

Figura 6.31 - Variação do módulo M devido à inundação dos corpos de prova ($s'_v = 2\text{MPa}$).

6.3.4.7 Presença de finos

A Figura 6.32 apresenta curvas s'_v vs. e_v de enrocamentos densos com granulometrias de diâmetro d_{50} iguais a 22 e 26mm. Ressalta-se que a granulometria com d_{50} igual a 22mm apresenta significativa quantidade de finos.

As curvas apresentadas na Figura 6.32 indicam que a presença de finos no enrocamento de basalto da Pedreira aumenta a compressibilidade do material (redução de M). Todavia, no enrocamento de granito, os finos diminuem a compressibilidade (aumento de M). Este comportamento associa todas as características intrínsecas dos dois materiais (litologia, forma, resistência, densidade, umidade, etc.). No entanto, destacam-se a forma e a resistência superficial das partículas, pois, provavelmente, estas são as propriedades que melhor distinguem o basalto da Pedreira do granito, além, da litologia. Assim, nos enrocamentos com partículas angulosas e de grande resistência superficial, como o basalto da Pedreira, a presença de finos aumenta a compressibilidade. No caso de partículas mais arredondadas e de menor resistência superficial, como o granito, ocorre a redução da compressibilidade.

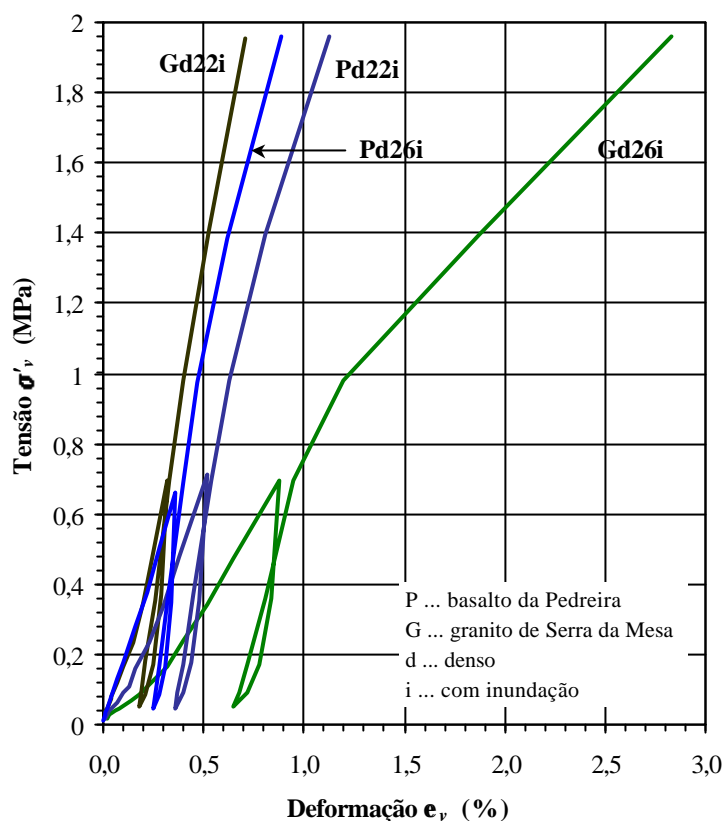


Figura 6.32 - Curvas σ'_v vs. e_v dos enrocamentos densos de basalto da Pedreira e de granito, com $d_{50} = 22$ e 26mm - Efeito da presença de finos.

O comportamento dos enrocamentos ensaiados, cujas granulometrias apresentam significativa quantidade de finos ($d_{50} = 22$ e 136) sugere que, em elevados níveis de tensão, ocorra a redução do fraturamento das partículas (Figuras 6.21; 6.23f e 6.29b). Isto é justificado pelo sensível aumento do módulo M em elevados níveis de tensão para os enrocamentos densos. Tal aumento sugere uma melhor distribuição das tensões de contato entre as partículas e a conseqüente redução do fraturamento.

A Figura 6.30 também indica que a introdução de finos diminui o colapso devido à inundações do enrocamento, visto que o acréscimo de deformação provocado pela inundações nos ensaios P22 e G22 é menor que nos demais ensaios. Tal redução é mais significativa para os enrocamentos densos.

6.3.5. Compressão triaxial

A metodologia de execução dos ensaios de compressão triaxial e as características iniciais dos corpos de prova são apresentados no item 5.6.3. Os resultados dos ensaios são apresentados detalhadamente no Apêndice III.2.

O comportamento dos enrocamentos é caracterizado por envoltórias de resistência não-lineares.

As Figuras 6.33 e 6.34 mostram os resultados dos ensaios dos basaltos (Pedreira e Marimbondo) e do granito (Serra da Mesa), respectivamente. Nos enrocamentos densos de basalto, observa-se eventualmente picos de ruptura bem definidos. Nos enrocamentos fofos de basalto e denso de granito, não se verifica picos de ruptura bem definido. A presença de picos de ruptura pode estar relacionada principalmente com o estado de tensão, mas deve-se considerar ainda a forma mais angular e a elevada resistência das partículas de basalto em relação às de granito.

Os enrocamentos densos sob baixos níveis de tensão de confinamento (200kPa) podem apresentar comportamento dilatante na ruptura. Nos níveis médios de tensão (500kPa), o enrocamento de Marimbondo mostra maiores deformações volumétricas de compressão que os de basalto da Pedreira. Este comportamento pode estar relacionado com uma maior fraturamento das partículas de basalto de Marimbondo em relação às da Pedreira. O fraturamento permite maiores rearranjos da estrutura granular do enrocamento, causando maiores deformações volumétricas de compressão.

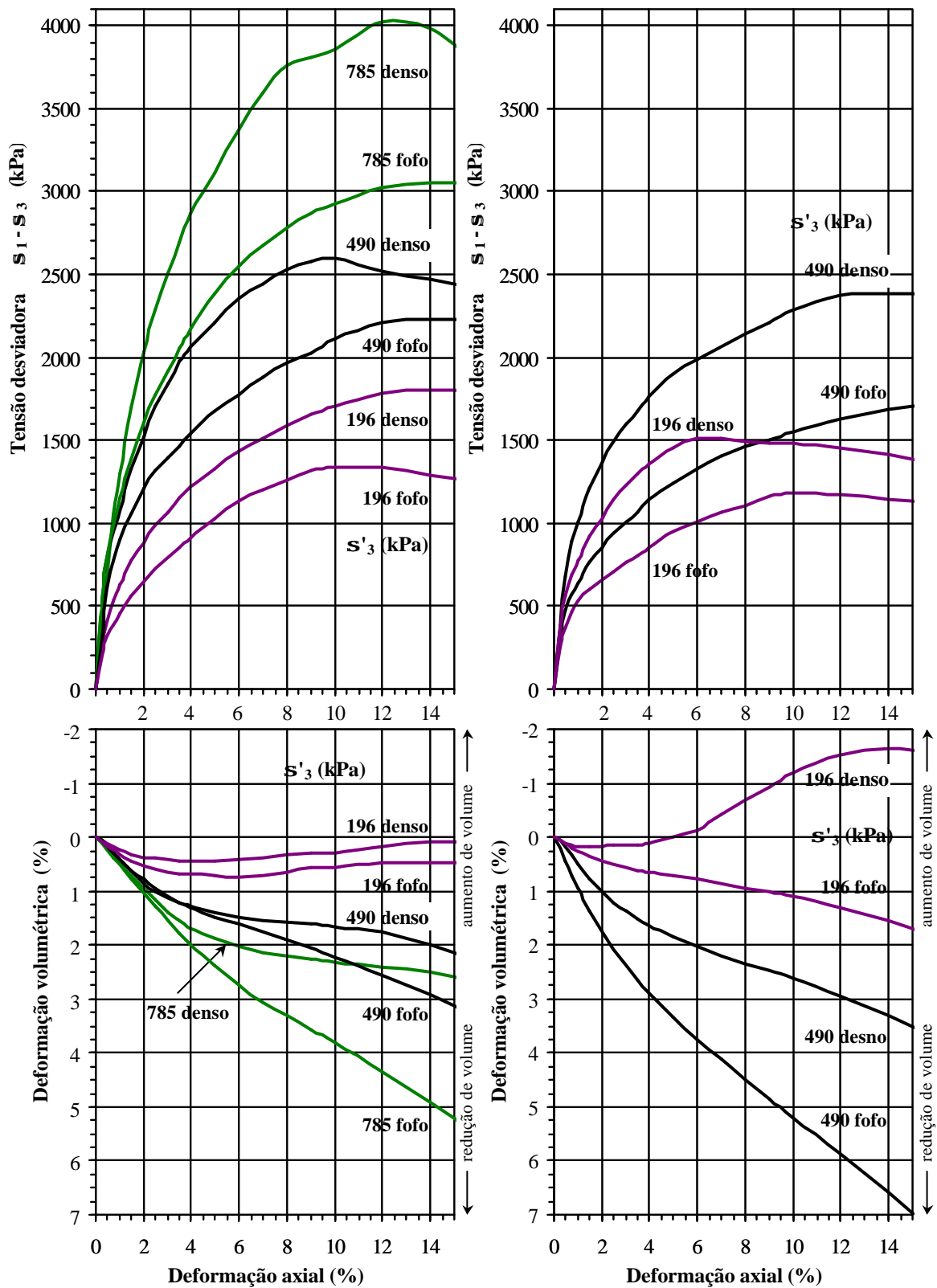
O enrocamento de granito mostra maiores deformações volumétricas de compressão que os de basalto.

6.3.5.1 *Envoltórias de resistência*

A Tabela 6.16 apresenta os parâmetros das envoltórias de resistência na ruptura, considerando que os enrocamentos são materiais não coesivos (a envoltória passa pela origem). As envoltórias foram ajustadas segundo funções do tipo (Mello, 1977):

$$\mathbf{t} = a \mathbf{s}'_r{}^b \quad (6.11)$$

onde \mathbf{t} e \mathbf{s}'_r são as tensões cisalhante e normal no plano de ruptura, respectivamente, e a e b são parâmetros da envoltória que definem o estado de ruptura sob compressão triaxial.



(a) Pedreira Rio Grande

(b) Barragem de Marimbondo

Figura 6.33 - Curvas s'_d vs. e_a e e_v vs. e_a do basalto da Pedreira e de Marimbondo em compressão triaxial - $d_{50} = 26\text{mm}$.

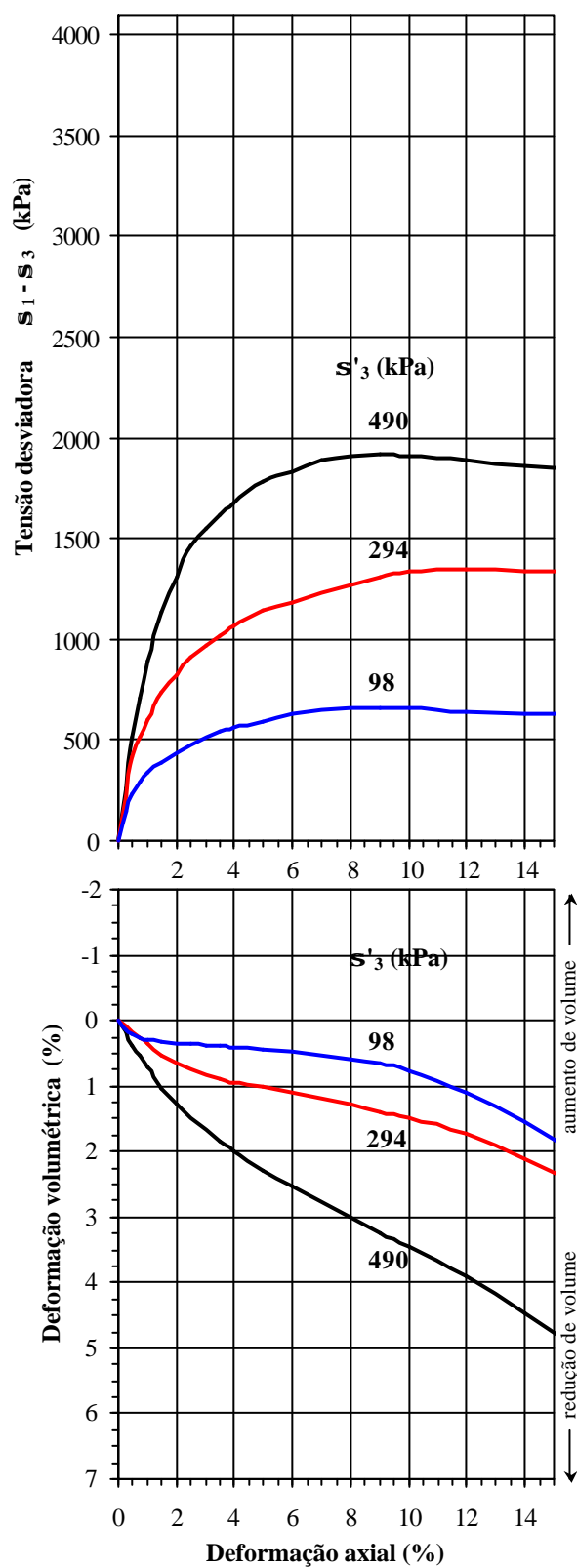


Figura 6.34 - Curvas s'_d vs. e_a e e_v vs. e_a do enrocamentos denso de granito em compressão triaxial - $d_{50} = 26\text{mm}$.

Tabela 6.16 - Parâmetros das envoltórias de resistência dos enrocamentos nos ensaios de compressão triaxial.

Material			Amostra	a (kPa)	b
Tipo	Origem	Alteração			
Basalto	Marimbondo	Campo (25 anos)	Md26	8,59	0,68
			Mf26	13,68	0,58
	Pedreira Rio Grande	Intacta	Pd26	6,36	0,74
			Pf26	5,47	0,75
		600 h de lixiviação	L600d	10,83	0,65
			L600f	6,37	0,71
		1500 h de lixiviação	L1500d	5,78	0,74
			L1500f	3,10	0,81
	3200 h de lixiviação	L3200d	9,32	0,67	
		L3200f	3,60	0,79	
Granito	Serra da Mesa	São	Gd26	3,32	0,80

O basalto intacto corresponde a zero anos de alteração no campo e zero horas de lixiviação.

A partir das expressões das envoltórias de resistência ilustradas nas Figuras 6.35a e 6.36a, pode-se determinar a variação do ângulo de resistência ao cisalhamento \boldsymbol{f} e do intercepto coesivo c' em relação ao nível de tensão principal menor efetiva \boldsymbol{s}'_3 (Figuras 6.35b e 6.36b). O ângulo \boldsymbol{f} é definido pela inclinação da reta tangente à envoltória de resistência num determinado valor de tensão \boldsymbol{s}'_3 . Para esta mesma tensão \boldsymbol{s}'_3 , a reta tangente corta o eixo

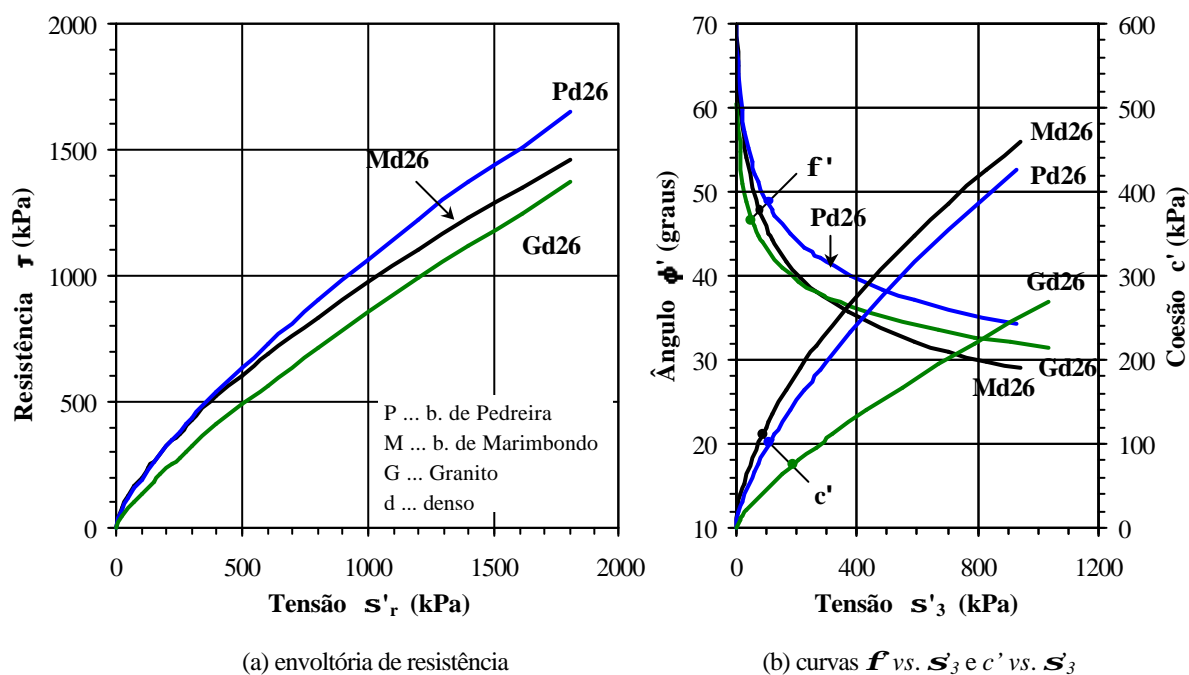


Figura 6.35 - Envoltórias e parâmetros de resistência dos enrocamentos densos de basalto e de granito em compressão triaxial, $d_{50} = 26\text{mm}$.

das abscissas (tensão cisalhante) no intercepto coesivo c' . Destaca-se, novamente, que os enrocamentos não são materiais coesivos, deste modo o valor de c' vem apenas da imposição de uma reta que tangencia a envoltória real curva.

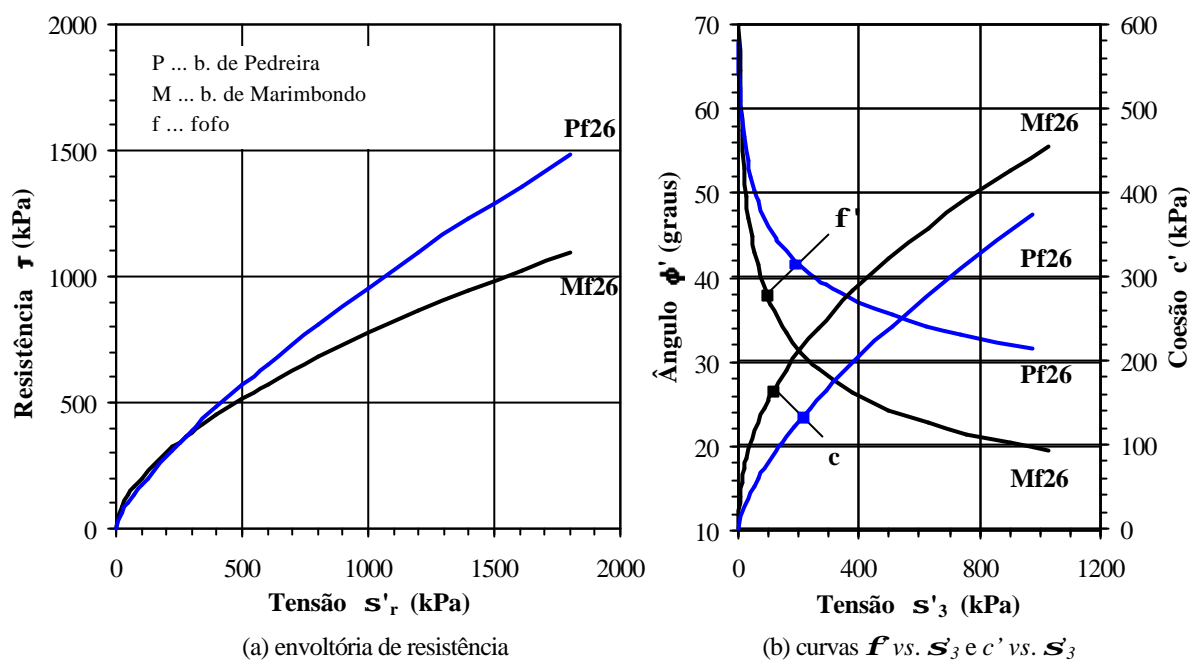


Figura 6.36 - Envoltórias e parâmetros de ruptura dos enrocamentos fofos de basalto em compressão triaxial, $d_{50} = 26\text{mm}$.

Observa-se na Figura 6.35 que a litologia mostra significativa influência no comportamento dos enrocamentos sob compressão triaxial, uma vez que o granito apresenta parâmetros de resistência mais baixos.

As Figuras 6.35a e 6.36a mostram que as envoltórias de resistência dos enrocamentos sob compressão triaxial são não-lineares. Isso pode ser melhor verificado pela variação dos valores de c' e f (Figuras 6.35b e 6.36b). A não-linearidade cresce com a taxa de variação de c' e f . Assim, nota-se que os enrocamentos de basalto têm comportamento mais não-linear que o enrocamento de granito. Tal comportamento pode estar relacionado com o fraturamento das partículas, como discutido nos ensaios de compressão unidimensional (item 6.3.4). A maior resistência e angulosidade das partículas de basalto pode provocar um fraturamento intenso das partículas, mesmo em baixos níveis de tensões, gerando uma redução na taxa de crescimento da resistência ao cisalhamento t com o nível de tensão s'_r .

6.3.5.2 Parâmetros de deformabilidade

A Tabela 6.17 mostra os valores do módulo de Young E e do coeficiente de Poisson ν dos enrocamentos. São apresentados os parâmetros tangentes iniciais, E_i e ν_i , e os secantes, E_{50} e ν_{50} a 50% da tensão desviadora na ruptura σ_{dr} . A fim de selecionar os valores mais confiáveis de E_i e ν_i e eliminar inconsistências, a determinação foi feita pelo método sugerido por Wong e Duncan (1974) e Veiga Pinto (1983), como representado na Figura 6.37. Estes autores recomendam a determinação a partir de representação gráfica em detrimento da analítica. O módulo secante E_{50} é determinado pela inclinação da reta que sai da origem e passa pelo ponto correspondente a 50% da tensão σ_{dr} , da curva σ_i vs. ϵ_i . O coeficiente de Poisson secante ν_{50} (definido pela relação ϵ_3/ϵ_1) é calculado através dos valores de ϵ_1 e ϵ_3 correspondentes à 50% da tensão σ_{dr} .

Tabela 6.17 - Parâmetros de deformabilidade E e ν dos enrocamentos em compressão triaxial.

Material			Amostra	σ'_3 (kPa)	Parâmetros dos enrocamentos				
Tipo	Origem	Alteração			E_{50} (MPa)	ν_{50}	E_i (MPa)	ν_i	
Basalto	Marimbondo	Campo (25 anos)	Md26	490	82,16	0,24	152,64	0,27	
				196	80,09	0,41	128,38	0,12	
			Mf26	490	43,69	0,13	102,28	0,42	
				196	41,31	0,38	65,14	0,36	
			Intacto	Pd26	785	106,70	0,26	257,88	0,26
					490	90,45	0,29	116,13	0,31
	196	43,48			0,41	87,53	0,38		
	Pf26	785		84,04	0,25	215,55	0,21		
		490		66,49	0,29	117,79	0,30		
		196		31,20	0,36	77,57	0,35		
	Pedreira Rio Grande	600 h de lixiviação	L600d26	490	70,47	0,27	129,83	0,27	
				196	27,36	0,38	68,04	0,36	
			L600f26	490	41,48	0,23	74,11	0,23	
				196	33,29	0,28	60,25	0,31	
		1500 h de lixiviação	L1500d26	490	88,75	0,25	191,77	0,26	
				196	45,63	0,34	108,70	0,35	
			L1500f26	490	52,98	0,24	108,19	0,23	
				196	54,13	0,32	92,12	0,33	
		3200 h de lixiviação	L3200d26	490	57,84	0,27	108,07	0,25	
				196	43,90	0,34	91,25	0,34	
			L3200f26	490	48,86	0,19	111,27	0,21	
				196	49,74	0,38	95,53	0,36	
	Granito	Serra da Mesa	São	Gd26	490	83,89	0,15	212,94	0,24
					294	52,99	0,32	70,16	0,36
98					34,18	0,35	65,72	0,43	

O basalto intacto corresponde a zero anos de alteração no campo e zero horas de lixiviação.

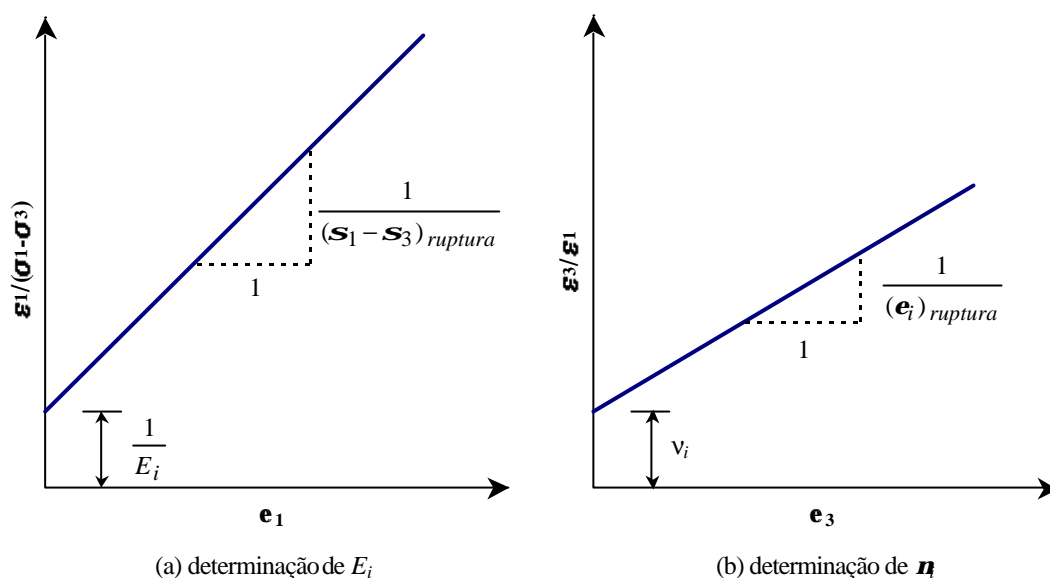


Figura 6.37 - Determinação dos parâmetros E_i e ν_i dos enrocamentos em compressão triaxial.

As Figuras 6.38a e 6.38b apresentam a variação dos parâmetros E_{50} e n_{50} com a tensão \mathbf{s}'_3 , enquanto as Figuras 6.38c e 6.38d mostram a variação dos parâmetros E_i e n_i . Os enrocamentos fofos apresentam menores valores de módulos de Young e de coeficientes de Poisson que os enrocamentos densos (Figura 6.38).

A Figura 6.38 indica que os módulos de Young crescem com a tensão \mathbf{s}'_3 . No entanto, no enrocamento de basalto de Marimbondo, tal crescimento é pouco significativo com respeito aos módulos de Young E_i e E_{50} (Figuras 6.38a e 6.38c). Nota-se também que o basalto de Marimbondo apresenta módulos E_{50} inferiores aos da Pedreira, para elevados níveis de tensão \mathbf{s}'_3 . Verifica-se, ainda, que os módulos E_i dos enrocamentos densos de Marimbondo são maiores que os da Pedreira. Tal comportamento sugere que as partículas do basalto de Marimbondo promovem um maior imbricamento inicial que as partículas de basalto da Pedreira. Isto está relacionado provavelmente com o processo de moldagem do corpo de prova, que eventualmente rompe os contatos menos resistentes das partículas de Marimbondo (capa alterada), aumentando a área de contato entre as partículas. Assim, espera-se que o início da ruptura dos contatos das partículas do basalto de Marimbondo ocorra somente para tensões \mathbf{s}'_3 mais elevadas.

As Figuras 6.38b e 6.38d mostram a redução dos coeficientes de Poisson com a tensão \mathbf{s}'_3 , exceto para o n_i do enrocamento de Marimbondo (Figura 6.38d). Tal comportamento

indica que a ruptura das partículas do basalto de Marimbondo, no início do carregamento em elevados níveis de tensão s'_3 , ocasionam grandes rearranjos do maciço. Isso pode aumentar as deformações radiais do corpos de provas e, conseqüentemente, o valor de n .

Nota-se que a deformabilidade dos enrocamentos densos de granito e de basalto da Pedreira diminui com a tensão s'_3 , aumentando o módulo de Young (Figuras 6.38a e 6.38c), e o coeficiente de Poisson diminui com a tensão s'_3 (Figuras 6.38b e 6.38d).

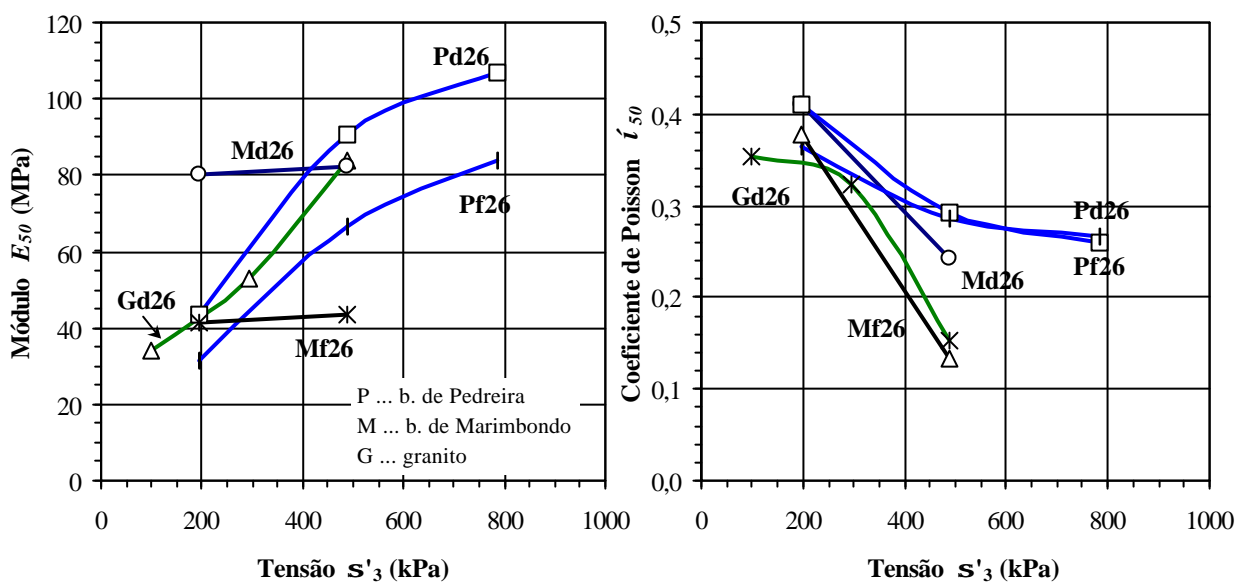
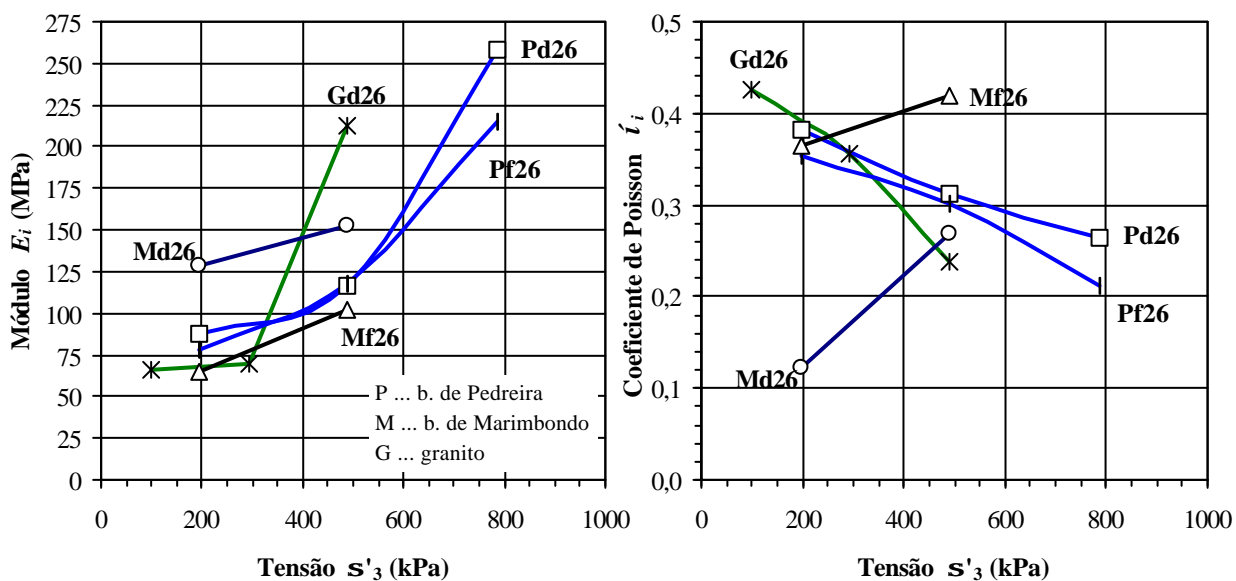
(a) curvas E vs. s'_3 (b) curvas ν vs. s'_3 (c) curvas E_i vs. s'_3 (d) curvas ν vs. s'_3

Figura 6.38 - Variação dos parâmetros E e ν com s'_3 dos enrocamentos de basalto e de granito em compressão triaxial, $d_{50} = 26\text{mm}$.

6.3.5.3 Alteração do enrocamento

As Figuras 6.35a e 6.36a mostram que a alteração natural do basalto provoca a redução da resistência à ruptura do enrocamento.

As Figuras 6.39a e 6.40a indicam que, devido à lixiviação do basalto, pode ocorrer a redução da resistência à ruptura do enrocamento. As envoltórias dos basaltos lixiviados tendem para a envoltória do basalto alterado naturalmente. Todavia, os resultados obtidos para os três níveis de lixiviação são semelhantes. Isso indica que baixos níveis de lixiviação provocam sensível modificação na resistência do enrocamento de basalto sob compressão triaxial. Por sua vez, as variações de f e c' dos enrocamentos lixiviados com a tensão s'_3 , mostradas nas Figuras 6.39b e 6.40b, não são conclusivas.

Os parâmetros E e n , secantes e iniciais, dos enrocamentos alterados por lixiviação no laboratório são apresentados nas Figuras 6.41 a 6.42. Para efeito de comparação, são apresentados, também, os valores destes parâmetros correspondentes aos enrocamentos de basalto de Marimondo e da Pedreira. A alteração no laboratório provoca a modificação das características de deformabilidade dos enrocamentos de basalto. No entanto, os resultados não mostram uma tendência clara destas modificações. Mas, verifica-se a tendência de que a lixiviação reduz o módulo E , em elevados níveis de tensão, s'_3 e os valores de n e n_i .

6.3.6. Cisalhamento direto

A metodologia de execução dos ensaios de cisalhamento direto e as características iniciais dos corpos de prova são apresentadas no item 5.6.4. Os resultados dos ensaios são apresentados no Apêndice III.3.

Vale ressaltar que os ensaios foram executados em dois equipamentos de cisalhamento direto distintos, descritos no item 5.6.4.2: um com caixas de cisalhamento aproximadamente cúbicas com 1m de lado (CIS₁₀₀) e outro com caixas de 0,3x0,3m de seção horizontal e 0,2m de altura (CIS₃₀).

Durante a execução dos ensaios observa-se a ruptura brusca de partículas do enrocamento, principalmente em deslocamentos horizontais DL superiores a 80% do deslocamento horizontal total da caixa de cisalhamento. As rupturas bruscas são caracterizadas pela perda brusca de resistência cisalhante (Figura 6.43). Os deslocamentos da placa de topo da caixa de cisalhamento também são afetados pelas rupturas bruscas. Deste

modo, optou-se por apresentar os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para deslocamentos DL inferiores a 80% do deslocamento total ($DL < 120\text{mm}$ no equipamento CIS₁₀₀ e 32mm no CIS₃₀).

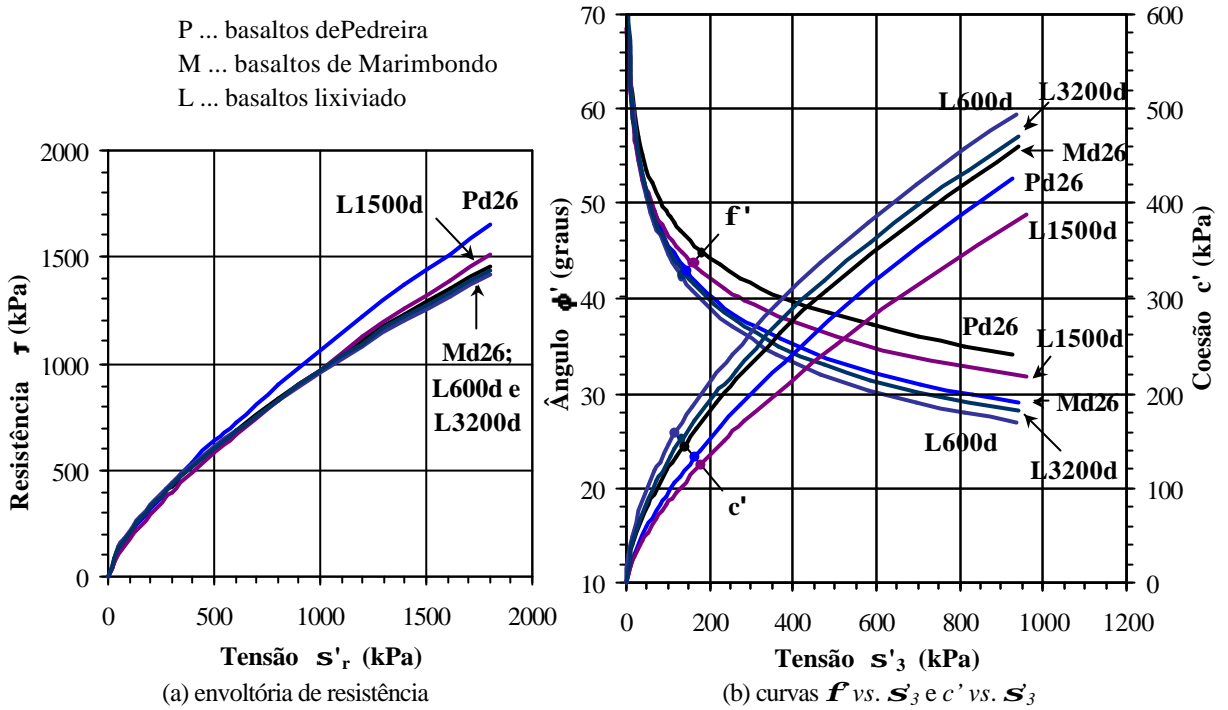


Figura 6.39 - Envoltórias e parâmetros de resistência dos enrocamentos densos intacto e alterados em compressão triaxial, $d_{50} = 26\text{mm}$.

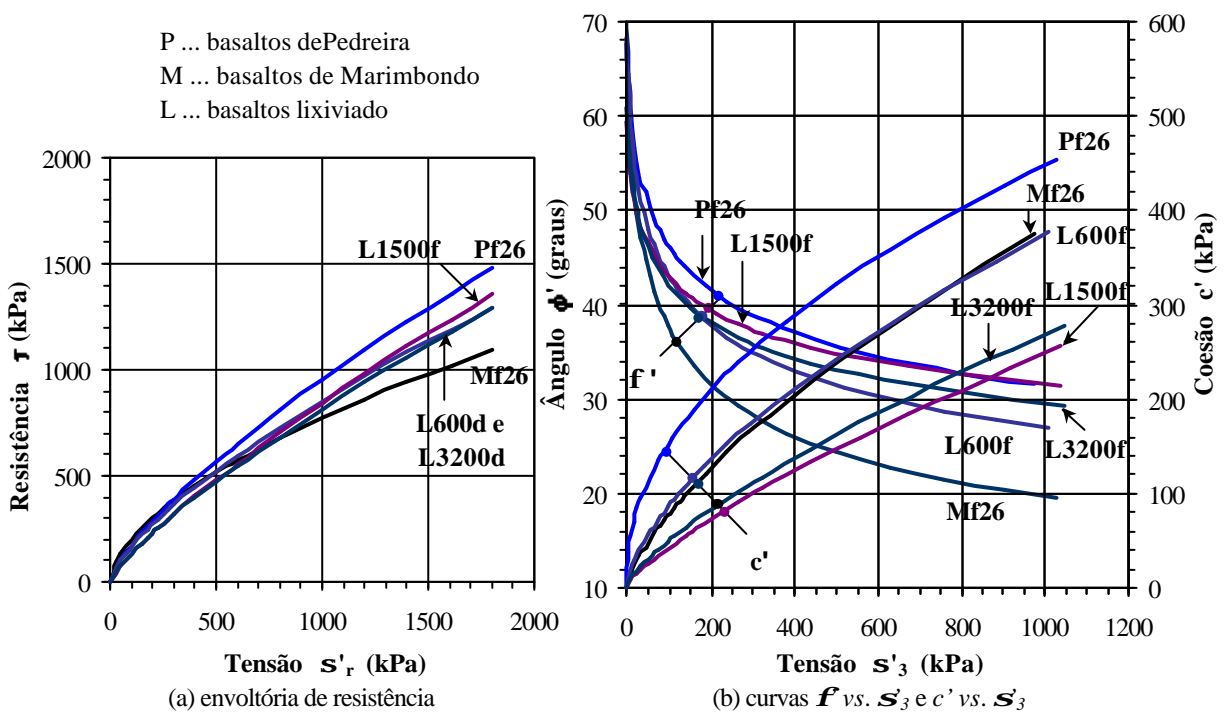


Figura 6.40 - Envoltória e parâmetros de resistência dos enrocamentos fofos intacto e alterados em compressão triaxial, $d_{50} = 26\text{mm}$.

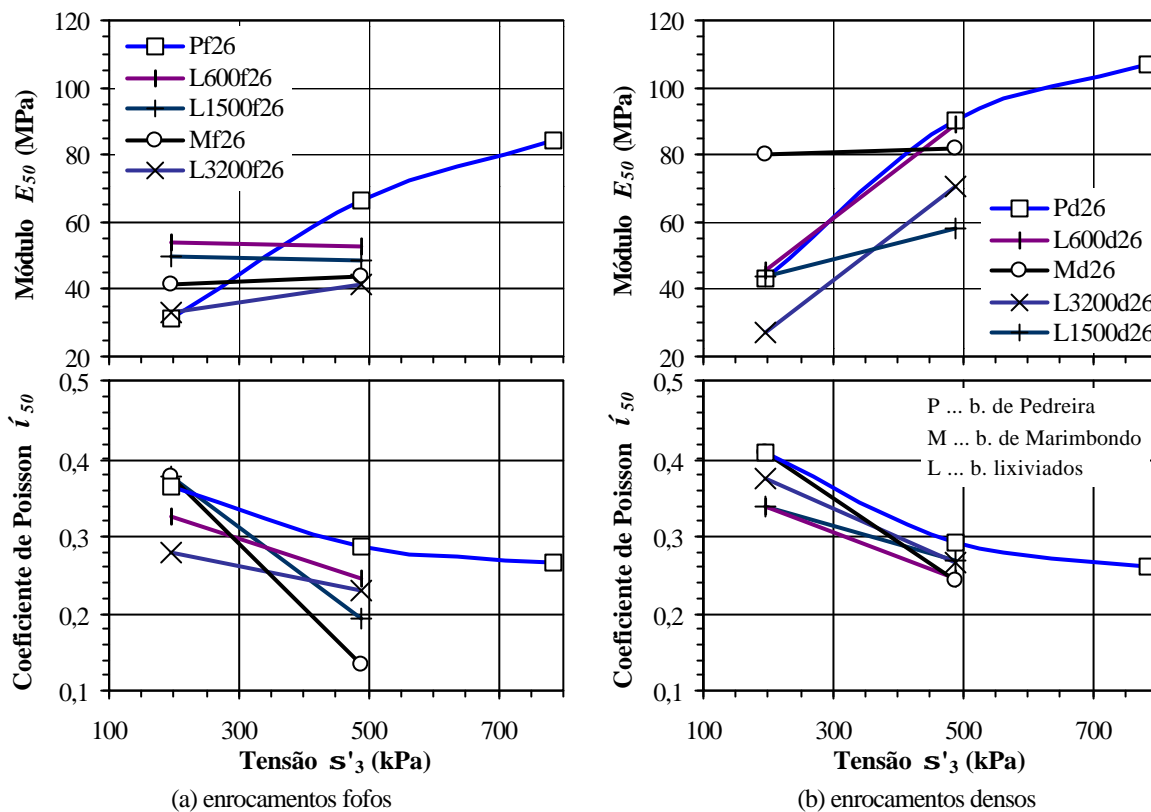


Figura 6.41 - Variação de parâmetros E e ν com s'_3 dos enrocamentos intacto e alterados no campo e laboratório, $d_{50} = 26\text{mm}$.

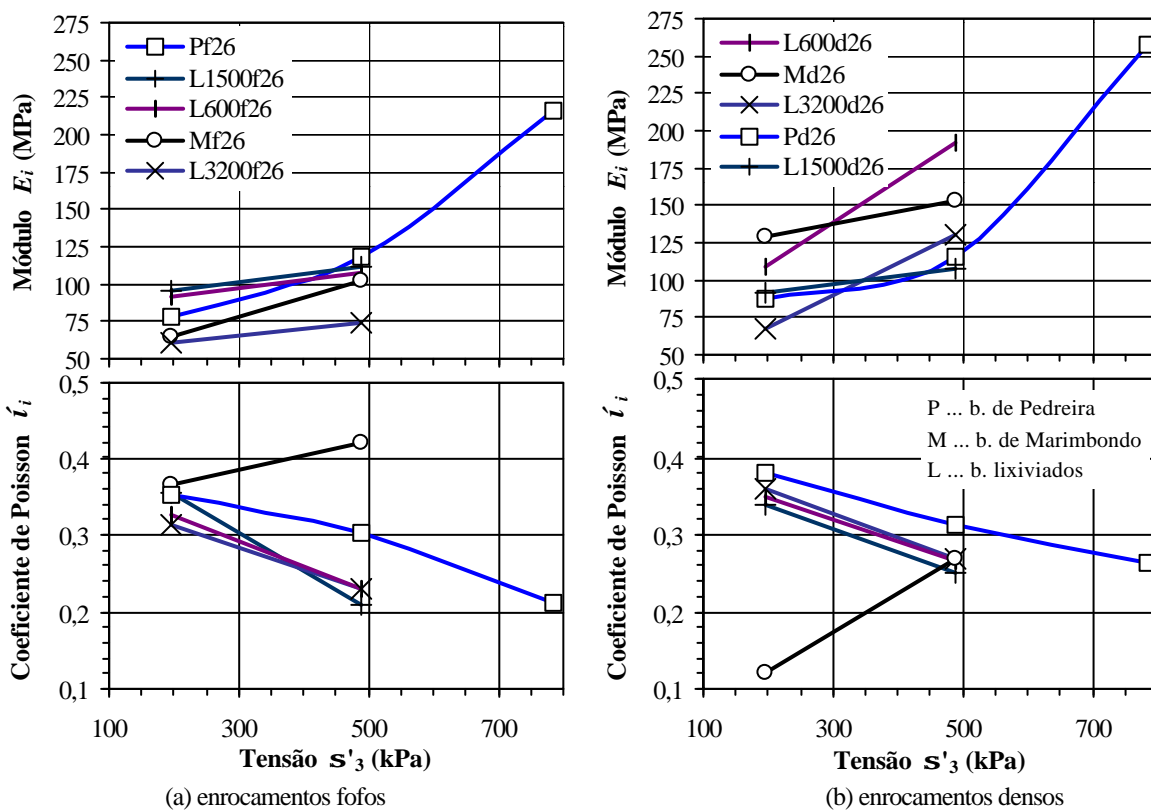


Figura 6.42 - Variação dos parâmetros E_i e ν_i com s'_3 dos enrocamentos intacto e alterados no campo e laboratório, $d_{50} = 26\text{mm}$.

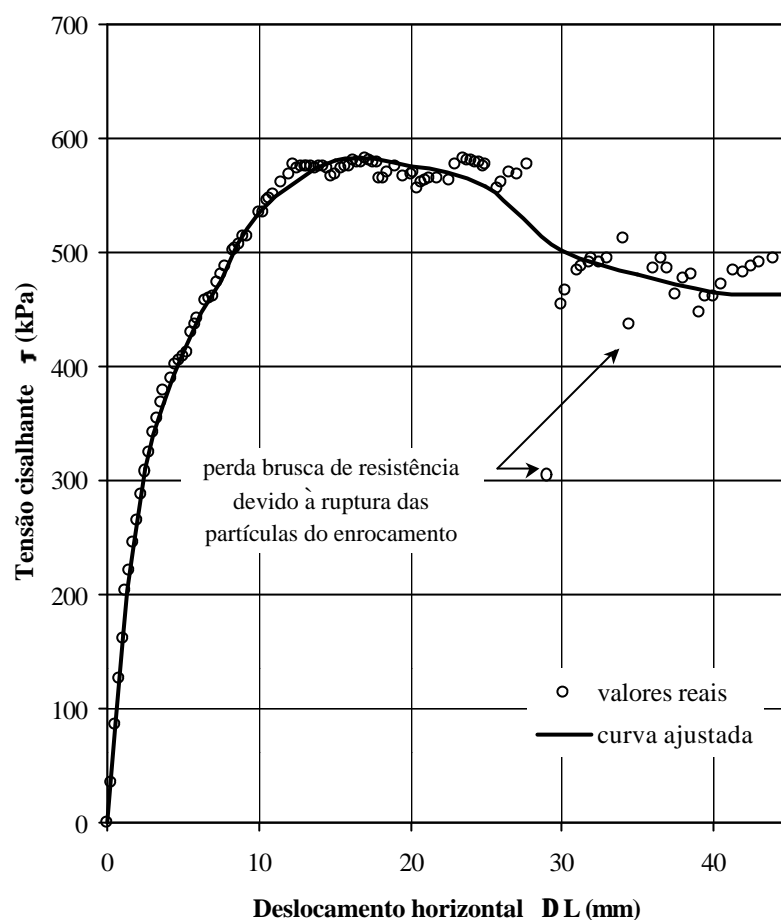


Figura 6.43 - Curva t vs. DL , do ensaio de cisalhamento direto Pd26, na caixa CIS₃₀, tensão $s'_v = 297\text{kPa}$.

O deslocamentos verticais dos extremos da placa de topo da caixa de cisalhamento não são uniformes. De fato, existe uma rotação da placa de topo (Figura 6.44). A face da placa de topo, próxima do ponto de aplicação da carga horizontal, desloca-se para baixo (redução de volume). A face oposta se desloca para cima (aumento de volume). Observa-se, também, uma rotação da parte superior da caixa de cisalhamento com o mesmo sentido de rotação da placa de topo. Segundo Cea (1998), este comportamento se deve à distribuição não uniforme das tensões ao longo da superfície de ruptura. No entanto, os pontos de aplicação da carga horizontal e de reação não estão no mesmo plano da superfície de cisalhamento e, por isto, espera-se ainda o surgimento de momento fletor na caixa de cisalhamento.

As Figuras 6.45 e 6.46 apresentam as curvas tensão cisalhante t vs. deslocamento horizontal DL e deformação volumétrica e_v vs. DL dos enrocamentos de basalto da Pedreira e de Marimondo e do granito de Serra da Mesa em ensaios de cisalhamento direto no equipamento CIS₁₀₀.

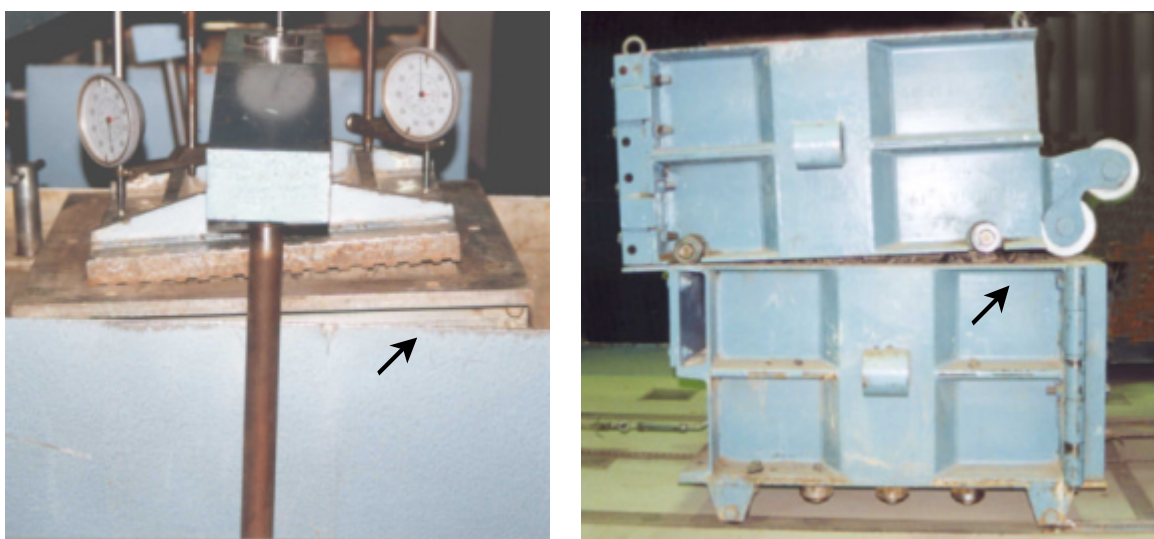
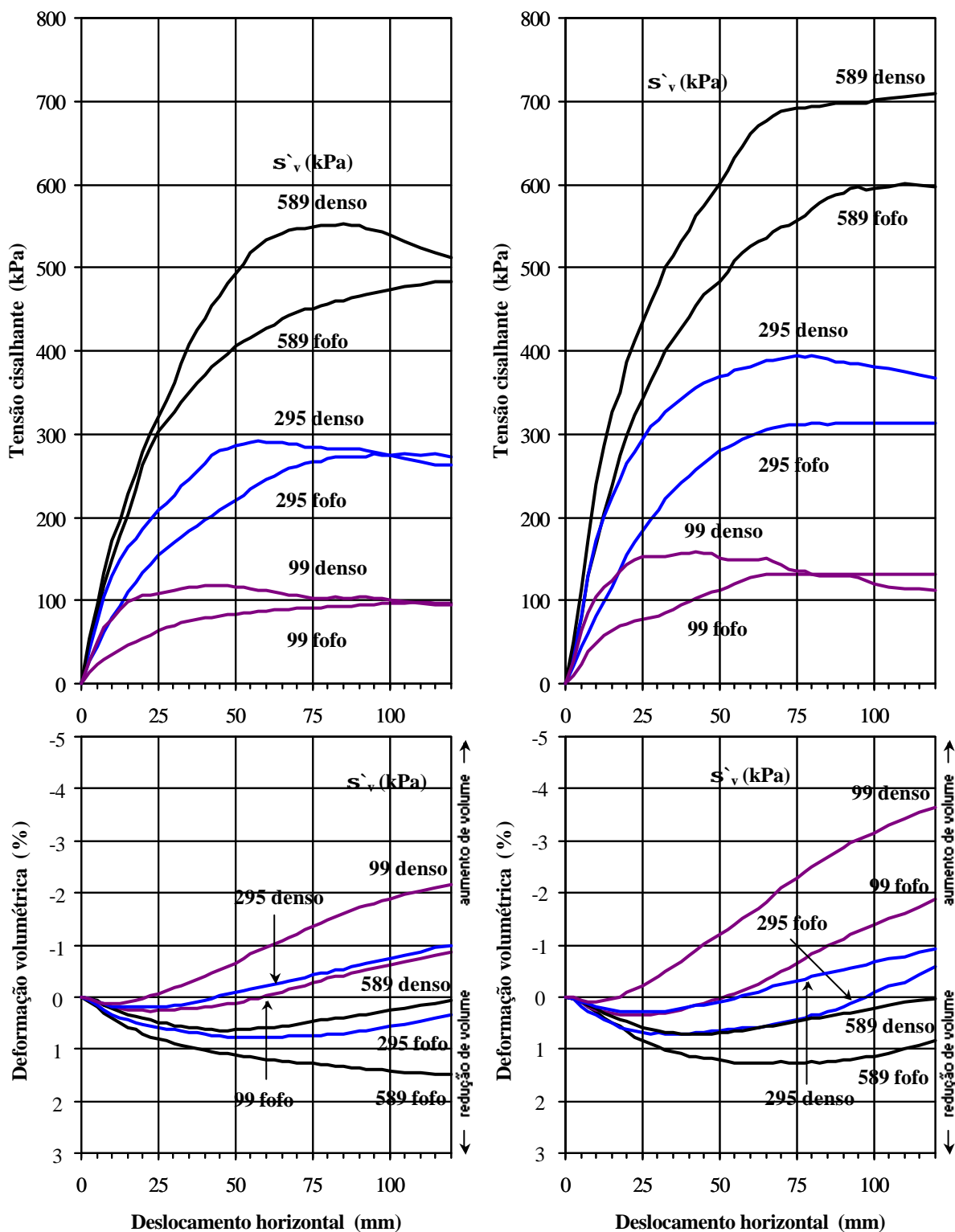
(a) caixa com 0,30m de lado. CIS₃₀(b) caixa com 1m de lado. CIS₁₀₀

Figura 6.44 - Rotação da tampa e da parte superior das caixas dos ensaios de cisalhamento direto.

Os enrocamentos densos de basalto apresentam picos de ruptura bem definidos. Nos enrocamentos de granito, o pico de ruptura só é bem definido para a granulometria com d_{50} igual a 136mm.

Em geral, o comportamento do enrocamento nos ensaios de cisalhamento direto é caracterizado pela dilatância, principalmente após a ruptura. Exceções são os enrocamentos de Marimbondo e de granito com d_{50} igual a 103mm. Além disto, em elevados níveis de tensão vertical, o corpo de prova reduz de volume, não se verificando pico de ruptura bem definido, mesmo para o deslocamento total da caixa de cisalhamento. O enrocamento da Pedreira mostra-se mais dilatante que o de Marimbondo, e o enrocamento denso de granito com d_{50} igual a 136mm é mais dilatante na ruptura que o enrocamento denso de granito com d_{50} igual a 103mm. Tal comportamento mostra que as deformações volumétricas do enrocamento no cisalhamento direto são influenciadas pela litologia da rocha e pela granulometria do enrocamento. Assim, espera-se que a dilatância aumente com a resistência das partículas e com a presença de finos na granulometria.

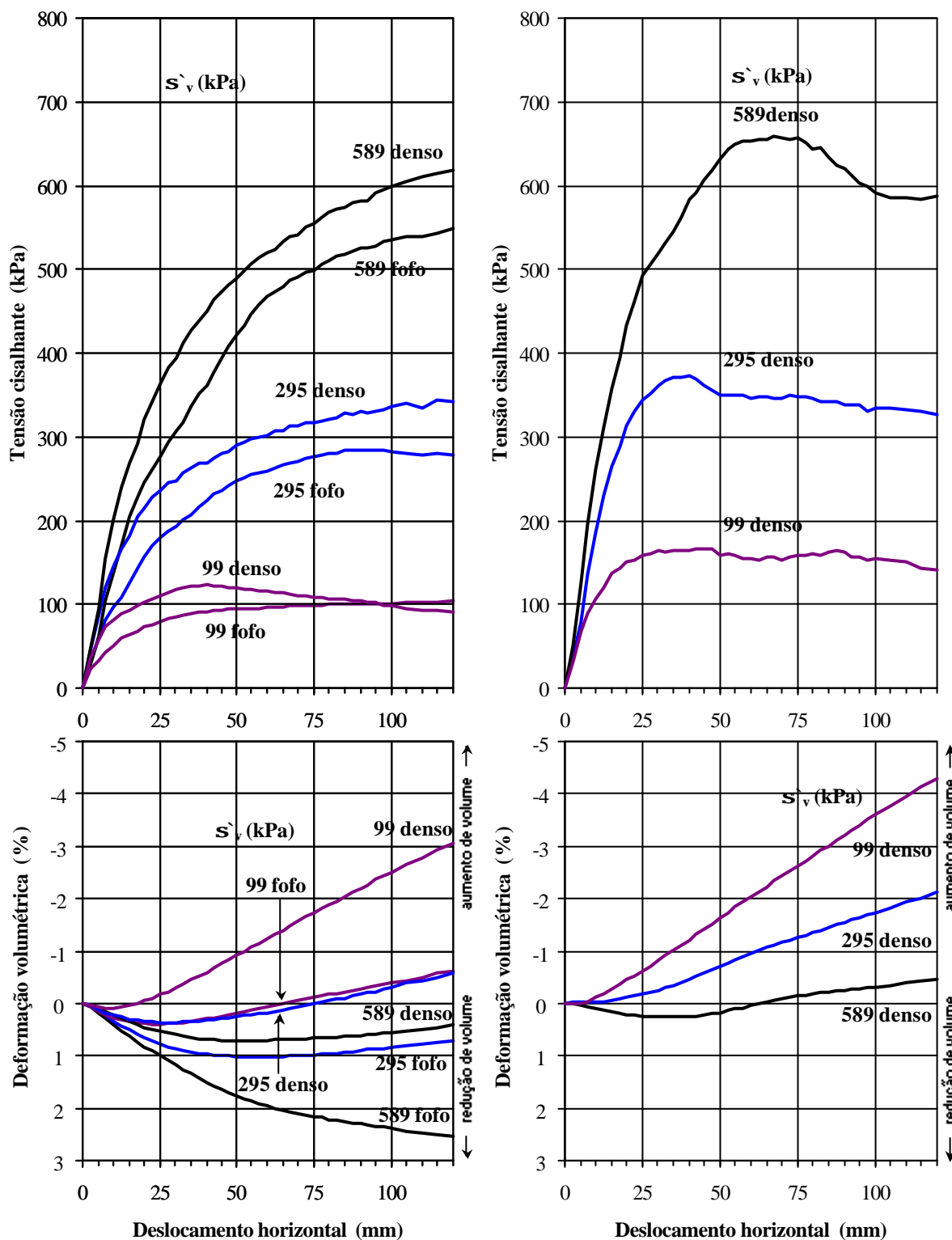
Verifica-se em algumas das curvas indicadas nas Figuras 6.45 e 6.46 que a resistência residual do material denso tende para a resistência máxima do material fofo, o que é um comportamento típico de areias.



(a) Barragem de Marimbondo

(b) Pedreira Rio Grande

Figura 6.45 - Curvas t vs. DL e e_v vs. DL do basalto da Pedreira e de Marimbondo em cisalhamento direto - $d_{50} = 103\text{mm}$.



(a) $d_{50} = 103\text{mm}$

(b) $d_{50} = 136\text{mm}$

Figura 6.46 - Curvas t vs. DL e e_v vs. DL do granito de Serra da Mesa em cisalhamento direto - $d_{50} = 103\text{mm}$.

6.3.6.1 Ângulo de resistência ao cisalhamento

A Tabela 6.18 apresenta os parâmetros das envoltórias de resistência na ruptura considerando que os enrocamentos são materiais não coesivos (a envoltória passa pela origem). As envoltórias foram ajustadas segundo funções do tipo (Mello, 1977):

$$\mathbf{t} = a \mathbf{s}'_v{}^b \quad (6.12)$$

onde \mathbf{t} é a resistência ao cisalhamento, \mathbf{s}'_v é a tensão efetiva vertical e a e b são parâmetros de resistência do material que definem o estado de ruptura.

Assim como no item 6.3.5.1, referente aos ensaios de compressão triaxial, a partir das expressões das envoltórias de resistência nos ensaios de cisalhamento direto, pode-se determinar a variação do ângulo de resistência ao cisalhamento \mathbf{f} e do intercepto coesivo c' em relação ao nível de tensão vertical efetiva \mathbf{s}'_v . O ângulo \mathbf{f} é a inclinação da reta tangente à envoltória de resistência em um determinado valor de tensão \mathbf{s}'_v e c' corresponde ao intercepto da reta tangente com o eixo das abscissas (tensão cisalhante). Os valores de \mathbf{s}'_v e c' são determinados para um mesmo nível de tensão \mathbf{s}'_v .

A Figura 6.47 mostra as envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto executados no equipamento CIS₁₀₀. A Figura 6.48 apresenta as variações de \mathbf{f} e c' com a tensão vertical efetiva \mathbf{s}'_v . Estas variações indicam que a alteração natural do basalto provoca uma redução de cerca de 7° no ângulo \mathbf{f} dos enrocamentos densos (Figuras 6.48a e 6.48b). Considerando uma mesma granulometria, o enrocamento denso de basalto da Pedreira apresenta valores do ângulo \mathbf{f} de 3 a 4° maiores que os valores de \mathbf{f} do enrocamento de granito (Figuras 6.48b e 6.48c). Nos enrocamentos fofos, o aumento pode variar de 4° em baixas tensões \mathbf{s}'_v a 1° em tensões mais elevadas. Os enrocamentos de granito densos com granulometria com diâmetro d_{50} iguais a 136mm e 103mm apresentam variações similares do ângulo \mathbf{f} com a tensão \mathbf{s}'_v (Figuras 6.48c e 6.48d).

Tabela 6.18 - Parâmetros das envoltórias de resistência dos enrocamentos em cisalhamento direto.

Material			Amostra	Parâmetros das envoltórias de resistência			
Tipo	Origem	Alteração		enrocamento denso		enrocamento fofo	
			<i>a</i> (kPa)	<i>b</i>	<i>a</i> (kPa)	<i>b</i>	
Basalto	Barragem de Marimbondo	Campo (25 anos)	M103	2,07	0,86	1,59	0,88
			M26	4,43	0,81	3,26	0,83
			M26u	6,15	0,76	2,38	0,88
			M12	2,84	0,87	2,99	0,81
	Pedreira Rio Grande	Intacto	P103	3,43	0,82	2,03	0,87
			P26(1)	8,59	0,73	5,74	0,79
			P26(3)	5,75	0,79	2,96	0,85
			P26(2)	2,92	0,86	3,02	0,85
			P26u	5,90	0,79	6,75	0,73
			P16	8,20	0,73	2,10	0,89
			P12	3,74	0,84	2,07	0,86
			P12u	1,58	0,96	1,41	0,93
			P8	3,60	0,84	1,19	0,94
			P22	4,70	0,85	1,77	0,94
		100 h de lixiviação	L100	5,07	0,81	2,60	0,86
		240 h de lixiviação	L240	4,64	0,82	2,02	0,90
		600 h de lixiviação	L600	3,96	0,84	1,55	0,93
		1500 h de lixiviação	L1500	3,48	0,85	1,19	0,97
		3200 h de lixiviação	L3200	3,23	0,86	1,61	0,92
		100 ciclos de umidade	U100	5,57	0,78	1,45	0,94
Granito	Barragem de Serra da Mesa	São	G139	4,90	0,75	-	-
			G22	3,28	0,87	2,06	0,90
			G103	2,67	0,84	1,36	0,92
			G26	10,24	0,66	6,21	0,70
			G22u	3,90	0,82	1,84	0,90

O basalto intacto corresponde a zero anos de alteração no campo e zero horas de lixiviação.

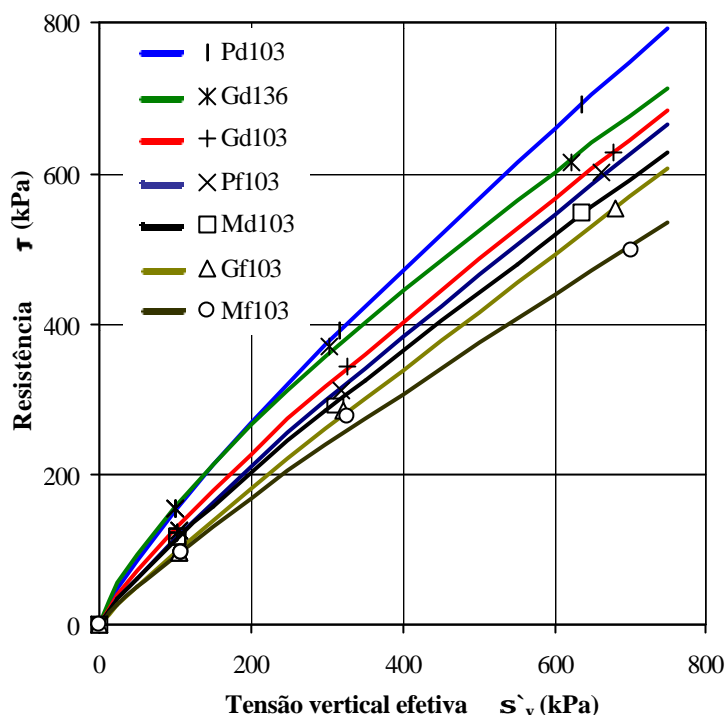


Figura 6.47 - Envoltórias de resistências dos enrocamentos ensaiados no equipamento CIS₁₀₀.

A Figura 6.48 destaca que o valor de c' cresce e o valor de f diminui com a tensão s'_v . Ressalta-se que o aumento da taxa de variação de c' e f indica o aumento da não-linearidade das envoltórias de resistência. Vale lembrar que a não-linearidade está associada ao fraturamento das partículas (item 2.2.1). Assim, observa-se que o enrocamento de basalto da Pedreira apresenta envoltória mais curva que o enrocamento de basalto de Marimbondo (Figuras 6.48a e 6.48b). As envoltórias de resistência dos enrocamentos de granito de Serra da Mesa são ligeiramente mais não-lineares que as envoltórias dos enrocamentos de basalto da Pedreira, para uma mesma granulometria d_{50} igual a 103mm (Figuras 6.47, 6.48b e 6.48c). Verifica-se ainda que a presença de finos na granulometria com diâmetro d_{50} igual a 136mm, aumenta significativamente a não-linearidade da envoltória de resistência (Figuras 6.48c e 6.48d).

6.3.6.2 Efeito de escala

Na avaliação do efeito de escala foram utilizados os dois equipamentos de cisalhamento CIS₁₀₀ e CIS₃₀.

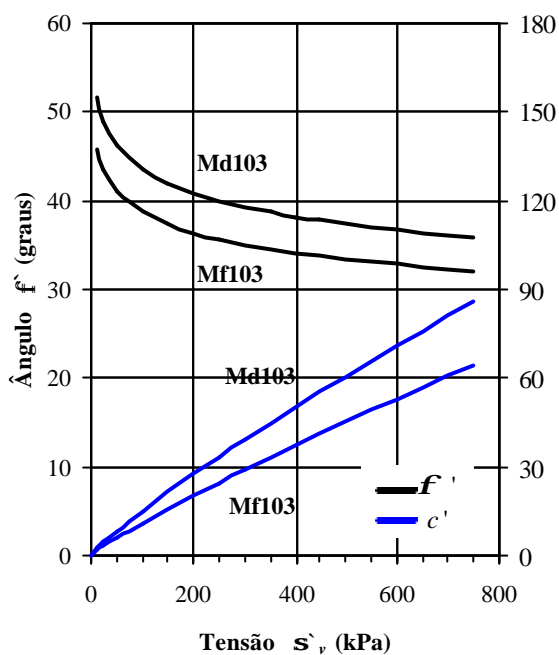
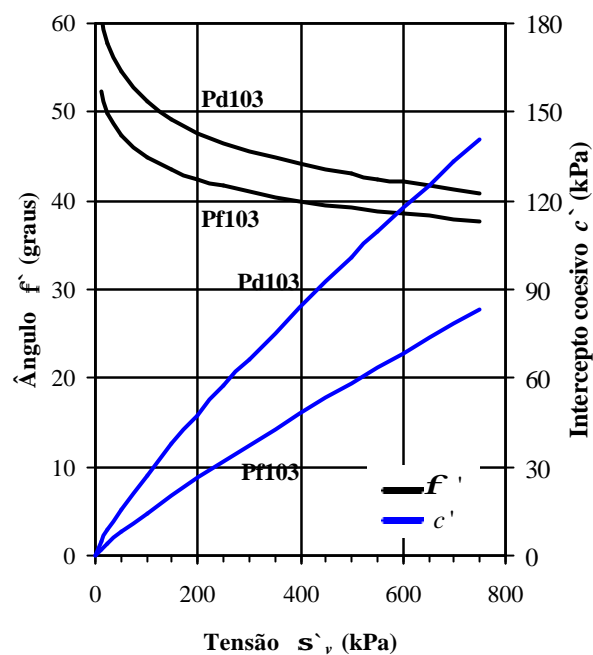
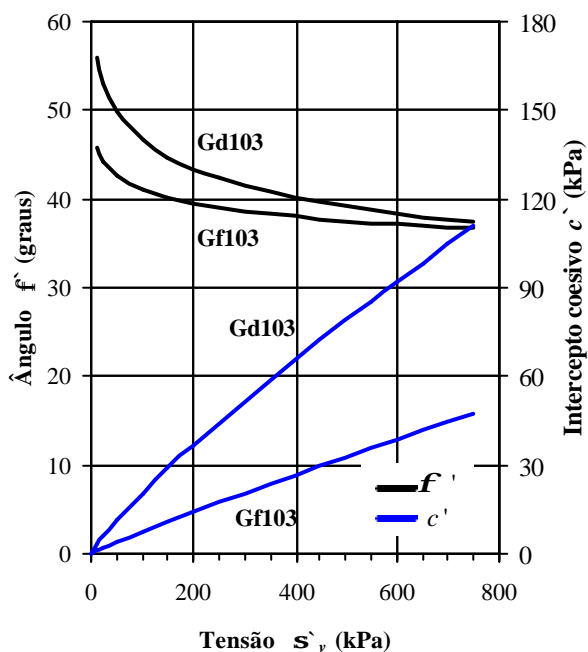
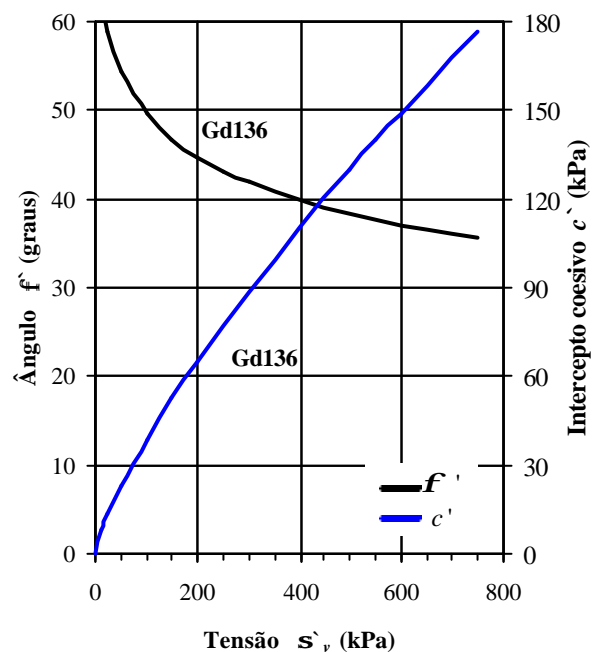
(a) basalto de Marimbondo, $d_{50} = 103\text{mm}$ (b) basalto da Pedreira, $d_{50} = 103\text{mm}$ (c) granito de Serra da Mesa, $d_{50} = 103\text{mm}$ (d) granito de Serra da Mesa, $d_{50} = 136\text{mm}$

Figura 6.48 - Variação dos parâmetros de resistência f' e c' com s'_v dos enrocamentos em cisalhamento direto no equipamento CIS₁₀₀.

A resistência ao cisalhamento dos corpos de prova ensaiados no equipamento CIS₁₀₀ é menor que a dos corpos de prova ensaiados no CIS₃₀ (Figuras 6.49 a 6.51). Nestes ensaios a relação entre a dimensão mínima do corpo de prova D e a máxima das partículas d_{max} é de

aproximadamente 5 (Tabela 5.9). Considerando que o princípio de funcionamento e as condições de contorno dos dois equipamentos de cisalhamento são similares, tal comportamento é explicado pela diferença nas dimensões dos corpos de prova (fator de escala). Das Figuras 6.49 a 6.51 e dos parâmetros das envoltórias indicados na Tabela 6.18, pode-se determinar o fator de escala relativo à dimensão do corpo de prova. Admitindo que os corpos de prova ensaiados no equipamento CIS₁₀₀ são representativos do enrocamento em escala real, define-se o fator de escala F pela relação entre as tensões cisalhantes na ruptura obtidas nos equipamentos CIS₁₀₀ e CIS₃₀, ou seja:

$$F = \frac{\mathbf{t} \text{ no equipamento CIS}_{100}}{\mathbf{t} \text{ no equipamento CIS}_{30}} \quad (6.13)$$

Deste modo, o efeito de escala do corpo de prova aumenta à medida que o valor do fator de escala F afasta-se de 1.

A Figura 6.52 mostra a avaliação dos fatores de escala F dos enrocamentos densos e fofos em função da tensão \mathbf{s}'_v . Verifica-se que a redução da dimensão do corpo de prova aumenta a resistência ao cisalhamento do material (valores de F inferiores a um) e que o fator de escala depende do nível de tensão \mathbf{s}'_v . A Figura 6.52 indica que o valor do fator de escala F do basalto da Pedreira é mais próximo de 1 que o valor de F do enrocamento de basalto de Marimbondo, tanto densos quanto fofos. Isso sugere que a alteração do basalto de Marimbondo aumenta o efeito de escala do corpo de prova. O enrocamento de granito apresenta taxa de variação do fator F com a tensão \mathbf{s}'_v maior que a dos enrocamentos de basalto.

O efeito de escala diminui com a tensões \mathbf{s}'_v tanto para enrocamentos densos quanto fofos (Figura 6.52). Exceção é o enrocamento denso de granito em que o efeito de escala aumenta com \mathbf{s}'_v .

Nos enrocamentos de basalto, a variação do fator de escala F é pouco significativa para tensões \mathbf{s}'_v superiores a 200kPa (Figura 6.52), podendo, neste caso, ser considerado um fator de escala aproximadamente constante (Tabela 6.19).

Dos resultados apresentados no Apêndice III.3, verifica-se que, em geral, a redução dos corpos de prova pouco influencia nas deformações volumétricas dos enrocamentos fofos. Por outro lado, tal redução torna o comportamento dos enrocamentos densos mais dilatantes.

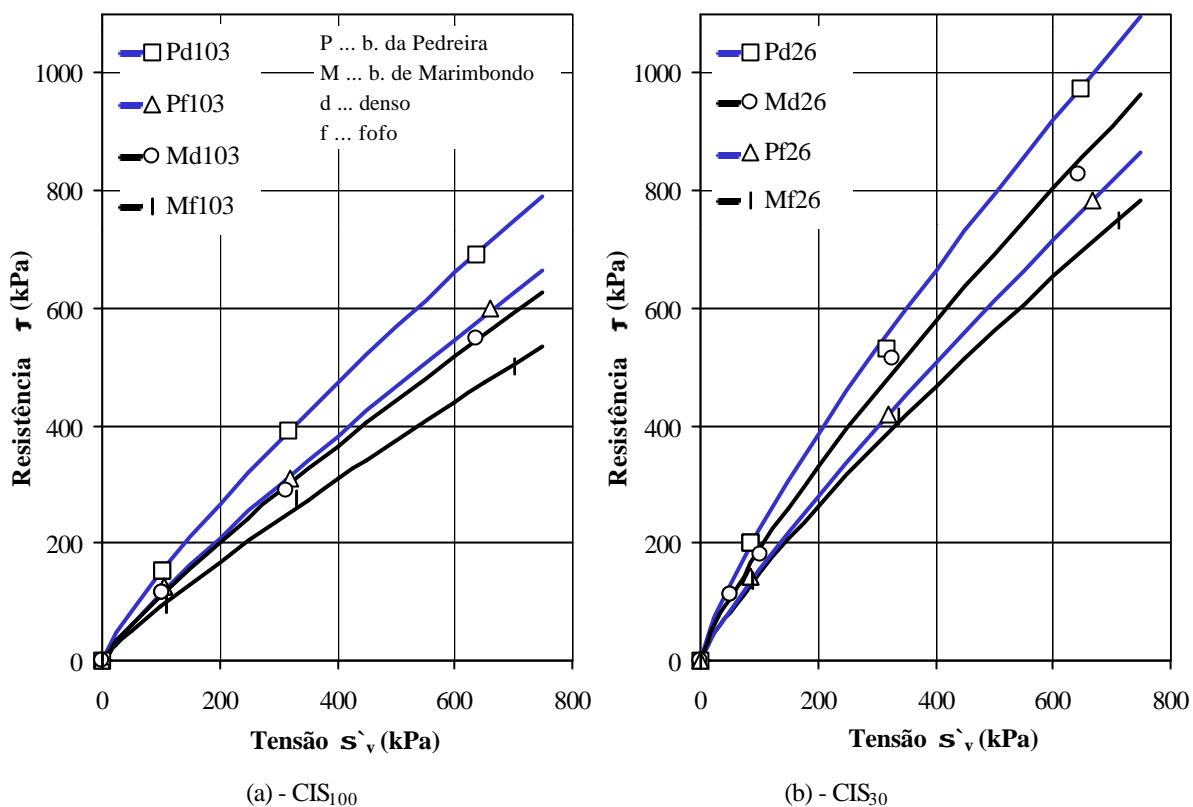


Figura 6.49 - Envolvórias dos enrocamentos de Marimbondo e da Pedreira em cisalhamento direto nos equipamentos CIS₁₀₀ e CIS₃₀, $d_{50} = 26$ e 103mm.

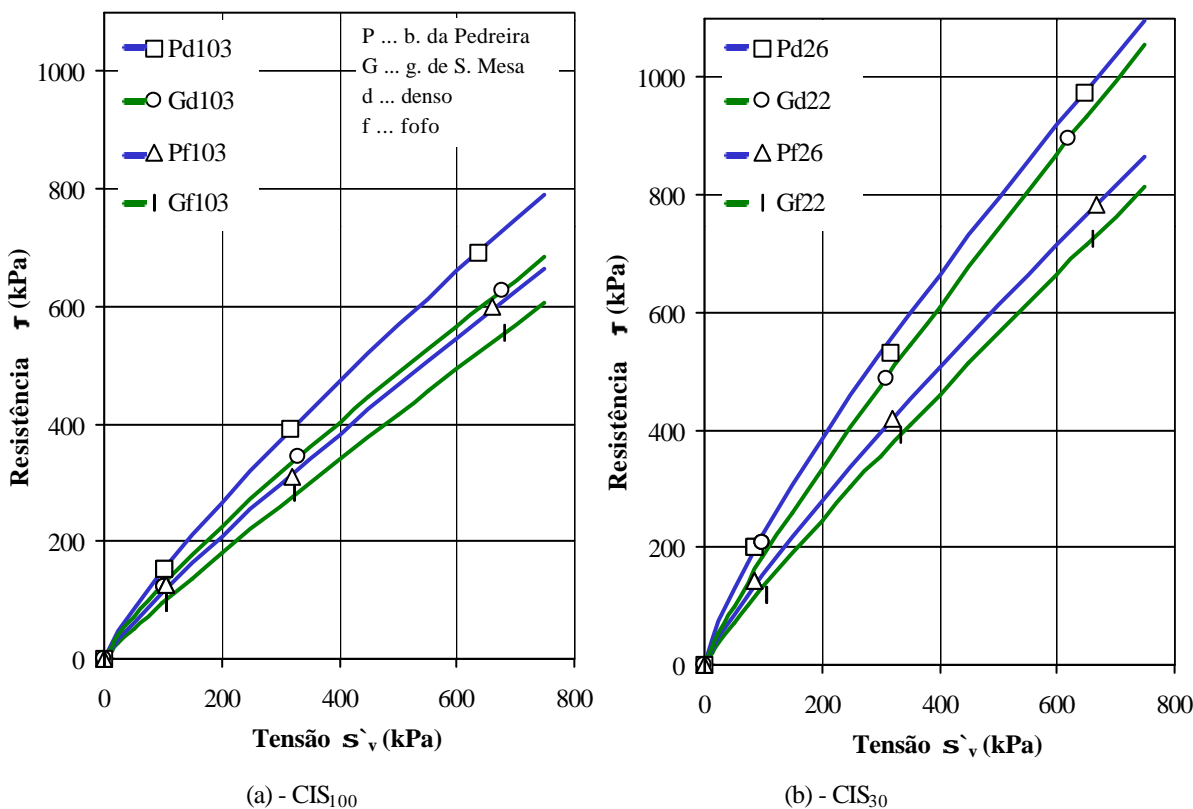


Figura 6.50 - Envolvórias dos enrocamentos de granito e de basalto da Pedreira em cisalhamento direto nos equipamentos CIS₁₀₀ e CIS₃₀, $d_{50} = 22, 26$ e 103mm.

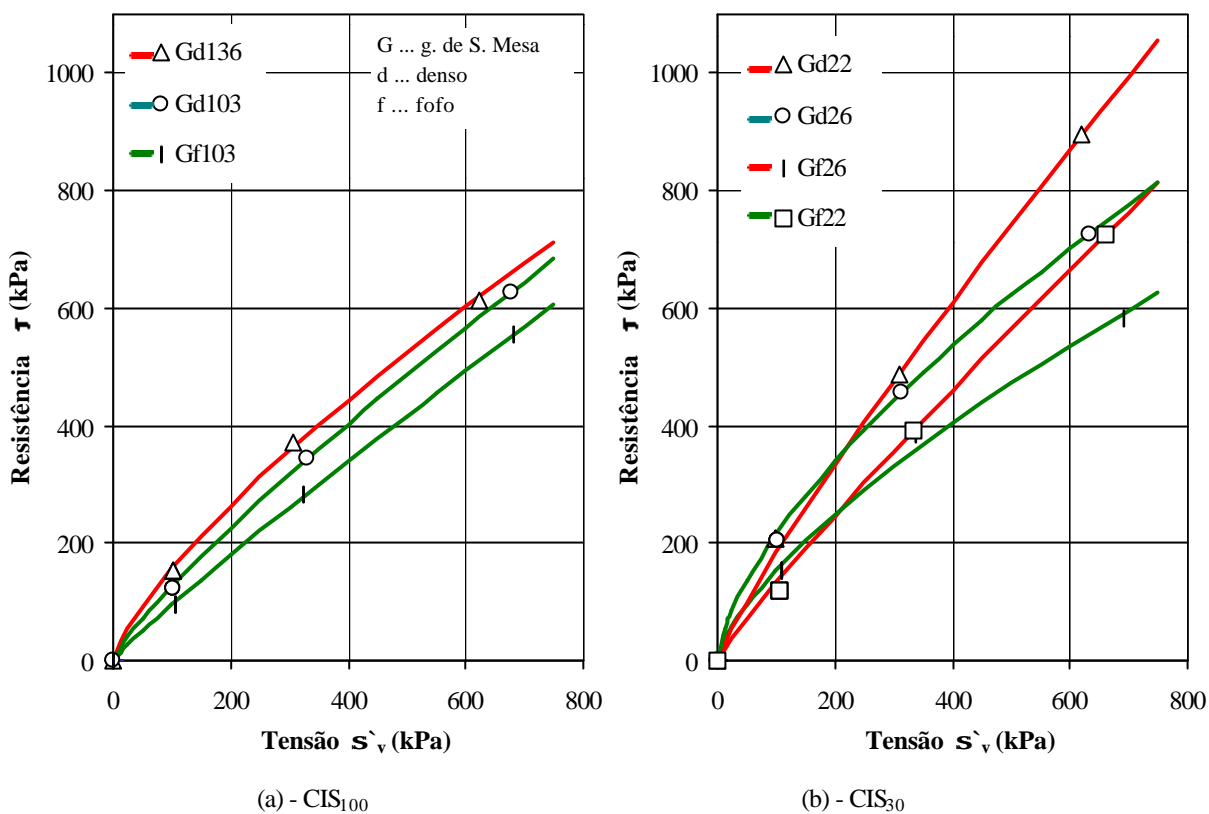


Figura 6.51 - Envolvórias dos enrocamentos de granito em cisalhamento direto nos equipamentos CIS₁₀₀ e CIS₃₀, $d_{50} = 22, 26, 103$ e 136 mm.

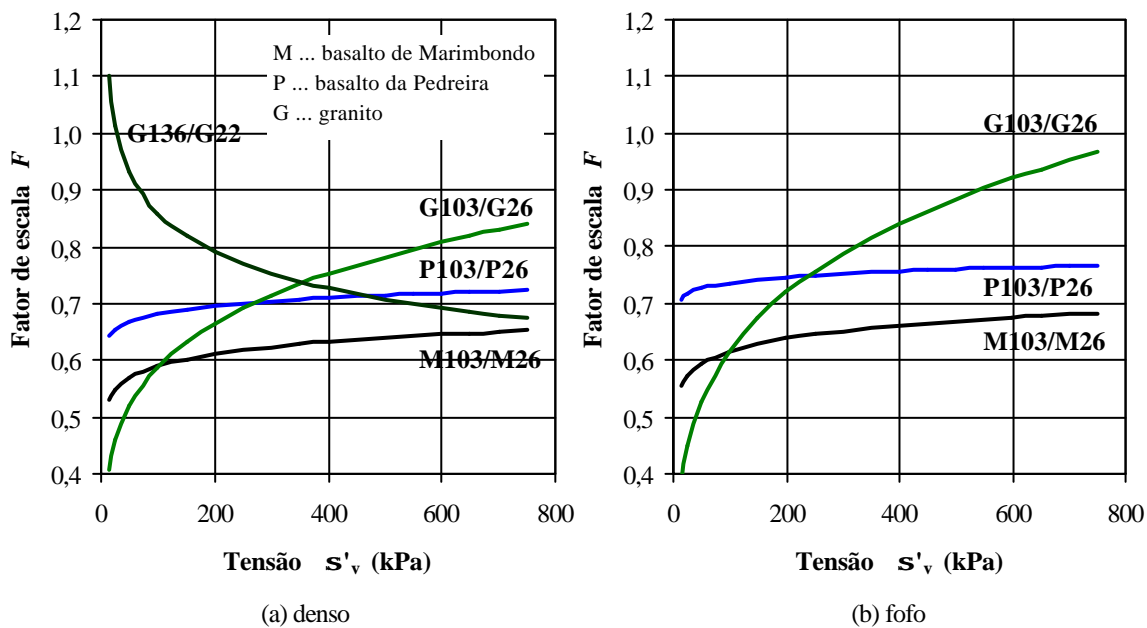


Figura 6.52 - Curvas de fator de escala F vs. s'_v em cisalhamento direto.

Tabela 6.19 - Fatores de escala médios nos ensaios de cisalhamento direto.

Material			Fator de escala F	
Tipo	Origem	Alteração	denso	fofo
<i>Basalto</i>	<i>Marimbondo</i>	<i>Campo (25 anos)</i>	0,63	0,67
	<i>Pedreira Rio Grande</i>	<i>Intacto (0 anos)</i>	0,72	0,76

6.3.6.3 Alteração do enrocamento

Como mencionado no item 6.3.6.2, a alteração natural do basalto provoca a perda de resistência ao cisalhamento do enrocamento (Figura 6.49). A magnitude desta perda é função do nível de tensão σ'_v do material e ocorre tanto nos enrocamentos densos (Figuras 6.53a e 6.53b) quanto fofos (Figuras 6.53c e 6.53d)

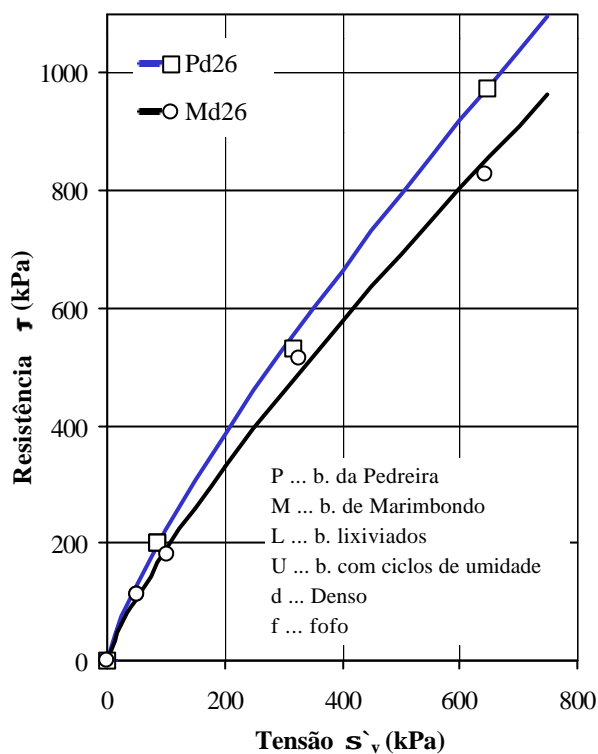
A Figura 6.53, indica que a alteração no laboratório também reduz a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos de basalto. Ressalta-se que as Figuras 6.53a e 6.53c servem como referência para visualização das variações de resistência dos enrocamentos alterados em relação aos enrocamentos da Pedreira e de Marimbondo.

Da Figura 6.53, verifica-se que as envoltórias do material alterado no campo e no laboratório apresentam formas semelhantes e, desta maneira, pode-se concluir que a alteração do basalto no laboratório é capaz de reproduzir a alteração natural do material no campo.

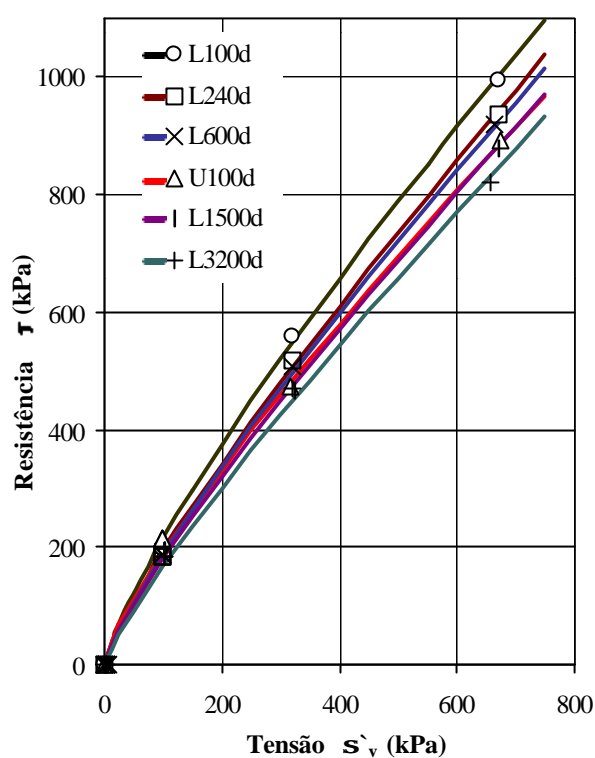
Dos resultados mostrados no Apêndice III.3 não se observa modificação significativa nas deformações volumétricas dos enrocamentos devido à alteração natural e no laboratório do material de enrocamento.

6.3.6.4 Dimensão máxima das partículas

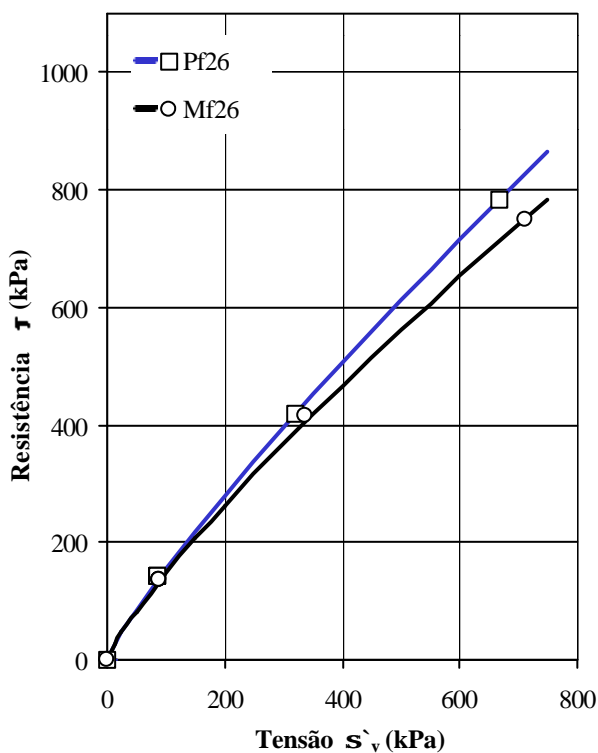
A Figura 6.54 mostra que a redução da dimensão máxima das partículas reduz a resistência ao cisalhamento do enrocamento. Nos ensaios de cisalhamento direto em enrocamentos, espera-se que a concentração de tensões gere fraturamento dos contatos entre partículas e ruptura de partículas na superfície de ruptura, possibilitando o rearranjo da estrutura granular do corpo de prova. Assim, a redução da resistência ao cisalhamento com a dimensão das partículas, observada na Figura 6.54, sugere uma melhor redistribuição de tensões na superfície de ruptura em enrocamentos com partículas menores e conseqüentemente, a redução do fraturamento de contatos entre partículas e da ruptura de partículas.



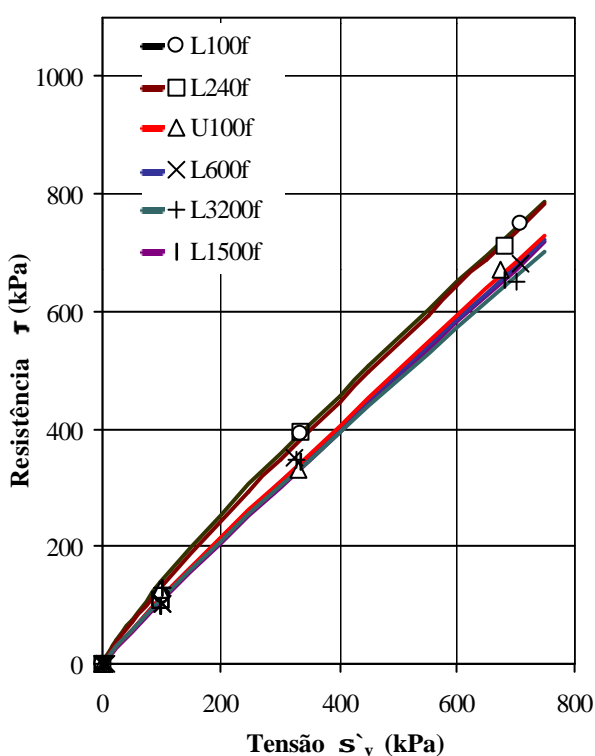
(a) - intacto da Pedreira e alterado de Marimbondo, densos



(b) - alterados no laboratório, densos

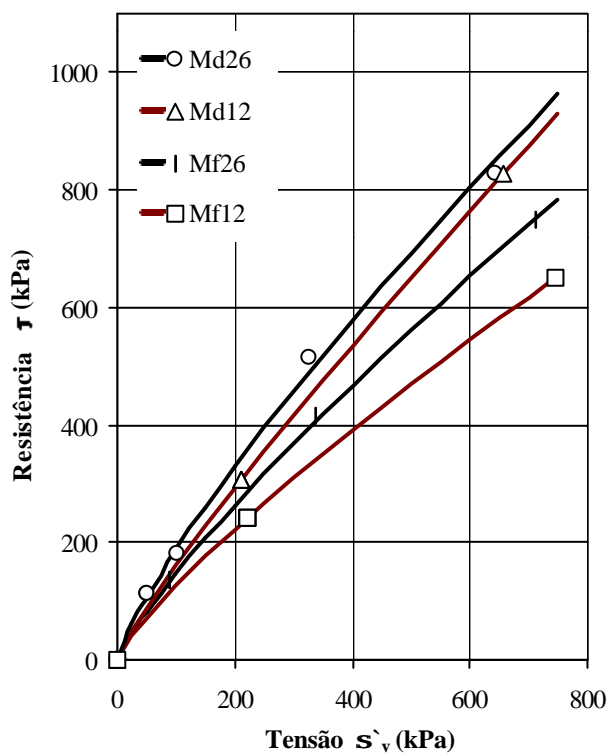
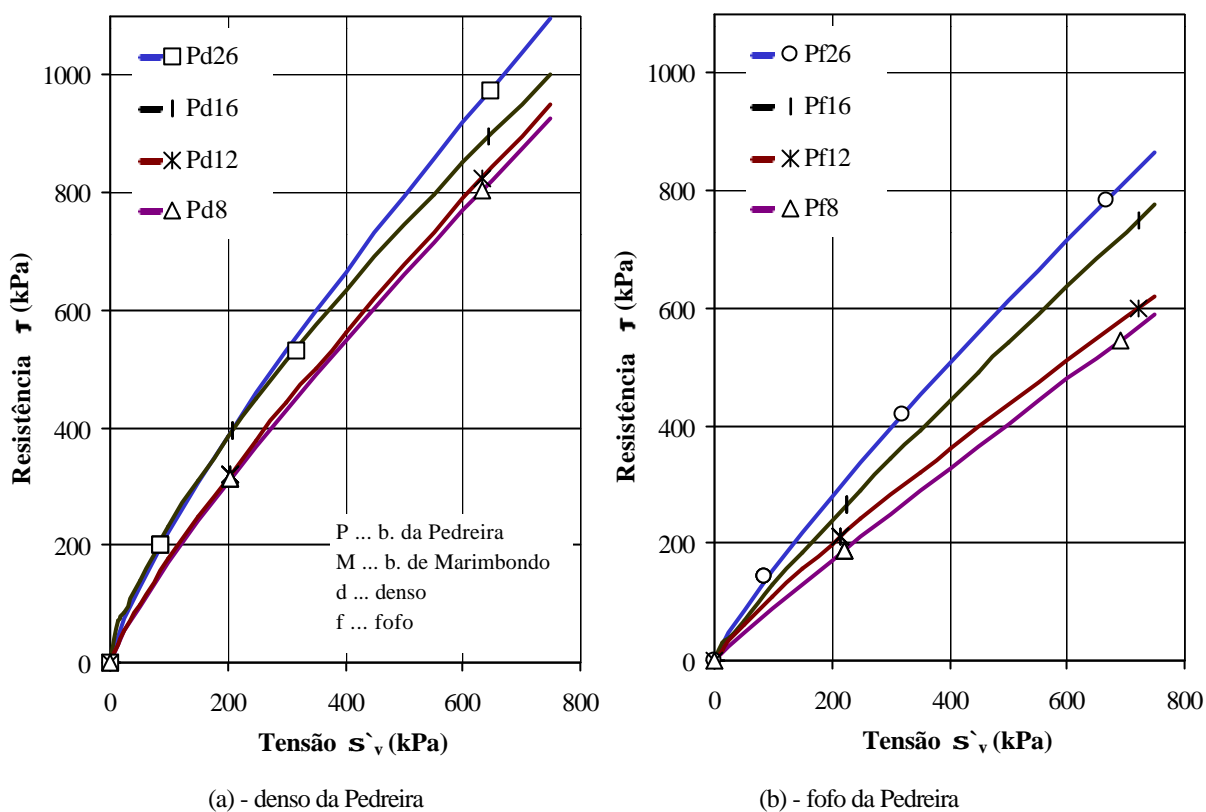


(c) - intacto da Pedreira e alterado de Marimbondo, fofo



(d) - alterados no laboratório, fofo

Figura 6.53 - Envoltórias dos enrocamentos de basalto em cisalhamento direto
- Efeito da alteração natural e no laboratório.



(c) - denso de Marimbondo

Figura 6.54 - Envoltórias dos enrocamentos de basalto da Pedreira e de Marimbondo em cisalhamento direto - Efeito da dimensão das partículas.

Dos resultados mostrados no Apêndice III.3 não se verifica modificação significativa nas deformações volumétricas dos enrocamentos devido à redução da dimensão máxima das partículas. No entanto, nos basaltos densos, para baixos níveis de tensão s'_v , observa-se um pequeno aumento da expansibilidade com a dimensão média das partículas.

6.3.6.5 Saturação por submersão do enrocamento

As Figuras 6.55 e 6.56 indicam que a influência da saturação por submersão dos enrocamentos só é significativa para o granito com granulometria de diâmetro d_{50} igual a 22mm. Assim, espera-se que o efeito da saturação seja mais relevante nos enrocamentos com significativa quantidade de finos. Provavelmente tal efeito esteja relacionado com o carregamento das partículas mais finas localizadas eventualmente nos contatos entre as partículas maiores.

Dos resultados mostrados no Apêndice III.3 não se verifica modificação significativa nas deformações volumétricas, devido à saturação por submersão do enrocamento.

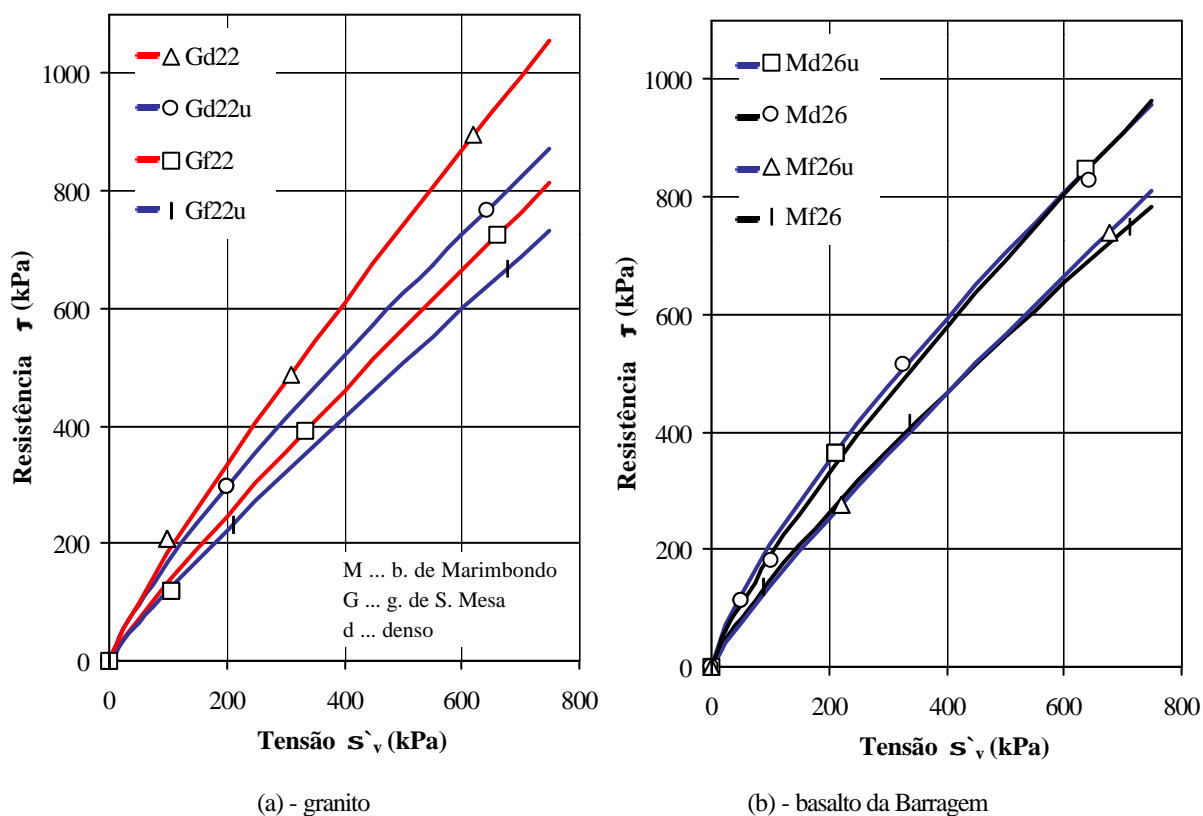


Figura 6.55 - Envoltórias de resistência dos enrocamentos de granito e de basalto de Marimbondo em cisalhamento direto - Efeito da submersão.

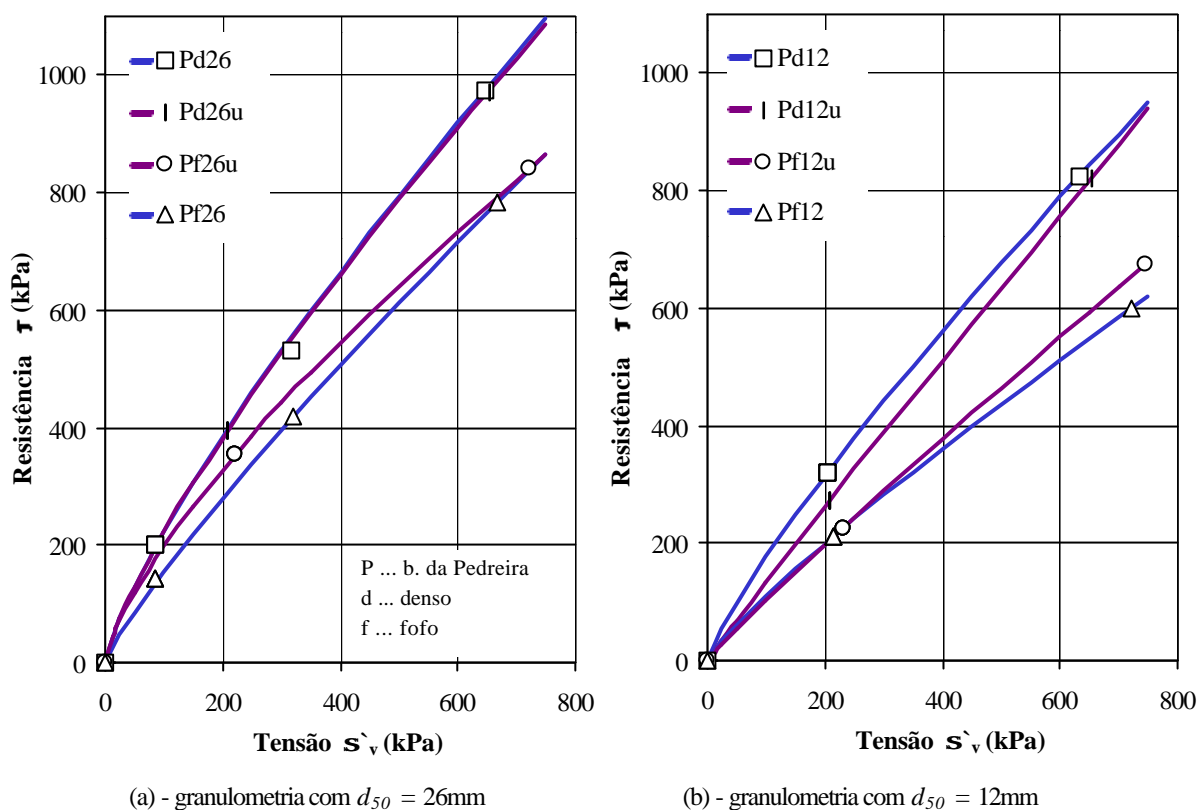


Figura 6.56 - Envolvórias de resistência dos enrocamentos de basalto da Pedreira em cisalhamento direto - Efeito da submersão.

6.3.6.6 Presença de finos

Comparando os resultados dos ensaios nos enrocamentos de granito de Serra da Mesa com diâmetro d_{50} iguais a 22, 26, 103 e 136mm e nos enrocamentos de basalto da Pedreira com d_{50} iguais a 22 e 26mm, constata-se, do Apêndice III.3, que a presença de finos tem influência significativa no comportamento do enrocamento sob cisalhamento direto. Inicialmente, nota-se que nos enrocamentos com presença de finos ($d_{50} = 22$ e 136mm) existem picos de ruptura bem definidos nas curvas s'_v vs. τ , principalmente em elevados níveis de tensão s'_v . Além disto a taxa de acréscimo da resistência ao cisalhamento τ até a ruptura é mais acentuada nos enrocamentos com finos. Observa-se ainda que ocorre o aumento da expansibilidade dos enrocamentos densos com a presença de finos. Nos enrocamentos fofos, tal influência é pouco significativa.

A presença de finos nas granulometrias de diâmetros d_{50} iguais a 22mm (Figuras 6.51b e 6.57) e 136mm (Figura 6.51a) aumenta a resistência ao cisalhamento direto do enrocamento. No entanto, este aumento não é significativo no enrocamento fofo de basalto da Pedreira (Figura 6.57).

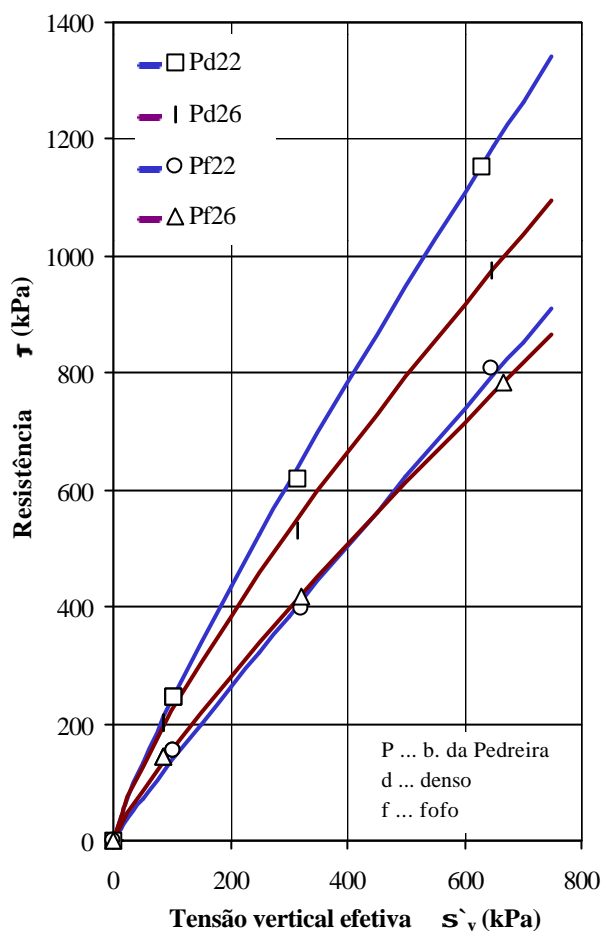


Figura 6.57 - Envoltórias de resistência do enrocamento de basalto da Pedreira em cisalhamento direto - Efeito da presença de finos.

A presença de finos reduz a não-linearidade da envoltória de resistência dos enrocamentos ensaiados no equipamento CIS₃₀ (Figuras 6.51b e 6.57). No entanto, no equipamento CIS₁₀₀ ocorre um ligeiro aumento da não-linearidade da envoltória de resistência devido à presença de finos (Figura 6.51a). Apesar disso, a redução da não-linearidade sugere que a presença de finos pode reduzir o fraturamento das partículas, principalmente em elevados níveis de tensão s'_v , assim como observado nos ensaios de compressão unidimensional (item 6.3.4.7).

6.3.7. Análise comparativa dos resultados dos ensaios no maciço de enrocamento

Em nível de exercício acadêmico pode-se fazer o estudo comparativo dos parâmetros do enrocamento determinados nos diferentes ensaios. Tal estudo tem por objetivo, dentre outros, validar o procedimento de determinação dos parâmetros dos enrocamentos utilizando correlações empíricas ou formuladas a partir da teoria da elasticidade.

6.3.7.1 *Envoltórias de resistência, f e c'*

Inicialmente compara-se as envoltórias de resistência obtidas nos ensaios de cisalhamento direto CIS e de compressão triaxial TRI, nos enrocamentos fofos e densos de basalto intacto, alterado no campo e de granito, com granulometria de diâmetro d_{50} igual a 26mm (Figuras 6.58a, 6.59a e 6.60a). Observa-se que a resistência ao cisalhamento obtida nos ensaios triaxiais é menor que nos ensaios de cisalhamento direto, não importando a densidade e a litologia da rocha constituinte dos enrocamentos.

A partir das envoltórias de resistência, pode-se determinar os valores dos ângulos de atrito f e do intercepto coesivo c' (Figuras 6.58b, 6.59b e 6.60b). Nota-se que o ângulo de resistência ao cisalhamento obtido nos ensaios triaxiais é menor que os obtidos nos ensaios de cisalhamento direto para basaltos densos e fofos, intactos e alterados naturalmente no campo. No entanto, o mesmo não pode ser afirmado com relação a c' . Nos basaltos, o valor de c' dos ensaios TRI é maior que nos ensaios CIS, e no granito, o valor de c' é semelhante em ambos os ensaios.

Comparando a variação de f e c' dos ensaios TRI com os ensaios CIS nos enrocamentos com $d_{50} = 103\text{mm}$ (Figura 6.48) tem-se o mesmo comportamento anteriormente descrito. Neste caso, a diferença entre os ângulos de atrito é menor que na comparação anterior, no entanto, a diferença entre os valores de coesão c' aumenta.

Pode-se ainda fazer a determinação do ângulo de resistência ao cisalhamento f a partir dos ensaios de compressão unidimensional, executados na câmara de um metro de diâmetro UNI_{100} descrita no item 5.6.2.2. Esta câmara propicia a medição das tensões horizontais durante o ensaio. A Figura 6.61 apresenta a variação do coeficiente de empuxo em repouso K_o^* , definido como a relação entre as tensões horizontal e vertical efetivas, determinadas nos ensaios na câmara UNI_{100} . O parâmetro K_o^* sofre influência das deformações e deslocamentos horizontais dos anéis que constituem a câmara UNI_{100} , (5.6.2.2). Assim, faz-se a diferenciação deste parâmetro com um “*” do K_o definido tradicionalmente na mecânica dos solos. Destaca-se que os ensaios Gd136 também foram executados nesta câmara, no entanto, a variação de K_o^* com a tensão s'_v tem padrão de variação distinto do observado nos basaltos densos. Tal diferença de comportamento pode estar relacionado com o procedimento de determinação das tensões horizontais entre o ensaio Gd136, apresentado por Caproni Jr. e Armelin (1998), e os ensaios Pd103 e Md103, apresentados no presente trabalho.

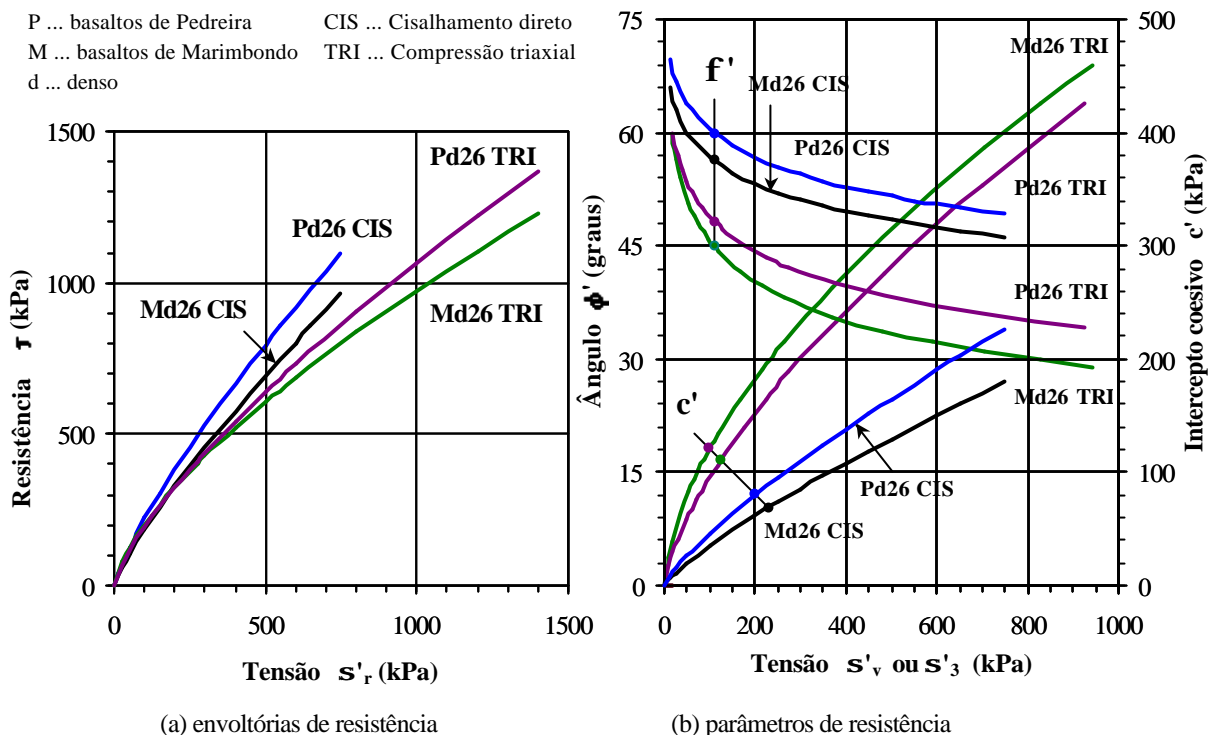


Figura 6.58 - Envoltórias e parâmetros de resistência em compressão triaxial e cisalhamento direto dos enrocamentos densos de basalto da Pedreira e de Marimbondo, $d_{50} = 26\text{mm}$.

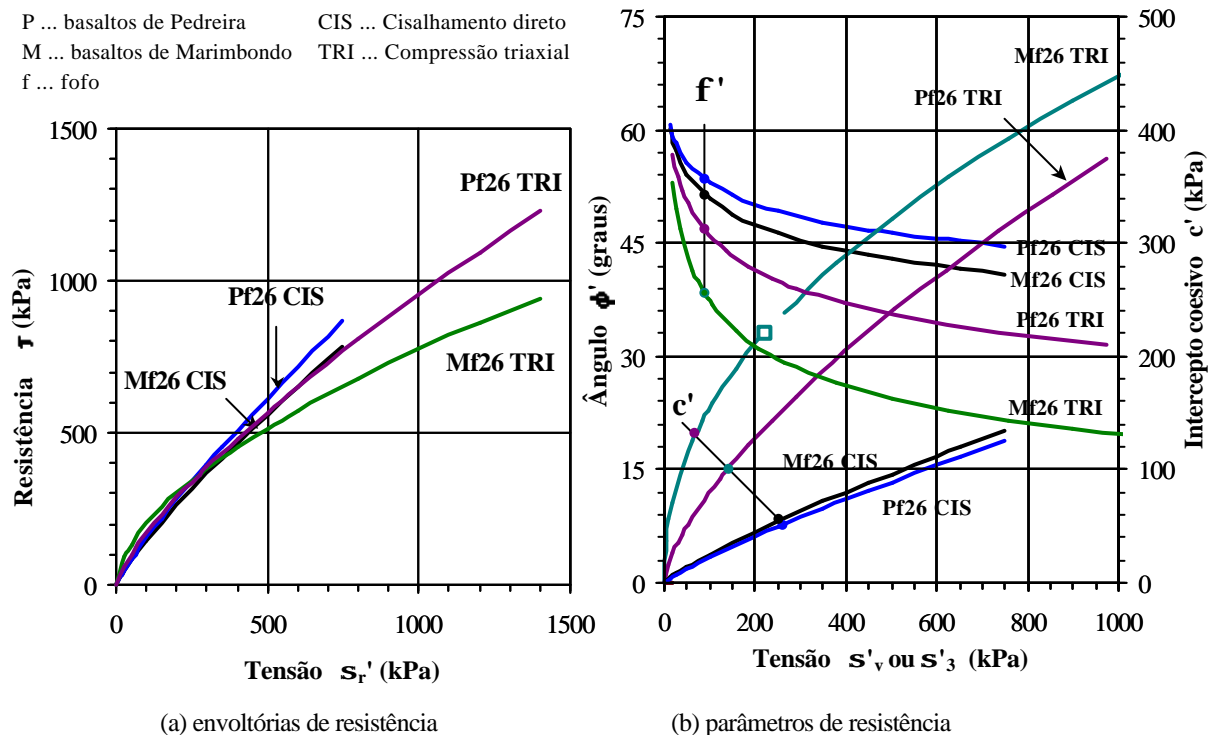


Figura 6.59 - Envoltórias e parâmetros de resistência em compressão triaxial e cisalhamento direto dos enrocamentos fofos de basalto da Pedreira e de Marimbondo, $d_{50} = 26\text{mm}$.

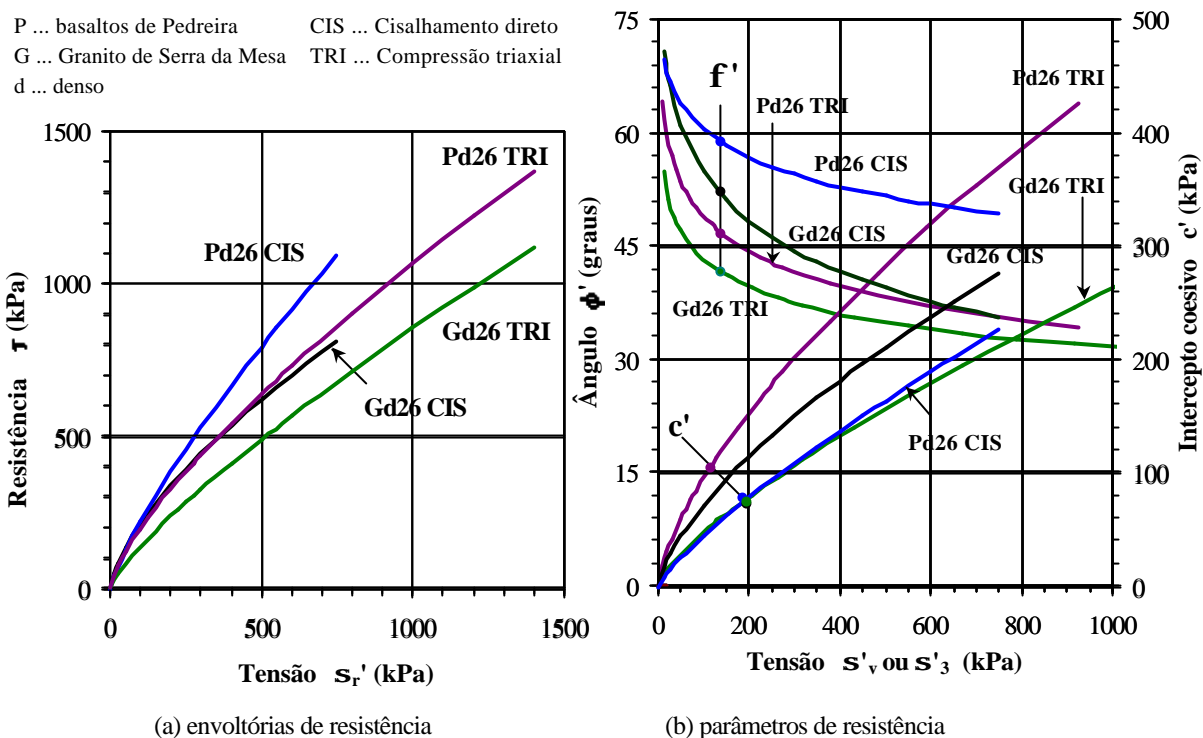


Figura 6.60 - Envoltórias e parâmetros de resistência em compressão triaxial e cisalhamento direto dos enrocamentos densos de granito e de basalto da Pedreira, $d_{50} = 26\text{mm}$.

A Figura 6.61 mostra que os valores de K_o^* do enrocamento da Pedreira são maiores que os valores do enrocamento de Marimbondo. Isto pode sugerir que a alteração natural do basalto reduz o valor de K_o^* .

Utilizando-se da equação de Jaky (1984), $k_o = (1 - \text{sen } \mathbf{f})$, determina-se a variação de \mathbf{f} durante o ensaio UNI (Figura 6.62). Contrariamente ao observado nos ensaios triaxiais TRI e de cisalhamento direto CIS, verifica-se que o enrocamento denso de basalto de Marimbondo apresenta valores de \mathbf{f} ligeiramente maiores que o enrocamento denso de basalto da Pedreira. Além disso, os valores de \mathbf{f} nos enrocamentos fofos são inferiores aos obtidos a partir dos ensaios TRI e CIS. No entanto, os valores \mathbf{f} nos enrocamentos densos sugeridos pela equação de Jaky (1984), são próximos dos valores de \mathbf{f} obtidos nos ensaios TRI, considerando elevados níveis de tensões ($s'_v > 800\text{kPa}$).

Assim como nos ensaios CIS e TRI, a Figura 6.62 indica o aumento do ângulo \mathbf{f} com a tensão horizontal nos enrocamentos densos de basalto. No entanto, nos enrocamentos fofos de basalto e no de granito ocorre a redução de \mathbf{f} com o aumento do nível de tensão.

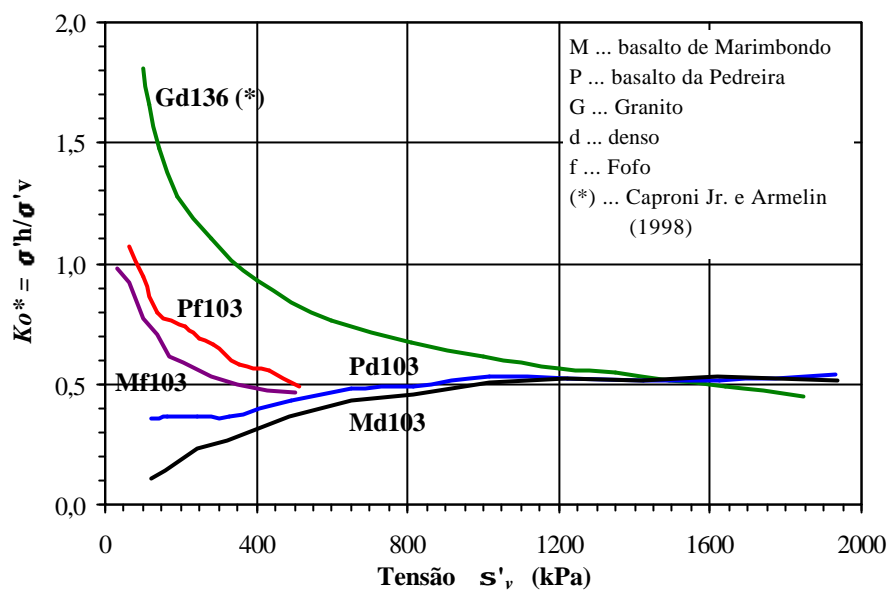


Figura 6.61 - Curvas K_o^* vs. s'_v em compressão unidimensional para enrocamentos ensaiados na câmara UNI₁₀₀, $d_{50} = 103$ e 136 mm.

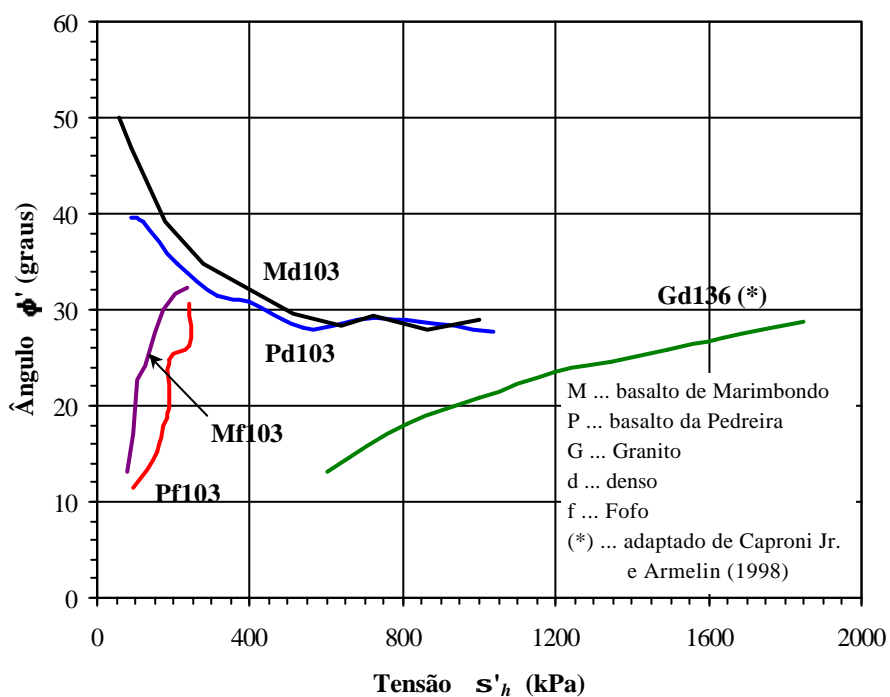


Figura 6.62 - Curvas ϕ' vs. s'_v em compressão unidimensional para enrocamentos ensaiados na câmara UNI₁₀₀, $d_{50} = 103$ e 136 mm.

6.3.7.2 *Módulo de compressibilidade M (Constrained modulus)*

Pode-se fazer a comparação dos módulos de compressibilidade $M (d\mathbf{s}'_v/d\mathbf{e}_v)$ obtidos nos ensaios de compressão triaxial TRI e de compressão unidimensional UNI. O módulo M pode ser determinado pela teoria da elasticidade, segundo a expressão (extraído de Lambe e Whitman, 1969):

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (6.14)$$

onde o módulo de Young E e o coeficiente de Poisson ν são parâmetros determinados no ensaio TRI.

Nos ensaios UNI, a determinação do módulo M é feita diretamente dos resultados dos ensaios (Apêndice III.1). No entanto, a comparação do módulo M deve ser feita para o mesmo nível de tensão nos dois tipos de ensaio. Para tanto, faz-se necessário o conhecimento da trajetória de tensões dos ensaios UNI. Isso só é possível nos ensaios executados na câmara UNI₁₀₀, pois nesta câmara faz-se a medição da tensão horizontal durante o ensaio.

As Figuras 6.63 e 6.64 apresentam as trajetórias de tensão dos ensaios TRI e UNI para enrocamentos densos e fofos, respectivamente. Os pontos de intersecção das trajetórias de tensões dos dois ensaios indicam os níveis de tensão onde se pode fazer a comparação dos módulos M .

A Tabela 6.20 apresenta os valores do módulo M para os ensaios UNI e CIS. Verifica-se que os módulos determinados a partir dos ensaios triaxiais são maiores que os determinados nos ensaios unidimensionais, tanto para o basalto intacto da Pedreira quanto para o basalto alterado da Barragem, independentemente do grau de compactação.

6.3.7.3 *Módulo volumétrico B (Bulk modulus)*

A Figura 6.65 apresenta os resultados de dois ensaios de compressão isotrópica ISO executados no basalto da Pedreira com granulometria de diâmetro d_{50} igual a 26mm. A partir destes resultados, pode-se determinar o módulo B , definido como a relação entre tensão de confinamento e a deformação volumétrica ($d\mathbf{s}'_c/d\mathbf{e}_v$).

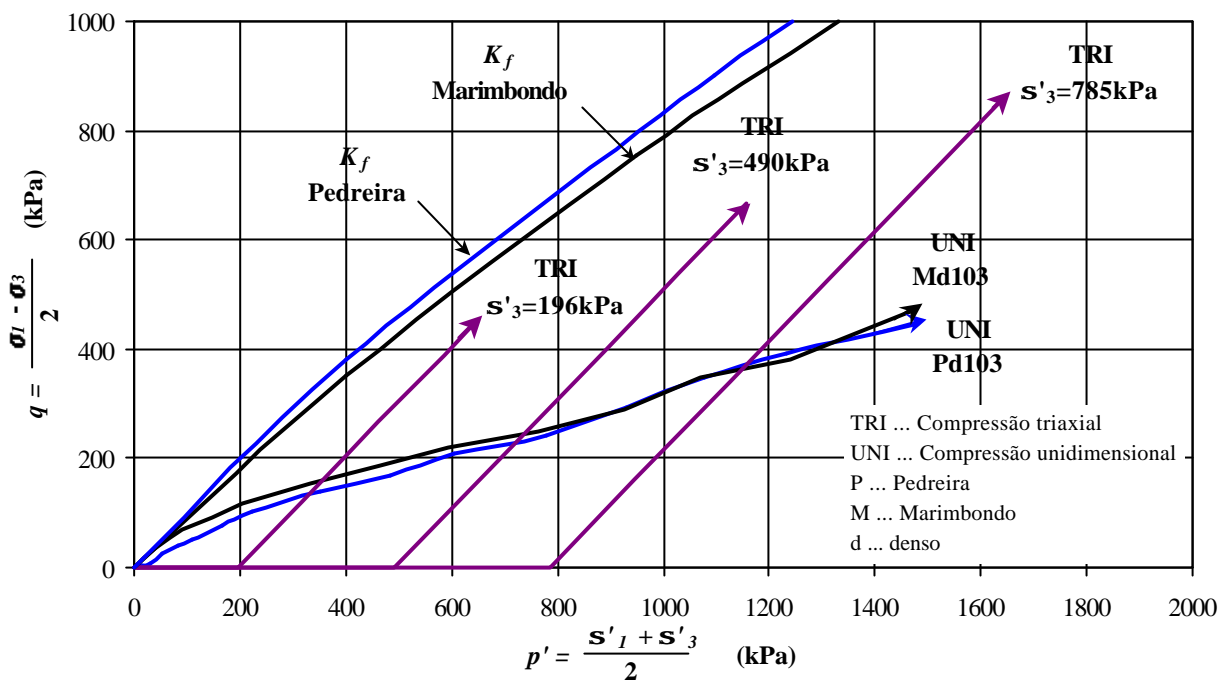


Figura 6.63 - Trajetórias de tensão em compressão unidimensional e triaxial para enrocamentos densos.

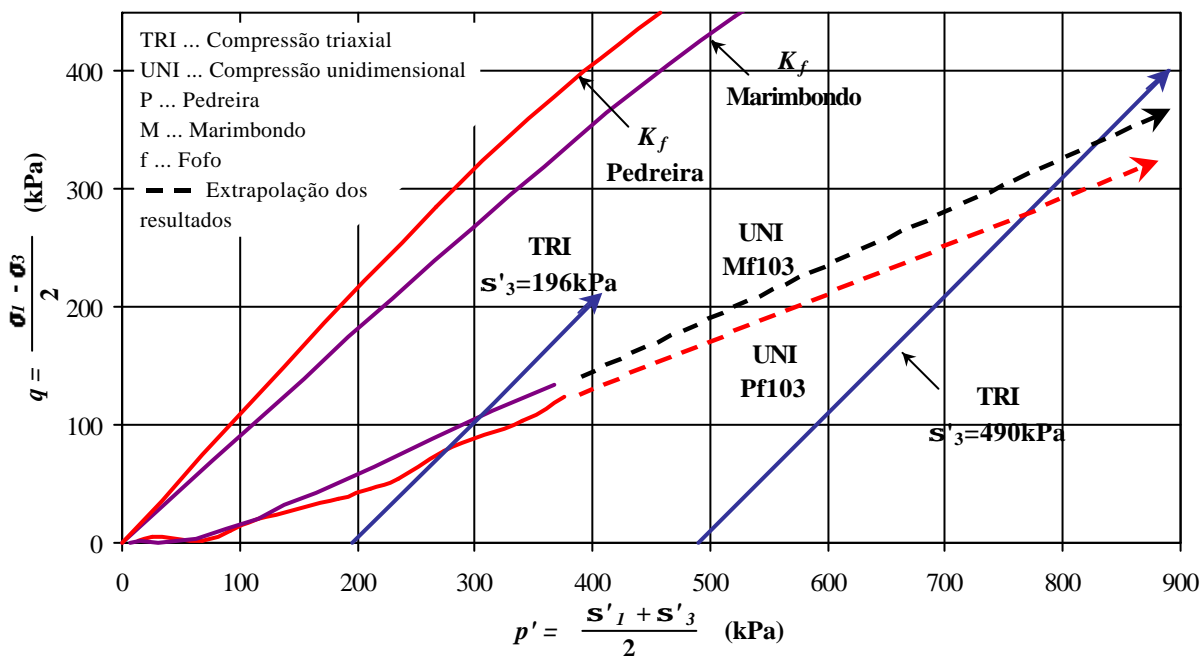


Figura 6.64 - Trajetórias de tensão em compressão unidimensional e triaxial para enrocamentos fofo.

Tabela 6.20 - Valores do módulo M nos ensaios de compressão unidimensional UNI e compressão triaxial TRI.

Material			Compa- cidade	Nível de tensão		Ensaio UNI	Ensaio TRI		
Tipo	Origem	Alteração		s'_1 (kPa)	s'_3 (kPa)	M (MPa)	E (MPa)	n	M (MPa)
Basalto	Marimbondo	Campo (25 anos)	Denso	523	490	67,93	150,26	0,39	299,73
				975	196	48,80	114,15	0,35	183,20
			Fofo	412	490	14,94	102,77	0,38	192,38
				1167	196	28,00 (*)	25,89	0,36	43,51
	Pedreira Rio Grande	Intacto (0 anos)	Denso	465	785	70,35	67,47	0,37	119,33
				945	490	54,34	214,18	0,32	306,49
			fofo	1531	196	52,78	149,45	0,32	213,86
				359	460	18,53	81,20	0,34	124,98
			1047	196	28,74 (*)	123,17	0,36	207,01	

(*) valores extrapolados dos resultados dos ensaios de compressão unidimensional

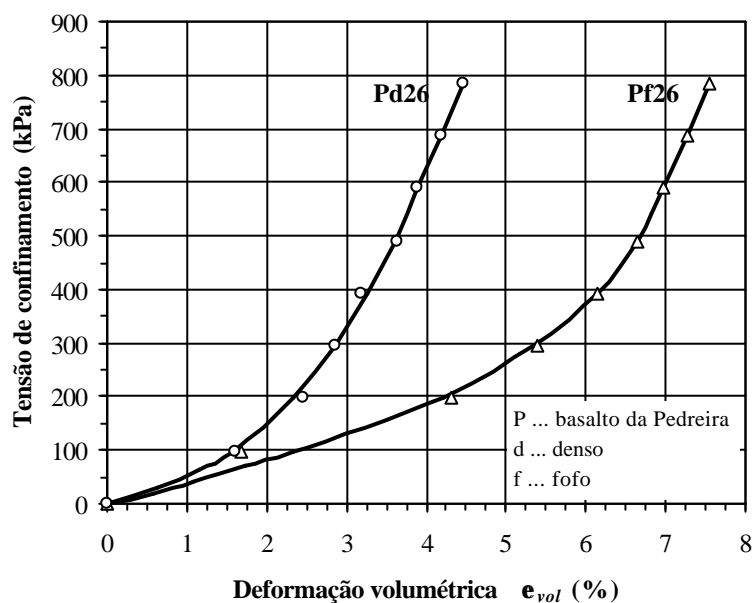


Figura 6.65 - Curvas tensão de confinamento *vs.* ϵ_{vol} em compressão isotrópica para enrocamentos de basalto da Pedreira, denso e fofo, $d_{50} = 26\text{mm}$.

Pode-se determinar, também, o valor de B pela teoria da elasticidade utilizando os resultados do ensaios triaxiais TRI segundo a expressão (extraído de Lambe e Whitman, 1969):

$$B = \frac{E}{3(1-2n)} \quad (6.15)$$

Sabe-se que a trajetória de tensões do ensaio ISO segue a linha $q = (\mathbf{s}_1 - \mathbf{s}_3)/2 = 0$. Desta forma, a determinação do módulo B no ensaio triaxial para uma adequada comparação entre os dois tipos de ensaios, ISO e TRI deve ser feita utilizando os parâmetros E_i e \mathbf{n} (Tabela 6.17), que correspondem à fase inicial do carregamento.

A Figura 6.66 apresenta a variação do módulo B obtida nos ensaios ISO e TRI. O módulo B determinado nos ensaios triaxiais é significativamente maior que no ensaio de compressão isotrópica. Ressalta-se que os valores de B indicados na figura não consideram o efeito da penetração da membrana no corpo de prova.

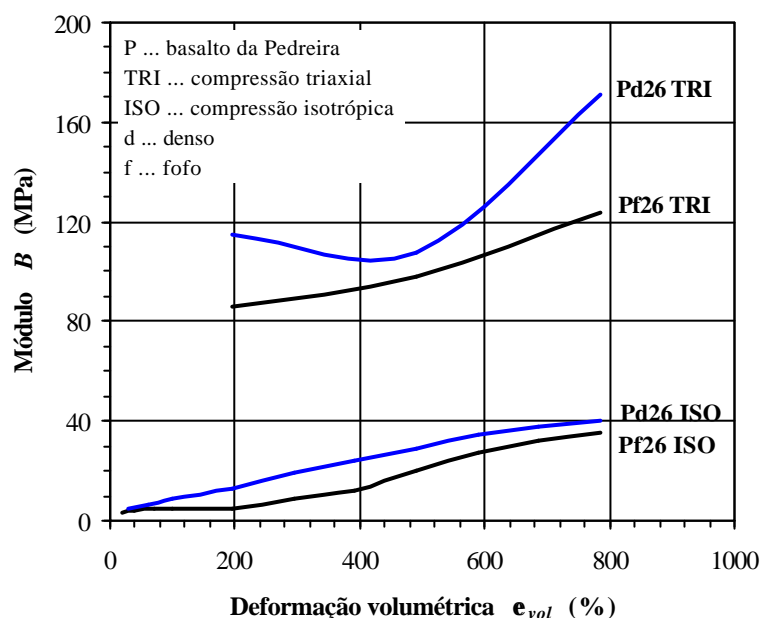


Figura 6.66 - Variação do módulo B com a deformação volumétrica em ensaios ISO e TRI para enrocamento de basalto da Pedreira, denso e fofo, $d_{50} = 26\text{mm}$.

6.3.7.4 Módulo cisalhante G (Shear modulus)

A determinação do módulo G pode ser feita pelos ensaios de cisalhamento direto CIS e pelos ensaios triaxiais TRI. Este módulo é definido pela relação entre a tensão cisalhante t e a deformação cisalhante g . No ensaio de cisalhamento direto, o valor de g pode ser determinado, de forma aproximada, através da expressão:

$$\mathbf{g} = \frac{\Delta L}{\frac{h}{2}} \quad (6.16)$$

onde \mathbf{DL} é o deslocamento da caixa de cisalhamento durante o ensaio e h é a altura da caixa.

No ensaio TRI, o valor de G pode ser determinado pela teoria da elasticidade, segundo a expressão (extraído de Lambe e Whitman, 1969):

$$G = \frac{E}{2(1+\mathbf{n})} \quad (6.17)$$

Para uma comparação adequada dos valores de módulo G , determinados a partir dos resultados dos ensaios CIS e TRI, deve-se determinar o nível de tensão no qual será feita a comparação. Sabe-se que a trajetória de tensões do ensaio CIS segue, na fase de adensamento, a trajetória K_o e, posteriormente, torna-se desconhecida. Entretanto, a determinação da trajetória K_o também não é conhecida, tendo em vista que neste ensaio não se faz a medição da tensão horizontal durante a fase de adensamento.

Deste modo, optou-se por uma análise em termos dos valores de G determinados no início e a 50% da tensão de ruptura de cada ensaio. No ensaio CIS, o módulo a 50 % da tensão de ruptura G_{50} é determinado pela inclinação da reta que sai da origem e passa pelo ponto da curva \mathbf{DL} vs. \mathbf{t} a 50% da tensão de ruptura. O módulo inicial G_i é determinado pela inclinação da reta que sai da origem e é tangente à curva \mathbf{DL} vs. \mathbf{t} . No ensaio TRI, os valores de G_{50} e G_i são determinados através da Equação 6.17, utilizando os valores de E_{50} , E_i , \mathbf{n}_{50} e \mathbf{n}_i apresentados na Tabela 6.17. A Tabela 6.21 apresenta os valores dos módulos cisalhantes determinados nos ensaios CIS e TRI. Ressalta-se que o valor G_i representa o maior valor do módulo cisalhante durante o ensaio.

Observa-se que os valores do módulo cisalhante obtidos nos ensaios de compressão triaxial são sempre maiores que os obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, não importando a litologia (granito, basalto) e nem o estado de alteração (intacto e alterado naturalmente no campo).

Tabela 6.21 - Valores do módulo G determinados nos ensaios de cisalhamento direto CIS e de compressão triaxial TRI para enrocamentos com $d_{50} = 26\text{mm}$.

Material			Amostra	Cisalhamento direto			Compressão triaxial		
Tipo	Origem	Alteração		s_v (kPa)	G_{50} (MPa)	G_i (MPa)	s_3 (kPa)	G_{50} (MPa)	G_i (MPa)
Basalto	Marimbondo	Campo (25 anos)	Md26	415	7,84	14,73	490	33,13	60,09
				257	7,13	11,89	196	28,40	57,31
				91	3,76	5,26	-	-	-
				56	2,65	4,31	-	-	-
			Mf26	375	3,43	15	490	19,33	36,01
				208	2,58	12	196	14,97	23,95
	Pedreira Rio Grande	Intacta (0 anos)	Pd26	488	9,96	15,51	785	42,34	102,33
				266	11,30	15,77	490	35,06	44,32
				101	7,02	10,17	196	15,42	31,71
			Pf26	392	4,58	10,94	785	33,62	89,07
				210	3,22	7,60	490	25,77	45,30
				72	2,07	3,45	196	11,47	28,73
Granito	Serra da Mesa	São	Gd26	364	8,39	13,61	490	36,47	85,86
				229	8,16	11,97	294	20,07	25,79
				102	4,42	6,03	98	12,66	22,98

6.4. Considerações finais

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios propostos no programa experimental. Destaca-se que a caracterização do enrocamento foi feita através da caracterização das partículas, da rocha e do enrocamento como meio granular. A caracterização do comportamento do enrocamento como meio granular foi elaborada através de ensaios mecânicos em equipamentos de grandes dimensões.

Segundo Veiga Pinto (1979), os fatores mais importantes com relação ao comportamento dos enrocamentos são o estado de tensão, a densidade do enrocamento e a resistência ao fraturamento das partículas. No presente trabalho, verificou-se que tais fatores exercem influência dominante no comportamento dos enrocamentos. No entanto, nota-se que a alteração do enrocamento devido à exposição da rocha ao meio ambiente provoca modificações significativas no seu comportamento. Assim, pode-se dizer que a alteração também é um dos fatores importantes no estudo de enrocamentos.

Devido à alteração natural e no laboratório do basalto, observa-se a redução de resistência à ruptura e o aumento da deformabilidade do enrocamento como meio granular e da rocha do enrocamento. Nota-se, ainda a redução da resistência e o aumento do desgaste das partículas que compõem o enrocamento.

Verifica-se que a alteração no laboratório também provoca modificações no comportamento dos enrocamentos. Em geral o comportamento do enrocamento alterado no laboratório tende para o comportamento do enrocamento alterado naturalmente no campo. No entanto, constata-se que alguns parâmetros dos materiais são mais sensíveis à alteração no laboratório que outros. Como exemplo, nos ensaios de compressão uniaxial, a redução da resistência à compressão uniaxial da rocha q_u , devido à lixiviação contínua, é proporcionalmente maior que a redução do módulo de deformabilidade E .

No processo de alteração natural no campo do basalto de Marimbondo ocorre a lixiviação de elementos da rocha, dentre eles destacam-se o Si, Na, Ca e K. A alteração no laboratório também provoca a lixiviação destes elementos, porém em menor quantidade. Tal comportamento sugere que a alteração no laboratório envolva basicamente processos físicos de alteração.

As características químicas e petrográficas da capa de alteração do basalto de Marimbondo são indicadores do estado de alteração da rocha. No entanto, a utilização destas características para a quantificação da alteração do basalto, através de índices geoquímicos ou petrográficos (itens 3.4.1 e 3.4.2), pode não ser representativa da alteração do enrocamento como meio granular, tendo em vista que a capa de alteração das partículas corresponde a uma pequena porcentagem do volume total do enrocamento.

A redução do peso específico e o aumento da absorção das partículas de basalto são indicadores da alteração natural no campo da rocha. No entanto, estes parâmetros não apresentam variações significativas devido à alteração no laboratório.

A forma das partículas rochosas mostra significativa influência no comportamento geomecânico dos enrocamentos. No entanto, devido a alteração natural no campo ou acelerada no laboratório, não se nota variações de forma das partículas de basalto. Isto sugere que as modificações no comportamento do enrocamento, em virtude da alteração da rocha constituinte, são provocadas basicamente pelas variações de resistência e deformabilidade das partículas rochosas, considerando uma mesma granulometria. Há de se considerar, ainda, as modificações granulométricas geradas pela alteração do material rochoso. No presente trabalho este aspecto não foi abordado, tendo em vista as dificuldades operacionais para a

determinação da granulometria atual do enrocamento de Marimbondo. No entanto, espera-se que a longo prazo ocorra a fragmentação das partículas do enrocamento, reduzindo as suas dimensões. Desta forma, o maciço de enrocamento sofre rearranjos que modificam o estado inicial e que, conseqüentemente, influenciam seu comportamento. Em face da grande quantidade de variáveis envolvidas no processo de alteração no campo, torna-se complexa a avaliação da influência da fragmentação das partículas e conseqüente modificação da granulometria no campo no comportamento do maciço de enrocamento.

Outro aspecto relevante no comportamento dos enrocamentos associado ao fraturamento das partículas com aumento do nível de tensão é a não-linearidade das envoltórias de resistência e, eventualmente, a redução do módulo de compressibilidade M . A quantificação do fraturamento das partículas pode ser feita através da comparação entre as granulometrias antes e depois do ensaio geomecânico no enrocamento, como por exemplo o fator B_g , definido por Marsal (1973a). No entanto, tal quantificação pode não indicar adequadamente o fraturamento real que ocorre no ensaio, pois as partículas do enrocamento estão sujeitas ao fraturamento durante o processo de moldagem (densificação). Assim, espera-se pouca representatividade da comparação entre as granulometrias antes e depois de ensaios como cisalhamento direto e compressão triaxial que, além do processo de moldagem, ainda apresentam o estágio de adensamento. Deve-se considerar ainda que, durante o processo de deformação do enrocamento, ocorre a ruptura de contatos entre as partículas, a qual não caracteriza propriamente o fraturamento, mas modifica a granulometria.

Tanto a resistência à ruptura das partículas quanto a resistência ao fraturamento são dependentes da dimensão das partículas. Este aspecto explica a diferença de comportamento do enrocamento ensaiado em equipamentos de diferentes dimensões, apesar de mantidas as mesmas condições de densidade relativa, litologia, relação entre a dimensão máxima do corpo de provas e a dimensão mínima das partículas, além da modelagem por granulometrias paralelas. Outros fatores ainda contribuem para o aumento do efeito de escala, tais como, as condições de contorno dos corpos de prova e o atrito interno entre as partículas e o equipamento.

Os ensaios de desgaste são bons indicadores da alteração. Além disto, o desgaste está relacionado com a resistência superficial das partículas que, por sua vez, influencia no atrito interno entre as partículas. Deste modo, considerando os resultados dos ensaios apresentados neste trabalho, conclui-se que o aumento do desgaste das partículas é indicativo da redução de resistência e do aumento da deformabilidade do maciço de enrocamento.

Os ensaios de compressão uniaxial também constituem boa ferramenta para avaliação da alteração de materiais rochosos. No entanto, deve-se considerar tanto a representatividade dos ensaios (número de ensaios), quanto a perda devido à alteração dos corpos de prova no campo e no laboratório. Esta perda pode reduzir significativamente o número de corpos de prova para ensaio, colocando em risco a representatividade dos parâmetros obtidos.

Os resultados dos ensaios mecânicos para avaliação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do maciço de enrocamento são indicadores da alteração natural no campo do basalto de Marimondo. Estes ensaios também podem ser empregados para a avaliação da alterabilidade do material alterado no laboratório. No entanto, as variações dos parâmetros nestes ensaios, devido à alteração no laboratório, mostram-se eventualmente não conclusivas. Como exemplo, há os ensaios triaxiais, onde são observados comportamentos semelhantes para diferentes tempos de lixiviação, enquanto que o enrocamento com alteração natural no campo (Marimondo) indica comportamento distinto do enrocamento intacto (Pedreira). Tal aspecto sugere que o mecanismo de alteração no campo e no laboratório envolva processos distintos. Além disso, o processo de interação entre as partículas do maciço de enrocamento é complexo e pode ser influenciado por pequenas variações nas características das partículas devido à alteração.

Os valores dos módulos de compressibilidade M , volumétrico B e cisalhante G , determinados através do módulo de Young E e do coeficiente de Poisson ν , obtidos nos ensaios de compressão triaxial através de correlações da teoria da elasticidade, são diferentes dos obtidos experimentalmente. Este fato evidencia que a teoria da elasticidade não é adequada para a modelagem de comportamento de maciços de enrocamento. A heterogeneidade e a não-linearidade σ - ϵ dos enrocamentos justificam tal evidência.

Capítulo 7 - ANÁLISE QUANTITATIVA DA ALTERAÇÃO DE ENROCAMENTOS

A quantificação da alteração do material estudado é realizada através da variação dos parâmetros das partículas, da rocha e do maciço de enrocamento. Devido à alteração no campo ou no laboratório, observa-se que alguns parâmetros são pouco afetados ou mostram variação não conclusiva. Como exemplo de tais parâmetros, citam-se o coeficiente de forma, peso específico, módulo de Young do maciço e coeficiente de Poisson do maciço e da rocha.

Assim, para uma avaliação adequada da alteração dos enrocamentos, foram selecionados parâmetros cujos resultados representam o comportamento dos materiais no estados intacto e alterados no campo ou no laboratório. Os parâmetros selecionados foram:

- envoltória de resistência obtida a partir dos ensaios de cisalhamento direto;
- módulos de compressibilidade obtidos a partir dos ensaios de compressão unidimensional;
- resistência ao fraturamento das partículas;
- módulo de deformação e resistência da rocha, obtidos nos ensaios de compressão uniaxial;
- desgaste das partículas;

Na avaliação do comportamento do enrocamento são utilizados os resultados dos ensaios realizados nos seguintes materiais: basalto da Pedreira Rio Grande, considerado como o estado intacto; o basalto da Barragem de Marimbondo, com 25 anos de alteração natural no campo; e a amostra de basalto da Pedreira alterada por lixiviação contínua.

Na previsão a longo prazo do comportamento do maciço de enrocamento, considera-se somente o estado denso, tendo em vista que, devido à alteração do basalto, não se observa modificação significativa dos parâmetros do material fofo.

Não é feita a previsão da granulometria do enrocamento no campo, pois a alteração dos enrocamentos no laboratório não representa as modificações granulométricas provocadas pela alteração no campo. Além disto, em virtude de questões logísticas, não foi possível determinar a atual granulometria do enrocamento de Marimbondo.

7.1. Considerações iniciais

Para a análise, é necessário inicialmente definir o parâmetro do material através do qual é feita a quantificação da alteração. Definido o parâmetro, determina-se o índice de alteração I relativo a tal parâmetro através da Equação 3.1. Assim, o valor de I varia de zero, para o material intacto, até um valor máximo, sempre menor que 100%, para o material mais alterado. Desta forma, este índice reflete a variação do parâmetro considerado devido à alteração da rocha, em relação ao estado intacto do material.

A previsão do parâmetro do material a longo prazo, necessita da determinação de uma correlação entre o tempo de alteração natural no campo e o tempo de alteração no laboratório. Esta correlação é obtida através da comparação entre os parâmetros do material alterado no campo e do material alterado no laboratório. Quando os parâmetros dos dois materiais coincidem, tem-se que o tempo de alteração no laboratório corresponde ao tempo de alteração no campo. A validade da correlação entre os tempos de alteração no campo e no laboratório é função do número de dados. Sabe-se, no entanto, que o número de parâmetros do material alterado naturalmente no campo é normalmente muito menor que dos alterados no laboratório. Por isso tais correlações são frequentemente lineares.

No presente trabalho, a amostra com alteração no campo é representada pelo basalto usado no enrocamento da Barragem de Marimondo (25 anos). Considera-se que o tempo de lixiviação varia linearmente com o tempo de alteração natural e que zero horas de lixiviação no laboratório corresponde a zero anos de alteração natural no campo, ou seja:

$$t_{lix} = t_{lix(25anos)} \frac{t_{nat}}{25} \quad (7.1)$$

onde t_{lix} é o tempo de lixiviação, em horas, correspondente ao tempo de alteração natural t_{nat} , em anos, e $t_{lix(25anos)}$ é o número de horas de lixiviação que corresponde a 25 anos de alteração natural no campo. A validade desta consideração está vinculada à forma das curvas de variação do tempo de alteração, no campo e no laboratório, com o índice de alteração relativo à propriedade considerada. Se a forma das curvas são similares, supõe-se que exista uma relação de proporcionalidade aproximadamente linear entre o tempo de alteração no campo t_{nat} e o tempo de alteração no laboratório t_{lix} e, conseqüentemente, a Equação 7.1 é válida.

Caso contrário, não há uma relação linear entre t_{nat} e t_{lix} e, por isso, a Equação 7.1 não pode ser aplicada.

Pode-se ainda determinar a variação de $t_{lix(25anos)}$ em função de outros parâmetros intrínsecos aos materiais de enrocamento, tais como, o diâmetro das partículas e a tensão vertical.

A previsão do parâmetro do enrocamento para um tempo t_{nat} de alteração natural é feita através de interpolação ou extrapolação dos resultados dos ensaios nos enrocamentos alterados no laboratório. Para tanto, utiliza-se o tempo de alteração por lixiviação t_{lix} correspondente ao tempo t_{nat} , determinado pela Equação 7.1.

São apresentados a seguir os procedimentos e cálculos para previsão dos parâmetros referidos anteriormente do enrocamento de Marimbondo para mais 50 anos de alteração natural, ou seja, 75 anos de alteração desde a construção da Barragem.

7.2. Envoltória de resistência

A quantificação da alteração do material na previsão da envoltória de resistência do maciço de enrocamento é realizada através da variação da resistência ao cisalhamento t em relação ao estado inicial. Define-se o índice de alteração, $I_{S'_v}$, expresso por:

$$I_{S'_v} = \frac{t_o - t}{t_o} \times 100\% \quad (7.2)$$

onde S'_v indica o nível de tensão vertical efetiva para a qual será feita a análise da variação do índice de alteração. Os valores de t_o e t correspondem, respectivamente, às resistências ao cisalhamento dos enrocamentos intacto (Pedreira) e alterados naturalmente no campo (Marimbondo) e aceleradamente no laboratório (lixiviados).

A Tabela 7.1 apresenta os valores dos índices de alteração para os enrocamentos alterados no campo e por lixiviação no laboratório. Foram considerados cinco diferentes valores de tensão S'_v (50, 100, 300, 600 e 1200kPa). No cálculo dos índices de alteração, os valores de t foram determinados utilizando os parâmetros apresentados na Tabela 6.18 dos ensaios executados no equipamento CIS₃₀ em corpos de prova com d_{50} igual a 26mm. Vale destacar que, para S'_v igual a 1200kPa, os valores de t são obtidos por extrapolação dos

resultados dos ensaios, apresentados no item correspondente aos ensaios de cisalhamento direto (item 6.3.6).

Tabela 7.1 - Índices de alteração em relação à resistência ao cisalhamento obtidos de ensaios de cisalhamento direto, $d_{50} = 26\text{mm}$.

Tempo de alteração natural	Índice de alteração - $I_{\mathbf{s}'}$ (%)				
	I_{50}	I_{100}	I_{300}	I_{600}	I_{1200} (*)
0 anos (Pedreira)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25 anos (Marimbondo)	16,72	15,57	13,72	12,53	11,33

Tempo de lixiviação	Índice de alteração - $I_{\mathbf{s}'}$ (%)				
	I_{50}	I_{100}	I_{300}	I_{600}	I_{1200} (*)
0 horas (Pedreira)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100 horas	4,92	3,65	1,61	0,30	-1,03
240 horas	11,75	10,34	8,07	6,61	5,12
600 horas	17,92	15,33	11,06	8,26	5,36
1500 horas	24,42	21,38	16,29	12,91	9,40
3200 horas	28,26	25,07	19,73	16,16	12,44

(*) valores extrapolados dos resultados dos ensaios

Na Figura 7.1 são apresentadas as variações do índice de alteração, em relação ao tempo de lixiviação, para os cinco valores de tensão \mathbf{s}'_v considerados. Para uma determinada curva de variação do índice de alteração dos enrocamentos lixiviados, pode-se definir o ponto $P_{\mathbf{s}'}$, que corresponde ao valor de $I_{\mathbf{s}'}$ do enrocamento de Marimbondo. Cada um dos pontos $P_{\mathbf{s}'}$ indica o número de horas de lixiviação no laboratório equivalente ao número de anos de alteração natural no campo, no caso, 25 anos.

O conjunto de pontos $P_{\mathbf{s}'}$ define a curva 1 (Figura 7.1). Através desta curva, é possível determinar uma relação entre os tempos de lixiviação correspondentes aos pontos $P_{\mathbf{s}'}$ e os valores de tensão \mathbf{s}'_v (Figura 7.2). Pode-se, por regressão linear, obter a seguinte equação:

$$t_{lix(25anos)} = 1,65 \mathbf{s}'_v + 438,8 \quad (7.3)$$

onde t_{lix} é expresso em horas e t_{nat} em anos.

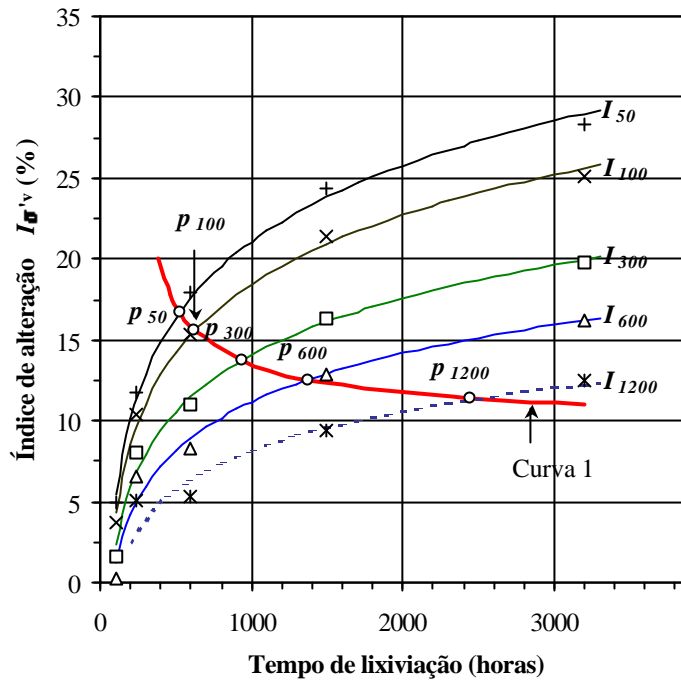


Figura 7.1 - Variação do índice de alteração relativo à resistência ao cisalhamento direto em função do número de horas de lixiviação, $d_{50} = 26\text{mm}$.

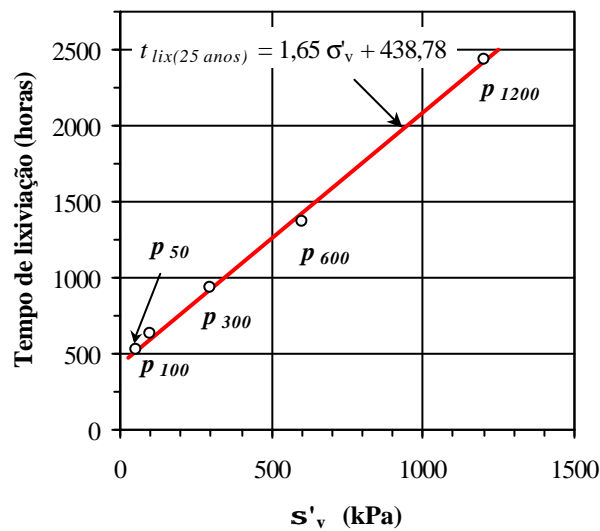


Figura 7.2 - Variação do tempo de lixiviação em função de σ'_v para 25 anos de alteração natural em ensaios de cisalhamento direto, $d_{50} = 26\text{mm}$.

Substituindo a Equação 7.3 na Equação 7.1 vem:

$$t_{lix} = (1,65 \mathbf{s}'_v + 438,8) \frac{t_{nat}}{25} \quad (7.4)$$

onde t_{lix} é expresso em horas, \mathbf{s}'_v em kPa e t_{nat} em anos.

Destaca-se que a correlação entre o tempo de alteração natural no campo e o tempo de alteração no laboratório é função da tensão vertical do maciço de enrocamento.

Para a previsão da resistência ao cisalhamento a longo prazo, deve-se determinar pela Equação 7.4, o valor de t_{lix} para a tensão \mathbf{s}'_v e o tempo de alteração t_{nat} desejados. Com o valor de t_{lix} , determina-se o valor do índice de alteração, $I_{\mathbf{s}'_v}$, por interpolação das curvas apresentadas na Figura 7.1. Com $I_{\mathbf{s}'_v}$, o valor de resistência \mathbf{t}_o do enrocamento intacto da Pedreira (determinado através dos parâmetros da envoltória indicados na Tabela 6.18) e a Equação 7.2, pode-se prever a resistência ao cisalhamento do mesmo material para o tempo de alteração t_{nat} .

Seguindo o procedimento anteriormente descrito, a Tabela 7.2 apresenta um exemplo de determinação da envoltória de resistência para o enrocamento do basalto de Marimbondo, considerando 75 anos de alteração natural.

Tabela 7.2 - Previsão da resistência ao cisalhamento do enrocamento de Marimbondo com 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 26\text{mm}$ - Cisalhamento direto.

\mathbf{s}'_v (kPa)	t_{lix} (horas)	$I_{\mathbf{s}'_v}$ (%)	\mathbf{t}_o (kPa)	\mathbf{t} p/ 75 anos (kPa)
600	4281	17,472	917,9	757,5
300	2799	19,286	529,8	427,6
100	1811	22,098	221,7	172,7

A Figura 7.3 mostra as envoltórias de resistência do enrocamento de basalto intacto da Pedreira, de Marimbondo com 25 anos e a previsão para 75 anos de alteração natural. Verifica-se que a taxa de variação da resistência se reduz com o aumento do tempo de alteração. Isso indica que as envoltórias previstas para maiores tempos de alteração tendem para uma envoltória limite, representativa do estado mais alterado do enrocamento.

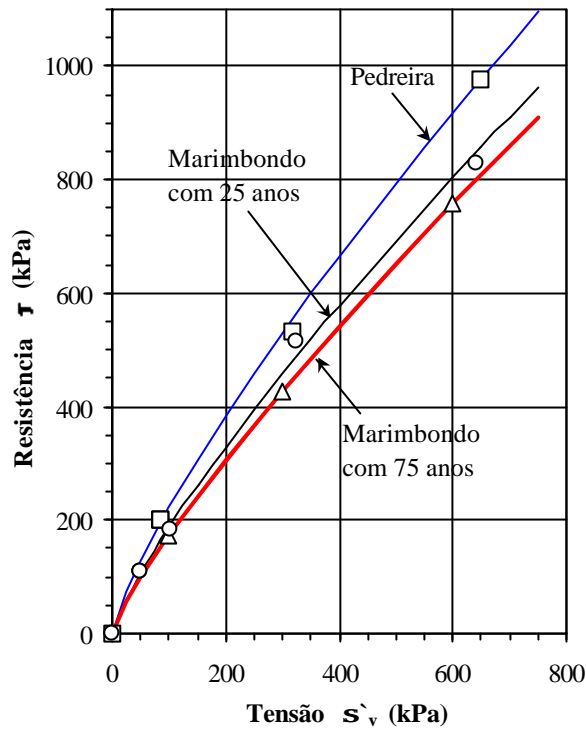


Figura 7.3 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos enrocamentos de basalto da Pedreira e de basalto de Marimbondo para 25 e 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 26\text{mm}$.

Considerando ainda o efeito de escala nos ensaios de cisalhamento direto (item 6.3.6.2), pode-se fazer a correção da envoltória de 75 anos apresentada na Figura 7.3. No entanto, como indicado no item 6.3.6.2, o fator de escala F depende, também, do nível de alteração do material (0,63 para o basalto da Pedreira e 0,72 para o de Marimbondo, Tabela 6.19). A relação entre o tempo de alteração natural e o fator de escala é indeterminada, tendo em vista o número de dados disponíveis, ou seja, zero e 25 anos de alteração natural. Ressalta-se que não foram ensaiados enrocamentos lixiviados no equipamento CIS₁₀₀. Todavia, pode-se determinar os limites máximo e mínimo de tal fator de escala. Para isso define-se o índice de alteração em função do fator de escala I_F expresso por:

$$I_F = \frac{F_o - F}{F_o} \times 100\% \quad (7.5)$$

onde F_o e F são os fatores de escala para o enrocamento de basalto intacto (Pedreira) e alterado (Marimbondo), respectivamente. Considerando que o fator F diminui com aumento

do tempo de alteração, como verificado no item 6.3.6.2, o valor do índice de alteração I_F tende para um valor limite, que corresponde à condição mais alterada do basalto. Deste modo, espera-se que o valor mínimo dentro da faixa de variação possível de I_F para 75 anos de alteração no campo seja superior ao I_F do basalto com 25 anos de alteração no campo. Experimentalmente, sabe-se que a curva de correlação entre o índice de alteração e o tempo de alteração se aproxima de uma curva logarítmica. Deste modo, pode-se estimar os valores mínimo e máximo de I_F . O valor mínimo corresponde a uma correlação não-linear (aproximadamente logarítmica) e o valor máximo é definido por uma reta (Figura 7.4). Nota-se que, em ambos os casos, as correlações devem passar pela origem e pelo valor de I_F para 25 anos de alteração no campo. Observa-se que o fator de escala pode assumir uma grande gama de valores.

Considerando 75 anos de alteração no campo, os limites inferior e superior de F são 0,44 e 0,61, respectivamente, determinados a partir da Figura 7.4. Através destes limites e da Equação 6.13 pode-se calcular os limites da envoltória de resistência do enrocamento de Marimbondo com d_{50} igual a 103mm (Figura 7.5).

Tendo em vista que a curva de variação do índice de alteração tem forma próxima da relação não-linear indicada na Figura 7.4, espera-se que a envoltória se aproxime do limite superior indicado na Figura 7.5. No entanto, pode-se admitir uma curva média conforme ilustrado na figura.

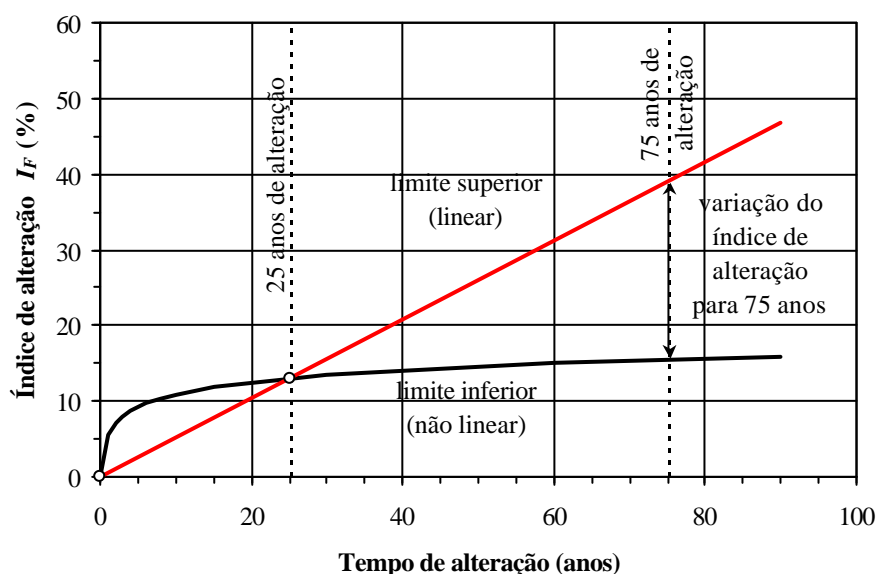


Figura 7.4 - Variação do índice de alteração relativo ao fator de escala nos ensaios de cisalhamento direto em função do tempo de alteração.

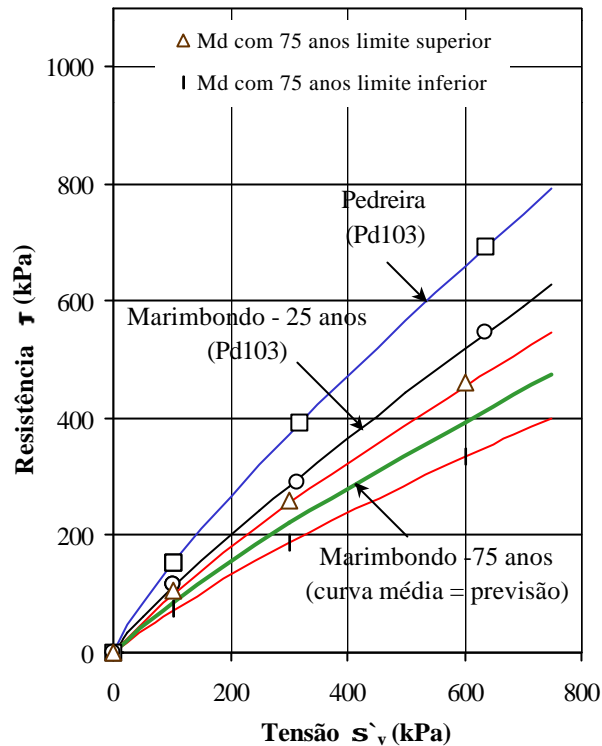


Figura 7.5 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento dos enrocamentos de basalto da Pedreira e de basalto de Marimbondo para 25 e 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 103\text{mm}$.

7.3. Módulo de compressibilidade M

Neste caso, a quantificação da alteração é realizada com base nas deformações verticais e_v , observadas para um dado nível de tensão s'_v no ensaio de compressão unidimensional. Considera-se as variações de e_v devido à alteração do basalto no campo ou no laboratório em relação à deformação e_v do enrocamento intacto da Pedreira. Utiliza-se o índice de alteração, $I_{s'_v}$, anteriormente citado, no entanto, expresso por:

$$I_{s'_v} = \frac{e_v - e_{v0}}{e_v} \times 100\% \quad (7.6)$$

onde s'_v indica o nível de tensão vertical efetiva para o qual será feita a análise da variação do índice de alteração. Os valores de e_{v0} e e_v correspondem, respectivamente, às deformações

verticais dos enrocamentos intacto (Pedreira) e alterados no campo (Marimbondo) e no laboratório (lixiviados).

A determinação das deformações e_v foi feita através de curvas s'_v vs. e_v , ajustadas aos resultados dos ensaios apresentados no Apêndice III.1. O ajuste foi feito segundo expressão do tipo (Veiga Pinto, 1983):

$$s'_v = AE pa (e_v)^{BE} \quad (7.7)$$

onde AE e BE são parâmetros do material e pa é a pressão atmosférica (101,32 kPa). O valor de s'_v é expresso em kPa.

A Tabela 7.3 mostra os valores de AE e BE das curvas s'_v vs. e_v ajustadas. Indica, também, o valor de R^2 obtido pelos procedimentos usuais de regressão estatística. Vale destacar que são apresentados os parâmetros das curvas ajustadas aos ensaios nos enrocamentos densos intacto da Pedreira, de Marimbondo e lixiviados, com d_{50} igual a 26mm.

Tabela 7.3 - Parâmetros de ajuste das curvas s'_v vs. e_v dos enrocamentos densos, $d_{50} = 26\text{mm}$.

Material			Parâmetros das curvas s'_v vs. e_v		
Tipo	Origem	Alteração	AE	BE	R^2
Basalto	Marimbondo	<i>Campo (25 anos)</i>	895	0,94	0,8974
	Pedreira Rio Grande	<i>Intacto</i>	2083	1,01	0,8004
		<i>100 h de lixiviação</i>	1929	1,04	0,9826
		<i>240 h de lixiviação</i>	1250	0,99	0,9919
		<i>600 h de lixiviação</i>	1199	0,99	0,9795
		<i>1500 h de lixiviação</i>	1146	0,99	0,9968
		<i>3200 h de lixiviação</i>	1035	0,98	0,9865

O basalto intacto corresponde a zero anos de alteração no campo e zero horas de lixiviação.

A Tabela 7.4 apresenta os valores dos índices de alteração para os enrocamentos alterados naturalmente (Marimbondo) e por lixiviação (laboratório). Foram considerados cinco diferentes valores de tensão s'_v (100, 500, 1000, 2000 e 4000kPa). Vale destacar que,

para s'_v igual a 4000kPa, os valores de e_v dos basaltos alterados são obtidos por extrapolação dos resultados dos ensaios de compressão unidimensional.

Tabela 7.4 - Índices de alteração em relação à compressibilidade obtidos de ensaios de compressão unidimensional, $d_{50} = 26\text{mm}$.

Tempo de alteração natural	Índice de alteração - $I_{s'_v}$ (%)				
	I_{100}	I_{500}	I_{1000}	I_{2000}	I_{4000} (*)
0 anos (Pedreira)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25 anos (Marimbondo)	31,23	38,40	41,26	43,98	46,57

Tempo de lixiviação	Índice de alteração - $I_{s'_v}$ (%)				
	I_{100}	I_{500}	I_{1000}	I_{2000}	I_{4000} (*)
0 horas (Pedreira)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100 horas	30,20	25,87	23,93	21,93	19,88
240 horas	33,56	35,03	35,65	36,26	36,88
600 horas	37,69	38,76	39,21	39,66	40,11
1500 horas	38,83	40,24	40,84	41,43	42,02
3200 horas	38,50	41,41	42,62	43,80	44,96

(*) valores extrapolados dos resultados dos ensaios

Na Figura 7.6 são apresentadas as variações do índice de alteração em relação ao tempo de lixiviação, para os cinco valores de tensão s'_v . De forma análoga ao item anterior, em uma determinada curva de variação do índice de alteração dos enrocamentos lixiviados pode-se definir o ponto $P_{s'_v}$, que corresponde ao valor de $I_{s'_v}$ do enrocamento de Marimbondo. Cada um dos pontos $P_{s'_v}$ indica o número de horas de lixiviação no laboratório equivalente ao número de anos de alteração natural no campo, no caso, 25 anos.

O conjunto de pontos $P_{s'_v}$ define a curva 1 (Figura 7.6). Através desta curva, é possível determinar uma relação entre os tempos de lixiviação correspondentes aos pontos $P_{s'_v}$ e os valores de tensão s'_v (Figura 7.7). Nota-se que o tempo de lixiviação correspondente a 25 anos de alteração natural é função da tensão vertical efetiva. Na impossibilidade de determinação de uma função numérica simples e adequada, considera-se que a correlação entre $t_{lix(25anos)}$ e a tensão s'_v é dada pela função $f(s'_v)$ definida pela curva apresentada na Figura 7.7.

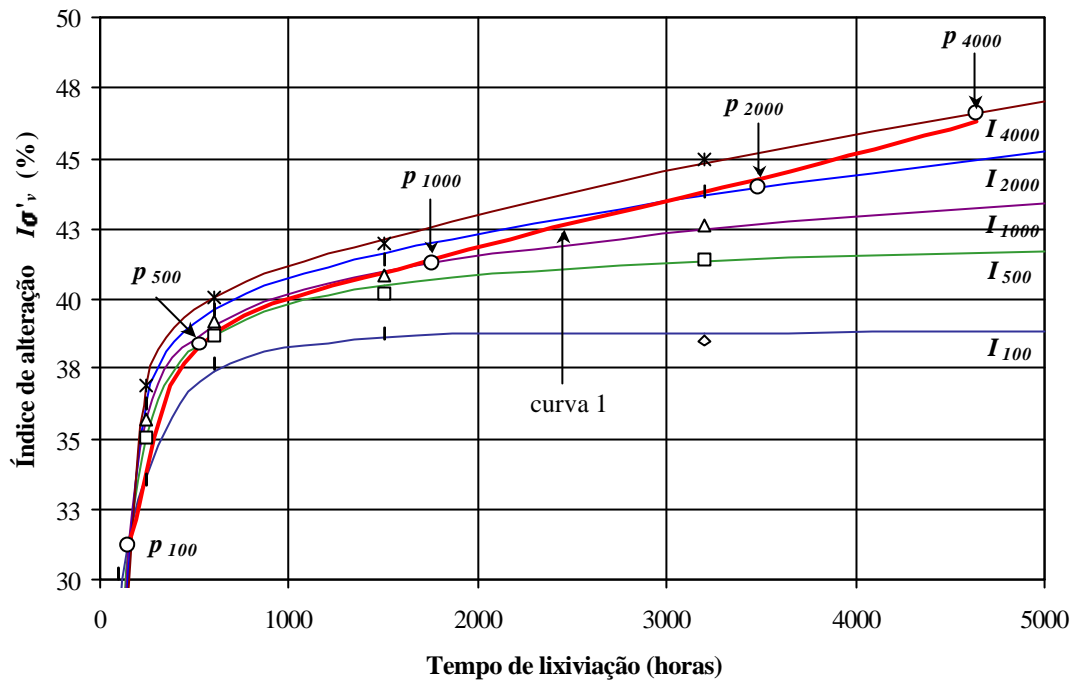


Figura 7.6 - Variação do índice de alteração em relação à compressibilidade em função do tempo de lixiviação, $d_{50} = 26\text{mm}$.

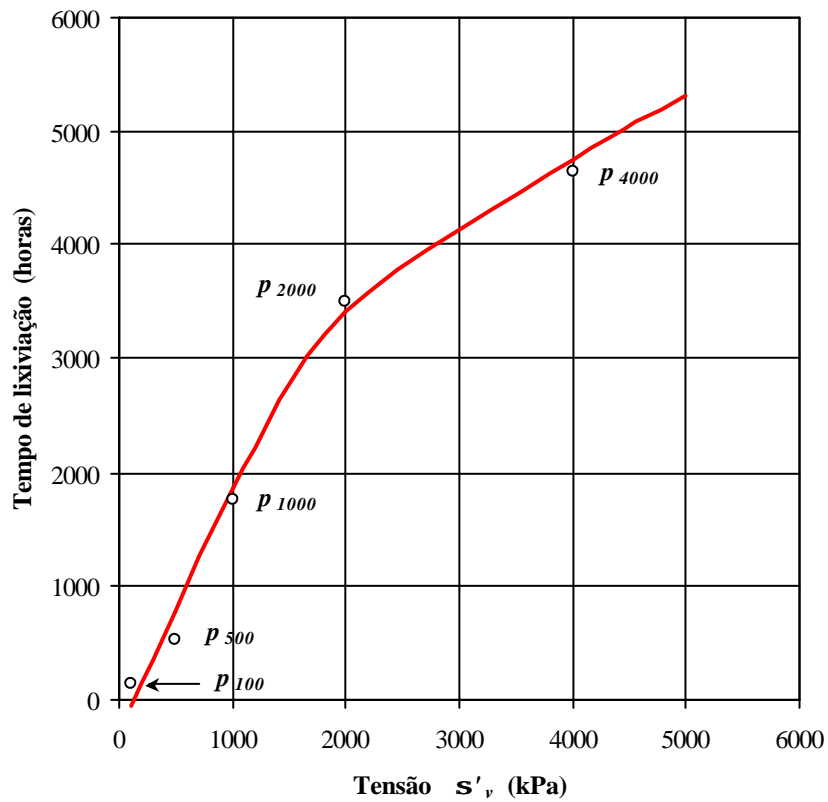


Figura 7.7 - Variação do tempo de lixiviação em função de s'_v para 25 anos de alteração natural nos ensaios de compressão unidimensional, $d_{50} = 26\text{mm}$.

Combinando a função $f(\mathbf{s}'_v)$ apresentada na Figura 7.7 e a Equação 7.1, tem-se:

$$t_{lix} = f(\mathbf{s}'_v) \frac{t_{nat}}{25} \quad (7.8)$$

onde t_{lix} é expresso em horas, \mathbf{s}'_v em kPa e t_{nat} em anos.

Para a previsão do módulo M a longo prazo, deve-se obter, pela Equação 7.8, o valor de t_{lix} para a tensão \mathbf{s}'_v e o tempo de alteração t_{nat} desejados. O valor da $f(\mathbf{s}'_v)$ é determinado diretamente através da curva indicada na Figura 7.7. Com o valor de t_{lix} , determina-se o valor do índice de alteração $I_{\mathbf{s}'_v}$ por interpolação das curvas apresentadas na Figura 7.6. Com $I_{\mathbf{s}'_v}$, o valor da deformação vertical \mathbf{e}_{v_0} do enrocamento intacto da Pedreira e a Equação 7.6, pode-se prever a curva \mathbf{s}'_v vs. \mathbf{e}_v do mesmo material, para o número de anos de alteração t_{nat} . Faz-se, então, a determinação dos parâmetros AE e BE da curva prevista e, por diferenciação da Equação 7.7, obtém-se o módulo M pela seguinte expressão:

$$M = AE BE pa \mathbf{e}_v^{BE-1} \quad (7.9)$$

De forma análoga, pode-se reescrever a Equação 7.7 como:

$$\mathbf{e}_v = \left(\frac{\mathbf{s}'_v}{AE pa} \right)^{\frac{1}{BE}} \quad (7.10)$$

de onde se obtém o módulo de compressibilidade em função da tensão vertical efetiva, através da expressão seguinte:

$$M = AE BE pa \left(\frac{\mathbf{s}'_v}{pa AE} \right)^{\frac{BE-1}{BE}} \quad (7.11)$$

A Tabela 7.5 apresenta os valores de deformação vertical determinados segundo o procedimento anteriormente descrito para o enrocamento de Marimbondo com 75 anos de alteração natural.

Tabela 7.5 - Previsão da curva s'_v vs. e_v para 75 anos de alteração natural do enrocamento de basalto, $d_{50} = 26\text{mm}$.

s'_v (kPa)	t_{lix} (horas)	$I_{s'_v}$ (%)	e_{v0} (%)	e_v p/ 75 anos (%)
100	300	34,70	0,05	0,08
500	2430	41,10	0,24	0,41
1000	5610	44,22	0,49	0,87
2000	10200	49,76	0,97	1,93
4000	14250	58,67	1,93	4,68

A Figura 7.8 apresenta a curva s'_v vs. e_v ajustada aos valores previstos para o enrocamento de Marimbondo, com 75 anos de alteração natural no campo. Neste ajuste de curva, utilizou-se AE igual a 485 e BE igual a 0,82. Destaca-se que o valor de R^2 obtido foi de 0,995. A Figura 7.8 apresenta também as curvas do enrocamento intacto (Pedreira) e alterados no campo por 25 anos (Marimbondo). Verifica-se que a diferença entre o comportamento do enrocamento com 25 e 75 anos de alteração no campo só é significativa para s'_v maior que 1000kPa.

Através da Equação 7.11 e dos parâmetros do enrocamento de basalto, pode-se determinar o módulo de compressibilidade M do enrocamento de Marimbondo para 75 anos de alteração natural (Figura 7.9).

Considerando a curva M vs. s'_v prevista para o enrocamento de Marimbondo (Figura 7.9), observa-se uma acentuada redução do módulo M com a tensão vertical. Vale lembrar que neste caso não se aplica o efeito de escala, devido às diferenças de comportamento observadas entre os resultados dos ensaios executados nas câmaras UNI_{100} e UNI_{30} .

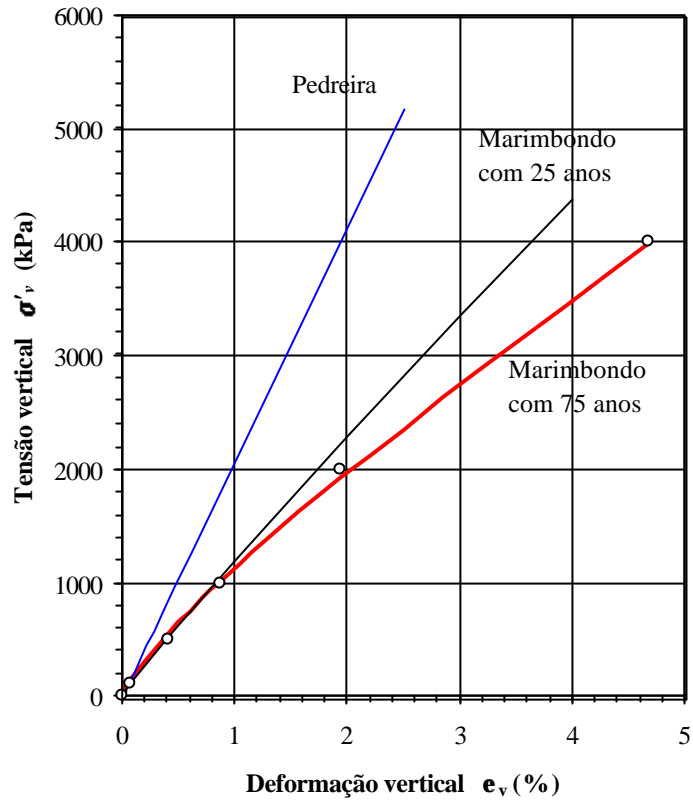


Figura 7.8 - Curvas σ'_v vs. e_v dos enrocamentos da Pedreira e de Marimbondo para 25 e 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 26\text{mm}$.

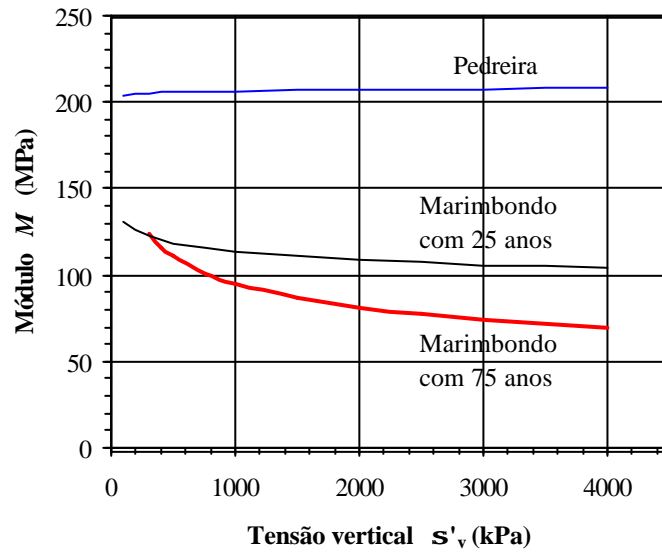


Figura 7.9 - Curvas M vs. s'_v dos enrocamentos da Pedreira e de Marimbondo para 25 e 75 anos de alteração natural no campo, $d_{50} = 26\text{mm}$.

7.4. Resistência ao fraturamento de partículas

A resistência ao fraturamento das partículas pode ser avaliada em termos da carga de fraturamento Q_a obtida nos ensaios de fraturamento de partículas. Para isso, define-se o índice de alteração, I_{D_m} , expresso por:

$$I_{D_m} = \frac{Q_{ao} - Q_a}{Q_{ao}} \times 100\% \quad (7.12)$$

onde D_m indica o diâmetro médio das partículas em centímetros, para o qual será feita a análise da variação do índice de alteração. Os valores de Q_{ao} e Q_a correspondem, respectivamente, às resistências ao fraturamento das partículas intactas (Pedreira) e alteradas (no campo ou laboratório).

A Tabela 7.6 apresenta os valores dos índices de alteração para os enrocamentos alterados naturalmente (Marimbondo) e por lixiviação no laboratório. Foram considerados seis diferentes valores de diâmetro D_m (3, 4, 5, 6, 7 e 8cm). No cálculo dos índices de alteração, os valores de Q_a foram determinados utilizando os parâmetros apresentados na Tabela 6.8.

Tabela 7.6 - Índices de alteração para a resistência ao fraturamento de partículas.

Tempo de alteração natural	Índice de alteração - I_{D_m} (%)					
	I_3	I_4	I_5	I_6	I_7	I_8
0 anos (Pedreira)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25 anos (Marimbondo)	33,64	33,52	33,46	33,43	33,41	33,40
Tempo de lixiviação	Índice de alteração - I_{D_m} (%)					
	I_3	I_4	I_5	I_6	I_7	I_8
0 horas (Pedreira)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100 horas	46,39	51,84	54,18	55,51	56,38	57,00
240 horas	61,03	64,51	66,00	66,85	67,41	67,80
600 horas	60,26	64,33	66,07	67,07	67,71	68,17
1500 horas	61,11	65,04	66,74	67,70	68,32	68,77
3200 horas	80,35	81,07	81,38	81,55	81,67	81,75

A Figura 7.10 indica as variações do índice de alteração em relação ao tempo de lixiviação, para os seis valores de diâmetro D_m . Estas variações são representadas pelas curvas I_3, I_4, I_5, I_6, I_7 e I_8 , que foram ajustadas segundo expressões do tipo:

$$I_{D_m} = a \ln(t_{lix}) + b \quad (7.13)$$

onde a e b são os parâmetros das curvas e t_{lix} é o tempo de lixiviação em horas. Os valores de a , b e do coeficiente de correlação R^2 , determinado pelos métodos usuais de regressão estatística, são apresentados na Tabela 7.7.

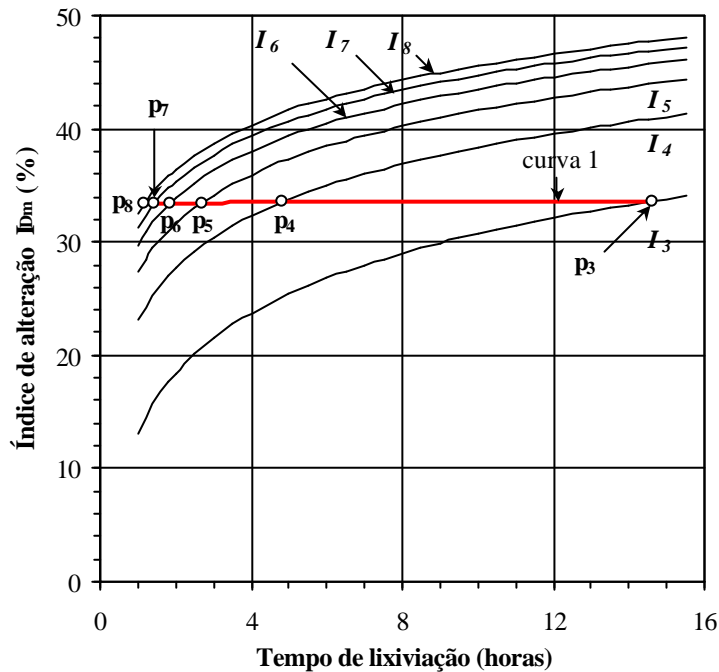


Figura 7.10 - Variação do índice de alteração de resistência ao fraturamento em função do tempo de lixiviação.

Para uma determinada curva de variação do índice de alteração dos enrocamentos lixiviados, pode-se definir o ponto p_{D_m} que corresponde ao valor de I_{D_m} do enrocamento de Marimbondo. Cada um dos pontos p_{D_m} indica o número de horas de lixiviação no laboratório equivalente ao número de anos de alteração natural no campo, no caso, 25 anos.

Tabela 7.7 - Parâmetros de ajuste das curvas do índice I_{Dm} com o tempo t_{lix} expresso em horas.

D_m	A	b	R^2
30	7,640	13,135	0,767
40	6,635	23,071	0,7844
50	6,203	27,340	0,7933
60	5,958	29,764	0,7989
70	5,798	31,347	0,8027
80	5,684	32,475	0,8056

Verifica-se da Figura 7.10 que a alteração natural do basalto considerada no estudo provocou modificações significativas na carga de fraturamento das partículas. Além disto, as modificações provocadas pela lixiviação contínua no laboratório foram consideravelmente maiores que a natural.

O conjunto de pontos p_{Dm} define a curva 1 (Figura 7.10). Através desta curva, é possível determinar uma relação entre os tempos de lixiviação correspondentes aos pontos p_{De} e os valores do diâmetro D_m (Figura 7.11). Por regressão estatística, pode-se obter a seguinte equação:

$$t_{lix(25anos)} = 62954 (D_m)^{-2,53} \quad (7.14)$$

onde D_m é expresso em milímetros e $t_{lix(25 anos)}$ em horas.

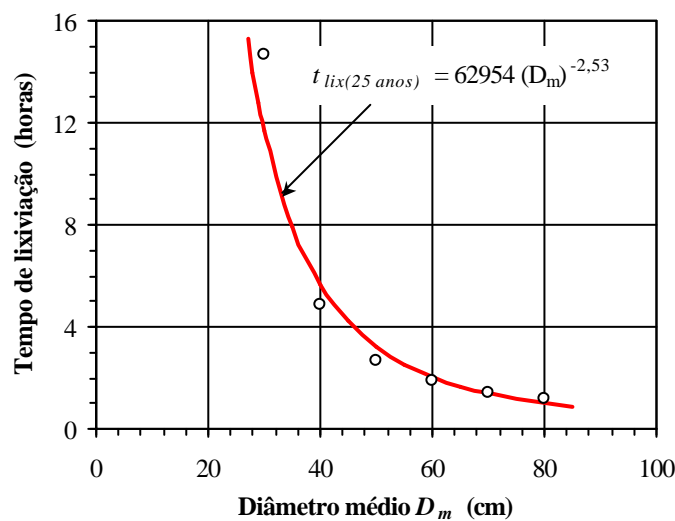


Figura 7.11 - Variação do tempo de lixiviação em função de D_m para 25 anos de alteração natural em ensaios de fraturamento de partículas.

Substituindo a Equação 7.14 na Equação 7.1 tem-se:

$$t_{lix} = \left[65954 (D_m)^{-2,53} \right] \frac{t_{nat}}{25} \quad (7.15)$$

onde D_m é expresso em milímetros, t_{lix} em horas e t_{nat} em anos.

Para a previsão da carga Q_a a longo prazo, deve-se determinar, pela Equação 7.15, o valor de t_{lix} para os diâmetro D_m e o tempo de alteração t_{nat} desejados. Com o valor de t_{lix} , determina-se o valor do índice de alteração, I_{Dm} , por interpolação das curvas apresentadas na Figura 7.10. Com I_{Dm} , o valor Q_{ao} do enrocamento intacto da Pedreira e a Equação 7.12, pode-se prever a resistência ao fraturamento do mesmo material para o número de anos de alteração t_{nat} .

Considerando 75 anos de alteração natural, pode-se determinar os valores da carga de fraturamento Q_a do enrocamento de Marimbondo. A Tabela 7.8 apresenta os valores determinados segundo o procedimento anteriormente descrito.

Tabela 7.8 - Previsão da carga de fraturamento Q_a para 75 anos de alteração natural do enrocamento de basalto.

D_m (mm)	t_{lix} (horas)	I_{Dm} (%)	Q_{ao} (N)	Q_a p/ 75 anos (N)
30	35	24,89	30,80	18,41
40	17	41,75	44,76	26,07
50	10	41,31	55,59	32,63
60	6	40,43	64,43	38,38
70	4	39,46	71,92	43,53
80	3	38,51	78,40	48,20

A Figura 7.12 apresenta a variação da carga Q_a dos enrocamentos intacto (Pedreira) e alterado no campo por 25 anos (Marimbondo) e por 75 anos (previsão).

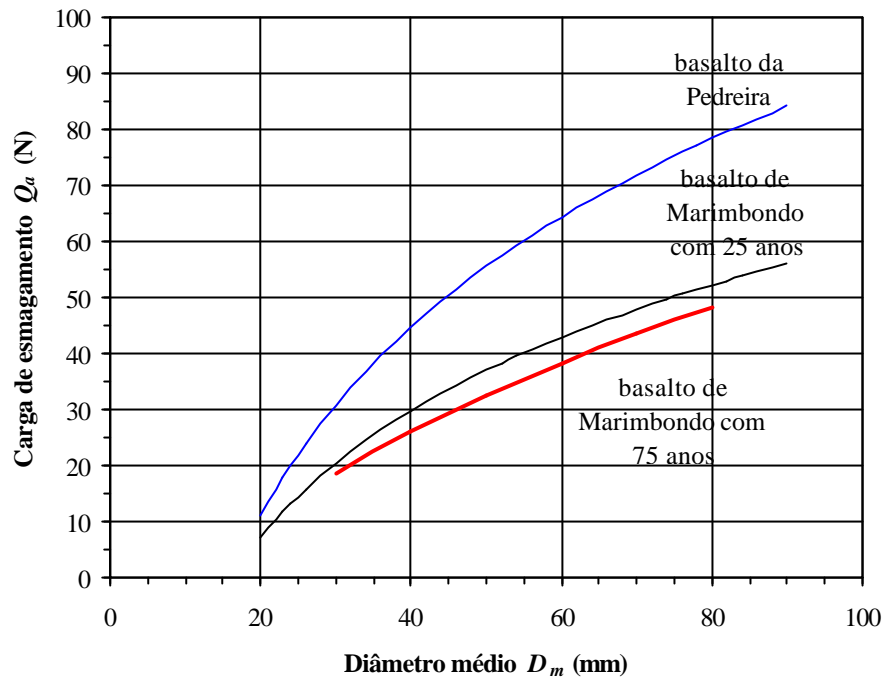


Figura 7.12 - Curvas Q_a vs. D_m de partículas do basalto da Pedreira e do basalto de Marimbondo com 25 e 75 anos de alteração.

7.5. Compressão uniaxial

A quantificação da alteração do material pode ser também realizada através da variação do módulo de deformabilidade E e da resistência à compressão uniaxial q_u da rocha (Tabela 6.10). Para isso, define-se os índices de alteração I_q e I_E expressos por:

$$I_q = \frac{q_{uo} - q_u}{q_{uo}} \times 100\% \quad (7.16)$$

$$I_E = \frac{E_o - E}{E_o} \times 100\% \quad (7.17)$$

onde q_{uo} e E_o são os parâmetros da rocha intacta (Pedreira) e E e q_u são os parâmetros da rocha alterada no campo ou no laboratório.

Como indicado do item 6.2.8, os valores de E e q_u obtidos nos ensaios de compressão uniaxial não caracterizam propriamente a alteração que o basalto sofre no campo por 25 anos. Isto se deve ao processo de extração dos testemunhos, também discutido no item. No entanto,

para uma análise de previsão a longo prazo, faz-se necessário a estimativa destes parâmetros. Para isso utiliza-se de correlações empíricas entre os parâmetros da rocha e índices obtidos em outros ensaios, como por exemplo o de carregamento pontual.

Na estimativa do valor da resistência q_u do basalto de Marimbondo, pode-se utilizar a seguinte correlação entre o valor de $I_{s(50)}$ e a resistência compressão uniaxial da rocha q_u (ASTM,1975):

$$q_u = C I_{s(50)} \quad (7.18)$$

onde C é uma constante determinada experimentalmente que depende das características da rocha e do diâmetro do corpo de prova. A literatura apresenta valores da constante C em função do diâmetro do corpo de prova, sendo tipicamente adotado o valor de 24(MPa) para diâmetros de corpos de prova de 50mm. A fim de estimar adequadamente a resistência do basalto de Marimbondo, pode-se aferir o valor desta constante com os dados presentes no presente trabalho.

Utilizando os valores apresentados nas Tabelas 6.7 e 6.10, é possível determinar o valor de C para o basalto estudado (Tabela 7.9). Ressalta-se que os valores de $I_{s(50)}$ utilizados na determinação de C dos basaltos com 300 e 750 horas de lixiviação foram determinados através de interpolação dos resultados dos ensaios de carregamento pontual (Figura 7.13). Observa-se que o valor de C aumenta com a alteração do material, exceto para o basalto com 3200 horas de lixiviação. Assim, desprezando tal valor, pode-se determinar a variação de C com o tempo de lixiviação (Figura 7.14).

Tabela 7.9 - Valores da constante C para determinação da resistência à compressão uniaxial.

Material			C (MPa)
Tipo	Origem	Alteração	
Basalto	Marimbondo	Campo (25 anos)	-
	Pedreira Rio Grande	Intacto	18,10
		300 h de lixiviação	24,32
		750 h de lixiviação	27,32
		1500 h de lixiviação	30,81
		3200 h de lixiviação	23,39
Granito	Serra da Mesa	São	26,35

O basalto intacto corresponde a zero anos de alteração no campo e zero horas de lixiviação.

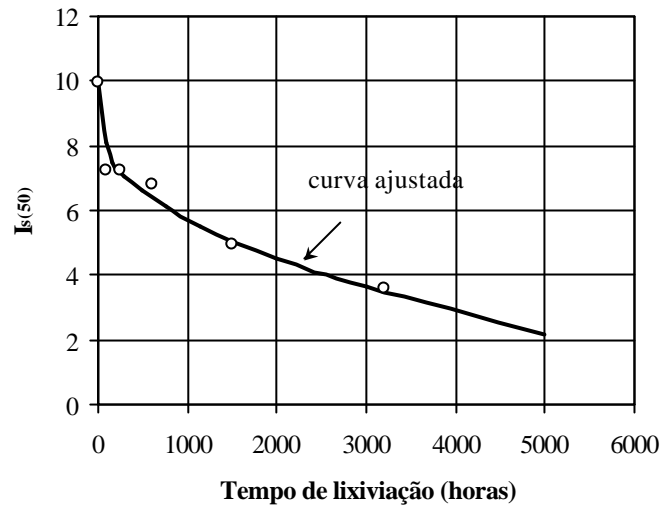


Figura 7.13 - Variação de $I_{s(50)}$ com o tempo de lixiviação.

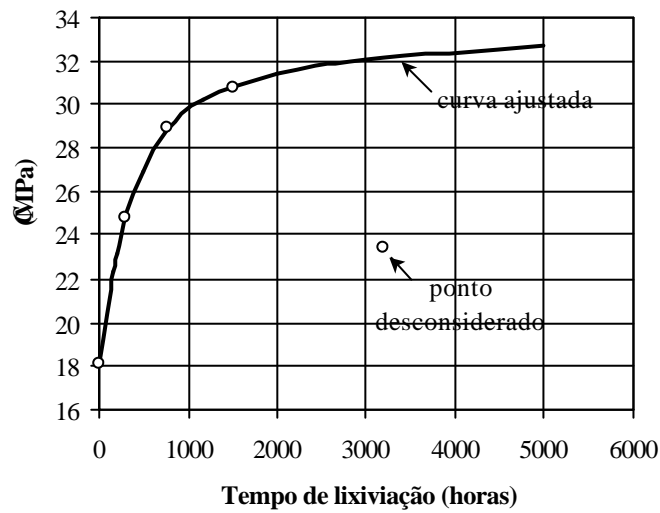


Figura 7.14 - Variação da constante C relativa a resistência à compressão uniaxial com o tempo de lixiviação.

Para a estimativa da resistência q_u do basalto de Marimbondo, define-se um índice de alteração I expresso por:

$$I = \frac{I_{s(50)o} - I_{s(50)}}{I_{s(50)o}} \times 100\% \quad (7.19)$$

onde $I_{s(50)o}$ e $I_{s(50)}$ representam os índices de carregamento pontual do basalto intacto (Pedreira) e alterados (campo ou laboratório), respectivamente. A Tabela 7.10 apresenta os valores dos índices de alteração em relação a $I_{s(50)}$.

Tabela 7.10 - Índices de alteração em relação a $I_{s(50)}$.

Tempo de alteração natural	Índice de alteração para $I_{s(50)}$ (%)
0 anos (Pedreira)	0,00
25 anos (Marimbondo)	10,02

Tempo de lixiviação	Índice de alteração para $I_{s(50)}$ (%)
0 horas (Pedreira)	0,00
100 horas	27,56
240 horas	27,45
600 horas	31,66
1500 horas	50,20
3200 horas	63,93

Da curva ajustada aos índices de alteração apresentada na Figura 7.15, pode-se determinar que, para 25 anos de alteração natural no campo (Marimbondo), o índice de alteração é 10,02 (Tabela 7.10) e corresponde a cerca de 50 horas de lixiviação.

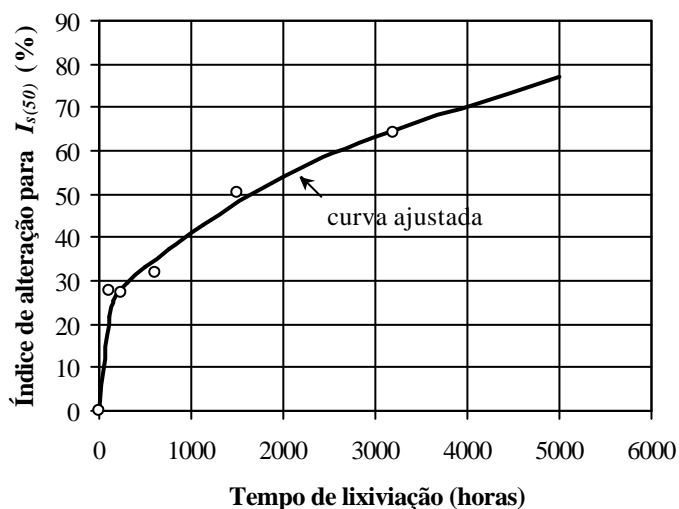


Figura 7.15 - Variação do índice de alteração em relação ao índice de carregamento pontual $I_{s(50)}$ com o tempo de lixiviação.

Considerando a Figura 7.14, pode-se determinar que para 50 horas de lixiviação, o valor de C é de aproximadamente 19,5(MPa). Este valor corresponde ao valor de C (estimativa) para o basalto de Marimbondo. Com este valor e o $I_{s(50)}$ do basalto de Marimbondo, indicado na Tabela 6.7, determina-se pela Equação 7.18 que a resistência à compressão uniaxial q_u do basalto é 175,11MPa.

Na previsão do módulo E do basalto de Marimbondo, pode-se utilizar de uma correlação entre $I_{s(50)}$ e E semelhante à indicada na Equação 7.18 , ou seja:

$$E = C' I_{s(50)} \quad (7.20)$$

onde C' é uma constante determinada experimentalmente e o módulo E é dado em GPa. A determinação desta constante segue o mesmo procedimento descrito anteriormente.

Como a determinação de $I_{s(50)}$ para o basalto de Marimbondo independe de E ou q_u , o tempo de lixiviação correspondente a 25 anos de alteração no campo é o mesmo que o determinado anteriormente, ou seja, 50 horas.

Assim, da mesma forma que na estimativa de C , o valor de C' é determinado através da curva C' vs. tempo de lixiviação, para 50 horas de lixiviação. A Tabela 7.11 apresenta os valores de C' . A Figura 7.16 mostra uma reta ajustada aos valores da constante C' com o tempo de lixiviação.

Tabela 7.11 - Valores da constante C' para determinação do módulo de Young.

Material			C' (GPa)
Tipo	Origem	Alteração	
Basalto	Marimbondo	Campo (25 anos)	-
	Pedreira Rio Grande	Intacto	8,94
		300 h de lixiviação	9,52
		750 h de lixiviação	9,65
		1500 h de lixiviação	11,18
		3200 h de lixiviação	12,94
Granito	Serra da Mesa	São	8,99

O basalto intacto corresponde a zero anos de alteração no campo e zero horas de lixiviação.

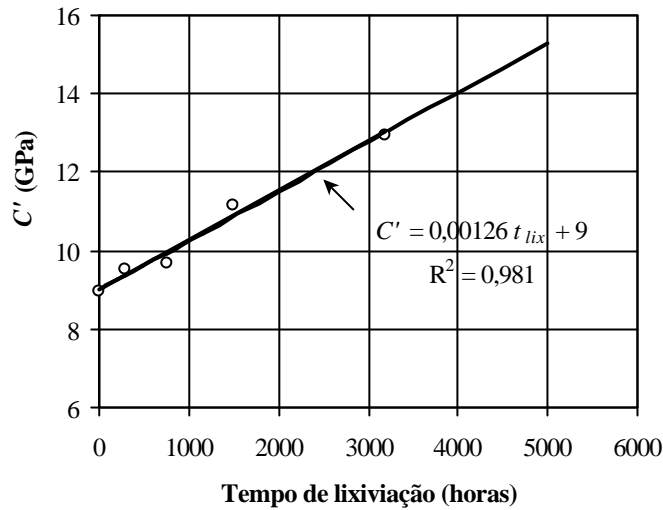


Figura 7.16 - Variação da constante C' relativa ao módulo de Young com o tempo de lixiviação.

Substituindo, na Equação 7.20, os valores de C' igual a 9,09(GPa) (correspondente a 50 horas de lixiviação) e de $I_{s(50)}$ do basalto de Marimbondo, indicado na Tabela 6.7, determina-se o módulo E do basalto igual a 81,39GPa.

Com os valores estimados dos parâmetros E e q_u do basalto de Marimbondo, pode-se determinar os índices de alteração do basalto intacto (Pedreira) e dos alterados (campo ou laboratório) segundo as Equações 7.16 e 7.17 (Tabela 7.12). O índice I_q do basalto de Marimbondo indica uma redução de 8,83% na resistência à compressão uniaxial da rocha, devido aos 25 anos de alteração natural no campo. Esta redução é inferior à sugerida nos ensaios de esclerometria igual a 44% (item 6.2.7).

A Figura 7.17 apresenta as variações dos índices de alteração I_q e I_E com o tempo de lixiviação. Das curvas ajustadas apresentadas e dos valores dos índices de alteração do basalto de Marimbondo (Tabela 7.12), pode-se determinar o tempo de lixiviação $t_{lix(25anos)}$ para 25 anos de alteração natural, para cada parâmetro.

Assim, da Equação 7.1 e considerando os valores de $t_{lix(25anos)}$ tem-se:

$$t_{lix} = 704 \frac{t_{nat}}{25}, \text{ para a resistência à compressão uniaxial } q_u; \quad (7.21)$$

$$t_{lix} = 108 \frac{t_{nat}}{25}, \text{ para o módulo } E; \quad (7.22)$$

onde t_{lix} é expresso em horas e t_{nat} em anos.

Tabela 7.12 - Índices de alteração relativos aos parâmetros obtidos através dos ensaios de compressão uniaxial na rocha.

Tempo de alteração natural	Índices de alteração (%)	
	I_q	I_E
0 anos (Pedreira)	0,00	0,00
25 anos (Marimbondo)	8,83	3,05
Tempo de lixiviação	Índices de alteração (%)	
	I_q	I_E
0 horas (Pedreira)	0,00	0,00
300 horas	24,85	3,33
750 horas	33,84	2,15
1500 horas	37,78	15,21
3200 horas	47,83	53,38

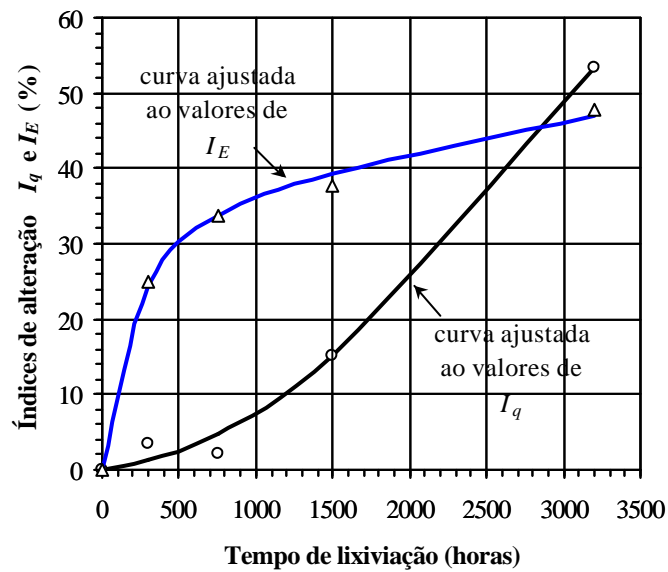


Figura 7.17 - Variação dos índices de alteração I_q e I_E com o tempo de lixiviação contínua.

Para 75 anos de alteração natural no campo, determina-se os valores de t_{lix} pelas equações anteriores. Da Figura 7.17, obtém-se os índices de alteração I_q e I_E . Com estes valores e os parâmetros do basalto intacto, determina-se os valores de q_u e E para 75 anos de alteração no campo do basalto de Marimbondo através das Equações 7.16 e 7.17 (Tabela 7.15).

Através dos valores apresentados na Tabela 7.15, verifica-se uma redução importante dos valores previstos para 75 anos do módulo E e da resistência q_u , em relação aos valores do basalto de Marimbondo com 25 anos de alteração no campo.

Tabela 7.13 - Previsão dos parâmetros E e q_u do basalto de Marimbondo para 75 anos de alteração natural.

<i>Parâmetro</i>	t_{lix} (horas)	I_q (%)	q_{u0} (MPa)	q_u p/ 75 anos (MPa)
q_u	2111	28,4	180,62	129,32

<i>Parâmetro</i>	t_{lix} (horas)	I_E (%)	E_0 (GPa)	E p/ 75 anos (GPa)
E	324	25,4	89,27	66,60

7.6. Desgaste

A quantificação da alteração do material é realizada através da variação do desgaste obtido nos ensaios *slake durability* SD e no micro Deval MD (Figuras 6.14 e 6.15). Considera-se o desgaste no quinto ciclo no ensaio SD. Define-se os índices de alteração, I_{SD} e I_{MD} , expressos por:

$$I_{SD} \text{ ou } I_{MD} = \frac{\text{Perda} - \text{Perda inicial}}{\text{Perda}} \times 100 \% \quad (7.23)$$

onde a *Perda* e a *Perda inicial* são as perdas de massa obtidas em cada ensaio.

A Tabela 7.14 apresenta os valores dos índices de alteração para os enrocamentos alterados naturalmente (Barragem) e por lixiviação (laboratório).

Tabela 7.14 - Índices de alteração para a resistência ao fraturamento de partículas.

Tempo de alteração natural	Índice de alteração (%)	
	I_{SD} (*)	I_{MD}
0 anos (Pedreira)	0,00	0,00
25 anos (Marimbondo)	61,48	50,22

Tempo de lixiviação	Índice de alteração (%)	
	I_{SD} (*)	I_{MD}
0 horas (Pedreira)	0,00	0,00
100 horas	31,97	24,34
240 horas	34,01	27,78
600 horas	36,00	33,80
1500 horas	48,41	33,33
3200 horas	56,28	36,44

(*) índices determinados para o quinto ciclo de ensaio

Através da Figura 7.18, faz-se a determinação do número de horas de lixiviação cujo índice de alteração do material lixiviado é correspondente ao índice de alteração do material alterado no campo (Marimbondo). Determina-se por extrapolação que 25 anos de alteração representam 9650 e 160000 horas de lixiviação contínua para os ensaios SD e MD, respectivamente. Ressalta-se que as formas de variação dos índices de alteração correspondem a curvas logarítmicas.

Da Figura 7.18 e da Equação 7.1 tem-se:

$$t_{lix} = 9650 \frac{t_{nat}}{25}, \text{ para o } slake \text{ durability test SD;} \quad (7.24)$$

$$t_{lix} = 160000 \frac{t_{nat}}{25}, \text{ para o desgaste micro Deval MD.} \quad (7.25)$$

onde t_{lix} é expresso em horas e t_{nat} em anos.

Assim, para 75 anos de alteração natural no campo e considerando as Equações 7.24 e 7.25, determina-se os valores de t_{lix} para os ensaios de desgaste SD e MD. Calcula-se os índices de alteração I_{SD} e I_{MD} por interpolação das curvas ajustadas apresentadas na Figura

7.18. Substituindo os valores dos índices de alteração e as perdas de massa do basalto intacto (Pedreira) na Equação 7.23, determina-se as perdas de massa do basalto de Marimbondo para 75 anos de alteração no campo (Tabela 7.15). Verifica-se que a perda de massa prevista é consideravelmente maior que a perda de massa do basalto com 25 anos de alteração natural.

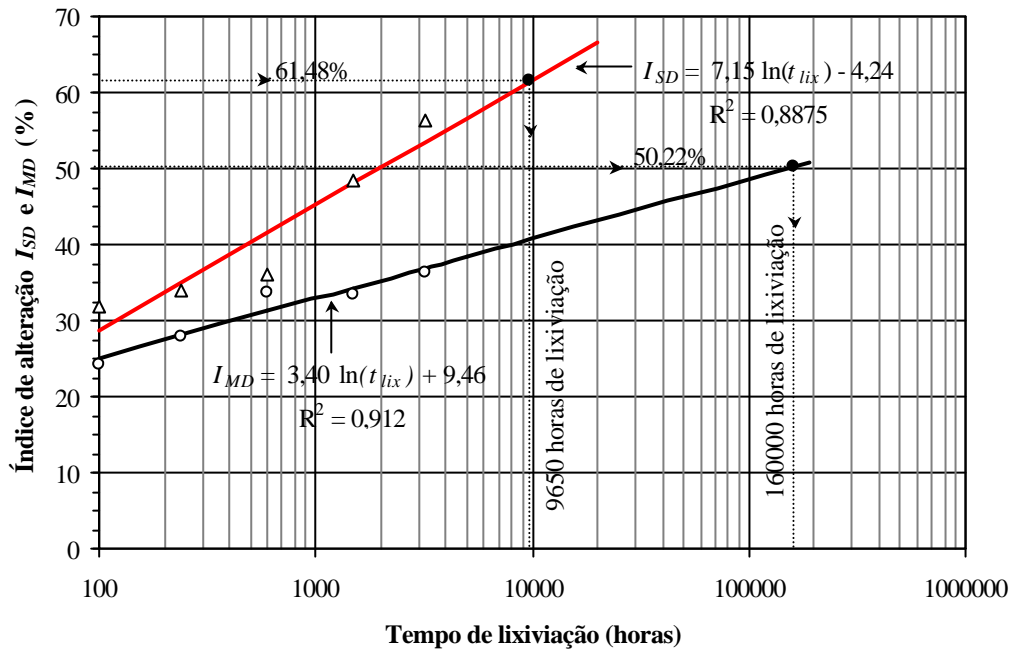


Figura 7.18 - Variação dos índices de alteração I_{SD} e I_{MD} com o tempo de lixiviação.

Tabela 7.15 - Previsão da perda de massa para 75 anos de alteração natural do basalto de Marimbondo nos ensaios SD e MD.

Ensaio	t_{lix} (horas)	I_{SD} ou I_{MD} (%)	Perda de massa inicial (%)	Perda de massa p/ 75 anos (%)
SD	28890	69	0,62	2,01
MD	480000	54	9,53	20,69

7.7. Considerações finais

Este capítulo apresenta a previsão do comportamento do material de enrocamento da Barragem de Marimbondo para 75 anos de alteração natural no campo. Esta previsão considera as variações nos parâmetros dos materiais de enrocamento causadas pela alteração da rocha.

Verifica-se que determinados parâmetros são mais sensíveis à alteração que outros. Em virtude disto, as relações entre o tempo de alteração no laboratório e o tempo de alteração natural são diferentes para cada parâmetro considerado. Outra consequência é a eventual necessidade de extrapolação de resultados dos ensaios na previsão a longo prazo do comportamento dos materiais. Como exemplo, cita-se o desgaste das partículas pelo ensaio MD, cujo tempo de lixiviação correspondente a 75 anos de alteração natural é de 480000 horas. Tal diferença entre os tempos de alteração é justificada pelos diferentes processos de alteração que ocorrem no campo e no laboratório, além das condições intrínsecas de cada ensaio mecânico executado no laboratório.

Verifica-se também que as correlações entre o tempo de alteração natural e o tempo de alteração no campo são dependentes de fatores como, por exemplo, a tensão vertical e o diâmetro das partículas do enrocamento. Esta dependência também pode ser explicada pelo fato de que as alterações da rocha no laboratório e a natural no campo envolvem diferentes processos de alteração. No entanto, as análises apresentadas neste capítulo indicam que é possível simular o comportamento do material alterado no campo através da alteração induzida de forma acelerada no laboratório.

Destaca-se, finalmente, que a variação do índice de alteração com aumento do tempo de alteração assume uma forma aproximadamente logarítmica. Isto indica que os parâmetros tendem para valores limites correspondentes ao estado mais alterado da rocha.

Capítulo 8 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho procurou atingir o objetivo principal de avaliação do comportamento geomecânico dos enrocamentos considerados, com ênfase nas variações dos parâmetros dos materiais provocadas pela alteração da rocha de enrocamento, e de previsão do comportamento do enrocamento da Barragem de Marimbondo a longo prazo.

O extenso programa experimental proposto para avaliação do comportamento geomecânico e de alterabilidade dos enrocamentos foi cumprido com êxito. No programa foram utilizados equipamentos de grandes dimensões e uma metodologia para avaliação da alterabilidade de rochas empregadas como maciço de enrocamento. Esta metodologia foi aplicada ao estudo do comportamento geotécnico do enrocamento da Barragem de Marimbondo. A metodologia garantiu a simulação, de forma acelerada no laboratório, da alteração natural no campo do basalto de Marimbondo através de um equipamento soxhlet de grandes dimensões desenvolvido para ensaios de lixiviação contínua em amostras de até 590N (\cong 60Kg) de material granular.

No contexto essencial da pesquisa, conclui-se que os objetivos visados foram alcançados, permitindo uma maior compreensão dos mecanismos constituintes e associados ao comportamento mecânico dos enrocamentos estudados. Este capítulo, desta forma, apresenta e resume as conclusões obtidas na presente pesquisa.

8.1. Conclusões gerais sobre o comportamento de enrocamentos

Os fatores mais importantes com relação ao comportamento dos enrocamentos são o estado de tensão, a densidade do enrocamento e a resistência das partículas. No entanto, os resultados apresentados neste trabalho mostram que a alteração do enrocamento, devido à exposição da rocha ao meio ambiente, provoca modificações significativas no seu comportamento, fazendo com que a alteração também seja um fator relevante no estudo de enrocamentos.

O fraturamento das partículas em face do aumento do nível de tensão exerce importante papel no comportamento dos maciços de enrocamento. Devido ao fraturamento,

tem-se não-linearidade da envoltória de resistência e, eventualmente, a redução da compressibilidade com o nível de tensão dos enrocamentos. A quantificação do fraturamento pode ser feita através da comparação entre as curvas granulométricas antes e depois do ensaio. No entanto, este tipo de quantificação do fraturamento está sujeito a erros devido ao fraturamento que ocorre durante os processos de moldagem e/ou pré-carregamento.

Em linhas gerais diversos são os fatores que, com maior ou menor intensidade, envolvem os ensaios de enrocamento. O tipo de ensaio afeta a caracterização mecânica do enrocamento. A dimensão dos corpos de prova (efeito de escala) pode influenciar significativamente os resultados dos ensaios. Relacionado a isto estão as dificuldades que envolvem a execução dos ensaios em corpos de prova de enrocamento. A dimensão dos equipamentos e o custo de execução dos ensaios de laboratório são aspectos relevantes.

Ademais, há fatores característicos de enrocamentos que também exercem influência no seu comportamento, tais como: forma das partículas, atrito entre as partículas, tipo e mineralogia da rocha, estado de compactação do enrocamento, granulometria e adição de água.

8.2. Conclusões gerais sobre a alteração

A alteração da rocha, após sua exposição ao meio ambiente, pode ser relativamente rápida (meses a anos). Assim, a alteração dos materiais rochosos constitui um aspecto relevante em projetos e em obras existentes. Os efeitos da alteração sobre os materiais dependem do tipo de rocha e da sua aplicação.

Nos enrocamentos, o principal mecanismo de alteração está relacionado aos processos físicos. Particularmente nos enrocamentos de basalto, os efeitos mais importantes destes processos podem ser representados pela propagação e perda de aderência das fissuras, que aumentam o nível de fraturamento das partículas. Deve-se considerar, ainda, que a alteração da rocha diminui a resistência superficial das partículas.

Existem vários procedimentos para a avaliação da alterabilidade da rocha, que são geralmente aplicados conforme os casos particularmente estudados, tendo em vista a grande quantidade de variáveis envolvidas no processo de alteração da rocha (tipo da rocha, resistência da rocha, fatores climáticos, forças externas, tempo).

A alterabilidade de enrocamentos é melhor quantificada pela comparação de resultados de ensaios de amostras intactas e alteradas. Os ensaios mais representativos para a quantificação da alterabilidade são os ensaios mecânicos, tais como, compressão unidimensional, compressão triaxial, cisalhamento direto. Outros ensaios, como por exemplo, compressão axial, compressão diametral, ensaios de desgaste, ensaios de fraturamento das partículas, ensaios de carregamento pontual, utilizados na caracterização da rocha e das partículas, também podem ser bons indicadores da alterabilidade de enrocamentos, porém, de forma indireta.

8.3. Conclusões específicas

8.3.1. Sobre a alteração dos basaltos estudados

O basalto da Barragem de Marimbondo apresenta alteração natural no campo. Esta alteração se caracteriza pela desintegração e decomposição superficial dos blocos de rocha, sendo que a primeira é predominante. A análise dos basaltos estudados mostra que o basalto da Pedreira Rio Grande é representativo do basalto utilizado na fase de construção do enrocamento da Barragem de Marimbondo.

No laboratório, a alteração do basalto envolve principalmente processos físicos. Devido à alteração no laboratório ocorre a microfissuração superficial das partículas. Para elevados níveis de lixiviação, verifica-se ainda a alteração por decomposição de minerais, destacando a formação de clorofeita nas superfícies das partículas. Ressalta-se que a alteração por lixiviação contínua mostrou-se mais eficiente que a alteração por ciclos de umidade.

Alguns parâmetros dos materiais de enrocamento são mais sensíveis à alteração do que outros. A diferença de sensibilidade se justifica pelos diferentes processos de alteração que ocorrem no campo e no laboratório. No entanto, os resultados deste trabalho indicam que a alteração no laboratório possibilita a simulação do comportamento do material alterado no campo. Em consequência da diferença de sensibilidade, as relações entre o tempo de alteração no laboratório e o tempo de alteração natural são diferentes para cada parâmetro considerado.

Não se observa modificação significativa da granulometria dos enrocamentos alterados no laboratório. Deve-se salientar que o basalto da Pedreira utilizado nos ensaios de lixiviação representa uma rocha competente para uso como material de construção. Eventualmente, outras litologias menos competentes podem apresentar modificações

granulométricas mais representativas em virtude da alteração no laboratório, influenciando no comportamento do enrocamento.

O enrocamento de Marimbondo apresenta modificações nas suas propriedades devido à alteração natural no campo. No entanto, tal enrocamento ainda possui competência como material de proteção dos taludes da Barragem.

8.3.2. Sobre os ensaios nas partículas e na rocha constituinte

A alteração natural do basalto da Barragem de Marimbondo provoca redução de 1 a 2% na densidade específica e aumento de 127% na absorção das partículas. Todavia, a alteração do basalto no laboratório não gera modificação significativa na densidade específica ou na absorção das partículas.

A forma das partículas de basalto é pouco afetada pela alteração do enrocamento no campo. No entanto, a alteração do basalto no laboratório provoca um pequeno aumento da angulosidade das partículas.

Considerando o diâmetro médio de partícula D_m igual a 50mm, a alteração natural do basalto provoca uma redução de cerca de 30% na carga de fraturamento das partículas. Esta redução, comparada com a perda de carga de 10% no carregamento pontual ($Q_e \cong D_m = 50\text{mm}$), sugere que a alteração provoca uma maior redução da resistência dos contatos entre partículas do que da resistência das partículas. Desta forma, com a alteração da rocha, é possível que a ruptura do enrocamento ocorra inicialmente pela quebra dos contatos entre as partículas e, posteriormente, pela ruptura das partículas do enrocamento.

A determinação do valor real dos parâmetros de resistência e deformabilidade da rocha basáltica do enrocamento de Marimbondo através dos ensaios de compressão uniaxial e diametral é bastante complexa, uma vez que a amostragem do basalto de Marimbondo não é representativa do estado atual de alteração da rocha. Contudo, utilizando resultados de carregamento pontual e correlações empíricas sugeridas pela literatura, pode-se prever que a alteração natural do basalto de Marimbondo (25 anos) reduz a resistência à compressão uniaxial q_u em 3 % e o módulo de elasticidade E em 8,8% em relação ao basalto intacto (Pedreira). Ressalta-se que os valores de q_u , E e do coeficiente de Poisson ν são significativamente afetados pela alteração da rocha no laboratório. Tal comportamento está relacionado com a alteração do material de preenchimento das fissuras pré-existent da

rocha. Esta alteração provoca a redução de aderência facilitando a propagação da fissura durante o carregamento uniaxial.

A resistência ao desgaste da rocha sofre redução devido à alteração do basalto no campo ou no laboratório. Em relação ao desgaste da superfície das partículas (*slake durability test*), a alteração do basalto de Marimbondo é 61% maior que a do basalto da Pedreira Rio Grande. Em relação ao desgaste da rocha correspondente à parte mais central das partículas (desgaste micro Deval), tal aumento é da ordem de 50%. Os valores de desgaste também são expressivos da condição de alteração no laboratório.

Dentre os ensaios realizados, os que apresentam resultados realmente representativos da condição da rocha alterada são: carregamento pontual, fraturamento das partículas, carregamento uniaxial e desgastes *slake durability* e micro Deval.

De maneira geral, as partículas de granito apresentam menores densidades específicas, são menos resistentes ao fraturamento, são mais arredondadas e são menos desgastáveis que as partículas de basalto da Pedreira.

8.3.3. Sobre os ensaios no enrocamento como meio granular

A densidade relativa indica significativa influência no comportamento dos enrocamentos. De modo geral, o aumento da densidade relativa dos corpos de prova provoca o aumento da resistência e a redução da compressibilidade dos enrocamentos.

O fator de escala F relativo à dimensão dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto é função do tipo da rocha e da alteração do material. Para os enrocamentos de basalto, o fator de escala F é aproximadamente constante em tensões verticais maiores que 300kPa. Destaca-se que a alteração natural do basalto de Marimbondo provoca o aumento do efeito de escala (valores de F diferentes de um). Nos ensaios de compressão unidimensional, o fator de escala F é ainda influenciado pelo atrito entre as partículas e as paredes da câmara, indicando um padrão de variação pouco conclusivo.

O tipo de rocha constituinte mostra significativa influência no comportamento do enrocamento. Para uma mesma distribuição granulométrica, o enrocamento de granito é menos compressível e menos resistente que o enrocamento de basalto da Pedreira. Além disto, os enrocamentos de basalto alterados no campo (Marimbondo) e no laboratório (lixiviados e com ciclos de umidade) são mais deformáveis e menos resistentes que o enrocamento intacto

(Pedreira). Essas observações independem da densidade do corpo de prova e do fator de escala.

A adição de água durante o ensaio de compressão unidimensional provoca o colapso do enrocamento. A ordem de grandeza do colapso é função da litologia, da granulometria e da densidade do enrocamento. O colapso se reduz com o aumento da densidade relativa e com o aumento de finos na granulometria e é menor para o enrocamento de granito. A alteração natural no campo do basalto provoca a redução do colapso do enrocamento de Marimbondo. A variação do colapso dos enrocamentos alterados em laboratório não é conclusiva.

A influência da presença de finos na compressibilidade do enrocamento depende da litologia da rocha constituinte. No entanto, a presença de finos aumenta a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos.

A resistência ao cisalhamento do maciço de enrocamento no ensaio de cisalhamento direto utilizando o equipamento com 0,3m de lado é maior que a resistência no ensaio triaxial, considerando uma mesma granulometria. Contudo, esta diferença diminui quando se compara a resistência ao cisalhamento no equipamento triaxial e a resistência ao cisalhamento no equipamento com caixa de 1,0m de lado, para enrocamentos de granulometrias paralelas. Considerando as dificuldades e custos envolvidos nos ensaios em equipamentos triaxiais de grandes dimensões, pode-se afirmar que os ensaios de cisalhamento direto são mais eficientes para a avaliação da resistência ao cisalhamento de enrocamentos.

A utilização de ensaios de compressão unidimensional em equipamentos de grandes dimensões para avaliação do comportamento de enrocamentos merece melhores estudos, tendo em vista que o atrito interno entre as partículas e as paredes da câmara interfere no comportamento destes materiais. Vale lembrar que mesmo as câmaras de compressão unidimensional de paredes deformáveis na vertical podem gerar atrito interno. Além disto, o deslocamento diferencial dos anéis rígidos da câmara não oferece garantias quanto ao confinamento desejado.

Apesar das limitações dos equipamentos de grandes dimensões, conclui-se que as aplicações deste resultados podem representar uma importante ferramenta na avaliação do comportamento dos enrocamentos, principalmente em análises de sensibilidade dos parâmetros dos materiais.

Os ensaios no enrocamento como meio granular que melhor representaram o estado de alteração dos basaltos são: compressão unidimensional e cisalhamento direto.

8.3.4. Sobre a previsão de comportamento a longo prazo

Os parâmetros dos enrocamentos alterados no campo ou no laboratório, determinados nos ensaios de carregamento pontual, fraturamento das partículas, cisalhamento direto, compressão unidimensional, compressão uniaxial e desgaste (*slake durability* e micro Deval), mostraram-se adequados para a previsão do comportamento do enrocamento de Marimbondo a longo prazo (75 anos).

A alteração por lixiviação contínua de amostras de enrocamento também se mostra adequada para a previsão a longo prazo do comportamento dos enrocamentos de basalto.

A variação do índice de alteração com o tempo de alteração assume uma forma aproximadamente logarítmica, indicando que os parâmetros dos materiais de enrocamento tendem para valores limites correspondentes ao estado mais alterado da rocha.

8.4. Sugestões para futuros trabalhos

A partir dos resultados e análises do presente trabalho, são apresentadas algumas sugestões e recomendações que podem ser úteis para eventuais estudos sobre os temas abordados.

Sugere-se a avaliação do efeito de escala para enrocamentos constituídos por outras litologias, particularmente nos ensaios de compressão unidimensional, bem como a utilização de ensaios com equipamentos de diferentes dimensões envolvendo enrocamentos com mesma granulometria.

Recomenda-se a avaliação da influência do modo de aplicação do carregamento nos ensaios laboratoriais: deformação controlada ou tensão controlada.

Nos ensaios em enrocamentos em corpos de prova em escala reduzida, sugere-se a modelagem considerando as mesmas densidades relativas entre o modelo reduzido e o enrocamento em escala real. Todavia, em função dos resultados obtidos neste trabalho, recomenda-se que os valores de g_{max} e g_{min} para determinação da densidade relativa sejam feitos em câmaras com dimensões idênticas às do corpo de prova utilizado no ensaio mecânico.

Deve-se buscar a padronização dos procedimentos dos ensaios de alteração no laboratório de amostras granulares com grande volume. Para tanto, é importante a definição, por exemplo, da quantidade de material da amostra com a previsão de perdas devido à

alteração, do tempo de alteração, do tipo e da quantidade da solução de lixiviação ou de umedecimento e da composição química da solução.

Tendo em vista a eficiência do processo de lixiviação contínua para alteração no laboratório de amostras de enrocamento de basalto intacto, é recomendável a utilização deste processo para o estudo da alterabilidade de enrocamentos constituídos de rochas competentes.

É aconselhável a avaliação de um índice de alterabilidade único para enrocamentos (índice de alteração conjunto), que reflita o tempo de vida útil do enrocamento.

Sugere-se ainda a determinação dos parâmetros dos materiais de enrocamento de Marimbondo para outros tempos de alteração natural no campo. Através destes parâmetros, pode-se estabelecer a forma real das curvas de variação dos índices de alteração com o tempo de alteração natural no campo. Isto permite a aferição da relação entre o tempo de alteração natural e o tempo de alteração no laboratório, obtida neste trabalho.

A fim de quantificar os efeitos das variações da granulometria no comportamento dos enrocamentos é importante a utilização de controles granulométricos mais rigorosos de amostras granulares de grande volume.

Recomenda-se também a utilização de soluções de lixiviação com composição química semelhante à das condições de campo. A introdução de gás carbônico no processo de lixiviação é indicada, pois pode promover uma condição atmosférica mais agressiva ao enrocamento.

Deve-se desenvolver maiores estudos sobre os efeitos da submersão dos enrocamentos.

Finalmente, é recomendável o acompanhamento dos processos de alteração que provocam a redução da dimensão dos blocos de basalto de Marimbondo, principalmente na faixa de variação do nível d'água do reservatório da Barragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1980. Rochas e solos: Terminologia. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR-6502.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1979. Determinação da Resistência ao Choque. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - MB 964/79.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1984. Agregados: Determinação da Abrasão Los Angeles. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 6465/84.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1988. Peneiras para Ensaios; Especificações. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 5734/88.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1992a. Rocha para revestimento - Análise Petrográfica. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 12768/92.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1992b. Apreciação Petrográfica de Materiais Naturais para Utilização como Agregado em Concreto. Rio de Janeiro, Designação da norma: ABNT - NBR 7389/92.
- ANDREUS, P. J.; IBAÑEZ, J. M. 1986. Caracterización Geotécnica de Pedraplenes. Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros Rellenos, Comité de Geotecnia Vial de la Asociación Técnica de Carreteras Española, Mayo, Madrid, pp. 64-77.
- ANON. 1970. Deterioration of Rip-rap at Waddel Bluffs, IV-Scr-1, and an Evaluation of Physical Tests as a Method of Determining the Durability of Stone for Rip-rap. Bank and Shore Protection in California. Highway Practice, State of California Public Works 61 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- ARARUNA JR., J. T. 1991. Análise dos Deslocamentos da Barragem de Segredo Durante o Período da Construção. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. 1959. Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate. ASTM Test Designation: C127-59
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. 1963. Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulphate or Magnesium Sulphate. ASTM Test Designation: C 88-63.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. 1971. Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens. ASTM Test Designation: D 2938.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. 1981a. Resistance to Degradation of Small-size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine. ASTM Test Designation: C 131-81.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. 1981b. Resistance to Degradation of Large-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine. ASTM Test Designation: C 535-81.

- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. 1987. Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks. Repealed 1992. ASTM Test Designation: D 4644-87.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. 1990. Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete. ASTM Test Designation: C 295-90.
- ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. 1995. Determining of Point Load Strength Index of Rocks. ASTM Test Designation: D 5731-95.
- BALCH, I. W. 1972. Supervision and Quality Control of Aggregates and Asphaltic Concrete Construction. New Zealand Road Symposium, vol. 2, pp. 549-61 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- BARROS, L. A. 1969. A Análise Modal e a Definição de um Índice de Qualidade Micro-petrográfico. Boletim da Sociedade Portuguesa de Ciências Naturais, no.12, 2ª série, pp. 105-166.
- BARROS, L. A. 1971. Alteração e Alterabilidade de Rochas Ígneas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal - LNEC, Lisboa, pp. 1-57.
- BARROS, L. A. 1977. Experimental Laboratory Weathering of Rocks. Rates of experimental and natural weathering of rocks, an attempt of comparison. Comunic. Serv. Geol. Port., tomo LXII, Lisboa, pp. 59-67 (citado em Minette, 1982).
- BARROS, L. A. 1979. Linhas de rumo da geoquímica. Comunic. Serv. Geol. Port., tomo LXIV, Lisboa, pp. 17-38 (citado em Minette, 1982).
- BARTH, T. F. W. 1948. Oxygen in Rocks: a Basis for Petrography Calculations. Journal of Geology, vol. 56, pp. 50-61 (citado em Minette, 1982).
- BARTON, N.; KJAERNSLI, B. 1981. Shear Strength of Rockfill. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 107, no. GT7, Proc. Paper 16374, pp. 873-891.
- BAUMANN, P. 1960. Rockfill dams: Cogswell and San Gabriel Dam. Transactions, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 125, Part 2, Proc. Paper 3064, pp. 29-57.
- BAYNES, F. J.; DEARMAN, W.R.; IRFAN, T.Y. 1978. Practical Assessment of Grade in a Weathered Granite. Bulletin of the International Association for Engineering Geology, vol. 18, pp.101-109.
- BECKER, E. 1972. Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials Under Plane Strain Conditions. Thesis presented to the University of California at Berkeley, California, In partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- BECKER, E.; CHAN, C.; SEED, B. 1972. Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials in Plane Strain and Triaxial Compression Tests. Department of Civil Engineering, Report TE-72-3, University of California, Berkeley, pp. 1-121.
- BETHUNE, J. D. 1971. Case Histories in Roadway Failures. Paper presented to Transport and Highways Branch Institute of Engineering, Australia (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- BLEE, C. E.; RIEGEL, R. M. 1951. Rockfill Dams. 4th International Conference on Large Dams, New Delhi, vol. 1 (citado em Cea, 1998).

- BOM, W.; VEIGA, A.; MARANHA, E. 1982. Rockfill Deformation Forecast and Overflow Rockfill Dams. 14th International Conference on Large Dams, Rio de Janeiro, Q.55, R.23, pp. 391-403.
- BOWEN, N. L. 1956. The Evolution of the Igneous Rocks. New York, Dorer Publications, pp. 1-334.
- BRAUNS, J.; KAST, K. 1990. Some Aspects of Laboratory Testing and Quality Control of Rockfill. Advances in Rockfill Structures, Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal - LNEC, Lisboa.
- BREWER, R. 1964. Fabric and Mineral Analysis of Soils. John Wiley & Sons, Inc. New York.
- BROCH, E.; FRANKLIN, J. A. 1972. The Point-Load Strength Test. International. Journal Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. 9, pp - 669-697
- BROW, A. J. 1988. Use of Soft Rockfill at Evretou Dam - Cyprus. Géotechnique, vol. 38, no. 3, pp. 333-354.
- BSI - BRITISH STANDARDS INSTITUTION. 1975. Methods for Sampling and Testing of Mineral Aggregates and Fillers. London, Standard Designation: BS 812.
- BUZATTI, D. J. 1975. Índice de Degradação de Agregados. Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de Minas Gerais, Belo Horizonte, Publicação Técnica no. 10 (citado em Frazão, 1993).
- CAPRONI JR., N., ARMELIN, J. L., CASTRO, C. H. 1999. Deformabilidad de un Material Granular Obtenida en Ensayos de Compresión Unidimensional. XI Congreso Pan-Americano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Foz do Iguaçu, vol.1, pp.187-192.
- CAPRONI JR., N; ARMELIN, J. L. 1998. Deformabilidade de um Enrocamento Obtida em Ensaio de Compressão Unidimensional. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 705-712.
- CASTRO, C. H. 1996. Comportamento da Barragem de Serra da Mesa Durante o Período de Construção. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, setembro, pp. 1-178.
- CAWSEY, D. C.; MASSEY, S.W. 1984. Monitoring the In-service Performance of Highway Aggregates in Bituminous Macadam Wearing Courses. Bulletin of the International Association of Engineering Geologists, 30 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- CBGB - COMITÊ BRASILEIRA DE GRANDES BARRAGENS. 1982. Main Brazilian Dams. Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, 1o edição, São Paulo, SP, pp. 1-653.
- CEA, J. C. 1998. Resistencia al Corte de Escolleras Obtenida a Partir de Ensayos de Laboratorio. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales e Puertos, Madrid, pp. 1-367.
- CEA, J. C.; OLALLA, C. 1993. Estudio de la Resistencia al Corte de la Escollera Empleada en los Espaldones de la Presa de Canales (Granada). Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Comunicación no. 1.01, pp. 61-67.
- CEDEX - CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS. 1991a. Resistencia al Desgaste de Los Áridos por Medio de la Máquina de Los Angeles. Dirección General de Carreteras. Madrid, Designación de la norma: NLT-149/91.

- CEDEX - CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS. 1991b. Determinación de la Durabilidad al Desmoronamiento de Rocas Blandas. Dirección General de Carreteras. Madrid, Designación de la norma: NLT-251/91.
- CEDEX - CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS. 1992. Densidad Relativa y Absorción de Áridos Gruesos. Dirección General de Carreteras. Madrid, Designación de la norma: NLT-153/92.
- CEDEX - CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS. 1994. Densidad Aparente y Huecos en Áridos. Dirección General de Carreteras. Madrid, Designación de la norma: NLT-156/94.
- CHAN, C. 1969. Rockfill Testing Facility. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Eng. Specially Session no. 13, Mexico, D.F., pp. 167-173.
- CHARLES, J. A. 1973. Correlation Between Laboratory Behavior of Rockfill and Field Performance with Particular Reference to Scammonden Dam. Ph.D. Thesis, London University (citado em Cea 1998).
- CHARLES, J. A. 1976. The Use of One-Dimensional Compression Tests and Elastic Theory in Predicting Deformations of Rockfill Embankments, Canadian Geotechnical Journal, vol. 13, no. 3, pp. 189-200.
- CHARLES, J. A.; WATTS, K. S. 1980. The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill. Géotechnique, vol. 30, no. 4, pp. 353-367.
- CIRIA - CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION. 1991. Manual on the Use of Rock in Coast and Shoreline Engineering. CIRIA/CUR Special Publication 83, Report 154, A. A. Balkema Publishers, London. Pp. 1-607.
- COLE, W. F.; LANCUCHI, C. J. 1976. Formation of Clay Minerals in Basalts. Conference of the Australian Clay Mineralogical Society, Sydney, pp. 11-12 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- COLE, W. F.; SANDY, C. J. 1980. A Proposed Secondary Mineral Rating for Basalt Road Aggregate Durability. Australian Road Research, vol. 10, no. 3, pp.27-37 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- CRB - COUNTRY ROADS BOARD. 1982. Secondary Mineral Content Using a Petrological Microscope. Manual of Testing Procedures, vol. III, Test method CRB 373.01, Victoria, Australia, pp. 1-6.
- CRUZ, P. T. 1983. Materiais de construção. Simpósio sobre a Geotecnia as Bacia do Alto Paraná, São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica do Solos, Vol. IB, pp. 379-523.
- CRUZ, P. T. 1996. 100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto. Oficina de Textos, São Paulo, pp. 1-647
- DAY, H. L. 1962. A Progress Report on Studies of Degrading Basalt Aggregate Bases. Highway Research Board Bulletin, 334, pp.8-16 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- DEER, D.; MILLER, R. P. 1966. Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. Technical Report AFWL - Air Force Weapons Laboratory, New Mexico , pp. 65-116 (citado em Minette, 1982).
- DONAGHE, R.; COHEN, M. 1978. Strength and Deformation Properties of Rockfill. U.S. Army Engineer W. E. S., Technical report S-78-1, Vicksburg, pp. 1-24.

- DONG, J.; NAKAMURA, K. 1997. Anisotropic Deformation and Strength Characteristics of Gravels in Large-scale Plane Strain and Triaxial Compression Tests. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, Hamburg, pp. 6-12.
- DUNCAN, N. 1969. Engineering Geology and Rock Mechanics, vol.1, Leonard-Hill, London.
- EN - EUROPÄISCHE NORM. 1995. Tests for Geometrical Properties of Aggregates. Part 2: Determination of Particle size Distribution. Test sieves, nominal size of apertures. Bruxelles, Test Designation: EN 933-2.
- EN - EUROPÄISCHE NORM. 1996. Tests for Mechanical and Physical Properties of Aggregates. Part 1: Determination of the Resistance to Wear (Micro-Deval). Bruxelles, Test Designation: EN 1097-1.
- EN - EUROPÄISCHE NORM. 1997a. Tests for Geometrical Properties of Aggregates. Part 1: Determination of particle Size Distribution. Sieving method. Bruxelles, Test Designation: EN 933-1.
- EN - EUROPÄISCHE NORM. 1997b. Tests for Geometrical Properties of Aggregates. Part 3: Determination of Particle Shape. Flakiness index. Bruxelles, Test Designation: EN 933-3.
- FAGNOUL, A. 1969. Shear Strength. Contribution and Discussions on Mechanical Properties of Rockfill and Gravel Materials, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico.
- FARJALLAT, J. E. S. 1971. Estudos Experimentais sobre Desagregação do Basalto Compacto usado no Enrocamento do Aterro da Ponte do Rio Sucuriú. Semana Paulista de Geologia Aplicada, 1, São Paulo, APGA v.3, tema 3, Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Publicação, 902, 9p.
- FARJALLAT, J. E. S. 1972. Relato sobre o Tema: Desagregabilidade de Rochas e Problemas Relativos à sua Aplicabilidade. 4^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, vol. II A, pp. 19-53.
- FARJALLAT, J. E. S. 1973. Critérios de Avaliação de Alterabilidade de Rochas. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, publicação no. 925, São Paulo.
- FARJALLAT, J. E. S.; DE BARROS, F. P.; YOSHIDA, R.; DE OLIVEIRA, J. A. N. 1972. Alguns Problemas de Desagregação dos Basaltos da Barragem de Capivara, Rio Paranapanema. 4^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, vol. II A, pp. 73-102.
- FARJALLAT, J. E. S.; TATAMIYA, C. T.; YOSHIDA, R. 1974. An experimental evaluation of rock weatherability. 2nd Int.Cong. IAEG, vol. 1, São Paulo, pp. IV-30.1 a IV-30.9.
- FARRAN, J.; THÉNOZ, B. 1965. L'alterabilité des roches, ses facteurs as prévision. Annales de L'Inst. Tech. Du Batim. et des Trav. Publ., Paris, no 215, pp.1534-1548.
- FOOKES, P. G.; GOURLEY, C. S.; OHIKERE, C. 1988. Rock Weathering in Engineering Time. Quarterly Journal of Engineering Geology, London, vol. 21, pp. 33-57.
- FRAHIA NETO, S. H. 1996. Estudo do Comportamento da Barragem de Xingó Objetivando uma Contribuição à Validação Experimental de Modelos Teóricos de Análise. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro - RJ, julho, pp. 1-283.

- FRAZÃO, E. B. 1993. Metodologia para Avaliação da Alterabilidade de Rochas a Partir de Estudo Experimental em Amostras de Basalto da UHE de Três Irmãos - Estado de São Paulo. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, pp. 1-175.
- FRAZÃO, E. B.; CARUSO, L. G. 1983. Síntese do Conhecimento sobre Alterabilidade de Rochas Basálticas como Material de Construção em Algumas Barragens da Bacia do Alto Paraná. Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná vol. II A, São Paulo - SP, pp. 21-33.
- FRAZÃO, E. B.; GOULART, E.P. 1976. Aspectos de Expansibilidade de Argilominerais - Algumas Implicações em Obras Civas. 1^o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, vol. 2, Rio de Janeiro, pp. 351-365.
- FUMAGALLI, E. 1969. Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM 1, January, pp. 313-330.
- FUMAGALLI, E. 1970. Laboratory Tests on Materials and Static Model for Rockfill Dams. 10th International Conference on Large Dams, Montreal, vol. 1, pp. 531.
- FURNAS. 2000. Difractometria de Raios-X - Análise. Goiânia, Designação do Procedimento: FURNAS 4.15.1.
- FURNAS. 1999a. Ensaio de Compressão Unidimensional. Goiânia, Designação do Procedimento: FURNAS 4.08.06.
- FURNAS. 1999b. Microscópio Eletrônico de Varredura - Operação. Goiânia, Designação do Procedimento: FURNAS 4.15.08.
- GALLACHER, D. 1988. Asphaltic Central Core at the Megget Dam. 16th Congress on Large Dams, San Francisco (citado em Cea, 1998).
- GOLDICH, S. S. 1938. A Study in Rock-weathering. Journal of Geology, no. 46, pp.17-58.
- GOOD, R. J. 1976. Kangaroo Creek dam. Use of a Weak Schist as Rockfill for a Concrete Faced Rockfill Dam. 12th International Conference on Large Dams, Mexico, Q.44, R.33 (citado em Cea 1998).
- GOODMAN, R. E. 1989. Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons, second edition, New York.
- HALL, E. B.; GORDON, B. B. 1963. Triaxial Testing with Large Scale High Pressure Equipment. ASTM Symposium Laboratory Shear Testing of Soils, Ottawa, Special Technical Publication, no. 361. pp. 315-328.
- HAMROL, A. 1962. A Quantitative Classification of Weathering and Weatherability of Rocks. Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal - LNEC, Technical Paper, 192. Lisboa, pp. 1-4.
- HOLTZ, W.; GIBBS, H. 1956. Triaxial Shear Tests on Previous Gravelly Soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM 1, January, pp. 313-330.
- HORN, H. M.; DEERE, D. U. 1962. Frictional Characteristics of Minerals. Geotechnique, vol. 12, no. 4, pp. 319-335.
- HOSKING, J. R.; TUBEY, L. W. 1969. Research on Low Grade and Unsound Aggregates. Road Research Laboratory Report LR 293, Crowthorne (citado em Fookes *et al.*, 1988).

- HRB - HIGHWAY RESEARCH BOARD. 1970. Degradation of Aggregates. Bulletin 51.
- HUDSON, J. A.; HARRISON, J. P. 1997. Engineering Rock Mechanics – An Introduction to the Principles, Pergamon, pp. 1-444.
- HUNT, R. E. 1984. Geotechnical Engineering Investigation Manual. Mc. Graw Hill Book Company.
- HYPOLITO, R.; VALARELLI, J. V. 1972. Alteração Experimental de Diabásios. 4ª Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, pp. 103-122.
- ILIEV, I. G. 1966. An Attempt to Estimate Degree of Weathering of Intrusive Rocks from their Physic-mechanical Properties. 1st Congress of the ISRM, vol. 1, Lisboa, pp. 109-114.
- INDRARATNA, B.; WIJewardena, L. S. S.; BALASUBRAMANIAM, A. S. 1993. Large-scale Triaxial Testing of Greywacke Rockfill. Géotechnique, vol. 43, no. 1: pp. 37-51.
- INMET - INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. 2001. Informações on line sobre Climatologia do Brasil. Página da internet: www.inet.gov.br
- IRFAN, T. Y.; DEARMAM, W. R. 1978. The Engineering Petrography of a Weathered Granite in Cornwall. London, Quarterly Journal of Engineering Geology, vol. 11, pp. 233-244.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. 1981. Rock Characterization Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods, Ed. E.T. Brow, Pergamon Press, Oxford, pp.1-212.
- ISRM - INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. 1985. Suggested Method for Determining Point Load Strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sic. & Geotech. Abstr., vol. 22, no. 2, pp. 51-60.
- JENNY, K. 1941. Factors of Soil Formation. Mc Graw-Hill, New York.
- KELLER, W. D. 1968. The Principles of Chemical Weathering. Lucas Brothers, Missouri, segunda edição (citado em Minette, 1982).
- KIRKPATRICK, W. M. 1965. Effects of Grain Size and Grading on the Shearing Behavior of Granular Materials. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 273-277.
- KJAERNSLI, B.; TORNBLOAA, I. 1966. The Venemo Asphalt Faced Rockfill Dam. Norwegian Geotechnical Institute Publication, no. 69 (citado em Narvaez, 1980).
- KJAERNSLI, B.; SANDE, A. 1963. Compressibility of some Coarse Grained Material. Norwegian Geotechnical Institute, Publication no. 66 (citado em Cea 1998).
- KOSSEV, N. V. 1970. Corrélations Entre les Caractéristiques Physiques et Mécaniques Roches Ayant égard na Degré de l'Altération des Eoches. 2nd Congress of the ISRM, vol. I, Belgrado, pp.291-296.
- KRUMBEIN, W. C. 1941. Measurement and Geological Significance of Shape and Roundness of Sedimentary Articles. Journal of Sedimentary Petrology, no. 11, pp. 64-72.
- KRUMBEIN, W. C.; PETTIJOHN, F. J. 1938. Manual of sedimentary Petrography. Appleton-Century Co., New York.
- KRUMBEIN, W. C.; SLOSS, L. L. 1955. Stratigraphy and Sedimentation. W. H. Freeman and Co., California.

- LADEIRA, F. L.; MINETTE, E. 1984. A Quantificação da Alteração e da Alterabilidade de Rochas. Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Belo Horizonte. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE. vol.3, pp.351-358.
- LAMA, R. D.; VUTUKURI, X. S. 1978. Handbook of Mechanical Properties of Rock. vol. IV, Trans. Tech. Publications, Clausthal, Germany.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. 1969. Soil Mechanics. Massachusetts Institute of Technology, John Wiley & Sons, New York, pp. 1-553.
- LAMÉ, G. 1852. Lecons sur la Théorie Mathématique de l'Elasticité des Corp Solide. Bachelier, Paris, France.
- LEE, K. L.; FARHOOMAND, I. 1967. Compressibility and Crushing of Granular Soil in Anisotropical Compression. Canadian Geotechnical Journal, vol. IV, no. 1, pp. 68-86.
- LEINZ, V.; MENDEZ, J.C. 1963. Vocabulário Geológico. Editora Nacional, 3ª edição, Rio de Janeiro, RJ, pp. 1-198.
- LEPS, T. M. 1970. Review of Shearing Strength of Rockfill. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 96, no. SM4, Proc. paper 7394, july, pp. 1159-1170.
- LESLIE, D. 1969. Relationships Between Shear Strength, Gradation and Index Properties of Rockfill Materials. Specialty session no. 13, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp. 201-210.
- LEUSSINK, H. 1965. Effect of Specimen Size on the Shear Strength of Granular Materials. Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Canada.
- LEWIS, J. G. 1956. Shear Strength of Rockfill. 2nd Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 50-52
- LORD, E. C. W. 1916. Relation of Mineral Composition and Rock Structure to the Physical Properties of Road Aggregates. Bull 348, US Dept. of Agriculture (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- LOUGHNAN, F. C. 1969. Chemical Weathering of the Silicate Minerals. New York, Elsevier, pp.1-154.
- LOWE, J. 1964. Shear Strength of Coarse Embankment Dam Materials. 8th International Conference on Large Dams, Edimburgo, pp.745-761.
- MAIA, P. C. A.; SAYÃO, A. S. F. J.; ANTUNES, F. S.; NUNES, A. L. L. S. 2000. Avaliação da Alterabilidade de Enrocamentos. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Portugal, Abril, vol. 1, pp. 513-521.
- MARACHI, D.; CHAN, C.; SEED, B. 1972. Evaluation of Properties of Rockfill Materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 98, no. SM1, Proc. Paper 8672, January, pp. 95-114.
- MARACHI, D.; CHAN, C.; SEED, B.; DUNCAN, J. 1969. Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials. University of California, Berkeley, pp. 1-139.
- MARANHA DAS NEVES, E.; VEIGA PINTO, A. 1977. Enrocamentos. Atualização de Conhecimentos, Estudos Experimentais e Aplicações em Barragens e Vias de Comunicação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, pp. 1-135.

- MARSAL, R. J. 1965. Research on Behavior of Granular Materials and Rockfill Samples. Comisión Federal de Electricidad, México (citado em Cea, 1998).
- MARSAL, R. J. 1967. Large Scale Testing of Rockfill Materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 93, no. SM2, Proc. Paper 5128, march, pp. 27-53.
- MARSAL, R. J. 1969. Particle Breakage in Coarse Granular Soil. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session no. 13, Mexico, pp. 155-165.
- MARSAL, R. J. 1972. Resistencia y Compresibilidad de Enrocamientos y Gravas. Universidad Nacional Autónoma de México, Publicação 306.
- MARSAL, R. J. 1973a. Mechanical Properties of Rockfill. Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley & Sons Pub., pp. 109-200.
- MARSAL, R. J. 1973b. A True Triaxial Apparatus to Test Rockfill. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1.2, Moscow, pp. 259-264.
- MARSAL, R. J. 1977. Strain Computation in Earth-rockfill Dams. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session no. 8, Tokyo, pp.1-2.
- MARSAL, R. J.; DE ARELLANO, L. R.; NUNEZ, A. G. 1967. Plane Strain Testing of Rockfill Materials. 3th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp- 249-271.
- MARSAL, R. J.; RESENDIZ, D. 1975. Presas de Tierra y Enrocamiento, Pub. Editorial Limusa, México, D. F., pp.1-546 (citado em Veiga Pinto 1983).
- MARSAL, R.; ROSA, F. 1976. Mechanical Properties of Rockfill Soil Mixtures. Proc. 12th Congress on Large Dams, vol.1, México, pp.179-209.
- MARSAL, R.J.; RAMIREZ, L. 1967. Performance of El Infiemillo Dam, 1963-66, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, no. SM4, pp. 265-298.
- MATHERSON, G. M. 1986. Relationship Between Compacted Rockfill, Density and Gradation. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, December, no. 12, vol. 112, pp. 1119-1124.
- MATSUMOTO, N.; WATANABE, K. 1987. The Shear Strength of Rockfill Material. TsuchitoKiso. Inter. Soc. of Soil Mech. and Fin. Elem., 35, no. 12.
- MATSUOKA, H.; LIU, S. 1998. Simplified Direct box Shear Test on Granular Materials and its Application to Rockfill Material. Soil and Foundations, vol. 38, no. 4, pp. 275-284.
- MELLO, V. 1975. Dispositivos de Impermeabilização de Barragens de Enrocamento e Apreciação Simultânea da Proteção de Taludes, Geotecnia, no. 14, Lisboa, pp. 23-51.
- MELLO, V. 1977. Reflection on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams, Géotechnique, vol. 27, no. 3, pp.279-355.
- MELLON, P. 1985. An Investigation of Altered Basalts Used for Road Aggregate in Ethiopia. PhD thesis, Department Earth Sciences, Hatfield Polytechnic (citado em Fookes *et al.*, 1988).

- MELLOR, M.; HAWKES, I. 1971. Measurement of Tensile Strength by Diametrical Compression of Disks and Annuli, *Engineering Geology*, Vol. 5, pp. 173-225.
- MENDES, F. de M.; BARROS, L. A., RODRIGUES, F. P. 1966. The Use of Modal Analysis in the Mechanical Characterization of Rock Masses. Congress of ISRM, Lisboa, vol.1, pp. 217-223.
- MENDES, F.; BARROS, L. A. ; PERES RODRIGUES, F. 1969. The Use of Modal Analysis in the Mechanical Characterization of Rock Masses. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, memória no. 340, Lisboa.
- MINETTE, E. 1982. Quantificação Geomecânica e de Alterabilidade de um Diorito. Dissertação de mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, pp. 1-262.
- MINOR, C. E. 1960. Degradation of Mineral Aggregates. American Society for Testing Materials, Spec. Pub. 227, pp.109-21.
- MINTY, E. J. 1976. The Occurrence and Importance of Clay in Aggregates in Relation to Soundness and Adhesion. Conference on Production & Testing of Aggregates. University of New South Wales, pp. 67-92 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- MINTY, E. J.; MONK, K. 1966. Predicting the Durability of Rock. Australian Road Research Board, vol. 3, no. 2, pp. 1316-1333 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- MITCHELL, J. K. 1976. *Fundamental of Soil Behavior*. John Wiley & Sons, Inc. New York, pp. 1-422.
- MOGAMI, T. YOSHIKOSHI. 1971. On Influence of Particle Breakage and Particle Shape on Shearing Resistance of Coarse Granular Materials. Proc. of the Fourth Asian Conference (Regional) on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Bangkok (Thailand). Vol.1, July, pp. 141-147.
- NARVAEZ, B. M. 1980. Resistência e Deformabilidade de Materiais Granulares e Enrocamentos. *Construção Pesada*, novembro, pp.58-71.
- NASCIMENTO, U. 1970. O Problema da Alterabilidade das Rochas em Engenharia Civil. Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, memória no. 363, Lisboa.
- NITCHIPOROVITCH, A. A.; RASSKAZOV, L. N. 1976. Shearing Strength of Coarse Fragmental Materials. 12^o Congresso de Grandes Barragens, México, Q.44, R.33.
- NOBARI, E.; DUNCAN, J. 1972. Effect on Reservoir Filling on Stresses and Movements in Earth and Rockfill Dams. Department of Civil Engineering, Report no. TE-72-1, University of California, pp. 1-186.
- NUNES, A. J. C.; BOGOSSIAN, F. 1970. Ensaio de Cisalhamento de Grandes Dimensões em Enrocamento para Barragem. 4^o Seminário Nacional de Grandes Barragens.
- OLLIER, C. D. 1979. *Weathering*. Longman, London, 4^a ed.
- PALMEIRA, E. M. 1987. The Study of Soil Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests. Ph.D. Thesis, Oxford University.
- PARKER, A. 1970. A Index of Weathering for Silicate Rocks. *Geol. Magazine*, vol. 107, no. 6 (citado em Minette, 1982).

- PEDRO, G. 1969, A Alteração das Rochas em Condições Superficiais (perimorfismo). Caracterização Geoquímica dos Processos Fundamentais, traduzido de A.J. Melfi, *Notícia Geomorfológica*, Campinas, 9 (17): 3-14 (citado em Frazão e Caruso, 1983).
- PELTIER, L. 1950. The Geographic Cycle in Periglacial Regions as it is Related to Climate Geomorphology. *Ann. Assoc. Amer. Geol.*, vol. 40, pp. 214-236.
- PENMAN, A. D. 1971. Rockfill. Building Research Station, Department of the Environment, Current paper 15/71, pp. 1-10 (citado em Cea 1998).
- PENMAN, A. D.; BURLAND, J.; CHARLES, J. A. 1971. Observed and Predicted Deformations in a Large Embankment Dam During Construction. *Proc. Inst. Civil Eng.*, vol. 49, May, pp. 1-21.
- PENMAN, A. D.; CHARLES, J. A. 1971. The Quality and suitability of Rockfill Used in dam Construction. 14th International Conference on Large Dams, vol.5, Rio de Janeiro, pp. 526-163.
- PENMAN, A. D.; CHARLES, J. A. 1976. The quality and Suitability of Rockfill Used in Dam Construction. *Douzieme Congrees on Large Dams*, pp-533-556.
- PETTIJOHN, F. J. 1957. *Sedimentary Rocks*. Harper Bros., New York, Second edition.
- PICHLER, E. 1942. A Petrologia e os Ensaio Tecnológicos de Rochas. Separata do Bol. Dep. Estradas de Rodagem, São Paulo.
- PORTILLA, R.; POYUELO, J. S.; PARDO, G. G. 1986. Análisis del Comportamiento del Terraplén de Entrerregues - Autopista Campomanes-León. Simposio sobre Terraplenes, Pedraplenes y otros Rellenos, Comité de Geotecnia Vial de la Asociación Técnica de Carreteras - Asociación Técnica de Carreteras Española, Mayo, Madrid, pp. 398-431.
- POST, G. R. 1969. Boite de Cisaillement de 1,20x1,20m Pour l'Etude des Materiaux Graveleux ou Rocheux. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, August.
- REGO, L. F. M.; SANTOS, T.D.S. 1938. Contribuição para o Estudo dos Granitos da Serra da Cantareira. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas - Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Boletim, 18.
- REICHE, P. 1945. A Survey of Weathering Process and Products. Univ. of New Mex. Publ. in Geology, no. 1 (citado em Minette, 1982).
- ROCHA, M. 1971. *Mecânica das Rochas*. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal - LNEC.
- RODRIGUES, J. D. 1972. Nota sobre as Características de Alteração e Alterabilidade do Diorito de Ribamar (Ericeira). *Geotecnia*, no. 3, Lisboa, pp. 29-37.
- RODRIGUES, J. D. 1975. Alterabilidade de Rochas em Problemas de Geologia de Engenharia. Aplicação a Casos Portugueses. Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, Dissertação apresentada para obtenção do grau de especialista, Lisboa.
- RODRIGUES, J. D. 1978. Sobre a Determinação Quantitativa da Alterabilidade de Rochas. Um caso de aplicação. *Geotecnia*, no. 24, Lisboa, pp. 29-42.

- ROSI, M. W. 1983. Foz do Areia: Retroanálise pelo Método dos Elementos Finitos. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ.
- RUXTON, B. P. 1968. Measures of the Degree of Chemical of Rocks. *Journal of Geology*, vol. 76, no. 5, pp. 518-527 (citado em Minette, 1982).
- SABOYA JR., F. 1993. Análise de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto Durante o Período de Construção e enchimento. Tese de doutorado - Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, junho, pp. 1-283.
- SANTOS, A., MARTÍNEZ, J. M., OLIVA, J. L. G. 1993. Efecto Escala en los Ensayos de Laboratorio de Propiedades Resistentes de Materiales Granulares. Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos, Comunicación 1.07, pp. 117-122.
- SARAC, D.; POPOVIC, M. 1985. Shear strength of rockfill and slope stability. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, California, no. 11, vol.2, pp. 641-645.
- SAYÃO, S. F. J. A.; CASTRO, C. H. 1998. Previsão do Comportamento da Barragem de Serra da Mesa Durante a Construção. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, vol. 1, pp. 423-430 .
- SCHLUTTING, H.; JÜRGEN, S. 1964. Großversuche zur Bestimmung des reibungsbeiwertes Grobkörnigen Materials für Dam-Mschüttungem. *Bauplanung-Bautechnik*, november (citado em Cea, 1998).
- SCHNEIDER, A. W., ROCHA, F. X. S. 1968. Emprego de Basaltos em Pavimentação Rodoviária. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, Publicação 433, Rio de Janeiro, pp. 1-43.
- SCOTT, L. E. 1955. Secondary Minerals on Rock as Cause of Pavement and Base Failure. *Proceedings of the Highway research Board*, 34th Annu. Meeting, pp. 412-7 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- SHERARD, J. L.; WOODWARD, R. J.; GZIENSKI, S. G.; CLEVINGER, W. A. 1963. *Earth and Earth-rock*. John Wiley and Sons, New York.
- SHOA, E. D.; MASE, G. E. 1966. Effects of Confining Pressure on Polycrystalline Rock Behavior Analyzed by Rheological Theory. 1st International Congress of the ISRM, Lisboa, ISRM, vol.1, pp. 733-747.
- SHORT, N. W. 1961. Geochemical Variations in Four Residuals. *Journal of Geology*, (citado em Minette, 1982).
- SHULTZE, E. 1957. Large Scale Shear Tests. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, vol.1, pp.193-205.
- SIGNER, S. 1973. Estudo Experimental da Resistência ao Cisalhamento dos Basaltos Desagregados e Desagregáveis de Capivara. Tese de Mestrado da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - USP.
- SIRIEYS, P. M. 1966. Porosité, Degré de Saturation el Lois de Comportement des Roches. 1st Congress of the ISRM, vol. I, Lisboa, pp.471-475.

- SMITH, T., MCCAULEY, M. L.; MEARNS, R. W. 1970. Evaluation of Rock Slope Protection Material. Highway Research Board (323). National Research Council, US National Academy of Science (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- SMORODINOV, M. I.; MOTOVILOV, E. A.; VOLKOV, V. A. 1970. Determination of Correlation Relationships Between Strength and Some Physical Characteristics of Rock, 2nd International Conference on Rock Mechanics, vol. II, pp. 35-57.
- SORIANO, A. 1989. Puesta en Obra y Compactación de Rellenos en Obras de Infraestructura Viaria. Simposio sobre el Agua y el Terreno en las Infraestructuras Viarias, Comité de Geotecnia Vial de la Asociación Técnica de Carreteras - Asociación Técnica de Carreteras Española, Torremolinos, pp. 129-149.
- SOUZA PINTO, C. 2000. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. Oficina de Textos
- SOWERS, G. F.; GORE, C. E. 1961. Large Scale Preconstruction Tests of Embankment Materials for an Earth-rockfill Dam. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, París, pp. 717-720.
- SOWERS, G.; WILLIAMS, R.; WALLACE, T. 1965. Compressibility of Broken Rock and the Settlement of Rockfill. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, Montreal, pp. 561-565.
- STEPHENSON, R. 1972. Relative density tests on rockfill at Carters Dam. ASTM Special Tec. Pub., no. 523, Philadelphia, pp. 234-247.
- STRUILLOU, R. 1969. Prévision de l'Altérabilité des Matériaux Employés en Génie Civil. Coloque de Géotechnique, Toulouse, pp. 35-46.
- SURENDRA, P. J.; GUPTA, R. C. 1974. In Situ Shear Test for Rockfill. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 100, september, pp 1031-1050.
- THIERS, G. R.; DONOVAN, T. D. 1981. Field Density, Gradation, and Triaxial Testing of Large-size Rockfill for LITTLE Blue Run Dam. Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740, pp. 315-328.
- TOMBS, S. G. 1969. Strength and Deformations Characteristics of Rockfill. Ph.D. Tesis, University of London.
- TOURENQ, C.; ARCHAMBAUET, C. 1974. Propriétés des Calcaires. 2nd Int. Cong. IAEG, São Paulo, pp. IV-19.1 a IV-19.11.
- TOURENQ, C.; FORMAINTEAUX, D. F. 1974. L'Indice de Qualite des Roches, Quelques Applications. 2th Ins. Cong. IAEG, vol. 1, São Paulo, pp. IV-20.1 a IV-20.8 (citado em Minette, 1982).
- UNE - NORMA ESPAÑOLA. 1985. Resistencia y Desgaste por Rozamiento. Norma Española, designación da norma UNE 22-192-85, pp. 1-3.
- URIEL, S. 1987. Informe Sobre la Estabilidad de la Presa de Canales. Dirección General de Obras Hidráulicas - MOPU (citado em Cea, 1998)
- URMENETA, M. A. 1997. Valoración del Deterioro y Conservación en la Piedra Monumental. Monografía M-56, CEDEX, Madrid, pp. 1-269.
- VAID, Y.P.; NEGUSSEY, D. 1984. A Critical Assessment of Membrane Penetration in the Triaxial Test. Geotechnical Testing Journal, ASTM, vol. 7, no2, pp. 70-76.

- VALLERGA, B.; SEED, B.; MONISMITH, C.; COOPER, R. 1957. Effect of Shape Size and Surface Roughness of Aggregate Particles on the Strength of Granular Materials. Special Technical Publication no. 212, ASTM.
- VEIGA PINTO, A. A. 1979. Características de Resistência e Deformabilidade de Enrocamentos. Geotecnia, no. 27, Lisboa, pp. 3-41.
- VEIGA PINTO, A. A. 1982. Modelação de Enrocamentos. Dissertação de Mestrado da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, pp. 1-76.
- VEIGA PINTO, A. A. 1983. Previsão do Comportamento Estrutural de Barragens de Enrocamento. Tese apresentada para obtenção do grau de especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Portugal - LNEC, Lisboa, pp. 1-157.
- WATTS, K. K. 1980. A Device for Automatic Logging of Volume Change in Large Scale Triaxial Tests. Geotechnical Testing Journal, ASTM, vol. 3, no.1, pp. 41-44.
- WEIBULL, W. 1952. A Survey of Statistical Effects in the Field of Material Failure. Applied Mechanics Review, vol. 5, pp. 449-451.
- WEINERT, H. H. 1964. Basic Igneous Rocks in Road Foundations. CSIR Research Report 218. Bulletin of the National Institute of Road Research, Pretoria, 5 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- WEINERT, H. H. 1968. Engineering Petrology for Roads in South Africa. Engineering Geology, vol. 2, no. 6, pp. 363-95.
- WILKINS. 1971. Behavior of High Rockfill. A.N.C.O.L.D., Boletim no. 34 (citado em Narvaez 1980).
- WONG, K.; DUNCAN, J. 1974. Hyperbolic Stress-strain Parameters for Nonlinear finite Element Analysis of Stress and Movements in Soil Masses. Department of Civil Engineering, Report TE-74-3, University of California, pp.1-90 (citado em Veiga Pinto, 1983).
- WYLDE, L. J. 1976. Degradation of Road Aggregates. Australian Road Research, vol. 6, no. 1, pp. 22-29 (citado em Fookes *et al.* 1988).
- WYLDE, L. J. 1980. Texture Changes in Crushed Basalt Road Base. Australian Road Board, Internal report AIR 172-6, (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- WYLDE, L. J. 1982. The Durability Crushed Rock Road Base Materials - A Potential Application of Automatic Image Analysis Technique. Australian Road Board, Internal report AIR 172-7 (citado em Fookes *et al.*, 1988).
- YOSHIDA, R. 1972. Contribuição ao Conhecimento das Características Tecnológicas dos Materiais Rochosos. São Paulo. Tese de doutorado apresentada no Instituto de Geociência da Universidade de São Paulo (citado em Frazão, 1993).
- ZELLER, J.; WULLIMANN, R. 1957. The Shear Strength of the Shell Materials for the Göschenenalp Dam - Switzerland. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.2, pp.399-415.
- ZINGG, T. 1935. Beitrag zur Schotteranalyse. Schweiz Mineral Petrog. Mitt., no. 15, pp. 39-140 (citado em Brewer, 1964).