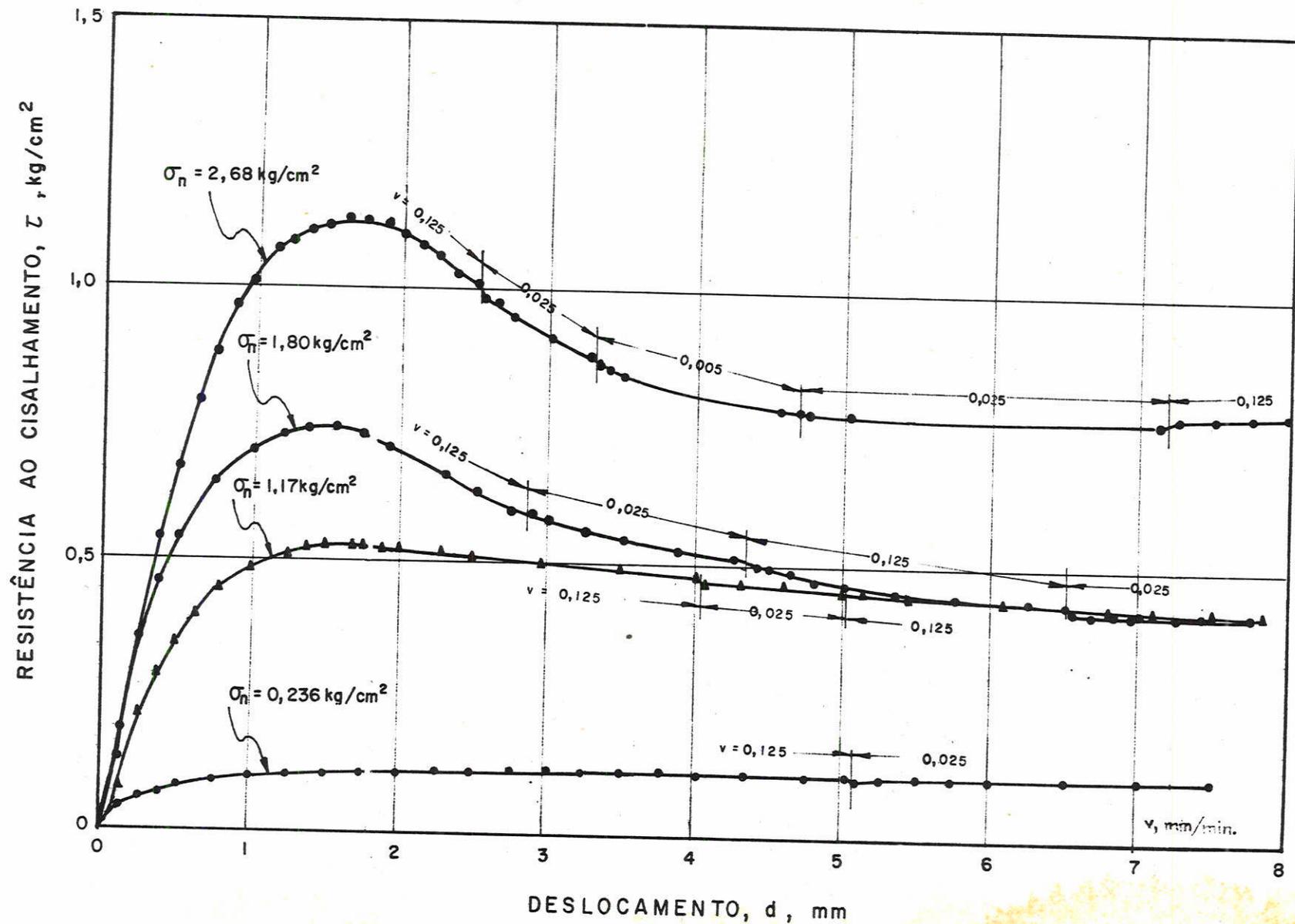


FIG. 5.5 - CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO VS. DESLOCAMENTO PARA A CAOLINITA.

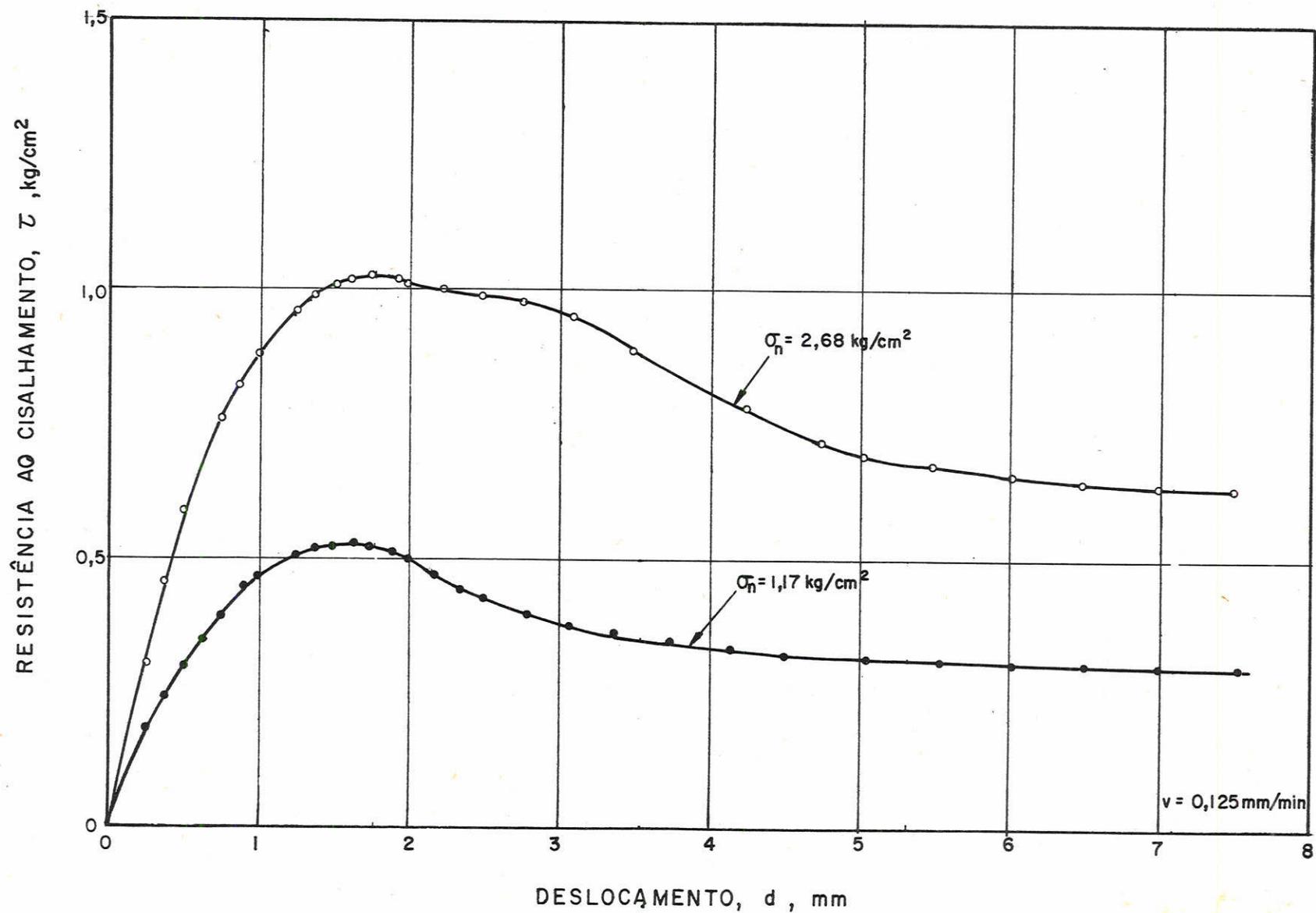


FIG. 5.6.- CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISCALHAMENTO VS. DESLOCAMENTOS DE CONTACTOS CAOLINITA-CALCÁREO (SERRADO).

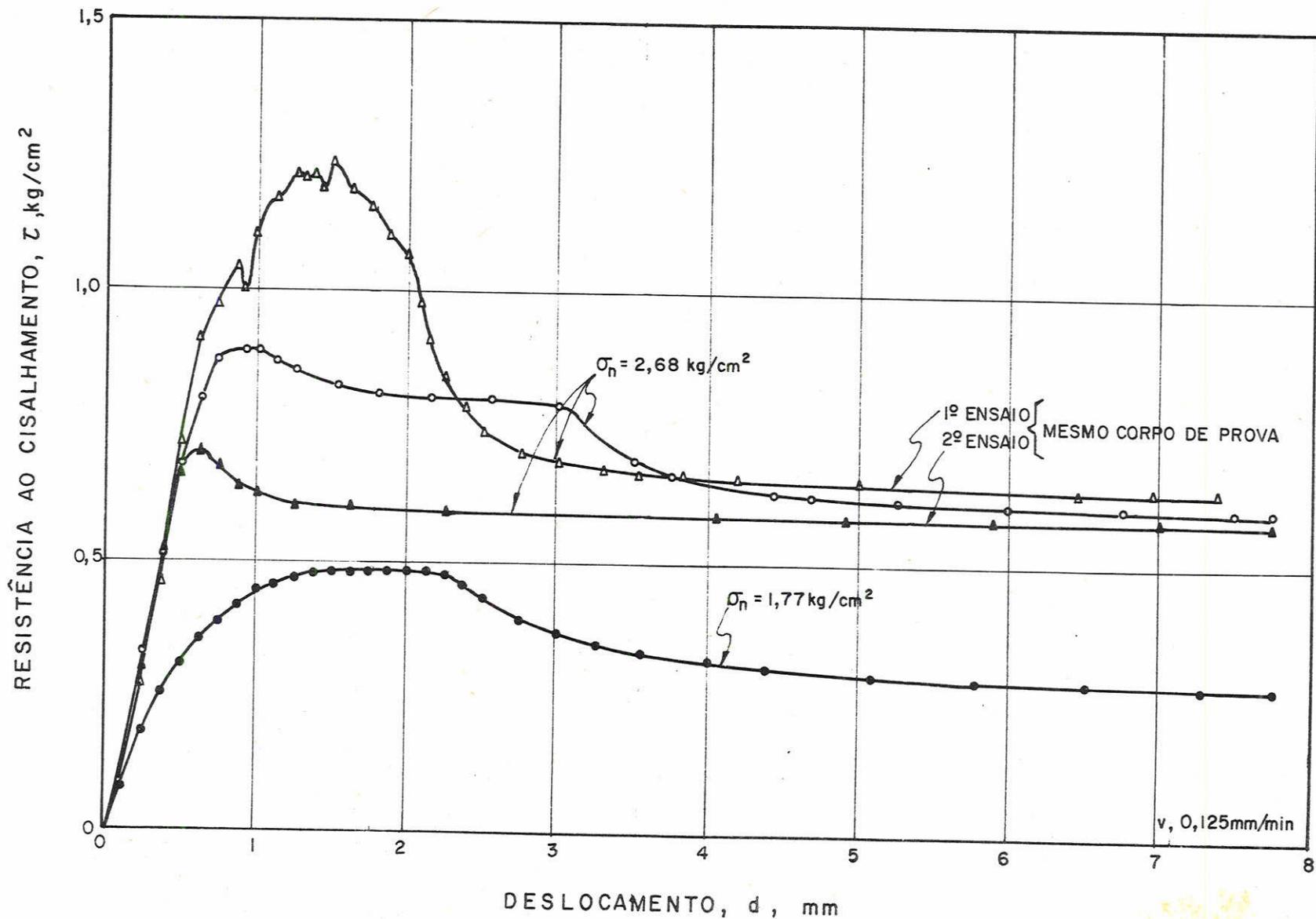


FIG. 5.7- CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO VS. DESLOCAMENTOS DE CONTACTOS CAOLINITA - CALCÁREO (POLIDO).

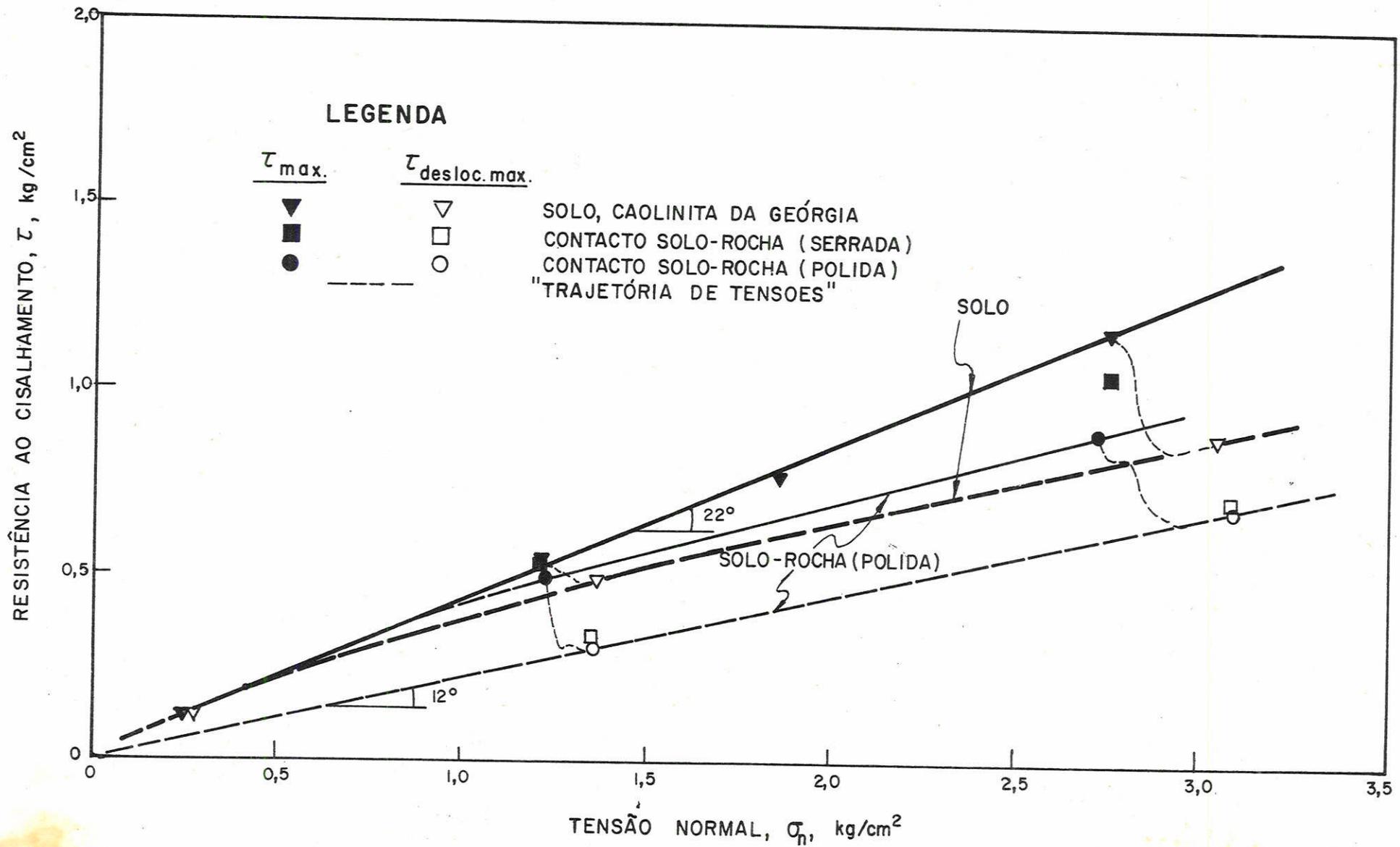


FIG. 5.8- GRÁFICO DE RESISTÊNCIA DA CAOLITA E DE SEUS CONTACTOS COM O CALCÁREO

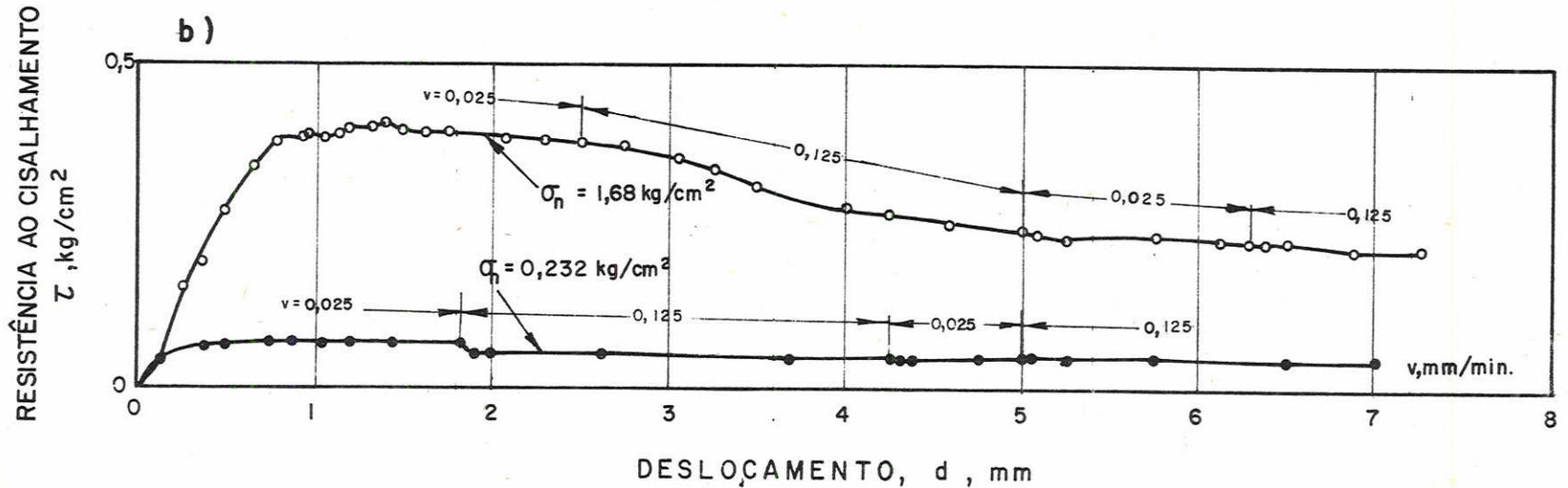
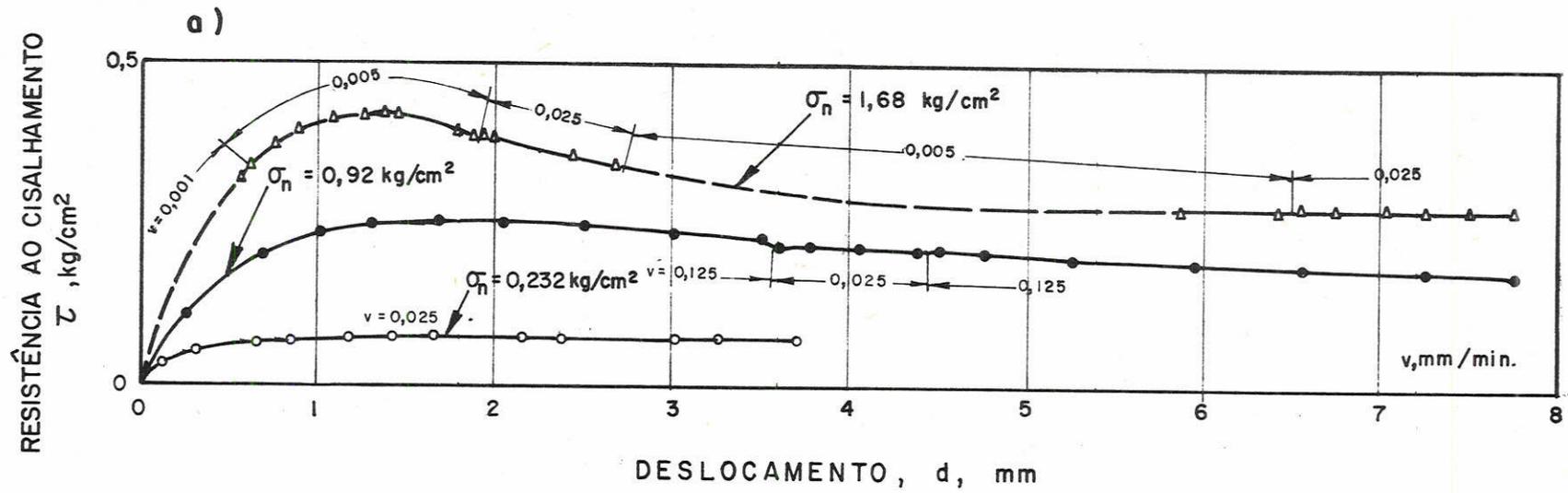


FIG. 5.9- CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO VS. DESLOCAMENTOS PARA a) ILITA E b) DE CONTACTO ILITA-CALCÁREO (POLIDO).

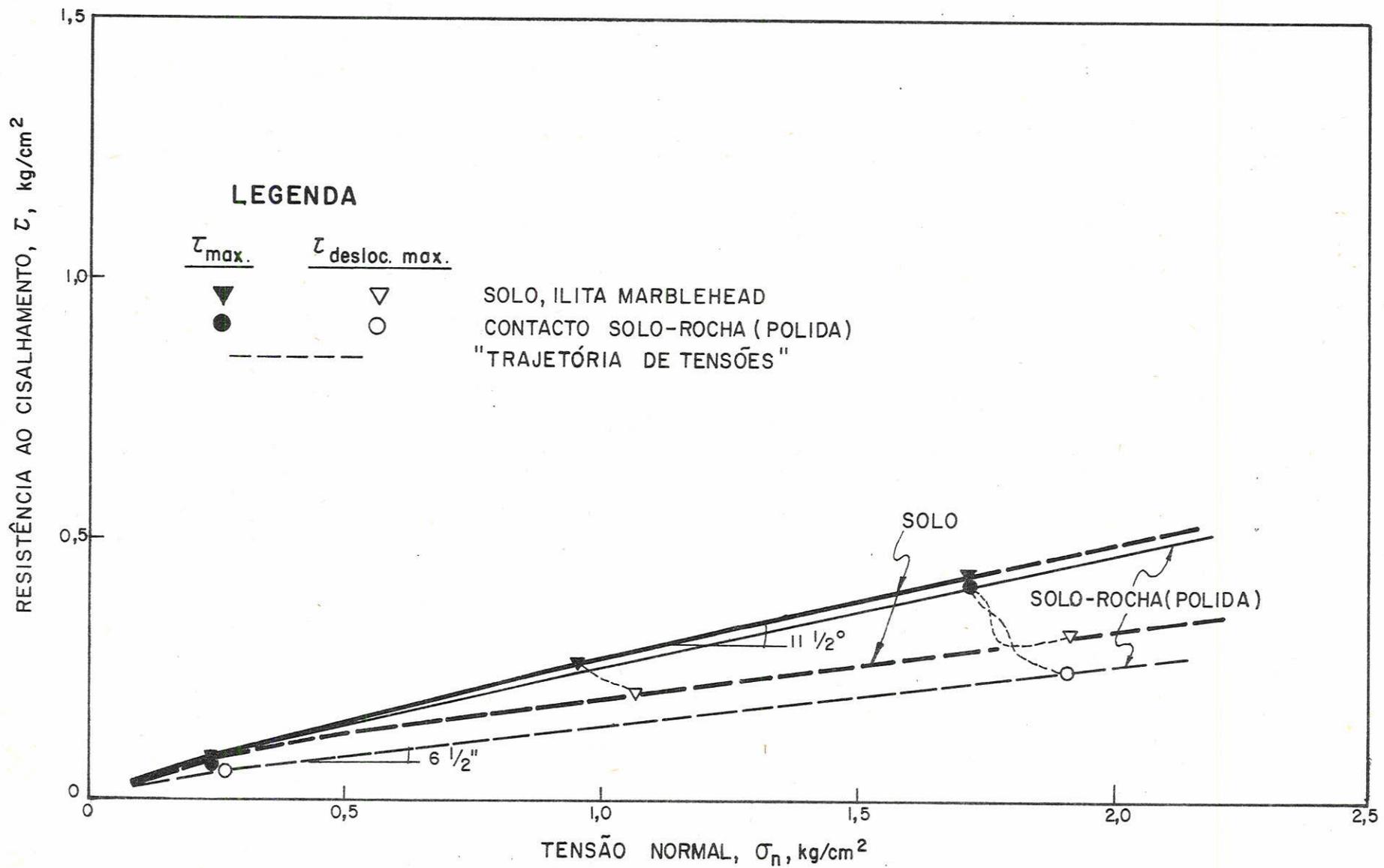


FIG. 5.10 - GRÁFICO DE RESISTÊNCIA DA ILITA E DE SEUS CONTATOS COM O CALCÁREO

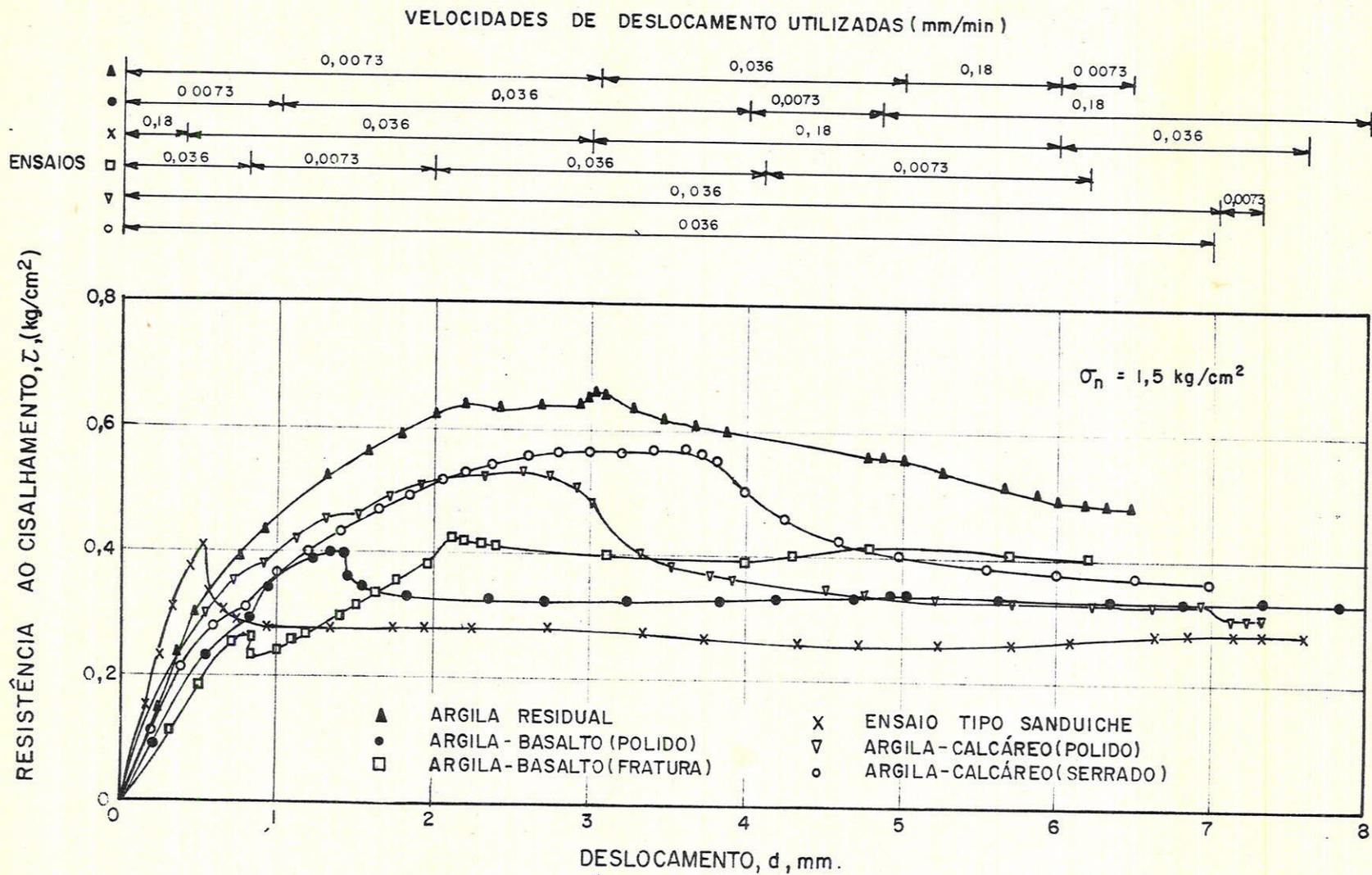


FIG.- 5.II. CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO VS. DESLOCAMENTOS PARA ARGILA RESIDUAL E EM CONTACTOS DIVERSOS COM BASALTO E CALCÁREO

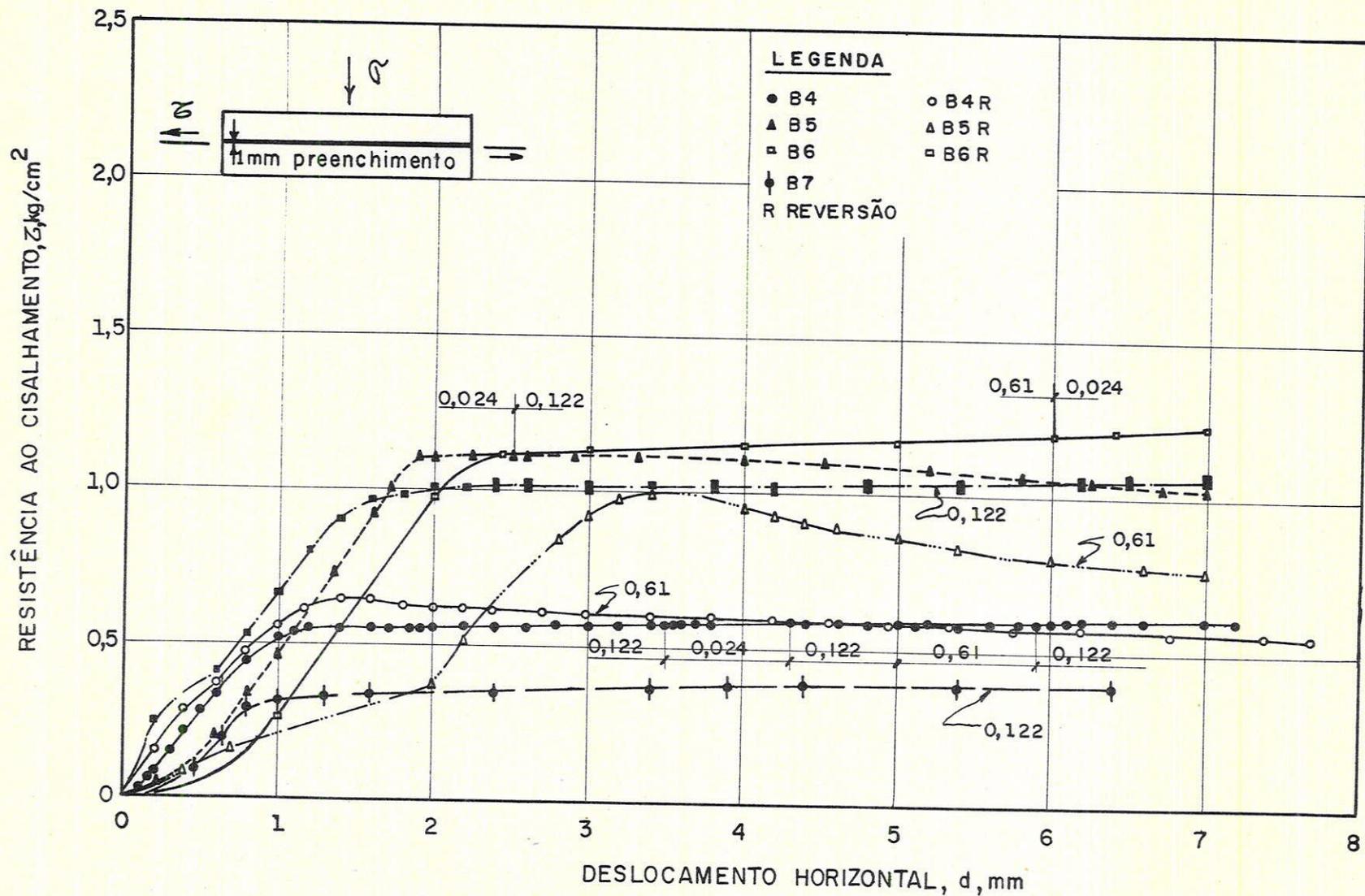


FIG. 5.12 CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO/ DESLOCAMENTO HORIZONTAL BASALTO COM PREENCHIMENTO DE SILTE

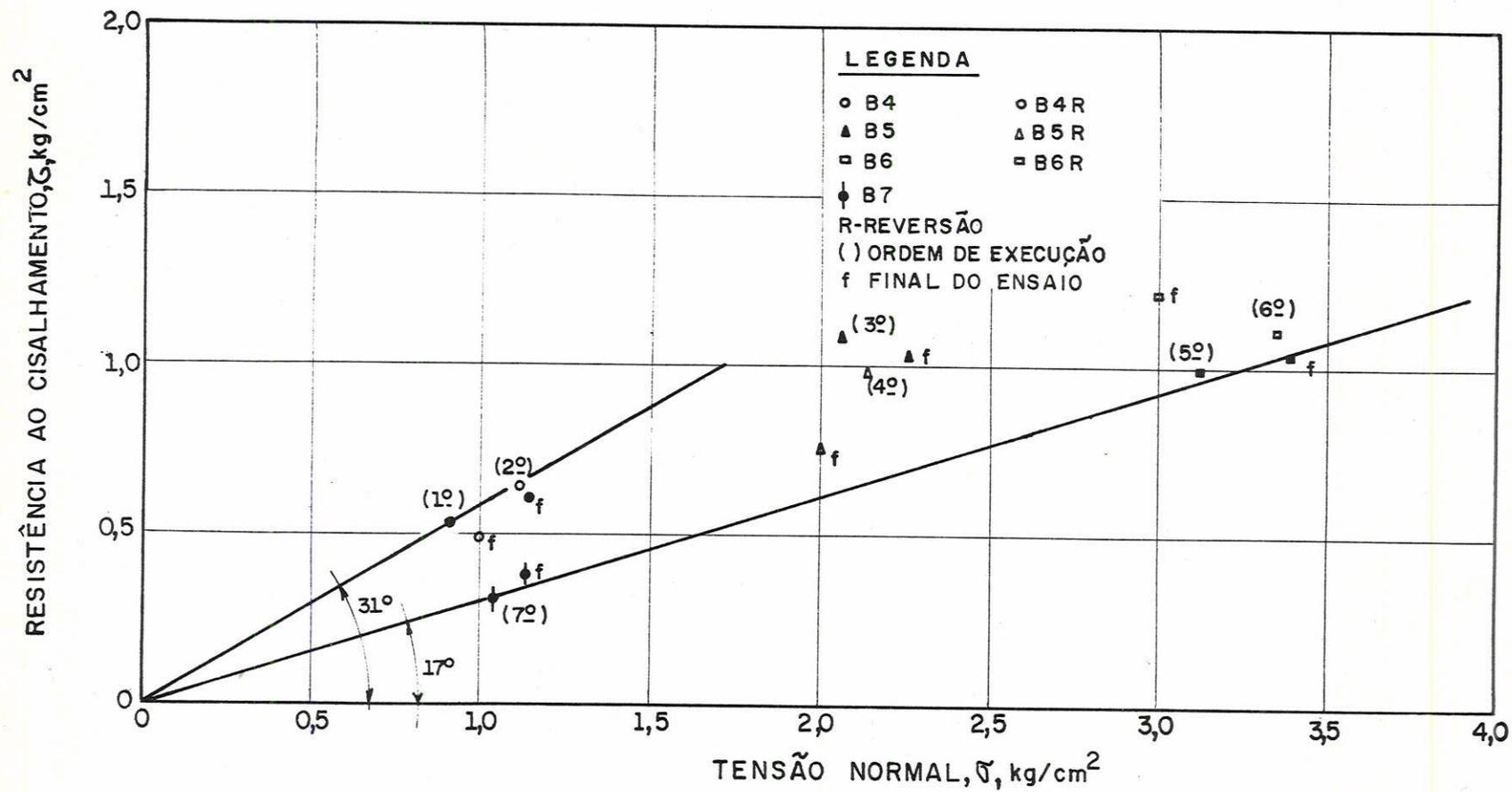


FIG. 5.13 GRÁFICO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL
 BASALTO COM PREENCHIMENTO DE SILTE

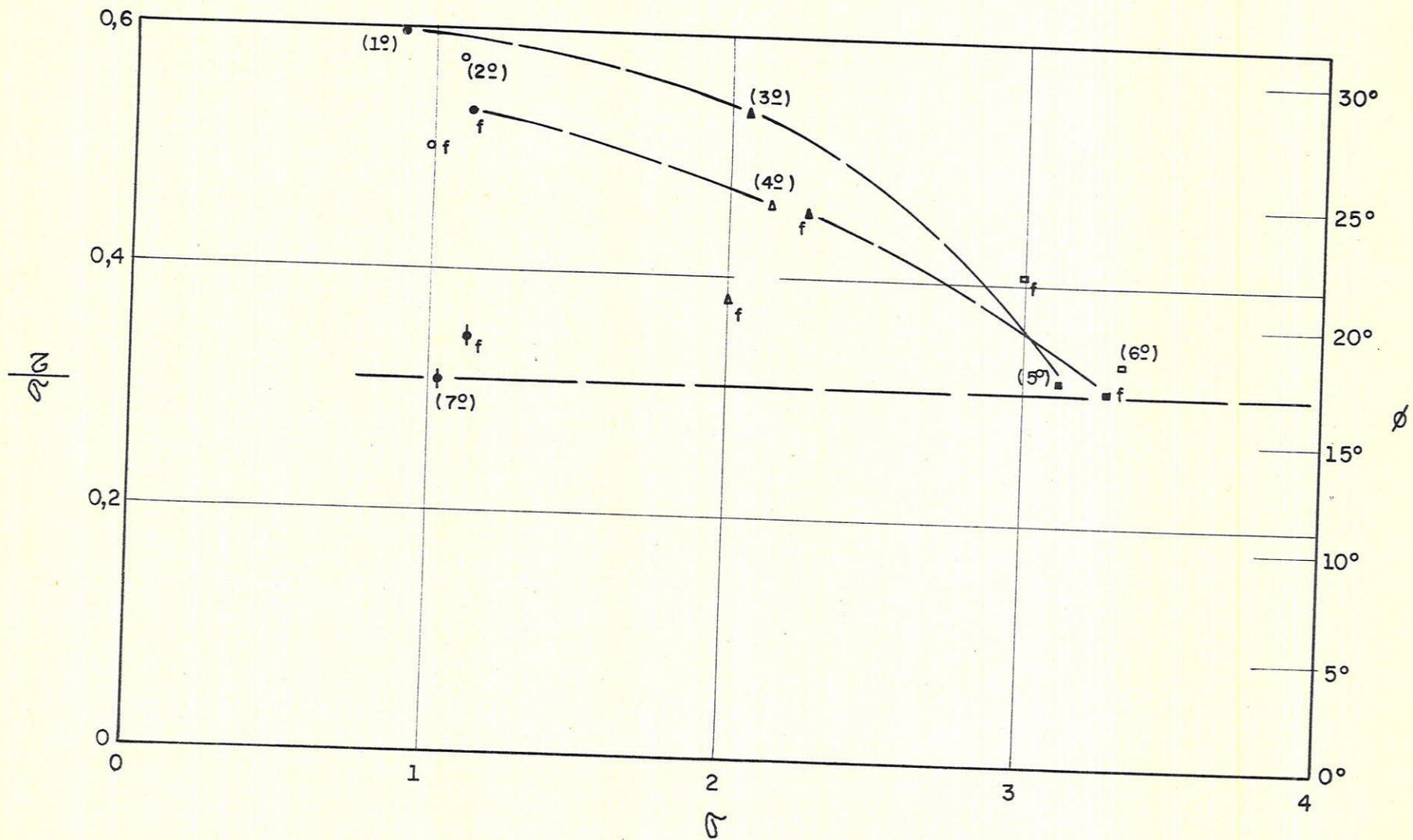


FIG. 5.14 VARIAÇÃO DA RELAÇÃO $\frac{z}{\sigma}$ E DE ϕ EM FUNÇÃO DE σ E DO DESLOCAMENTO BASALTO COM PREENCHIMENTO DE SILTE

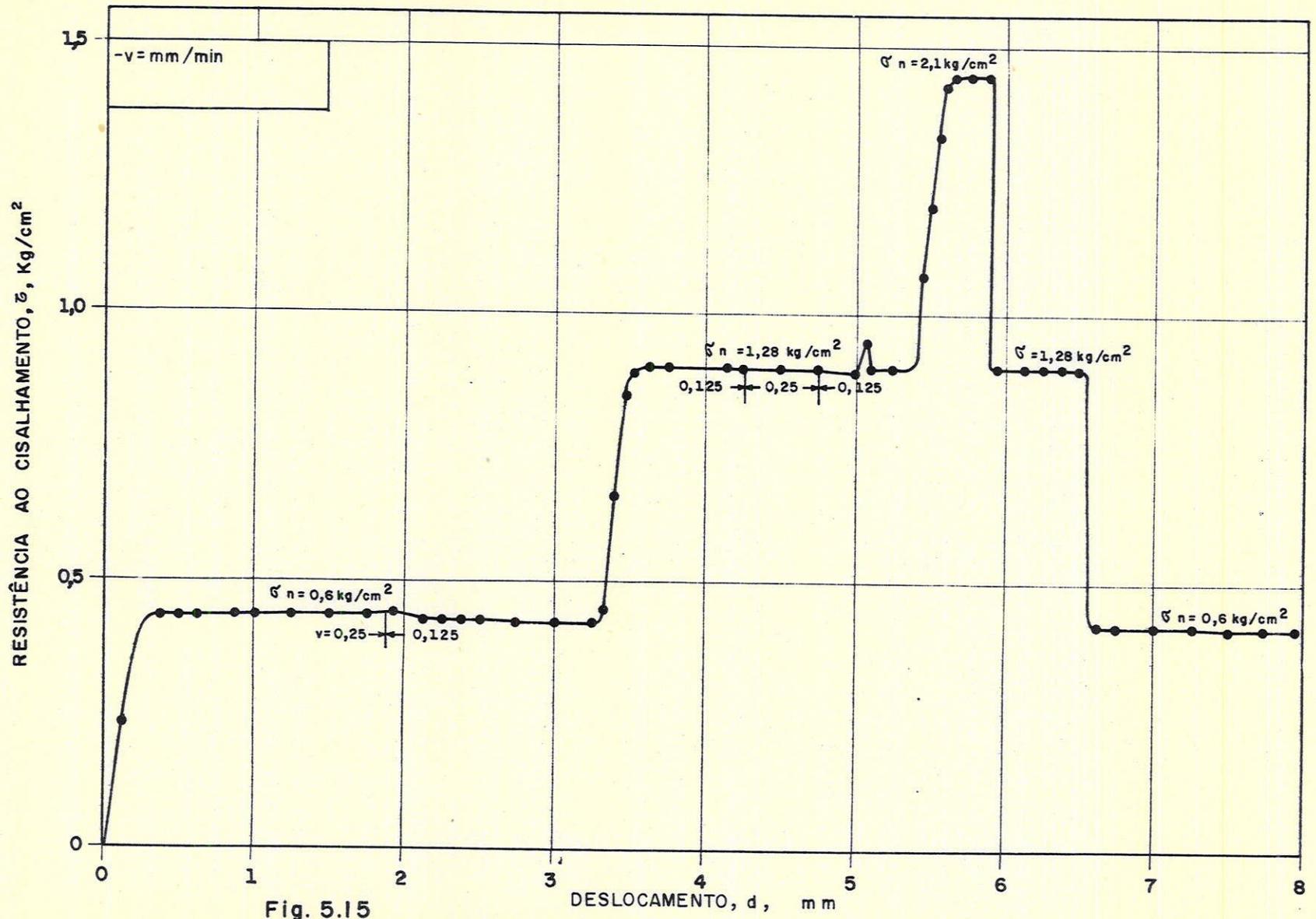


Fig. 5.15

CURVA DE RESISTENCIA AO CISCALHAMENTO
 vs.
 DESLOCAMENTO DE SUPERFÍCIES DE CALCÁREO (serrado), ENSAIOS EM ESTÁGIOS

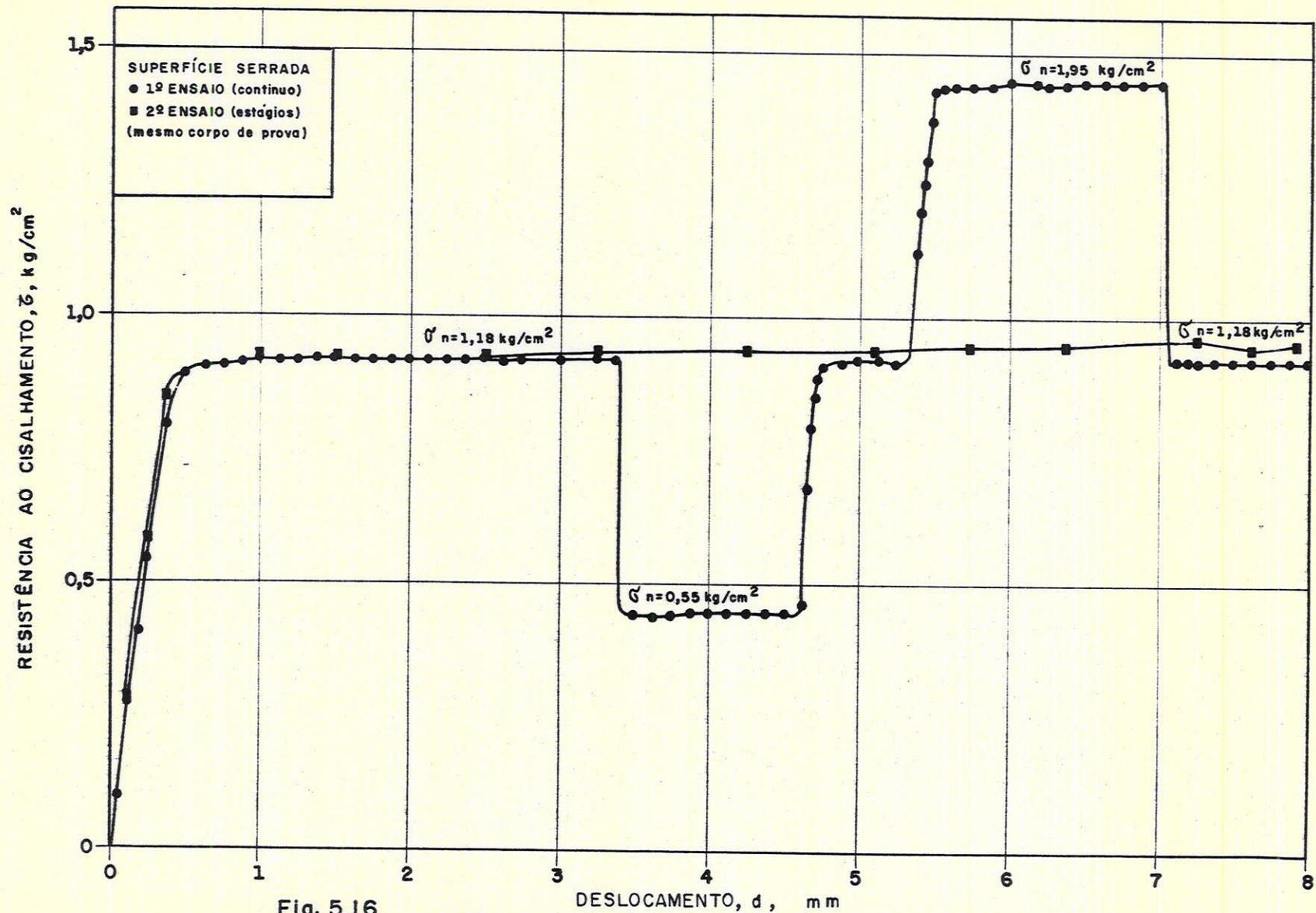


Fig. 5.16

CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISCALHAMENTO
 vs.
 DESLOCAMENTO DE SUPERFÍCIES DE CALCÁREO (serrado),
 COMPARAÇÃO DE ENSAIO CONTÍNUO E ENSAIO EM ESTÁGIOS

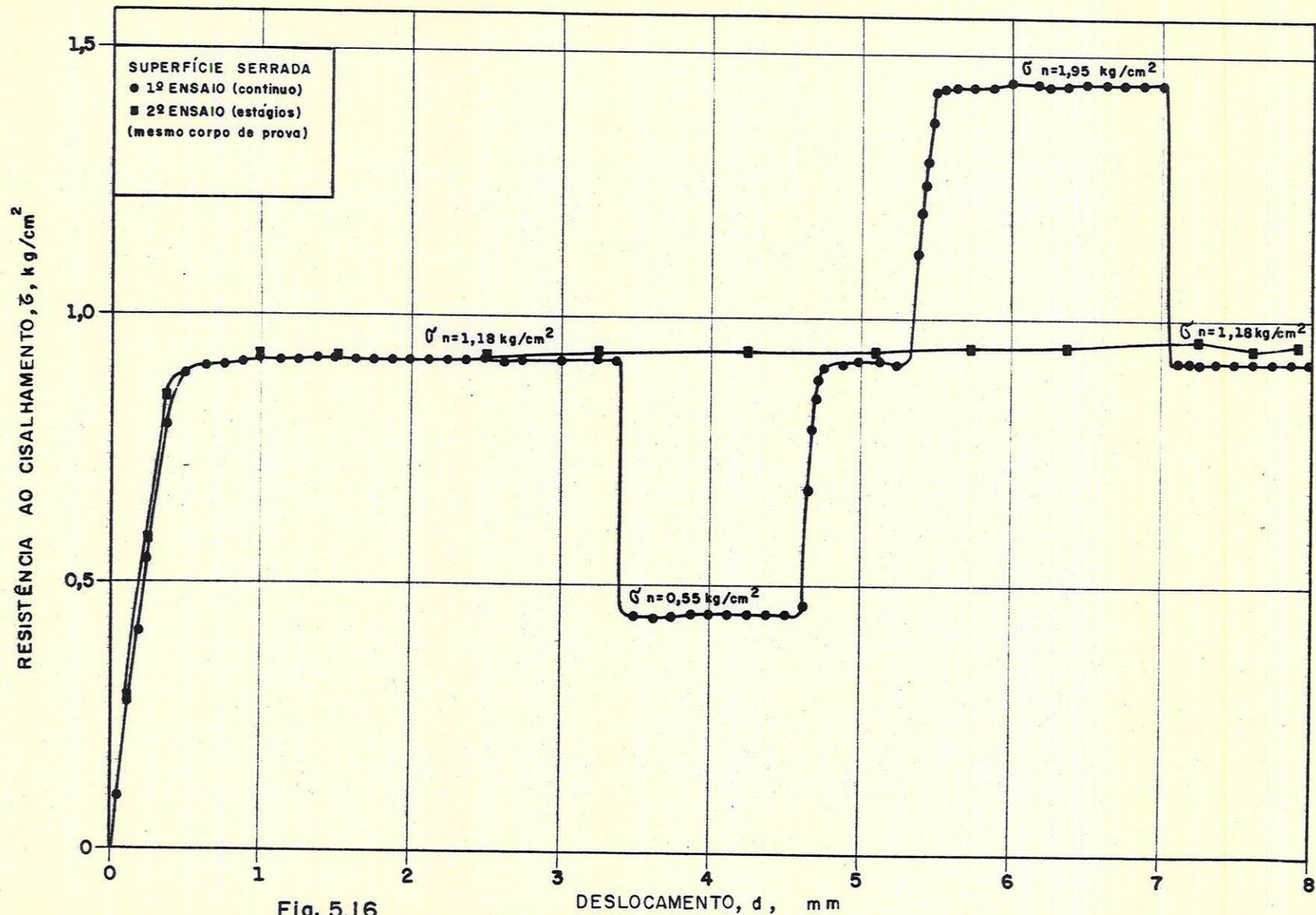


Fig. 5.16

CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISCALHAMENTO
 vs.
 DESLOCAMENTO DE SUPERFÍCIES DE CALCÁREO (serrado),
 COMPARAÇÃO DE ENSAIO CONTÍNUO E ENSAIO EM ESTÁGIOS

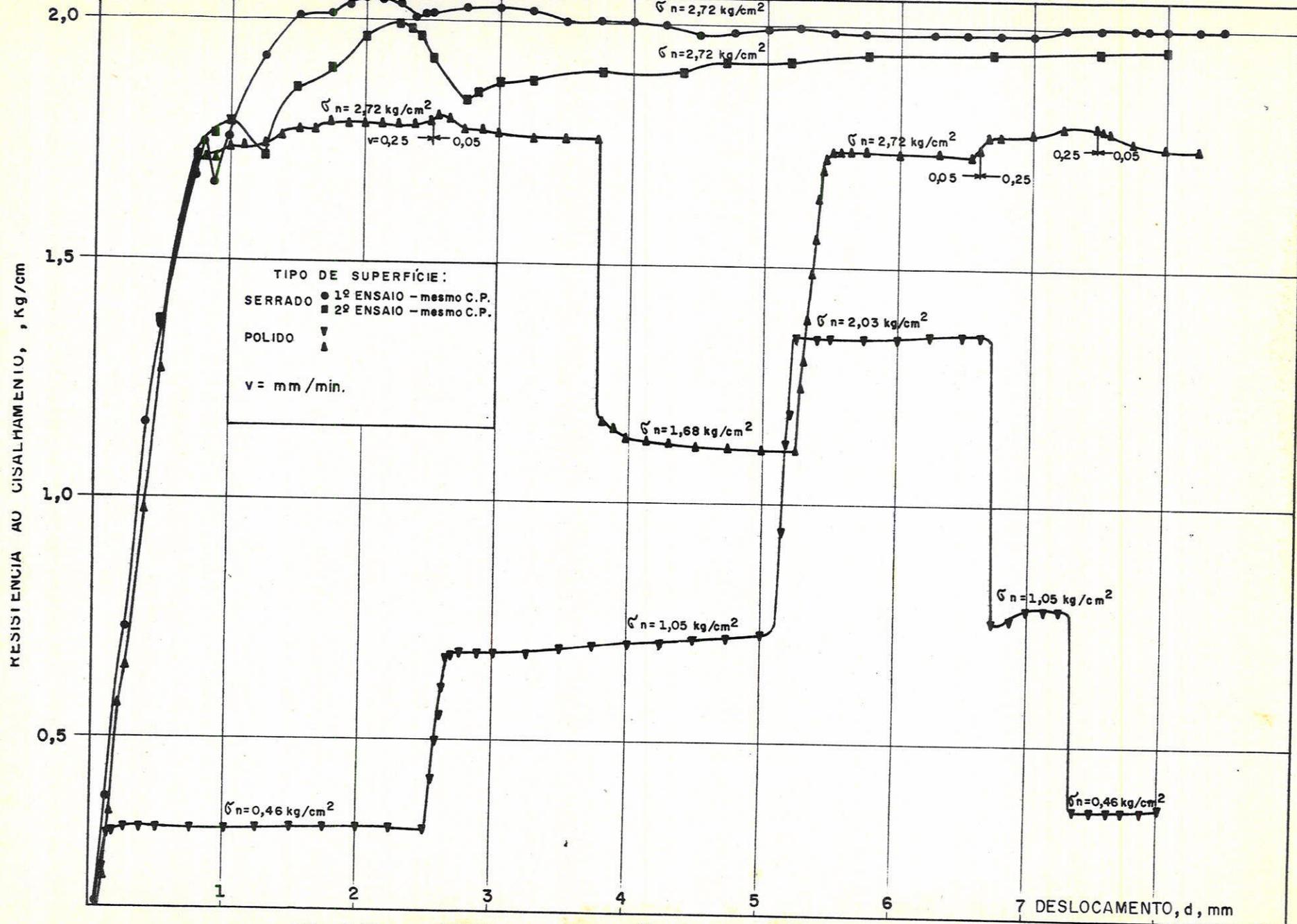


Fig. 5.17 CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
 vs.
 DESLOCAMENTO DE SUPERFÍCIES DE CALCÁREO

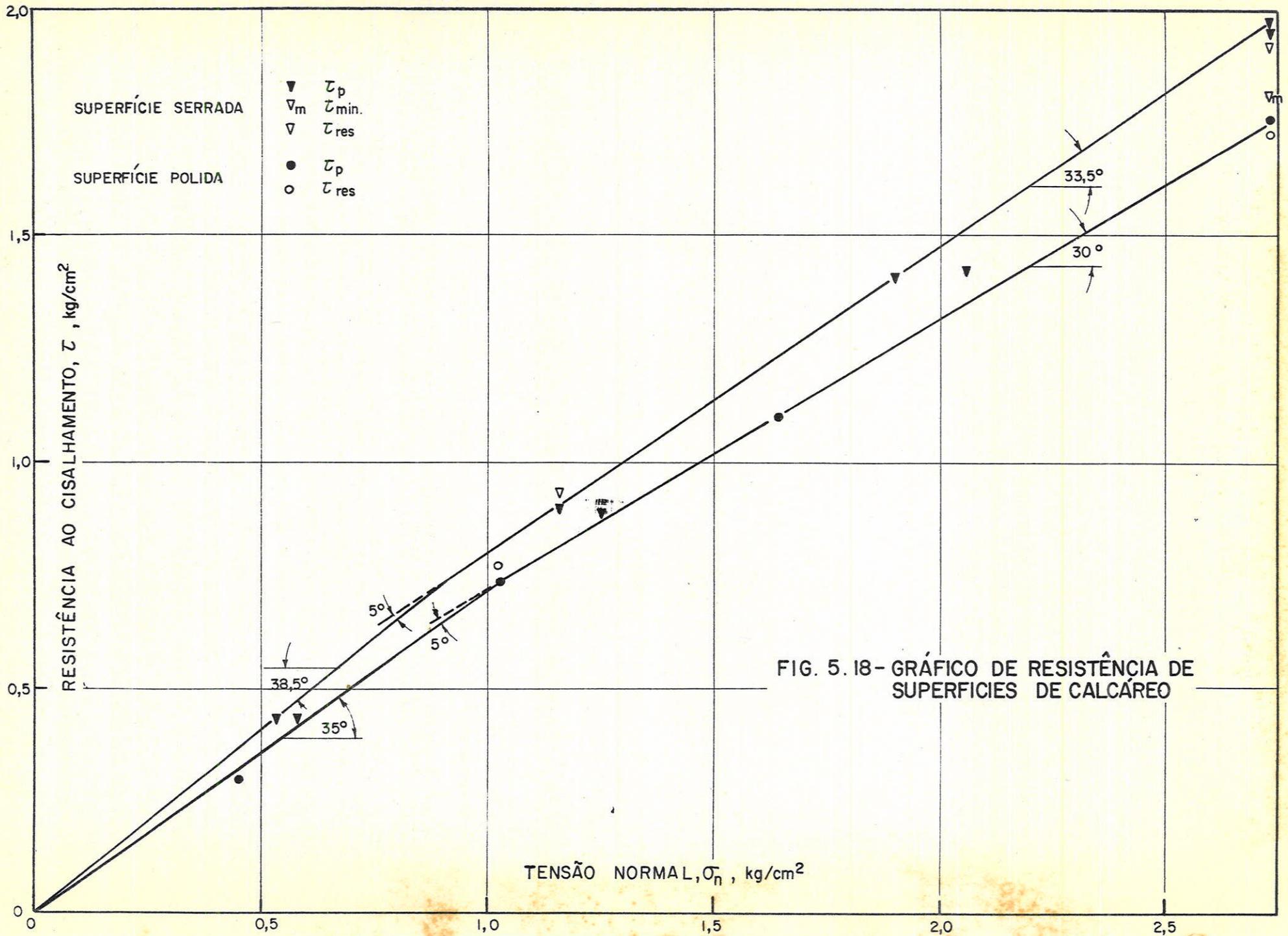


FIG. 5.18 - GRÁFICO DE RESISTÊNCIA DE SUPERFÍCIES DE CALCÁREO

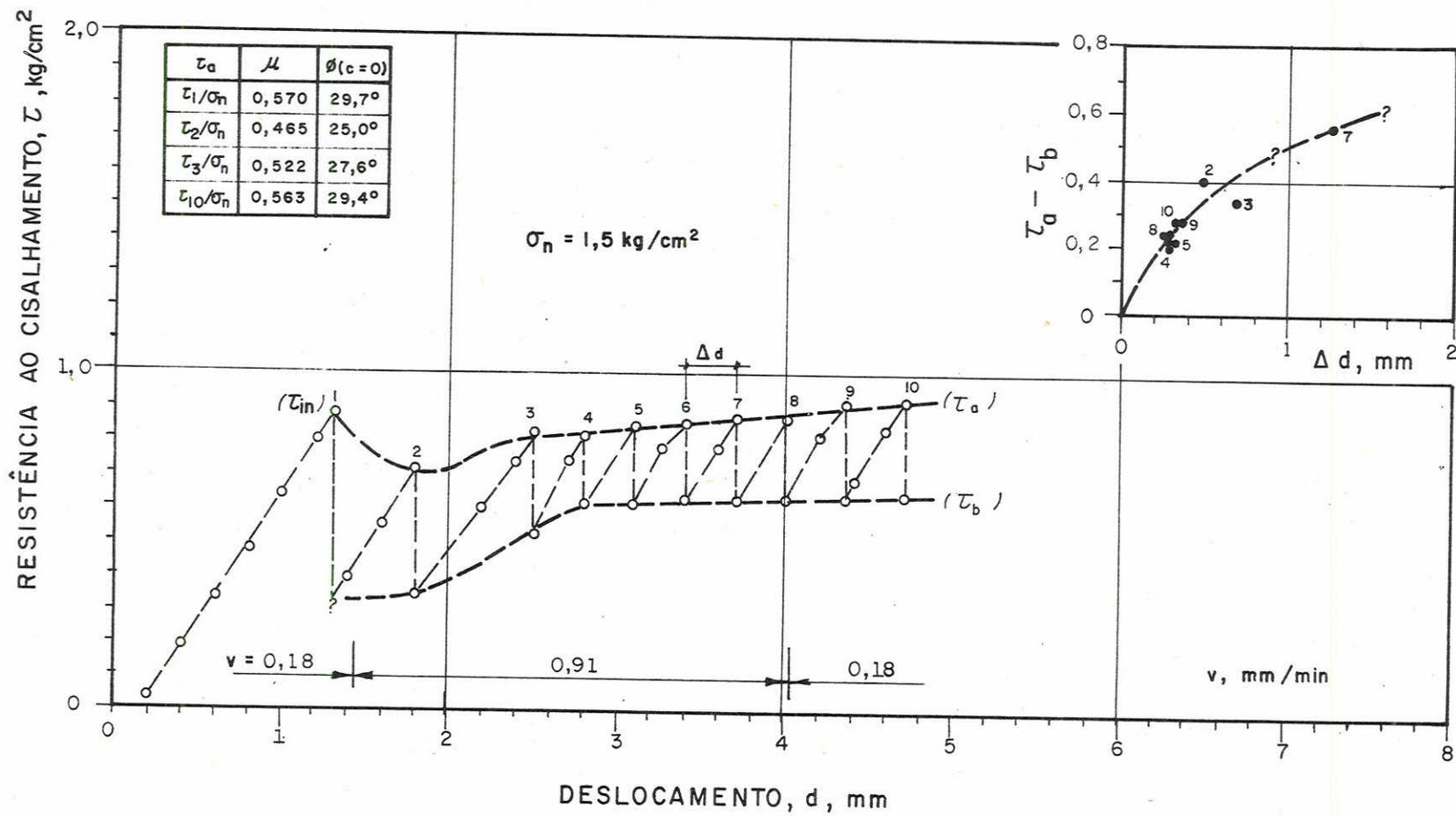


FIG. 5.19 - CURVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO VS. DESLOCAMENTO DE BASALTO (POLIDO/SERRADO)

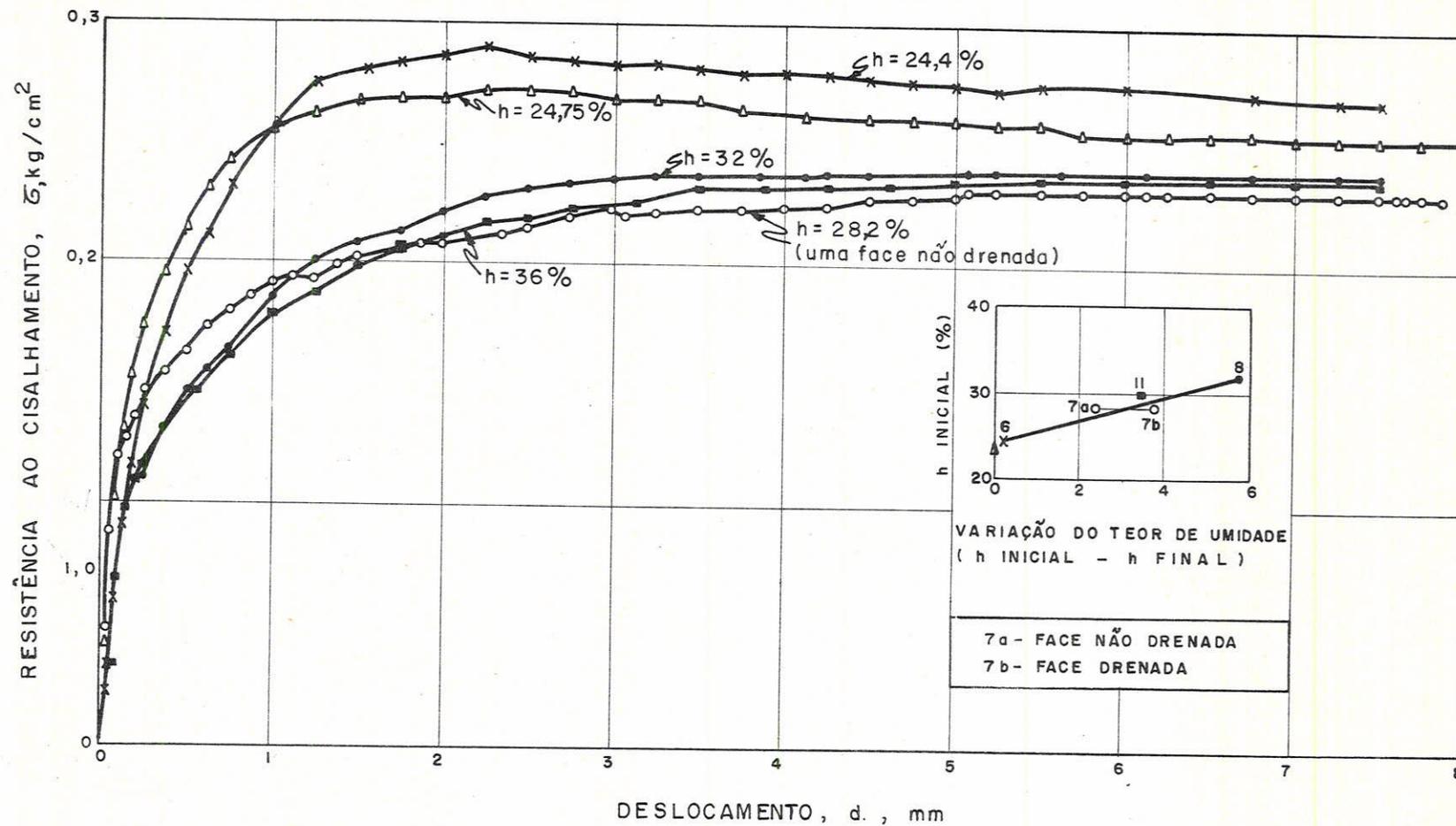


FIG. 5.20 - CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO V.S. DESLOCAMENTO PARA O SOLO "GOOSE LAKE FLOUR" PARA DIFERENTES TEORES DE UMIDADE

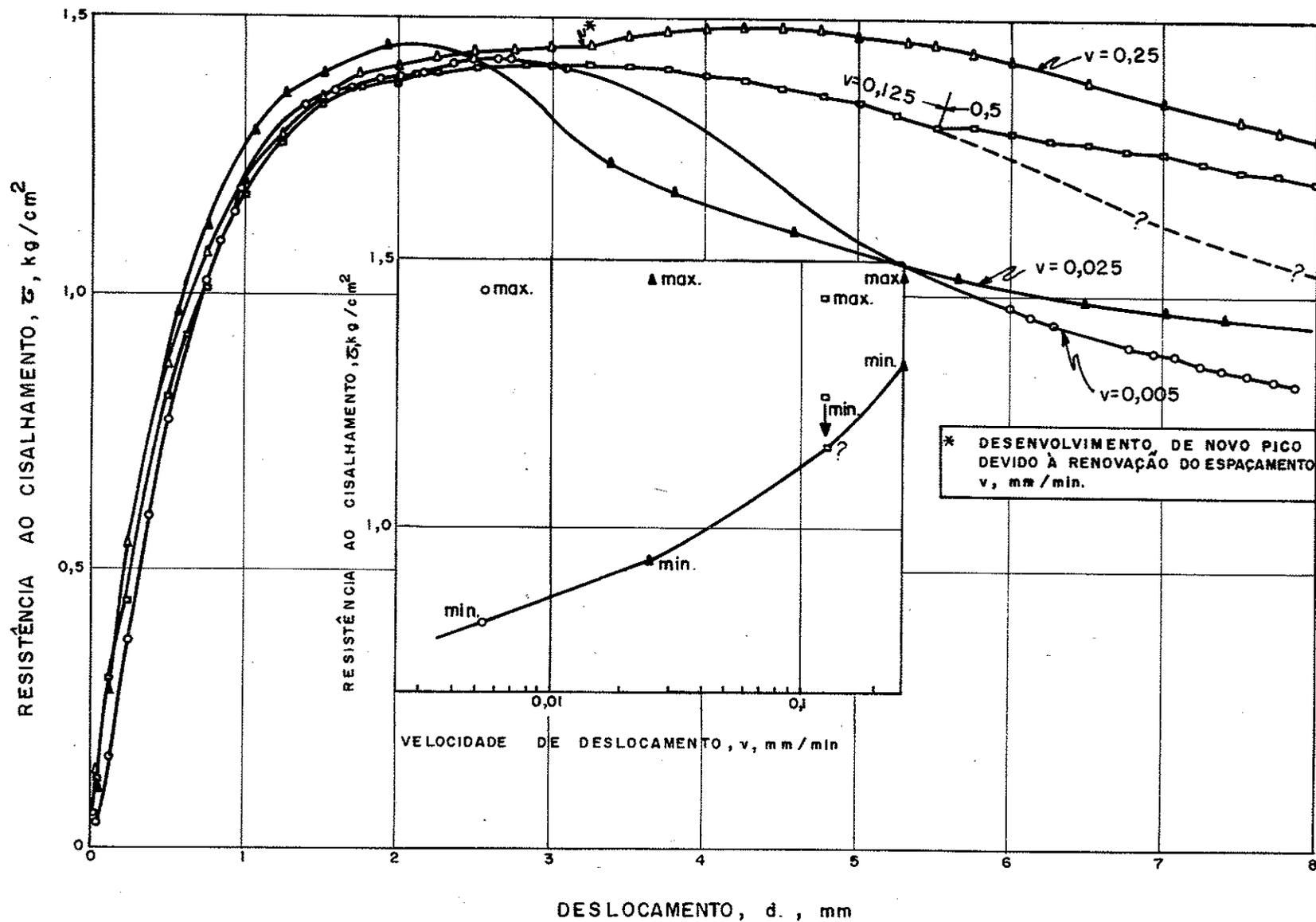


FIG. 5.21 - CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO V.S. DESLOCAMENTO PARA O CONTACTO "GOOSE LAKE FLOUR" - CALCAREO (SERRADO) SOB VARIAS VELOCIDADES DE DESLOCAMENTO

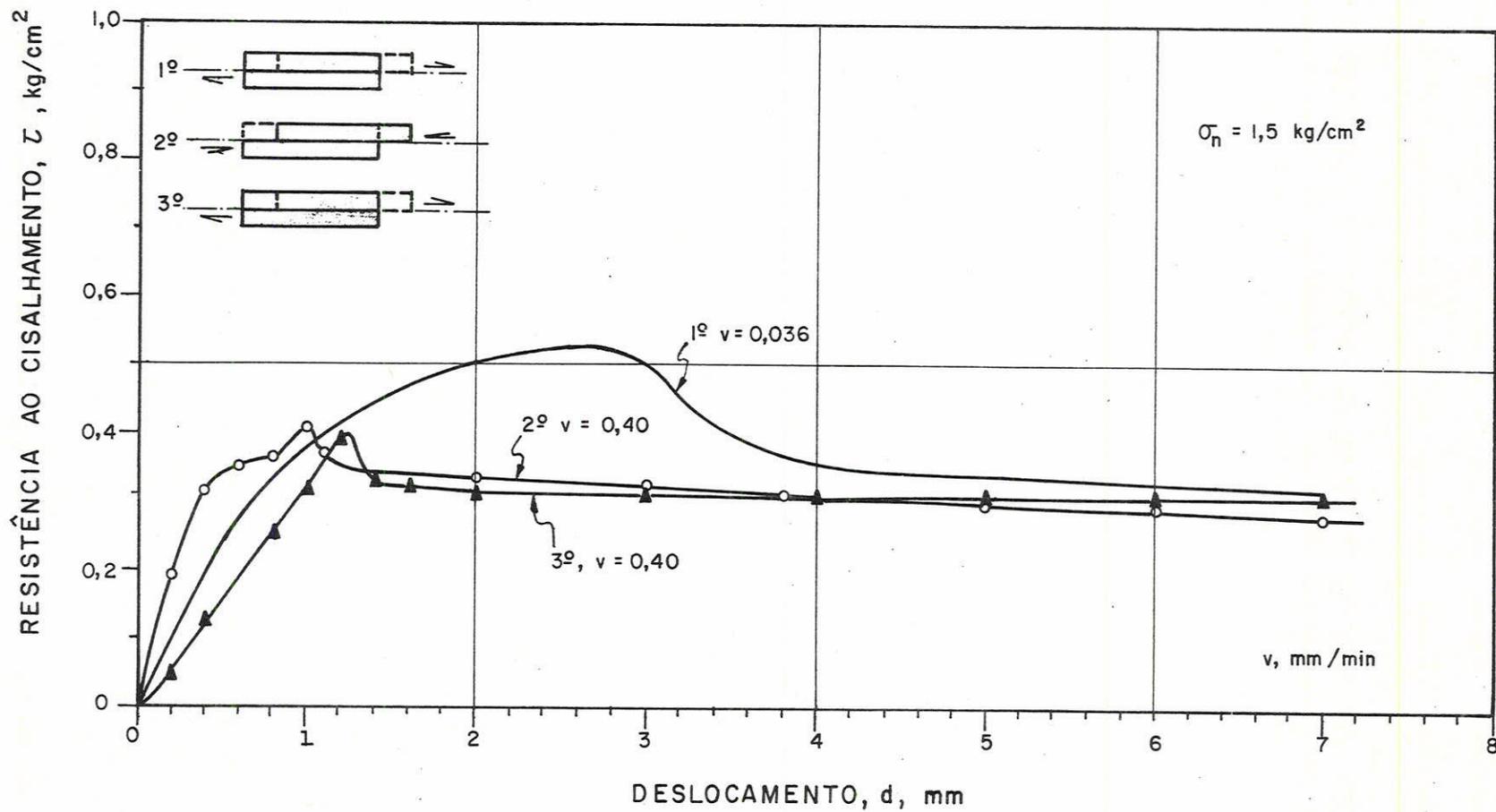


FIG. 5. 22 - CURVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO VS. DESLOCAMENTO DO CONTACTO ARGILA RESIDUAL DE BASALTO - CALCÁREO (POLIDO) COM REVERSÕES E VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE DESLOCAMENTO.

MATERIAL Notas Ø em graus () nível de tensão * para c=0 (s) - Sanduiche	SOLO		CONTACTOS			
	APENAS		SERRADA		POLIDA	
	Ø máx	Ø min. obt.	Ø máx.	Ø min. obt.	Ø max	Ø max. obt.
Calcáreo " Bedford "	-	-	37 - 36,5	38,5 - 35,5	33	32,5
Basalto Compacto	-	-	-	-	29,7 (1,5)	25 (1,5)
"Goose Lake" / Calcáreo	26 - 27	34,5-22,5	38 - 26	33,5 - 17	27,5 - 26	20 16
Caolinita / Calcáreo	26 -22,5	25 - 16	23,5-20,5	14 - 13	22 - 18	13 - 12
Ilita / Calcáreo	18,5 - 14	18(?) -9,5	-	-	16,5-13,5	11 - 7
Argila Residual / Basalto	23,8 * (1,5)	19,5 * (1,5)	Fratura 15 * (1,5)	Fratura 14,5 * (1,5)	15 * (s) 15,5 * (1,5)	12 * (s) 9,5 * (1,5)
Argila Residual / Calcáreo	-	-	-	-	19,2 * (1,5)	15,5 * (1,5)
Silte de Preenchimento / Basalto	-	-	-	-	31 (s) (1,0)	17 (s) (1,0)

Tabela 5.1 - Ângulos Ø max e Ø min obtido para as Rochas, Solos, e Contactos Solo-Rocha Ensaiaados.

6. DISCUSSÃO DE OUTROS FATORES RELACIONADOS
À RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

6.1 - Atrito entre Minerais

Julga-se o estudo do atrito entre minerais como básico - para uma boa compreensão do atrito de superfícies lisas de rocha, por serem as mesmas constituídas de vários minerais. Não existe até o momento nenhum estudo tentando relacionar o coeficiente de atrito de superfícies lisas de rocha com os atritos dos diversos minerais que a constituem, ponderadamente, em função da porcentagem de ocorrência de cada mineral. Isso pode ser devido ao fato de que o atrito entre minerais não é ainda perfeitamente conhecido. As gamas de variação dos coeficientes de atrito para cada mineral são grandes, algumas vezes, e são poucos os casos - de poder-se atribuir a uma espécie mineral um coeficiente bem determinado. Por outro lado, a maioria das publicações sobre o assunto caracterizam insuficientemente as condições da superfície e da composição do material ensaiado, dificultando reinterpretações posteriores.

Apesar disso, pôde-se coletar valiosos dados das publicações de Lambe e Whitman (1969) e Coulson (1970), os quais resumem as mais importantes investigações existentes sobre o atrito entre minerais, incluindo a de Horn e Deere (1962). Os dados nessas publicações são aparentemente dispersos, com exceção da influência da presença de água e da rugosidade. No entanto, Barton (1971) encontrou uma dependência do coeficiente de atrito à resistência à compressão das rochas. Como é sabido, há,

6.2

por outro lado, excelente correlação entre a resistência à compressão e a dureza esclerométrica das rochas. Seguindo este raciocínio, procedeu-se à correlação entre o coeficiente de atrito de minerais com a sua dureza, utilizando-se dos dados fornecidos por aqueles autores citados, e apresentada no gráfico da Figura 6.1 . Apresentam-se os minerais da escala de Mohs em ordem crescente de dureza relativa, bem como duas das várias escalas de dureza esclerométrica determinadas por vários autores. Em primeiro lugar, nota-se claramente que a escala de dureza relativa de Mohs tem uma função logarítmica com as escalas de dureza absoluta. Em segundo lugar, correlacionando a escala de dureza relativa com os coeficientes de atrito dos minerais (ou suas respectivas gamas de variação), nota-se que para superfícies secas o coeficiente de atrito diminui com o aumento da dureza.

Como dureza, resistência à compressão, e módulo de elasticidade são diretamente relacionados, o coeficiente de atrito - deve estar necessariamente relacionado à deformabilidade das superfícies minerais, resultando um coeficiente de atrito tanto maior quanto maior a deformabilidade e o entrosamento das irregularidades de uma superfície na outra.

Deve, contudo, ser sublinhado que a êsse efeito devem ser superpostos os demais que intervêm no processo, como a irregularidade, presença de água e composição mineral.

6.2 - Influência da Rugosidade no Atrito de Superfícies de Rocha

Existem muitos dados de coeficientes de atrito de discontinuidades sob várias condições de rugosidade na literatura, - que são, entretanto, inaproveitáveis para a correlação respectiva, pois a rugosidade é apenas definida por termos qualitativos como " liso ", " pouco rugoso ", "muito rugoso ", etc., ou então pela gênese do plano ensaiado, como " plano de acamamento ", " fratura ", etc.

Constata-se, portanto, ser imperativa uma descrição precisa, quantitativa, da rugosidade. Na tentativa de estabelecer um critério para o que demais autores chamam de " liso ", " rugoso ", etc, foi construído o desenho da Figura 6.2 que agrega as classificações esparças coletadas da bibliografia. Como base para comparações foram representados no mesmo desenho os critérios usualmente adotados em Hidráulica, para rugosidade de tubulações de concreto, aço e madeira. Conclui-se que existem várias escalas e critérios de classificação de rugosidade, e que à mesma dimensão das irregularidades existem diferentes escalas, uma classificando-a de muito " lisa " e a outra de " muito rugosa ". Depreende-se, portanto, que uma é baseada na percepção visual à distância de metros, a outra na percepção tátil-visual, e a última, à apreciação de perfis ampliados da micro-rugosidade.

Pretende-se, assim, identificar e enunciar o problema, de clinando-se de tentar apresentar aqui uma sugestão para adoção de critérios de rugosidade, pois acredita-se ser prematuro. O assunto constitui-se em interessante motivação para trabalhos posteriores, devendo ser complementado com a coleta de novos dados, e estabelecer uma escala de rugosidades e outra de micro-rugosidade.

Hã, entretanto, alguns estudos recentes, destacando-se os de Coulson (1970) e de Barton (1971), em que a rugosidade é bem determinada; no primeiro caso, através da média obtida de perfís de rugosidade e, no segundo, através de fotogrametria, das superfícies ensaiadas. Deve-se mencionar que os critérios de rugosidade de ambos são arbitrários e subjetivos.

Coulson realizou uma grande série de ensaios em superfícies rochosas de várias litologias e com diferentes rugosidades, produzidas por diferentes processos de preparação. Dos ensaios, concluiu que os coeficientes iniciais de atrito aumentam com o aumento da rugosidade; que a presença de água pouco influe no coeficiente de atrito de atrito das superfícies mais rugosas; e que o coeficiente de atrito residual também cresce com

6.4

a rugosidade, para baixas tensões até 7Kg/cm^2 , mas que para altas tensões é uma função do tipo de destruição da superfície. No entanto, a influência da rugosidade no atrito não ficou quantitativamente estabelecida no trabalho de Coulson, razão pela qual procedeu-se tentativamente à correlação procurada, que foi possível graças a boa documentação fornecida no trabalho de Coulson. As Figuras 6.3, 6.4, e 6.5, apresentam os vários coeficientes de atrito de superfícies de rocha secas e saturadas, em função da rugosidade média determinada por Coulson, e para duas diferentes tensões normais. Pode-se observar que para vários dos gráficos há uma clara correlação entre o aumento do coeficiente de atrito com o aumento da rugosidade (algumas poucas excessões podem ser atribuídas a um resultado diferente da rugosidade sob condições uniformes de preparação mecânica). De um modo geral, nota-se que os coeficientes de atrito iniciais seco e saturado, crescem da ordem de 0,1 para cada 0,005 mm de aumento da rugosidade média (com excessão da condição saturada sob $\sigma_n = 30\text{ Kg/cm}^2$). Por sua vez, os coeficientes de atrito residual, seco e saturado, não sofrem quase influência da rugosidade (com excessão da condição seca para $\sigma_n = 0$, que fornece grande dispersão). Os coeficientes mínimos de atrito para o caso seco seguem a mesma tendência dos coeficientes iniciais secos e os coeficientes mínimos saturados assemelham-se aos residuais saturados (embora com valores mais baixos). Esses incrementos observados, contudo, são válidos para rugosidades mesuráveis apenas por instrumentos, e não se conhece como progredirão com o progressivo aumento da rugosidade ou micro-rugosidade, acreditando-se que após um certo limite, ainda indeterminado, passem a vigorar as relações deduzidas por Patton (1966a) e Barton (1971) para rugosidade de maior escala. As conclusões de Barton já foram apresentadas no ítem 2.4 acima.

São decorrentes de análise experimental de superfícies irregulares, produzidas por compressão diametral e, embora se possa definir uma rugosidade média, procede à correlação entre o ângulo das mesmas com a resistência, sem considerar a magnitu-

de das irregularidades. Para que esta última possa teoricamente ser correlacionada à resistência ao cisalhamento, é necessário - adotar uma geometria para as irregularidades. Lambe e Whitman (1969) fornecem grandes ampliações de irregularidades reais, indicando terem aproximadamente a forma de senóide. Admitindo essa forma como verdadeira, e que as expressões de Barton são aplicáveis, procedeu-se a uma correlação teórica, tentativa e preliminar, entre a variação da resistência e a dimensão das irregularidades, como ilustrado na Figura 6.6 . Admitindo, também, que as irregularidades têm um comprimento de onda e uma amplitude, e aplicando a expressão de Barton, chega-se a uma curva que relaciona a amplitude das irregularidades ao coeficiente de atrito. A forma da curva, aproximadamente paralela à que representa a expressão de Barton, indica que em linhas gerais a relação é válida. O pequeno desvio com relação à curva de Barton deve ser reflexo da adoção da hipótese simplificadora de que a rugosidade tem a forma ideal de uma senóide.

Dessa forma, em primeira aproximação, o estudo feito com base nos ensaios de Coulson pode fornecer os subsídios necessários para a estimativa da influência da micro-rugosidade no coeficiente de atrito de superfícies lisas de rocha, e o estudo teórico tentativo, aplicando a expressão de Barton fornece as idéias básicas de influência da rugosidade, expressa em dimensão, no coeficiente de atrito de superfícies de fratura.

6.3 - Influência da Espessura da Camada de Preenchimento na Resistência ao Cisalhamento de Fraturas.

A comparação dos valores de resistência ao cisalhamento com variação da espessura do preenchimento não tem sido sistemática ou pelo menos com suficiente sistemática para alcançar-se boa apreciação da sua influência. Sabe-se apenas, dos vários ensaios realizados, tanto em laboratório, quanto " in situ "

na sua maior parte em apenas duas espessuras diferentes de preenchimento, que a resistência é menor quanto maior essa espessura.

Numa tentativa de estabelecer a proporção em que se dá essa diminuição de resistência, os poucos dados disponíveis foram lançados no desenho da Figura 6.7. Levando em conta a diversidade de tipos de ensaios e de materiais ensaiados, considera-se muito boa e promissora a tendência revelada pelo desenho. Alguns dos dados, mais completos, parecem indicar que a relação tende a fornecer curvas assintóticas, para fornecer um valor constante de ϕ após atingido um certo valor de espessura de preenchimento, próprio para cada material. O aumento de ϕ com a diminuição da espessura poderia ser atribuído ao maior número de pontos de contacto das superfícies da rocha, entre si, anulando progressivamente, o efeito da presença do preenchimento, fenômeno similar ao descrito por Tulinov e Molokov (1971). Esse valor limite, em que a resistência não é mais afetada, parece ser da ordem de 5 a 10 cm (embora sejam necessários mais dados para sua confirmação), espessura a partir da qual as irregularidades da superfície de rocha não mais interferem por não alcançarem usualmente tais dimensões.

6.4 - Relação entre o Ângulo de Atrito dos Solos e seus Contatos com Propriedades Índices dos Solos (Limites de Atterberg).

Vários investigadores têm apresentado algumas correlações tentativas entre o ângulo de atrito e algumas propriedades índices do solo, sendo que a maior parte delas usam o índice de plasticidade e, algumas poucas, o limite de liquidez. Considera-se que dessas correlações apenas os valores correspondentes aos solos amolgados ou aos ângulos residuais são pertinentes a este estudo.

Na Figura 6.8 os valores encontrados neste estudo e fornecidos na Tabela 5.1, são representados em relação aos índices de plasticidade respectivos dos solos, e na Figura 6.9, aos limites de liquidez respectivos. Apenas os solos ensaiados a várias tensões normais foram considerados para essa relação.

Uma vez que os valores dos ângulos de atrito apresentam variação com a tensão normal, foram representados nas Figuras 6.8 e 6.9 os ângulos de atrito correspondentes a baixas e altas tensões, fornecendo, respectivamente, os valores mais altos e mais baixos de ângulo de atrito.

Conclui-se, pelo exame das figuras, que uma correlação entre ϕ e as propriedades índices dos solos parece evidente e, pela comparação das curvas que unem os pontos de ensaios de mesma categoria, constata-se que os ângulos de atrito correspondentes ao contacto solo-rocha polida são inferiores aos do contacto solo-rocha serrada, que por sua vez são menores que os do solo. As mesmas relações foram encontradas usando o índice de plasticidade ou o limite de liquidez.

Para efeito de comparação, são também apresentados nessas figuras os dados colhidos da bibliografia, e relativos a solos amolgados. Em uma revisão, constatou-se que alguns autores fornecem valores máximos, e outros os mínimos obtidos, ou ainda ambos. Por isso, em cada uma das Figuras 6.8 e 6.9 os valores de ϕ_{max} e ϕ_{min} obtido são lançadas separadamente.

Observa-se que os dados obtidos da bibliografia localizam-se dentro da faixa definida pelas curvas solo a baixas tensões e solo-rocha a altas tensões, e parecem confirmar a forma de faixa e das curvas que representam os resultados deste estudo. Algumas poucas excessões, abaixo do limite inferior na Figura 6.9, correspondem a alguns folhelhos argilosos de comportamento reconhecidamente anormal (como os da Formação Cucaracha, Panamá, e o " Pierre Shale ", E.E.U.U.), bem como um valor excessivamente alto (solo de Ottawa, Canadá); contudo, é ainda possível que as propriedades índices não tenham sido bem caracterizadas. Vale ainda frizar que a posição dos vários pontos numa mesma li

nha vertical desses gráficos deve variar de conformidade com o nível de tensões aplicado, o que não foi levado em conta para a construção dos gráficos. Isso também poderia ser uma causa para as excessões de valores muito baixos.

Nessa comparação também se pode notar que os valores de ϕ_{\min} obtido correspondem aos valores de $\phi_{\text{res.}}$, principalmente em vista de coincidência com os resultados de Bishop et al (1971), com excessão do solo " Goose Lake Flour ".

As curvas resultantes da relação entre ϕ e o índice de plasticidade são rerepresentadas na Figura 6.10a , a título de su mário. Na Figura 6.10b as mesmas curvas são comparadas com ou tras curvas existentes e obtidas da bibliografia. Nota-se em am bas as figuras que a faixa hachuriada é delimitada pelas curvas que representam ϕ_{\max} e ϕ_{\min} , tendo as duas aproximadamente a mesma forma. Resulta daí que a influência do nível de tensões é o de deslocar verticalmente as curvas, sem afetar-lhes a forma. Isto é confirmado na comparação com outras curvas publicadas por Mitchell (1965), Brooker e Ireland (1965), e a curva de Skempton - Gibson - Bjerrum apresentada por Bjerrum e Simons (1960). A curva de ϕ_{\max} é praticamente coincidente com a de Brooker e Ireland, obtida para ensaios com tensões normais de 1 a 3 Kg/cm², iguais aproximadamente às deste estudo. Os ensaios de Mitchell foram feitos a $\sigma_n = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$. As tensões normais da curva de Skempton - Gibson - Bjerrum não são conhecidas, mas suspeita-se que sejam bem mais elevadas que as acima.

Comparando a curva dos resultados mais baixas publicados, ou seja, a de Skempton - Gibson - Bjerrum (Figura 6.10a) e que é usualmente adotada para a estimativa de ϕ a partir das propriedades índices, com a curva ϕ_{res} ou ϕ_{\min} obtido dos contactos solo-rocha polida (Figura 6.10b), percebe-se que esta última é de 6° a 9° mais baixa. A maior diferença corresponde aos solos de menor índices de plasticidade. Essa diferença pode ser de grande importância em problemas práticos que solicitam a resistência ao cisalhamento de solos ou contactos solo-rocha, e quando for necessário estimar os parâmetros de resistência a -

partir das propriedades índices, como em situações de estudos de viabilidade, anteprojeto, etc, e quando não se dispõe de tempo para a realização de ensaios.

6.5 - Resistência ao Cisalhamento de Contactos de Solo com Rocha e outros Materiais de Construção

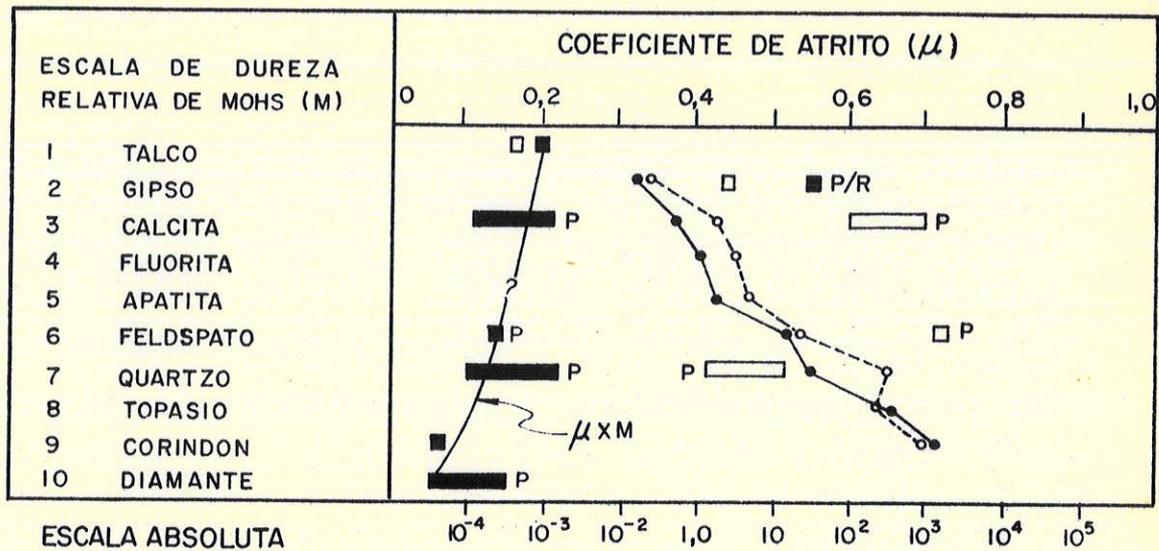
A menor resistência de contacto solo-rocha, em comparação com a do solo, é um fato que encontra paralelo com a de contactos de solo com concreto, ou outros materiais de construção, tais como, madeira e aço, conforme demonstrado nos trabalhos de Potyondy (1961) e de Chuang e Reese (1969). As pesquisas da resistência dos contactos solo-concreto, por exemplo, interessam aos casos correntes de fundações e obras de terra, em que ambos os materiais estão em contacto, e onde a resistência ao cisalhamento pode ser mobilizada. Conforme demonstrado também por esses estudos de Potyondy e de Chuang e Reese, a resistência ao cisalhamento no contacto é menor que a do solo, e a redução de resistência, comparativamente à do solo pode ser expressa por um coeficiente de redução, α , representando a relação entre a resistência do contacto e a do solo propriamente dito. Esse coeficiente, ao mesmo tempo, é um coeficiente de correção, normalmente menor que 1, pelo qual deve ser multiplicada a resistência do solo para obter a do contacto desejado.

Apresenta-se na Figura 6.11 os resultados obtidos neste estudo, conjuntamente com os de Potyondy, em termos de α , mostrando as correlações que podem ser feitas para as várias condições de superfícies de rocha e de concreto, madeira, e aço. Para comparação entre os tipos de acabamento entre as superfícies dos vários materiais utilizados, pode-se recorrer aos perfís de rugosidade fornecidos nas Figuras 3.3 a 3.7 .

Em uma apreciação geral, nota-se que coeficientes da ordem de 0,4 podem facilmente ser alcançados, indicando que a

6.10

adoção do ângulo de atrito do contacto solo-rocha (em muros de arrimo ou para a resistência lateral de estacas) , como sendo igual a $\frac{2}{3}$ de ϕ do solo, como é convencionalmente feito em Mecânica dos Solos, requer revisão pois em alguns casos estará contra a segurança.



LEGENDA

ESCALAS DE DUREZA (FONTE: DUNCAN, 1969)

●—● JAGGAR (MICROESCLERÔMETRO)

○- - - ○ ROSIWAL (DESGASTE POR ABRASÃO)

■ SECO □ SATURADO P-POLIDO R-RUGOSA

FIG. 6.1- RELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE ATRITO (μ) E A DUREZA DOS MINERAIS

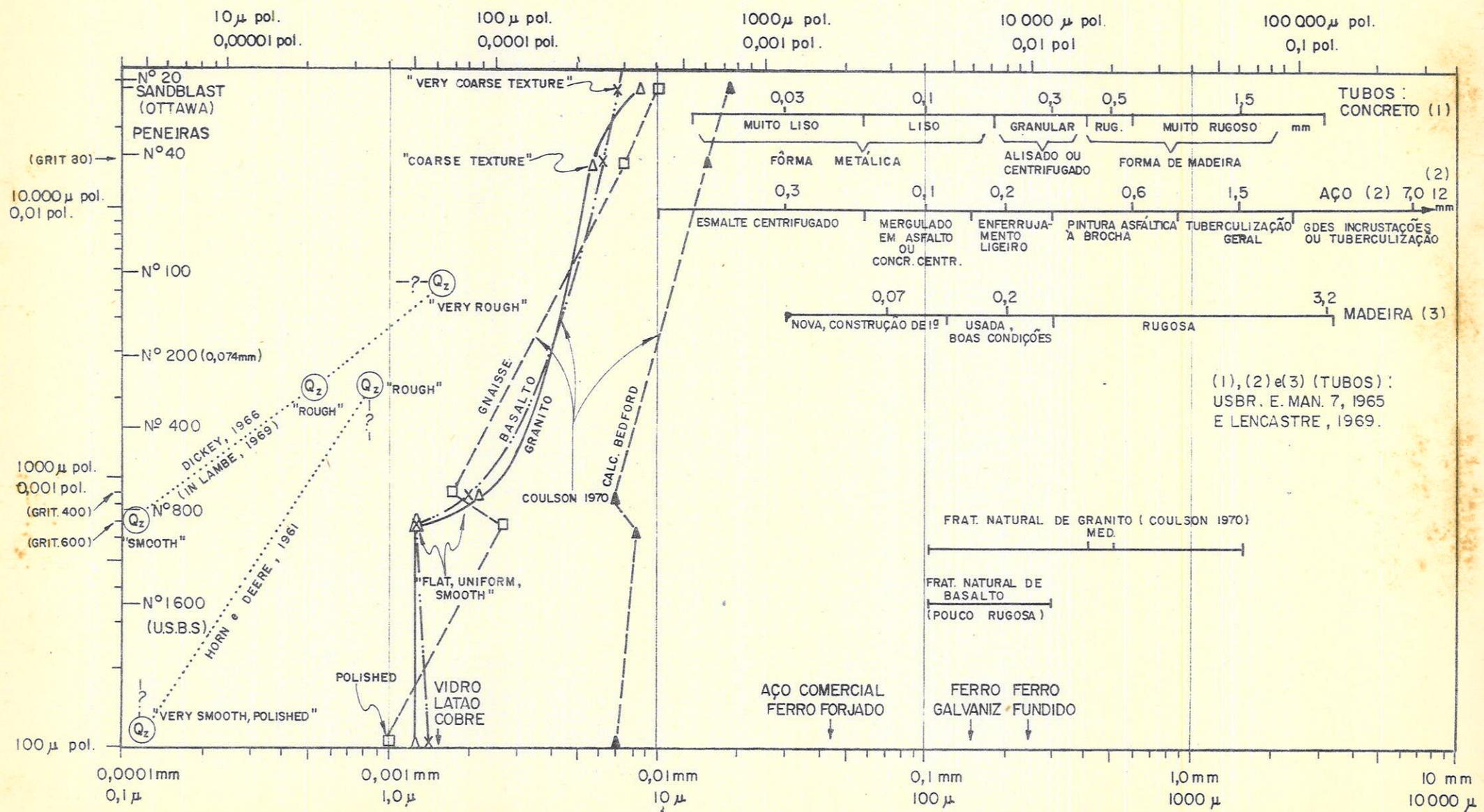
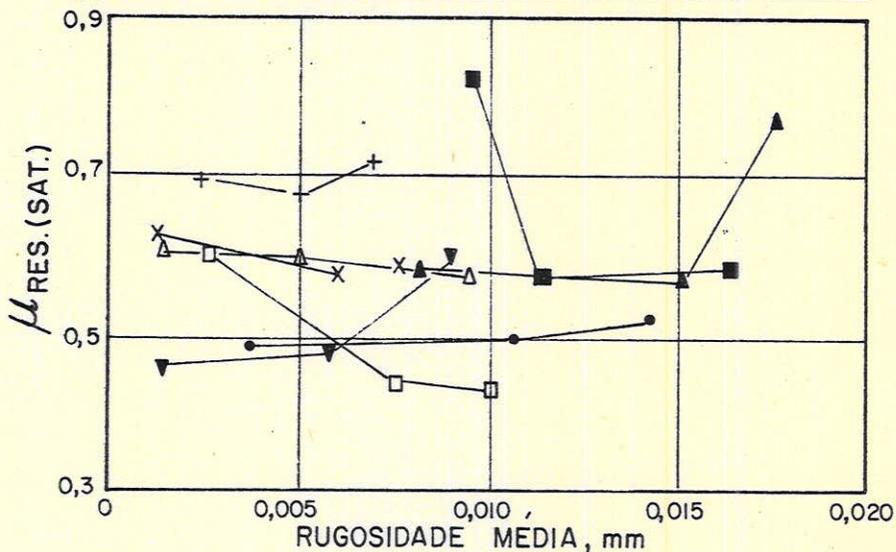
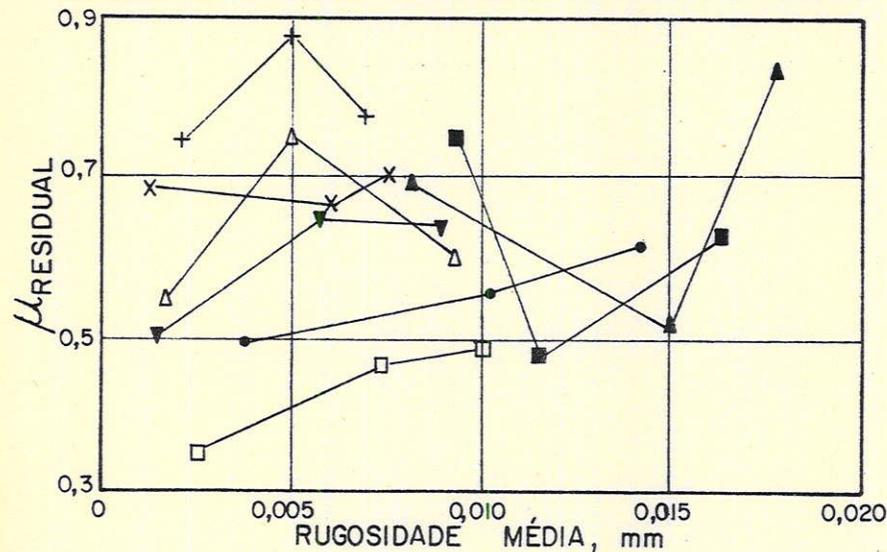
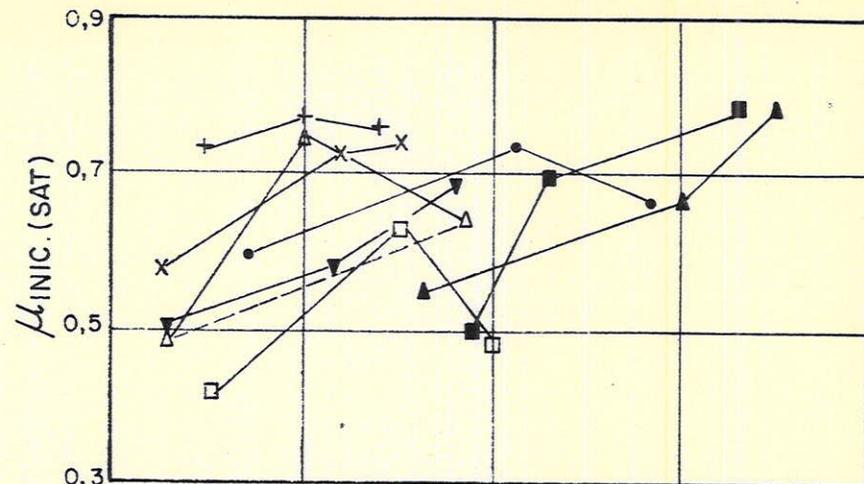
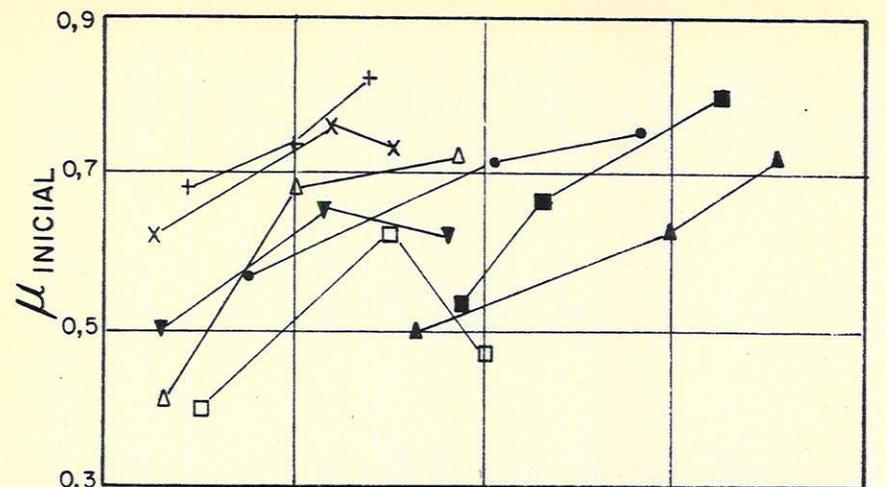


FIG. 6. 2- ILUSTRAÇÃO DE VÁRIOS CRITÉRIOS DE RUGOSIDADE COMUMENTE ADOTADOS



LEGENDA

- | | | | |
|---|-------------------------|---|---------------------------------|
| X | BASALTO "LOWER GRANITE" | Δ | GRANITO (BARRAGEM GRAND COULEE) |
| • | DOLOMITO "ONEOTA" | ■ | ARENITO "BERIA" |
| ▲ | CALCÁREO DE "BEDFORD" | □ | GNAISSE XISTOSO |
| + | CALCÁREO DE "SOLEHOFEN" | ▼ | SILTITO "HACKENSACK" |

FIG. 6.3 - GRÁFICOS DOS COEFICIENTES DE ATRITO (INICIAL E RESIDUAL) VS RUGOSIDADES MÉDIAS DE SUPERFÍCIES ROCHOSAS ($\sigma = 0$), COM BASE EM ENSÁIOS DE COULSON (1970)

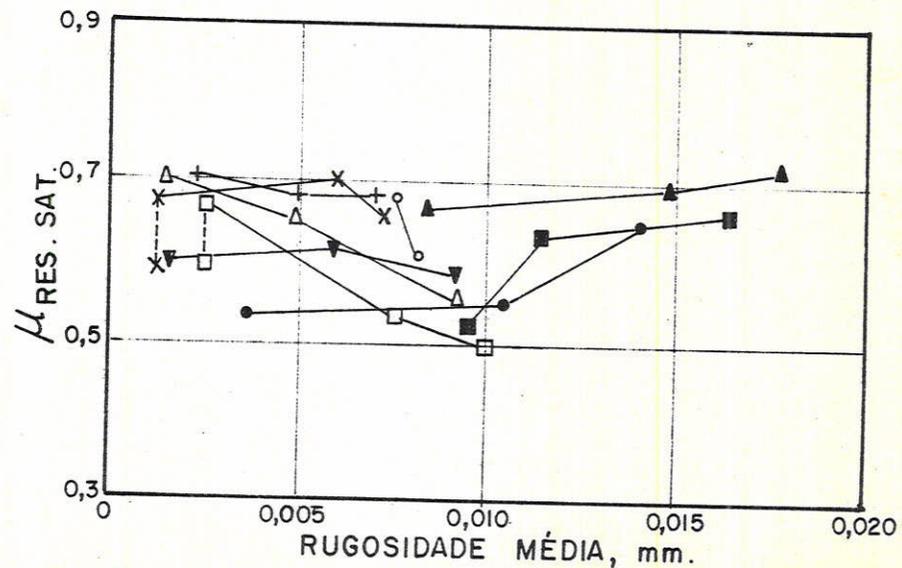
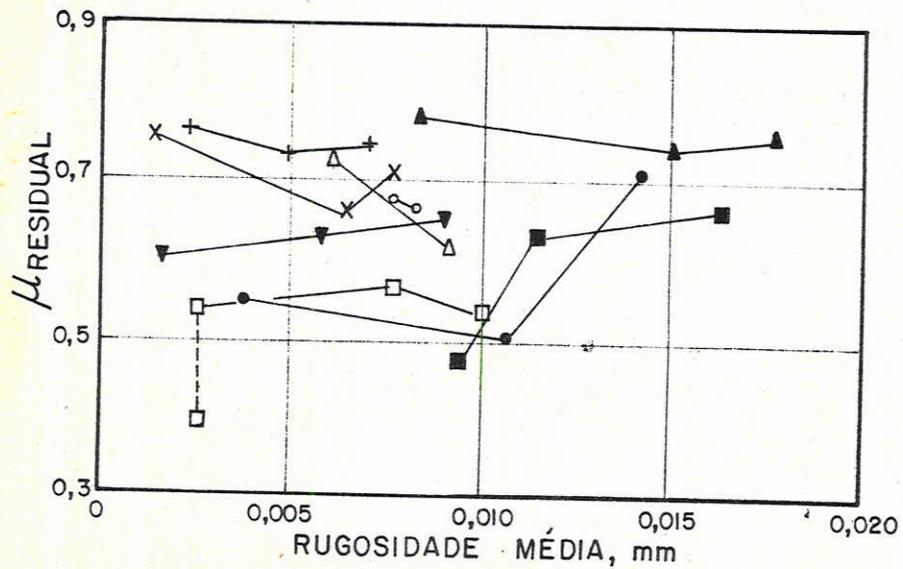
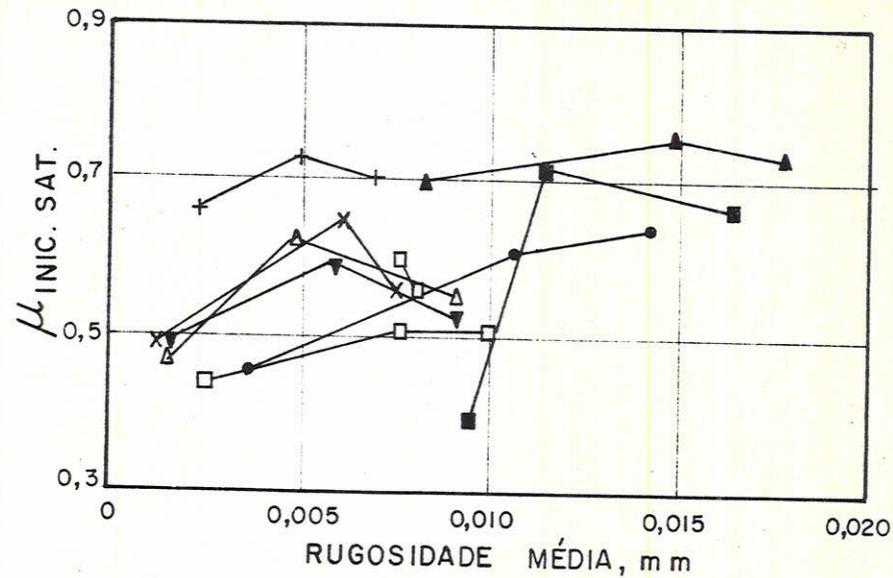
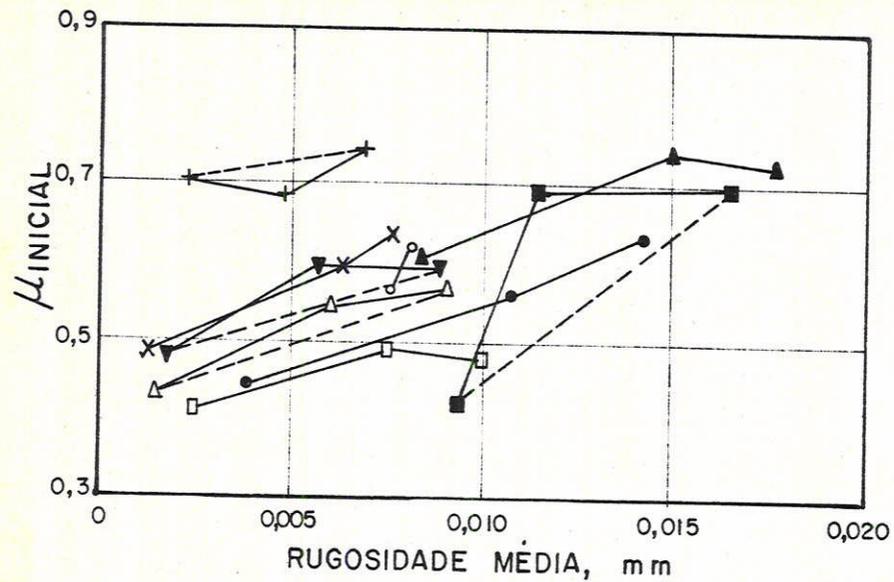


FIG. 6.4 - GRÁFICOS DOS COEFICIENTES DE ATRITO (INICIAL E RESIDUAL) VS. RUGOSIDADES MÉDIAS DE SUPERFÍCIES ROCHOSAS ($\sigma_n = 30\text{kg/cm}^2$) COM BASE EM ENSAIOS DE COULSON (1970)

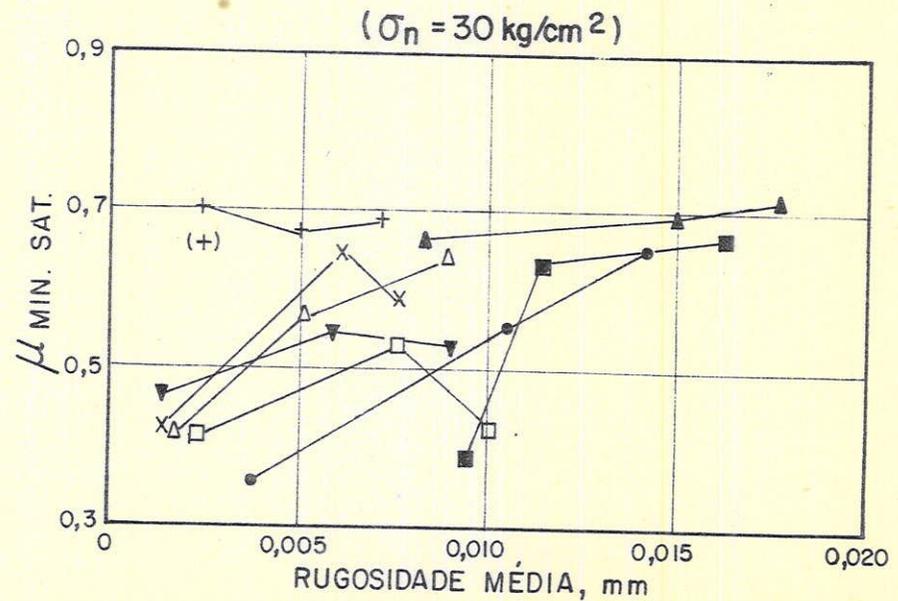
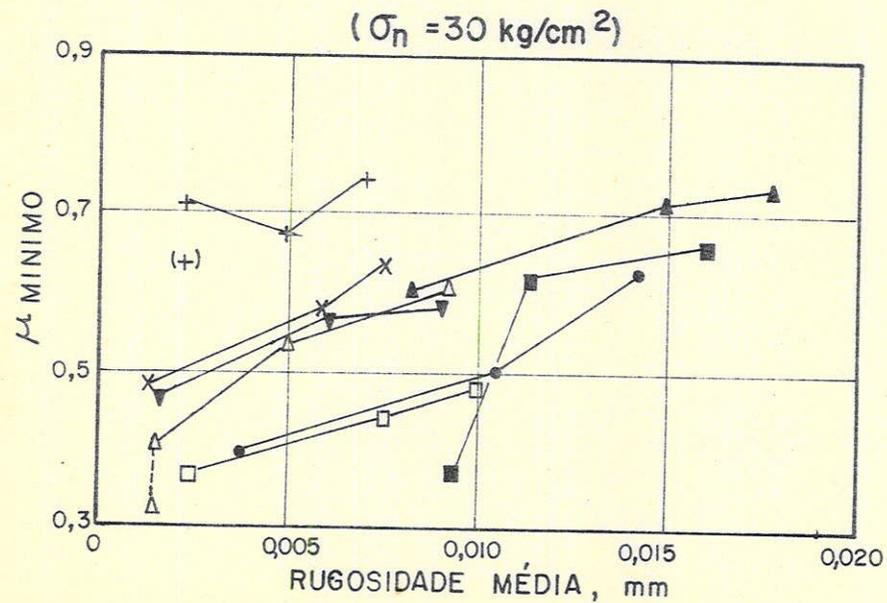
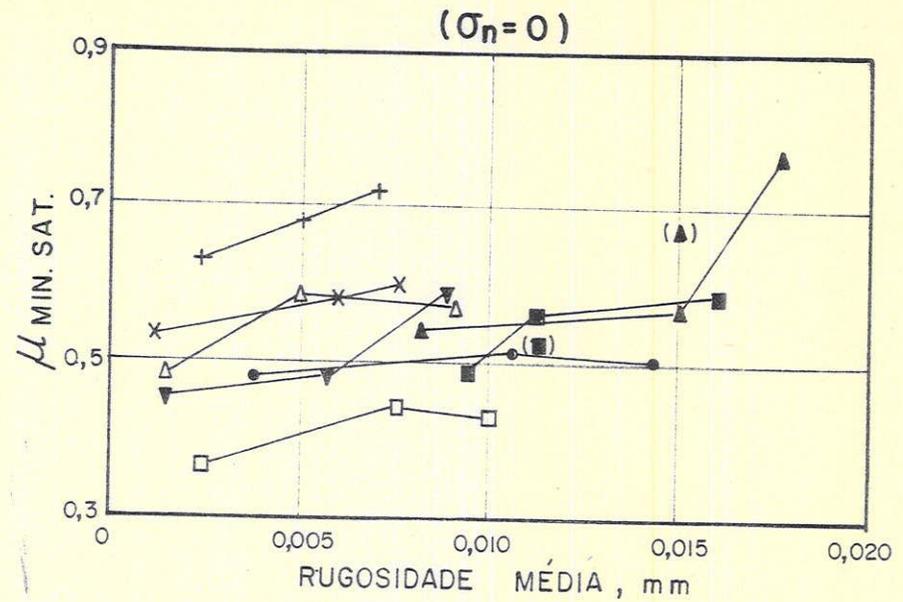
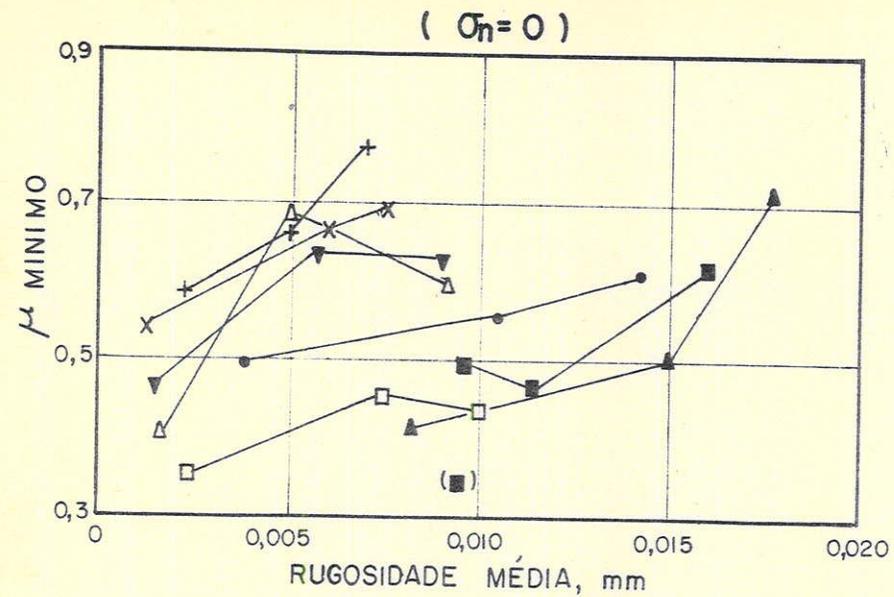
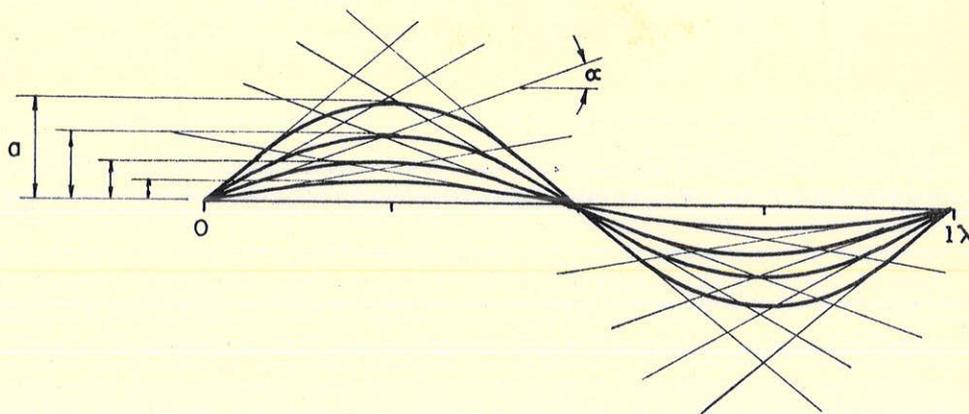


FIG. 6.5 - GRÁFICOS DOS COEFICIENTES DE ATRITO (MINIMOS) VS. RUGOSIDADES MÉDIAS DE SUPERFÍCIES ROCHOSAS ($\sigma_n = 0$ e 30 kg/cm^2) COM BASE EM ENSAIOS DE COULSON (1970)



$\alpha = d_n$	$2a \cdot \lambda$ ($\lambda = 20$)	$2a$ rugosidade mm
10°	160	0,8
20°	360	1,8
30°	680	3,4
40°	1080	5,4

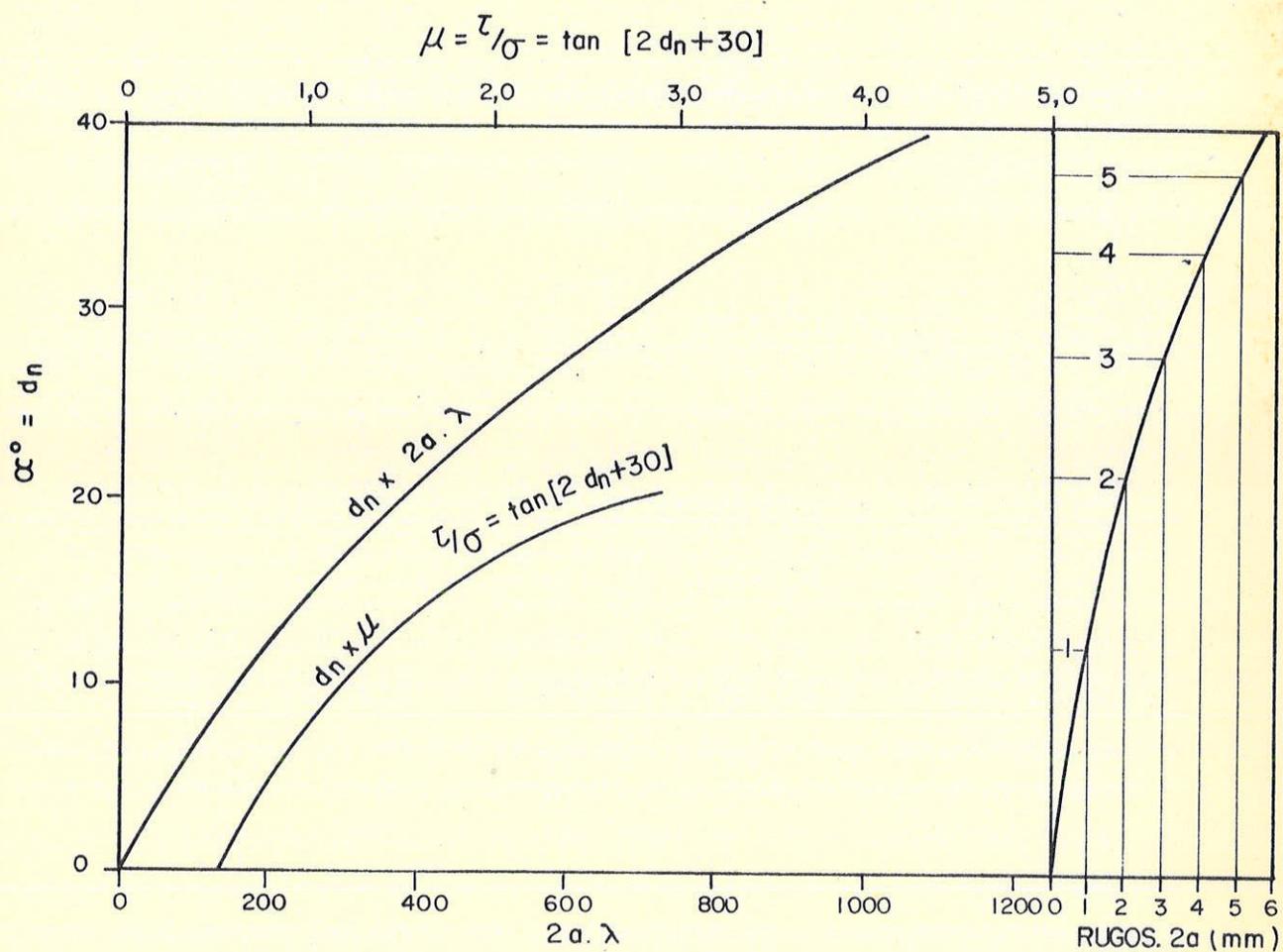


FIG. 6.6 - CORRELAÇÃO TEÓRICA TENTATIVA ENTRE A RUGOSIDADE E O COEFICIENTE DE ATRITO

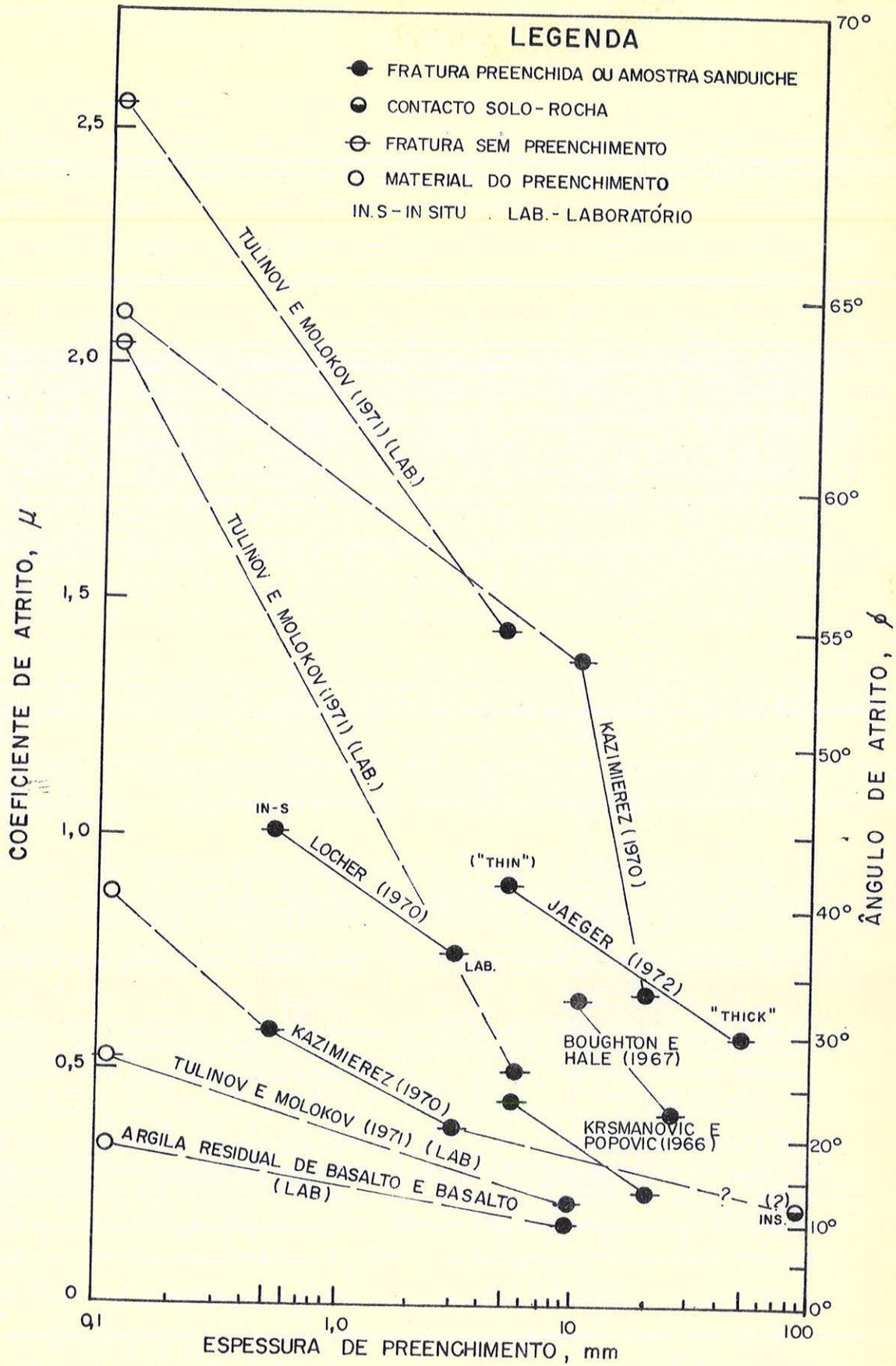
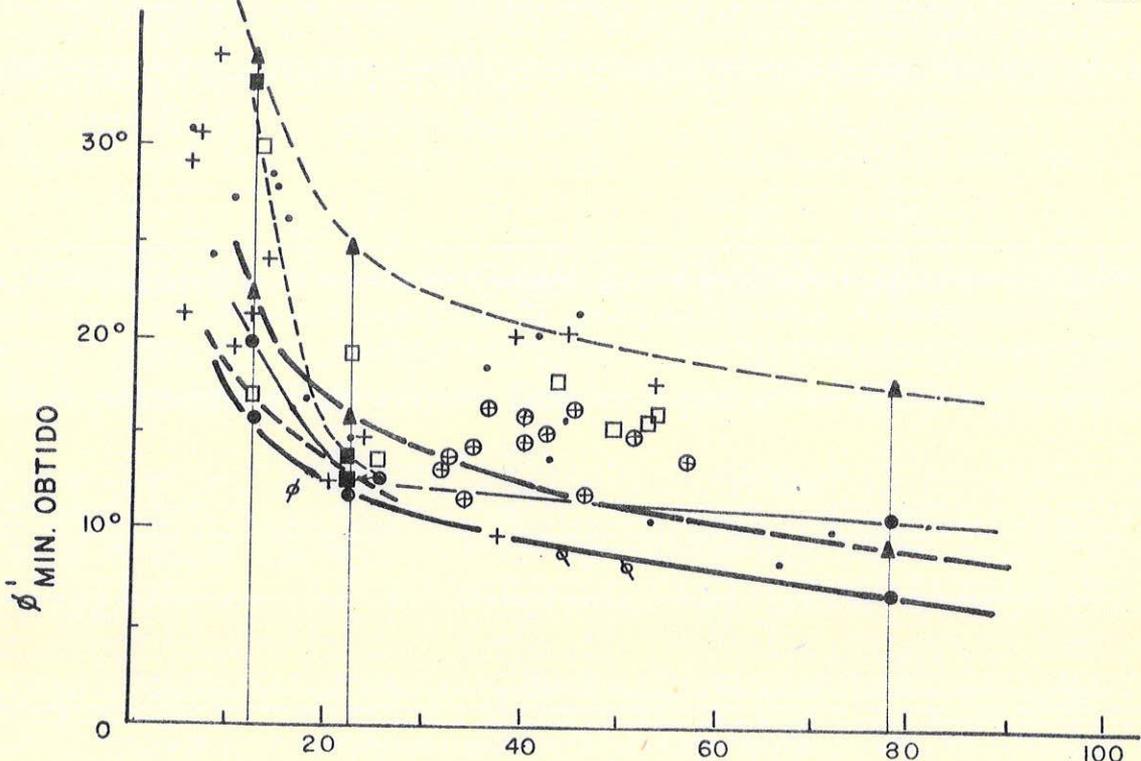
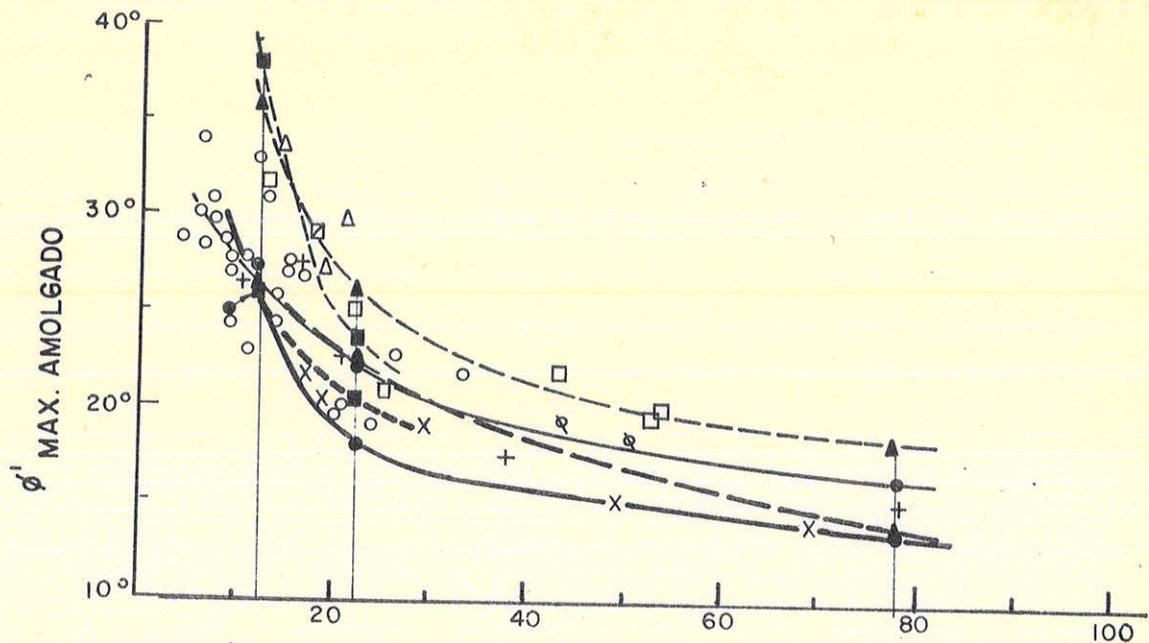


FIG. 6.7- EFEITO DA ESPESSURA DO PREENCHIMENTO DE DESCONTINUIDADES NO ÂNGULO DE ATRITO.

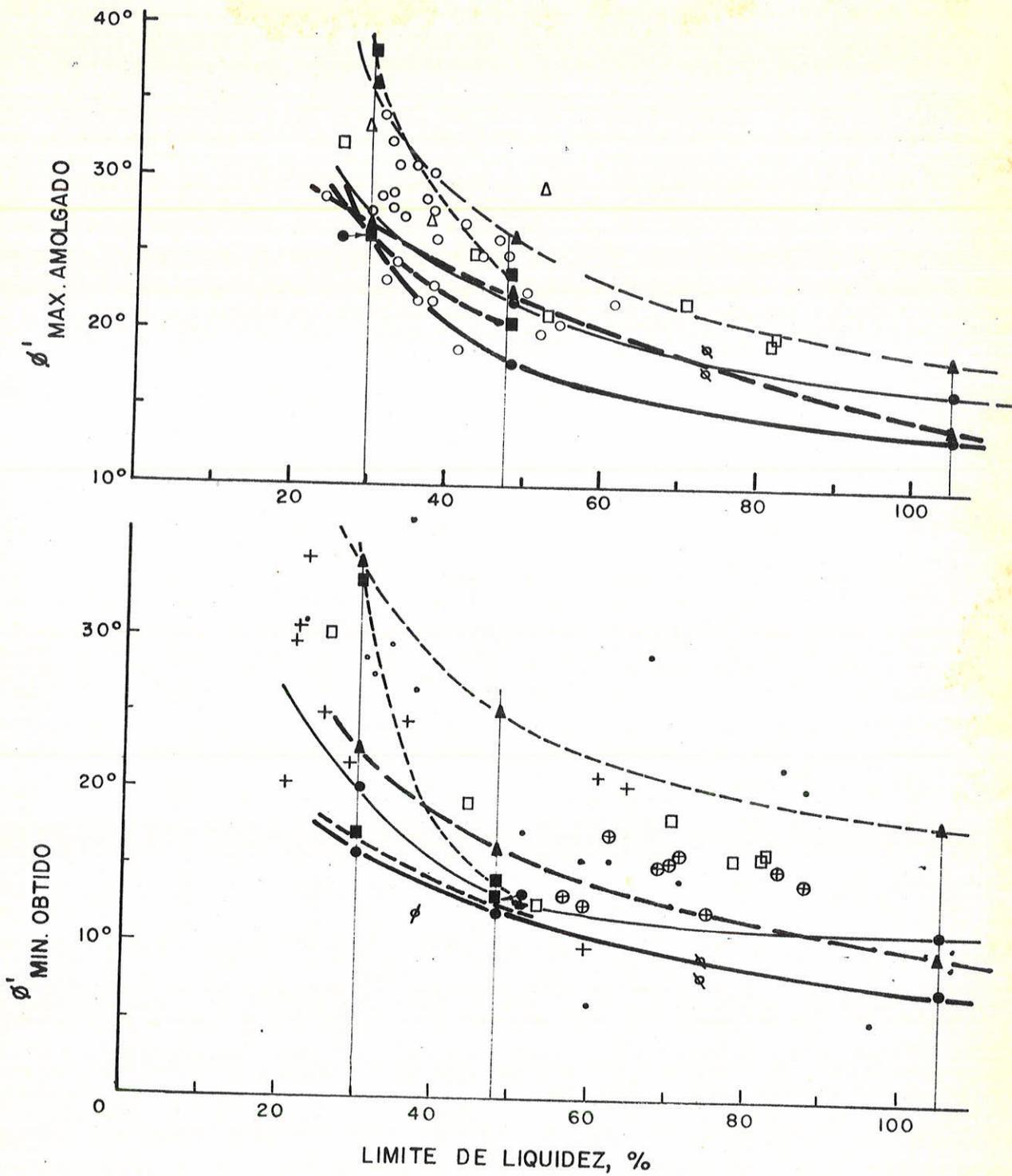


ÍNDICE DE PLASTICIDADE, %

LEGENDA

- | ESTE ESTUDO | | DADOS DA BIBLIOGRAFIA |
|-------------|-----|----------------------------|
| HIGHEST | ▲—▲ | ○ MITCHELL (1965) |
| LOWEST | ▲—▲ | □ SKEMPTON (1964) |
| HIGHEST | ■—■ | △ SCHMERTMAN (1960) |
| LOWEST | ■—■ | + BROOKER e IRELAND (1965) |
| HIGHEST | ●—● | X BJERRUM e SIMONS (1960) |
| LOWEST | ●—● | ⊠ SIMONS (1960) |
| | | • KENNEY (1967) |
| | | + DEERE (1967) |
| | | ⊕ SKEMPTON e PETLEY (1967) |
| | | ⊗ TULINOV e MOLOKOV (1971) |
| | | ⊙ BISHOP ET AL (1971) |

FIG 6 8- RELAÇÃO ENTRE O ÂNGULO DE ATRITO DRENADO E O ÍNDICE



LIMITE DE LIQUIDEZ, %

LEGENDA

ESTE ESTUDO

- HIGHEST \blacktriangle \blacktriangle SOLO
- LOWEST \blacktriangle \blacktriangle SOLO
- HIGHEST \blacksquare \blacksquare SOLO-CALCÁREO (SERADO)
- LOWEST \blacksquare \blacksquare SOLO-CALCÁREO (SERADO)
- HIGHEST \bullet \bullet SOLO-CALCÁREO (POLIDO)
- LOWEST \bullet \bullet SOLO-CALCÁREO (POLIDO)

DADOS DA BIBLIOGRAFIA

- \circ MITCHELL (1965)
- \square SKEMPTON (1964)
- Δ SCHMERTMAN (1960)
- \bullet KENNEY (1967)
- $+$ DEERE (1967)
- \oplus SKEMPTON e PETLEY (1967)
- ϕ TULINOV e MOLOKOV (1971)
- \flat BISHOP ET AL (1971)

FIG.- 6.9 - RELAÇÃO ENTRE O ÂNGULO DE ATRITO (DRENADO) E O LIMITE

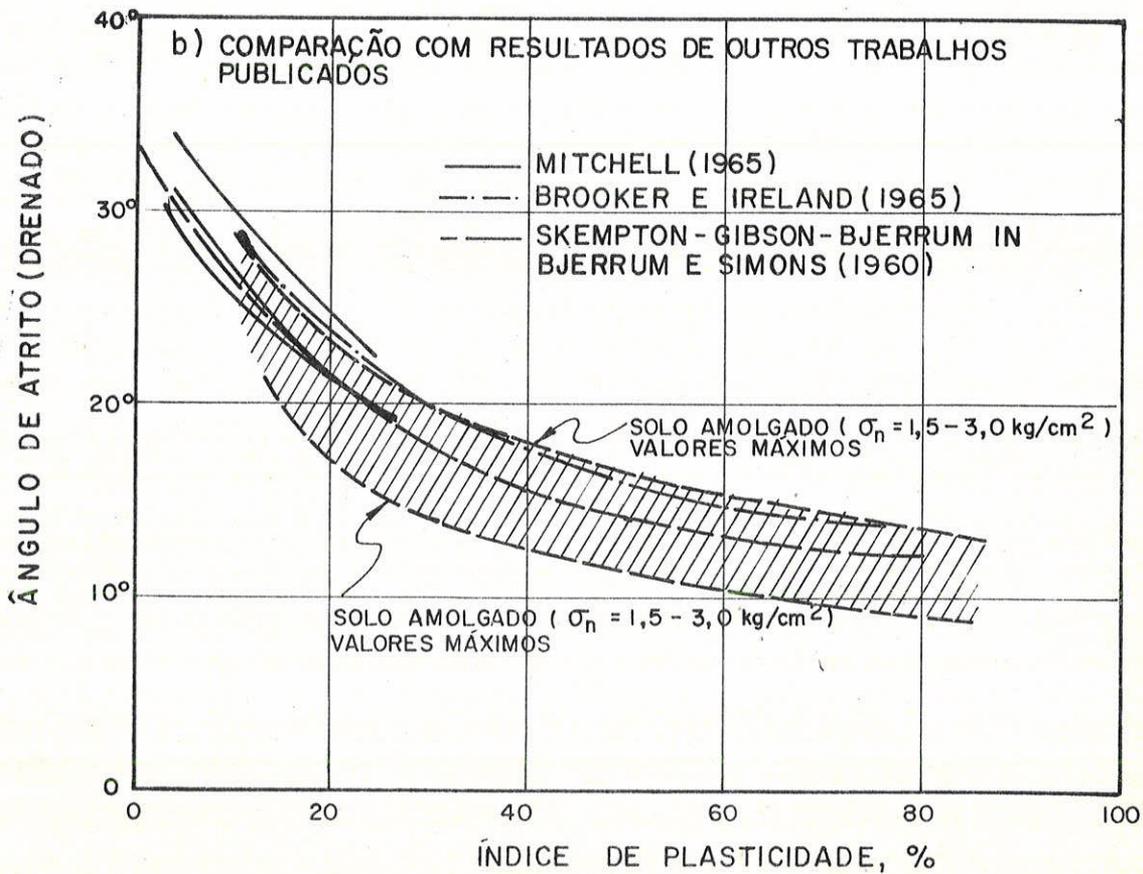
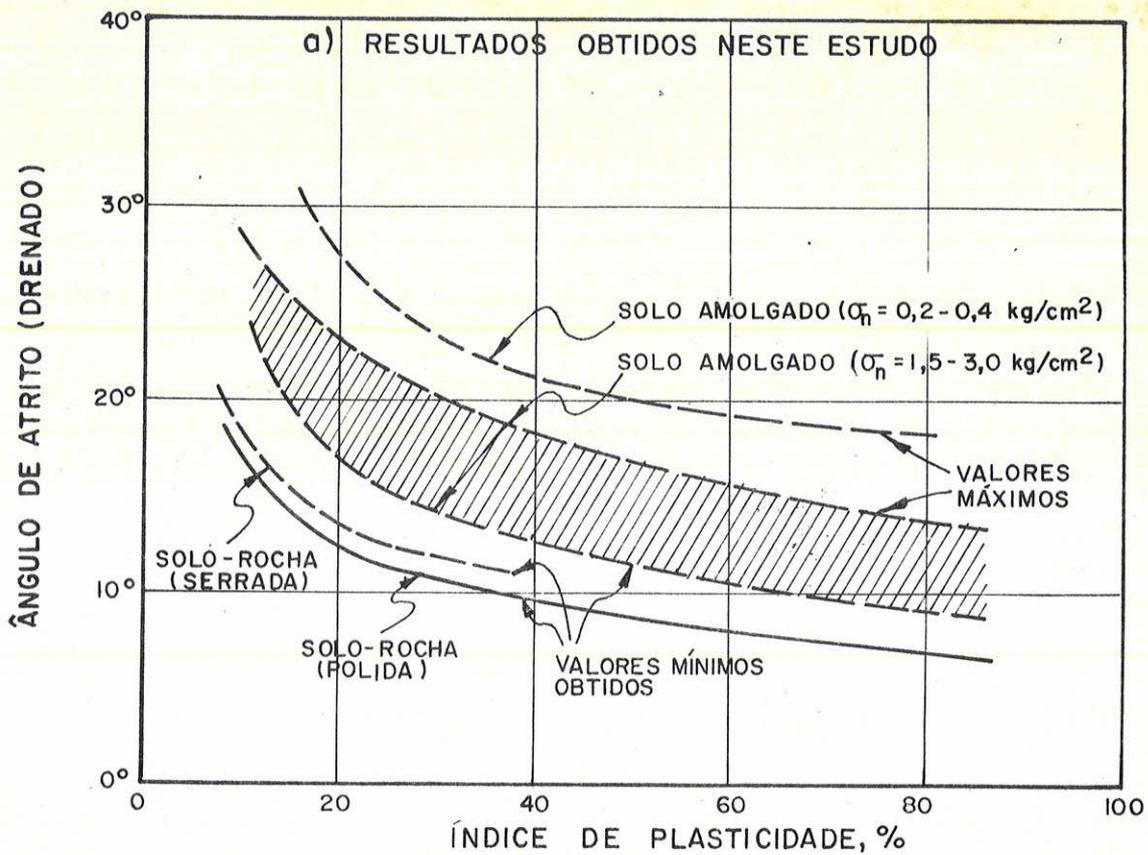


FIG. 6.10 - COMPARAÇÃO DAS CURVAS RELACIONANDO ÂNGULO DE ATRITO (DRENADO) COM O ÍNDICE DE PLASTICIDADE OBTIDOS NESTE ESTUDO COM RESULTADOS DE OUTROS TRABALHOS PUBLICADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS VÁRIOS CONTACTOS
 PARA $\sigma = 1,5 \text{ kg/cm}^2$, EM kg/cm^2

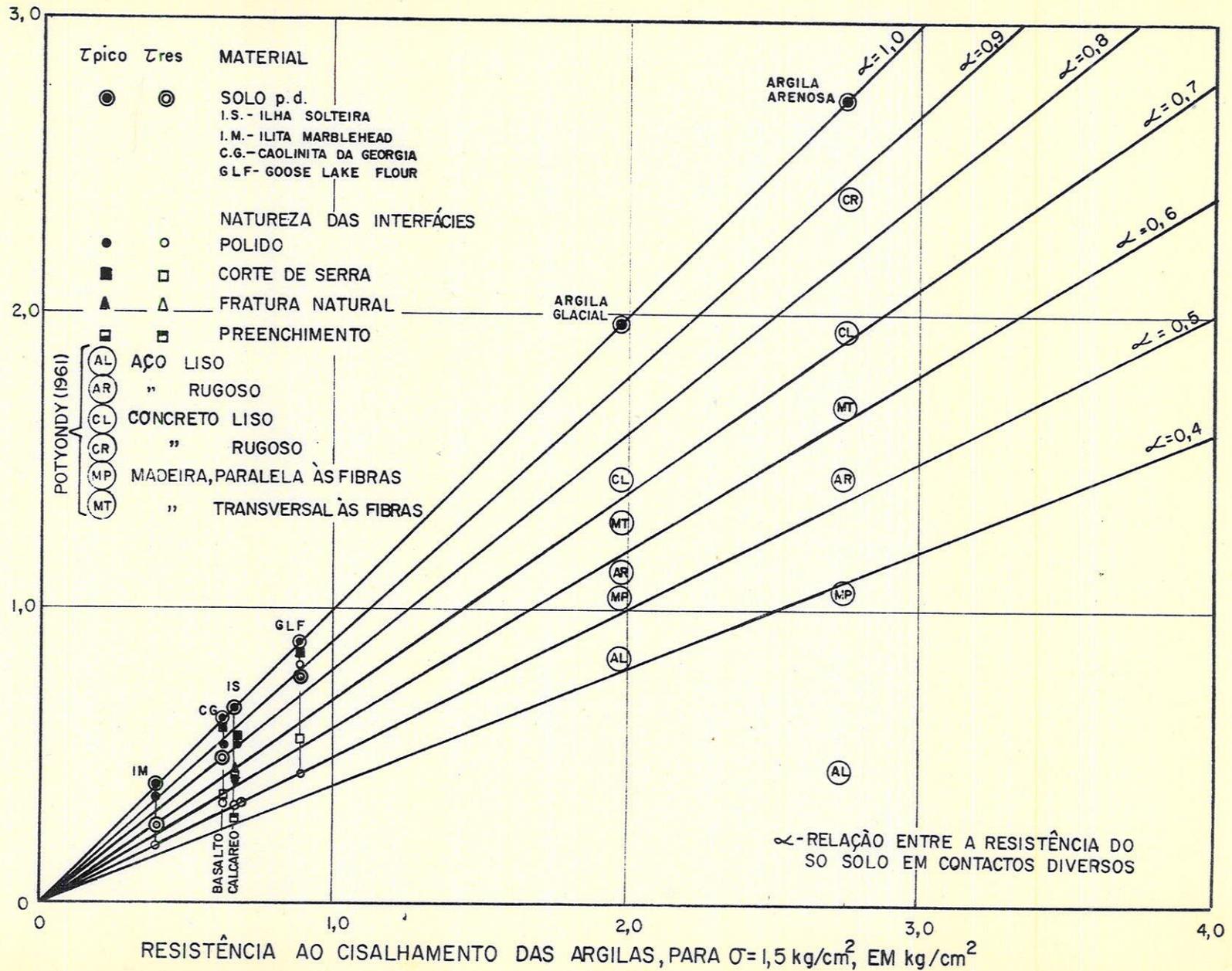


FIG. 6.II-COMPARAÇÃO DOS COEFICIENTES DE REDUÇÃO DOS CONTACTOS ENTRE SOLO, ROCHA E OUTROS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

7. CONCLUSÕES

Dos resultados dos ensaios laboratoriais realizados em vários solos amolgados, com propriedades índices distintas, em combinação com dois tipos de rocha diferentes, e à luz da revisão feita da literatura correlata, pode-se chegar às conclusões a seguir apresentadas.

- 1) - Para os deslocamentos máximos permitidos pelo equipamento a resistência ao cisalhamento dos contactos solo-rocha mostrou-se inferior à do solo, sendo tanto menor quanto mais regular e lisa for a superfície rochosa do contacto. A redução do ângulo de atrito variou de 1° a $14,5^\circ$ para baixas tensões normais (até aproximadamente $1,5 \text{ Kg/cm}^2$), até $2,5^\circ$ a $6,5^\circ$ a maiores tensões normais (até aproximadamente 3 Kg/cm^2).
- 2) - Tendo ocorrido maior redução para as superfícies lisas - que para as serradas, os resultados são mais significativos a situações geológicas onde o solo estiver em contacto com superfícies polidas, ou com estrias de atrito ("SLIKENSIDES "), acamamentos regulares, ou outros tipos de superfícies lisas em contacto com solo como, por exemplo, as paredes de uma falha em contacto com milonito alterado .
- 3) - Alcança-se os valores de τ_{min} . obtido a muito menores deslocamentos no caso dos contactos do que no de solo apenas. Em particular, as resistências máximas (picos) foram obtidas a diferentes magnitudes do deslocamento. Essas condições podem favorecer o desenvolvimento do mecanismo de rutura progressiva, pois, enquanto umas partes da superfície de rutura não mobilizam ainda

7.2

a resistência máxima, outras partes, sob mesma condição de solicitação, já terão sua resistência máxima ultrapassada.

- 4) - A curva correlacionando valores de ϕ_{min} obtido com o índice de plasticidade para contactos solo-rocha polida é de 6º a 9º abaixo da curva mais baixa publicada indicando a relação entre ϕ e índice de plasticidade. Essa redução pode ser bastante significativa em projeto ou análise de estabilidade no caso de ocorrerem as situações geológicas aplicáveis.
- 5) - A correção devida à redução da área do corpo de prova com o deslocamento deveria ser feita quando se realizam ensaios de cisalhamento direto, e os respectivos gráficos deveriam conter as " trajetórias de tensão " relativas. Sugere-se que as " trajetórias de tensão " sejam empregadas como elemento de julgamento do andamento do ensaio, e como um critério para determinar se a resistência residual já foi alcançada.
- 6) - Conclui-se, também, que um ensaio de cisalhamento direto de espécimes compostos de solo e rocha polida, constitui-se num processo alternativo para desenvolver a resistência residual de um solo, aproveitando dos equipamentos comerciais e comuns aos laboratórios de Mecânica dos Solos, em ensaios simples, rápidos e econômicos. Os ensaios sofisticados por meio de aparelhos de cisalhamento por torsão, contudo, podem se constituir em elemento de aferição de amostras representativas ou casos especiais. - Fornece-se a explicação tentativa de que a resistência residual em amostras de contactos se produz a relativamente pequenos deslocamentos pela facilidade de orientação das partículas lamelares de argila junto à superfície de rocha. O tipo litológico da rocha tem importância secundária com relação à geometria da sua superfície. Este fato é comprovado pela semelhança dos coeficientes de redução da resistência dos solos quando em contactos com materiais diversos (rocha, concreto, madeira, aço,).
- 7) - Perante as variações de velocidade de deslocamento ou

7.3

de deformação, os solos mostraram-se praticamente insensíveis, - indicando apenas ligeiro aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da velocidade, dentro dos limites de variação. Nos contactos, constatou-se que a queda de resistência, após o pico de resistência máxima, é tanto mais rápida quanto mais lento o deslocamento.

8) - Ressente-se do fato de que grande número de dados publicados não possam ser aproveitados devido à insuficiente caracterização do espécimen ou das condições do ensaio.

No caso dos dados de Coulson, bem documentados, foi possível elaborar correlação entre o atrito e a rugosidade a fornecida. No entanto, a falta de caracterização quantitativa - de Potyondy impediu essa mesma correlação para contactos de solo com vários materiais de construção. Dessa forma, sugere-se que os resultados de ensaios sejam apresentados com a caracterização necessária, levando em conta os fatores reconhecidos neste estudo.

9) - Com relação alguns dos fatores tratados no item 6, chega-se a resultados que parecem indicar os seguintes pontos: que os coeficientes de atrito são maiores com a menor dureza dos minerais; que a resistência ao escorregamento de superfícies rochosas aumenta em certas proporções com o aumento da sua rugosidade dependendo da ordem de grandeza da rugosidade, da magnitude dos deslocamentos, e da condição seca ou saturada; que a espessura da camada de preenchimento influi na resistência ao cisalhamento, sendo esta menor, com o aumento da espessura. No entanto, deve ser ressaltado que tais conclusões são apenas parciais, requerendo estudos posteriores.

8. SUGESTÕES PARA INVESTIGAÇÕES POSTERIORES

Em primeiro lugar, alguns dos estudos posteriores, principalmente se forem usados solos de granulometria mista, deveriam ser feitos com ensaios a maiores deslocamentos, da ordem de 1,5 a 2 vezes maiores do que os alcançados neste estudo, o que requeria a introdução de modificações em equipamentos comuns de cisalhamento direto. Ademais, a caixa superior deveria ser mais equilibrada e permitir a manutenção do espaçamento de sejado.

Para auxiliar nos estudos posteriores para a determinação do estado de tensões em amostras no ensaio de cisalhamento direto seria de interêsse a construção de caixas especiais para acomodar a amostra, e providas de células medidoras das tensões, de modo similar ao realizado por Roscoe et al (1967) para ensaios de cisalhamento simples.

O estudo de alguns outros solos, com diferentes índices de plasticidade (IP) seria conveniente, para fornecer melhor definição às curvas de σ vs. IP as quais, visto terem sido traçadas com base em apenas três pontos cada, estão apenas inicialmente delineadas. Sugere-se, também, realizar os ensaios em equipamento de maior capacidade, para alcançar maiores tensões normais. Particularmente, é de interêsse completar-se a série de ensaios com o uso de outros solos monominerálicos especialmente da montmorilonita, da qual não se dispõe para o presente estudo.

Com relação à influência da rugosidade da superfície da rocha na resistência do contacto, não se pôde definir exatamente qual a maior dimensão da rugosidade passará a fornecer resultados idênticos aos do solo, pois é extremamente difícil pro-

8.2

duzir superfícies rochosas com as variações desejadas na rugosidade, principalmente com o aumento da sua escala. Sugere-se dessa forma, a realização de uma série de ensaios em contactos substituindo-se a rocha por outro material que permita a determinação de rugosidades regulares, e da forma e dimensões desejadas, o que se poderia obter, por exemplo, por moldagem ou por vários dos processos usados em Mecânica. Tais superfícies devem ser também representadas por registros de perfilógrafos.

Foi sugerido neste texto que a mais rápida redução da resistência após o pico era devida à orientação das partículas de argila adjacientemente ao contacto com a rocha. Para comprovar esta idéia poderiam ser feitos estudos com o uso de técnicas especiais de impregnação e exame microscópico, como mencionado por Morgenstern e Tchalenko (1967).

Notou-se em alguns dos ensaios, aos maiores níveis de tensão empregados, que alguns contactos exibem um comportamento que sugere a ocorrência de um modo composto de rutura; recomenda-se a investigação de tal tópico, principalmente mediante ensaios a tensões normais mais elevadas que as empregadas.

Tendo em vista que a resistência de fraturas preenchidas mostra-se variável com a resistência, seria de grande interesse proceder-se a ensaios variando a espessura do preenchimento e, separadamente, o tipo do mesmo.

Do ponto de vista do atrito entre superfícies rochosas, é de se ressaltar a sugestão para a investigação visando a comparação entre o atrito de superfícies de rocha, com os atritos individuais dos seus minerais constituintes, ponderadamente, de acordo com suas respectivas porcentagens de ocorrência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barton, N.R. (1971) - " A relationship between Joint Roughness and -
Joint Shear Strength ", Int. Symp. Rock Mechanics, Rock Fracture,
Nancy, 20 pp.
- Bishop, A.W., G.E. Green, V.K. Garga, A. Andresen e J.D. Brown (1971)
" A New Ring Shear Apparatus and its Application to the Measure -
ment of Residual Strength ", Geotechnique, Vol. 21, nº 4, p.273 -
328.
- Bjerrum, L. (1967) - " Progressive Failure of Slopes on Overconsolida -
ted Plastic Clay and Clay-Shales ", The Third Terzaghi Lecture, -
Jour. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 93, SM 5, Part. 1.
- Bjerrum, L., e N.E. Simons (1960) - " Comparison of shear strength -
characteristics of normally consolidated clays ", Amer. Soc. Civ.
Engrs., p. 711-726.
- Boughton, N.O. e G.E.A. Hale (1967)- " Foundation Studies for -
Cethana Arch Dam ", 90 Int. Conf. Large Dams, Istambul, Q.32, -
R.10, p.143-163.
- Brooker, E. W., (1964) - " The influence of stress history on certain
propertiss of remolded cohesive soils ", Ph.D. Thesis, Univ. of -
Illinois, 216 pp.
- Brooker, E. W., e H. O. Ireland (1965) - " Earth pressures at rest -
related to stress history ", Canadian Geotech. Jour., Vol. 2, -
No. 1, p. 1-15.
- Brown, T. E. (1968) - " The influence of planar discontinuities on
the shear strength of a rock-like material ", Ph. D. Thesis, Univ.

B.2

of Queensland, Australia, 287 pp.

- Brown, E.T. e D.H. Trollope (1970) - " Strength of a Model of -
Jointed Rock ", Jour.Am. Soc.Civ.Eng., Vol. 96, SM 2, p. 685-704
- Casagrande, A., e S.D. Wilson (1953) - " Pretress induced in consoli-
dated quick triaxial tests ", Harvard Soil Mech. Ser. No. 42, reim
pressão Proc. 3rd Int.Conf.on Soil Mech. and Foundation Engr., -
Switzerland, Vol. 1, p. 106-110
- Casagrande, A., e R.C. Hirschfeld (1960) - " Stress deformation and -
strength characteristics of a clay compacted to a constant dry -
unit weight "., Soils, Univ. of Colorado, p. 359-417.
- Chuang, J.W. e L.C. Reese (1969) - " Studies of Shearing Resistance -
between Cement Mortar and Soil ", Center for High. Res., Univ. of
Texas, Austin, Res. Rep. 89-3, 74 pp.
- Corso, J.M. (1955) - " Notes on direct shear tests of remolded clays."
Relatório não publicado, Harvard University, Cambridge.
- Coulson, J. H. (1970) - " The effects of Surface Roughness on the -
Shear Strength of Joints in Rock ", (Ph.D. Thesis) Corps of Eng.,
Tech. Rep. No. MRD-2-70, 282 pp.
- De Sitter, L.U. (1956) - " Structural Geology ", Mc Graw -Hill Book -
Co., New York, 552 pp.
- Deere, D. U. (1967) - " Shale Mylonites - Their origin and Enginee -
ring Properties ", Assoc. Engr. Geologists, Nat.Meeting Dallas, -
Texas.
- Deere, D. U. e F.D. Patton (1971) - " Slope Stability in Residual -
Soils ", Rel. Estado da Arte, 4th Pan-Am. Cof. on Soil Mech. and
Found. Eng., Porto Rico, Vol.I, p. 87 - 190.

B.3

- Department of the Army, Corps of Engineers (1965) - " Laboratory -
Soils Testing ", Engr. Manual, EM 1110-2-1910, EEUU, 7 pp., com -
13 apendices.
- Donath, F. A. (1961) - " Experimental study of shear failure in -
anisotropic rocks ", Geol. Soc. Amer. Bull., Vol. 72, p. 985-990.
- Duncan, N. (1969) - " Engineering Geology and Rock Mechanics", 2 vol.
Leonard Hill, Londres.
- Gaudette, H. E., J.L. Eades, e R.E. Grim (1965) - "the nature of -
Illite ", reimpressão de Clays and Clay Minerals, Proc. 13th Nat
Conf., Madison, Pergamon Press, New York, p. 33-48.
- Gibson, R.E., e Henkel, D. J. (1954) - " Influence of duration of -
tests at constant rate of strain on measured drained strength", -
Geotechnique, Vol. 4, p. 6-15.
- Giuseppe, B. (1970) - " The Shear Strength of Some Rocks by Laborato-
ry Tests ", 2nd Int. Conf. Rock Mechanics, Belgrado, Vol. 2, No.3
-24,8 pp.
- Goldstein, M. B. Goosev, N. Pyrogovsky, R. Tulinov e A. Turovskaya -
(1966) - " Investigation of mechanical properties of craked rock"
Proc. 1st Int. Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol. 1, p. 521-524.
- Grishin, M. M., e P. D. Evdokimov (1961) -"Shear strength of -
structures built on rock ", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and -
Foundation Engr., Paris, Vol. 1, p. 646-654.
- Horn, H. M., and D. U. Deere (1962)- " Frictional characteristics of
minerals ", Geotecnique, Vol. 12, p. 319-335.
- Hvorslev, M. J. (1936) - " Conditions of failure for remolded cohesi-
ve soils ", Proc. 1st Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation -

Engr., Cambridge, Vol. 3, p. 51-53.

Hvorslev, M. J. (1960) - " Physical components of the shear strength of saturated clays ", Amer. Soc. Civil Engrs., Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Univ. of Colorado, p. 169-273.

Jaeger, J.C. (1959) - " The frictional properties of joints in rock " Geofis. Pura e Appl. , Vol. 43, p. 148-158.

Jaeger (1972) - " Rock Mechanics and Engineering ", Cambridge - University Press.

Kanji, M.A. (1969) - " Resistência ao Cisalhamento ao longo de Interfácies Solo - Rocha ", Anais 1ª Sem. Paul. Geol. Apl., APGA, Vol. 3, No.2, 12 pp.

Kanji, M.A. (1970) - " Shear Strength Along Soil - Rock Interfaces ", M. S. Thesis, Univ. of Illinois, 69 pp.

Kanji, M. A. e S.N.A de Brito (1971) - " Condicionamentos Geológicos da Barragem de Jaguará ", Anais do 7º Sem. Bras. Grandes Barr., - Rio de Janeiro, 16 pp.

Kazimierz, T. (1970) - " Étude de la Résistance au Cisaillement d'un Massif Calcaire Stratifié et Fracturé ", 2nd Int. Conf. Rock - Mechanics, Belgrado, Vol. 2, p. 3-27.

Kenney, T. C. (1959) - Discussão , Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Vol.85, SM 3, p. 67 - 79.

Kenney, T.C. (1967) - " The influence of mineral composition on the residual strength of natural soils ", Proc. Geotech. Conf. on - Shear Strength Properties of Natural Soils and Rock, Oslo, Vol. 1, p. 123 - 129.

- Krsmanović, D. (1967) - " Initial and residual shear strength of hard rocks ", Geotechnique, Vol. 17, p. 145 - 160.
- Krsmanović, D. e Z. Langof (1964) - " Large scale laboratory tests of the shear strength of rocky material ", Rock Mechanics and Engr. Geol. (Felsmechanik), Suppliment 1, p. 20-30
- Krsmanović, D., e M. Popovic (1966) - " Large scale field tests of the shear strength of Limestone ", Proc. 1st Int. Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol. 1, p. 773-779.
- Krsmanović, D., M. Tufo e Z. Langof (1965) - " Some aspects of the rupture of a rock mass ", Rock Mechanics and Engr. Geol., Suppliment 2, p. 143-155.
- Krsmanovic, D., M Tufo e Langof (1966)- " Shear strength of rock masses and possibilities of its reproduction on models ", Proc. 1st Int. Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol. 1, p. 537-542.
- Kutter, H. K. e A. Figueiroa (1971) - " Investigation of a Simple Index Value for the Residual Shear Strength of Discontinuities in Rock " (Alem.), 20 Coll. Geomechanics, Salzburg (in Rock Mechanics Abs., Vol 3, No. 1, p. 53).
- Kutter, H. K. (1971) - " Stress Distribution in Direct Shear Test Samples ", Int. Symp. Rock Mechanics, Rock Fracture, Nancy, Vol. 2, 12 pp.
- Lajtai, E. Z. (1969) - " Mechanics of Second Order Faults and Tension Gashes ", Bol. Geol. Soc. Am. , Vol. 80, p. 2253-2279.
- Lambe, T. W. e R. V. Whitman (1969) - " Soil Mechanics ", John Wiley & Sons, New York, 553 pp.
- Lane, K. S., e W. J. Heck (1964) - " Triaxial testing for strength of

- rock joints ", Proc. 6th Symp. on Rock Mechanics, Univ. of Missouri, Rolla, p. 98-108.
- Leussink, H., e H. Müller-Kirchenbauer (1967) - " Determination of - the shear strength behavior of sliding planes caused by geological features ", Proc. Geotech. Conf. on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rock, Oslo, Vol. 1, p. 131-137.
- Locher, H. G. e Rieder, U. (1970) - " Shear Tests on Layered Jurassic Limestone ", 2nd Int. Conf. Rock Mechanics, Belgrado, Vol. 2, No. 3-1, 5 pp.
- Locher, H. G. (1968) - " Some results of direct shear tests on rock discontinuities", Int. Symp. on Rock Mechanics, Madr, p. 171-173.
- Lombardi, G. e E. Dal Vesco (1966) - " Experimental Investigation on the Coefficients of Friction for the Rock abutments of the Arch Dam of Contra (Verzsca)", 1st Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol. 1, p. 571-576.
- Lorente de Nó, C. (1968) - " Elasto - Plastic Stress - Strain Distribution During " In Situ " Shear Tests", Int. Symp. Rock Mechanics Madr, p. 183 - 187.
- Marsland, A., e M. E. Butler (1967) - " Strength measurements on stiff, fissured Boston Clay from Fawley, Hampshire ", Proc. Geotech. Conf. on Shear Strength Properties of Natural Soils e Rock, Oslo, Vol. 1, p. 139-145.
- Maurer, W. C. (1966) - " Shear Failure of Rock Under Axial e Hydrostatic Pressure ". Proc. 1st. Int. Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol. 1, -p. 337-341.
- Mello, V.F.B. e A.H. Teixeira (1960) - " Mecânica dos Solos, Fundações e Obras de Terra ", Esc. Enge. S. Carlos, 2 Vols.

B.7

- Mello, V.F.B. (1966) - " Quod Memorandum est " com respeito aos ensaios de cisalhamento " in situ " em emprêgo na mecânica das rochas, Anais do III Cong. Bras. de Mec. dos Solos, B. Horizonte, - Vol. 1, Tema VIII, p. 23-41
- Mitchell, N. W. R. (1965) - " Direct shear tests on thin samples of remolded shales from the Bighorn Mountains, Wyoming, " M.S. Thesis, Univ. of Illinois, 49 pp.
- Morgenstern, N.R. e J.S. Tchalenko (1967) - " Microscopic Structures in Kaolin Subjected to Direct Shear ", Geotechnique, vol 17, - p. 309-328.
- Nieble, C.M. e G. Guidicini (1972) - " 20 Anos de Ensaio de Mecânica das Rochas Aplicada às Fundações de Barragens ", O Empreiteiro No. 56, Setembro, p. 42-51.
- Niederhoff, A.E. (1939) - " Field tests of a shale foundation ", Proc. Amer. Soc. Civil Engrs, Vol 65, No. 2, p. 1239-1254.
- Patton, F. D. (1966a) - " Multiple modes of shear failure in rock e related materials, " Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, - 282 p:
- Patton F. D. (1966b) - " Multiple modes of shear failure in rock ", Proc. 1st Int. Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol. 1, p. 509-513.
- Patton, F. D. (1968) - " The Determination of Shear Strength of Rock Masses ", trabalho apresentado ao curso da Terrametrics sobre Measurement Systems for Control of Construction and Mining, - Denver, mimeogr., 37 pp.
- Piteau, D. R. (1970) - " Geological Factors Significant to the Stability of Slopes Cut in Rock " , Simp. sôbre Planning Open Pit Mines, Joanesburgo, p. 33-53.

- Potyondy, J. G. (1961) - " Skin Frictino between Cohesive Granular -
Soils and Construction Materials, " Geotechnique, Vol 11, No. 4 ,
p. 339-353.
- Rengers, N. (1970) - " Influence of Surface Roughness on the Friction
Properties of Rock Planes, " 2nd. Int. Conf. Rock Mechanics, Belgra
do, Vol. 1., p. 1-31.
- Ripley, C. F., e K. L. Lee (1961) - " Sliding friction tests on -
sedimentary rock specimens ", Trans. 7th Int. Congr. on Large -
Dams, Edinburg, Vol. 4, p. 657-671.
- Robertson, A. M. (1970) - " The Interpretation of Geological Factors
For Use in Slope Theory ", Proc. Symp., Planning Open Pit Mines, -
Joanesburgo, p. 55-71
- Rocha, M. (1970) - " Mecânica das Rochas ", Caps. 1 a 4, Lab. Nac. -
Eng. Civ., Lisboa, 2 Vols.
- Roscoe, K.H., R.H. Basset e E.R.L. Cole (1967) - " Principal Axes -
Observed During Simple Shear of a Sand ", Proc. Geotech. Conf. -
Shear Strength Properties of Natural Soils and Rock, Oslo, Vol. 1,
p. 231-237.
- Ruiz, M.D., e F.P. Camargo (1966) - " A large-soale field test on
rock ", Proc. 1st. Int. Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol. 1, -
p. 257-261.
- Ruiz, M.D. F.D. Camargo, N.F. Midea, e C.M. Nieble (1968) - " Some -
Considerations Regarding the Shear Strength of Rock Masses ", Int.
Symp. Rock Mechanics, Madri, p. 159-169.
- Ruiz, M.D., C.M. Nieble, e F.C. Tarran (1969) - " Distribuição de
tensões em Ensaios de Cisalhamento Usualmente Utilizados em "ecâni-
ca das Rochas 1^a Etapa: Meios Elásticos, Isotrópicos, Contínuos", -

Anais 2^a Sem. Paul. Geol. Apl., Apga, S. Paulo, Vol. 2, p. 507- / 550.

Salas, J. A. e S.R. Uriel (1964) - " Some recent rock mechanics - testing in Spain ", Proc. 8th Int. Congr. on Large Dams, Edinburg, V. 1, p. 998-1002.

Schmertmann, J. H. (1960) - " An experimental study of the develop- ment of cohesion e friction with axial strain in saturated - cohesive soils ", Amer. Soc. Civil Engr., Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Univ. of Colorado, p. 343-694.

Schultze, E. e A. Horn (1967) - " The Base Friction for Horizontally loaded footings in Sand and Gravel ", Geotechnique, Vol. 17, No.4, p. 329-347.

Schultze, E. (1957) - " Large scale shear tests " , Proc. 4th Int.- Conf. Soil Mechanics e Foundation Engr., Londres, p. 193-199.

Serafim, J. L., e J.J.B. Lopes (1961) - " In-situ shear tests e triaxial tests of foundation rocks of concrete dams, " Proc. 5th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engr., Vol. 1. p. 533 - 539.

Simons, N. E. (1960)-"The effect of overconsolidation on the shear - strength characteristics of an undisturbed Oslo Clay", Amer. Soc. Civil Engr., Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Univ. of Colorado, p. 747-763

Sinclair, S. R., e E. W. Brooker (1967)-"The shear strength of Edmon- ton Shale", Proc. Geotch. Conf. on Shear Strength Properties of - Natural Soils and Rock, Oslo, Vol. 1, p. 295-299

Skempton, A. W. (1964)-"Long-term stability of clay slopes" (4th Ranki- ne Lecture) Geotecnique, Vol.14, No.2, p. 77-101.

B.10

Skempton, A. e D. J. Petley (1967)-"The strength along structural dis -
continuities in stiff clays, Proc.Geotech. Conf. on Shear Strength
Properties of Natural Soils and Rock, Oslo, Vol. 2, p. 29-46.

Skempton, A. W. (1966) - " Some observations on Tectonic Shear Zones "
Proc. 1st Int. Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol. 1 p. 329-335.

Spears, D. A. e R. K. Taylor (1972) - " The Influence of Weathering
on the Composition and Engineering Properties of " In-Situ " Coal
Measures Rocks ", Int. Jour. Rock Mech. and Min. Sci., Vol. 9, -
No. 6, Pergamon Press, Ing.

Stimpson, B. e G. Walton (1970) - " Clay Mylonites in English Coal -
Measures. Their Significance in Opencast Slope Stability ", 1st -
Int. Congr. Int. Ass. Eng. Geol, Paris, Vol. 2, p. 1388-1393.

Taylor, D. W. (1960) - " Fundamentals of Soil Mechanics ", 6^a ed., -
John Wiley and Sons, Inc. New York, 700 pp.

Terzaghi, K. (1925)-"Erdbau Mechanik auf Bodenphysekalisher Grundlage",
F. Deutecke, Vienna.

Terzaghi, K. (1938)-"Coulomb's equation for the shear strength of -
cohesive soils", em From Theory to Practice in Soil Mechanics -
(trad. ao ingles por L.Bjerrum), John Wiley and Sons, p. 174
-180.

Thorfinnson, S. T. (1954) - " A Large Scale Field Shear Test on a
Bentonite Seam ", Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Vol. 80, Sep. 549, -
27 pp.

Trollope, D. H., e E. T. Brown (1966)-"Effective stress of failure of
rock masses", Proc. 1st Int. Congr. Rock Mechanics, Lisboa, Vol.1,
p. 515-520.

Trollope, D. H. (1967) - Discussão, Geotechnical Conference ou Shear

Strength Properties of Natural Soils and Rock, Oslo, Vol. 2, p. -
178-180.

Tulinov, R. e I. Molokov (1971) - " Role of Joint Filling Material in
Shear Strength of Rocks ", Int. Symp. Rock Mech., Rock Fracture, -
Nancy, Vol. 2, 13 pp.

Uff, J. F., e J. K. T. L. Nash (1967)-"Anisotropy of shale due to -
folding", Proc. Geotechnical Conf. on Shear Strength of Natural -
Soils and Rock, Oslo, Vol. 2, p. 289-294

Uriel, S. (1968)-"In-Situ direct shear tests on limestone, joints of
irregular surfaces filled with clay material", Int. Symp. on Rock
Mechanics, Madri, 15 pp.

Withers, J. H. (1964)-"Sliding resistance along discontinuities in rock
masses", Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois, Urbana, 124 pp.