

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE MACIÇOS DE SOLOS SAPROLÍTICOS

Shear Strength of Saprolitique Soil Masses

ERALDO LUPORINI PASTORE*

PAULO TEIXEIRA DA CRUZ**

RESUMO — São tratados neste artigo aspectos relativos à resistência ao cisalhamento de maciços de solos saprolíticos, propondo-se uma metodologia de estudo para os mesmos semelhante à utilizada em maciços rochosos. Nestes a influência das descontinuidades na resistência ao cisalhamento tem sido bastante estudada, enquanto nos maciços de solos saprolíticos esta influência devido às estruturas planares reliquias ainda é pouco conhecida. São apresentados resultados de ensaios triaxiais realizados de forma pioneira, com solos saprolíticos de migmatito, da forma como se tem estudado com rochas, mas com base em tensões efectivas. Além disto são apresentadas as bases teóricas do problema e o conceito de um coeficiente de anisotropia.

ABSTRACT — This paper approaches aspects regarding the shear strength of saprolitic soil masses. It proposes a methodology of study of such masses similar to the one used in rock masses, on which the influence of the discontinuities in the shear strength have extensively been studied, while as regards saprolitic soil masses, this influence due to relict planar structures is still poorly known. It further presents results of triaxial tests carried out for the first time with migmatite saprolitic soils, according to the same form used for the study of rocks, however based upon effective stresses. Besides this, theories related to the problem and definition of an anisotropy coefficient are also presented.

1 — INTRODUÇÃO

O estudo da resistência ao cisalhamento dos maciços naturais de solos saprolíticos, ou seja, dos maciços que mantêm preservadas na forma reliquiar as estruturas do maciço rochoso de origem, tem grande importância nas análises de estabilidade, principalmente de taludes de escavação, taludes naturais, escavações subterrâneas e fundações.

Vargas (1963) foi, no Brasil, um dos primeiros autores a discutir sobre a necessidade de se estudar os maciços de rocha alterada e solo saprolítico de uma forma própria que abordasse conceitos e teorias de Mecânica das Rochas e Mecânica dos Solos, dada a grande complexidade dos mesmos.

Deere e Patton (1971) ao abordarem aspectos relacionados à estabilidade de taludes apresentam envoltórias de resistência ao cisalhamento hipotéticas de uma descontinuidade ondulada atravessando vários horizontes do maciço, desde a rocha sã até ao solo saprolítico, ressaltando a importância que estas feições desempenham na estabilidade dos taludes de solos residuais, descrevendo as mesmas sob vários aspectos.

* Chefe da Secção de Estabilização de Maciços — IPT

** Consultor em Geotecnia e Professor da EPUSP

Cruz (1989), por sua vez, discute questões relativas à geotecnia dos saprolitos e solos saprolíticos, aplicando raciocínios de Mecânica das Rochas.

Mais recentemente Cook e Newill (1990) apresentam uma metodologia para descrição das características de solos residuais tropicais no campo, onde incluem a necessidade de se caracterizar a massa de solo segundo sua composição, estruturas reliquias e comportamento geotécnico.

Levando-se em conta ainda ser bem conhecida na prática a interferência de estruturas reliquias no comportamento geotécnico dos maciços de solo saprolítico, em especial na estabilidade de escavações, julga-se necessário abordar a questão destes maciços de forma diferenciada da dos maciços de solos homogêneos. Assim, propõe-se que nos estudos dos maciços em questão seja utilizada uma metodologia semelhante à empregada nos maciços rochosos, onde seriam distinguidos basicamente o material solo saprolítico e as estruturas reliquias, sendo o maciço de solo saprolítico o conjunto formado por ambos.

2 — CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL SOLO SAPROLÍTICO

O material solo saprolítico equivale à matriz rochosa dos maciços rochosos, com propriedades isotrópicas, que conservam apenas a textura petrográfica da rocha de origem. Como exemplo deste material pode-se citar os solos derivados de rochas sem foliação ou acamamento como os granitos, basaltos e argilitos. Estes solos podem apresentar diferentes texturas herdadas da rocha de origem, como no caso dos granitos, que podem ser porfíricos ou equigranulares, mas que apresentam as mesmas propriedades em qualquer direcção.

3 — CARACTERÍSTICAS DAS ESTRUTURAS RELIQUIARES

As estruturas reliquias que mais interessam ao estudo dos maciços de solos saprolíticos, por lhe conferirem um comportamento anisotrópico, são as estruturas planares. Estas feições compreendem basicamente as foliações, acamamentos, fracturas, juntas e falhas originárias do maciço rochoso, preservadas nos maciços de solos saprolíticos.

As foliações são feições planares de rochas metamórficas de variados tipos, das quais as mais importantes são a xistosidade, o bandamento composicional e a foliação milonítica. A xistosidade, por sua vez, pode ser denominada por clivagem ardósiana, em rochas metapelíticas de granulação muito fina, ou gnaissificação, em rochas quartzo-feldspáticas (Hasui e Mito, 1992).

A gnaissificação é uma estrutura típica de rochas gnáissicas quartzo-feldspáticas não havendo, neste caso, separação nítida entre camadas de minerais claros e escuros, o que já caracteriza o bandamento composicional. Neste, são nítidas as separações entre bandas formadas por minerais máficos como biotite, piroxena e hornblenda (camadas mais escuras) e bandas formadas por minerais félsicos como quartzo e feldspatos (camadas mais claras). Nas rochas gnáissicas a biotite, em geral, ocorre em menores quantidades do que o quartzo e o feldspato. Nas rochas com bandamento composicional, ou simplesmente bandadas, a biotite ocorre em maiores quantidades, podendo ser até o mineral predominante. Esta estrutura é mais típica de migmatitos do tipo estromatítico, rocha de grande ocorrência nos escudos cristalinos.

No tocante às falhas, é importante mencionar a presença nos planos de cisalhamento das mesmas de estrias de atrito ou *slickensides*, que da mesma forma que as demais estruturas ficam preservadas no solo saprolítico.

Slickensides podem também formar-se em planos de cisalhamento recentes, associados, por exemplo, a escorregamentos de solos argilosos.

Em certos casos de rochas bandadas podem ocorrer planos de movimentação concordantes com a foliação que apresentam estrias no sentido longitudinal formadas nas fases dúctil a dúctil-rúptil da deformação. Estas estrias, mais apropriadamente denominadas lineações de estiramento, podem ser confundidas, do ponto de vista genético, com *slickensides*, feições características de falhamentos. Do ponto de vista geomecânico, no entanto, de acordo com Patton e Deere (1971), tanto os planos de falhas quanto os planos de foliação cisalhados do tipo encontrado em rochas micáceas bandadas, representam feições com baixa resistência ao cisalhamento, devido a deslocamentos prévios do material. Tem-se observado, no entanto, que em termos de ondulações dos planos das descontinuidades, factor de grande importância na resistência ao cisalhamento das mesmas, que os planos de falha gerados em regime rúptil tendem a ser menos ondulados do que os planos de foliação cisalhados gerados em regime dúctil ou dúctil-rúptil ou ainda rúptil-dúctil.

4 — VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM ROCHAS DEVIDO ÀS ESTRUTURAS PLANARES

Feições planares como as juntas, falhas, acamamentos e certos tipos de foliação, têm sido amplamente estudadas em Mecânica das Rochas, dada a sua grande importância nas propriedades geomecânicas dos maciços rochosos. Estas feições, representam planos de menor resistência no maciço rochoso, sendo denominadas descontinuidades. A caracterização das descontinuidades nos levantamentos de campo foi padronizada pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas — ISRM (Brown, 1981) notadamente nos aspectos relativos à posição geométrica no maciço, continuidade, espaçamento, abertura, natureza dos materiais de preenchimento, resistência e rugosidade das paredes. Nas classificações geomecânicas dos maciços rochosos, tais como a de Bieniawski (1989), as descontinuidades e suas características são levadas em conta, juntamente com outros fatores, para determinação do RMR (Rock Mass Rating), parâmetro utilizado na estimativa da resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos maciços rochosos. No caso de descontinuidades isoladas que podem condicionar a estabilidade do maciço rochoso tornam-se importantes os critérios desenvolvidos por Barton e Choubey (1977) para determinar a resistência da mesma.

Estes critérios levam em conta principalmente a resistência à compressão simples das paredes (JCS) e o perfil de rugosidade (JRC). Mais recentemente, dada a complexidade da posição geométrica das descontinuidades nos maciços, tem-se procurado obter também nos levantamentos de campo dados que permitam interpretar a génese das descontinuidades, através da Geologia Estrutural, como elemento auxiliar no entendimento da posição geométrica das diferentes famílias no maciço. Sobre este assunto maiores detalhes podem ser encontrados em Hasui e Costa (1991) e Hasui e Mioto (1992).

Estudos mais aprofundados dos maciços rochosos levando em conta as propriedades mecânicas das rochas e das descontinuidades em estabilidade de taludes rochosos e escavações subterrâneas em rocha foram desenvolvidos por Hoek e Bray (1977) e Hoek e Brown (1980).

Em laboratório, já há quase 30 anos atrás, Donath (1964) estudou a influência da foliação na resistência à compressão triaxial de ardósias, variando de 0° a 90° o ângulo formado entre os planos desta e o eixo da tensão de compressão. A resistência mínima foi encontrada quando o ângulo era de 30° (Fig. 1a).

McLamore e Gray (1967, apud Hoek, 1983) também ensaiaram ardósias, em câmaras triaxiais, verificando da mesma forma a variação da resistência ao cisalhamento em função do ângulo formado entre os planos da foliação e a tensão principal maior. O valor mínimo de resistência foi encontrado em 35° (Fig. 1b). Horino e Ellikson (1970, apud Hoek, 1983), por outro lado, ensaiando arenitos em câmaras triaxiais, encontraram 25° para o ângulo onde a resistência ao cisalhamento é mínima (Fig. 1c).

Sabatidakis e Tsiambaos (1983, apud Papadopoulos e Marinos, 1992) realizaram ensaios de compressão uniaxial em filites nos estados são e alterado, variando a posição dos planos de foliação de 0° a 90° em relação à tensão de compressão, obtendo as curvas apresentadas na Fig. 1d. Estes autores encontraram um ângulo crítico de 38° , no qual ocorre o valor mínimo de resistência à compressão.

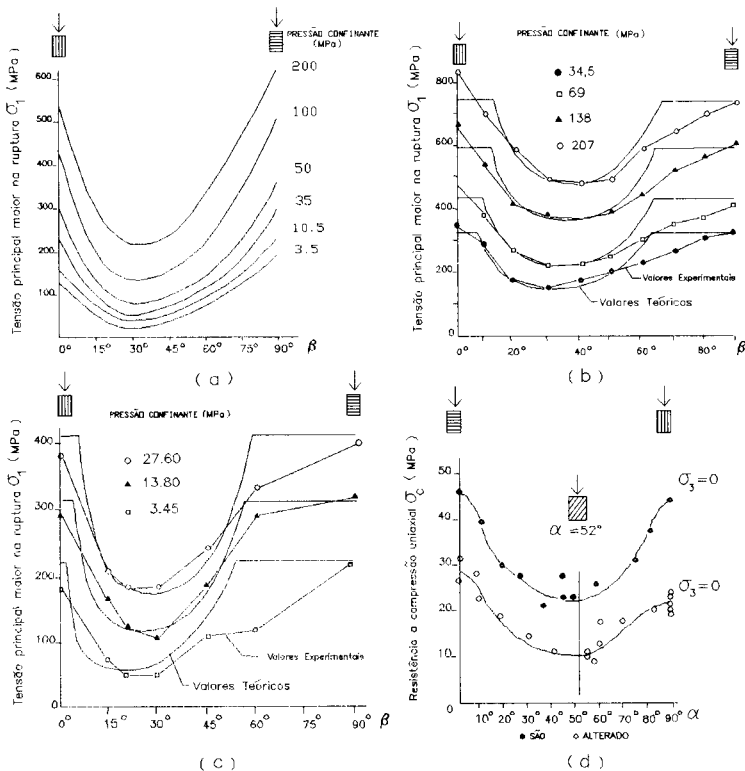


Fig. 1 — a) resistência última $\times$ inclinação da foliação: ardósia de Martinsburg (Donath, 1964);
 b) resultado de ensaios triaxiais de ardósia com diferentes inclinações da foliação, obtido por McLamore e Gray (1967), comparados com a resistência teórica (apud Hoek, 1983);
 c) resultados de ensaios triaxiais de arenito fraturado, testado por Horino e Ellikson (1970), comparados com a resistência anisotrópica teórica (apud Hoek, 1983);
 d) variação da resistência à compressão uniaxial de filite com a inclinação dos planos de foliação (Sabatakakis e Tsiambaos, 1983, apud Papadopoulos e Marinos, 1992).

Mais recentemente, Ogunsanwo (1991) determinou a resistência à compressão simples de saprólitos de micaxisto com os planos de foliação reliquiares nas posições perpendicular, paralela e a 45° do eixo de aplicação da tensão. Este autor concluiu que a resistência à compressão do micaxisto era maior quando os planos de foliação ficavam perpendiculares ao sentido de aplicação da tensão de compressão.

Vários outros autores que estudaram a resistência das rochas contendo estruturas planares podem ainda ser citados, entre eles Myrianthis e Leach (1978, apud Papadopoulos e Marinos, 1992), Marinos et al. (1986, apud Papadopoulos e Marinos, 1992) e Papadopoulos e Marinos (1992), que analisaram principalmente xistos de Atenas.

Hoek e Brown (1980a) e Hoek (1983) apresentam casos de rochas estudadas por vários autores, entre eles Donath (1964), McLamore e Gray (1967) e Horino e Ellikson (1970), anteriormente citados, mostrando a variação da resistência em função do ângulo, obtida experimentalmente e teoricamente pelo critério não linear de ruptura de Hoek e Brown (1980b).

Valores de resistência à compressão simples, nos sentidos paralelo e perpendicular, de vários tipos de rochas podem ser encontrados em Lama e Vutukuri (1978), que compilaram resultados de ensaios realizados por inúmeros autores.

Cabe ainda, por fim, ressaltar que o estudo de rochas contendo várias estruturas planares pode ser encontrado em Hoek e Brown (1980a), Hoek (1983) e Hoek et al. (1992).

5 — VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS SAPROLÍTICOS DEVIDO ÀS ESTRUTURAS RELIQUIARES PLANARES

A maioria dos estudos que trata das estruturas reliquiares planares tem-se desenvolvido no âmbito da estabilidade de taludes de maciços de rocha alterada e solo. Entre os vários autores que têm abordado esta questão, destacam-se Deere e Patton (1971) que apresentam a relação destas feições com a resistência ao cisalhamento dos solos saprolíticos. St. John et al. (1969), bem como Wolle (1980), Nieble et al. (1985), Cowland e Carbray (1990) e Irfan e Woods (1990), relatam casos de escorregamentos ocorridos em diferentes lugares condicionados por estruturas reliquiares planares.

Deere e Patton (1971) descrevem vários tipos de preenchimentos de estruturas reliquiares planares, entre as quais argilas, dióxido de manganês, películas pretas finas estriadas e carbono. Atribuem aos mesmos uma possível causa da redução da resistência ao cisalhamento das estruturas, bem como a redução da permeabilidade no caso de preenchimentos argilosos. Note-se, por outro lado, que as estruturas, quando não preenchidas, podem elevar a permeabilidade do maciço.

O estudo da interferência de estruturas reliquiares planares na resistência ao cisalhamento dos solos saprolíticos, da forma como tem sido feito para as rochas, foi realizado de maneira pioneira por Pastore (1992), com solos saprolíticos de migmatitos estromatíticos contendo feições reliquiares planares. Este autor realizou uma série de ensaios triaxiais do tipo $\bar{R}$ sat, com os planos das feições posicionadas em vários ângulos em relação à tensão principal maior. O solo ensaiado tem composição areno-silto-argilosa, sendo mineralogicamente formado por caulinite, quartzo, biotite e feldspato. A estrutura reliquiar planar considerada no estudo está associada à foliação do migmatito ocorrendo nos planos da mesma lineações de estiramento geradas por cisalhamento simples, em estado dúctil a dúctil-rúptil, o que a caracteriza como uma descontinuidade reliquiar. A origem desta feição foi determinada através de levantamento geológico-estrutural no local de recolha das amostras.

O perfil de rugosidade dos planos da descontinuidade foi determinado através de rugosímetro utilizado em Mecânica das Rochas, apresentando as características mostradas na Fig. 2.

Na Fig. 3, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais, de forma semelhante à da Fig. 1, ou seja, relacionando o valor de $\bar{\sigma}_{1r}$ (tensão de ruptura efectiva), com o ângulo β , para cada série de ensaios procedidos com a mesma tensão confinante efectiva.

Uma diferença fundamental entre os ensaios em rocha e em solo é a ocorrência de pressões neutras nos solos que obriga a proceder-se a análises em termos de pressões efectivas.

Na Fig. 3 procurou-se ligar os pontos de ensaios nos quais a tensão confinante efectiva fosse próxima (valores entre parêntesis).

Apesar de os blocos de amostras indeformadas terem sido recolhidos bem próximos, o índice de vazios do solo mostrou-se bastante variável, com parte das amostras apresentando índices em torno de 1,0 e parte em torno de 0,7. As amostras com índice de vazios em torno de 0,7 apresentaram valores de resistência mais elevados do que o grupo com índice em torno de 1,0.

No gráfico apresentado na Fig. 3, que correlaciona a tensão principal máxima efectiva de ruptura vs. ângulo β de inclinação do plano da descontinuidade, uniu-se apenas os pontos com o mesmo índice de vazios. Pode-se observar nas curvas que existe um ponto de menor resistência para uma inclinação do plano de foliação em torno de 45° . O ângulo do plano teórico de ruptura, caso o solo fosse isotrópico, ou seja, não contivesse a descontinuidade, seria de cerca de 35° , considerando-se o ângulo de atrito do solo $\phi = 20^\circ$, de acordo com as envoltórias de resistência obtidas para o mesmo sem descontinuidades.

Não se conhecem outros resultados de ensaios triaxiais como os realizados por Pastore (1992), mas apenas resultados de ensaios de cisalhamento directo nos sentidos paralelo e perpendicular às estruturas reliquias planares. Estes resultados são apresentados na tabela 1 mostrando a interferência das feições na resistência ao cisalhamento dos solos, de forma bastante evidente em alguns casos e menos pronunciada em outros.

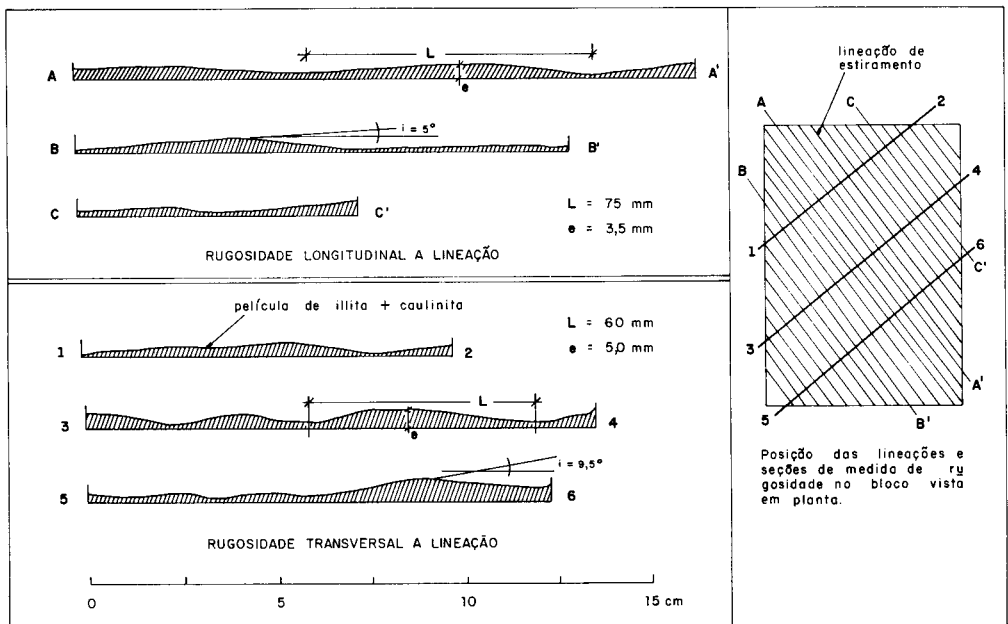


Fig. 2 — Caracterização da superfície da descontinuidade: perfis de rugosidade e mineralogia (Pastore, 1992)

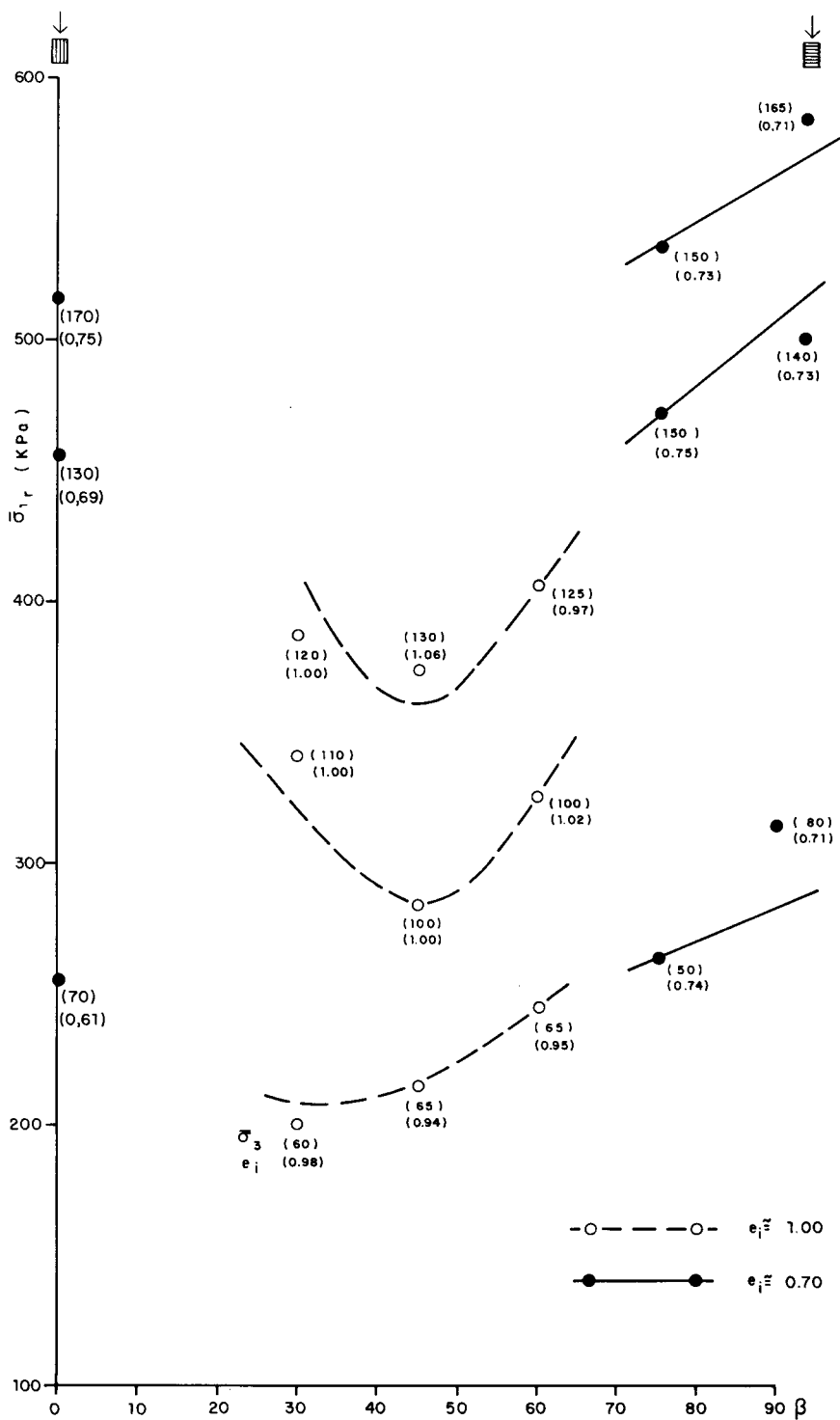


Fig. 3 — Correlação entre $\bar{\sigma}_{1r}$ e β (Pastore, 1992)

TABELA 1

Valores de coesão e ângulo de atrito em ensaios de cisalhamento directo de solos saprolíticos com estrutura reliquiar (Pastore, 1992)

Rocha de origem	Estrutura reliquiar e tipo de solo	Resistência ao cisalhamento directo						Condição do ensaio	Referência	Observações	
		Paralelo		Perpendicular		Residual					
		$\bar{c}$ kPa	$\bar{\phi}$ (graus)	$\bar{c}$ kPa	$\bar{\phi}$ (graus)	c_r kPa	ϕ_r (graus)				
Quartzito ferrífero	laminar silte arenoso	20	37	50	44	—	—	parcial/e saturado	Sandroni (1981)		
Quartzito micáceo	xistosa areia siltosa	40	22	45	27	—	—	parcial/e saturado			
Migmatito	bandada bandas ricas em mica	40	20	52	23	—	—	parcial/e saturado	Campos (1974)		
		30	21	49	22	—	—	submerso			
Xisto	laminar silte arenoso	78	28	100	27	—	—	parcial/e saturado	Durci e Vargas (1983) apud Maciel (1991)		
Filite micáceo	xistosa silte	10	29	60	41	—	—	parcial/e saturado			
Filite	—	0	18	0	24	—	—	—	De Fries (1971) apud Deere e Patton (1971)		
Migmatito micáceo	bandada silte arenoso	8	22	—	—	3	17	parcial/e saturado	CESP Ilha Solteira (1986)	ϕ_r e c_r determinados paralelos à foliação	
		9	19	—	—	0	18				
		35	22	60	26	24	20				
Migmatito pouco micáceo	bandada silte arenoso	15	26	—	—	4	23	parcial/e saturado			
		13	40	—	—	0	33				
		0	36	—	—	0	33				
		27	24	—	—	27	23				
Gnaisse	silte arenoso	45,1	34,6	38,2	35,8	—	—	parcial/e saturado	Campos (1989)		
		27,3	27,8	27,2	29,2	—	—	submerso			
Gnaisse	areia siltosa	sem diferença					—	—	—	Maciel (1991)	não apresenta os valores

6 — CÁLCULO TEÓRICO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM FUNÇÃO DO ÂNGULO FORMADO ENTRE O PLANO DA ESTRUTURA E A TENSÃO PRINCIPAL MÁXIMA

O cálculo teórico da resistência ao cisalhamento pode ser efectuado para o caso de rochas ou solos saprolíticos contendo uma feição planar menos resistente, através da teoria bidimensional de ruptura formulada por Jaeger e Cook (1969). Esta teoria supõe que determinado material contem um plano de fraqueza, cuja normal forma um ângulo α com a tensão principal máxima σ_1 , conforme ilustra a Fig. 4.

Assume-se que o critério de ruptura no plano é:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

onde τ e σ são respectivamente as tensões tangenciais e normais no referido plano.

Sabendo-se que

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \quad (2)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{sen} \alpha \quad (3)$$

deduz-se a seguinte expressão:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2c + 2 \operatorname{tg} \phi \sigma_3}{(1 - \operatorname{tg} \phi \cot \alpha) \operatorname{sen} 2\alpha} \quad (4)$$

Esta expressão mostra que a diferença $(\sigma_1 - \sigma_3)$ necessária para causar ruptura no plano varia em função de α , para c e $\operatorname{tg} \phi$ fixos; c e $\operatorname{tg} \phi$ referem-se à coesão e ao ângulo de atrito do plano de fraqueza. O mínimo destes valores ocorre quando $\operatorname{tg} 2\alpha = -1/\operatorname{tg} \phi$.

Hoek (1983), abordando a resistência ao cisalhamento de rochas xistosas e acamadas, através da teoria de Jaeger e Cook (1969), apresenta a mesma expressão anteriormente definida, mas em pressões efectivas, na seguinte forma:

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + \frac{2(\bar{c}_i + \bar{\sigma}_3 \operatorname{tg} \bar{\phi}_i)}{(1 - \operatorname{tg} \bar{\phi}_i \operatorname{tg} \beta) \operatorname{sen} 2\beta} \quad (5)$$

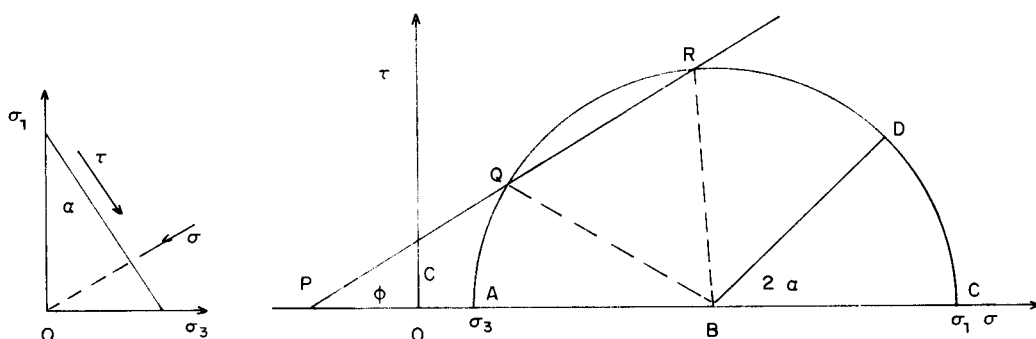


Fig. 4 — Resistência ao cisalhamento num plano de fraqueza (Jaeger e Cook, 1969)

onde β é o ângulo formado entre o plano da descontinuidade e a tensão principal $\bar{\sigma}_1$ (Fig. 5a) e $\bar{c}_i$ e $\bar{\phi}_i$ representam a coesão e o ângulo de atrito efectivos instantâneos do plano de fraqueza, conforme definição dada pela teoria de ruptura não linear de Hoek e Brown (1980b).

A resistência ao cisalhamento do material contendo uma descontinuidade, em função do ângulo β , calculado através da expressão anterior, tem a forma apresentada na Fig. 5b. No traçado da curva desta figura, é necessário conhecer os valores de $\bar{\sigma}_1$ máximo de ruptura, que corresponde ao $\bar{\sigma}_{1r}$ do material intacto, ou seja, livre da ocorrência de feições, isto porque, quando β se aproxima de 0° ou 90° , as tensões cisalhantes no plano tendem para zero, e a ruptura passa a ocorrer no material intacto.

Cabe destacar que para se conhecer a resistência ao cisalhamento em função de β , através da expressão (5), para uma dada tensão confinante $\bar{\sigma}_3$, é necessário conhecer-se os valores de $\bar{c}_i$ e $\bar{\phi}_i$ da feição e do material intacto.

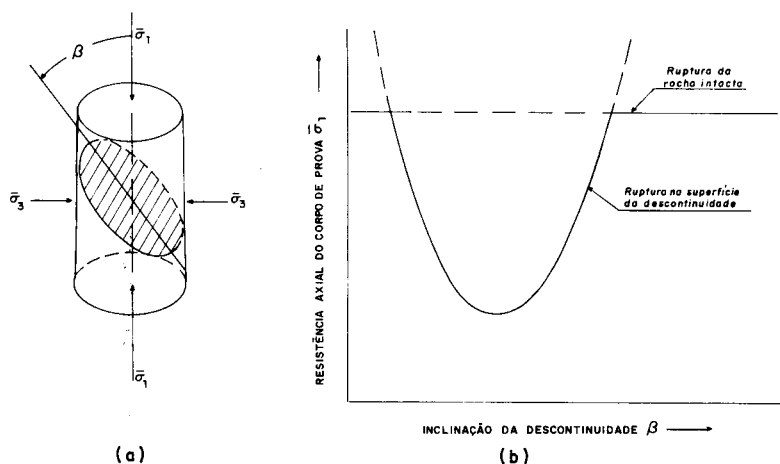


Fig. 5 — a) configuração de ensaios triaxiais de corpos de prova contendo uma descontinuidade preexistente
b) resistência esperada do corpo de prova (Hoek, 1983)

7 — COEFICIENTE DE ANISOTROPIA

O coeficiente de anisotropia (CA) é definido como a relação entre o valor da resistência máxima e o valor da resistência mínima do material afectado pela presença de estruturas reliquias planares. A resistência máxima é obtida em ensaios onde a presença das estruturas não interfere na medida da mesma. Este coeficiente é útil para mostrar o contraste de resistência em função da anisotropia, podendo ser calculado para qualquer posição dos planos de estruturas, como por exemplo entre as resistências no sentido paralelo e perpendicular, ou entre as resistências de valor máximo e de valor mínimo obtido em determinado ângulo do plano com o eixo de aplicação da tensão.

Vários dos autores anteriormente mencionados calcularam este coeficiente, apresentando-se alguns exemplos em rocha nas tabelas 2 e 3. Na tabela 4 apresentam-se os coeficientes calculados a partir dos ensaios de cisalhamento directo apresentados na tabela 1 e os realizados por Pastore (1992). Os resultados estão expressos em fracções, tendo-se tomado como 1 os valores no sentido perpendicular às estruturas planares.

O coeficiente de anisotropia pode ser entendido também como um coeficiente de redução da resistência em relação ao valor máximo, valor este geralmente obtido no sentido perpendicular aos planos das feições.

TABELA 2

Valores calculados para coeficientes de anisotropia (CA)
em ensaios de compressão simples

Ogunsanwo (1991)

Material	Resistência à compressão uniaxial, σ_c (MPa)				
	PP	45	CA ₁	PL	CA ₂
saprólito de micaxisto	1,76	0,76	(0,43)	0,91	(0,52)
	2,05	0,68	(0,33)	0,10	(0,50)
	1,86	0,12	(0,06)	0,32	(0,17)
	2,38	0,32	(0,13)	0,45	(0,19)
	2,12	0,66	(0,31)	0,98	(0,46)
	1,64	0,94	(0,57)	0,11	(0,65)
	2,63	0,35	(0,13)	0,30	(0,11)
	2,26	0,54	(0,24)	0,73	(0,32)
	2,08	0,54	(0,26)	0,72	(0,35)

Obs.: Posição dos planos de foliação em relação ao eixo da tensão de compressão: PP = perpendicular, PL – paralela e 45 – 45°.
CA – coeficiente de anisotropia, CA₁ = 45/PP e CA₂ = PL/PP.

Sabatakakis e Tsiambaos (1983)

α (graus) (1)		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
filite são	σ_c (2)	46	38	28	27	22	23	28	30	39	46
	CA (3)	1,00	0,03	0,61	0,59	0,48	0,50	0,61	0,65	0,85	1,00
filite alterado	σ_c (2)	22	20	15	11	10	11	13	18	26	28
	CA (3)	0,78	0,71	0,53	0,39	0,36	0,39	0,46	0,64	0,93	1,00

- (1) $\alpha = 90^\circ - \beta$
- (2) Valores médios das curvas em MPa.
- (3) $CA = \sigma_c(\beta) / \sigma_c(\beta = 90^\circ)$

TABELA 3

Valores calculados para coeficiente de anisotropia (CA),
em ensaios triaxiais com ardósia realizados por Donath (1964)

σ_3 β	3.5		10.5		35		50		100	
	σ_{1r}	CA	σ_{1r}	CA	σ_{1r}	CA	σ_{1r}	CA	σ_{1r}	CA
0	120	0,60	160	0,64	280	0,87	360	0,89	520	0,87
10	80	0,40	110	0,44	195	0,61	250	0,62	390	0,65
20	50	0,25	80	0,32	125	0,39	170	0,42	280	0,47
30	30	0,15	50	0,20	100	0,31	120	0,30	230	0,38
40	35	0,17	55	0,22	105	0,37	150	0,37	235	0,39
50	50	0,25	80	0,32	120	0,37	175	0,43	280	0,47
60	80	0,40	100	0,40	150	0,47	200	0,49	310	0,52
70	100	0,50	140	0,56	195	0,61	280	0,69	420	0,70
80	150	0,75	150	0,60	275	0,86	350	0,86	510	0,85
90	200	1,00	250	1,00	320	1,00	405	1,00	600	1,00

Obs.: Valores de σ_1 e σ_3 em MPa. CA = $\sigma_1(\beta) / \sigma_1(\beta = 90^\circ)$

TABELA 4

Valores calculados para coeficiente de anisotropia (CA),
em ensaios de cisalhamento directo com solos saprolíticos

Material	CA ₁	CA ₂
Quartzito Ferrífero	0,40	0,78
Quartzito Micáceo	0,89	0,79
Migmatito Micácea	0,77	0,85
	0,61	0,95
Xisto	0,78	1,04
Filite Micáceo	0,17	0,63
Filite	—	0,72
Migmatito Micáceo	0,58	0,83
Gnaise	1,18	0,95
Gnaise	1,00	0,94
Migmatito (Pastore, 1992)	0,04	1,03

Obs.: CA₁ = coesão efectiva no sentido paralelo/coesão efectiva no sentido perpendicular

CA₂ = $\tan \bar{\phi}$ no sentido paralelo/ $\tan \bar{\phi}$ no sentido perpendicular.

8 — CONCLUSÕES

Pelos resultados verifica-se que há clara anisotropia de resistência ao cisalhamento nos materiais saprolíticos contendo estruturas reliquias planares.

O tratamento dos dados de ensaios pode ser feito de forma semelhante ao de maciços rochosos com feições descontínuas, considerando-se, no entanto, os resultados em termos de pressões efectivas.

Evidencia-se por isto que a metodologia de estudo dos maciços de solos saprolíticos pode ser tratada à semelhança dos maciços rochosos.

A metodologia empregada permite determinar a influência de feições em qualquer plano e não apenas nos planos perpendiculares e paralelos como tem sido a rotina em ensaios de laboratório.

NOTAÇÃO

α :	ângulo formado entre a normal ao plano da descontinuidade e o eixo da tensão principal máxima.
β :	ângulo formado entre o plano da descontinuidade e o eixo da tensão principal máxima.
τ :	tensão de cisalhamento.
σ :	tensão total
σ_c :	resistência à compressão uniaxial.
σ_1, σ_3 :	tensões principais totais.
$\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3$:	tensões principais efectivas.
$\bar{\sigma}_{lr}$:	tensão de ruptura efectiva.
c :	coesão em termos de tensões totais.
ϕ :	ângulo de atrito em termos de tensões totais.
$\bar{c}_i$:	coesão em termos de tensões efectivas.
$\bar{\phi}$:	ângulo de atrito em termos de tensões efectivas.
$\bar{c}_i$:	coesão em termos de tensões efectivas instantânea.
$\bar{\phi}$:	ângulo de atrito em termos de tensões efectivas instantâneo.
c_r :	coesão residual.
$\bar{\phi}_r$:	ângulo de atrito residual.
e_i :	índice de vazios inicial.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARTON, N., CHOUBEY, V. — *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mechanics, V. 10, p. 1. 1977
- BIENIAWSKI, Z. T. — *Engineering rock mass classification*. New York: John Wiley. 248 p. 1989.
- BROWN, E. T. (ed.) — *Rock characterization testing and monitoring*. Oxford: Pergamon Press. 211 p. 1981
- CAMPOS, T. M. P. — *Resistência ao cisalhamento de solos residuais micáceos*. Rio de Janeiro. 116 p. (Dissertação de mestrado apres. Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro). 1974.
- CAMPOS, T. M. P. — *Considerações sobre o comportamento de engenharia de solos saprolíticos de gnaiss*. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA, 2, 1989, Porto Alegre. Anais...Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul. p. 147. 1989.
- CESP-COMPANHIA ENERGÉTICA DE SÃO PAULO S.A./LCEC-LABORATÓRIO CENTRAL DE ENGENHARIA CIVIL — Caconde: vertedouro suplementar, ensaios geotécnicos especiais sobre amostras inderformadas de fundação e deformadas em empréstimo. São Paulo: LCEC. (Relatório LEC-SO-01/86). 1986.
- COOK, J. R., NEWILL, D. — *The field description and identification of tropical residual soils*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2, 1988, Singapore. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema. V. 1, p. 3. 1990.
- COWLAND, J. W., CARBRAY, A. M. — *Three cut slope failures on relict discontinuities in saprolitic soils*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2, 1988, Singapore. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema. V. 1, p. 253. 1990.
- CRUZ, P. T. — *Raciocínios de mecânica das rochas aplicados a saprólitos e solos saprolíticos*. In: COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 2, 1989, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul. p. 121. 1989.
- DONATH, F. A. — *Stress variation and deformation behaviour in anisotropic rock, state of stress in earth crust*. Elsevier, New York, p. 281-298. 1964.
- DEERE, D. V., PATTON, E. D. — *Slope stability in residual soils*. State of the art paper. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, 1971, Puerto Rico. Proceedings... New York: ASCE. V.1, p. 87-170. 1971.
- HASUI, Y., COSTA, J. B. S. — *Zonas e cinturões de cisalhamento*. Belém: Editora Universitária. 144 p. 1991.
- HASUI, Y., MIOTO, J. A. — *Geologia estrutural aplicada*. São Paulo: ABGE: Votorantin. 560 p. 1992.
- HOEK, E. — *Strength of jointed rock masses*. Geotechnique, V. 33, n. 3, p. 187. (23rd Rankine lecture presented to British Geotechnical Society). 1983.
- HOEK, E., BRAY, J. — *Rock slope engineering*. London: Institution of Mining and Metallurgy. 309 p. 1977.

- HOEK, E., BROWN, E. T. — *Underground excavation in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy. 527 p. 1980a.
- HOEK, E., BROWN, E. T. — *Empirical strength criterion for rock masses*. Journal of the Geotechnique Engineering Division, ASCE, V. 106, n. GT9, p. 1013. 1980b.
- HOEK, E., WOOD, D., SHAH, S. — *A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses*. University of Toronto. 8 p. 1992.
- IRFAN, T. Y., WOODS, N. W. — *The influence of relict discontinuities on slope stability in saprolitic soils*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 2, 1988, Singapore. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema. V. 1, p. 267. 1990.
- JAEGER, J. C., COOK, N. G. W. — *Fundamentals of rock mechanics*. London: Chapman and Hall. 515 p. 1969.
- LAMA, R. D., VUTUKURI, V. S. — *Handbook on Mechanical Properties of rocks - Testing Techniques and results*. vol. II. Trans Tech Publications - Austrália. p. 481. 1978.
- MACIEL, I. C. Q. — *Aspectos microestruturais e propriedades geomecânicas de um perfil de solo residual de gnaiss facoidal*. 183 p. (dissertação de mestrado apres. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro). 1991.
- NIEBLE, C. M., CORNIDES, A. T., FERNANDES, J. K. — *Regressive failures originated by relict structures in saprolites*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1, 1985, Brasília. Proceedings...Brasília: ABMS. V. 2, p. 41-48. 1985.
- OGUNSANWO, O. — *Influence of schistosity on the strength and wave velocity characteristics of a mica schist saprolite*. BULLETIN OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY. n. 43, p. 75-79. 1991.
- PASTORE, E. L. — *Maçãos de solos saprolíticos como fundação de barragens de concreto gravidade*. 290 p. (tese de doutorado, apres. Escola de Engenharia de São Carlos/USP). 1992.
- PATTON, F. D., DEERE, D. U. — *Geologic factors controlling slope stability in open pit mines*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STABILITY IN OPEN PIT MINING, 1, 1971, Vancouver. Proceedings...New York: SME/AIME. p. 23-47. 1971.
- PAPADOPOULOS, Z., MARINOS, P. 1 — *On the anisotropy of the Athenian schist and its relation to weathering*. BULLETIN OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, n. 45, p. 111-116. 1992.
- SANDRONI, S. S. — *Solos residuais: pesquisas realizadas na PUC-RJ*. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. Atas... Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ. V. 2, p. 30. 1981.
- VARGAS, M. — *Prolegômenos para uma futura mecânica das rochas decompostas*. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 3, 1963, São Paulo. Anais... São Paulo: CBGB. p. 10. 1963.
- WOLLE, C. M. — *Taludes naturais: mecanismos de instabilização e critérios de segurança*. 345 p. (Dissertação de mestrado, apres. Escola Politécnica/USP). 1980.