UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DEDALUS - Acervo - IGC

30900004679

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS E COMPORTAMENTO TECNOLÓGICO DE ARENITOS DA FORMAÇÃO CAIUÁ

JAYME DE OLIVEIRA CAMPOS

Tese apresentada ao Instituto de Geociências
da Universidade de São Paulo como requisito
a obtenção do título de Doutor

Orientador:

Dr. José Eduardo Siqueira Farjallat

Fevereiro / 1981

ERRATA

Página 8

1º parágrafo, 15ª linha: onde se lê "...por volta de 50°...", leia-se "...por volta de 50 Kg/cm²...",

Página 19

1ª linha: onde se lê "...fazendo...", leia-se "...jazendo...",

Página 25

2º parágrafo, 4ª linha: onde se lê "...com cimentos não carbonáticos...", leia-se "...com cimentos limonítico e limonítico/carbonático...".

Página 47

3ª fórmula: ao invés de " γ_s ", leia-se " γ_s ".

Página 59

1ª fórmula: ao invés de " $\bar{c} = c + \sigma + \text{tg } \phi$ ", leia-se " $\bar{c} = c + \sigma, \text{tg } \phi$ ".

Página 90

Tabela 7: onde se lê: " γ_s (g/cm³)", leia-se " γ_{as} (g/cm³)".

Página 106

5º parágrafo, 2ª linha: onde se lê "...com a prova granulometria...", leia-se "...com a nova granulometria...".

Página 142

1º parágrafo, 6ª linha: onde se lê "...parentemente...", leia-se "...aparentemente...",

Página 150, 5º parágrafo, 4ª linha; página 173, 1º parágrafo, 2ª linha; página 207, 1º parágrafo, 5ª linha; e página 222, 1º parágrafo, 5ª linha: onde se lê "...excessões...", leia-se "...exceções...".

Página 173

4º parágrafo, 1ª linha: onde se lê "e) ...ensaio...", leia-se "e) ...amostras...".

Página 180

4º parágrafo, 1ª linha: onde se lê "...da ordem de 25 Kg/min...", leia-se "...da ordem de 25 Kg/cm²/min...".

Página 189

4º parágrafo, 4ª linha: onde se lê "...cisalhamento máximo max...", leia-se "...cisalhamento máxima τ max...".

Página 192

2º parágrafo, 5ª linha: onde se lê "...deterioração...", leia-se "...deterioração...".

Página 198

1º parágrafo, 8ª linha: onde se lê "...os valores máximos de E, são...", leia-se "...os valores máximos e mínimos de E, são...".

Página 202 e 203

6º parágrafo, 3ª linha; e 1º parágrafo, 4ª linha, respectivamente: onde se lê "...os nódulos...", leia-se "os módulos...".

Página 204

6º parágrafo, 4ª linha: a palavra d'água foi separada indevidamente, sendo que o correto seria a separação da 1ª sílaba "d'á" do restante da palavra.

Página 210

2º parágrafo, 1ª linha: onde se lê "Uma das série. Implicações...", leia-se "Uma das séries Implicações...",

Página 210

6º parágrafo, 3ª linha: onde se lê "...quando a colocação..." leia-se "...quanto à colocação...",

Página 213

1º parágrafo, 1ª linha: onde se lê "...como já frizamos...", leia-se "...como já se frizou...",

Página 216

11º parágrafo, 1ª linha: onde se lê "...Farran & Thênoz (),..." leia-se "...Farran & Thênoz (1965),...",

Página 217

1º parágrafo, 9ª linha: onde se lê "...que fundirão...", leia-se "...que fendilharão...",

Página 219

3º parágrafo, 4ª linha: onde se lê "Esclarece que for desenvolvido...", leia-se "Esclarece que foi desenvolvido...",

Página 225

2º parágrafo, 3ª linha: onde se lê "...tabelas números 55 e 56. Adotar-se,,", leia-se "...tabelas números 55 e 56, adotar-se...".

Página 226

2º parágrafo, 3ª linha: onde se lê "...gumita...", leia-se "...gunj-ta...",

Página 226

A frase "- Cambotas metálicas em geral com chapas de blindagem nas calotas.", é seguida pela frase "A escolha da sustentação será também influenciada pelas condições do lençol freático e pelas velocidades de percolação da água por ocasião das escavações.", e por "Maciços da categoria VI "e seus tipos específicos de revestimento, aos quais deve ser acrescido: "Chapas metálicas ou blindagens sobre cambotas metálicas (com ou sem aplicação ulterior de uma camada de gunita.)". Após, segue-se "Ao se adotar as ponderações.....quanto a tais utilizações: ",além dos ítems 1), 2) e 3) da página 226 e o todo e conteúdo da página 227.

Página 227

1º parágrafo, 3ª linha: onde se lê "...composta necessariamente...", leia-se "...comporta necessariamente...".

Página 230

2º parágrafo, 1ª linha: onde se lê "O esforço resistente vale $R = A$," leia-se "O esforço resistente vale $R = \sigma \cdot A$,".

Página 235

2º parágrafo, 8ª linha: onde se lê "...Barros, 1969). Ter-se-á..." , leia-se "...Barros, 1969), ter-se-á...".

Página 236

2º parágrafo, 3ª linha: onde se lê "...sendo...", leia-se "...senso...".

Página 240

7ª referência: onde se lê "...Avifjeld". Leia-se "...Airfield".

Página 239

1ª referência: onde se lê "Bagolini, Bernardo...", leia-se "Bagolini, Bernardo...".

Acrescidas as referências:

Oliveira, J.E., de, & Caruso, L.G. Caracterização tecnológica de rochas sedimentares cimentadas por óxido de ferro. Atas do 2º Simpósio Regional de Geologia, Vol. 2, Rio Claro, nov. 1.979.

Robert, A. O arenito Caluã como base estabilizada para fins rodoviários
Tese de concurso à Cátedra de Estradas de Ferro e de Rodagem da Escola de Engenharia da Universidade do Paraná, 1.956.

Souza, Antonio C.G. de & Ferraz, Antonio C.P. Algumas considerações sobre a possibilidade de utilização da laterita no Maranhão com agregado na composição de concretos - Seminário da disciplina de pós-graduação - Materiais de Construção - Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

Figura 63

Variações de parâmetros geomecânicos para solos e rochas
(Rocha, 1977)

a) Módulo de Deformabilidade

b) Coesão

c) Ângulo de Atrito

d) Resistência à Compressão Uniaxial

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DEDALUS - Acervo - IGC

30900004679

PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS E COMPORTAMENTO TECNOLÓGICO DE ARENITOS DA FORMAÇÃO CAIUÁ

JAYME DE OLIVEIRA CAMPOS

Tese apresentada ao Instituto de Geociências
da Universidade de São Paulo como requisito
a obtenção do título de Doutor

Orientador:

Dr. José Eduardo Siqueira Farjallat

Fevereiro / 1981

ÍNDICE

	Página
LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE QUADROS	vii
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE FOTOS	xi
Capítulo	
I. O TEMA PROPOSTO	1
Introdução	1
Objetivos do Estudo	2
Estado da arte	3
Indicações do caminho a seguir	11
II. OS DADOS	12
A Formação Caiuá no Pontal do Paranapanema	12
Introdução	12
Considerações sobre as ocorrências	13
Parâmetros estatísticos a partir das curvas cumulativas	17
Arredondamento	18
Textura superficial	18
Estruturas sedimentares	18
III. METODOLOGIA	20
Exame da bibliografia existente	20
Viagem ao campo e coleta de amostras	20
Sistemática para a caracterização das amostras	22
Ensaio, testes e estudos	26
Estudos petrográficos - Seções delgadas	40
Ensaio físico	43

	Página
Granulometria	43
Densidade dos grãos	45
Massa específica aparente seca	46
Absorção d'água	46
Porosidade aparente	47
Porosidade real	47
Porcentagem de saturação de vazios	48
Ensaio de durabilidade	48
A durabilidade de rochas	48
Testes de durabilidade	50
Ensaio mecânicos	51
Resistência ao impacto Treton	51
Resistência à abrasão Los Angeles	54
Ensaio de compressão simples axial e deformabilidade	54
Resistência ao cisalhamento - compressão triaxial	57
Permeabilidade	60
IV. APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	63
Questões relacionadas à Mineralogia e Petrografia	63
Granulometria	81
Densidade dos grãos	81
Massa específica aparente seca	81
Absorção d'água	94
Porosidade aparente	97
Porosidade real	101
Porcentagem de saturação dos vazios	102
Ensaio de durabilidade	106
Ciclagem natural	106
Ciclagem água-estufa	106
Considerações sobre os ensaios de ciclagem	132
Ensaio mecânicos	133
Resistência ao Impacto Treton	133
Considerações relativas aos ensaios de resistência ao Impacto Treton	139
Resistência à Abrasão Los Angeles	140
Comentários sobre os ensaios de Abrasão Los Angeles	141
Ensaio de compressão axial e deformabilidade	142

	Página
Comentários quanto à compressão simples e deformabilidade	143
Ensaio triaxiais com os Arenitos Caiuá	180
Considerações sobre os ensaios triaxiais	189
Ensaio de permeabilidade com o Arenito Caiuá	192
V. REFLEXÕES QUANTO À APLICAÇÃO DOS ARENITOS CAIUÁ	195
Notas relativas à rotulação geotécnica dos arenitos em questão	195
Aplicabilidade como fundação	202
Perfurabilidade dos Arenitos Caiuá	204
Aplicabilidade como enrocamentos	207
Critérios gerais para a escolha dos materiais naturais	208
Enrocamentos	208
"Rip-raps"	212
Considerações sobre algumas especificações construtivas	213
Aplicação como agregado para concreto	216
Utilização em obras rodoviárias	218
Utilização em escavações subterrâneas	220
Taludes em Arenitos Caiuá	229
Conclusões e recomendações finais	235
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	238

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
1. Graus de coerência de rochas	23
2. Atitudes do diaclasamento no Arenito Caiuã, local de <u>a</u> mostragem II	25
3. Designação das amostras, sua procedência e ensaios reali- zados	41
4. Série de peneiras empregadas no peneiramento da fração grossa do solo	44
5. Percentagens das frações grossas e finas em amostras dos Arenitos Caiuã	88
6. Densidade dos grãos dos Arenitos Caiuã	89
7. Massa específica aparente seca dos Arenitos Caiuã	90
8. Idem	91
9. Idem	91
10. Idem	92
11. Idem	93
12. Valores da absorção d'água nos Arenitos Caiuã	94
13. Idem	94
14. Idem	95
15. Idem	95
16. Idem	96
17. Valores da porosidade aparente dos Arenitos Caiuã	97
18. Idem	98
19. Idem	98
20. Idem	99
21. Idem	100
22. Porosidade real dos Arenitos Caiuã	101
23. Percentagem de saturação dos vazios dos Arenitos Caiuã .	102
24. Valores comparativos das propriedades físicas dos Areni- tos Caiuã e Botucatu	104
25. Minerais pesados (em %) no Arenito Caiuã	105
26. Ciclagem natural com os Arenitos Caiuã	108
27. Idem	108

Tabela	Página
28. Ciclagem água-estufa com os Arenitos Caiuá	109
29. Idem	110
30. Idem	111
31. Idem	111
32. Idem	112
33. Idem	114
34. Idem	115
35. Idem	116
36. Idem	117
37. Idem	118
38. Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuá	134
39. Idem	134
40. Idem	135
41. Idem	135
42. Idem	135
43. Idem	136
44. Idem	136
45. Idem	136
46. Idem	137
47. Idem	137
48. Idem	138
49. Idem	138
50. Idem	138
51. Idem	139
52. Idem	139
53. Resistência à abrasão Los Angeles do Arenito Caiuá	140
54. Idem	141
55. Ensaio de compressão simples e deformabilidade, dados dos corpos de prova ensaiados	144
56. Ensaio de compressão triaxiais - Índices físicos - Amostras pertencentes ao Conjunto 1	181
57. Ensaio de compressão triaxiais - Amostras pertencentes ao Conjunto 1	183
58. Ensaio de permeabilidade com os Arenitos Caiuá	194
59. Resistência à compressão simples, módulo de deformabilidade e resistência ao cisalhamento de solos e rochas .	197
60. Proposta para a graduação dos blocos em "rip-raps"	212

Tabela	Página
61. Carga de rocha H em metros de rocha sobre o suporte do teto do túnel, P com largura B metros, altura H_t metros e uma profundidade superior a $1,5 (B + H_t)$	223
62. Fator de resistência mecânica para solos e rochas	228

LISTA DE QUADROS

Quadro	Página
1. Critérios para a descrição dos Arenitos Caiuã quanto à dureza	24
2. Relação nominal dos ensaios referidos na Tabela 2	42

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1. Mapa de localização dos pontos de amostragem	21
2. Esquema da máquina de Impacto "Treton"	52
3. Esquema de um Extrator Soxhlet	53
4. Esquema da máquina Los Angeles	55
5. Corte esquemático de uma montagem para ensaio de Compressões Simples Axial	56
6. Esquema da câmara para ensaios triaxiais em solos	58
7. Corte esquemático de um permeâmetro	61
8. Curvas granulométricas do Arenito Caiuã	82
9. Idem	83
10. Idem	84
11. Idem	85
12. Idem	86
13. Idem	87
14. Ensaio de ciclagem natural	119
15. Idem	120
16. Idem	121
17. Ensaio de ciclagem água-estufa	122
18. Idem	123
19. Idem	124
20. Idem	125
21. Idem	126
22. Idem	127
23. Idem	128
24. Idem	129
25. Idem	130
26. Idem	131
27. Curvas genéricas tensões x deformações, para rochas (Seg. Mello Mendes, mod.)	149
28. Ensaio de deformabilidade e compressão simples com Arenito Caiuã	151
29. Idem	152

Figura	Página
30. Idem	153
31. Idem	154
32. Idem	155
33. Idem	156
34. Idem	157
35. Idem	158
36. Idem	159
37. Idem	160
38. Idem	161
39. Idem	162
40. Idem	163
41. Idem	164
42. Idem	165
43. Idem	166
44. Idem	167
45. Idem	168
46. Idem	169
47. Idem	170
48. Idem	171
49. Idem	172
50. Correlação entre γ_{as} (massa específica aparente seca) e a ruptura (σ_{rup}) no ensaio de compressão simples para vários exemplares de Arenitos Caiuã	174
51. Correlação entre γ_{as} (massa específica aparente seca) e E_{40} (módulo de deformabilidade secante para $\sigma = 40 \text{ Kg/cm}^2$) para vários exemplares de Arenitos Caiuã	175
52. Correlação entre a porosidade aparente (P_a) e a ruptura no ensaio de compressão simples (σ_{rup}) para vários exemplares de Arenitos Caiuã	176
53. Correlação entre P_a (porosidade aparente) e E_{40} (Módulo da elasticidade secante) para $\sigma = 40 \text{ Kg/cm}^2$, para vários exemplares da Arenitos Caiuã	177
54. Correlação entre a absorção d'água (Ab) e a ruptura no ensaio de compressão simples (σ_{rup}) para vários exemplares de Arenitos Caiuã	178
55. Correlação entre Ab (absorção d'água) e E_{40} (módulo de elasticidade secante) para $\sigma = 40 \text{ Kg/cm}^2$ para vários exemplares de Arenitos Caiuã	179
56. Ensaios triaxiais com o Arenito Caiuã - envoltórias de Mohr - Séries A e B	185
57. Idem - Séries C e D	186

Figura		Página
58.	Ensaios triaxiais com o Arenito Caiuá - curvas ($\sigma_1 - \sigma_3$) x deformações axiais específicas - Séries A e B	187
59.	Idem - Séries C e D	188
60.	Comportamento frágil dúctil e plástico de rochas, segundo valores crescentes com a diferença ($\sigma_1 - \sigma_3$)	191
61.	Correlação entre as resistências à compressão simples e à compressão puntiforme, com valores típicos para as rochas mais comuns	196
62.	Classificação de materiais rochosos, baseada na resistência à compressão simples, R_c	198
63.	Variações dos parâmetros geomecânicos para solos e rochas	200
64.	Classificação geotécnica para rochas intactas	201
65.	Grau de influência da deformabilidade	203
66.	Seção geológica no local da amostragem III, indicando a compartimentação dos Arenitos Caiuá	205
67.	Método padrão para avaliar-se a adequabilidade de um material para "rip-rap"	211
68.	Relação de forças na análise de equilíbrio-limite	231
69.	Condições para a estabilidade de taludes em rochas estratificadas e diaclasadas	231

LISTA DE FOTOS

Foto	Página
1. Afloramento do Arenito Caiuã, Estrada BR-376, trecho Maringã-Nova Londrina, proximidades de Paranavaí	27
2. Ponto de amostragem II	28
3. Idem	29
4. Idem	30
5. Idem	31
6. Idem	32
7. Amostras números 1 e 2	33
8. Amostras números 3 e 4	34
9. Amostras números 5 e 6	35
10. Amostras números 7 e 8	36
11. Amostras números 9 e 10	37
12. Amostra número 11	38
13. Amostra número 12	39
14. Lâmina número 1	64
15. Lâmina número 2	65
16. Lâmina número 3	66
17. Lâmina número 4	67
18. Lâmina número 5	68
19. Lâmina número 6	69
20. Lâmina número 7	70
21. Lâmina número 8	71
22. Lâmina número 9	72
23. Lâmina número 10	73
24. Lâmina número 11	74
25. Lâmina número 12	75
26. Lâmina número 13	76
27. Lâmina número 14	77

CAPÍTULO I

O TEMA PROPOSTO

Introdução

As rochas sedimentares brandas não têm sido devidamente levadas em consideração quanto às suas propriedades geotécnicas.

Nada parece mais impróprio que este estado de coisas, já que nos dias atuais cristaliza-se uma mentalidade que determina um comportamento baseado não mais no desperdício inconseqüente, mas na utilização criteriosa e racional dos recursos naturais. Sem dúvida essa postura é abrangente, e assim sendo, atinge obrigatoriamente a Geotecnia, em todos os seus ramos de atividade.

Ocorre, no entanto, que a caracterização das propriedades geotécnicas é muitas vezes dificultada por uma certa inadequação dos ensaios e normas para a regulamentação de utilização desses materiais, que conduzem quase que sistematicamente à fixação de valores que cerceiam, de imediato a sua aplicação.

A construção de obras de grande porte, principalmente hidrelétricas, exige a utilização de enormes volumes de materiais de construção, solicita com cargas de vulto as fundações, impõe alterações no meio físico, responsáveis por modificações acentuadas nas propriedades dos materiais utilizados. Por outro lado, a relação custos/benefícios tende a tornar-se cada vez maior em função dos grandes investimentos exigidos para aqueles projetos. Esta realidade conduz a considerar-se cada vez mais a aplicação de materiais classificados como menos nobres na construção das referidas obras, e cujos aspectos normativos de emprego está a exigir urgentes providências da moderna tecnologia. Mesmo para obras pequenas, cuja implantação dia a dia mais se justifica, seja do ponto de vista técnico ou econômico, os citados materiais devem ser necessariamente considerados, como alternativa lógica de aplicação.

Os Arenitos Caiuã, rochas sedimentares de ocorrência bastante significativa, particularmente na região sudoeste do estado de São Paulo mas também no norte e nordeste do Paraná e sul do Mato Grosso do Sul, representam justamente os materiais que justificam o interesse aqui exposto. Numa região onde o basalto é escasso, pelo menos em superfície, é muito natural que os arenitos sejam convenientemente aproveitados.

Com os meios sofisticados que a tecnologia oferece para que se entenda a realidade física dos materiais naturais aqui focalizados, e atrvés de manipulação criteriosa dos vários tipos desses materiais em condições de aplicabilidade específicas, é possível que se chegue às adequações bastante satisfatórias quanto ao uso dos arenitos em questão.

Objetivos do Estudo

De acordo com o problema posto no ítem anterior, esboçam-se de imediato os objetivos deste trabalho.

Inicialmente, tratou-se da obtenção e análise dos parâmetros físicos dos Arenitos Caiuã, como o convém a toda abordagem geotécnica que se pretenda fazer, de qualquer material natural.

Outro aspecto de importância é que Arenitos Caiuã apresentam certas características geotécnicas que justificam tratá-los como "materiais de baixa resistência", como se verá no desenvolver deste trabalho.

Procurou-se seguir um raciocínio que conduza logicamente ao enquadramento dos arenitos referidos no lugar que lhes é devido, quanto às suas propriedades geotécnicas.

A compartimentação do maciço arenítico em função de suas propriedades, particularmente geo mecânicas, foi considerada com muito interesse para possibilitar a aplicação seletiva dos materiais.

Considerou-se ainda oportuna a abordagem da questão relativa às especificações e ensaios que normalizam a aplicação geotécnica dos materiais de construção em nosso meio técnico. Com esse espírito, ressaltou-se a contradição entre tais especificações e ensaios com as nossas realidades físicas, particularmente climáticas, as quais conferem às rochas certos atributos, digamos assim, bastante satisfatórios, o suficiente para justificar a sua utilização.

Para atingir os objetivos propostos, foram desenvolvidos e considerados os seguintes ítems:

- 1) Aspectos mineralógicos e petrográficos, cujas sujeições relativamente à gênese, cimentação, ambiente de deposição e transporte são inegáveis;
- 2) Elaboração de uma compartimentação tipológica desses materiais, essencialmente qualitativa, em função de descrições macroscópicas. Destaque a aspectos particulares quanto às anisotropias texturais e estruturais, que conferem, como já se viu antes, diversificações significativas no comportamento dos materiais em questão;
- 3) As propriedades físicas, onde se tratará da granulometria, massas específicas, porosidades, porcentagem de saturação dos vazios e as suas variações nos diferentes tipos estudados;
- 4) Distinção entre o desempenho dos arenitos em função das variações cíclicas de umedecimento e secagem, o que determina, em síntese, a sua durabilidade;
- 5) Aspectos relativos às propriedades geomecânicas dos arenitos, ou seja, sua resistência e deformabilidade, em correspondência às variações das propriedades físicas e dos diferentes tipos existentes;
- 6) Reflexões sobre a sua aplicabilidade, proporcionadas pelo desempenho variável de seus tipos de acordo com diversas solicitações e diferentes aplicações, procurando sempre dar relevo aos aspectos, já mencionados que dizem respeito às especificações, ensaios e critérios realistas de aplicação.

Sem pretender, evidentemente, esgotar essas propostas, espera-se que o interesse pelo tema do trabalho seja despertado, levando a um aprofundamento cada vez maior dos conhecimentos geotécnicos dos arenitos Caiuá e de rochas similares.

Estado da arte

Pode-se afirmar que muito pouco se faz, até o momento, quanto à se compreender o comportamento geotécnico dos Arenitos Caiuá. Isto se explica, em parte, pelo fato de que essas rochas sedimentares estão sendo estudadas, do ponto de vista geológico, com mais empenho apenas recentemente. É inegável que o esclarecimento de particularidades geológicas, principalmente genéticas, representam fatores de importância na elucidação dos parâmetros geotécnicos dos arenitos em questão.

Mesmo a nível mundial, não têm sido muitas as manifestações cien

tíficas do tipo pesquisa ou trabalhos técnicos visando a individualização geotécnica de rochas brandas, particularmente arenitos. Serão citados a seguir, alguns trabalhos que, pelo seu teor, apresentem alguma identificação que auxiliem, de alguma maneira, na compreensão dos parâmetros geotécnicos dos arenitos.

Num trabalho que provavelmente seja único, até o movimento, pois se trata de um estudo aplicado dos Arenitos Caiuã, Robert (1956) estuda os mesmos utilizados, como base estabilizada para fins rodoviários. Conclui que, na impossibilidade de se executar a base e sub-base das estradas com agregados de rocha, dadas as distâncias exageradas de transporte, na região NE do Paraná, a melhor solução seria o aproveitamento de areia argilo-siltosa, proveniente da desagregação dos bancos de arenito. Acrescenta que o problema se resume na construção de uma base capaz de suportar os esforços transmitidos pelos veículos através da camada de desgaste, para posteriormente transmití-los respectivamente à sub-base e base.

Invocando a experiência americana da época, Robert recomenda três tipos de estabilizantes:

- 1) Cimento Portland
- 2) Asfalto diluído
- 3) Alcatrão

E para uma densidade de tráfego inferior a 1000 veículos/dia, propõe um pavimento nas seguintes condições:

- a) Sub-greide: Solo natural, devidamente compactado.
- b) Sub-base: Solo natural local, compactados de acordo com as especificações para cada caso.
- c) Base: Mistura estabilizada, de solos locais com um dos estabilizantes mencionados acima.
- d) Camada de desgaste: Macadame betuminoso tipo "penetração invertida", com espessura compactada de 5 cm.

Tourenc (1974) aborda genericamente o tema "Materiais de Construção" analisando questões relativas à classificação e identificação petrográfica, alteração dos minerais e estruturas dos referidos materiais, atendendo-se ainda à análise das propriedades mecânicas que influem na classificação. Yoshida (1974) trata de aspectos relativos à Petrografia, Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas na tecnologia de materiais naturais de construção, frisando as dificuldades inerentes à falta de uma sistematização adequada nos estudos das propriedades tecnológicas para vários usos.

Barton (1974) descreve a mudança no desempenho geotécnico de arenitos friáveis da Inglaterra a alterações de umidade durante a amostragem. Nessa mesma linha, citam-se Raymond, Gaskin, Davies e Van Dalen (1975), que aplicam e analisam os testes de vibrações, carregamento e triaxiais em materiais para lastros de estradas de ferro do Canadá; e Spence, Ramsey e Dhir (1974), que avaliam ensaios de resistência efetuados em agregados de vários tipos de rochas.

Importante contribuição é dada por Bell (1978), que estudou os arenitos Fell, de Northumberland, Inglaterra. Eles foram examinados petrograficamente, o que incluiu análises modal e textural bem como suas propriedades físicas e mecânicas, ou seja, densidade, porosidade, resistência, dureza e propriedades elásticas a várias profundidades. Essas várias medidas foram correlacionadas para avaliar as influências de uma propriedade em relação à outra. Aquelas que influenciaram mais significativamente, foram consideradas como as propriedades índices mais úteis e utilizáveis como base de uma classificação geotécnica de tais arenitos. Esses estudos permitiram concluir que a resistência à compressão simples (σ_c) tem significativas correlações com a resistência à tração, medidas de dureza e com o Módulo de Young. Segundo o autor, das medidas de dureza, aquelas levadas a efeito com os escleroscópio Shore e o martelo de Schmidt são bastante simples e rápidas, sendo os seus resultados relacionados significativamente com várias medidas de resistência, com o Módulo de Young, densidade e porosidade.

É possível associar-se o estudo dos Arenitos tipo Caiuá com aqueles específicos para "materiais de baixa resistência", estabelecendo importantes correlações a partir desse procedimento.

O assunto "Caracterização geotécnica de materiais de baixa resistência", apresenta evidente interesse para a Geotecnia, dado que trata de materiais que estão situados numa faixa entre os solos característicos e os maciços rochosos francamente considerados como tal.

No entanto os interessados encontrarão de início, obstáculos significativos para sua abordagem, decorrentes da própria conceituação do que sejam materiais de baixa resistência.

Rocha (1977), consciente dessas dificuldades, já disse que uma questão básica que se levanta é a do conceito de rocha de baixa resistência, que implica em dois problemas:

- a) O estabelecimento de critérios de distinção entre solos e rochas de transição para solos;

b) A fixação do limite superior para a resistência.

Em recente trabalho, Mello (1979) chama a atenção para o importante fato de que os chamados horizontes decorrentes do perfil de decomposição de rochas apenas existem na aparência, mas que os graus de precisão nas tentativas de que sejam utilizados para indicar comportamentos distintos dos materiais aos quais se referem, são extremamente pequenos. Ele ainda se refere ao fato de que existe um contínuo absoluto de transição gradual dos parâmetros geotécnicos médios, de acordo com a profundidade, e cita Deere e Patton (1971) segundo os quais: "As descontinuidades de cada zona constituem o único meio confiável para distinguir uma zona da outra".

Adentrando mais o assunto, Mello analisa as implicações contidas no termo "solo residual" e diz que, de um lado observa-se a extrema heterogeneidade que impera numa massa de solo, como no exemplo dos matacões residuais envolvidos por argilas siltosas moles; e de outro lado, a existência das descontinuidades de estruturas preservadas da rocha original, e que podem, tanto uns como outros, condicionar e dominar, numa primeira aproximação, o comportamento dos parâmetros geotécnicos do solo.

Kanji (1975) focaliza de maneira bastante convincente a questão das propriedades mecânicas dos chamados materiais de transição, e que podem consistir de (1) rocha intemperizada mais ou menos uniformemente, e cuja resistência seja maior que a do solo, ou (2) de blocos de rocha dura ou pouco intemperizada, circundados ou alternados por solos, que é o caso mais comum. Citando Deere e Patton (1971), Vargas (1971), Barata (1969) e Showers (1963), Kanji se detém à análise dos tipos característicos que compõem a faixa dos materiais de transição, entendendo como sendo os saprolitos e os maciços rochosos, os seus limites. Os saprolitos, têm sido estudados pela Mecânica dos Solos convencional, merecendo porém as feições geológicas que apresenta, como as descontinuidades e anisotropia, uma abordagem paralela.

Showers (1963) descreve com pormenores saprolitos de rochas graníticas ou equivalentes, analisando aspectos de sua compressibilidade, permeabilidade e resistência, em função da composição mineralógica e propriedades físicas, como índice de vazios.

Vargas (1974) procura identificar os materiais situados na zona entre materiais transformados em solos e a rocha sã ou fissurada, do substrato rochoso. Estabelece que esses materiais são, basicamente: solos porosos, solos residuais e lateritos.

Tem-se desenvolvido importantes estudos relativos à caracteriza
ção geotécnica dos materiais de baixa resistência, particularmente no que
se refere aos granitos alterados. Dearman (1976) elaborou um trabalho no
qual propõe uma avaliação em separado dos estudos da desintegração física,
química e solução daquelas rochas. Ele considera ser a solução um importante
componente do intemperismo de rochas silicatadas, comprovando os significa
tivos aumentos usuais na porosidade com o progredir do intemperismo. Indo
além, Baynes e Dearman (1978), revelam os estudos do "microtexturas" de
granitos alterados, relacionados às porosidades geotécnicas dos mesmos. Seg
undo eles, as mudanças nas referidas propriedades induzidas pelo intemper
ismo são atribuídas ao microfraturamento, pela abertura dos limites exter
iores dos grãos e desenvolvimento de porosidade intergranular. Desenvolv
em um modelo, envolvendo a "microtextura" de produtos argilosos de intemp
erismo e a intensidade deste, para explicar os valores tipicamente elevad
os dos ângulos de resistência interna desse material, e se preocupam tamb
ém com a análise de sua deformabilidade.

Kowalski (1975) examina as diferenciações nas propriedades de res
istência de rochas dentro da zona de influência do intemperismo. Conclui
que mudanças cíclicas reduzem a resistência, levam à expansão e redução de
volume. Registra que tais processos originam e/ou acentuam uma anisotropia
primária das rochas e no seu fraturamento, quando a rocha é maciça, conduz
em a um acamamento ou laminação aparente e quando ela já é estratificada,
leva a uma separação da estratificação.

Tentativas têm sido feitas para correlacionar índices de alteração
obtidos a partir de amostras de uma rocha em diversos estágios de alter
ação, e os mesmos índices obtidos em laboratório. Aires-Barros (1978) des
envolveu esse tipo de estudo com uma grauvaca. Amostras dessa rocha em
três diferentes estágios de alteração, foram coletadas de uma sondagem vert
ical e os processos de intemperismo foram avaliados por observações geoq
uímicas e petrológicas. O primeiro processo possibilitou avaliar a perda
ou ganho de elementos químicos. Seguiu-se a quantificação do Intemperismo
através da utilização dos "índices de alterabilidade" e finalmente a aplica
ção desses índices às rochas referidas. Finalmente, segundo ainda este
autor, as rochas foram submetidas a testes de "envelhecimento" do tipo térm
ico.

Valores de velocidade de propagação do som, porosidade, permeabil
idade e expansão foram também determinados. Finalmente, elaborou-se a necess
ária correlação entre os ensaios referidos: Aires-Barros conclui que
sob as condições de envelhecimento termal, as grauvacas por ele estudadas

devem, no laboratório, serem submetidas a 5 anos de condições de teste, quando secas, e a 1 ano, quando saturadas, para atingir as mesmas condições das amostras naturais.

Onodera, Yoshinaka e Oda (1974) realizaram ensaios triaxiais com granitos sãos e alterados, determinando parâmetros comparativos para os vários tipos ensaiados. Tais ensaios foram efetuados com corpos de prova com alturas e diâmetros de, respectivamente 10 e 5 cm, que foram submetidos a contra-pressões de 10 a 20 Kg/cm² para prover uma saturação completa e em seguida a pressões confinantes de 100 Kg/cm² e a carregamentos com aumentos de 5 a 10 Kg/cm² por minuto. Concluíram que os valores do ângulo de atrito interno ϕ variava de 50° a 60° para exemplares razoavelmente sãos, e de 30° a 40° para aqueles altamente alterados. Observaram também que, uma mudança de até 7% na porosidade em rochas altamente intemperizados, o decréscimo de ϕ' correspondente é pequeno. No entanto, o mesmo não ocorre com a coesão aparente c' , pois o aumento da porosidade de 1,1 a 4% faz com que aquele parâmetro varie de 150 a 50 Kg/cm². Os mesmos autores afirmam que mesmo num granito com porosidade maior que 3 a 4%, os valores de c' ainda permanecem por volta de 50°, e explicam que isto se deve em parte ao efeito de alguma coesão residual dos constituintes granulares relacionada a uma certa coesão estrutural dos mesmos, devida a certo entrelaçamento dos grãos, e quando a porosidade torna-se maior que 15 a 20%, a desintegração terá avançado a um tal estágio que aquela coesão estrutural deixa de existir.

Muito se tem falado e escrito a respeito da influência dos parâmetros de resistência mecânica de materiais basálticos alterados particularmente os tipos brechóides, e os materiais secundários existentes em juntas e fraturas de grande extensão, nos derrames basálticos. Sem dúvida alguma tal influência não é de maneira alguma negligível e pode ser constatada facilmente a partir dos ensaios geomecânicos executados para vários projetos de fundações de barragens. Normalmente, tais feições são particularizadas como sendo basaltos brechados com inúmeras fraturas preenchidas por materiais argilosos branco e creme, tipos vesiculares e vesículo-amigdaloidais alterados, com fraturas preenchidas pelos mesmos produtos argilosos já mencionados, ou mesmo calcita, ou níveis de contatos entre derrames. Registraram-se, para essas feições, em ensaios realizados em fundações de barragens como Ilha Solteira, São Simão, Água Vermelha e outras, valores de ângulo de atrito ϕ "in natura", variáveis entre 13° e 35°. Vemos que tais valores correspondem, sem sombra de dúvida, aos materiais de baixa resistência considerados por Rocha como tal, ou mesmo a solos típicos.

Kanji (1969) preocupou-se com a questão da resistência da interfaces solo-rocha, que configura, sem dúvida, uma região de propriedades mecânicas críticas. Partiu da hipótese, anteriormente levantada por outros autores, de que aquela interfaces possuía resistência menor do que o solo que dela fazia parte, considerado isoladamente. Ensaiou então amostras de 6x6cm em uma caixa de cisalhamento com velocidades de deformação de 2×10^{-5} a $5,2 \times 10^{-2}$ pol/min, com deslocamentos máximos de 0,32 pol. Essas amostras consistiam de calcário onde o solo na interfaces solo-rocha era composto pela seguinte mistura:

Quartzo	25%
Caolinita	30%
Ilita	10%
Minerais de camadas compostas	20%
Clorita	15%

Tal mistura resultou num silte com areia fina, com índice de plasticidade de 12%. A interfaces era de dois tipos: um resultante da superfície do próprio corte da rocha em duas partes, originando uma superfície irregular; o outro produzido por polimento em mesa petrográfica giratória.

Kanji conclui que, no primeiro, sob a mesma deformação de 0,32 pol., o decréscimo de resistência é muito maior para a interfaces do que para o solo unicamente, implicando, tal fato, na redução do tempo de estabilização de maciços rochosos, cujas resistências tenham sido mobilizadas.

Quanto ao segundo caso, observou que a resistência da interfaces tem valor bem mais próximo que a do solo.

Kanji sugeriu então na época (1969) que se definissem as magnitudes das irregularidades da interfaces a partir da qual a redução de resistência é mais observada.

Kanji (1975) afirma que, em termos genéricos, as principais características e problemas decorrentes apresentados pela zona de transição são:

- a) Grande variabilidade das resistências dos materiais constituintes, desde muito baixa a muito alta;
- b) A resistência do maciço é muito heterogênea, podendo apresentar valores muito baixos quando fraturas possuírem um preenchimento considerável de materiais argilosos, por exemplo;
- c) Possui estrutura de comportamento incerto e é de difícil prospecção e amostragem;

- d) Possuem permeabilidade errática, podendo apresentar perdas totais de água de circulação nas sondagens e grandes absorções de calda de cimento, ou ser de difícil tratamento por injeções;
- e) O material terroso de preenchimento tem frequentemente as mesmas propriedades dos saprólitos, com estrutura remanescente da rocha original e grande erodibilidade.

O mesmo autor enfatiza ainda das dificuldades relativas à descrição e caracterização do material, já que o reconhecimento geológico superficial é comprometido pela espessa camada de solo de alteração sobrejacente à zona de transição e ainda pelo fato de que não existe ainda um método de sondagem satisfatório para a amostragem, já que as percussões são impedidas por camadas de pedregulho presentes ou mesmo pelo aumento excessivo da compactidade dos materiais, e as rotativas frequentemente não recuperam feições de interesse entre os blocos ou matacões de rocha.

Quanto à compressibilidade desses materiais, dois modelos extremos podem ser montados para compreender o seu comportamento, e que são:

- a) Poucos e pequenos corpos rígidos imersos numa matriz terrosa;
- b) Corpos rígidos grandes numa matriz escassa.

Evidentemente há que se considerar o efeito de escala das discontinuidades e heterogeneidades da matriz e a disposição dos blocos de rocha, e a variação dessa propriedade no maciço.

No primeiro modelo, os blocos de rocha não se tocam durante a deformação, não interferindo no processo, ficando a compressibilidade total a cargo do material terroso. No segundo, pequenas deformações farão os vários blocos entrarem em contato e constituirão um esqueleto interrompendo o processo de deformação.

No que se refere à resistência ao cisalhamento, ela é ditada pela presença de discontinuidades e grande porte ou por sistemas de fraturamentos muito pronunciados, que se configuram em planos de fraqueza. Kanji, no entanto, alerta para a complexidade da estrutura dessa zona de transição como condicionante para se estimar a sua resistência, e cita um exemplo na vertente oceânica da Serra do Mar, onde encostas naturais que apresentam ruptura abrangendo aquela zona, com 80% a 90% de rocha na sua constituição, tinham inclinação superior a 22° . Afirma que, embora não se conheçam as pressões neutras atuantes no momento da ruptura, pode-se concluir que os ângulos de atrito não drenados mobilizados correspondiam a um valor semelhante aos dos solos ou intermediário entre esses valores e os das ro-

chas, o que aponta os solos de preenchimento como agentes importantes no processo de ruptura.

Indicações do caminho a seguir

Pode-se afirmar que o avanço nos estudos dos arenitos Caiuã em consonância com os objetivos desse trabalho deverão obedecer às seguintes etapas:

- 1) Individualização mais precisa dos diferentes tipos de arenitos Caiuã, utilizando-se descrições padronizadas que não deixem dúvidas quanto aos aspectos macroscópicos relevantes e levando-se em consideração a influência dos processos deposicionais na variação tipológica;
- 2) Abordagem mais pormenorizada dos parâmetros físicos, particularmente aqueles relativos à caracterização de vazios e cimentação;
- 3) Compreensão adequada dos fenômenos de intemperismo tropical responsáveis pelas modificações de suas propriedades físicas e geomecânicas;
- 4) Caracterização dos tipos litológicos em função dessas propriedades;
- 5) Elaboração de normas visando a viabilização da aplicabilidade desses sedimentos, normas essas que sejam pertinentes à realidade geográfica e climática brasileira;
- 6) Observações sistemáticas do desempenho das rochas em questão, quando já aplicadas a certas obras civis. Como variante a esta proposta, seria útil a execução de obras experimentais, como por exemplo, aterros, que permitiriam, também, aferir-se o comportamento real com o de laboratório, possibilitando o estabelecimento de índices correlativos, como aqueles definidos por Aires-Barros (1978).

Sem dúvida é uma proposta abrangente, que se incorpora às preocupações universais quanto à compreensão das propriedades geotécnicas de rochas brandas, temas com os quais este trabalho se preocupa e desenvolve as primeiras idéias a respeito.

CAPÍTULO II

OS DADOS

A Formação Caiuã no Pontal do Paranapanema

Introdução

A Formação Caiuã, composta pelos arenitos do mesmo nome, tem proporcionado amplas discussões nos meios geológicos, particularmente no que se refere aos aspectos estratigráficos. Confinada a uma região no Centro-Norte da bacia do Paraná, já foi considerada como sendo de origem deltáica e idade provavelmente terciária, restrita à calha do rio Paraná (Baker, 1923), e eólica e em posição estratigráfica acima dos derrames basálticos e abaixo da Formação Bauru (Washburne, 1930). Os posteriores responsáveis pelos estudos daquela Formação, seguiram as idéias do primeiro, modificando-a um pouco, ou seja, consideraram-na flúvio deltáica (Bigarella, 1949; Mezzalana e Arruda, 1965; Suarez, 1973; Mezzalana, 1974), ou então esposaram a concepção de Washburne entre eles Maack (1941); Scorza (1952) e Freitas (1955), o qual posteriormente aderiu (1973) àqueles que propõem ser tais arenitos flúvio-deltáicos.

Bôsio e Landim (1971) e Landim e Fúlfaro (1971), deram continuidade aos estudos sobre a Formação Caiuã; os primeiros apoiados em sedimentologia, compararam os arenitos Caiuã com outros de idade Neoceno-zoica da Região do Pontal do Paranapanema, de Rio Claro e Casa Branca - Mococa e concordaram com as idéias de Baker; os segundos, apresentaram uma proposta para a gênese da Formação Caiuã, pela comparação com outros arenitos que julgaram idênticos, existentes a noroeste do Paraná.

Landim e Soares (1976), adentraram mais a questão e concluíram terem sido os arenitos em questão acumulados em um embaciamento situado na continuação para oeste do arco de Ponta Grossa, após o término do vulcanismo Serra Geral, sendo portanto de idade pré-Formação Bauru.

Considerações sobre as ocorrências

Julga-se que a área de deposição do Caiuá tenha se caracterizado por uma rápida subsidência devida a falhamento normal, num quadro tectônico de vales de afundamento, onde o barramento de drenagem foi feito através de soleiras; isto teria propiciado a formação de imensos lagos naturais, onde águas estacionárias permitiram a sedimentação arenosa de fundo, na forma de frentes gradacionais flúvio-deltaicas ou lacustre-deltaicas (Fúlfaro e Suguio, 1974).

Landim e Soares (1976), afirmam que após o vulcanismo Serra Geral, sucedeu-se um curto ciclo erosivo (o Pós-Gondwânico, Soares e Landim, 1976) que modelou uma superfície suavemente ondulada sobre a qual depositaram-se as Formações Caiuá e Bauru, no ambiente tectônico descrito acima, na bacia do Paraná. Tais depósitos cretácicos continentais ficaram preservados apenas nas partes centro e norte da Bacia. Afirmam ainda que a passagem da Formação Caiuá para a Bauru faz-se através de uma fácies de canal e transbordamento, representada por um pacote de arenitos fluviais, com seleção regular, boa maturidade textural e mineralógica que gradam para arenitos imaturos. Essa fácies foi denominada pelos referidos autores de Fácies Santo Anastácio.

Segundo ainda Landim e Soares (1976) a direção do transporte era, ao tempo do Caiuá, $S80^{\circ}W$, passando para $N50^{\circ}W$, durante a deposição do membro inferior da Formação Bauru. Citando ainda diversos autores, eles concluem ter havido uma mudança no sentido das paleocorrentes, que no tempo do Caiuá eram dirigidas para oeste, e à época da deposição Bauru teriam mudado para S-SW ou mesmo SW-S.

Freitas (1973) verificou que as camadas cruzadas mergulham 15° a 30° para oeste.

Em recente trabalho, Soares, Landim, Fúlfaro e Sobreiro Neto (1979) caracterizaram a gênese do Sistema flúvio-lacustre Bauru, no qual incluem como unidades basais as Formações Caiuá e Santo Anastácio. Em intervalos pós-basáltico e pré-Bauru, falhamentos e levantamentos de arcos marginais como os da Serra do Mar (Fúlfaro, 1975), Canastra ao norte e Ponta Grossa ao sul, esculpíram um embasamento muito irregular onde se apoiou o início do sistema flúvio-lacustre. Soleiras em grande número governavam a deposição dos sedimentos da base, mais finos ou menos selecionados a montante das mesmas, e mais arenosos e melhores selecionados e de ambiente energético mais alto, para jusante.

Do ponto de vista estratigráfico, aqueles autores definem o chamado Sistema Cretáceo do Estado de São Paulo, propondo a denominação de cinco Unidades, das quais transcreveremos duas, a seguir:

Unidade 1: arenitos finos a médios, seleção regular a boa, arroxeados com estratificação cruzada de grande porte, assentados discordantemente sobre basaltos, correspondentes à Formação Caiuá;

Unidade 2: arenitos de granulação muito fina a média, vermelhos a arroxeados, com estratificação cruzada de baixo ângulo a plano-paralela, intercalando raras camadas de lamito maciço; ocorrência dominante no sudoeste do Estado, assentando gradacionalmente sobre a Unidade 1 e discordantemente sobre o basalto, correspondente à Formação Santo Anastácio.

Esta é a mesma Fácies Santo Anastácio, como denominada originalmente por Landim e Soares (1976), e agora designada de Formação já que são identificadas todas as características que permitem considerá-la uma unidade mapeável, segundo Soares, Landim, Fúlfaro e Sobreiro Neto (1979).

Limitamo-nos à descrição somente das Unidades 1 e 2, pelo fato de que o Pontal do Paranapanema é o domínio geográfico das mesmas.

Segundo a interpretação daqueles autores, a Formação Caiuá é composta de arenitos arroxeados de granulação fina a média, com frações muito fina e grosseira, ocorrendo subsidiariamente, com matriz variável de 5 a 15%; os grãos são cobertos por uma película de óxido de ferro ou limonita provenientes de processos secundários. Os corpos de areia ocorrem em grandes bancos e cunhas, e apresentam estratificação cruzada de grande porte.

Esses arenitos passam gradativamente para a Formação Santo Anastácio sobreposta aos mesmos com o aumento do teor da matriz. As áreas de ocorrências típicas dos arenitos Caiuá são o extremo sudoeste do Pontal do Paranapanema, a oeste de Itororô do Paranapanema, com boas exposições entre Teodoro Sampaio e Porto Euclides da Cunha, na altura da cidade de Diamante do Norte, às margens do Paranapanema, e no Rio Paranã, a jusante de Panorama, particularmente na margem esquerda. Em geral no domínio desta Unidade ocorrem extensas colinas com encostas recobertas por colúvios espessos.

Os arenitos Caiuá são, em geral, de fácil desagregabilidade. Suas cores são vermelho escuro na parte inferior e rosa na superior (Washburne, Maack, Scorza) ou roxo violácea na área do Pontal (Mezzalana). Segundo Soares e Landim, são vermelho escuro e violeta. De acordo com nossas observações, eles são marrom avermelhados quando se trata dos arenitos sem estra-

tificação ou com estratificação incipiente, e violáceos aqueles com estratificação.

Esses sedimentos não possuem seixos dispersos, concentrados nos pacotes ou basais; são afossilíferos e algumas vezes carbonáticos, embora essas últimas ocorrências se restrinjam, aparentemente, ao terço inferior do pacote, próximo portanto ao contato inferior, com o basalto, devendo ser o carbonato de natureza epigenética. Constituem-se quase que exclusivamente de areia, sendo insignificante as percentagens de finos (silte e argila), na sua composição granulométrica.

Suarez (1973) afirma que a composição mineralógica dos arenitos é quartzo dedrítico, pouco feldspato e rara mica, constituindo-se na fração leve, e zircão, turmalina, estauroлита, magnetita e granada como representantes da fração pesada. Basicamente, tal composição reflete a do Arenito Botucatu, do qual é quase certo tenham provindo os Arenitos Caiuá, por erosão e retrabalhamento.

A espessura da Formação Caiuá é, segundo Soares e Landim (1976), variável desde 60-70m em Presidente Epitácio até mais de 250 m, na região de Paranavaí. Aliás, acreditamos que essa última ocorrência esteja associada à presença de uma estrutura pertencente ao conjunto daquelas inferidas por Suarez, de direção NE, tal é a evidência observada no campo nas proximidades de Paranavaí, estrutura aquela associada ao controle do Rio Paraná panema; observando-se os mapas topográficos-geológicos disponíveis, nota-se um cotovelo no curso do referido rio, na continuação do traço da estrutura em questão, a NE da referida cidade. A Formação Santo Anastácio terá espessura máxima de 80 m.

Nos afloramentos aos quais tivemos acesso, notamos a configuração de altos barrancos nos Arenitos Caiuá, como já o haviam notado também Soares e Landim. Esta aparente contradição entre serem esses sedimentos facilmente desagregáveis e ao mesmo tempo suportarem altos barrancos, é explicada por processos de intemperismo ligados à limonitização.

Nas partes mais elevadas da topografia ocorre uma areia fina a média, marrom ou castanho avermelhada, às vezes um pouco argilosa, em algumas amostragens com tonalidades amarelas ou arroxeadas. Pensamos ser tal material produto de desagregação dos Arenitos Caiuá, constituindo o que poderíamos chamar de "solo residual ou solo de alteração do Caiuá". No entanto, Soares e Landim já documentaram que na região do Pontal ocorrem também depósitos constituídos por areias avermelhadas, correlatos à Superfície Sul Americana, de idade Terciária, cobrindo tanto os arenitos da Formação

Caiuá como os da Formação Bauru, e que podem ser facilmente confundidos com os solos dos Arenitos Caiuá, devido às suas características sedimentológicas e cores avermelhadas, em grande parte coincidentes com os arenitos em apreço.

Os arenitos da Formação Santo Anastácio (Landim e Soares, 1976), têm como área de referência o vale do Rio Santo Anastácio, onde ocorrem as melhores exposições. São sedimentos arenosos de granulação média a fina, sendo esta dominante e com as frações muito finas e grosseiras subsidiárias; o teor de matriz é menor que 10%, a seleção é moderada a boa, sendo os grãos médios arredondados e os finos subarredondados e angulares, recobertos por uma película ferruginosa.

São constituídos de quartzo (~ 80%), abundantes grãos brancos de opala ou calcedônia (~ 15%), feldspatos (~ 5%) e minerais pesados. Ocorrem em corpos tabulares de 1 a 5 m de espessura, apresentam incipiente estratificação cruzada de baixo ângulo; podem ocorrer lamitos, parcialmente arenosos e vermelhos, de espessura inferior a 0,5 m, separando os corpos de arenito. Esta fácies descrita passa lateralmente para leste e para cima a outra denominada por Soares e Landim, de Ubirajara: são arenitos ricos em grãos brancos de calcedônia ($\pm$ 10%), com raros grãos de basalto ou argila; apresentam conglomerado basal com grãos e seixos de basalto e calcedônia. São fundamentalmente arenitos de granulação fina dominante, variando de muito fina a grosseira, com teor de matriz siltica e lamítica bastante variável, ao redor de 10%. Os grãos médios a grosseiros apresentam arredondamento variável, desde bem arredondados até angulosos, e ocorrem em bancos de até 1 m, com estratificação plano-paralela incipiente e cruzada de baixo ângulo, com cores amarelo e creme na base e vermelhos para cima (Landim e Soares, 1976).

O contato inferior da Formação Caiuá é de discordância com os basaltos da Formação Serra Geral, e o superior é transaccional com os arenitos da Formação Santo Anastácio. Esta por sua vez, passa lateralmente e acima, por transição e interdigitamento, à fácies Ubirajara, que pode se assentar sobre os basaltos, e neste caso discordantemente apresentando conglomerado basal com abundantes seixos de calcedônia e basalto. Lateralmente, pode também estar em contato com a parte média da Formação Bauru, e acima com os arenitos conglomeráticos da parte superior da mesma (Landim e Soares, 1976).

Parâmetros Estatísticos a partir das curvas cumulativas

Foram estudadas por Suarez (1973) e são o diâmetro médio aritmético ($M_z \phi$), o desvio padrão gráfico inclusivo (σ_I), a assimetria gráfica inclusiva (SK_I) e a curtose gráfica (K_G).

As fórmulas para os cálculos desses parâmetros foram, respectivamente (Folk e Ward, 1957)

$$M_z = \frac{(\phi_{16} + \phi_{50} + \phi_{84})}{3}$$

$$\sigma_I = \frac{(\phi_{84} - \phi_{16})}{4} + \frac{(\phi_{95} - \phi_5)}{6,6}$$

$$SK_I = \frac{\phi_{16} + \phi_{84} - 2\phi_{50}}{1 (\phi_{84} - \phi_{16})} + \frac{\phi_5 + \phi_{95} - 2\phi_{50}}{2 (\phi_{95} - \phi_5)}$$

$$K_G = \frac{\phi_{95} - \phi_5}{2,44 (\phi_{75} - \phi_{25})}$$

O desvio padrão gráfico inclusivo apresenta valores mínimos e máximos de 0,307 e 1,572, o que significa que algumas amostras exibem boa seleção, enquanto que outras são pobremente selecionadas, porém essas duas situações são consideradas extremas, podendo-se dizer que normalmente os sedimentos aqui tratados são moderadamente selecionados (Folk, 1966).

Quanto aos diâmetros médios aritméticos, seus valores abrangeram um mínimo de 0,865 (0,53 mm) e 2,58 (0,155 mm), ou seja, areias grossa e fina, respectivamente.

O grau de assimetria varia entre +0,600 e +0,002, ou seja, muito positiva (Folk, 1966), indicando enviesamento voltado para os finos. Valores positivos da assimetria caracterizam áreas de baixo nível de energia, ou seja, quando o agente transportador não chega a eliminar a fração fina do sedimento.

No que se refere à curtose, ou seja, a medida que retrata o grau de agudez dos picos de distribuição da frequência, seus valores variam desde 0,694 até 4,68, mas este último valor parece algo anômalo, já que os valores máximos desse parâmetro estão por volta de 2,7. Assim sendo, as distribuições abrangem os tipos plati, meso, leptos e muito leptocúrtica, ou

seja, os arenitos Caiuã podem conter caudas de sedimentos mais finos e mais grosseiros ou mesmo serem sedimentos bem selecionados na parte central da distribuição.

Arredondamento

Para esse estudo, foram escolhidas as classes granulométricas de 0,125 e 0,250 mm, e utilizada a tabela de comparação visual de arredondamento e esfericidade da areia segundo Krumbein e Sloss (1963). Para o cálculo da média e desvio padrão foi usado o método analítico. Os valores do arredondamento para as duas classes acima, variaram respectivamente de 0,47 a 0,67 e 0,57 a 0,64 o que autoriza a considerar o arredondamento nas classes "Arredondado" e "Bem arredondado".

Textura Superficial

Suarez (1973) efetuou o exame da textura superficial dos grãos de quartzo nas frações de 350 e 500 μ , de preferência, com as partículas dentro da água, que favorece a eliminação, em parte, dos reflexos de luz indesejáveis. Assim caracterizou dois tipos de grãos, uns com a superfície lisa, quase polida, com algumas imperfeições, com boa transparência em geral, outros com superfície áspera e translúcida, mas todos eles com fraturas internas, incipientes.

Estruturas Sedimentares

As considerações que se seguem, foram feitas por Suarez (1973).

Destacam-se as estruturas singenéticas do tipo : estratificação cruzada, com espessura total da ordem de 3 metros, mas ocorrências de até 50 metros foram detectadas. Os valores do ângulo das mesmas variam entre 5° e 28°, e são, de modo geral, notadas em arenitos de textura fina a média. Quando os ângulos são de valores baixos, as camadas terminam tangenciando um plano, que é o truncamento da unidade sedimentar inferior, não tendo sido constatada a presença de clastos mais grosseiros entre as lâminas.

As estruturas maciças ocorrem particularmente nos arenitos de

textura fina, fazendo sobre a superfície erodida de arenitos com laminação inclinada.

Laminação horizontal também ocorre, formada por lâminas milimétricas de arenito fino, de coloração violácea, também sobre unidades com laminação inclinada.

Os tipos de estruturas descritas, evidenciam que as condições de águas correntes efetivas alternavam com períodos de águas calmas, aos quais se sobrepunha outra fase de água corrente, seguida da erosão local dos depósitos formados.

Das estruturas epígenéticas, foram notados os diastemas e os canais de recheio. Os primeiros, representam quebras na sedimentação de pouca duração. Os canais de recheio representam fases nas quais, após a deposição e consolidação dos sedimentos ocorriam águas correntes pesadamente carregadas, erodindo os depósitos acima, e depositando então os materiais de textura e cores diferentes que constituíram os canais de recheio.

CAPÍTULO III

METODOLOGIA

A obtenção dos dados e sua consequente manipulação e interpretação, para a confecção deste trabalho, foram possíveis com a adoção do seguinte procedimento metodológico:

- Exame da bibliografia pertinente;
- Viagem ao campo e coleta das amostras;
- Realização dos ensaios, testes e estudos, e obtenção de dados, os quais, visaram conseguir e compreender as propriedades de interesse ao trabalho.

Exame da bibliografia existente

Os trabalhos examinados constam da relação de referências, como é de praxe. Notam-se, pelas razões já expostas, a escassez de títulos relativos à geotecnia de rochas sedimentares brandas, e particularmente dos relativos aos arenitos Caiuã.

Viagem ao campo e coleta de amostras

Em visitas ao Pontal do Paranapanema, providenciou-se a coleta das amostras às margens dos Rios Paraná e Paranapanema. As amostras coletadas foram dos tipos de blocos com formas irregulares e testemunhos de sondagens rotativas. Os primeiros foram obtidos em dois locais: em Porto Rosana e a 16 Km a montante deste local, sempre na margem esquerda do Rio Paraná. As sondagens rotativas foram executadas em 3 locais situados a 19, 26 e 33 Km aproximadamente a montante da confluência dos dois rios citados, e junto às margens do Paranapanema. Na figura 1, vêem-se os locais de amostragem citados, aos quais, doravante serão referidos simplificadaamente, a

FIG. 1 - MAPA DE LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE AMOSTRAGEM.

locais I (Porto Rosana) e II (16 Km a montante de Porto Rosana), no Rio Paraná; e III, IV e V, no Rio Paranapanema. As sondagens foram do tipo rotativas, cujos testemunhos possuíam diâmetros de 86 mm ou H_w e N_w (respectivamente 54 e 76,2 mm), sendo a perfuração executada com coroa de diamante e barrilete duplo-livre método cujos pormenores serão comentados em capítulo específico. Os ensaios foram realizados no Laboratório Central de Engenharia Civil, de propriedade da Companhia Energética de São Paulo, em Ilha Solteira; no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo e no Laboratório de Solos e Estradas do Departamento de Transportes da Faculdade de Engenharia da UNICAMP, em Limeira, todos os locais no Estado de São Paulo.

Sistemática para a caracterização das amostras

Procurou-se individualizar, dentro do pacote dos Arenitos Caiuá, tipos que possuísem certas características macroscópicas comuns. Chamar-se-á isto de "compartimentação do maciço", muito embora esta denominação envolva, na verdade, a consideração de um número muito maior de propriedades do que as que são aqui referidas.

O pacote de arenito foi dividido simplifcadamente em arenitos brandos, medianamente resistentes e resistentes. Os primeiros, são aqueles cuja totalidade do volume de amostra disponível ou parte dela é facilmente desagregável pela pressão dos dedos; corresponderiam aos materiais que poderiam ser chamados, simplifcadamente de "alteração de arenito", embora o termo alteração não seja de todo adequado, aqui; ou seja, trata-se de materiais desagregados, total ou parcialmente, na parte superficial do pacote sedimentar. Os arenitos resistentes seriam aqueles que, além de não serem quebrados à pressão dos dedos, possuem bordas cortantes que podem ser desgastadas pelo corte de uma lâmina de aço, sendo dificilmente penetrável pela referida lâmina, não sendo possível portanto, sulcá-lo profundamente; os medianamente resistentes seriam os que não se desagregam à pressão dos dedos, mas que podem ser profundamente sulcados com o canivete. No entanto, os dois últimos tipos são sensíveis ao impacto do martelo, esfarelado-se. Vê-se que essa classificação corresponde aos "graus de coerência" propostos por Guidicini, Oliveira, Camargo e Kaji (1972), na tabela número 1, sendo os tipos rochosos brando, medianamente resistentes e resistentes correlacionáveis respectivamente aos níveis friável, pouco coerente e coerente.

Todos os tipos citados apresentam-se ainda friáveis, no sentido

em que friável significa "susctível de se esfarelar e reduzir a fragmentos miúdos ou pó", ou "susctível de se esmigalhar por leve trituração" ou ainda "rochas que se desagregam facilmente" (Caldas Aulete, Diclonário Contemporâneo da Língua Portuguesa, 2ª Edição Brasileira, 1964). Assim é que os exemplares coletados, quando em contato uns com os outros, desagregam-se a seco por atrito, sendo maior ou menor tal desagregabilidade em função dos teores de cimento e matriz, do tipo de cimento, e da superposição de fenômenos ligados ao intemperismo tropical sobre os arenitos em questão.

Tabela 1

Graus de coerência de rochas (Segundo Guidicini, Oliveira, Camargo e Kaji, 1972)

Rocha	Símbolo	Características
Muito Coerente	C 1	<ul style="list-style-type: none"> - quebra com dificuldade ao golpe do martelo - o fragmento possui bordas cortantes que <u>resis</u>tem ao corte por lâmina de aço - superfície dificilmente riscada por lâmina de aço
Coerente	C 2	<ul style="list-style-type: none"> - quebra com relativa facilidade ao golpe do martelo - o fragmento possui bordas cortantes que podem ser abatidas pelo corte com lâmina de aço - superfície riscável por lâmina de aço
Pouco Coerente	C 3	<ul style="list-style-type: none"> - quebra facilmente ao golpe do martelo - as bordas do fragmento podem ser quebradas <u>pe</u>la pressão dos dedos - a lâmina de aço provoca um sulco acentuado na superfície do fragmento
Friável	C 4	<ul style="list-style-type: none"> - esfarela ao golpe do martelo - desagrega sob pressão dos dedos

Os arenitos com cimento carbonático apresentam resistência variável dependendo da percentagem do cimento. Algumas dessas amostras podem apresentar-se impenetráveis à lâmina do canivete, enquanto outras não. O quadro 1, resume o que foi dito, no que se refere à resistência qualitativa dos arenitos Caiuá.

Quadro 1
Critérios para a descrição dos Arenitos Caiuá
quanto à dureza

Denominação	Cimento	Dureza
Resistente	Limonítico e/ou carbonático	Não pode ser riscável à pressão dos dedos. Sulcos pouco profundos pela lâmina de aço. Pode apresentar-se impenetrável à mesma quando houver concentração anormal de cimento carbonático, ou quando os processos de ferruginização tenham sido intensos.
Medianamente resistente	Limonítico	Facilmente esculpível com a lâmina de aço, que provoca sulcos profundos na amostra. Fragmentos dificilmente quebráveis pela pressão dos dedos.
Brando	Limonítico às vezes carbonáticos	Desintegra-se todo ou em parte à pressão dos dedos.

Imperam na região os arenitos com cimentação limonítica de baixa resistência mecânica, que sofrem desagregação intensa quando submetidos à ciclagem acelerada água-estufa, como teremos oportunidade de comentar. Nos locais de amostragem III e V, o corpo de arenito tem uma espessura mínima de 30 m sob o leito do rio, entre as cotas 200 e 230. De um modo geral, parece constituído por dois tipos distintos. Na porção superior, ocorre o arenito vermelho-arroxeadado, grosseiro, com estratificação cruzada milimétrica muito característica, cimentação limonítica, pouco resistente e que quebra com facilidade ao longo da estratificação. Este tipo evolui para formas mais brandas, muito friáveis e de cor avermelhada. Correspondem aos tipos medianamente resistentes e brando, do quadro anterior. Esses tipos ocorrem até a cota 215, sendo que daí, para baixo até o contato com o basalto, predomina o arenito mais fino, eventualmente siltico, marrom avermelhado com microestratificação cruzada sub-horizontal irregular, e trechos quase maciços com cimentação limonítico carbonática, incluindo-se no tipo

resistente do quadro já referido. Neste mesmo horizonte, ocorrem também arenitos de estratificação cruzada. A separação entre esses dois tipos descritos não é às vezes muito nítida.

A distinção entre arenitos com ou sem cimento carbonático também é problemática, através de uma análise visual. Veja-se por exemplo, as fotos das amostras números 2 e 8, que representam respectivamente exemplares com cimentos não carbonático. A aparência é praticamente a mesma, inclusive no que se refere ao aspecto mosqueado, nos dois exemplares.

O local de amostragem II, é uma escavação de aproximadamente 45m de comprimento por 15 de largura, e entre as altitudes de 243 e 256 m. Ne-la, aparecem os arenitos marrom-avermelhados e arroxeados, com textura clástica grosseira de granulação média. Os grãos são arredondados, o cimento limonítico e a matriz argilosa são pouco expressivos. O pacote é uma sequência de estratificação cruzada com inúmeras co-sequências de estratos cruzados de diferentes tipos, com predomínio do tangencial. Os arenitos são dos tipos medianamente resistente e friável.

As atitudes do diaclasamento, medidas neste local, foram, conforme a tabela 2:

Tabela 2

Atitudes do diaclasamento no Arenito Caiuã, local de amostragem II

Direção	Mergulho	% de ocorrência, em 104 medidas
N70°W	89°NE	53,8
N11°W	87°NE	20,2
N17°W	57°NE	7,7
N43°E	Vertical	7,7
N59°E	77°SE	5,8
N20°E	85°NW	4,8

As amostras foram divididas basicamente em quatro conjuntos:

Conjunto 1 - constituído por testemunhos das sondagens rotativas números SR-3 e SR-15, localizadas respectivamente nos locais de amostragem III e V, e por blocos com dimensões aproximadas de 30 cm ao longo do eixo maior, provenientes da escavação situada na margem esquerda do Rio Paranã,

16 Km a montante de Rosana (local II, fotos números 2, 3, 4, 5 e 6). Essas amostras foram numeradas de 1 a 12 (fotos números 7, 8, 9, 10, 11, 12 e 13); lâminas delgadas, confeccionadas com as amostras números 1, 8, 9 e 10 (fotos números 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20 e 21) são descritas no capítulo seguinte.

Também pertencentes a este conjunto são as amostras numeradas de 45 a 68.

Conjunto 2 - blocos irregulares provenientes de afloramentos que ocorrem nas proximidades de Porto Rosana (local I) e a 16 Km a montante dessa cidade, na margem esquerda do Rio Paraná (local II). As amostras são numeradas de 69 a 78.

Conjunto 3 - amostras representadas por fragmentos de testemunhos das sondagens rotativas SR-1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8, perfuradas no local III e SR-15, executada no local V. As sondagens SR-3 e 15 são as mesmas do conjunto 1 de amostras, já referidas. O motivo pelo qual elas originaram dois conjuntos de amostras, é que a escolha dos fragmentos bem como os ensaios correspondentes, foram realizados em épocas distintas. As amostras desse conjunto são as de números 13 (SR-1); 14, 15 (SR-2); 16, 17, 18, 19, 20, 21 (SR-3); 22, 23 (SR-4); 24, 25, 26, 27, 28 (SR-5); 29, 30, 31, 32 (SR-6); 33, 34, 35, 36 (SR-7); 37 e 38 (SR-8).

Conjunto 4 - amostras constituídas por testemunhos das sondagens SR-23A e SR-26A, executadas no local de amostragem IV, às margens do Rio Paranapanema. Seus números são 39, 40 (SR-23-A); 41, 42, 43 (SR-26-A) e 44, esta proveniente de afloramento na margem esquerda do Rio Paranapanema, local IV.

Acredita-se que os exemplares números 1 a 12 representem efetivamente as variações existentes no Arenito Caiuã, razão pela qual se julga como suficientes as descrições mais pormenorizadas, dos tipos referidos.

Os diferentes locais de amostragem são vistos na Figura 1.

Ensaio, testes e estudos

Os ensaios físicos, testes e estudos realizados para se determinar e compreender as propriedades físicas e geo-mecânicas dos arenitos Caiuã, foram os seguintes:

FOTO Nº 1

Afloramento de Arenito Caiuã. Estrada BR-376, trecho Maringã-Nova Londrina, proximidades de Paranavaí (PR).

FOTO Nº 2

Ponto de amostragem II. Escavação situada 16 Km a montante da cidade de Rosana, na margem esquerda do Rio Paran. Arenito Caiu avermelhado (superior) e violceo (inferior); notam-se as estratificaes cruzadas tangenciais. O fraturamento, na parte superior significativo, diminuindo em profundidade. A foto recobre aproximadamente 6 m, na vertical.

FOTO Nº 3

Mesmo local da foto nº 2. É vista uma sequência de estratificação cruzada com inúmeras co-sequências de estratos cruzados de diferentes tipos, predominando as tangenciais. O arenito é pouco fraturado, vendo-se um plano atravessando o pacote do canto superior direito para o inferior esquerdo, na foto. Há também uma aparente disjunção correspondente ao plano, onde o corpo de arenito superior avermelhado, trunca o corpo inferior, violáceo, com estratificação cruzada.

FOTO Nº 4

Mesmo local das fotos nºs 2 e 3. Notam-se as mesmas feições das fotos referidas. Superiormente, ao fraturamento natural superpõe-se a a quele devido às operações da escavação. No contato dos corpos intermediário e inferior, quase no extremo inferior da foto, há sinais evidentes de percolação de água que corresponde às altitudes de 246 a 248 m. A foto recobre uma seção vertical de mais ou menos 8 m.

FOTO Nº 5

Mesmo local das fotos 2, 3 e 4. Repetem-se as feições já descritas.

FOTO Nº 6

Ainda o mesmo local II de amostragem. Emboque da escavação, podendo-se avaliar o grau de friabilidade do arenito escavado. A foto recobre mais ou menos 6 m na vertical.

FOTO Nº 7

AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (m)	ALTITUDE (m)
1	12,30	243,71

Arenito marrom arroxeado ou avermelhado, médio, textura clásticas grossa, grãos arredondados, cimento limonítico, pouca matriz argilosa, manchas claras, violáceas disseminadas, correspondente a material mais grosseiro. Estratificação incipiente. Medianamente resistente e friável.

AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (m)	ALTITUDE (m)
2	33,00	223,01

Arenito marrom avermelhado ou arroxeado, médio, textura clástica grossa, grãos arredondados, cimento limonítico. Pouca matriz argilosa, sem estratificação. Com manchas escuras disseminadas e juntas brancas submilimétricas. Medianamente resistente, friável.

FOTO Nº 8

AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (m)	ALTITUDE (m)
3	15,50	240,51

Arenito marrom-avermelhado médio, textura clástica grosseira, grãos arredondados, cimento limonítico. Pouca matriz argilosa, sem estratificação. Com numerosas pintas brancas submilimétricas na amostra. Medianamente resistente, friável.

AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (m)	ALTITUDE (m)
4	15,75	240,31

Arenito marrom arroxeado, médio, textura clástica grosseira, grãos arredondados, cimento limonítico. Pouca matriz argilosa, estratificação milimétrica a centimétrica. Os estratos possuem diferentes colorações, ou seja, marrom claro, marrom escuro ou violeta. Poucas pintas brancas submilimétricas na amostra. Níveis de ferruginização coincidentes com certos estratos. Medianamente resistente, friável.

FOTO Nº 9

AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (m)	ALTITUDE (m)
5	9,00	232,03

Arenito marrom claro, médio, textura clástica grosseira, grãos arredondados. Pouca matriz argilosa, cimento limonítico. Sem estratificação, com numerosas pintas brancas milimétricas disseminadas na amostra. Medianamente resistente, friável.

AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (m)	ALTITUDE (m)
6	10,50	230,53

Arenito marrom avermelhado, fino a médio, textura clástica grosseira, grãos arredondados. Matriz argilosa em maior quantidade que nos tipos anteriormente descritos. Sem estratificação, cimento limonítico. Poucas pintas brancas submilimétricas disseminadas. Medianamente resistente, pouco friável. Notam-se fissuras devidas ao ressecamento do material argiloso presente.

FOTO Nº 10

AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (m)	ALTITUDE (m)
7	28,70	213,33

Arenito marrom avermelhado, fino a médio. Textura clástica, grosseira, grãos arredondados, cimento limonítico. Matriz argilosa em quantidade significativa. Sem estratificação, resistente, pouco friável.

AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (m)	ALTITUDE (m)
8	32,60	208,43

Arenito marrom avermelhado, médio. Textura clástica grosseira, grãos arredondados, cimento limonítico e carbonático. Estratificação quase ausente. Aspecto semelhante a uma brecha, parecendo que fragmentos de material marrom escuro foram englobados na amostra. Concentrações de material mais claro, parecendo manchas, centimétricas, disseminadas e mostrando alguma orientação. Resistente, pouco friável.

FOTO Nº 11

AMOSTRA Nº	ALTITUDE APROXIMADA (m)
9	250

Arenito marrom avermelhado, com textura clástica grosseira, médio. Grãos arredondados, cimento limonítico, pouca matriz argilosa, sem estratificação. Numerosas pintas brancas milimétricas dispersas na amostra. Medianamente resistente, friável.

AMOSTRA Nº	ALTITUDE APROXIMADA (m)
10	245

Arenito marrom arroxeado, médio, com textura clástica grosseira. Grãos arredondados, cimento limonítico, pouca matriz argilosa, estratificado. Medianamente resistente, friável.

FOTO Nº 12

AMOSTRA Nº	ALTITUDE APROXIMADA (m)
11	245

Arenito marrom arroxeado médio, textura clástica grosseira. Cimento limonítico, escassa matriz argilosa. Numerosas pintas brancas disseminadas, sem estratificação. Medianamente resistente, friável.

FOTO Nº 13

AMOSTRA Nº	ALTITUDE APROXIMADA (m)
12	245

Arenito marrom arroxeado, médio, textura clástica grosseira. Cimento limonítico, escassa matriz argilosa. Estratificação milimétrica, resistente, friável.

Ensaio Físicos

Granulometria
Densidade dos grãos
Massa específica aparente seca
Absorção d'água
Porosidade aparente
Porosidade real
Porcentagem de saturação dos vazios

Estudos Petrográficos

Seções delgadas

Testes de Durabilidade

Ciclagem Natural
Ciclagem água estufa (acelerada)

Ensaio de Resistência

Abrasão Los Angeles
Impacto Treton
Compressão simples e deformabilidade
Compressão triaxial

Ensaio de Permeabilidade

À água.

Na tabela 3, vêem-se relacionados os conjuntos de amostras, a numeração destas, sua proveniência e os ensaios com elas realizados; e no Quadro 2, a relação nominal dos ensaios.

Estudos petrográficos - Seções delgadas

Com essa metodologia, visou-se a descrição detalhada no microscópio petrográfico do material de interesse bem como estabelecer os vínculos genéticos entre a mineralogia e petrografia dos arenitos e seu ambiente de deposição.

As seções delgadas estudadas foram confeccionadas segundo a tecnologia usual em Petrografia, e que consiste, simplificada em cortar a seco uma pequena fatia (0,5 cm de espessura por 2,0 cm de largura) da ro

Tabela 3

Designação das amostras, sua procedência e ensaios realizados

Conjunto número	Amostras ou Fragmentos	Sondagem	Afloramento	Pontos de Amostragem	Ensaio
1	Amostras números 1, 2, 3, 4	SR-15		V	①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦
	Amostras números 5, 6, 7, 8	SR-3		III	①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦
	Amostras números 9, 10, 11, 12		X	II	①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑦, ⑭
	45 a 68		X	II	⑫
2	Fragmentos Amostras números 69 a 78			I	③, ④, ⑤, ⑧, ⑨, ⑩
				II	③, ④, ⑤, ⑧, ⑨, ⑩, ⑬
3	13	SR-1			
	14, 15	SR-2			
	16, 17, 18, 19, 20, 21	SR-3			
	22, 23	SR-4		III	③, ④, ⑤, ⑧, ⑪
	24, 25, 26, 27, 28	SR-5			
	29, 30, 31, 32	SR-6			
	33, 34, 35, 36	SR-7			
	37, 38	SR-8			
4	39, 40	SR-23-A			
	41, 42, 43	SR-26-A		IV	
	44		X		Seções delgadas

Quadro 2

Relação nominal dos ensaios referidos na Tabela 2

-
①	- Granulometria
②	- Densidade dos grãos
③	- Massa específica aparente seca
④	- Absorção d'água
⑤	- Porosidade aparente
⑥	- Porosidade real
⑦	- Porcentagem de saturação dos vazios
⑧	- Durabilidade (ciclagem)
⑨	- Resistência ao Impacto Treton
⑩	- Resistência à Abrasão Los Angeles
⑪	- Compressão simples e deformabilidade
⑫	- Compressão triaxial
⑬	- Permeabilidade à água
-

cha, e cozinhá-la com bálsamo, que a envolverá como uma película, o que dará ao pequeno fragmento uma maior resistência.

A seguir, procede-se ao polimento do mesmo com carborundum grosso, cola-se numa placa de vidro e faz-se novo polimento, até que fique na espessura desejada (0,03 mm). No material assim preparado limpa-se o excesso de cola com uma faca ou mesmo com álcool, acrescentando-se mais uma camada de bálsamo sobre a amostra e leva-se ao fogareiro, a uma temperatura de 40 a 50° C, por duas ou três horas, colando-se finalmente a lamínula que é uma pequena placa de vidro, de espessura normalmente igual a 0,03 mm), sobre o material preparado como descrito acima.

As seções delgadas estão descritas nas fotos de números 14 a 27.

Ensaio físico

Granulometria

Inicialmente foi necessário executar o destorroamento das amostras. Ele consiste em desintegrar a mesma com uma mão de gral de louça, no almofariz. Para algumas amostras, foi necessário que fossem deixadas algum tempo imersas em água para em seguida se proceder o destorroamento, já que a seco não foi possível fazê-lo. Essas amostras foram as de números 1, 2 e 8. Não se conseguiu desagregar as amostras 4 e 7 nem da maneira descrita. A solução foi a de raspar as mesmas numa grossa de marceneiro.

Na determinação das diversas frações granulométricas, componentes do Arenito Caiuá, usou-se o método MB-32/88, da Associação Brasileira de Normas Técnicas. Consiste tal método, em ensaiar-se a fração grossa dos solos por peneiramento, e a fração fina por sedimentação, diferindo daquele normalmente empregado em Sedimentologia, onde se usa, para a fração fina, o método da pipetagem.

Para a execução do ensaio, usa-se peneirar a parte grossa do solo, cujo limite inferior é representado pelo diâmetro 0,074 mm, na série de peneiras descritas na tabela 4.

Tabela 4

Série de peneiras empregadas no peneiramento
da fração grossa do solo

Peneira número	Abertura da malha (ϕ , mm)
4	4,760
10	2,00
16	1,190
30	0,590
50	0,297
100	0,149
200	0,074

Após o peneiramento, são pesadas as quantidades retidas em cada peneira (P_i) e calcula-se a percentagem retida numa peneira pela relação

$$\frac{P_i}{P} \times 100$$

sendo P = peso total da amostras seca. A percentagem retida acumulada em peso até a peneira de ordem i é calculada por:

$$\sum_{i=1}^i \frac{P_i}{P} \times 100$$

Conhecendo-se as percentagens acumuladas dos pesos retidos em cada peneira, pode-se traçar o gráfico "percentagens acumuladas" em ordenadas e "logaritmo das aberturas das peneiras (ou dos diâmetros dos grãos)" em abcissas.

No ensaio de sedimentação, usa-se a amostra que passa na peneira número 10 (aproximadamente 50 g) em uma suspensão com água destilada até um volume de 1000 cm³.

Para evitar a floculação do material fino, mistura-se um defloculante, o hexametáfosfato de sódio, que provou ser o mais eficaz. A quantidade deste produto foi de 45,7 g por litro de água destilada, solução esta que apresentou pH entre 8 e 9 e uma densidade de 5,5.

Homogeneizada a solução, coloca-se nela um densímetro graduado, que possibilita o conhecimento da densidade da solução, em tempos espaçados.

Considerando-se a solução a uma profundidade Z após um tempo t qualquer, a velocidade v de uma partícula de diâmetro D que percorreu a distância vertical Z , será de acordo com a lei de Stokes:

$$D = \sqrt{\frac{18\mu}{\delta - \gamma_a} \frac{Z}{t}}$$

onde,

μ = viscosidade da água, em g s/cm²

δ = peso específico dos sólidos em g/cm³

γ_a = peso específico da água, em g/cm³

Supondo-se que a densidade da solução após o tempo t varie linearmente com a profundidade, demonstra-se que a leitura do densímetro é a densidade da suspensão na altura do centro do volume do seu bulbo.

Densidade dos grãos

Para a sua determinação, adota-se normalmente a Norma MB-28, da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Para tanto, usam-se 50 g de solo que passa na peneira 10 (2,00 mm) e picnômetros (frascos de vidro), de 50 ml.

Inicialmente, obtêm-se o peso seco P do material utilizado. A seguir, este é colocado no picnômetro e coberto com água destilada até aproximadamente 1,5 cm acima da sua superfície. Faz-se o vácuo durante 15 minutos, retirando-se todo o ar da amostra. Completa-se com água destilada até o traço de referência, no picnômetro. Determina-se o peso do picnômetro + solo + água (P_2). Retira-se o solo, completa-se o volume de água e pesa-se o picnômetro + água (P_1). A densidade dos grãos é dada pela fórmula

$$\gamma_s = \frac{P}{P_1 + P - P_2}$$

onde,

P = peso seco do material utilizado

P_1 = peso do picnômetro + água

P_2 = peso do picnômetro + água + solo

Foram ensaiadas amostras pertencentes ao Conjunto 1, também destorroadas como para os ensaios de Granulometria.

Massa específica aparente seca

Usou-se o método IPT-M 47, que consiste no seguinte:

- a) Corpos de prova, de dimensões preferentemente entre 2 e 3", são colocados em estufa com temperatura entre 100 e 110° C, durante 24 horas.
- b) Os corpos de prova são a seguir resfriados em ambiente seco e pesados (peso P_1).
- c) A seguir, são imersos em água durante 48 horas.
- d) Completo o tempo de imersão, os corpos de prova são pesados com as suas superfícies enxutas por um pano absorvente (peso P_2).
- e) Novamente são pesados submersos em água (peso P_3).

A massa específica aparente seca é calculada pela fórmula:

$$\gamma_{as} = \frac{P_1}{P_2 - P_3}$$

Absorção d'água

Realizada segundo o método IPT-M-47. Determinou-se, para tanto:

- a) Peso das amostras de dimensões entre 2" e 3", após imersas em água por 48 horas e enxugados por um pano absorvente (P_2).
- b) Peso das mesmas amostras após colocadas em estufa à temperaturas entre 100° e 110° C, durante 24 horas e resfriados em ambiente seco (P_1).

A absorção é dada pela fórmula

$$Ab = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100$$

Porosidade aparente

Para sua realização, foram necessárias as seguintes determinações:

- Peso das amostras de dimensões entre 2" e 3", após colocadas em estufa à temperatura entre 100 e 110° C durante 24 horas e resfriadas em ambiente seco (P_1).
- Peso das mesmas amostras após imersas em água por 48 horas e enxugadas por um pano absorvente (P_2).
- Peso das mesmas amostras submersas em água (P_3).

A porosidade aparente é definida por

$$P_a = \frac{P_2 - P_1}{P_2 - P_3} \times 100$$

Porosidade real

Trata-se de um parâmetro obtido através da relação

$$P_r = \frac{P_2 - P_3 - \frac{P_1}{\gamma_{as}}}{P_2 - P_3} \times 100 = \left(1 - \frac{\gamma_{as}}{\gamma_s}\right) \times 100$$

onde,

γ_{as} = Massa específica aparente seca do material

γ_s = Densidade dos grãos

P_1 = Peso das amostras de dimensões entre 2" e 3", após colocadas em estufa à temperatura entre 100 e 110° C, durante 24 horas e resfriadas em ambiente seco.

P_2 = Peso das mesmas amostras após imersas em água por 48 horas e enxugadas por um pano absorvente.

P_3 = Peso das mesmas amostras submersas em água.

Este parâmetro foi calculado para amostras do Conjunto 1.

Porcentagem de Saturação dos Vazios

São necessários, para a sua determinação, o conhecimento dos seguintes parâmetros:

P_a = Porosidade aparente

P_r = Porosidade real

É calculada pela seguinte relação:

$$S = \frac{P_a}{P_r} \times 100$$

Ensaio de durabilidade

A durabilidade de rochas

O tema em questão tem representado uma grande parcela da preocupação de estudiosos com atividades relacionadas ao campo dos materiais de construção.

Não se entrará aqui em considerações relativas à dinâmica do intemperismo, por entender que escapa aos propósitos do trabalho, mas sim se abordará brevemente aspectos concernentes aos esforços desenvolvidos para o estabelecimento de critérios quantitativos dos graus de alteração das rochas.

De uma maneira geral, está estabelecido que o conceito de grau de alteração é relativo, podendo uma rocha ser comparada com outra porção da mesma rocha que possua outro grau de alteração, ou comparando-se os graus de alteração de duas rochas diferentes.

Hamrol (1961) propôs, um conceito para grau de alteração de rochas como sendo "um certo volume de uma dada rocha é mais alterado que um outro volume da mesma rocha, se as características mecânicas da primeira são mais baixas". O mesmo pesquisador enunciou ainda, na mesma época, o

conceito de "alteração potencial" ("alterabilité" ou "weatherability"), segundo o qual "uma rocha é mais alterável que outra rocha, se, ambas tendo sido sujeitas aos mesmos agentes de intemperismo durante o mesmo tempo, o grau de alteração é mais avançado na primeira". Nota-se, portanto, uma clara tentativa de vincular os estados de alteração das rochas às suas propriedades mecânicas, o que de certo modo representa um consenso que norteia as pesquisas relativas ao assunto em questão.

Do ponto de vista mineralógico ou geoquímico, um certo volume de rocha é considerado mais alterado que um outro volume da mesma rocha se apresentar uma porcentagem de minerais mais alterados, e em consequência, uma maior quantidade de minerais de alteração.

Reiche, em 1943, anunciou o seu "índice de alteração" destinado a expressar numericamente o estado de alteração químico ou geoquímico de uma rocha, como sendo

$$\frac{\text{moles (Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O} + \text{CaO} + \text{MgO} - \text{H}_2\text{O})}{\text{moles (Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O} + \text{CaO} + \text{MgO} + \text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)} \times 100$$

Para um mesmo tipo de rocha, de um mesmo maciço, a relação acima será tanto menor quanto mais alterado for o volume de rocha considerado.

No que se refere às implicações da durabilidade de rochas como materiais de construção e em campos correlatos, pode-se enumerar fundamentalmente quatro efeitos:

- 1 - Diminuição da resistência com ou sem a produção de finos;
- 2 - Variações nas características mecânicas de deformação e deformabilidade;
- 3 - Variação na porosidade e permeabilidade, consequentemente na estanqueidade;
- 4 - Diminuição nas características de aderência ou adesividade seja a ligantes hidráulicos como betuminosos.

Aires-Barros vincula a alteração das rochas a fatores intrínsecos e extrínsecos a ela.

Os fatores intrínsecos são a natureza dos constituintes minerais, descontinuidades e vazios.

Os fatores extrínsecos são a temperatura (t), potencial hidrogênico (pH), potencial de oxi-redução (eH), quantidade de água (l) e forças bióticas (b).

Verifica-se experimentalmente a variação das propriedades físicas e mecânicas das rochas com alteração, particularmente as resistências à compressão, à abrasão Los Angeles, ao Impacto Treton, ao esmagamento. Observa-se também, a variação do módulo de elasticidade. Deve-se observar que muito embora essas variações se façam no sentido de uma diminuição das citadas propriedades, processos como limonitizações podem conduzir a um aumento nos valores das propriedades mecânicas.

Testes de Durabilidade

São métodos que se propõem a avaliar a mudança de resistência mecânica de rochas ao enfraquecimento e desintegração resultantes de ciclos de secagem-umidecimento.

O procedimento nos testes usuais é de imergir algumas amostras em água e observar quaisquer expansões ou desintegrações que possam ocorrer. Embora usados frequentemente, os resultados dos testes em questão são muitas vezes de valor limitado e as técnicas precisam ser melhoradas.

O termo durabilidade pode ser usado num contexto de engenharia, para traduzir a resistência ao enfraquecimento e desintegração das rochas no decorrer do tempo, isto é, sua resistência ao intemperismo. Para cada um dos muitos agentes intempéricos, um diferente aspecto de durabilidade pode ser definido, como durabilidade ao congelamento, à abrasão e ao umidecimento. Diferentes testes são necessários para predizer os efeitos dos diversos agentes intempéricos. Um teste de durabilidade prediz a deterioração devida à secagem e umidecimento climáticos.

A durabilidade à hidratação de uma rocha depende do seguinte:

- a) Permeabilidade e porosidade, já que estas controlam a entrada e a retenção dos fluidos nos poros da rocha e sua mobilidade no seu interior;
- b) A ação dos fluidos que tenham penetrado na rocha. Eles podem agir por absorção resultando em mudanças na energia superficial, por dissolução de cimentos ou ruptura das ligações, podendo ainda originar forças de ruptura através de mecanismos de poro-pressões.

A capacidade de uma rocha resistir a forças de ruptura ditará as condições potenciais para que ocorram enfraquecimentos, entumescimento ou desintegração completa do material testado.

Pelos motivos citados, uma rocha que seja impermeável, não reativa ou que tiver força intergranular elevada, é usualmente durável.

Os efeitos da hidratação podem ser julgados pela observação e descrição do material em teste, pelo acompanhamento das tensões de expansão ou pelo peneiramento das amostras a fim de determinar a redução de tamanho como resultado do processo de hidratação; o último método pode ser preferido desde que ocorram fragmentações apreciáveis e que a amostra seja grande e suficientemente representativa do material em estudo.

Ensaio mecânicos

Resistência ao impacto Treton

Segue as especificações IPT M-52.

Consiste o ensaio em submeter 20 fragmentos de arenito com as dimensões de 1/2" a 3/4" (12,7 a 19,05 mm) lavados e secos em estufa às temperaturas de 100-110°C, por 24 horas, a 10 impactos de um peso de 15912 g, caindo de uma altura de 37,5 cm, em queda livre, no aparelho Treton (Figura 2). Após este procedimento, o material é lavado em água corrente na peneira número 12 (1,68 mm), até que as suas superfícies fiquem livres de pó, sendo posteriormente secado na estufa, por 24 horas, às temperaturas de 100-110°C, resfriado e pesado. Para cada granulometria são feitas 3 determinações. A resistência ao Impacto Treton é a relação percentual entre as diferenças de peso inicial (P_i) e final (P_f) pelo peso inicial, ou seja:

$$T = \frac{P_i - P_f}{P_i} \times 100$$

É considerada a média dos três resultados.

Algumas das amostras ensaiadas foram submetidas a processos artificiais de intemperização com o extrator Sohlet.

O extrator Sohlet consiste essencialmente de um sistema que propicia a percolação de água através de fragmentos de rocha contidas num vidro (Figura 3).

São simuladas aí as condições das zonas atmosférica, de flutuação do nível freático e de saturação permanente, originando condições de

Fig. 2 - Esquema da Máquina de Impacto "Treton"
(SEG. YOSHIDA 1972)

FIG. 3 - ESQUEMA DE UM EXTRATOR SOXHLET (SEG. FARJALLAT, 1972)

alterabilidade do material e possibilitando o controle dos parâmetros experimentais como natureza das soluções de lavagem, incidência do líquido sobre a amostra, nível hidrostático, temperatura, etc.

Resistência à Abrasão Los Angeles

Este ensaio que segue as diretrizes das especificações ASTM-C131-55, consiste fundamentalmente em se determinar a perda de peso de uma certa quantidade de fragmentos de rocha quando desgastadas por uma carga abrasiva que gira à velocidade de 30 a 33 rpm juntamente com as amostras, na máquina Los Angeles (Figura 4). No caso, a carga abrasiva foi representada por 12 bolas de aço pesando 5 kg. Após o ensaio, as amostras são lavadas em água corrente, sobre a peneira 12 (ASTM), em seguida levado à estufa à temperatura de 100-110°C, por 24 horas, resfriado em ambiente seco e pesado. A resistência à abrasão Los Angeles é calculada como a relação dos pesos inicial e final, pelo peso inicial, ou

$$A = \frac{P_i - P_f}{P_i}, \text{ sendo}$$

P_i = Peso inicial, em gramas, passando na peneira 3".

P_f = Peso final, em gramas, retido na peneira 1 1/2".

A = Resistência à abrasão Los Angeles, em percentagem.

Ensaio de compressão simples axial e deformabilidade

Este método de ensaio obedece às especificações IPT M-50.

Consiste em submeter corpos de prova cúbicos ou cilíndricos, estes com relação altura/diâmetro compreendida entre 2 a 4 vezes, a esforços de compressão axial.

O equipamento utilizado e a montagem do ensaio são apresentados esquematicamente na Figura 5.

Os corpos de prova são colocados na prensa entre duas almofadas de madeira visando uma melhor distribuição das cargas aplicadas.

Os ensaios são realizados com corpos de prova secos em estufa 24 horas ou saturados a partir de imersão em água por 48 horas. São determina

VISTA DE FRENTE

VISTA DE LADO

VISTA DO LADO
DO MOTOR

Medidas em mm

Fig. 4 - Esquema da Máquina Los Angeles
(SEQ. YOSHIDA, 1972)

- 1 - Estrutura da prensa
- 2 - Prato da prensa
- 3 - Extensômetro para medir deformações do prato
- 4 - Almofadas de madeira
- 5 - Corpo de prova
- 6 - Extensômetro para medir deformações no dinamômetro
- 7 - Dinamômetro
- 8 - Pistão que transmite a carga

FIG. 5 - CORTE ESQUEMÁTICO DE UMA MONTAGEM
PARA ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES AXIAL

dos os parâmetros físicos, previamente aos ensaios propriamente ditos.

Realizado o ensaio de compressão, as tensões de ruptura (σ_c) são calculadas pelo quociente da carga de ruptura (γ_{rup}) pela área média da seção transversal do corpo de prova (A), ou seja

$$\sigma_c = \frac{\gamma_{rup}}{A}$$

São medidas as deformações correspondentes durante a compressão, que possibilitam os cálculos do Módulo de Deformabilidade do material ensaiado.

Resistência ao cisalhamento - compressão triaxial

Os ensaios de resistência ao cisalhamento por compressão triaxial é realizado normalmente, para solos e materiais brandos, com um equipamento como o esquematizado na Figura 6,

O processo consta fundamentalmente em submeter-se um corpo de prova cilíndrico geralmente com ϕ de 2,5 cm e altura de 10 cm, a um estado duplo de tensões, até a ruptura.

Este estado duplo de tensões configura-se nas tensões normais (σ_1) e nas confinantes (σ_3).

Como o próprio nome do ensaio o diz, o estado de tensões deveria ser triplo, com as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 , porém dado que uma montagem para tal ensaio redonda em sérias complicações, e por outro lado, sua interpretação muito mais difícil, consagrou-se tornar as tensões σ_2 iguais a σ_3 , donde resultou um ensaio com estado duplo de tensões, embora o nome do ensaio continue sendo "triaxial".

O corpo de prova, colocado na câmara e envolvido por uma membrana de borracha, conforme o esquema, é submetido inicialmente a um estado de tensões equilibrado, ou seja as tensões normais são iguais às confinantes. Posteriormente, aumenta-se a diferença ($\sigma_1 - \sigma_3$) até o rompimento do corpo de prova. Outros corpos de prova, idênticos ao primeiro, são submetidos a diferentes pares de tensões σ_1 , σ_3 . Conforme seja conveniente, medem-se as pressões neutras (devidas à água intersticial no corpo de prova), que modificam os valores das resistências ao cisalhamento, obtidas.

As tensões normais (σ_1) são aplicadas ao corpo de prova por um êmbolo vertical acoplado a um sistema mecânico que transmite a força en-

- 1 - Pistão de aplicação da força normal
- 2 - Cabeça de câmara triaxial
- 3 - Válvula de saída de ar
- 4 - Arruelas de borracha
- 5 - Esfera e pistão com ângulo interno de 120°
- 6 - Arruelas de borracha, para prender a membrana de borracha
- 7 - Barra para prender
- 8 - Cilindro de Lucite
- 9 - Cabeça de Lucite, colocada em cima do corpo de prova
- 10 - Corpo de prova envolto por membrana de borracha
- 11 - Pedra porosa
- 12 - Chapa metálica
- 13 - Parafuso e porca para prender o anel 14 à base
- 14 - Colar de latão
- 15 - Entrada e saída d'água a câmara
- 16 - Tubulação para drenagem ou medir pressão neutra
- 17 - Base da câmara triaxial
- 18 - Entrada de água

FIG. 6 - ESQUEMA DA CÂMARA PARA ENSAIOS TRIAXIAIS EM SOLOS.

quanto que as confinantes (σ_3) são aplicadas por um líquido, como por exemplo, a água.

Com os diversos pares de valores de σ_1 , σ_3 obtidos, traçam-se, num gráfico τ (resistência ao cisalhamento) nas ordenadas x σ (tensões normais e confinantes) nas abscissas. Obtem-se então, os círculos de ruptura (círculos de Mohr) e a envoltória de resistência (envoltória de Mohr-Coulomb), processo mais comumente empregado para o cálculo da resistência ao cisalhamento sob solicitação triaxial.

A envoltória de resistência, obedece à equação

$$\tau = c + \sigma \tan \phi, \quad \text{sendo}$$

τ = tensões cisalhantes, durante o ensaio

σ = tensões normais durante o ensaio

c = coesão do material - quando diferente de zero, vem a ser o valor numérico do intercepto da envoltória com o eixo dos τ

ϕ = ângulo de atrito interno do material - igual ao ângulo entre a envoltória com a horizontal.

As tensões σ_{rup} e τ_{rup} no instante da ruptura não podem ser medidas diretamente no plano de ruptura. No entanto podem ser obtidas seja no gráfico τ , σ já referido, ou pelas equações

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

e

$$\tau_{rup} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha$$

onde:

σ_{rup} = Tensão normal no momento da ruptura

τ_{rup} = Tensão cisalhante no momento da ruptura

α = ângulo formado pelo plano de ruptura com a horizontal

Demonstra-se, a partir do círculo de Mohr que

$$\alpha = 45 + \frac{\phi}{2},$$

relação de grande importância nas interpretações analíticas do fenômeno de rupturas por solicitação triaxial.

Permeabilidade

A permissividade de um meio qualquer à passagem de um fluido é função das propriedades físicas do meio poroso e do fluido em questão. De acordo com a lei de Darcy

$$Q = A \cdot K \cdot i, \text{ onde}$$

Q = quantidade de água (vazão)

i = gradiente hidráulico

K = coeficiente de permeabilidade

A = área da seção transversal do corpo de prova.

Bernaix faz a distinção entre rocha vacuolar, na qual os interstícios têm geralmente a forma esférica, e as fraturadas, onde as descontinuidades possuem configuração linear. Nas rochas do 1º tipo, geralmente a permeabilidade varia muito pouco com as variações dos campos de tensões ambientes, mas nas do 2º tipo não apenas a acentuada anisotropia, como também sua condutividade hidráulica poderão ser altamente influenciadas pelas variações do campo de tensões, devido à variação da resistência ao fluxo apresentada pelas formações configuradas pelo fechamento ou abertura das descontinuidades como resposta às mudanças do campo de tensões ao redor das mesmas.

Para rochas cristalinas, de muito baixa permeabilidade, adota-se hoje em dia o emprego de um gás como fluido de percolação. Justifica-se ainda este processo, pelo fato de que no ensaio com água as rochas são rapidamente afetadas pela ação deste líquido, o que pode modificar bastante a rede de descontinuidades matriciais e portanto, a permeabilidade. Por tais razões, utiliza-se com bons resultados, o ar seco.

Para os arenitos Caiuá, as determinações da permeabilidade foram feitas pelo método de permeabilidade à água.

O equipamento utilizado foi um permeâmetro de carga variável (Figura 7). Inicialmente, foi realizada a saturação dos corpos de prova com água desprovida de ar. A saturação foi efetuada por contra pressão, ou seja, através de um fluxo de água de baixo para cima. Após esta operação,

FIG. 7 - CORTE ESQUEMÁTICO DE UM PERMEÂMETRO

configurada pelo vazamento da água no topo do permeâmetro, o fluxo foi invertido, passando-se então a fazer leituras na bureta graduada.

A expressão usada para o cálculo de K foi

$$k = \frac{2,3 a \cdot L}{A \cdot \Delta t} \log \frac{h_i}{h_f}, \text{ sendo}$$

k = coeficiente de permeabilidade para a temperatura de 20°C

a = área da seção da bureta

L = altura do corpo de prova

A = área do corpo de prova

Δt = tempo decorrido entre duas leituras

h_i = leitura inicial

h_f = leitura final

CAPÍTULO IV

APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS DADOS

Tratar-se-á a seguir, da apresentação dos dados referentes aos testes, estudos e determinações efetuados, segundo as metodologias explicadas anteriormente.

A proposição de se adotar uma postura crítica quanto aos resultados, é evidenciada sempre que possível, pois trata-se de uma das premissas mais significativas a que este trabalho se propõe.

Questões relacionadas à Mineralogia e Petrografia

As amostras ensaiadas pertenciam ao Conjunto 4 (sondagens SR-23-A, SR-26-A e amostra número 44; e do Conjunto 1, amostras números 1, 2, 3 e 4.

Os exames macroscópicos e das seções delgadas (fotos números 14 a 27) permitiram concluir que os arenitos Caluá em questão apresentam uma percentagem extremamente elevada de material detrítico silicatado, sendo o feldspato representado pelo microclínio mas também algum plagioclásio. Os acessórios mais comuns são a biotita e muscovita, e outros opacos. Os grãos de quartzo apresentam-se geralmente parcialmente corroídos e com evidências de re-crescimento secundário. Os hidróxidos de ferro aparecem revestindo os grânulos de quartzo e algumas vezes são substituídos pela calcita. Os hidróxidos de ferro naturalmente evidenciam ambiente oxidante durante a deposição.

Nas 11 seções delgadas confeccionadas com material do conjunto 1 de amostras, verifica-se que as percentagens de quartzo comum, ondulante e policristalino variaram de 82 a 96%, enquanto que o feldspato potássio e plagioclásio ocorreram no intervalo entre 3 e 18%. Segundo Turner e Gilbert (1970), os "arenitos feldspáticos" ou "wacke feldspático" são areni

FOTO Nº 14

LÂMINA Nº 1 { Aumento de 35x
Nicóis paralelos

SONDAGEM Nº SR-15, AMOSTRA Nº 1

PROFUNDIDADE (m) - 12,30

ALTITUDE (m) - 243,71

Arenito com textura clástica, grãos subangulosos a arredondados equidimensionais e prismáticos principalmente de quartzo e secundariamente de feldspato potássico. Seleção de boa a regular. Estágio de maturidade textural, maturo-submaturo. Rara matriz argilosa, película de cimento limonítico envolve os grãos de quartzo. Alguns desses com recrescimento secundário.

FOTO Nº 15

LÂMINA Nº 2 { Aumento de 35x
 { Nicóis cruzados

SONDAGEM Nº SR-15, AMOSTRA Nº 1

PROFUNDIDADE (m) - 12,30

ALTITUDE (m) - 243,21

DESCRIÇÃO: A mesma da FOTO Nº 15, LÂMINA Nº 1

FOTO Nº 16

LÂMINA Nº 3 { Aumento de 35x
Nicóis paralelos

SONDAGEM Nº SR-3, AMOSTRA Nº 8

PROFUNDIDADE (m) - 32,60

ALTITUDE (m) - 208,43

Arenito de textura clástica, grãos subangulosos a arredondados equidimensionais de quartzo e feldspato. Seleção de boa a regular, estágio de maturidade textural de submaturo a maturo. Teor de argila < 50%. Matriz siltosa aparece na parte inferior direita da foto. Grãos de quartzo com películas de limonita envolvendo-os. Feldspato principalmente intemperizados, cimento limonítico e carbonático.

FOTO Nº 17

LÂMINA Nº 4

{ Aumento de 35x
{ Nicóis cruzados

SONDAGEM Nº SR-3, AMOSTRA Nº 8

PROFUNDIDADE (m) - 32,60

ALTITUDE (m) - 208,43

DESCRIÇÃO: A mesma da FOTO Nº 16, LÂMINA Nº 3

FOTO Nº 18

LÂMINA Nº 5 { Aumento de 35x
 { Nicóis paralelos

AMOSTRA Nº 9

Arenito com textura clástica, grãos subarredondados a arredondados de quartzo e feldspato. Boa seleção. Estágio de maturidade textural de submaturo a maturo. Teor de argila < 5%. Cimento limonítico. Quartzo parcialmente corroído, com recrescimento secundário e película de limonita.

FOTO Nº 19

LÂMINA Nº 6

{ Aumento de 35x
{ Nicóis cruzados

AMOSTRA Nº 9

DESCRIÇÃO: A mesma da FOTO Nº 18, LÂMINA Nº 5

FOTO Nº 20

LÂMINA Nº 7

{ Aumento de 35x
{ Nicóis paralelos

AMOSTRA Nº 10

Arenito com textura clástica, grãos subarredondados, arredondados, prismáticos e equidimensionais de quartzo e feldspato. Quartzo com películas de limonita, parcialmente corroído. Feldspato ligeiramente intemperizado. Matriz síltica cimento limonítico. Teor de argila < 5%. Seleção regular; estágio de maturidade textural, submaturo. Nota-se estratificação, atravessando a foto diagonalmente, de baixo para cima e da direita para a esquerda.

FOTO Nº 21

LÂMINA Nº 8

{ Aumento de 35 vezes
{ Nicóis cruzados

AMOSTRA Nº 10

DESCRIÇÃO: A mesma de FOTO Nº 20, LÂMINA Nº 7.

FOTO Nº 22

LÂMINA Nº 9

{ Aumento de 35x
{ Nicóis cruzados

SONDAGEM Nº SR-23-A - ALTITUDE (m) - 257,78 - AMOSTRA Nº 39

PROFUNDIDADE (m) - Entre 17,36 e 17,44.

ALTITUDE (m) - 241,42

Arenito com estrutura compacta, textura clástica. Granulometria variando de 0,05 a 0,3 mm. Grânulos sub angulosos e sub arredondados, equidimensionais e prismáticos de quartzo, microclínio, e outros minerais acessórios como calcedônia, epídoto (?), zircão, biotita, anfibólio, cimentados por argilo-mineral e hidróxido de ferro. Ocorrem isoladamente lâminas com concentrações de cimento argilo-ferruginoso envolvendo os grânulos menores. A análise feita por difratometria de raios-X da fração argilosa, revelou que o argilo mineral presente é dos grupos das montmorillonitas e das caulinitas.

FOTO Nº 23

LÂMINA Nº 10 { Aumento de 35x
Nicóis cruzados

SONDAGEM Nº SR-23-A - AMOSTRA Nº 40

PROFUNDIDADE (m) - Entre 21,92 e 22,05

ALTITUDE (m) - 235,86

Arenito com estrutura compacta. Textura clástica. Granulometria variando entre areia média a fina, com grânulos de diâmetro em torno de 0,3 mm. Grãos sub arredondados e arredondados, equidimensionais e prismáticos de quartzo e feldspato (microclínio). Outros minerais acessórios: calcedônia, opacos, anfibólio e biotita. Cimento constituído por argilo-mineral e hidróxidos de ferro. Os minerais argilosos existentes, revelados pela difratometria de raios-X, são dos grupos das montmorillonitas e das caulinitas.

FOTO Nº 24

LÂMINA Nº 11 { Aumento de 35x
Nicóis cruzados

SONDAGEM Nº SR-26-A - ALTITUDE (m) - 250,12 - AMOSTRA Nº 41

PROFUNDIDADE (m) - 11,34 a 11,43

ALTITUDE (m) - 238,78

Arenito com estrutura compacta. Textura clástica. Granulometria variando de areia fina e muito fina (grânulos variando desde 0,05 até 0,2mm). Grãos sub angulosos a arredondados, equidimensionais e prismáticos, de quartzo e microclínio. Minerais acessórios: calcedônia, opacos, epidoto (?), biotita, muscovita. Cimento constituído por argilo-mineral e hidróxidos de ferro. Localmente ocorrem lâminas com concentrações de cimento argilo-ferruginoso envolvendo os grânulos menores. Por difratometria de raios-X, constatou-se que os minerais argilosos existentes são do grupo da montmorillonita.

FOTO Nº 25

LÂMINA Nº 12

{ Aumento de 35x
Nicóis cruzados

SONDAGEM Nº SR-26-A - AMOSTRA Nº 42

PROFUNDIDADE (m) - 12,53 a 12,68

ALTITUDE (m) - 237,59

Arenito com estrutura compacta. Textura clástica. Granulometria de areia fina a média. Grânulos sub arredondados e arredondados, comumente equidimensionais e prismáticos, de diâmetro médio entre 0,1 e 0,4 mm, cimentados por carbonato e secundariamente por argilo-mineral e hidróxidos de ferro, intercalados por grãos sub angulosos e arredondados, comumente equidimensionais e prismáticos, de diâmetro variável entre 0,02 e 0,2 mm, dispersos em cimento argilo-ferruginoso, localmente associado a carbonatos. Os minerais detectados foram quartzo, feldspatos (microclínio + plagioclásio), argilo-minerais + hidróxidos de ferro e carbonatos. Como acessórios foram encontrados calcedônia, opacos, muscovita, biotita e fragmentos de basalto. Por difratometria de raios-X, o argilo-mineral encontrado pertence ao grupo da montmorillonita. No centro da lâmina, nota-se um fragmento de basalto entre o cimento, que apresenta variações de granulometria. No canto inferior esquerdo, aparece o cimento carbonático.

FOTO Nº 26

LÂMINA Nº 13

{ Aumento de 35x
Nicóis cruzados

SONDAGEM Nº SR-26-A - AMOSTRA Nº 43

PROFUNDIDADE (m) - 15,22 a 15,36

ALTITUDE (m) - 234, 90

Arenito com estrutura compacta. Textura clástica. Granulometria de areia fina a média, com grânulos de diâmetro variável em torno de 0,2 mm, raramente com 1,0 mm, sub angulosos e arredondados, comumente equidimensionais e prismáticos, de quartzo e feldspatos (geralmente microclínio, mas também plagioclásio), argilo-minerais e hidróxidos de ferro e carbonatos. Acessoriamente ocorrem opacos, calcedônia, muscovita e biotita. O cimento é representado pelo argilo-mineral e pelo hidróxido de ferro. Fragmentos arredondados e equidimensionais de quartzo ocorrem dispersos entre os grânulos. São comuns faixas irregulares, de espessuras sub centimétricas e centimétricas de material carbonático associado ao cimento argilo-ferruginoso. O argilo mineral analisado por difratometria de raios-X, revelou-se como sendo do grupo da montmorillonita.

No canto inferior esquerdo, aparecem grãos de quartzo (tonalidade cinza) em contato com cimento carbonático (tonalidade alaranjada).

FOTO Nº 27

LÂMINA Nº 14 { Aumento de 35x
 { Nicóis cruzados

AFLORAMENTO (vide texto) - AMOSTRA Nº 44

ALTITUDE (m) - Aproximadamente 237,00

Arenito com estrutura compacta. Textura clástica. Granulometria de areia média a fina (grânulos com diâmetro médio em torno de 0,3 mm). Partículas sub arredondadas e arredondadas, equidimensionais e prismáticas, de quartzo e feldspato (microclínio). Acessoriamente outros minerais como calcedônia, biotita e opacos. O cimento é representado por hidróxidos de ferro e argilo-mineral, este detectado por difratometria de raios-X como sendo dos grupos da montmorillonita e da caulinita.

tos ricos em quartzo contendo 10 e 25% de feldspatos detríticos, enquanto que os "quartzo arenitos" ou "arenitos quartzosos" são aqueles nos quais os grânulos de quartzo, chert e quartzitos somam 80% ou mais do material silicatado detrítico, sendo que, os exemplares de granulação mais fina contêm no mínimo um pouco de feldspato, principalmente microclínio, ortoclásio ou albita. Os minerais acessórios típicos incluem apenas as espécies estáveis como o zircão, a turmalina e o rutilo, tão escassos que somente alguns poucos grânulos podem ocorrer em qualquer seção delgada, podendo a muscovita estar presente em pequenas quantidades, sendo a sua ocorrência principalmente o resultado de seleção local.

Das seções delgadas citadas, 5 referem-se a exemplares de arenitos feldspáticos e 6 a quartzo arenitos de Turner e Gilbert, muito embora a percentagem de feldspato nos primeiros esteja quase sempre no limite inferior, daí acreditar-se que a grande maioria dos arenitos Caiuá seja realmente do tipo quartzo-arenitos.

Essas rochas referidas por Turner e Gilbert são em geral bem selecionadas, como o são os Arenitos Caiuá, onde imperam as características de areias bem lavadas, com muito pouco material argiloso. Depositaram-se quase que certamente, em ambientes estáveis ou de lenta subsidência, onde as taxas de deposição possibilitaram que as partículas fossem sempre retralhadas, de modo que antes do enterramento final os materiais argilosos fossem eliminados. Em tais condições, os grânulos de areia tendiam a tornar-se quase arredondados ou bem arredondados.

Segundo ainda Turner e Gilbert, a consolidação dos quartzo arenitos pode ter-se originado através de dois processos diferentes entre si. O primeiro, baseado exclusivamente por cimentação, conduz a que os grânulos detríticos fiquem unidos apertadamente uns aos outros por minerais autigênicos (cimento calcedônico, carbonático ou mesmo minerais de argila). Este material aglutinante pode ser representado pelo cimento propriamente dito, pelo quartzo secundário ou ambos juntamente.

O segundo processo de consolidação é aquele durante o qual há um empacotamento apertado dos grânulos detríticos sob pressão, usualmente associado com cimentação de importância relativamente menor. Parece serem os Arenitos Caiuá sofrido o segundo tipo de consolidação, já que o seu cimento é relativamente pobre ou inexistente. Às vezes os crescimentos secundários de quartzo desenvolvem-se até que preencham totalmente os espaços porosos originais da areia. Outras vezes, no entanto, tais crescimentos não são tão grandes, deixando de preencher portanto por completo os poros da areia original. Neste caso, terminam ao longo dos lados das cavidades, por

faces usualmente de prismas ou romboedros, que podem passar despercebidas no exame das seções delgadas, a menos que estejam quase normais ao plano das mesmas. Quando o cimento é carbonático, os espaços porosos da areia são geralmente completamente cheios com uma argamassa de carbonato.

Especificamente quanto aos cimentos, Turner e Gilbert afirmam que muitos minerais diferentes podem cristalizar em uma areia depois de sua deposição, mas somente alguns são abundantes como material de cimentação. Entre estes estão os carbonatos (calcita, dolomita, ankerita e siderita), o quartzo, a calcedônia, a opala, anidrita, gipso, barita e colofânio (apatita). Os carbonatos e o quartzo são de todos os citados os mais importantes. Alguns outros minerais autigênicos, tais como os feldspatos alcalinos, a pirita, a clorita e a laumontita, contribuem para a cimentação, mas muitas vezes nenhum deles constitui o cimento principal.

A presença da matriz argilosa parece inibir a formação de cimento químico, quem sabe por causa de sua baixa permeabilidade. Por outro lado, a composição da própria areia influencia de algum modo a espécie de cimento que irá se precipitar. O cimento quartzoso é abundante nos arenitos finos ricos em quartzo, crescendo na forma de incorporações secundárias aos grânulos de quartzo, como já se discutiu. Da mesma forma, os feldspatos autigênicos quando ocorrem nos arenitos estarão presentes quando ocorre também o feldspato detrítico, desenvolvendo-se também sob a forma de crescimentos secundários sobre os grânulos detríticos. Os cimentos carbonáticos formam-se, ao que parece, sempre que a areia tenha contido o carbonato primário, mas é nossa opinião de que também ele possa aparecer a partir de soluções concentradas migrantes em sentido ascensional, a partir de substratos que sejam fontes de material carbonático. Pode ser esta a explicação da presença de carbonato autígeno nos arenitos Caluá, principalmente quando se constata a sua presença principalmente no terço inferior do pacote de arenitos, sobrejacente aos basaltos.

Consideram-se oportunos alguns arrazoados acerca da evolução pedogênica típica de regiões tropicais, que sem dúvida age sobre as rochas sedimentares aqui estudadas.

Sabe-se que os solos lateríticos são essencialmente produtos de intemperismo tropical ou subtropical. É provável que Russel (1889) do U.S. Geological Survey, discutindo sobre a deterioração das rochas ao ar e a origem da cor vermelha de certas formações rochosas nos Estados Unidos é quem tenha primeiramente enfatizado que em climas tropicais úmidos, com altas temperaturas, a percolação de água através das rochas funciona como um poderoso solvente, e que o intemperismo é mais rápido em regiões quen

tes que em frias e maior em regiões úmidas que áridas. Também Holland (1903) sugeriu que durante o intemperismo de silicatos aluminosos nos trópicos, são removidos, em solução, a sílica, os cátions alcalinos e alcalino-terrosos, enquanto que os óxidos de ferro e alumínio desidratam-se, precipitam-se e permanecem.

Mais na atualidade, Gidigas (1976) relata que estudos baseados em experiências de campo, mostram que as características geotécnicas e o comportamento na prática de solos lateríticos são influenciados bastante pelo modo de formação (gênese), características morfológicas, grau de intemperismo e composição química e mineralógica. Cada um desses fatores pode, por sua vez estar relacionado com sistema de alteração determinado pelo efeito conjunto de parâmetros pedogenéticos (material original, clima, vegetação).

A importância prática desses inter-relacionamentos reside no fato de que se pode estabelecer a semelhança de grupos de solos lateríticos ocorrendo em diferentes áreas, de tal maneira que as propriedades geotécnicas que tiverem sido adequadamente compreendidas numa área, poderão ser aplicadas a solos similares alhures.

A engenharia pedológica que tem aplicações regionais e locais começa com um conhecimento das rochas e das condições de intemperismo, dos quais se deduz logicamente a natureza dos produtos finais, especialmente os argilo-minerais. Consequentemente, desde que esses exercem influência ponderável nas propriedades geotécnicas como, plasticidade, resistência ao cisalhamento, compressibilidade, etc., a pedogênese de solos lateríticos e a influência dos fatores pedogenéticos são de considerável significância para a geotécnica de solos lateríticos. Já se propôs que as características geotécnicas e o comportamento de campo de solos lateríticos podem ser interpretados à luz de alguns ou de todos os parâmetros enumerados a seguir: 1) Gênese e fatores pedogenéticos; 2) Grau de intemperismo; 3) Argilo-minerais e sua percentagem. Aqui, o termo "grau de intemperismo" é usado num sentido amplo, para incluir os graus de decomposição, enriquecimento em sesquióxidos e desidratação (secamento e endurecimento).

Acredita-se que nos Arenitos Caiuá estão se processando fenômenos de evolução climáticas de características essencialmente tropicais, comprovados pela presença de óxidos de ferro (hematita) como produto final e irreversível a se superpor à tênue cimentação natural dos referidos arenitos, o que torna inadiável a necessidade de se proceder profundos e sistemáticos estudos nesse sentido, com os referidos materiais.

Granulometria

Foram ensaiadas as amostras pertencentes ao Conjunto 1.

As curvas granulométricas das 12 amostras ensaiadas não representadas pelas Figuras números 8 a 13. Na tabela 5, ve-se um resumo dos componentes das frações granulométricas areia, silte e argila, em cada uma das amostras.

Conclui-se, dos dados expostos, que os arenitos analisados pouco diferem quanto à sua composição granulométrica, apesar de terem sido extraídos a diversas profundidades dentro do pacote e em regiões diferentes dentro do Pontal. Nota-se apenas que os exemplares de números 6, 7 e 8, possuem uma percentagem de silte um pouco mais elevada que os demais, sendo que o número 7 apresenta um total de 30% de finos em sua constituição, o que não deixa de ser significativo. Deduz-se ainda que a granulometria não tem grande influência na rotulação dos arenitos resistentes, brando e medianamente resistentes, devendo ser do cimento a responsabilidade de tais comportamentos. Foi observado, durante os ensaios de granulometria, que algumas amostras mais argilosas, particularmente as de números 4 e 7, apresentaram bastante resistência ao processo de destorroamento, ou seja, de se desmanchar a amostra para a realização do ensaio. Isto deve-se, como já foi dito, à eficiência maior do cimento na aglutinação dos grãos, nas amostras citadas.

Densidade dos grãos

As amostras ensaiadas foram as do Conjunto 1.

Foram realizados, para cada amostra, dois ensaios e efetuada a média aritmética dos dois resultados. Os resultados são os da tabela 6.

Calculados a média e o desvio padrão dos resultados expostos, verifica-se que esses parâmetros confirmam a relativa homogeneidade do Arenito Caiuã, mesmo de profundidades e locais diferentes, no que se refere à densidade dos seus grãos componentes.

Massa específica aparente seca

Para este ensaio, as amostras utilizadas foram as dos conjuntos 1, 2 e 3.

CURVA GRANULOMÉTRICA

CURVA GRANULOMÉTRICA

FIG. 8 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO ARENITO CAIUÁ.

CURVA GRANULOMÉTRICA

CURVA GRANULOMÉTRICA

CURVA GRANULOMÉTRICA

FIG. 10 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO ARENITO CAIUÁ.

CURVA GRANULOMÉTRICA

CURVA GRANULOMÉTRICA

FIG. 11 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO ARENITO CAIUÁ.

CURVA GRANULOMÉTRICA

CURVA GRANULOMÉTRICA

FIG. 12 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO ARENITO CAIUÁ.

CURVA GRANULOMÉTRICA

CURVA GRANULOMÉTRICA

FIG. 13 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO ARENITO CAIUÁ

Tabela 5
Percentagens das frações grossas e finas em amostras
dos Arenitos Caiuã

AMOSTRA	PROVENIÊNCIA	Prof. (m)	Altitude (m)	(Quantidades em percentagens)			
				AREIA	SILTE	ARGILA	SILTE + ARGILA
1	SR-15	12,30	243,71	85	6,5	8,5	15
2	"	33,00	223,015	90	5,5	4,5	10
3	"	15,50	240,515	97,5			2,5
4	"	15,75	240,315	85	5,5	9,5	15
5	SR-3	9,00	232,028	95,5	2,5	2,0	4,5
6	"	10,50	230,528	85,5	10	4,5	14,5
7	"	28,70	213,328	70	22,5	7,5	30
8	"	32,60	208,430	82	13	5,0	18
9	Afloramento	-	250,00	95	3	2,0	5
10	"	-	245,00	82	8	10	18
11	"	-	245,00	90	3	7	10
12	"	-	245,00	83	7	10	17

Tabela 6
Densidade dos grãos dos Arenitos Caiuã

Amostra	Proveniência	Prof. (m)	Altitude (m)	γ_s (g/cm ³)
1	SR-15	12,30	243,71	2,667
2	"	33,00	223,015	2,659
3	"	15,50	240,515	2,659
4	"	15,75	240,315	2,672
5	SR-3	9,00	232,028	2,663
6	"	10,50	230,528	2,614
7	"	28,70	213,328	2,627
8	"	32,60	250,00	2,658
9	Afloramento	-	245,00	2,664
10	"	-	245,00	2,656
11	"	-	245,00	2,651
12	"	-	245,00	2,653

Média ($\bar{x}$) = 2,653 g/cm³

Desvio Padrão σ = 1,133

Tabela 7

Massa específica aparente seca
dos Arenitos Caiuã

A - Conjunto 1

Amostra	Proveniência	Prof. (m)	Altitude (m)	γ_s (g/cm ³)
1	SR-15	12,30	243,71	1,697
2	"	33,00	223,015	1,72
3	"	15,50	240,515	1,74
4	"	15,75	240,315	-
5	SR-3	9,00	232,028	1,79
6	"	10,50	230,528	-
7	"	28,70	213,328	1,90
8	"	32,60	250,00	2,01
9	Afloramento	-	245,00	1,74
10	"	-	245,00	1,85
11	"	-	245,00	1,88
12	"	-	245,00	1,84

Média $\bar{x} = 1,816$ Desvio Padrão $\sigma = 0,82$

B - Conjunto 2

Tabela 8

Massa específica aparente seca dos Arenitos Caiuã

a) Amostras provenientes do local II

1 - Faixa granulométrica	3 > ϕ > 2" (7,62 > ϕ > 5,08 cm)
Exemplares	10
Média $\bar{x}$	1,77
Desvio padrão σ	2,20

b) Amostras provenientes do local II

Tabela 9

Massa específica aparente seca dos Arenitos Caiuã

Faixas granulométricas	1 1/2 > ϕ > 1" (3,81 > ϕ > 2,54cm)	2 1/2 > ϕ > 2" (6,35 > ϕ > 5,08cm)
Exemplares	20	30
Média $\bar{x}$	2,02	2,00
Desvio padrão σ	3,03	5,35

C - Conjunto 3

Ensaio realizado com testemunhos de sondagens rotativas, dos locais de amostragem III e V.

Tabela 10

Massa específica aparente seca dos Arenitos Caiuã

a) Faixa granulométrica $2 > \phi > 1\ 1/2''$ ($5,08 > \phi > 3,81$ cm)

SONDAGEM NÚMERO	AMOSTRAS NÚMERO	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	EXEMPLARES	MÉDIA $\bar{x}$	DESVIO PADRÃO σ
SR-3	18	24,88 a 25,04	216,15	5	Amostras totalmente desagregadas em me- nos de 2 horas de saturação	
Idem	19	27,65 a 27,87	213,38	4 4	2,14	0,057
SR-5	25	11,74 a 11,90	226,40	3	Amostras totalmente desagregadas em me- nos de 2 horas de saturação	
SR-6	31	21,72 a 22,00	215,65	10	2,11	1,39

Tabela 11

Massa específica aparente seca dos Arenitos Caiuã

b) Faixa granulométrica $2\frac{1}{2} > \phi > 2''$ ($6,35 > \phi > 5,08$ cm)

SONDAGEM NÚMERO	AMOSTRA NÚMERO	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	EXEMPLARES	MÉDIA $\bar{x}$	DESVIO PADRÃO σ
SR-1	13	9,68 a 10,67	235,58	4	1,83	0,06
SR-2	15	16,42 a 17,81	226,28	5	1,91	1,32
SR-3	16	13,42 a 14,20	227,10	5	1,84	-
Idem	20	32,40 a 36,54	208,63	5	2,19	0,11
SR-4	22	17,30 a 18,65	223,90	4	1,74	1,52
Idem	23	28,30 a 29,95	212,90	5	1,98	1,38
SR-5	24	10,00 a 11,20	228,14	5	As amostras desagregaram-se totalmente durante a saturação.	
Idem (*)	26	17,36 a 18,62	220,78	5	1,68	0,06
Idem	28	31,88 a 33,00	206,26	5	2,19	0,1
SR-6	29	9,00 a 12,00	228,37	5	1,80	1,28
Idem	30	19,85 a 21,49	217,52	5	As amostras desagregaram-se totalmente durante a saturação.	
SR-7	33	10,20 a 11,50	226,30	5	Quatro dos cinco corpos de prova desagregaram-se totalmente durante a saturação.	
SR-7 (**)	35	21,60 a 23,15	214,90	5	2,08	0,12
Idem	36	29,71 a 31,27	206,79	5	1,99	0,067
SR-8	37	14,60 a 15,86	227,00	5	1,90	0,027
Idem	38	28,72 a 30,32	218,88	5	2,34	1,67

(*) Duas das cinco amostras desintegraram-se totalmente durante a saturação

(**) Um dos corpos de prova desagregou-se totalmente durante a saturação.

Absorção d'água

Ensaçadas as amostras dos conjuntos 1, 2 e 3.

Tabela 12

Valores da absorção d'água nos Arenitos Caiuá

A - Conjunto 1

Amostra	Proveniência	Prof. (m)	Altitude (m)	A _b (%)
1	SR-15	12,30	243,71	14,07
2	"	33,00	223,015	11,78
3	"	15,50	240,515	17,36
4	"	15,75	240,315	-
5	SR-3	9,00	232,028	15,30
6	"	10,50	230,528	-
7	"	28,70	213,328	13,30
8	"	32,60	250,00	5,91
9	Afloramento	-	245,00	14,8
10	"	-	245,00	11,78
11	"	-	245,00	11,54
12	"	-	245,00	11,45

Média $\bar{x}$ = 12,93

Desvio Padrão σ = 1,96

B - Conjunto 2

Tabela 13

Valores da absorção d'água nos Arenitos Caiuá

a) Amostras provenientes do local I

Faixa granulometria	$3 > \phi > 2''$ (7,62 > ϕ > 5,08 cm)
Número de exemplares	10
Média $\bar{x}$	13,09
Desvio Padrão σ	2,92

b) Amostras provenientes do local II

Tabela 14
Valores da absorção d'água nos Arenitos Caiuã

Faixas granulométricas	1 1/2 > ϕ > 1" (3,81 > ϕ > 2,54cm)	2 1/2 > ϕ > 2" 6,35 > ϕ > 5,08 cm
Números de exemplares	20	30
Média $\bar{x}$	9,417	9,58
Desvio padrão σ	2,73	0,58

C - Conjunto 3

Ensaio realizado com testemunhos de sondagens rotativas dos locais de amostragem III e V.

Tabela 15
Valores da absorção d'água nos Arenitos Caiuã

a) Faixa granulométrica 2 > ϕ > 1 1/2 (5,08 > ϕ > 3,81 cm)

SONDAGEM NÚMERO	AMOSTRA NÚMERO	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	EXEMPLARES	MÉDIA $\bar{x}$	DESVIO PADRÃO σ
SR-3	18	24,88 a 25,04	216,15	5	Amostras desintegraram-se totalmente em menos de 2 horas de saturação	
SR-3	19	27,65 a 27,87	213,38	4	11,95	0,71
SR-5	25	11,74 a 11,90	226,40	3		(*)
SR-6	31	21,72 a 22,00	215,65	10	10,79	2,00

(*) Amostras totalmente desagregadas em menos de duas horas de saturação.

Tabela 16

Valores da absorção d'água nos Arenitos Caluã

b) Faixa granulométrica $2\frac{1}{2} > \phi > 2''$ ($6,35 > \phi > 5,08$ cm)

SONDAGEM NÚMERO	AMOSTRA NÚMERO	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	EXEMPLARES	MÉDIA $\bar{x}$	DESVIO PADRÃO σ
SR-1	13	9,68 a 10,67	235,58	4	12,83	1,69
SR-2	15	16,42 a 17,81	226,28	5	11,80	1,01
SR-3	16	13,42 a 14,20	227,10	5	14,57	0,77
Idem	20	32,40 a 34,54	208,63	5	6,94	2,21
SR-4	22	17,30 a 18,65	223,90	4	15,56	4,67
Idem	23	28,30 a 29,95	212,90	5	10,74	1,18
SR-5	24	10,00 a 10,20	228,14	5	(1)	
Idem (2)	26	17,36 a 18,62	220,78	5	20,46	2,87
Idem	28	31,88 a 33,00	206,26	5	7,47	1,79
SR-6	29	9,00 a 12,00	228,37	5	14,78	0,19
Idem	30	19,85 a 21,49	217,52	5	(1)	
SR-7	33	10,20 a 11,50	226,30	5	(3)	
Idem (4)	35	21,60 a 23,15	214,90	5	9,70	2,87
Idem	36	29,71 a 31,27	206,70	5	11,69	2,14
SR-8	37	14,60 a 15,86	227,00	5	12,1	1,06
Idem	38	28,72 a 30,32	218,88	5	5,11	0,85

(1) As amostras desagregaram-se totalmente durante a saturação.

(2) Duas das cinco amostras desagregaram-se totalmente durante a saturação.

(3) Quatro das cinco amostras desagregaram-se totalmente durante a saturação.

(4) Um dos cinco corpos de prova desagregou-se totalmente durante a saturação.

Porosidade aparente

As amostras ensaiadas pertenciam aos Conjuntos 1, 2 e 3.

A - Conjunto 1

Tabela 17

Valores da porosidade aparente
dos Arenitos Caiuá

AMOSTRA	PROVENIÊNCIA	PROF. (m)	ALTITUDE (m)	P _a (%)
1	SR-15	12,30	243,71	23,87
2	"	33,00	223,015	22,00
3	"	15,50	240,515	30,24
4	"	15,75	240,315	-
5	SR-3	9,00	232,028	27,46
6	"	10,50	230,528	-
7	"	28,70	213,328	25,32
8	"	32,60	208,430	11,94
9	Afloramento	-	250,00	25,8
10	"	-	245,00	21,77
11	"	-	245,00	21,63
12	"	-	245,00	21,06

Média $\bar{x}$ = 23,10

Desvio
Padrão σ = 4,90

B - Conjunto 2

a) Amostras provenientes do local I.

Tabela 18
Valores da porosidade aparente dos Arenitos Caiuã

Faixa granulométrica	$3 > \phi > 2''$ ($7,62 > \phi > 5,08$ cm)
Número de exemplares	10
Média $\bar{x}$	23,17
Desvio padrão σ	5,12

b) Amostras provenientes do local II.

Tabela 19
Valores da porosidade aparente dos Arenitos Caiuã

Faixas granulométricas	$1 \frac{1}{2} > \phi > 1''$ ($3,81 > \phi > 2,54$ cm)	$2 \frac{1}{2} > \phi > 2''$ ($6,35 > \phi > 5,08$ cm)
Números de exemplares	20	30
Média $\bar{x}$	18,92	28,9
Desvio padrão σ	4,83	1,15

C - Conjunto 3

Ensaio realizado com testemunhos de sondagens rotativas, dos locais III e V.

Tabela 20

Valores da porosidade aparente dos Arenitos Caiuã

a) Faixa granulométrica $2 > \phi > 1 \frac{1}{2}$ ($5,08 > \phi > 3,81$ cm)

SONDAGEM NÚMERO	AMOSTRA NÚMERO	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	EXEMPLARES	MÉDIA $\bar{x}$	DESVIO PADRÃO σ
SR-3	18	24,88 a 25,04	216,15	5	(1)	
Idem	19	27,65 a 27,87	213,38	4	25,63	1,45
SR-5	25	11,74 a 11,90	226,40	3	(1)	
SR-6	31	21,72 a 22,00	215,65	10	22,10	3,10

(1) Amostras totalmente desagregadas em menos de duas horas de saturação.

Tabela 21
Valores da porosidade aparente dos Arenitos Caiuã
b) Faixa granulométrica $2\ 1/2 > \phi > 2''$ ($6,35 > \phi > 5,08$ cm)

SONDAGEM NÚMERO	AMOSTRA NÚMERO	PROFUNDIDADE (m)	COTA (m)	EXEMPLARES	MÉDIA $\bar{x}$	DESVIO PADRÃO σ
SR-1	13	9,68 a 10,67	235,58	4	23,48	1,76
SR-2	15	16,42 a 17,81	226,28	5	22,51	1,53
SR-3	16	13,42 a 14,20	227,10	5	26,82	1,29
Idem	20	32,40 a 34,54	208,53	5	15,22	3,88
SR-4	22	17,30 a 18,65	223,90	4	26,53	5,95
Idem	23	28,30 a 29,95	212,90	5	21,25	1,91
SR-5	24	10,00 a 10,20	228,14	5	(1)	
SR-5 (2)	26	17,36 a 18,62	220,78	5	34,23	3,35
SR-5	28	31,88 a 33,00	220,78	5	16,24	3,30
SR-6	29	9,00 a 12,00	228,37	5	26,68	0,26
Idem	30	19,85 a 21,49	217,52	5	(1)	
SR-7	33	10,20 a 11,50	226,30	5	(3)	
Idem	35	21,60 a 23,15	214,90	5	19,98	4,84
Idem	36	29,71 a 31,27	206,70	5	23,17	3,30
SR-8	37	14,60 a 14,86	227,00	5	23,02	1,13
Idem	38	28,72 a 30,32	218,88	5	11,96	1,91

(1) As amostras desagregaram-se totalmente durante a saturação

(2) Duas das cinco amostras desagregaram-se totalmente durante a saturação

(3) Quatro das cinco amostras desagregaram-se totalmente durante a saturação

Porosidade real

Foram ensaiadas amostras do Conjunto 1, conforme a tabela 22.

Tabela 22

Porosidade real dos Arenitos Caiuã

AMOSTRA NÚMERO	P_r (%)
1	36,37
2	35,31
3	34,56
4	-
5	32,78
6	-
7	27,75
8	23,10
9	34,68
10	30,35
11	29,08
12	30,64
Média $\bar{x} = 31,46$	
Desvio Padrão $\sigma = 4,11$	

Percentagem de saturação dos vazios

As amostras ensaiadas foram as do Conjunto 1, conforme a tabela 23.

Tabela 23
Porosidade real dos Arenitos Caiuã

AMOSTRA NÚMERO	S (%)
1	65,63
2	61,18
3	87,49
4	-
5	83,76
6	-
7	91,24
8	51,68
9	74,39
10	71,74
11	74,38
12	68,73
Média $\bar{x}$ = 73,02	
Desvio Padrão σ = 12,16	

Foram examinados os resultados das propriedades físicas dos arenitos ensaiados, à luz de rudimentos de Estatística. Calculou-se, como é possível ver-se nas tabelas 5 a 23, as médias e os desvios padrões dos valores de ensaios. Foram considerados, em determinados ensaios, exemplares constituintes de uma amostra populacional na vertical, ou seja, a várias profundidades, como também conjuntos de amostras de uma única profundidade, em outros ensaios.

Determinam-se assim:

- A média aritmética ou a média da distribuição;
- O desvio padrão. Como se sabe, das medidas de dispersão da mé

dia em Estatística, é muito usada a Variância, que é a média dos quadrados dos desvios dos valores da variável, em relação à sua média. O desvio padrão é a raiz quadrada da variância.

Verifica-se, examinando-se as tabelas de números 5 a 23, que algumas propriedades físicas apresentam altos valores do desvio padrão, enquanto para outros valores pouco significativos.

Pode-se sugerir que este fato seria devido a:

- 1) Imprecisões nas obtenções dos valores (pesagem, por exemplo).
- 2) Tempo insuficiente para se atingir condições ideais de ensaio (saturações e secagens incompletas).
- 3) Grande variação em certas propriedades consideradas, mesmo em fragmentos adjacentes.
- 4) Número de indivíduos de uma população ensaiados. Em algumas tabelas, nota-se altos valores do desvio padrão quando os exemplares ensaiados são muitos (por exemplo, Tabela 9). Toda via verifica-se que para outras propriedades ocorre justamente o contrário, ou seja, ensaios com poucos exemplares é que fornecem altos valores do desvio padrão (Tabela 16).
- 5) Variações consideráveis em função da profundidade, para algumas propriedades. Isto se nota na porosidade aparente, porosidade real e porcentagem de saturação dos vazios, mas não na densidade dos grãos e massa específica aparente seca.

Conclui-se que algumas propriedades devem variar aleatoriamente e outras não, porém faz-se necessário um estudo estatístico como análise de regressão, para que se possa compreender com precisão, o porque dessas variações.

Na tabela 24, que se segue, são relacionadas as propriedades físicas dos Arenitos Caiuã, a partir das tabelas 6 a 23, e do arenito Botuca tu estudadas por Ruiz (1966).

Tabela 24

Valores comparativos das propriedades físicas dos
Arenitos Caiuá e Botucatu

	Arenito Caiuá (*)	Arenito Botucatu
Densidade dos grãos - ρ_s (g/cm ³)	2,653	2,44
Massa específica aparente seca - ρ_{as} (g/cm ³)	1,96	2,32
Absorção d'água - A_b (%)	11,78	1,2
Porosidade aparente - P_a (%)	22,99	2,8
Porosidade real - P_r (%)	31,46	5,0
Percentagem de saturação dos vazios S (%)	73,02	56,0

(*) Valores médios.

O arenito Botucatu em questão é segundo Ruiz (1966) uma rocha vermelho-claro, de granulação fina, textura clástica e levemente estratificado, composta essencialmente por grãos de quartzo cimentados por material silicoso. O grau de cimentação é variável, e quando os grãos são bem cimentados, a rocha rompe-se segundo superfícies irregulares em fragmentos de arestas cortantes e bordos resistentes. Compõe-se tal arenito, de grãos de quartzo bem arredondados, com elevado grau de esfericidade, cimentados por matéria silicosa secundária. Presentes subsidiariamente, feldspatos, em geral microclinio e plagioclásio (com sinais de alteração), turmalina e minerais opacos.

Na tabela 24 são evidentes as diferenças entre os Arenitos Caiuá e Botucatu. No que se refere à densidade dos grãos, conclui-se que a contribuição dos minerais pesados para os valores deste parâmetro é significativa. Na tabela 25, vêm-se as incidências de minerais pesados em algumas amostras do Arenito Caiuá:

Tabela 25

Minerais pesados (em %) no Arenito Caiuã

<div> <div>Amostra número</div> <div>Detalhes das amostras e minerais pesados</div> </div>	1	4	6	7	8	10	11	12
	SR-15	SR-15	SR-3	SR-3	SR-3	Escavação (local II)	Escavação (local II)	Escavação (local II)
Proveniência	SR-15	SR-15	SR-3	SR-3	SR-3	Escavação (local II)	Escavação (local II)	Escavação (local II)
Profundidade (m)	12,30	15,75	10,50	28,70	32,60	-	-	-
Altitude (m)	243,71	240,315	230,528	213,328	208,43	245,00	245,00	245,00
Magnetita e Ilmenita	59	74	75	58	60	81	82	87
Leucoxênio	23	14	13	27	23	10	11	4
Limonita	7	4	3	3	12	-	3	2
Pirita	3	4	4	4	2	-	2	2
Hematita	2	4	-	-	-	-	-	-
Turmalina	-	raro	2	-	-	5	raro	2
Estaurolita	2	-	raro	-	raro	2	2	3
Epídoto	raro	-	3	-	raro	raro	raro	raro
Granada	-	-	-	4	3	-	raro	-
Rutilo	raro	-	-	4	raro	2	-	raro
Zircão	raro	raro	raro	-	-	raro	-	raro

Nota-se que a magnetita ocorre em grande quantidade e sobretudo nos exemplares provenientes da escavação 16 Km a montante de Porto Rosana, no Rio Paraná (local II).

Quanto à Massa Específica Aparente Seca, vê-se que são maiores os valores para o Arenito Botucatu. Pode-se supor que isto se dá em função da maior Porosidade dos Arenitos Caiuã, relativamente aos Arenitos Botucatu, de forma que de dois fragmentos com volumes idênticos dessas rochas, pesaria menos o referente ao Caiuã.

A propósito são flagrantes as diferenças entre as porosidades real e aparente dos dois materiais e os parâmetros correlacionáveis às mesmas, como a absorção d'água e a porcentagem de saturação dos vazios, que apresentam valores muito maiores para os Arenitos Caiuã.

Ensaio de durabilidade

Ciclagem natural

Tiveram por objetivo a verificação das variações da resistência dos arenitos Caiuã, quando submetidos ao próprio processo normal de desagregação. Foram ensaiadas frações de rocha, correspondentes a diversas granulometria determinadas após lavagem completa e secagem em estufa à temperatura de $100 \pm 5^{\circ} \text{C}$, até peso constante, bem como blocos de grandes tamanhos, conforme se verifica nas tabelas números 26 e 27, e nas figuras números 14, 15 e 16.

O exame quantitativo foi feito comparando-se a granulometria inicial com a prova granulometria determinada após secagem de amostra em estufa à temperatura de $100 \pm 5^{\circ} \text{C}$, até peso constante.

O exame qualitativo constou de observações, para cada fração, de possíveis trincas, fragmentação, desintegração e desprendimento de lascas, sendo tal exame específico para partículas maiores que $3/8''$.

Ciclagem acelerada (água-estufa)

Cada amostra foi submetida a ciclos alternados de imersão em á-

gua e secagem em estufa a $100 \pm 5^{\circ}$ C. A duração dos ciclos foi variável bem como a duração total dos ensaios, conforme as tabelas números 28 a 37. Após a retirada das amostras da estufa, elas foram submetidas a um resfriamento natural de 1 hora, antes de nova imersão. Ao final de cada série de ciclos as amostras foram submetidas a exames quantitativos e qualitativos obedecendo a idêntico procedimento que para a ciclagem natural. Os gráficos referentes a esses ensaios são representados pelas figuras números 17 a 26.

Nas tabelas citadas, que resumem os dados dos ensaios de ciclagem, as colunas correspondem ao seguinte:

- A - Faixa granulometria, em polegadas e centímetros;
- B - Número de ciclos / duração dos mesmos, em dias;
- C - Número de partículas iniciais;
- D - Número de partículas finais não atacadas;
- E - Número de partículas finais atacadas;
- F - Percentagem acumulada de partículas afetadas;
- G - Peso inicial em gramas;
- H - Peso final em gramas;
- I - Diferença entre os pesos inicial e final;
- J - Percentagem acumulada em peso de material perdido.

Estão colocados ainda, para cada amostra ensaiada, observações efetuadas no decorrer dos ensaios.

Tabela 26

Ciclagem natural com os Arenitos Caiuá

Proveniência das amostras: local II

Tipo de rocha: Arenito Caiuá limonítico

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	23/342	50	26	24	48	2543	2465	78	3,07

 $1\frac{1}{2} > \phi > 1''$ $(3,81 > \phi > 2,54 \text{ cm})$

Maior perda de peso durante os 15 primeiros dias (12 g).

Amostras afetadas somente após 17 dias.

Bloco 22/318 1 0 1 100 8387 8332 55 0,66

Amostra afetada após 287 dias. Maior perda de peso durante os 15 e 30 dias iniciais (10 e 17 g).

Bloco 23/330 2 0 2 100 10330 10155 175 1,69

Amostras afetadas após 19 dias. Maior perda de peso após 193 dias (67 g).

Tabela 27

Ciclagem natural com os Arenitos Caiuá

Proveniência das amostras: local I

Tipo de rocha: Arenito Caiuá limonítico

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	22/318	50	23	27	54	2910	1512	1398	48,04

 $1\frac{1}{2} > \phi > 1''$ $(3,81 > \phi > 2,54 \text{ cm})$

Amostras afetadas a partir de 106 dias. Maior perda de material durante o 3º ciclo (após 45 dias), ou seja 213 g.

Bloco 22/326 1 0 1 100 21500 20408 1092 5,08

Maior perda de material após 17 ciclos (251 dias), igual a 175 g. Amostras afetadas após 12 ciclos (176 dias).

Bloco 22/329 1 0 1 100 29200 26640 2560 8,77

Maior perda de material durante o 1º ciclo (15 dias), igual a 500 g. Amostras afetadas após os 3 primeiros ciclos (45 dias).

Tabela 32

Ciclagem água-estufa com os Arenitos Caiuá

SR-3

Profundidades

13,42 a 14,20

227,60 a 226,82 (1) (2)

22,70 a 24,43

218,32 a 216,59 (3) (4) (5) (6) (7)

32,40 a 34,54

208,62 a 206,48 (8) (9) (10) (11)

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
3 > ϕ > 2"	78/124	6	0	6	100	2026,30	1554,80	471,50	23,27(1)
(7,62 > ϕ > 5,08cm)									

Amostras afetadas após os 12 primeiros ciclos. Maior perda de peso após os 78 ciclos (124 dias), igual a 172,70 g.

1 > ϕ > 1/2"	78/124	122	0	122	100	839,40	212,30	627,10	74,71(2)
(1,27 > ϕ > 0,95cm)									

Amostras afetadas após os 12 primeiros ciclos. Maior perda de peso (186,60 g) também nesse período).

3 > ϕ > 2"	6/8	5	0	5	100	1972,70	0	1972,70	100 (3)
(7,62 > ϕ > 5,08cm)									

Durante as 13 primeiras horas de imersão, observou-se perda de 1692,50 g.

2 > ϕ > 1"	78/124	31	0	31	100	1497,50	214,30	1283,20	85,59(4)
(5,08 > ϕ > 2,54cm)									

Amostras afetadas desde os 12 primeiros ciclos (19 dias). Maior perda de peso também nesse período, equivalente a 1075,70 g.

1 > ϕ > 1/2"	36/57	135	0	135	100	1007,10	0,00	1007,10	100 (5)
(2,54 > ϕ > 1,27cm)									

Amostras afetadas desde os 6 primeiros ciclos (8 dias). Maior perda de peso (982,10 g) também neste período.

1/2 > ϕ > 3/8"	36/57	-	-	-	-	519,60	0,00	519,60	100 (6)
(1,27 > ϕ > 0,95cm)									

Amostras afetadas desde os 6 primeiros ciclos (8 dias). Maior perda de peso (515,20 g) também nesse período.

Tabela 32 - folha 2

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
3/8 >φ> ≠ 4	78/123	-	-	-	-	521,60	1,60	520,00	99,69(7)
(0,95>φ>0,47cm)									

Maior perda de peso (419,35 g) ocorrida durante o 1º ciclo (1 dia).

3 >φ> 2"	78/124	4	0	4	100	1995,50	414,60	1580,90	79,92(8)
(7,62>φ>5,08cm)									

Amostras afetadas desde os 12 primeiros ciclos (19 dias). Maior perda de peso também neste período, equivalente a 1396,50 g.

2 >φ> 1"	78/124	22	0	22	100	1499,50	319,90	1359,60	90,67(9)
(5,08>φ>2,54cm)									

Amostras afetadas desde o início, ou seja nos 1ºs ciclos (19 dias). Maior perda de peso (659,60 g) também nesse período.

1 >φ> 1/2"	78/124	90	0	90	100	1024,40	152,40	872,00	85,12(10)
(2,54>φ>1,27cm)									

Amostras afetadas desde o início (12 ciclos, 19 dias). Maior perda de peso (437,20 g) também nesse período.

1/2>φ>3/8"	78/124	-	-	-	-	534,80	28,50	506,30	94,67(11)
(1,27>φ>0,95cm)									

Maior perda de peso (414,70 g) durante os 12 primeiros ciclos (19 dias).

3/8>φ> ≠ 4	78/124	-	-	-	-	536,20	47,70	488,50	91,10(12)
(0,95>φ>0,47cm)									

Maior perda de peso (320,10 g) durante os 12 primeiros ciclos (19 dias).

Tabela 35

Ciclagem água-estufa com os Arenitos Caiuá

SR-6

Profundidades (m)

Altitudes (m)

9,00 a 12,00

228,36 a 225,36 (1) (2)

19,85 a 21,49

217,51 a 215,85 (3) (4)

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
3 > ϕ > 2'' (7,62 > ϕ > 5,08cm)	72/106	6	0	6	100	2025,90	1689,10	336,80	16,62(1)
1 > ϕ > 1/2'' (2,54 > ϕ > 1,27cm)	72/106	110	0	110	100	799,40	446,00	353,40	44,21(2)

3 > ϕ > 2'' 9/14 5 0 5 100 1972,70 0,0 1972,90 100 (3)
(7,62 > ϕ > 5,08cm)

Amostras totalmente desintegradas durante os 9 ciclos de duração do ensaio.

1 > ϕ > 1/2'' 72/106 94 0 94 100 1007,00 103,40 903,60 89,73(4)
(2,54 > ϕ > 1,27cm)

Amostras afetadas desde os 12 primeiros ciclos (19 dias). Maior perda de peso também neste período (869,20 g).

Tabela 36

Ciclagem água-estufa com os Arenitos Caiuã

SR-7

Profundidades (m)

Altitudes (m)

10,20 a 11,50

227,24 a 225,94 (1) (2)

21,60 a 23,15

215,84 a 214,29 (3) (4) (5) (6) (7)

29,71 a 31,27

207,73 a 206,17 (8) (9) (10) (11) (12)

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
3 > ϕ > 2" (7,62> ϕ >5,08cm)	72/106	5	0	5	100	2004,80	340,80	1664,00	83,0 (1)
2 > ϕ > 1" (5,08> ϕ >2,54cm)	72/106	39	0	39	100	1499,90	25,80	1474,10	98,28(2)
3 > ϕ > 2" (7,62> ϕ >5,08cm)	72/106	6	0	6	100	1610,80	566,00	1044,80	64,86(3)
2 > ϕ > 1" (5,08> ϕ >2,54cm)	72/106	27	2	25	95,59	1499,80	530,10	969,70	64,65(4)
1 > ϕ > 1/2" (2,54> ϕ >1,27cm)	72/106	75	9	66	88	1121,00	444,50	676,50	60,35(5)
1/2> ϕ >3/8" (1,27> ϕ >0,95cm)	72/106	-	-	-	-	456,20	71,60	384,60	84,30(6)
3/8> ϕ >≠4 (0,95> ϕ > cm)	72/106	-	-	-	-	531,20	82,40	448,80	84,49(7)
3 > ϕ > 2" (7,62> ϕ >5,08cm)	12/19	4	0	4	100	1939,50	0,0	1939,50	100 (8)
2 > ϕ > 1" (5,08> ϕ >2,54cm)	12/19	28	0	28	100	1451,80	0,0	1451,80	100 (9)
1 > ϕ > 1/2" (2,54> ϕ >1,27cm)	9/14	90	0	90	100	999,00	0,0	999,00	100 (10)
1/2> ϕ >3/8" (1,27> ϕ >0,95cm)	12/19	-	-	-	-	466,40	0,0	466,40	100 (11)
3/8> ϕ >=4 (0,95> ϕ >0,47cm)	19/38	-	-	-	-	501,70	0,0	521,70	100 (12)

Tabela 36 - folha 2

Todas as amostras foram afetadas desde o início dos ensaios.

No caso dos ensaios representados pelas linhas (8) (9) e (11), as amostras desintegraram-se totalmente após 12 ciclos (19 dias).

Amostras representadas pela linha (10), desintegraram-se totalmente após 9 ciclos (14 dias).

As representadas na linha (12) perderam maior peso (504,60 g) após 12 ciclos iniciais (19 dias).

Tabela 37

Ciclagem água-estufa com os Arenitos Caiuã

SR-8

Profundidades (m)

Altitudes (m)

14,60 a 15,65

227,02 a 225,97 (1) (2) (3)

28,72 a 30,32

212,90 a 211,30 (4)

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
3 > ϕ > 2"	60/95	8	0	8	100	1961,30	67,80	1893,50	96,64(1)
(7,62 > ϕ > 5,08cm)									
2 > ϕ > 1"	60/95	29	0	29	100	1571,70	210,90	1360,80	86,58(2)
(5,08 > ϕ > 2,54cm)									
1 > ϕ > 1/2"	60/95	93	0	93	100	942,30	7,60	942,30	99,19(3)
(2,54 > ϕ > 1,27cm)									
3 > ϕ > 2"	60/95	6	0	6	100	1955,80	1138,10	817,70	41,80(4)
(7,62 > ϕ > 5,08cm)									

Todas as amostras afetadas desde os 12 primeiros ciclos (19 dias) iniciais. Para a amostra representada na linha (1), a maior perda de peso (1404,10 g) deu-se também naquele período.

Para as amostras representadas nas linhas (2) e (3), as maiores perdas de peso deram-se também nos 12 primeiros ciclos (19 dias) e tiveram os valores de, respectivamente 1118,10 g e 840,50 g.

Para a amostra representada pela linha (4), a maior perda de peso deu-se após 24 ciclos iniciais (39 dias), no valor de 612,90 g.

FIG.14 - ENSAIO DE CICLAGEM NATURAL - Amostras provenientes do Local II

FIG.15 - ENSAIO DE CICLAGEM NATURAL - Amostras provenientes do Porto Rosano

FIG. 17 - ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA - Amostras provenientes do Local II

FIG.18 - ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA - Amostras provenientes do Local II

FIG.19- ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA - Amostras provenientes de Porto Rosano

FIG. 20- ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA
Sondagem SR-1 SR-2

FIG. 21 - ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA
Sondagem SR-3

FIG. 22 - ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA

Sondagem SR-4

FIG. 23 - ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA
Sondagem SR-5

FIG. 25 - ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA
Sondagem SR-7

FIG. 26 - ENSAIO DE CICLAGEM ÁGUA-ESTUFA
Sondagem SR-8

Considerações sobre os Ensaio de Ciclagem

Algumas conclusões são mais ou menos evidentes, a partir do exame das figuras números 14 a 26.

No que se refere à ciclagem natural com amostras provenientes do local II, nota-se que dos blocos de grandes dimensões foi mais sensível ao processo o maior deles, mas mesmo assim a perda total de material relativamente ao peso inicial foi da ordem de 1,6%. A amostra de menor granulometria ($1\frac{1}{2}'' > \phi > 1''$ ou $3,81 > \phi > 2,54\text{cm}$) perdeu cerca de 3% de seu próprio peso, durante o processo.

Para as amostras provenientes do local I, a tendência foi a mesma. Porém, para blocos de grandes dimensões, foi de cerca de 8% e para as amostras de pequenas dimensões, quase 50%. Essa diferença de comportamento entre exemplares dos dois locais explica-se pelo fato das primeiras terem sofrido processos de ferruginização secundária.

Quanto à ciclagem acelerada água estufa as amostras provenientes do primeiro local comportam-se mais ou menos aleatoriamente; todavia, a tendência é de uma maior perda de peso (1 a 6% entre 40 e 97 dias do início (24 e 60 ciclos). A perda total pode ser considerada pequena, correspondente a até 6% do peso inicial. A ferruginização secundária é responsável por esse comportamento. A influência da granulometria é grande, sendo mais sensíveis à ciclagem os exemplares de frações granulométricas menores, mas há casos em que se nota o contrário. As amostras de dimensões muito pequenas são extremamente mais sensíveis, perdendo entre 16 e 46% do peso inicial.

Nas amostras do local I, há uma evidente influência da granulometria no processo. Exemplares maiores ($3'' > \phi > 2''$ ou $7,62 > \phi > 5,08\text{ cm}$) são menos cicláveis que os menores ($\neq 4 > \phi > \neq 16$ ou $0,47 > \phi > 0,12\text{ cm}$), porém a perda de peso para todas as amostras é significativa, variando de pouco mais de 75 a 100%. Observou-se que as maiores perdas de peso (de 55 a 85%) acontecem até os 40 primeiros dias (24 ciclos) para um total de 116 dias (72 ciclos).

Relativamente às amostras de sondagens, o que se nota é que, no geral, elas ciclaram-se violentamente no primeiro terço ou até a metade do período de ciclagem correspondente, com grande perda de peso. Não se notou praticamente a influência do cimento limonítico ou limonítico-carbonático ou da profundidade no processo, a não ser em alguns casos isolados, onde

uma maior resistência à desagregação é devida, como já nos referimos, à ferruginização secundária. O que se pode finalmente deduzir quanto aos ensaios de ciclagem natural e água estufa com os Arenitos Caiuá é o seguinte:

a) A influência da granulometria é muito sensível quando se trata da comparação entre exemplares grandes (tamanho de blocos) com os da ordem de polegadas. Acredita-se que, sendo o processo de desagregação dos arenitos pela destruição do cimento ou matriz argilosa função do tempo e das possibilidades de ataque da água, parece óbvio que os blocos de grandes dimensões opõem uma sensível dificuldade à ação da água. A duração do ensaio de ciclagem natural, no que se refere aos blocos, se fosse maior talvez fornecesse dados importantes sobre a possível aceleração do processo, depois de determinado tempo, quando fosse facilitado o trabalho de percolação da água.

b) Entende-se que os ensaios de ciclagem natural sejam mais confiáveis na interpretação do comportamento da rocha, por representarem eles próprios o trabalho real dos agentes intempéricos. Os ensaios de ciclagem acelerada são bastante úteis porém seus resultados são de difícil correlação com o comportamento natural da rocha, mesmo para aplicações onde ela esteja sujeita a ciclos severos de umedecimento e secagem, como no caso de um enrocamento na zona de oscilação do nível do reservatório.

c) A influência do cimento carbonático na resistência dos arenitos parece ser menos sensível do que a influência de produtos de limonitização secundária acrescentados ao maciço.

Ensaio mecânicos

Resistência ao Impacto Treton

Para os materiais do local II, foram realizados dois ensaios "in natura", 4 para amostras anteriormente submetidas a ciclagem com extrator Soxhlet, e 3 com amostras submetidas preliminarmente à ciclagem água-estufa.

Relativamente às amostras do local I, foi realizado 1 ensaio com material "in natura", 4 ensaios com material anteriormente submetido à ciclagem no extrator Soxhlet e 1 com material preliminarmente submetido à ciclagem água-estufa. Cada amostra considerada foi composta de 20 fragmentos.

Nas tabelas números 38 a 51, pode-se observar os resultados dos ensaios no aparelho Treton, valendo para os mesmos as seguintes convenções:

P_i = Peso inicial, em gramas

P_s = Peso após secagem em estufa, em gramas

P_f = Peso final, após ensaio, retido na peneira 12, em gramas

T = Resistência ao Impacto Treton

Material: Arenito Caiuã limonítico

Procedência: local II

Faixa granulométrica: $3/4 > \phi > 1/2''$ ($1,90 > \phi > 1,27$ cm)

Tabela 38

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Material "in natura"

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	146,14	147,13	149,78
P_s	145,48	146,50	149,00
P_f	27,33	24,66	24,38
T	81,21	83,17	83,67
$\bar{x}$ (média)	82,67		

Tabela 39

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Material "in natura"

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	157,41	163,80	140,20
P_s	156,90	163,50	139,80
P_f	25,55	28,87	22,07
T	83,72	82,37	84,21
$\bar{x}$ (média)	83,43		

Tabela 40

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P _i	91,32	114,90	-
P _s	90,81	114,29	-
P _f	10,09	14,23	-
T	88,89	87,55	-
$\bar{x}$ (média)		88,22	

Amostras submetidas a 100 ciclos de ciclagem acelerada com extrator Soxhlet.

Tabela 41

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P _i	100,33	105,27	-
P _s	97,12	104,69	-
P _f	12,20	12,70	
T	87,44	87,87	
$\bar{x}$ (média)	87,66		

Amostras submetidas a 100 ciclos de ciclagem acelerada com extrator Soxhlet.

Tabela 42

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas a 100 ciclos de ciclagem acelerada com extrator Soxhlet.

	1º ensaio	2º ensaio
P _i	118,03	93,30
P _s	117,20	92,78
P _f	17,27	9,80
T	85,26	89,44
$\bar{x}$ (média)	87,35	

Tabela 43

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas a 100 ciclos de ciclagem acelerada com extrator Soxhlet.

	1º ensaio	2º ensaio
P_i	117,57	96,05
P_s	116,90	95,60
P_f	16,52	9,40
T	85,87	90,17
$\bar{x}$ (média)	88,02	

Tabela 44

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas ao ensaio de ciclagem acelerada água-estufa com a duração de 72 ciclos

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	124,40	122,55	137,45
P_s	123,70	121,85	136,70
P_f	21,70	17,80	22,90
T	82,46	85,39	83,25
$\bar{x}$ (média)		83,70	

Tabela 45

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas a 72 ciclos de ciclagem acelerada água-estufa

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	120,35	138,30	129,10
P_s	119,50	137,40	128,30
P_f	19,00	26,20	20,10
T	84,10	80,93	84,33
$\bar{x}$ (média)		83,12	

Tabela 46

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuá

Amostras submetidas a 72 ciclos de ciclagem acelerada água-estufa.

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	126,65	125,75	118,60
P_s	125,90	125,10	117,90
P_f	19,60	19,00	14,20
T	84,43	84,81	87,96
$\bar{x}$ (média)	85,73		

Material: Arenito Caiuá limonítico

Procedência: local I

Faixa granulométrica: $3/4 > \phi > 1/2''$ ($1,90 > \phi > 1,27$ cm)

Tabela 47

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuá

Material "in natura"

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	132,80	148,22	157,50
P_s	132,11	147,37	156,79
P_f	0,00	0,27	0,12
T	100,00	99,82	99,92
$\bar{x}$ (média)	99,91		

Tabela 48

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas preliminarmente a 100 ciclos de ciclagem acelerada com extrator Soxhlet.

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	93,60	84,90	89,60
P_s	92,00	83,00	87,50
P_f	3,50	1,70	1,55
T	96,20	97,95	98,23
$\bar{x}$ (média)	97,46		

Tabela 49

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas a 100 ciclos de ciclagem acelerada água-estufa.

	1º ensaio	2º ensaio
P_i	109,00	113,20
P_s	105,90	110,70
P_f	4,20	3,20
T	96,03	97,11
$\bar{x}$ (média)	96,57	

Tabela 50

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas preliminarmente a 100 ciclos de ciclagem acelerada no extrator Soxhlet.

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	89,00	74,10	89,00
P_s	86,70	12,00	85,60
P_f	2,15	1,00	2,05
T	97,52	98,61	97,61
$\bar{x}$ (média)	97,91		

Tabela 51

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas preliminarmente a 100 ciclos de ciclagem acelerada no extrator Soxhlet.

	1º ensaio	2º ensaio	3º ensaio
P_i	94,60	78,50	66,90
P_s	92,20	76,00	64,80
P_f	3,40	1,10	0,45
T	96,31	98,55	99,30
$\bar{x}$ (média)		98,05	

Tabela 52

Resistência ao impacto Treton com os Arenitos Caiuã

Amostras submetidas preliminarmente a 72 ciclos de ciclagem acelerada água-estufa.

	1º ensaio	2º ensaio
P_i	104,60	98,10
P_s	103,65	97,15
P_f	5,50	2,00
T	94,69	97,94
$\bar{x}$ (média)	96,32	

Considerações relativas aos ensaios de resistência ao impacto Treton

Naturalmente a situação ideal para um determinado material sob as condições do ensaio em questão, é que os resultados obtidos sejam os mais baixos possíveis. Nota-se que os valores obtidos nunca são menores que 80%, sendo que aqueles relativos aos materiais provenientes da amostragem realizada no local II indicam materiais de qualidade um pouco melhor que os valores referentes aos materiais do local I. Este fato já havia sido verificado por ensaios de ciclagem, e sua explicação já foi exposta, mas que todavia não chega a se constituir numa indicação de que o material se-

ja consideravelmente muito melhor que o do local I. Pode-se verificar que os resultados obtidos com os arenitos do local I estão acima dos 90%, o que demonstra o comportamento exposto.

Outra evidência a partir dos ensaios, é que os resultados da resistência ao impacto Treton sofre pouca influência do fato de o material ter sido ensaiado "in natura", após ciclagem acelerada com extrator Soxhlet ou água-estufa.

Ruiz (1966) tabulou valores de ensaios realizados com vários tipos de rochas do estado de São Paulo, incluindo gnaisses, granitos, granulitos, e algumas sedimentares como calcários, dolomitos e inclusive arenito Botucatu. Desse trabalho pode-se verificar que os valores de resistência ao impacto para tais rochas está sempre abaixo de 40%. O arenito Botucatu apresenta resistência da ordem de 23,1%. Através dessa comparação, com provamos o comportamento insatisfatório dos Arenitos Caiuã ao impacto Treton, considerando-se as especificações adotadas nesta série de ensaios.

Resistência à Abrasão Los Angeles

A tabela número 53, refere-se aos ensaios realizados com amostras provenientes de amostragem feita no local II, tendo sido efetuados 2 ensaios com amostras "in natura" e 2 com amostras preliminarmente submetidas a ciclagem acelerada água-estufa.

A tabela número 53, refere-se aos ensaios com amostras do local I, realizados na condição "in natura".

Material: Arenito Caiuã limonítico

Procedência: local II

Tabela 53

Resistência à abrasão Los Angeles do Arenito Caiuã

	P_i	P_f	A
Amostra 1	10081	6559	34,94 (a)
Amostra 2	10081	1905	81,10 (b)
Amostra 3	10078	6690	33,62 (c)
Amostra 4	10078	2140	78,77 (d)

Tabela 53 - folha 2

- (a) - Resultado após 200 resoluções da carga abrasiva sobre a amostra. Material "in natura".
- (b) - Idem após 1000 resoluções. Material "in natura".
- (c) - Resultado após 200 resoluções. Amostras submetidas preliminarmente a 4 meses de ciclagem acelerada água-estufa.
- (d) - Resultado após 1000 resoluções. Amostras submetidas preliminarmente a 4 meses de ciclagem acelerada água-estufa.

Tabela 54

Resistência à abrasão Los Angeles do Arenito Caiuã

Material: Arenito Caiuã limonítico

Proveniência: local I

	P_i	P_f	A
Amostra 1	10140	53	99,48 (a)
Amostra 2	10140	0,0	100,00 (b)

- (a) - Resultado após 200 revoluções. Material "in natura".
- (b) - Resultado após 1000 revoluções. Material "in natura".

Comentários sobre os ensaios de abrasão Los Angeles

A exemplo dos ensaios de impacto Treton, os materiais de comportamento satisfatório nos ensaios de abrasão são aqueles que apresentaram, após os resultados, baixos valores da relação que quantifica a perda de material durante os referidos ensaios.

Usando ainda os dados oferecidos por Ruiz (1966), podemos verificar que as rochas por ele ensaiadas apresentaram valores de A entre 11,5% (basalto acidificado de Pirajú) até 62,1% (granulito de Caraguatatu-ba), sendo que o arenito Botucatu, da serra do mesmo nome revela valores de 33,9%.

Analisando as tabelas correspondentes aos ensaios com os Arenitos Caiuã, notamos que aquelas provenientes da amostragem feita no local II apresentam resultados dos ensaios à abrasão com grande dispersão. O material ensaiado nas condições "in natura" revela que evidentemente o desgaste é maior de acordo com o número de voltas com a carga abrasiva, porém o material ciclado após 4 meses apresenta valores que parentemente fazem julgar que a ciclagem não os teria afetado, mas tão somente o maior número de revoluções do equipamento tenha o responsável pelas discrepâncias dos valores.

As amostras provenientes do local I apresentaram valores muito mais altos que os do ponto de amostragem anterior, e muito provavelmente devido às mesmas razões que influenciaram os diferentes valores obtidos no ensaio de impacto Treton.

Ensaio de compressão simples axial e deformabilidade

As amostras escolhidas para tais ensaios foram aquelas pertencentes ao conjunto 3 de amostras. Foram recolhidas principalmente próximas à cota 228 e próximas ao limite dos diferentes tipos de arenitos: com cimento limonítico e com cimento limonítico e carbonático.

De uma maneira geral, os corpos de prova ensaiados foram segundo 2 a 3 ciclos de carga-descarga, definidos em 20, 40 e 60 kg/cm² de tensão normal, e em seguida carregadas até a ruptura. Para algumas das amostras foi omitido o 3º ciclo, já que foi avaliada com muito baixa e resistência à compressão das mesmas. A velocidade de aplicação das cargas foi aproximadamente igual a 10 kg/cm²/min.

Para alguns corpos de prova foram respeitados tempos de espera de 10 minutos somente no último ciclo. Para outros, esse tempo foi considerado no final das cargas e das descargas para todos os ciclos.

Essa sistemática visou a detecção de eventuais comportamentos anelásticos do material ensaiado (Mello Mendes, 1968).

As deformações foram medidas para cada intervalo de 10 kg/cm² de carga.

As amostras foram ensaiadas secas, tendo sido depositadas na câmara seca após permanência de 24 horas em estufa à temperatura de 100 ± 10°C. Esta imposição foi observada devido à constatação da decomposição

completa da maioria das amostras em presença de água, facilmente verificável nos ensaios de ciclagem água-estufa. Anteriormente à referida secagem, elas estiveram estocadas durante um período de 1 ano e meio.

Os valores do Módulo de Elasticidade Secante (E_s), foram obtidos a partir da média aritmética dos valores correspondentes à cada ciclo, e utilizando os pares de valores correspondentes aos pontos de início e término de cada ciclo. Para algumas amostras, foram desprezados os ciclos com tensão de 20 kg/cm^2 no cálculo do E_s , pelo fato destes ciclos se destinarem a promover uma melhor adaptação do corpo de prova ao equipamento de aplicação das cargas.

Verificou-se que a velocidade de carregamento utilizada nos ensaios esteve abaixo de certos limites dentro dos quais a influência da mesma pode ser considerada desprezível. Isto conduz a que se possam esperar valores mais altos, seja para σ_{rup} como para E_s .

Na tabela número 55, estão relacionadas algumas características das amostras e dos ensaios realizados.

Comentários quanto à compressão simples e deformabilidade

As rochas comportam-se, quando à deformação, geralmente de uma maneira anelástica. Quer dizer que somente dentro de determinados intervalos de carregamento e desde que se admitam certas aproximações é que o seu comportamento é caracteristicamente elástico, ou seja, obedece à lei de Hooke que estabelece a proporcionalidade entre as tensões e as deformações.

Assim é que, quando se ensaiam corpos de prova de rocha, os resultados podem ser representados por gráficos como o da figura número 27. Nele verifica-se que é possível constatar-se a proporcionalidade entre as tensões e as deformações apenas numa primeira região de carregamento, ou seja para tensões variando desde 0 (zero) até um determinado valor σ_B .

Ainda assim, a proporcionalidade referida é verificada apenas no carregamento, pois, tão logo se inicia a descarga, após ter-se atingido um determinado valor σ_A da tensão, aquela não se realiza numa linha que coincida com a do carregamento original (OA), mas sim segundo a AA', que configura uma deformação residual OA', a qual poderá anular-se após algum tempo.

Se atingida a tensão σ_A ela for mantida por certo tempo, a defor

Tabela 55

Ensaio de compressão simples e deformabilidade
dados dos corpos de prova ensaiados

Amostra número Sondagem número	Corpo de Prova número	Profundida de (m)	Massa Especí fica Aparen- te Seca Média γ_{as} (g/cm ³)	Porosidade Aparente Média Pa (%)	Absorção D'Água Média Ab(%)	Módulo de Elasticida- de Secante (Es) (Kg/cm ²)	Tensão de Ruptura (σ_{rup}) (Kg/cm ²)	$\frac{E_{40}}{\sigma_{rup}}$
16 (L) SR-3		13,42 a 14,20	1,84	26,82	14,57	$E_1 =$ $E_2 = 66.000$ $E_3 =$	69	956
18 (L) SR-3		24,88 a 25,04	-	-	-	$E_1 = 62.300$ $E_2 = 63.500$ $E_3 = 72.000$	129	492
19 (L) SR-3		27,65 a 27,87	2,14	25,63	11,95	$E_1 = 20.450$ $E_2 = 18.650$ $E_3 = 18.250$	128	145
20 (LC) SR-3		32,40 a 34,54	2,19	15,22	6,94	$E_1 =$ $E_2 = 115.940$ $E_3 = 113.000$	237	489
22 (L) SR-4		17,30 a 18,65	1,74	26,53	15,56	$E_1 = 48.300$ $E_2 = 47.900$ $E_3 = 56.350$	113	423

Tabela 55 - folha 2

Amostra número Sondagem número	Corpo de Prova número	Profundida de (m)	Massa Especí fica Aparen- te Seca Média γ_{as} (g/cm ³)	Porosidade Aparente Média Pa (%)	Absorção D'Água Média Ab (%)	Módulo de Elasticida- de Secante (Es) (Kg/cm ²)	Tensão de Ruptura (σ_{rup}) (Kg/cm ²)	$\frac{E_{40}}{\sigma_{rup}}$
23 ⓐ SR-4	2	28,30 a 29,95	1,98	21,25	10,74	$E_1 =$ $E_2 = 27.850$ $E_3 =$	56	497
23 ⓐ SR-4	2A	28,30 a 29,95	-	-	-	$E_1 =$ $E_2 = 31.800$ $E_3 =$	60	530
23 ⓐ SR-4	2B	28,30 a 29,95	-	-	-	$E_1 =$ $E_2 = 13.950$ $E_3 =$	77	181
25 ⓐ SR-5		11,74 a 11,90	-	-	-	$E_1 = 45.550$ $E_2 = 43.250$ $E_3 =$	96	450
26 ⓐ SR-5		17,36 a 18,62	1,68	34,23	20,46	$E_1 =$ $E_2 = 71.800$ $E_3 = 67.500$	91	789

Tabela 55 - folha 3

Amostra número Sondagem número	Corpo de Prova número	Profundida de (m)	Massa Especí fica Aparen- te Seca Média γ_{as} (g/cm ³)	Porosidade Aparente Média Pa (%)	Absorção D'Água Média Ab(%)	Módulo de Elasticida- de Secante (Es) (Kg/cm ²)	Tensão de Ruptura (σ_{rup}) (Kg/cm ²)	$\frac{E_{40}}{\sigma_{rup}}$
27 (LC) SR-5	2	20,91 a 22,20	-	-	-	$E_1 =$ $E_2 = 11.000$ $E_3 =$	88	125
27 (LC) SR-5	2A	20,91 a 22,20	-	-	-	$E_1 = 30.160$ $E_2 = 37.900$ $E_3 = 44.900$	120	316
28 (LC) SR-5	2	31,88 a 33,00	2,19	16,24	7,47	$E_1 =$ $E_2 = 86.000$ $E_3 = 74.000$	249	345
28 (LC) SR-5	2A	31,88 a 33,00	2,19	-	-	$E_1 =$ $E_2 = 112.360$ $E_3 = 109.900$	337	333
29 (L) SR-6		9,00 a 10,20	1,80	26,68	14,78	$E_1 = 77.200$ $E_2 = 83.500$ $E_3 = 82.400$	140	596

Tabela 55 - folha 4

Amostra número Sondagem número	Corpo de Prova número	Profundida de (m)	Massa Especí fica Aparen te Seca Média γ_{as} (g/cm ³)	Porosidade Aparente Média Pa (%)	Absorção D'Água Média Ab (%)	Módulo de Elasticida de Secante (Es) (Kg/cm ²)	Tensão de Ruptura (σ_{rup}) (Kg/cm ²)	$\frac{E_{40}}{\sigma_{rup}}$
30 (LC) SR-6		19,85 a 21,49	-	-	-	$E_1 =$ $E_2 = 59.000$ $E_3 = 57.300$	102	578
31 (LC) SR-6		21,72 a 22,00	2,11	22,10	10,79	$E_1 = 36.800$ $E_2 = 38.950$ $E_3 = 44.600$	107	364
34 (LC) SR-7		16,77 a 16,94	-	-	-	$E_1 = 34.000$ $E_2 = 41.050$ $E_3 = 46.950$	72	570
35 (LC) SR-7		21,60 a 23,15	2,08	19,98	9,70	$E_1 =$ $E_2 = 38.700$ $E_3 = 34.900$	115	336
36 (LC) SR-7	02	29,71 a 31,27	1,99	23,17	11,69	$E_1 =$ $E_2 = 64.900$ $E_3 = 60.400$	197	329

Tabela 55 - folha 5

Amostra número Sondagem número	Corpo de Prova número	Profundida de (m)	Massa Especí fica Aparen- te Seca Média γ_{as} (g/cm ³)	Porosidade Aparente Média Pa (%)	Absorção D'Água Média Ab (%)	Módulo de Elasticida- de Secante (Es) (Kg/cm ²)	Tensão de Ruptura (σ_{rup}) (Kg/cm ²)	$\frac{E_{40}}{\sigma_{rup}}$
36 LC SR-7	02A	29,71 a 31,27	-	-	-	$E_1 =$ $E_2 = 55.000$ $E_3 = 47.950$	175	314
38 LC SR-8		28,72 a 30,32	2,34	11,96	5,11	$E_1 =$ $E_2 = 74.350$ $E_3 = 66.650$	210	354
15 L SR-2		16,42 a 17,81	1,91	22,51	11,80	$E_1 =$ $E_2 = 87.500$ $E_3 = 92.150$	169	517
13 L SR-1		9,68 a 10,67	1,83	23,48	12,83	$E_1 =$ $E_2 = 10.650$ $E_3 =$	54	197

E_1 = Módulo de Elasticidade Secante para $\sigma = 20 \text{ kg/cm}^2$.

E_2 = Módulo de Elasticidade Secante para $\sigma = 40 \text{ kg/cm}^2$.

E_3 = Módulo de Elasticidade Secante para $\sigma = 60 \text{ kg/cm}^2$.

(L) = Cimento limonítico.

(LC) = Cimento limonítico e carbonático.

FIG. 27 - CURVAS GENÉRICAS TENSÕES X DEFORMAÇÕES, PARA ROCHAS
(APUD MELO MENDES, MOD.).

mação crescerá concomitantemente, podendo ou não estabilizar-se num determinado valor representado pelo ponto A_1 ; se houver aí o descarregamento, a deformação residual correspondente é OA_1' que nem sempre é totalmente anulada.

Após atingida a tensão σ_B , a curva tensões-deformações passa a ter sua inclinação diminuída, adquirindo aspectos que cada vez mais descaracterizam a proporcionalidade entre as tensões e as respectivas deformações até atingir-se a ruptura, no ponto D.

Para valores maiores que σ_B , a descarga das tensões como um ponto C, é representada por uma linha tanto mais afastada de OAC quanto maior for a tensão σ_C , correspondente a esse ponto. Aumentando-se o valor de σ_C vão crescer as deformações cc_1 , que passam a ocorrer sob tensão constante, e as frações irreversíveis das deformações residuais oc_1' , que se manifestam no final do descarregamento que se segue a essas deformações sob carga constante. Diz-se que neste momento, foi atingido o limite clástico da rocha, ou seja, as deformações são permanentes mesmo depois da descarga total, e o material encontra-se na fase plástica.

Observa-se, todavia, que o modelo genérico descrito das curvas representativas da deformabilidade das rochas, pode variar em função de seu estado de sanidade ou das peculiaridades intrínsecas de seus padrões estruturais. O fechamento progressivo das descontinuidades e as rupturas das ligações tênues entre os grãos originarão curvas com a concavidade no sentido dos σ crescentes. O consequente aumento do módulo de deformabilidade graças à ultrapassagem da fase anterior, e o início da microfissuração posterior com consequente aumento das deformações transversais, alteram a forma da curva, conduzindo a diferentes valores do módulo de deformabilidade para cada condição citada, e cuja consideração será determinada pela particular situação enfrentada.

Levando-se em consideração o que foi exposto e examinando-se os gráficos $\sigma \times E$ resultantes dos ensaios efetuados com os Arenitos Caiuã (Figuras números 28 a 49), conclui-se:

a) É possível correlacionar os valores de σ_{rup} com os dos módulos de deformabilidade secante (E_s) para 20, 40 e 60 Kg/cm^2 . De uma maneira geral, quanto maior as tensões de ruptura (σ_{rup}), tanto maiores os E_s . Ocorrem, no entanto, exceções, como no caso das amostras 7, 12, 16 e 20, para as quais, altos valores de σ_{rup} correspondem E_s menores ou por volta de 50.000 kg/cm^2 .

FIG.28 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO
 SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 16

FIG. 29 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 18.

FIG. 30 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 20

FIG. 31 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 22.

FIG. 32 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 23, CORPO DE PROVA Nº 2

FIG. 33 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 23, CORPO DE PROVA Nº 2A

FIG. 34 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 23, CORPO DE PROVA Nº 2B

FIG. 35 -- ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 25.

FIG. 36 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 26.

FIG. 37 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES
COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 27, CORPO DE PROVA Nº 2

FIG. 38 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 27, CORPO DE PROVA Nº 2A

FIG. 39 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 28, CORPO DE PROVA Nº 2

FIG. 40 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 28, CORPO DE PROVA Nº 2A

FIG. 41 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 29.

FIG. 42 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 30.

FIG. 43 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 31

FIG. 44 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 34.

FIG. 45 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 35 .

FIG. 46 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ AMOSTRA Nº 36 , CORPO DE PROVA Nº 2

FIG. 47 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 38 .

FIG. 48 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 15 , CORPO DE PROVA Nº 2

FIG. 49 - ENSAIOS DE DEFORMABILIDADE E COMPRESSÃO SIMPLES COM ARENITO CAIUÁ - AMOSTRA Nº 26 .

b) Para as amostras ensaiadas, os maiores valores de E_s ou σ_{rup} correspondem a amostras coletadas nos níveis 204 a 218. As exceções correspondem às amostras de números 22, 25 e 29, coletadas às altitudes 222,00, 226,00 e 228,00 m, que revelaram valores de E_s por volta de ou bastante acima de 45.000 Kg/cm^2 .

c) Os arenitos limoníticos mostram baixos valores de E_s , em geral menores que 50.000 Kg/cm^2 , chegando até um valor mínimo de cerca de 10.000 Kg/cm^2 (amostras 19 e 13).

d) De uma maneira geral, o comportamento quando à deformabilidade ou resistência dos arenitos com cimento carbonático é mais satisfatória do que a dos arenitos com cimento limonítico.

e) Para os ensaios com cimento carbonático, há uma tendência a apresentarem propriedades mecânicas melhores em função de sua maior profundidade.

Procurou-se ainda correlacionar o E_s e σ_{rup} com massa específica aparente (γ_a), porosidade aparente (P_a) e absorção d'água (Ab) (Figuras números 50 a 55). Os resultados são os que se seguem:

a) Os maiores valores obtidos de E_s referem-se a exemplares de arenitos com cimento carbonático. Porém, arenitos limoníticos podem apresentar valores mais altos que os dois primeiros tipos. Quando à resistência, a correlação entre σ_{rup} e γ_a é bem mais clara no sentido de quanto maior σ_a maior γ_{rup} .

b) Quanto à absorção Ab há uma manifesta tendência de que quanto menor o seu valor maior o E_s , sendo que os exemplares que assim se comportam são em geral, os arenitos com cimento carbonático. A mesma tendência se verifica para o σ_{rup} .

c) No que se refere à porosidade aparente P_a , vê-se que os arenitos com maiores E_s e σ_{rup} são os menos porosos, e genericamente, também os de cimento carbonático.

d) Não foi possível correlacionar com precisão a influência da porosidade no comportamento das curvas obtidas nos ensaios de deformabilidade. Observa-se que, para algumas amostras, as curvas têm a concavidade ligeiramente voltada em direção aos σ crescentes, o que leva a suspeitar que, nesses casos, nos primeiros momentos da compressão verificou-se uma diminuição da porosidade.

e) Nota-se que, para algumas amostras, a deformação residual ϵ_r

FIG. 50 - CORRELAÇÃO ENTRE γ_{as} (MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA) E A RUPTURA NO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES (Grup) PARA VÁRIOS EXEMPLARES DE ARENITOS CAIUÁ.

FIG. 51 - CORRELAÇÃO ENTRE γ_{as} (MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA) E E_{40} (MÓDULO DE DEFORMABILIDADE SECANTE PARA $G = 40 \text{ Kg/cm}^2$) PARA VÁRIOS EXEMPLARES DE ARENITOS CAIUÁ.

FIG. 52 - CORRELAÇÃO ENTRE A POROSIDADE APARENTE (P_a) E A RUPTURA NO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES (G_{rup}) PARA VÁRIOS EXEMPLARES DE ARENITOS CAIUÁ.

FIG.53 - CORRELAÇÃO ENTRE P_a (POROSIDADE APARENTE) E E_{40} (MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE) PARA $G = 40 \text{ Kg/cm}^2$) PARA VÁRIOS EXEMPLARES DE ARENITOS CAIUÁ.

FIG.54 - CORRELAÇÃO ENTRE A ABSORÇÃO D' AGUA (Ab) E A RUPTURA NO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES (G_{rup}) PARA VÁRIOS EXEMPLARES DE ARENITO CAIUÁ.

FIG.55 - CORRELAÇÃO ENTRE Ab (ABSORÇÃO D' ÁGUA) E E_{40} (MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE) PARA $G_s 40 \text{ Kg/cm}^2$) PARA VÁRIOS EXEMPLARES DE ARENITOS CAIUÁ.

sultante do primeiro ciclo de carregamento (20 Kg/cm^2) foi bastante significativa, resultando em baixos valores do módulo de deformabilidade para tal condição, o que significa não haver proporcionalidade entre as tensões e deformações correspondentes. As rupturas aconteceram anteriormente à fase plástica, sendo que esta, muito provavelmente, não tenha sido jamais atingida.

Ensaio triaxiais com os arenitos Caiuã

O material para esses ensaios pertence ao conjunto 1 de amostras, e foi representado pelo Arenito Caiuã limonítico recolhido da escavação vista nas fotos 2, 3, 4, 5 e 6.

As dimensões dos corpos de prova obedeceram às normas usuais, ou seja a altura era aproximadamente 2,5 vezes o diâmetro. Procurou-se fazer com que a estratificação ficasse perpendicular ao eixo do corpo de prova.

As amostras foram ensaiadas em 4 condições diferentes no que se refere à sua umidade correspondentes a 4 séries, como se segue:

Série A - Na umidade natural;

Série B - Após imersão por 24 horas a partir da umidade natural;

Série C - Após um período de 24 horas de secagem em estufa a 100°C , seguida de um período de 24 horas de saturação por imersão, a partir da umidade natural;

Série D - Após um período de 24 horas de secagem em estufa a 100°C , a partir da umidade natural.

A velocidade de carregamento axial foi da ordem de 25 Kg/min .

O ângulo de atrito interno (ϕ) e a coesão (c) do material ensaiado foram obtidos a partir da teoria clássica de resistência das rochas de Coulomb, procurando-se traçar as envoltórias mais adequadas e calculando-se analiticamente aqueles parâmetros.

Nas tabelas números 56 e 57 estão relacionados os índices físicos das amostras e os dados possibilitaram o cálculo dos parâmetros c e ϕ e o traçado das envoltórias e das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)$ deformação axial específica das figuras números 56 a 59.

Tabela 56

Ensaio de Compressão Triaxiais - Índices Físicos
Amostras pertencentes ao Conjunto 1

Série	Amostra número	Umidade Natural h (%)	Densidade Natural γ_{nat} (g/cm ³)	Absorção Ab (%)	Porosidade Aparente P _a (%)	Densidade Apar. Seca γ_s (g/cm ³)	Densidade dos Grãos (g/cm ³)	Porosidade Real P _r (%)	Índice dos Vazios e	Grau de Saturação G (%)
A	47	5,62	2,11	10,80	21,12	1,96	2,67	26,72	0,34	44,13
	49	6,00	2,14	9,90	19,65	1,98	2,66	25,38	0,32	49,88
B	51	11,02	2,10	10,92	20,95	1,92	2,66	27,90	0,41	71,50
	52	10,59	2,08	10,91	21,01	1,93	2,65	27,31	00,41	68,45
	53	9,80	2,12	10,48	20,56	1,96	2,65	25,92	0,37	70,19
	54	10,19	2,07	9,53	18,66	1,96	2,68	26,91	0,43	63,51
	56	10,32	2,06	10,74	20,67	1,93	2,66	27,65	00,42	65,36
	57	8,37	2,19	-	-	-	2,68	-	-	-
C	58	7,88	2,10	10,30	20,36	1,98	2,69	26,49	0,39	54,35
	59	8,49	2,16	9,81	19,39	1,98	2,69	26,51	0,35	65,25
	60	8,70	2,21	9,88	19,49	1,97	2,73	27,75	0,34	69,86
	61	8,46	2,17	10,22	19,99	1,96	2,67	26,69	0,34	66,44
	62	8,67	2,24	9,71	19,19	1,98	2,70	26,80	0,31	75,51

Obs: + 0 material desagregou durante a saturação.

As amostras 45, 46, 48, 50 e 55 não tiveram seus índices físicos determinados por terem sido contaminados pelo óleo da câmara de compressão.

Tabela 55 - folha 2

Série	Amostra número	Umidade Natural h (%)	Densidade Natural γ_{nat} (g/cm ³)	Absorção Ab (%)	Porosidade Aparente P_a (%)	Densidade Apar.Seca γ_s (g/cm ³)	Densidade dos Grãos (g/cm ³)	Porosidade Real P_r (%)	Índice dos Vazios e	Grau de Saturação G (%)
D	63	2,70	1,99	9,95	19,62	1,97	2,68	28,44	0,38	19,04
	64	2,62	1,96	9,75	19,32	1,98	2,65	25,24	0,39	17,80
	65	2,72	1,99	10,12	20,01	1,98	2,67	25,92	0,38	19,11
	66	2,51	2,00	9,73	19,31	1,98	2,69	26,23	0,38	17,77
	67	2,41	1,99	10,16	20,03	1,98	2,67	26,12	0,38	16,93
	68	2,36	2,00	9,88	19,55	1,98	2,67	25,86	0,37	17,03

Tabela 57

Ensaio de Compressão Triaxiais
Amostras pertencentes ao Conjunto 1

Série	Amostra número	σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm ²)	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kg ² /cm ²)	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kg ² /cm ²)	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}$ (kg ² /cm ⁴)	$\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)^2}{2}$ (kg ² /cm ⁴)	Deformação Axial Específica (%)	Parâmetros de Resistência
A	45	5	140,2	135,2	67,6	72,6	4907,8	5270,8	2,18	c = 14,6 kg/cm ² $\phi = 52^\circ$
	46	5	138,6	133,6	66,8	71,8	4796,2	5155,2	1,83	
	47	10	161,7	151,6	75,8	85,8	6503,6	7361,6	1,85	
	48	10	145,9	135,9	67,9	77,9	5289,4	6068,4	0,66	
	49	15	220,0	205,0	102,5	117,5	12043,7	13806,3	0,90	
	50	15	194,3	179,3	89,6	104,6	9372,2	10941,2	0,86	
B	51	5	115,2	110,2	55,1	60,1	3311,5	3612,0	2,01	c = 6,1 kg/cm ² $\phi = 55^\circ$
	52	5	102,6	97,6	48,8	53,8	2625,4	2894,4	1,70	
	53	10	168,2	158,2	79,1	89,1	7047,8	7938,8	1,80	
	54	10	104,7	94,7	47,3	57,3	2710,3	3283,3	2,25	
	55	15	100,1	85,1	42,5	57,5	2443,7	3306,3	0,43	
	56	15	158,2	143,2	71,6	86,6	6200,6	7499,6	1,64	

Tabela 57 - folha 2

Série	Amostra número	σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm ²)	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kg ² /cm ²)	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ (kg ² /cm ²)	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}$ (kg ² /cm ⁴)	$\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)^2}{4}$ (kg ² /cm ⁴)	Deformação Axial Específica (%)	Parâmetros de Resistência
C	57	5	61,6	56,6	28,3	33,3	942,4	1108,9	0,36	c = 3,6 kg/cm ² $\phi = 52^\circ$
	58	5	102,6	97,6	48,8	53,8	2625,4	2894,4	1,95	
	59	10	155,9	145,8	73,0	83,0	6059,0	6889,0	1,95	
	60	10	128,7	118,7	59,4	69,4	4122,4	4816,4	1,91	
	61	15	138,4	123,4	61,7	76,7	4732,4	5882,9	0,89	
	62	15	80,7	65,7	32,9	47,9	1575,9	2294,4	1,47	
D	63	5	153,0	148,0	74,0	79,0	5846,0	6241,0	1,96	c = 11,1 kg/cm ² $\phi = 55^\circ$
	64	5	101,1	96,1	48,0	53,0	2544,0	2809,0	0,65	
	65	10	192,9	182,9	91,5	101,5	9287,3	10302,3	2,30	
	66	10	179,4	169,4	84,7	94,7	8021,1	8968,1	1,75	
	67	15	187,8	172,8	86,4	101,4	8761,0	10282,0	2,32	
	68	15	210,4	195,4	97,7	112,7	11010,8	12701,0	1,85

FIG. 56 - ENSAIOS TRIAXIAIS COM O ARENITO CAIUÁ - ENVOLTÓRIAS DE MOHR.

FIG. 57- ENSAIOS TRIAXIAIS COM O ARENITO CAIUÁ-ENVOLTÓRIAS DE MOHR.

DEFORMAÇÃO AXIAL ESPECÍFICA ε (%) DEFORMAÇÃO AXIAL ESPECÍFICA ε (%)FIG. 58 - ENSAIOS TRIAXIAIS COM O ARENITO CAIUÁ - CURVAS $(\sigma_1 - \sigma_3)$

FIG. 59- ENSAIOS TRIAXIAIS COM O ARENITO CAIUÁ - CURVAS $(\sigma_1 - \sigma_3)$

Pode-se verificar que, para cada série de amostras ensaiadas a uma determinada umidade, foram considerados 6 corpos de prova a tensões σ_3 de 5, 10 e 15 Kg/cm².

Considerações sobre os ensaios triaxiais

Segundo Rocha (1971), a simulação das condições de solicitações triaxiais em rochas são geralmente realizados aplicando-se ao corpo de prova uma pressão lateral por meio de um líquido, e uma compressão axial. As pressões laterais (de confinamento) podem atingir os 500 Kg/cm², o que exige uma câmara triaxial constituída por cilindro de aço de parede espessa. As deformações transversais e longitudinais do corpo de prova podem ser medidas por meio de extensômetros, em geral elétricos. Alguns equipamentos permitem manter as pressões laterais e axiais constantes por longos períodos, o que possibilita o estudo do comportamento do corpo de prova sob fluência.

Os ensaios triaxiais põem em evidência a grande influência de pressão lateral sobre a deformabilidade e resistência das rochas. Verifica-se que, com o aumento da pressão hidrostática, aumentam os valores do módulo de deformabilidade e a resistência. No entanto, quando se trata de rochas bastante compactas, com valores da resistência à compressão da ordem de 1000 Kg/cm² ou mais, o módulo de deformabilidade já não sofre mais aquela influência.

É de grande interesse analisar-se as deformações que precedem o momento da ruptura, nos ensaios triaxiais. Sabe-se que, nos ensaios de cisalhamento direto, após ter sido atingida uma tensão de cisalhamento máxima $\sigma_{\max}$, a tensão tangencial diminui tendendo para um valor que se costuma designar por resistência residual σ_r , sendo que aquela representa o instante em que se inicia a desorganização da estrutura do material ensaiado. A medida em que o ensaio prossegue, o material cisalhado no plano de ruptura move-se entre os dois blocos que se separam, tendendo à formação de uma camada granular da qual dependerá, em grande parte, o valor da resistência residual.

Ensaaios triaxiais realizados com mármore de Carrara, mostraram que a partir de pressões confinantes de 500 Kg/cm², as curvas deixam de apresentar o valor $\sigma_{\max}$, sendo que, após atingido o ponto de cedência, as deformações crescem a uma tensão constante e para valores de σ_3 superiores

ao ponto de cedência, as deformações crescem com as tensões atingindo valores muito elevados. Ou seja, a partir do aumento das pressões hidrostáticas, as rochas podem sofrer grandes deformações, o que, juntamente com o aumento da temperatura em profundidade e sob solicitações que durem muito tempo, explica o fato de a crosta terrestre poder sofrer, muitas vezes, grandes deformações sem a ocorrência de fraturas. Portanto, as designações dúctil, frágil e plástico, que se costuma aplicar aos materiais pétreos, muitas vezes o são inadequadamente, pois tais termos estão necessariamente vinculados a estados de tensões evolutivos até a ocorrência da ruptura. O comportamento dito frágil ocorre quando, até a ruptura somente ocorrem pequenas deformações permanentes, ou se elas forem grandes, dar-se-ão com grandes perdas de resistência (curvas I e II, Figura 60). Por outro lado um material chamado dúctil, pode suportar deformações permanentes importantes sem perda de resistência após o ponto de cedência, ou seja, se submetido a ciclos de carga e descarga, a curva original tensões-deformações é seguida como se o ciclo não tivesse acontecido. Neste caso, as curvas tensões-deformações podem apresentar-se, após a zona de cedência, paralelas ao eixo das deformações, e então o material é dito ter comportamento plástico, ou ligeiramente encurvadas no sentido dos $(\sigma_1 - \sigma_3)$ crescentes (curvas III e IV, Figura 60).

Uma das grandes dificuldades com a qual se defronta no que se refere à ruptura sob solicitação triaxial é o conhecimento das condições em que pode ocorrer a destruição de um elemento de volume de material para que se possa prever a consequente destruição da obra, já que o estado de tensões varia de ponto para ponto, sendo necessário então, estabelecer hipóteses simplificadoras para o fenômeno.

Quando se estuda a ruptura de materiais isotrópicos, a ruptura estará associada à consideração de três parâmetros ou os três valores das tensões normais atuando nas faces de um paralelepípedo do material ensaiado. Para os materiais anisotrópicos, deve-se considerar a orientação e a característica da anisotropia em relação a essas tensões (Rocha, 1971).

Com relação especificamente aos ensaios realizados, o seu tratamento e interpretação permitiram uma avaliação relativa à resistência dos arenitos Caiuã ensaiados, como segue:

a) O ângulo de atrito interno (ϕ) do material mostrou ser pouco influenciável nas 4 diferentes condições de ensaio já descritas, variando de apenas 3° ($52^\circ = \phi_{\min}$; $55^\circ = \phi_{\max}$);

FIG. 60 - COMPORTAMENTOS FRÁGIL, DÚCTIL E PLÁSTICO DE ROCHAS, SEGUNDO VALORES CRESCENTES DA DIFERENÇA $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

b) Por outro lado, a coesão (c) mostrou seu maior valor nas condições de umidade natural. Vemos que seu menor valor corresponde às condições de série c. A explicação para esse fato talvez possa ser aventada como tendo havido um enfraquecimento do cimento limonítico pela saturação por 24 horas precedida pela secagem em estufa a 100°C;

c) O fato do ângulo de atrito ser menos sensível às condições de saturação e secagem referidas, pode ser entendido como se os planos de estratificação possam ter uma integridade maior que aquela representada pelas forças responsáveis pela coesão, ou em outras palavras, que num processo de deterioração gradativa do sedimento, a estratificação seja destruída por último, após o cimento, tal a debilidade deste, nos Arenitos Caiuá;

d) Examinando-se as figuras números 58 e 59, conclui-se que o comportamento dos arenitos Caiuá ensaiados é caracteristicamente frágil, dentro dos estados de tensões vigentes durante os ensaios. Não ficou plenamente demonstrada a influência das tensões de confinamento no processo, talvez pelo fato de que as mesmas não tenham atingido valores iguais ou acima do ponto de cedência. No entanto, particularmente nas amostras de série A, nota-se uma tênue tendência de o material suportar maiores deformações antes da ruptura, com maiores valores de σ_3 .

Ensaio de permeabilidade com o Arenito Caiuá

As amostras para estes ensaios provieram do local II.

Foram ensaiados 10 exemplares, sendo 5 de arenitos resistentes e 5 de arenitos friáveis, todos limoníticos.

Na tabela número 58 verificam-se os dados utilizados na caracterização da permeabilidade e os resultados de k obtidos.

Como se verifica, são baixos os valores da permeabilidade.

Faz-se necessário refletir sobre esta aparente contradição, ou seja porque arenitos com porosidade real geralmente acima de 30% e porosidade aparente da ordem de 20%, apresentam tais valores de permeabilidade.

Para isto, é necessário definir-se o que seja "porosidade efetiva" como sendo

$$P_e = \frac{\text{Volume de vazios intercomunicantes}}{\text{volume total}} \times 100$$

Quer dizer que o parâmetro acima configura algo fundamental na permissividade à passagem do líquido na massa da rocha, já que pressupõe uma comunicação dos vazios.

Por outro lado, entre as propriedades que afetam a permeabilidade estão a granulometria, arranjo, orientação e estrutura dos grãos, cimentação e acamamento, todos associados de uma maneira bastante complexa e ainda não completamente compreendida. Sabe-se que quanto mais compacto o "empacotamento" da areia, menor é a sua porosidade efetiva e portanto menor a sua permeabilidade, permanecendo constante os outros fatores.

A orientação e o arranjo da estrutura dos grãos, aparentemente têm um controle muito fraco sobre a permeabilidade no plano de acamamento e maior controle nas seções verticais paralelas à direção do transporte (Mast e Porter, 1963). Na deposição, os grãos acumulam-se com seus eixos paralelos à corrente e se imbricam na direção contrária à mesma com ângulos de 15° a 18° com a superfície deposicional, o que origina uma anisotropia no sistema de poros do material.

O acamamento também tem um efeito importante, talvez mais do que a estrutura, na permeabilidade, já que durante pequenas pausas no processo deposicional ocorrem acumulações de lâminas argilosas delgadas de baixa permeabilidade que inibem consequente o fluxo vertical. Então o "fabric" e as laminações fazem com que a permeabilidade vertical seja menor que a horizontal, enquanto que a orientação dos grãos confere uma fraca anisotropia à permeabilidade no plano do acamamento. A permeabilidade é portanto, uma propriedade direcional.

Distribuições estatísticas da permeabilidade e da porosidade em reservatórios, particularmente em acamamentos de mesma " fácies", tendem a uma distribuição lognormal para a primeira e tipicamente normal para a segunda.

Além disso, a variância da permeabilidade é muito maior do que a da porosidade, e pode variar marcadamente centímetro a centímetro, na vertical.

Provavelmente, duas razões que explicam o porque da permeabilidade ser muito mais variável que a porosidade nos arenitos, são o fato de que uma dada porosidade não representa uma "tela" formada pelas rugosidades das paredes do sistema de poros, no caminho do fluido, nem o padrão do caminho que o mesmo terá que percorrer entre dois pontos da rocha. Uma mudança qualquer naqueles padrões pode alterar a permeabilidade sem provo-

car o mesmo com a porosidade (Pettijohn, Potter e Siever, 1972).

No caso dos Arenitos Caiuã, depara-se com uma realidade de difícil compreensão, pois pode-se imaginar que a porosidade efetiva seja alta se a correlacionarmos com os valores da absorção d'água (da ordem de 10 a 15%). Pensa-se que, muito embora a fração argila existente nesses sedimentos seja inexpressiva (vide curvas granulométricas), mesmo assim ela dificulta sobremaneira o fluxo. Pode-se admitir ainda que o gradiente da ordem de 13, não tenha sido suficiente para lixiviar o cimento argiloso, ou que o ambiente do ensaio, do ponto de vista químico, não tenha sido suficientemente agressivo para a dissolução da parte solúvel do mesmo.

Tabela 57

Ensaio de permeabilidade com os Arenitos Caiuã

CP número	ϕ (cm)	L (cm)	Área (cm ²)	Coeficiente de Permeabilidade K 20° C (cm/seg)	Tipo ensaiado
69	8,95	6,97	37,94	$3,44 \times 10^{-6}$	Arenito Resistente
70	6,96	9,99	38,05	$2,71 \times 10^{-7}$	
71	6,95	10,00	37,94	$7,36 \times 10^{-8}$	
72	6,83	9,96	36,64	$1,96 \times 10^{-7}$	
73	6,90	9,90	37,39	$1,66 \times 10^{-7}$	
74	6,92	11,98	37,60	$1,88 \times 10^{-8}$	Arenito Friável
75	6,94	11,90	37,80	$6,98 \times 10^{-8}$	
76	6,98	11,90	38,30	$3,36 \times 10^{-8}$	
77	6,95	11,96	37,90	$1,74 \times 10^{-8}$	
78	6,93	11,96	37,70	$6,99 \times 10^{-8}$	

CAPÍTULO V

REFLEXÕES QUANTO À APLICAÇÃO DOS ARENITOS CAIUÁ

Notas relativas à rotulação geotécnica dos Arenitos em questão

Procurar-se-á, inicialmente, situar os arenitos Caiuá, considerando-se seus parâmetros físicos e mecânicos, já apresentados e analisados, no local que lhes é reservado, dentro do intervalo de variações dos referidos parâmetros.

Na figura número 61, vemos que a variação da resistência à compressão simples dos arenitos é de 50 até pouco mais de 2000 Kg/cm², faixa esta que configura os materiais chamados de "moderadamente fracos" até "muito resistentes" (Wilson, Brocht e Franklim). Os Arenitos Caiuá ensaiados sob compressão simples, apresentaram resultados variáveis entre 54 e 237 Kg/cm², o que autoriza incluí-los na faixa dos materiais "moderadamente fracos" até "moderadamente resistentes", de acordo com a referida classificação.

Rocha (1977) propõe que os arenitos e conglomerados sejam divididos em três categorias, de acordo com o seu comportamento à compressão simples, deformabilidade e resistência ao cisalhamento (Tabela 59).

De imediato, a partir do exame da Tabela 59, nota-se que os Arenitos Caiuá enquadram-se na categoria de "Resistência baixa", quanto à coesão, mas curiosamente possuem "Resistência elevada" quanto ao ângulo de atrito interno.

Considerando-se o módulo de elasticidade secante E_{40} , para os arenitos ensaiados, vê-se que eles se incluem na categoria de materiais de "baixa" e "média" resistência, com 2 casos anômalos de "alta resistência", devidos a Módulos de 115.940 e 112.360 Kg/cm².

FIG. 61 - CORRELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO SIMPLES E À COMPRESSÃO PUNTIFORME, COM VALORES TÍPICOS PARA AS ROCHAS MAIS COMUNS (SEG. WILSON, BROCHT E FRANKLIN (1977) MOD.).

Tabela 59

Resistência à compressão simples, módulo de deformabilidade e resistência ao cisalhamento de solos e rochas
(Rocha, 1977)

Tipo de arenito ou conglomerado	Resistência à compressão simples σ_c (Kg/cm ²)	Módulo de Deformabilidade E (10 ³ Kg/cm ²)	Resistência ao cisalhamento	
			coesão c (Kg/cm ²)	Ângulo de atrito interno ϕ (°)
Resistência baixa	20 - 120	5 - 40	5 - 30	30 - 40
Resistência média	120 - 400	40 - 100	30 - 80	40 - 50
Resistência elevada	400 - 1500	100 - 600	80 - 160	50 - 65

Na figura número 62, vê-se uma proposta de Stapledon para a classificação de materiais rochosos, baseada na resistência à compressão simples. Se admitirmos os valores de Rocha, concluímos que os materiais de baixa resistência englobam os materiais muito fracos, fracos e medianamente resistentes, sendo que para esses últimos o valor inferior são 200 Kg/cm², no qual estão incluídos tipos mais alterados de granitos, basaltos e gnaisses. O autor esclarece que na categoria "muito fraco", há alguma superposição da resistência com solos muito coesivos, como algumas argilas secas, o que é compreensível, uma vez que aí já se começa a penetrar no domínio dos solos.

Pode-se verificar que há grande concordância entre os limites apresentados por Rocha (1977) e esses sugeridos por Stapledon. Vemos que a variação proposta para os arenitos, de modo geral, possibilita incluí-los nas faixas desde "muito fracos" até "resistentes".

Figura 62

Classificação de materiais rochosos, baseada na resistência à compressão simples, R_c (Stapledon, mod.)

Variação da resistência
à compressão simples (1)

Variação da resistência de algumas rochas, e do concreto

Termo	Símbolo	R_c (Kg/cm ²)	
Muito fraco(2)	MF	< 70	
Fraco	F	70-200	
Medianamente resistente	MR	200-700	
Resistente	R	700-1400	
Muito resistente	MTR	> 1400	

- (1) Testes segundo as Normas Australianas. Para rochas com anisotropia planar, o eixo maior das amostras normal aos planos de "fabric".
- (2) Nesta categoria, há alguma superposição da resistência com solos muito coesivos, como algumas argilas secas. Materiais distintos pela imersão em água, após o que os solos podem ser remoldados.

Na Figura 63 de autoria de Rocha (1977) pode-se verificar o intervalo das variações de alguns parâmetros geomecânicos como a deformabilidade (E_p), resistência à compressão simples (σ_c), coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), para solos e rochas. Nela, vê-se que algumas rochas de mais baixa resistência, ainda que decompostas, apresentam módulos de deformabilidade (E) superiores aos solos, mesmo considerando-se o fato desses terem sido ensaiados impedindo-se as deformações laterais. De uma maneira geral, os valores máximos de E , são da ordem de 500 Kg/cm² e 4000 Kg/cm², para solos e rochas, respectivamente. Os valores mais baixos da coesão das rochas são quase coincidentes com os máximos de argilas duras, sendo 3 Kg/cm² o ponto limítrofe dessa propriedade, enquanto que os ângulos de atrito interno de alguns solos são superiores aos de algumas rochas. O valor de 20 Kg/cm² limita, para menos e mais, os índices da resistência à compressão simples de solos e rochas, respectivamente. Rocha argumenta ainda que é prudente adotar-se o valor limite de 200 Kg/cm² para a resistência de ro

chas de baixa resistência, seja pelo fato de que representa uma fronteira real, a partir da qual as rochas apresentam um comportamento marcadamente distinto, mas também por estar de acordo com a "Classificação Básica de Maciços Rochosos", adotada pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, que também admite serem as rochas de muito baixa resistência aquelas com valores da resistência à compressão simples inferiores a 60 Kg/cm^2 .

Pode-se considerar, adotando-se ainda as ponderações de Rocha, que as rochas de baixa resistência possuem resistência à compressão simples variável entre 20 e 200 Kg/cm^2 .

Quanto à deformabilidade em si, é possível correlacioná-la com a compressão simples, pela expressão

$$E_r = 200 \sigma_c$$

Sendo σ_c variável, como já se viu, entre 20 e 200 Kg/cm^2 , os módulos de deformabilidade das rochas de baixa resistência apresentam-se na faixa de 400 a 4000 Kg/cm^2 . Não se pode todavia esquecer que as deformabilidades da rocha em si podem ser muito maiores que as dos maciços correspondentes, pois na sua determinação não são, necessariamente, representadas as descontinuidades de toda espécie existente no maciço.

Stagg & Zienkiewicz (1968), apresentam uma correlação entre a resistência à compressão simples e o módulo de Young ou módulo de elasticidade para diversas rochas, inclusive arenitos (Figura 64). Através dela, verifica-se que as rochas de baixa resistência possuem valores da relação $\frac{E}{\sigma_c}$ de 200:1 para menos, incluindo-se nesta faixa a maior parte dos folhelhos arenitos e xistos com xistosidade horizontal. Os gnaisses, quartzitos, dolomitos, calcários e basaltos podem apresentar, através de exemplares mais alterados, relações $\frac{E}{\sigma_c}$ próximas de 200:1. Já muitos dolomitos e calcários, mármore, quartzitos e xistos com xistosidade muito inclinada relativamente à aplicação do esforço e muitos gnaisses, exibem relações $\frac{E}{\sigma_c}$ quase sempre de médias a altas, sendo esses últimos valores da ordem de 500:1, ou mesmo maiores.

É possível notar-se que os arenitos apresentam valores do módulo de deformabilidade desde muito baixos (próximos de 25000 Kg/cm^2) até muito altos (400000 Kg/cm^2), possuindo, no entanto, relações $\frac{E}{\sigma_c}$ de valores

Figura 63

Variações de parâmetros geomecânicos para solos e rochas
(Rocha, 1977)

a) Módulo de Deformabilidade

b) Coesão

c) Ângulo de Atrito

d) Resistência à Compressão Uniaxial

FIG. 64 - CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA PARA ROCHAS INTACTAS. E = MÓDULO TANGENTE A 50% DA RESISTÊNCIA MÁXIMA (SEG. STAGG & ZIENKIEWICZ, MOD.).

médios a baixos, ou seja, sempre abaixo de 500. Examinando-se a tabela à luz dessas considerações, vê-se que dos arenitos Caiuá ensaiados, apenas 6 apresentaram relação $\frac{E}{\sigma_c}$ maiores que 500, estando todos os outros valores abaixo desse valor, alguns inclusive muito abaixo.

Aplicabilidade como fundação

Sabe-se que a natureza das solicitações impostas aos materiais de fundação, excetuando-se o estado de tensões (inicial ou residual) pode ser descrito como segue:

1) Escavação e preparação da rocha, quando esta é submetida a desmonte por explosivos que transmitem elevadas tensões instantâneas de tração e compressão;

2) Peso de estrutura sobreposta, que transmite ao maciço tensões cuja distribuição, idealmente deve ser o mais uniforme possível. Neste caso, o comportamento diferencial do maciço é mais importante que o módulo em valor absoluto da rocha, pois as concentrações de tensões são inconvenientes.

3) Resultante do peso da obra mais o empuxo da água. A ação das tensões cisalhamento transmitidas aos maciços de fundações pelas barragens de concreto são favorecidas pelas subpressões e pressões neutras que agem nas fundações. A função de resistir a tais solicitações, bem como as de tração, compressão, etc, estará a cargo do maciço rochoso e as características de sua distribuição fica por conta do padrão das descontinuidades.

Interessa também, no caso de fundações, saber do comportamento da rocha exposta pelas escavações, face às condições intempéricas, durante o lapso de tempo após abertura-concretagem.

Segundo Rocha (1977), é possível estabelecer o grau de influência do Módulo de Deformabilidade do maciço de fundação no estado de tensões das obras nele apoiadas. Considerando-se os módulos de deformabilidade do concreto (E_c) e do maciço rochoso (E_m), chega-se a uma avaliação do grau de influência das deformações de uma fundação constituída de rocha de baixa resistência. Rocha (1977) indica de maneira qualitativa esta influência, admitindo que somente para valores de $\frac{E_m}{E_c} < \frac{1}{4}$ ela é significati-

va (Figura 63). Isto significa em verdade módulos $E_m < 60000 \text{ Kg/cm}^2$, em se considerando E_c da ordem de 240.000 Kg/cm^2 . Como os módulos E das rochas de baixa resistência, da ordem de 40000 Kg/cm^2 e lembrando-se que para módulos menores que 30000 Kg/cm^2 já é grande a influência da deformabilidade no estado de tensões, conclui-se que torna-se bastante problemática a fundação de grandes estruturas de concreto em materiais cujos módulos tenham aqueles valores.

Figura 65

Grau de Influência da Deformabilidade
(Seg. Rocha, 1977, mod.)

Ao se verificar os resultados dos ensaios de deformabilidade com os Arenitos Caiuá, notaremos que (Tabela número 55) poucos exemplares (apenas 3) obedecem tal condição. Todavia, é necessário lembrar-se de que os nódulos obtidos a partir de ensaios com corpos de prova e não "in situ", conduzem sempre a valores maiores que os reais, pois não levam em conta a influência das descontinuidades existentes normalmente nos maciços. Considerando no entanto que há registros de que a relação entre os módulos de deformabilidade do maciço rochoso e do material rocha $\frac{E_m}{E_r}$ pode ser de $\frac{1}{7,6}$, para o caso de arenitos (Rocha, 1977), conclui-se de imediato que, mesmo os exemplares que apresentaram valores mais altos de E poderão ter um comportamento a ser meticolosamente esclarecido, se sujeitos a ação de cargas elevadas de estruturas.

Naturalmente, há que considerar que os esforços, relativamente à atitude das descontinuidades e plano de acamamento têm influência decisiva na grandeza das deformações, o que evidentemente deve ser levado em conta na resolução de qualquer problema prático envolvendo os Arenitos Caiuá com fundação para estruturas.

Examine-se agora o parâmetro resistência: Rocha (1977) diz que,

admitindo a lei de Coulomb e a isotropia, e adotando-se para o ângulo de atrito o valor médio do intervalo de variação dos seus valores, pode-se obter o valor da coesão pela correlação

$$c = \frac{1}{4} \sigma_c$$

Aquele autor ressalva que, no geral, a resistência ao cisalhamento dos maciços é tanto menos influenciada pelo fraturamento quanto menor for a resistência da rocha, ou seja, as descontinuidades deixam de ser influentes na medida em que o material começa a confundir-se com solo. No entanto, mesmo para rocha de baixa resistência essa influência não pode ser desprezada, ainda que se leve em conta as dificuldades de se considerar o fraturamento, a não ser em casos dele ser contínuo e persistente.

Ao se adotar as ponderações de Rocha relativamente à correlação entre a coesão c e a resistência à compressão simples σ_c , vê-se que os valores da coesão, para os Arenitos Caiuá, ao se manipular os dados da Tabela 55, são em regra superiores aos obtidos nos ensaios triaxiais (Figuras números 56 e 57, Tabela número 56).

Os dados obtidos nos ensaios de deformabilidade e resistência à compressão simples, permitiram traçar um zoneamento preliminar do maciço de Arenitos Caiuá no local de amostragem III, mostrado na figura 66. Tem-se observado que esta compartimentação é válida para ocorrências também acima do nível do Rio Paranapanema.

Perfurabilidade dos Arenitos Caiuá

Analisar-se-á, a seguir, a atuação das rochas estudadas quanto à perfurabilidade durante as sondagens de reconhecimento.

Foram realizados os seguintes tipos de sondagens nos Arenitos Caiuá, dos locais de amostragem I, III, IV e V.

1) Sondagens de percussão pelo método tradicional ou seja, alterando-se a introdução no terreno do barrilete amostrador SPT (Standart Penetration Test), de diâmetros externo e interno iguais respectivamente a 2" e 1 3/8" e do trépano de lavagem de diâmetro 2 3/8", abaixo do nível d'água, sendo o furo geralmente iniciado com trado cavadeira de 4".

2) Sondagens rotativas com coroas de diamante H (diâmetro dos

testemunhos igual a 76,2 mm).

As sondagens a percussão limitaram-se às faixas mais superficiais, onde predomina o arenito limonítico friável, que frequentemente se confunde com o respectivo "solo de alteração". Nesses materiais, a penetração ao barrilete amostrador foi difícil, o que se justifica pela alta percentagem de areia que constitui o arenito. Os índices de resistência à penetração (IRP) foram sempre altos (10 golpes para a penetração de 2,3 ou 4 cm; 30 golpes para a penetração de 12 ou 15 cm; e 20 golpes para a penetração de 8 cm do barrilete amostrador) valores esses bastante comuns nos ensaios de penetração. No entanto, o aprofundamento dos furos usando-se o trépano de lavagem e água de circulação sempre foi bastante facilitado, o que vem provar que o efeito da água associado a esforços mecânicos (a operação de forçar o trépano para dentro do furo, visando aprofundá-lo) provoca a destruição do cimento, destruindo a tênue ligação dos grãos pelo menos nos tipos mais friáveis, o que já não acontece nas operações com o barrilete SPT, as quais, como sabemos, são realizadas a seco.

Quanto às sondagens rotativas, notamos que os arenitos em geral proporcionam boas recuperações (relação entre o comprimento dos testemunhos obtidos e o comprimento do amostrador, em percentagem), geralmente acima de 75%, com exceção de poucos trechos, quase sempre na parte superior do maciço arenítico ou próximo ao contato com a brecha basáltica inferior, onde, em algumas sondagens se constatarem valores de 25%. Valores altos da recuperação como os descritos explicam-se, em parte, pela utilização de equipamento adequado (corôas com saídas d'água frontais; barriletes duplo-livres) e operações de sondagens conduzidas com bastante cuidado.

Deve-se registrar no entanto que, a contagem de fraturas por metro que possibilitaria o estabelecimento de classes de arenito segundo as discontinuidades, visando subsídios para a sua caracterização geotécnica, fica em nosso entender prejudicada, pois as operações de sondagem provocam a separação dos alguns planos de acamamento, mascarando o verdadeiro caráter das discontinuidades. Este fato aliás deve ocorrer nas rochas sedimentares cujos planos de acamamento sejam facilmente separáveis. É nossa opinião que o verdadeiro estabelecimento do parâmetro fraturas/metro seja efetivado a partir de afloramentos ou preferentemente escavações, onde não haverá aquela possibilidade de confusão.

Devemos ainda considerar o comportamento dos arenitos Caiuá nos ensaios de perda d'água sob pressão, realizados durante as sondagens rotativas. Recordemos que tais testes consistem na injeção de água sob pressão

em determinado trecho de comprimento conhecido do furo, isolado por obturadores, e na medição consequente da quantidade de água injetada durante um intervalo de tempo estabelecido. Isto nos possibilita a obtenção dos parâmetros "Perda d'água específica" PE, medido em litros/min . m . Kg/cm², e do "Coeficiente de permeabilidade equivalente" k, cuja unidade é cm/s. Nos ensaios realizados notou-se que os valores de PE e k foram baixos, respectivamente < 2 e 10^{-4} ou 10^{-5} . Valores maiores que estes ocorreram em trechos determinados e particularmente próximo ao contato com o basalto, como na sondagem SR-8, onde entre as altitudes 202 e 205 m (contato basalto/arenito à altitude 200 m) observou-se uma vazão correspondente a 86,7 l/min, igual à vazão total de bomba usada, sem ter-se atingido a pressão máxima especificada para a profundidade em questão (37 a 40 m).

O exposto nos faz concluir que, de uma maneira geral não se deve esperar grandes aportes de água durante as escavações em arenitos Caiuá ou altos valores de subpressões sob barragens de concreto, a menos de horizontes perfeitamente identificáveis. A condutividade hidráulica pelas fraturas dos arenitos Caiuá é portanto baixa, a menos das excessões localizadas, como o é também a permeabilidade de porosidade já comentada anteriormente. No entanto este quadro deve ser restrito a ambientes localizados, não devendo ser extrapolado para âmbitos regionais, já que neste caso influem outros parâmetros, de natureza hidrológica, não levadas em consideração aqui.

Aplicação como enrocamentos

As funções mais comuns dos materiais rochosos como enrocamentos e "rip-raps" é a de proteger aterros, barragens e outras estruturas sujeitos à ação das águas, contra a erosão e o impacto das ondas; constituir camadas de transição de granulometria decrescente entre o enrocamento externo e o aterro compactado, a fim de prevenir o arraste de partículas; constituir o corpo de ensecadeiras e o maciço de barragens de enrocamento quando se conclui que é vantajoso, técnica e economicamente, relativamente aos maciços de terra compactada.

Com essas funções, os materiais pétreos estarão sujeitos a diversas solicitações como: ciclos de saturação e secagem, devido às variações do nível d'água; impacto da ação mecânica das ondas; cargas concentradas no contato entre cada um dos blocos componentes do maciço, e alterabilidade devido aos agentes de intemperismo.

Considerando-se este tipo de aplicação, deve-se fazer uma distinção entre enrocamentos e "rip-raps", já que as especificações de projeto e construtivas são em geral diferentes para os casos. Dã-se o nome de enrocamento aos maciços constituídos quase que exclusivamente de blocos de rocha, enquanto os "rip-raps" são camadas protetoras de aterros, geralmente de pequena espessura.

A experiência tem demonstrado que o sucesso de uma estrutura de enrocamento depende muito mais das especificações e métodos construtivos do que das hipóteses de projeto.

Critérios gerais para a escolha dos materiais naturais

Enrocamentos

Para os enrocamentos, as especificações procuram enfatizar maior rigor para seleção dos materiais colocados na parte externa dos maciços.

Os aspectos mais relevantes são aqueles referentes à sanidade, dureza, gradação, deformabilidade e resistência dos materiais empregados.

No que tange à sanidade, é recomendável que as rochas sejam as mais sãs possíveis.

No entanto, atualmente, tolera-se o uso de materiais com características menos aceitáveis, através de uma aplicação seletiva dos diferentes tipos em diferentes zonas do maciço.

No caso de materiais ptreos de qualidade duvidosa, é aconselhável avaliar o seu comportamento pela construção de enrocamentos experimentais, se for economicamente viável.

A resistência ao cisalhamento e a compressibilidade do enrocamento dependem de alguns fatores interrelacionados, e que são (Golzé, 1977):

a) Índice de vazios e densidade relativa da massa granular. Uma vez fixadas as outras variáveis (descritas a seguir), uma diminuição do índice de vazios e o aumento da densidade relativa conduzem a um aumento do ângulo de atrito interno do material.

b) Características físicas das partículas de rocha. Os constituintes minerais afetam o atrito entre blocos individuais e, de alguma for

ma, o atrito da massa inteira. A litologia e as características estruturais das partículas de rocha influenciam a resistência dos fragmentos individuais e a magnitude da quebra e esmagamento dos cantos dos blocos sob carregamento.

c) A gradação, no sentido que um material bem graduado terá um ângulo de atrito mais alto relativamente aquele mais uniforme. Alguns estudos no entanto, mostraram que pode ocorrer o contrário, a baixas densidades. Daí ser necessário, para se obter os valores mais altos da resistência ao cisalhamento, compactar o material à sua máxima densidade.

d) Tamanho dos fragmentos - A quebra das partículas sob carregamento aumentaria com o tamanho das partículas, talvez devido ao grande número de fendas e fraturas presentes nas partículas maiores. A resistência ao cisalhamento dos materiais granulares diminui muito com o aumento da quebra e esmagamento nos pontos de contato entre os fragmentos.

e) Forma dos fragmentos - Fixando-se os outros parâmetros intervenientes, o ângulo de atrito interno de um material granular angular é maior do que aquele de material composto de partículas arredondadas.

f) Teor de umidade - Partículas de rochas umedecidas são muito mais fracas do que as secas. O enfraquecimento devido ao teor de umidade nos pontos de contato aumenta a quebra e o esmagamento nos pontos de contato, afetando a resistência ao cisalhamento da massa granular.

g) Pressão de confinamento - A resistência ao cisalhamento diminui com o decréscimo da pressão confinante na massa granular. No entanto, sabe-se que, para pressões confinantes acima de 45 Kg/cm^2 , a diminuição do ângulo de atrito interno não seria apreciável, e conseqüentemente a envoltória de Mohr no plano de ruptura principal teria diferentes inclinações para baixos valores da tensão normal, com valores altos da tangente, próximo ao zero, diminuindo gradualmente com o aumento das tensões normais.

O assunto relativo à gradação dos fragmentos de rocha componentes do enrocamento foi, no passado, defendido por opiniões divergentes. Acreditavam uns que, o maciço deveria ser construído por blocos individuais de tamanho razoavelmente uniforme, cada um tangenciando o outro, constituindo um arranjo que se poderia chamar "rocha-a-rocha". Argumentava-se que fragmentos de diferentes tamanhos causariam recalques excessivos e desiguais, e que, ao contrário, selecionando-se amostras de tamanhos razoavelmente uniformes, seria extremamente difícil fazer, através de um carregamento adicional, com que um fragmento qualquer ocupasse os vazios exis-

tentes na massa. Blocos grandes de rocha imersos em cascalho ou areia seriam inconvenientes, pois eles poderiam acomodar-se dentro da massa, deslocando os grãos e fragmentos menores.

Entretanto atualmente prevalece a opinião de que, uma massa não segregada com eliminação do excesso de finos, poderá resultar no mais alto grau de contato "rocha-a-rocha", levando a um enrocamento de maior densidade possível, originando ainda vazios suficientes para uma drenagem adequada.

Uma das série implicações para a seleção dos materiais de interesse, é o fato de que a granulometria do produto a ser obtido é controlada pelos padrões de heterogeneidade da rocha e processos de desmonte, sendo que é muito difícil, a partir do exame de testemunhos das sondagens rotativas, avaliar-se como a rocha se comportará durante o desmonte.

Ayrapetyan (1970) enumera as propriedades físicas e mecânicas das rochas e do maciço rochoso necessárias para a seleção dos materiais do enrocamento.

Entre as propriedades físicas, cita o peso específico natural, massa específica aparente, e porosidade; das mecânicas, menciona a resistência à compressão simples no estado natural bem como após congelamento (este último parâmetro não interessa determinar, para as barragens brasileiras, já que não ocorrem aqui condições climáticas tão rigorosas). É conveniente também a determinação da deformabilidade e da resistência ao cisalhamento seja da rocha ou do conjunto de fragmentos que vem a se constituir maciço propriamente dito.

Na figura número 67, vêem-se as faixas que possibilitam, segundo a Golzê (1977), a aceitação ou exclusão de determinados materiais pétreos, levando-se em consideração algumas de suas propriedades físicas como:

- a) Resistência à compressão simples
- b) Absorção d'água
- c) Peso específico dos constituintes.

Marsal (1975) responsável pela execução de ensaios triaxiais com enrocamentos em equipamentos de grandes dimensões, fez as seguintes observações, quando à colocação de materiais pétreos nos maciços, graças às conclusões por ele obtidas nos ensaios:

FIG. 67 - MÉTODO PADRÃO PARA AVALIAR - SE A ADEQUABILIDADE DE UM MATERIAL PARA "RIP - RAP" (SEG. GOLZÉ, 1977 MOD.).

a) As forças de contato são menores em um material relativamente bem graduado (Coeficiente de não uniformidade > 10), do que em outro uniforme; portanto, em aterros feitos com material bem graduado, para a mesma qualidade da rocha, a ruptura dos grãos tem um valor baixo e o conjunto é consequentemente menos compressível;

b) Para a mesma energia de compactação, o material bem graduado adquire uma densidade relativa superior à do uniforme, o que conduz a que a resistência ao cisalhamento deste último seja menor. Deve-se registrar as dificuldades que, existem no controle da composição granulométrica de um enrocamento produzido pelo desmonte com explosivos na pedreira, a menos que o fraturamento natural da rocha favoreça a obtenção de um material bem graduado.

"Rip-Raps"

No caso de "rip-raps", as normas geralmente exigem que uma das dimensões dos blocos não seja maior que 3 vezes as outras duas e que os fragmentos ou blocos sejam angulares para possuírem maior resistência ao deslocamento. Rochas ígneas são aceitáveis e quanto aos sedimentos devem ser considerados apenas os arenitos bem cimentados e maciços.

Golzê (1977) propõe que a gradação de um "rip-rap", deve ser como a que mostra a tabela que se segue.

Tabela 60

Proposta para a gradação dos blocos em "rip-raps"
(Seg. Golzê, 1977, mod.)

Espessura nominal do "rip-rap" (cm)	Peso máximo (Kg)	Tamanho dos fragmentos de rocha			
		Gradação percentagem em peso			
		0,4 a 0,8m	0,014 a 0,4m	<0,014 m	Areia e pó de rocha
46	450	-	> 75	Apenas para	< 5
61	680	-	> "		< "
76	1130	-	> "	preencher vazios entre	< "
91	2,270	40-50	50-60	grandes blocos	< "

Considerações sobre algumas especificações construtivas

Como já frizamos, o comportamento da estrutura de enrocamento é extremamente dependente dos métodos construtivos. Portanto, é lícito discorrer sobre algumas das especificações construtivas mais comuns.

De uma maneira geral, pode-se afirmar, que os métodos construtivos para aterros de enrocamento dependem em grande parte dos seguintes fatores:

- a) Tipo de rocha;
- b) O máximo recalque tolerável;
- c) Da filosofia construtiva do empreiteiro.

Ayrapetyan (1970) esclarece que normalmente são recomendados os fragmentos providos do desmonte de pedreiras, porém aqueles constituídos de matacões ou seixos são também aceitáveis. Quanto aos do primeiro tipo, aqueles com uma relação comprimento/largura de 3 ou 4 vezes, são usualmente os melhores. A aceitabilidade da rocha para o enrocamento é necessariamente determinada pela sua resistência à compressão e à sua capacidade em preservar as propriedades no decorrer do tempo, tudo isto em consideração à altura da barragem, posição de cada fração na seção considerada e às condições climáticas da região.

Segundo ainda aquele autor, as resistências à compressão simples mínimas permitidas devem ser de 200 a 280, 250 a 350 e 350 a 450 Kg/cm^2 , respectivamente para barragens baixas, médias e altas.

O problema da seleção de rochas para barragens "super-altas" exige atenção especial. Sabe-se que nessas obras as cargas devidas ao peso próprio e às pressões hidrostáticas são tão grandes, que desenvolvem-se importantes deformações. Por exemplo, quando a altura é de 200 ou 300 m, as extremidades pontiagudas dos fragmentos rochosos quebram-se facilmente sob a ação daquelas cargas, quando estão em contato; isto resulta em deslocamentos dentro do arcabouço rochoso. Eis porque rochas fracas ou alteradas devem ser evitadas, na construção desses tipos de barragens.

Caso haja cascalho disponível no local, poderá ele ser preferido aos fragmentos de rocha, particularmente para barragens "super-altas", procedimento que reduzirá a quantidade de ensaios, já que eles devem ser levados, em laboratório, a cargas de até 40 ou 60 Kg/cm^2 . Estas considerações baseiam-se no fato de que as dimensões, resistência, número e tipo dos con

tatos no cascalho independem das dimensões da seção da barragem, o que não acontece com os fragmentos de rocha.

Pode-se, de certa forma, reduzir a dois os métodos construtivos de barragens de enrocamento:

a) A colocação das pedras em camadas de espessuras previamente determinadas;

b) Lançamento das pedras com um equipamento mecânico adequado, como por exemplo, guindaste, que as deixa cair de uma altura considerável.

No primeiro caso, as camadas podem ter espessuras variáveis. Há casos daquelas com 60 a 180 cm, compactadas por um cilindro compactador. Outras vezes, usa-se determinar as espessuras como tendo 1 a 2 vezes o diâmetro máximo da rocha, mas adotando-se espessuras nunca inferiores ao intervalo de 30 a 46 cm.

Quanto ao segundo método, as pedras são lançadas de alturas normalmente variando entre 15 e 45 m. As deformações características dessas barragens dependem, fundamentalmente dos seguintes fatores:

- a) Resistência dos blocos de rocha;
- b) Tamanho das partículas;
- c) Processo de lançamento;
- d) Grau de homogeneidade estrutural.

A importância de cada um deles aumenta com a altura da barragem.

Grande parte da compressibilidade total desses enrocamentos sob carga é causada pela quebra dos cantos dos fragmentos.

Muitos propõem que sejam usados blocos que pesem até 10 t, e que não haja mais que 5% em peso de partículas menores que 4" (~10 cm).

Alguns construtores especificam que os maiores blocos devam ser colocados a jusante e os materiais mais finos depositados próximos aos centros do enrocamento.

O lançamento da rocha pelo talude, a partir de uma altura considerável, conduz inevitavelmente a uma certa percentagem de segregação, sendo que em cada camada o tamanho médio das partículas aumenta em profundidade. Os blocos maiores são sujeitos a quebrarem mais nos cantos, aumentando os finos e reduzindo o tempo de acomodação dos blocos. Por outro lado, a passagem de veículos na crista do enrocamento também produz esmagamento e

reduz a permeabilidade e a compressibilidade da camada. Isto conduz a que as características de deformação de cada camada mudem de uma maneira desconhecida na direção vertical, e que as fronteiras horizontais entre as camadas sejam planos de descontinuidade associados a condições anormais de tensões nas adjacências da membrana, quando existente, recobrindo a face de montante.

Costuma-se usar, normalmente, um processo para minimizar o efeito das acomodações excessivas nas estruturas de enrocamento. Trata-se de um procedimento até certo ponto controvertido, que consiste em lançar potentes jatos de água sobre o maciço, e que teria, fundamentalmente a função de amolecer os finos, de tal modo que eles sejam deslocados dos pontos de contato dos grandes blocos para os vazios entre os mesmos. Ainda, pelo fato de a resistência à compressão dos blocos ser menor na condição de molhados do que secos, haverá maior acomodação dos mesmos durante o período construtivo, o que é desejável.

Vê-se pois que a questão da seleção de materiais rochosos para enrocamento depende muito de regras fixadas empiricamente e se complica sobremaneira quando se trata de rochas sedimentares. No caso dos Arenitos Caiuá preocupa a sua capacidade de auto desintegração a partir de processos de ciclagem ou mesmo devido a forças desenvolvidas nos contatos rocha/rocha, comprometendo a sua resistência e fornecendo uma percentagem de materiais finos crescente com o evoluir do processo e inadequada de acordo com a tabela número 60.

Uma sugestão válida para finalidades práticas é que os arenitos Caiuá sejam utilizados nos corpos das ensecadeiras onde não estejam previstas grandes velocidades de arraste, supondo-se que os blocos de arenito comportem-se com um certo imbricamento. No caso do "rip-rap" não confinado para a proteção das ensecadeiras, o imbricamento deverá ser mantido mesmo quando as rochas forem submetidas a forças de arraste das águas. Pode-se supor que tipos com resistência à compressão simples $\sigma_c \geq 30 \text{ Kg/cm}^2$ para o caso do corpo das ensecadeiras e $\sigma_c \geq 80 \text{ Kg/cm}^2$ para o caso dos "rip-raps", suportarão as tensões de trabalho e manterão o imbricamento necessário. Para ambos os casos as perdas por ciclagem deveriam ser inferiores a 20% e a massa específica aparente seca do material deverá ser de $2,0 \text{ t/m}^3$.

Evidentemente tais propostas estão muito aquém dos critérios apresentados na Figura número 67. Todavia não deve ser esquecido que "coe-

são cimentícia" dos arenitos em estágio de limonitização justifica a aplicação seletiva sugerida.

Aplicação como agregado para concreto

Para esta finalidade, os agregados possuem as seguintes funções:

- 1) Resistir aos esforços solicitantes, ao desgaste e ações das intempéries;
- 2) Reduzir as variações de volume dos componentes da mistura;
- 3) Contribuir para a minimização dos custos do concreto, pela utilização balanceada dos componentes de mistura.

A natureza das solicitações suportadas pelos agregados depende da finalidade a que se destina a estrutura, e de modo geral são:

- 1) Atrito e impacto - Desde a fase inicial de mistura em betoneira até o adensamento feito por meio de soquetes e vibradores;
- 2) Tração ou compressão - Em obras de grande vulto, onde os agregados são submetidos ao peso da estrutura sobreposta, forçando os vínculos entre agregado-argamassa;
- 3) Ação do intemperismo - Secagem e umedecimento, expansão e contração térmica, ação química e "águas agressivas" durante toda a vida da obra.

Sublinhe-se a importância do estado de alteração do agregado com as características de aderência e adesividade a ligantes hidráulicos e betuminosos. A integridade da estrutura da rocha depende da eficiência desta ligação. Os agregados de rochas semi-alteradas ou alteradas podem conter hidróxidos de ferro livres ou minerais instáveis, suscetíveis de fornecer hidróxidos por limonitização, feldspatos ferruginosos ou pirita contida.

A acidificação progressiva das superfícies do agregado pelo enriquecimento de sílica e alumina, processo originado na britagem e pela ação da água conduz a má adesividade a curto ou médio prazo.

Recentemente, através de estudos de Farram & Thénosz (), deduziu-se que a britagem das rochas pode aumentar a aptidão das mesmas à alteração, pelo crescimento das superfícies de descontinuidades, inicialmente pequenas, modificando o caráter inicial da rocha considerada.

A textura superficial dos agregados tem decisivas implicações na durabilidade resistência, elasticidade, resistência à abrasão, peso específico, taxa da alteração química e características de adesividade. Se os poros são abundantes e na maioria com diâmetros menores que 0,004 mm pode ser esperada uma menor durabilidade ao congelamento e degelo no concreto acabado, devido ao fato desses pequenos poros, graças à capilaridade absorverem completamente a água e conservar a saturação após os agregados serem envolvidos pela argamassa. A água aprisionada aumentará de volume, o que provocará tensões de tração que fundirão o concreto.

Registre-se a questão da reatividade cimento-agregados, durante o processo de endurecimento do concreto. É sabido que, agregados de rochas silicosas que possuem opala ou calcedônia têm a capacidade de reagir com cimentos alcalinos, produzindo sílica gel que conduz a fraturamento intensivo do concreto. As especificações do USBR (United States Bureau of Reclamation) estabelece que rochas contendo mais que 0,25% de opala, mais que 5% de calcedônia ou mais que 3% em peso de vidros vulcânicos ou tufos e rochas vulcânicas criptocristalinas ácidas ou intermediárias poderão causar reações deletérias no concreto, a menos que seja utilizado um cimento com baixo teor de álcalis.

A presença de argilo-minerais, como a illita e Montmorillonita é também nociva ao concreto, já que possuem a capacidade de se expandirem em presença da água, conduzindo também a fissuramentos nocivos no concreto.

Levando-se em conta as restrições descritas para a fabricação de concreto, podemos concluir que os Arenitos Caiuá, de uma maneira geral, não se prestam como agregado para aquele produto, e pelas razões que se seguem:

a) Trata-se de material friável, portanto com grande potencialidade de liberação de grãos livres à superfície dos agregados, ou seja, a textura superficial compromete uma boa adesividade ao cimento;

b) Da sua composição mineralógica constam os minerais deletérios calcedônia e os expansivos Montmorillonita, bem como Hidróxidos de ferro;

c) Da sua britagem são originados blocos de forma inconveniente dada à influência das anisotropias existentes na rocha graças aos planos de acamamento e à geometria das fraturas, conduzindo à produção de um concreto caro, pela utilização excessiva de cimento.

d) A resistência mecânica, representada pelo Ensaio de Resistência à Abrasão Los Angeles, exige que as perdas sejam menores que 50% (Norma American Society for Testing Materials, c 33-67, 1970). Os arenitos

Caiuá limoníticos ensaiados apresentaram perdas variáveis entre 33,62 e 100%, o que nos leva a admitir um comportamento pelo menos suspeito, dos arenitos em questão.

No entanto, os processos superponentes de limonitização graças, como sabemos, à particularidades climáticas essencialmente tropicais, devem conduzir a produtos ptreos de qualidades mais aceitáveis. Como exemplo, citaremos o trabalho recente de Gomes de Souza e Pinto Ferraz (1979), que considera a possibilidade de utilização das lateritas do Maranhão como agregados para concreto. Nele, os autores revelam que, corpos de prova confeccionados com tal material, embora com agregados que apresentaram perdas à Abrasão Los Angeles de 37%, apresentaram valores de tensões de ruptura, após 28 dias, de 173 Kg/cm^2 , 236 Kg/cm^2 e 256 Kg/cm^2 , valores esses correspondentes a, respectivamente agregados sem lavagem, e com lavagem de 3,9 e 30 minutos, para eliminação do material pulverulento. Os autores, porém, não especificam qual a litologia ou a composição mineralógica da laterita em questão.

Jã Oliveira e Caruso (1979) apresentam resultados de ensaios efetivados com arenitos finos e médios, conglomerados, siltitos argilitos concrecionados e materiais coluvionares, os 4 primeiros do Grupo Barreiras (Terciário) e o último do Quaternário da Ilha de São Luiz, no Maranhão, todos esses tipos com marcantes indícios de processos de limonitização. Corpos de prova confeccionados com o arenito médio ferruginoso, apresentaram, com traço 1:4 e fator água/cimento 0,45, uma resistência à compressão simples, após 28 dias, de $249,15 \text{ Kg/cm}^2$, valor bastante satisfatório.

Utilização em Obras Rodoviárias

A rocha usada com esses propósitos estará sujeita à abrasão causada pelas forças horizontais através das rodas dos veículos que trafegam pelas estradas, ou dos aviões que operam nos aeroportos. O peso dos veículos parados produz compressão no material do pavimento, ao passo que os em movimento originam um impacto adicional estimado em 25% da carga estática. Quanto mais áspero o pavimento, maior o impacto. A resistência da rocha ao impacto é a sua tenacidade.

Em geral os agregados que suportam as cargas e as transmitem ao subleito podem ser pedras britadas ou cascalhos "in natura", fragmentos de arenitos, areia, escória, minério de ferro, etc., sendo as mais satisfató-

rias os basaltos, andesitos, diabásio e dioritos. Os arenitos geralmente têm pequena capacidade de carga, mas podem ser usados ocasionalmente em partes do pavimento onde estiverem razoavelmente afastados dos efeitos imediatos das forças abrasivas.

Serão fornecidos a seguir, algumas das exigências de Especificações consagradas para o uso de pedra britada ou pedregulho britado ou não, em mistura betuminosa para pavimentos. Em primeiro lugar, a Norma DER3-547 (parcial) Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo:

- a) Densidade do agregado: $> 2,5 \text{ g/cm}^3$
- b) Resistência à Abrasão Los Angeles: $\leq 50\%$ em perda
- c) Resistência ao Impacto Treton: $< 30\%$
- d) Resistência à Compressão Simples: $> 1400 \text{ Kg/cm}^2$

A seguir, a Norma ASTM-D 692-67 (1970), parcial:

- a) Resistência à Abrasão Los Angeles:

- Na superfície: $\leq 40\%$ em perda
- Na base: $\leq 50\%$ em perda

- b) Sanidade:

12% em perda com Na_2SO_4

18% em perda com MgSO_4

Vê-se que as Especificações do DER já invalidam a utilização dos Arenitos Caiuã britados em pavimentos rodoviários, em função dos resultados obtidos nos ensaios já analisados.

No entanto, Nogami (1978) previne que tende-se, em nosso meio a um exagero no dimensionamento do projeto dos pavimentos com base principalmente na experiência alienígena, com um método desenvolvido pelo DNER (Souza, 1966). Esclarece que foi desenvolvido por Morin e Todor (1975), um método de dimensionamento baseado nas particularidades climáticas de regiões tropicais, não considerando porém, nenhuma diferença de comportamento dos solos superficiais lateríticos ou saprolíticos. Enfatiza que os Solos Lateríticos devem ser utilizados considerando-se as suas reais potencialidades o que normalmente não vem sendo feito.

Nogami (1978) examina a aplicação de diversos tipos de solos por ela chamados lateríticos. Há o caso dos Solos Arenó-Argilosos Finos, que apesar de satisfazerem apenas parcialmente às especificações para bases e

sub-bases, devido à granulometria fina, índice de plasticidade e limites de liquidez acima dos valores máximos normalizados, têm sido utilizados quando para trânsito leve a médio, recobertos por uma camada betuminosa inferior a 3 cm. A tecnologia sobre o uso desse material em pavimentação foi divulgada por Villibor (1974) e Utiyama (1977). Esses mesmos materiais foram usados em mais de 8000 Km de rodovias como base de solo-cimento, obedecendo à dosagem segundo critérios básicos desenvolvidos pela Associação Brasileira de Cimento Portland (1956). Nogami esclarece que o comportamento dessas bases teve apreciável dispersão, sendo a conclusão de que há de se desenvolver critérios específicos de dosagem de solo-cimento, que atendam às particularidades dos solos lateríticos.

De acordo ainda com este último autor, a fração desses solos areno-argilosos que passa na peneira de 0,075 mm pode funcionar como filler (fração fina do solo usada em construção betuminosas, e que serve para diminuir os vazios da massa e enrijecer o ligante), substituindo o convencional (cal hidratada, pó de calcário, cimento Portland), que custam mais caro; este material fino pré-misturado a quente obedecendo critérios do "rolled asphalt" (British Standast Institution, 1973) tem apresentado, segundo o autor, comportamento excelente.

Nogami adverte porém que, as características de coesão dos solos lateríticos que conferem ao mesmo um bom desempenho como pavimento, ao mesmo tempo implicam em baixa permeabilidade, tornando problemático o uso do critério de drenabilidade das camadas do pavimento proposto por Cedergreen (1974) para condições específicas nos EEUU.

Utilização em escavações subterrâneas

Com esses objetivos as rochas adjacentes à escavação têm as funções de suportar as tensões do maciço situado para além da mesma, e ainda, total ou parcialmente as pressões internas em túneis sob pressão hidrostática. Normalmente, as solicitações a que estão sujeitas são trações e compressões instantâneas, devido aos processos de abertura da cavidade, ao próprio processo de redistribuição das tensões devido à abertura da escavação e dos processos de intemperismo e águas agressivas, facilitados pelas descontinuidades das rochas.

Sabe-se que tais solicitações configuram-se pela tendência de diminuição da seção de projeto e pressões sobre o revestimento, quer na fa

se construtiva ou operacional.

Cabe aqui um arrazoado a respeito do que aqui se chama, resumidamente, "revestimentos", mas que do ponto de vista da engenharia estrutural adquire conotações bem mais amplas, dentro das estruturas subterrâneas, as associadas às obras subterrâneas, estruturas que podem ser classificadas, de forma simplificada, em função de suas características funcionais.

Assim é que Camargo (1971) diz que se reconhecem dois tipos de estruturas: as provisórias e as definitivas. As primeiras, se configuram em quaisquer providências construtivas adotadas para consolidar, conter ou escorar localmente os maciços rochosos enquanto se desenvolvem as diferentes fases da construção da obra. Não podem ser desativadas após a realização dos revestimentos definitivos, podendo assim ser vistas como estruturas recuperáveis e estruturas incorporadas. Quanto à participação do maciço rochoso no funcionamento do sistema resistente que as estruturas provisórias podem estabelecer, pode ser ela ativa ou passiva. No que se refere à condição estática predominante, no funcionamento dos elementos que constituem a estrutura, pode-se definir estruturas de tração e de flexo-compressão.

Relativamente aos revestimentos para pressões internas, procura-se estabelecer um vínculo entre os mesmos e a geometria da seção. É comum adotar-se a forma circular, sendo que nas primeiras obras subterrâneas adotava-se seja a colocação de condutos forçados metálicos no interior dos túneis, que funcionassem independentemente destes, ou a abertura de seções tipo ferradura com super dimensionamento das paredes.

No que se refere às pressões sobre o revestimento, há que se considerar as pressões verticais e laterais. No primeiro caso verifica-se que elas são menores que o peso do recobrimento, já que uma certa porção do mesmo é absorvida pelas resistências cisalhantes dos materiais em torno do túnel. Para que essas resistências possam ser mobilizadas, pequenos deslocamentos são necessários, e para isto o revestimento deve ser suficientemente flexível; mas não deve sê-lo em excesso pois neste caso, a integridade da rocha é destruída e as resistências ao cisalhamento são inúteis e o revestimento será totalmente carregado com a carga do recobrimento.

Para a estimativa das cargas verticais que atuam sobre o revestimento há várias teorias. Uma delas, de Terzaghi é representada em termos práticos pela Tabela número 61, apresentada por Carvalho (1971), que torna possível o cálculo da carga de rocha H_p em metros, sobre o suporte do teto

de um túnel com largura e altura de B e H_t metros, respectivamente, perfurado a uma profundidade superior a $1,5 (B + H_z)$. Pode-se atribuir aos arenitos Caiuã as "condições da rocha" de números 2 a 5 (Fotos de números 2, 3, 4, 5 e 6) e a partir daí, obter-se a carga H_t desde que conhecidos B e H_t . O teto de um túnel ou de uma galeria escavados através de uma rocha pode ser auto suportante por um certo tempo. Chama-se a isto "efeito de arco" ou "capacidade de auto suporte", o qual, em outras palavras, é a capacidade da rocha situada acima do teto, de transferir a maior parte do peso total da sobrecarga para a região localizada em ambos os lados do túnel.

O efeito citado depende fundamentalmente:

a) Da grandeza das tensões de cisalhamento dentro da massa de rochas não escoradas e do vão entre essas;

b) Da dureza de rocha e das dificuldades que a mesma oferece à escavação. Em geral, quanto mais dura a rocha, maior a sua capacidade de auto suporte. Porém, há exceções, como algumas rochas quartzíticas, que embora duras de escavar possuem pequena capacidade de auto-suporte.

Uma avaliação da capacidade de arco pode ser feita baseada na estrutura geológica e na geometria e natureza das descontinuidades da rocha. Assim é que, em rochas ígneas favorecem o seu desenvolvimento, enquanto que rochas muito fissuradas não. Rochas com direção paralela ao eixo do túnel e de estratificação horizontal ou quase e aquelas de direção perpendicular ao eixo do túnel e com forte mergulho favorecem o efeito de arco. A forma e tamanho dos blocos limitados pelas diaclases e juntas, o espaçamento e o tipo de preenchimento das mesmas também influencia no aparecimento e grandeza do efeito de arco.

Quanto às pressões laterais em geral elas são pequenas no caso de rochas intactas ou duras e mesmo aquelas fraturadas sendo apenas importante para os materiais de comportamento plástico (squeezing ou swelling) e aqueles não coesivos.

As estruturas provisórias de tração notabilizam-se geralmente pelo seu baixo custo unitário, ou seja, para um determinado valor do esforço útil de escoramento, exigem menor consumo de material que as estruturas de flexo-compressão. Um exemplo típico desse tipo de estrutura é o chumbamento de maciços rochosos, sendo o sistema resistente composto de perfis de aço e de partes íntegras do maciço rochoso. São as estruturas provisórias de compressão de dois tipos, basicamente: os pórticos de apoio, ou seja, as chamadas cambotas associadas ou não a vigas transversais, e os revestimen-

Tabela 61:

Carga de rocha H_p em metros de rocha sobre o suporte do teto do túnel, com largura B metros, altura H_t metros e uma profundidade superior a $1,5 (B+H_t)$

Condições da rocha	H_p	Observações
1. Dura e sã	Zero	Escoramento leve no caso de ocorrer rachaduras ou desprendimento de lascas
2. Dura, estratificada ou xistosa	0 a $0,5B$	Escoramento leve somente na abóbada
3. Maciça com juntas moderadas	0 a $0,25B$	A carga pode mudar bruscamente de um ponto para outro
4. Blocos moderados e	$0,25$ a $0,35 (B+H_t)$	Sem pressão lateral, não necessita escoramento lateral
5. Muitos blocos e fendas	$0,35 (B+H_t)$ a $1,10 (B+H_t)$	Pouca ou nenhuma pressão lateral; usar escoramento lateral
6. Completamente esmagada porém quimicamente intacta	$1,10 (B+H_t)$	Considerável pressão lateral. Muitas vezes é necessário usar escoramento contínuo para as paredes (concretagem)
7. Rocha sob pressão em prof. moderada	$1,10 (B+H_t)$ a $2,10 (B+H_t)$	Grande pressão lateral. Necessário o uso de estroncas nos pés das cambotas
8. Rocha sob pressão à grande prof. (decomposta)	$2,10 (B+H_t)$ a $4,50 (B+H_t)$	Recomenda-se para este caso, o uso de cambotas circulares
9. Rocha expansiva (decomposta)	acima de $75m$ independente de $(B+H_t)$	São necessárias cambotas circulares. Em caso extremo usar escoramento mais adequado

tos de casca delgada, executados em concreto, argamassa projetada (gunite) ou concreto projetado (Shotcrete) associado a malhas ou outros elementos resistentes pré-fabricados.

No que se refere às estruturas definitivas, é possível se estabelecer duas classes, segundo ainda Camargo (1971):

- Os revestimentos de contenção, projetados para resistirem aos esforços do maciço rochoso ou, de uma maneira geral, agentes externamente ao revestimento.

- Os revestimentos para pressão interna, cujas solicitações principais atuam internamente ao revestimento.

No primeiro caso, a conceituação coincide com a evolução da própria técnica de projetos e de construção de estruturas associadas às obras subterrâneas. A forma mais conservadora de projetos de revestimento prevê a adoção de estruturas de grande peso e espessura. Seções mais leves, com melhor aproveitamento dos materiais empregados, implica em desenvolvimento de análises de projeto mais refinadas, que só recentemente passaram a ser adotadas. Em consonância a tais considerações relativas a projeto das formas estruturais, houve a correspondente evolução nas técnicas de escavações subterrâneas. Assim é que, em cavidades abertas mais antigamente, adotaram-se seções tipo "ferradura" de "invert" (parte mais baixa do túnel, soleira), revestidas por pesadas paredes de concreto-massa ou alvenaria, nas quais se apoiavam abóbadas suficientemente espessas. Refinamentos construtivos possibilitaram a construção de seções "ferradura" com abóbada invertida no fundo, com estruturas de revestimentos articuladas. As soluções flexíveis, finalmente, são mais adaptadas a formas estruturais de eixo contínuo, como os revestimentos circulares ou de seção em curvas regulares - (elipses, ovais).

Quando se pretende tratar aspectos de estabilidade de maciços rochosos em obras subterrâneas adota-se a resistência mecânica como um primeiro critério de classificação que permita um enfoque global para o problema da sustentação do maciço ao redor da escavação (Martinez, 1980). A noção de resistência mecânica, tal como a definiu Protodiakonov, ajusta-se a tais propósitos. O coeficiente de resistência mecânica ("f"), segundo o autor acima, é definido como sendo

$$f = \operatorname{tg} \phi + \frac{c}{\sigma_c}, \text{ no caso de solos}$$

$$f = \frac{\sigma_k}{100}, \text{ no caso de rochas,}$$

onde;

ϕ = ângulo de atrito interno efetivo

c = coesão do solo

σ_c = resistência à compressão simples do solo

σ_k = resistência à compressão simples da rocha, no testemunho de sondagem.

O fator de resistência foi tabelado por Protodiakonov e coligido por Széchy (1966), para uma grande variedade de solos e rochas, conforme se vê na tabela 62. Em verdade, para o caso de rochas sólidas (categorias I a V, da tabela 62), uma regra adequada para a determinação do fator "f" é a divisão da resistência cúbica da rocha matriz por 100 (Camargo, 1971).

Nesse particular, é possível, ao calcular-se os valores limites do coeficiente de resistência para os Arenitos Caiuá, a partir dos dados das tabelas números 55 e 56. Adotar-se a classificação da tabela número 61. Assim é que, considerando-se os valores de 52 e 55° para o ângulo de atrito interno ϕ , de 3,6 e 14,6 Kg/cm² (mínimo e máximo) para a coesão c e 54 e 337 Kg/cm² (mínimo e máximo) para a resistência à compressão simples, chegue-se a valores de f iguais a 1,34 (usando-se a fórmula $f = \tan \sigma + \frac{c}{\sigma_c}$) e 3,37 (usando-se a fórmula $f = \frac{\sigma_k}{100}$). Esses números permitem codificar os arenitos estudados nas categorias V e VI, ou seja, rochas de resistência média a pouco resistentes. Desde que, conforme a Tabela número 55, os valores de σ_c mais comuns são inferiores a 150 kg/cm², é lícito que a maior parte das rochas em questão, seja considerada, para os propósitos em questão, como pertencente à categoria VI.

A partir destes raciocínios, pode-se propor, de acordo com Martinez (1980), determinados tipos de revestimentos, para rochas daquelas categorias, onde sejam escavadas galerias de seção inferior a 10 m, pelos métodos tradicionais de Engenharia de túneis e com cobertura, acima da abóbada da cavidade, igual ao diâmetro médio da escavação, pelo menos por 1000 metros de extensão. Esses revestimentos seriam:

Maciços da categoria V:

- Concreto projetado (10 a 20 cm), com ou sem tela, associado ou não a cambotas metálicas.

- Tirantes em malha de 0,50 a 1,20 m, na medida em que a coesão do material é suficiente para permitir a sua colocação, ou seja com tensões determinadas através de testes, associados a tela e gunita ou concreto projetado, dispostos (os tirantes) o mais próximo possível uns dos outros.

- Cambotas metálicas em geral com chapas de blindagem nas calotas.

Ao se adotar as ponderações expressas nas tabelas números 61 e 62, e outras considerações emanadas no desenvolvimento do texto específico de obras subterrâneas, poder-se-á chegar a uma previsão aproximada dos Are nitos Caiuã quanto a tais utilizações:

- 1) São materiais cujo estado de tensões naturais (tensões virgens) não deverá ser elevado, dadas as suas características genéticas (rochas formadas à pouca profundidade sob condições de pressões e temperaturas quase ambientes), não sendo de se esperar, portanto, fenômenos de descompressão (rock burst) durante as escavações.

- 2) Para túneis, com finalidades hidráulicas a questão de sua erodibilidade face à ação da água em movimento deve ser considerada. Naturalmente os tipos mais susceptíveis são os com cimento limonítico friáveis, melhorando a atuação dos tipos com cimento limonítico e carbonático e com limonitização superposta a partir de processos de limonitização.

- 3) Dadas as suas características não acreditamos que possa ser dispensado revestimento temporário, particularmente em áreas de emboques.

A escolha da sustentação será também influenciada pelas condições do lençol freático e pelas velocidades de percolação da água, por ocasião das escavações.

Maciços da categoria VI

- Concreto projetado (7 a 20 cm) sobre tela sustentada por cambotas metálicas.

- Concreto projetado associado a um sistema de chumbadores. No entanto sugere-se que sejam preferidos os chumbadores de ancoragem contínua (com resina) aos de ancoragem pontual (coquilhas).

4) As atitudes de suas estratificações e suas características mecânicas razoáveis permitem supor que possam se desenvolver e serem mobilizados efeitos de arco. Todavia, o padrão geométrico de seu fraturamento composta necessariamente uma avaliação e estudo analítico, sendo que ainda se considera que aquele efeito possa ser mobilizado em bancos de arenitos mais maciços e levando-se em conta a profundidade da escavação.

É lícito ponderar que as rochas aqui consideradas sejam incluídas, nas categorias 4 e 5 da Tabela número 61. Nota-se então que as cargas de rocha, sobre o suporte do teto, a partir numa escavação com dimensões, por exemplo, de 3 metros (B) por 4 metros (Ht), a uma profundidade superior a 1,5 (B + Ht), poderão variar de 0,17 a 0,77 Kg/cm², cabendo as observações constantes na tabela, relativamente às pressões e escoramentos laterais.

5) "Overbreak" (sobrefuração além da linha de projeto) deverá ser muito intensa caso os métodos de desmonte não estejam adequadamente especificados e sob controle rigoroso de fiscalização.

Deve-se enfatizar, no entanto, que no caso de rochas estratificadas, como é o caso de grande parte dos Arenitos Caiuá, o padrão e a atitude dessa estratificação, associada ao diaclasamento existente, tenderão a modificar a distribuição e os valores das pressões sobre escoramentos. Também a ação dos processos de limonitização em profundidade deve ser avaliada, pois deverão os mesmos acrescer significativa parcela de resistência à rocha, alterando os padrões das pressões prevaescentes.

Tabela 62

Fator de resistência mecânica para solos e rochas

Categoria	Descrição	Exemplos	f (unidade)
I	Rocha de resistência elevada	Quartzitos e basaltos de alta resistência	20
II	Rochas muito resistentes	Granitos muito resistentes, pórfiros, arenitos e calcários de resistência bastante elevada	13 a 19
III	Rochas de boa resistência	Granitos, arenitos e calcários de resistência boa ou ligeiramente desgastados, mármore, dolomitos, conglomerados compactos.	7 a 13
IV	Rochas bastante resistentes	Arenitos comuns, xistos silicosos ou arenitos estratificados.	5 a 7
V	Rochas de resistência média	Xistos argilosos, arenitos e calcários de resistência média, margas compactas, conglomerados pouco consistentes.	3 a 5
VI	Rochas pouco resistentes	Xistos ou calcários pouco consistentes ou bastante fraturados, margas comuns, gipsos, arenitos muito fraturados. Concreções e solos arenosos comprimidos. Argilas duras.	1,3 a 3
VII	Rochas sedimentares pouco litificadas, Solos muito consolidados	Argilas, aluviões coerentes, areias argilosas consolidadas. Areias e cascalhos(sai-bros) compactos.	0,9 a 1,3
VIII	Solos medianamente consolidados	Turfas, areias argilosas. Areias úmidas medianamente consolidadas.	0,7 a 0,9
IX	Solos pouco consolidados	Aterros plásticos pouco consolidados. Areias ou cascalhos parcialmente saturados	0,5 a 0,7
X	Terrenos escorregadios	Lodos e outros solos plásticos saturados.	0,5

Taludes em Arenitos Caiuá

Com o intuito de estabelecer premissas referentes ao comportamento previsível dos Arenitos Caiuá em taludes, recorrer-se-á, inicialmente, a algumas colocações feitas por Cruz (1969), inerentes ao assunto.

O autor acima enfatiza alguns pontos como a obrigatória distinção, em colapso de taludes, entre o que chama ruptura geral, da ruptura local. No primeiro caso, é possível o movimento de rocha ou massa de terra na altura plena do talude, e no segundo caso, a ruptura restringe-se a alguns blocos que se desprendem do mesmo. Esclarece ainda da necessidade em se enquadrar a rocha dentro de um modelo estrutural, como se faz, por exemplo, para apresentação de estruturas de argilas ou areias, em Mecânica dos Solos, ou ainda adotando-se para a rocha uma classificação típica, consagrada.

O mesmo autor propõe ainda como necessário, o estudo da água nos vazios da rocha, ou seja, o estudo dos caminhos preferenciais de percolação pelo maciço. Na sequência por ele proposta, deve-se proceder à análise da geometria do problema, quer dizer, a posição correta dos planos de estratificação, acamamento, bem como a determinação do talude de corte desejado.

Este procedimento permite definir o limite possível do escorregamento, que pode se estender, dependendo das relações entre aqueles, a distâncias relativamente grandes.

Na questão das propriedades mecânicas considera-se, segundo ainda Cruz (1969), particularmente sua resistência ao cisalhamento. Para tanto, procura-se, sobretudo fixar-se:

- a) Uma equação-tipo de resistência, a partir do modelo estrutural pré-definido, ou uma classificação de tabela;
- b) A estrutura da resistência ao cisalhamento dos materiais, nos planos de fissuras, ou contatos;
- c) A estimativa de uma resistência ao cisalhamento médio, em planos potenciais de ruptura.

Tais itens são satisfeitos, pela realização de ensaios "in situ" ou recorrendo-se a ensaios executados com materiais semelhantes. No que se refere a arenitos estudados (Arenitos Bauru e Botucatu), Cruz (1969) esclarece que a tendência são equações de resistência de ângulos de atrito (ϕ)

elevados, porém com coesão (c) quase nula. Finalmente, o estudo da estabilidade, que se resume num problema estático, consiste na determinação das forças atuantes e resistentes, no processo de ruptura, com a fixação de um coeficiente de segurança maior do que 1.

Ao examinar a questão dos agentes e causas de movimentos de massas, Guidicini e Nieble (1976) ponderam a importância dos processos de intemperismo no enfraquecimento gradual dos maciços rochosos. Isto se processa pela remoção dos elementos solúveis constituintes dos próprios minerais e pela dissolução dos constituintes cimentantes em solos ou rochas sedimentares, graças ao desenvolvimento de uma rede de microfraturas em um meio rochoso que não as possuía. Esclarecem que, com o aumento do índice de alteração, observa-se uma clara diminuição da coesão e ângulo de atrito, para rochas graníticas ensaiadas no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Lisboa. Aqueles autores ainda ponderam que os processos de alteração ocorrendo em solos, poderão resultar, às vezes num seu maior adensamento, ou numa cimentação secundária, aumentando suas características de resistência, acontecendo o oposto com as rochas. Guidicini e Nieble (1976), ao refletir sobre os métodos para cálculos de estabilidade de taludes, examinam a anâlise da estabilidade de equilíbrio limite. Ponderam que, para comparar a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio-limite, define-se o fator de segurança FS como sendo a relação entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento. A condição de equilíbrio-limite corresponderia um coeficiente de segurança unitário. Pode-se ver na figura número 68, que um bloco de rocha solicitado pelo seu peso próprio P é sujeito a uma parcela $P \cdot \sin i$ do mesmo que tende a causar o escorregamento, enquanto que o esforço normal atuante na base do bloco (superfície de escorregamento) vale $P \cdot \cos i$.

O esforço resistente vale $R = \tau \cdot A$, sendo

τ = resistência ao cisalhamento do contato bloco/plano inclinado, e cuja expressão é

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi, \text{ onde}$$

c = coesão

ϕ = ângulo de atrito no contato bloco/plano inclinado

A = Área da base do bloco

Tem-se então

$$\tau = \frac{P \cdot \cos i \cdot \operatorname{tg} \phi}{A}$$

$$\text{Como } R = \tau A, \quad \tau = P \cdot \cos i \cdot \operatorname{tg} \phi$$

O Fator de segurança será

$$FS = \frac{P \cdot \cos i \cdot \operatorname{tg} \phi}{P \cdot \sin i} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} i}$$

Na condição de equilíbrio-limite ($FS = 1$) tem-se que

$$i = \phi$$

Os autores citados reconhecem ser a análise acima muito simplista, e válida apenas para fins ilustrativos. Nos casos reais, é necessário conhecer-se realmente as limitações da análise com base na adoção dos fatores de segurança. Advertem que os especialistas atuais aceitam o fator de segurança como um índice relativo, utilizado para analisar a sensibilidade do projeto a mudanças em parâmetros significativos.

Tratando aspectos da resistência ao cisalhamento de rochas, Melo e Teixeira (1969) ponderam que, um maciço de rocha pode ser admitido como um sistema de blocos justapostos nas três direções do espaço, e caracterizados pelos espaçamentos d_1 e d_2 entre as famílias de diaclases, no plano; pelo imbricamento ou defasagem i entre os blocos e pelo ângulo α formado pelas direções das duas famílias de diaclases. Casos particulares são representados por um imbricamento $i = 0$ (zero), ou seja, não há defasagem de blocos, e o ângulo $\alpha = 90^\circ$, quer dizer, os blocos são delimitados por dois sistemas de diaclases perpendiculares. No caso de uma superfície potencial de ruptura segundo uma diaclase descontínua, aquela terá como esforços resistentes tanto a coesão c_o da rocha, ao longo da área A_o da seção através do bloco, como a resistência por atrito ao longo da superfície da diaclase. A coesão efetiva será

$$c_e = c_o \frac{A_o}{A}$$

sendo A a área total de superfície de ruptura. Se σ é a tensão normal num ponto do maciço e μ a pressão hidrostática de água nesse ponto, a resistência ao cisalhamento do maciço será

$$\tau = c_e + (\sigma - \mu) \operatorname{tg} \phi$$

FIG. 68 - RELAÇÃO DE FORÇAS NA ANÁLISE DE EQUILÍBRIO - LIMITE (SEG. GUIDICINI E NIEBLE - 1976)

FIG. 69 - CONDIÇÕES PARA A ESTABILIDADE DE TALUDES EM ROCHAS ESTRATIFICADAS E DIACLASADAS (SEG. MELLO E TEIXEIRA - 1969)

Os autores citados examinam vários casos típicos onde os padrões geométricos do diaclasamento relativamente aos taludes, são considerados à luz de suas variações. Os padrões geométricos referidos são representados por:

- a) Imbricamento, i
- b) Ângulo dos estratos com a horizontal, α
- c) Ângulo de talude crítico estável β ;
- d) Ângulo de atrito ao longo dos planos de fratura, ϕ_1 .

A estabilidade do talude em rocha dependerá, essencialmente, da orientação dos planos de estratificação em relação à superfície do talude, ilustrado através de modelos como os que se seguem (Figura número 69). O primeiro deles sugere planos de estratificação com o mergulho para dentro do maciço e imbricamento nulo. Nesse caso, se o ângulo $90 - \alpha < \phi_1$, os blocos de rocha não deslizam ao longo do plano das fraturas, resultando num talude crítico estável vertical, $\beta = 90^\circ$ (Figura número 69, a). Por outro lado, se $90 - \alpha > \phi_1$, haverá deslizamentos, ao longo dos planos de fraturas transversais aos planos de estratificação, tendo um ângulo de talude estável $\beta = 90 - \alpha$ (Figura número 69, b).

No segundo modelo, os planos de estratificação têm mergulho para o talude, sendo α_2 o ângulo de atrito entre as superfícies dos planos de estratificação. Nesse caso, se $\alpha > \phi_2$, não ocorre o deslizamento ao longo da estratificação, e resultará um ângulo de talude crítico vertical $\beta = 90^\circ$ (Figura número 69, c). Por outro lado, se $\alpha < \phi_2$, ocorre o deslizamento dos blocos ao longo da estratificação, sendo o ângulo de talude crítico estável $\beta = \alpha$ (Figura número 69, d).

Do exposto, e a partir das observações na escavação no local II (Fotos números 2, 3, 4, 5 e 6) e outros taludes naturais, é lícito esperar que taludes escavados em Arenitos Caiuá, tenham o seguinte comportamento, de maneira geral:

1) O tipo de ruptura que se estabelecerá é aquele que Cruz(1969) chama de ruptura local, e que já foi referido no texto. Isto se explica pelo fato de que os colapsos prováveis serão governados pelos planos de acamamento, estratificação e diaclasamento. Evidentemente, a conjunção desses fatores, forçosamente vinculada à sua configuração espacial, resultará em condições propícias ao estabelecimento da ruptura. Naturalmente, as situações mais propícias serão:

a) As direções das estruturas e planos de diaclasamento citados são paralelas ou quase, ao talude, em associação com outros sistemas de disjunção cujas direções sejam quase normais às primeiras;

b) Os mergulhos dos referidos planos do diaclasamento e estruturas fazem ângulos acentuados com a horizontal e são truncados pela escavação.

As situações descritas tendem a originar cunhas de material potencialmente instável. Evidentemente que esta potencial instabilidade torna-se real quando as resistências ao cisalhamento nos planos que delimitam as cunhas seja menor que a componente de força peso que tenderá a movimentar o bloco.

As condições mais próximas às dos itens citados, por exemplo na escavação mostrada nas fotos números 2, 3, 4, 5 e 6, são aquelas representadas pela combinação das diaclases $N70^{\circ}W$ e $N11^{\circ}W$ de mergulhos $89^{\circ}NE$ e $87^{\circ}NE$, com a $N43^{\circ}E$ e $N59^{\circ}E$, de mergulhos vertical e $77^{\circ}SE$ (tabela número 1). A incidência das duas primeiras é muito maior, relativamente às outras, o que sugere que tais condições de instabilidade não são muito fáceis de ocorrer, o que aliás se comprovou naquele local.

2) Poder-se-á contar, nas considerações relativas à estabilidade, com uma parcela de coesão, nos planos das estruturas e dos diaclasamentos, devida à deposição de limonita nos mesmos.

3) Hipóteses relativas à ruptura do maciço em si são menos viáveis, dado que a resistência ao cisalhamento mobilizada será bastante elevada (ângulo de atrito interno iguais a 52° e 55° ; tabela número 57), muito embora os valores da coesão sejam anormalmente altos (3,6; 6,1; 11,1 e $14,6 \text{ Kg/cm}^2$, tabela número 57) para o material em questão, ainda que se admita que tais valores tenham sido obtidos a partir de ensaios onde as tensões normais tenham sido aplicadas normalmente à estratificação.

4) Pode ser esperada uma maior desagregação do material, sobretudo em superfície, onde normalmente a tendência é a presença de maior incidência de fendilhamento, e de material já desagregado. Este fato reforça as idéias de Guidicini e Nieble (1976) de enfraquecimento gradual dos maciços rochosos pelo intemperismo, porém não se pode esquecer que, a limonitização secundária atribuí à rocha melhorias que devem ser consideradas, e influentes na sua resistência,

5) Os efeitos da estratificação cruzada certamente irão se sobrepor aos causados pelos diaclasamentos, particularmente nos aspectos de re

sistência da rocha. Desta maneira há que se ponderar as parcelas relativas a tais estratificações na estabilidade de taludes.

6) A água poderá influenciar a estabilidade desde que percole livremente pelos planos de estratificação, diminuindo os valores da coesão c e da tensão normal na equação da resistência $\tau = c + (\sigma - \mu) \operatorname{tg} \phi$ (Terzaghi, 1952). Vê-se na foto número 4, um plano preferencial de percolação onde a influência da água poderá se fazer sentir.

7) A disposição espacial das estratificações cruzadas na escavação das fotos números 2, 3, 4, 5 e 6 é algo variável, de forma a não facilitar a plena adoção de modelos como os de Mello e Teixeira (1969) já comentados. Pode-se admitir, no entanto, que não há imbricamento e que poderão ser satisfeitas as condições de estabilidade $90 - \alpha < \phi_1$ (1) e $\alpha < \phi_2$ (2). Assim é que, admitindo-se valores de 30° a 35° para ϕ_1 , a partir de ensaios após ruptura (sliding tests) com Arenitos Bauru (Celeri e Paes de Barros, 1969). Ter-se-á satisfeita, para ângulo α de, no máximo 40° , medido no local da citada escavação, e alguma coesão, a condição de equilíbrio (1). A condição (2) também é satisfeita com o valor $\phi_2 = 40^\circ$.

8) Os taludes médios (ângulo β) recomendados para cortes típicos no Canal de ligação Rio Tietê-Rio São José dos Dourados (Celeri e Paes de Barros), em Arenitos Bauru, foram de 80° , 70° e 60° , para alturas de corte iguais a, respectivamente 10, 20 e 30 m, sendo previstas bermas e patamares de 5 metros de largura para cada uma dessas alternativas. Observando-se alguma similaridade entre os dois Arenitos, Caiuã e Bauru considerados, do ponto de vista de resistência, poder-se-á admitir as mesmas inclinações para o Caiuã, como ponto de partida para uma determinação mais precisa, vindo-se então a manipular dados que ainda agora não se dispõem.

Conclusões e recomendações finais

Com este trabalho, objetivou-se, uma primeira ingressão ao estudo e compreensão das propriedades geotécnicas dos Arenitos Caiuã. Quase que naturalmente uma proposta desse tipo conduz a considerações outras que levam a conjecturas sobre o seu comportamento como material aplicado em obras civis, como decorrência da quase impossibilidade de separação entre a análise dos dados e a aplicação, em termos práticos.

Quer-se crer que os Arenitos Caiuã representam uma fonte potencial de materiais de construção de boa rentabilidade técnica e econômica,

pelas sua grande área de ocorrência e particularmente em regiões onde o progresso está por se instalar através da provável construção de grandes obras hidrelétricas.

Evidentemente pelo que foi possível concluir neste trabalho, não é uma rocha que possa ser enquadrada na categoria dos materiais absolutamente nobres como materiais de construção. Isto pelo fato de que tem sido muito frequente entre nós a sistemática de empregarmos para aquelas finalidades, rochas ígneas e sempre que possível, são. Ainda mais, procura-se normalizar a aplicação dos materiais através de especificações, em grande parte, inadequadas às nossas realidades.

A aplicabilidade dos Arenitos Caiuá dependerá evidentemente, da adoção de critérios adequados às suas particularidades físicas, além de muito bom sendo, procurando sempre sua aplicação seletiva, e em zonas das obras, onde o seu comportamento não comprometerá a viabilidade técnica do projeto; assim em obras de represamento, poderá ser usado como ensecadeiras de caráter temporário ou em partes internas de enrocamentos subjacente a materiais de qualidades mais aceitáveis.

A propósito deste momentoso problema, de Mello (1972) fez uma abordagem extremamente oportuna da qual se reproduz parte, a seguir: "Um dos problemas que merece a nossa maior atenção é o do aproveitamento de materiais pedregosos menos são. Por outro lado, tal aproveitamento tem encontrado uma certa resistência, porque não encontra muito apoio de literatura técnica, não tendo constituído preocupação comum dos países mais desenvolvidos nórdicos: por outro lado, o problema compreende inescapavelmente um programa de investigação a longo prazo. Não se entende, porém, que por um programa ser de longo prazo, automaticamente se adie o seu início; a atitude óbvia seria a contrária, de começar o quanto antes. Acresce que perante problemas de desintegração e decomposição, as observações visuais são sempre desfavoravelmente exageradas por corresponderem só à superfície exposta; também os ensaios laboratoriais sem a confirmação da experiência "in natura" não chegam a merecer muita fé. Assim, a única sugestão que se pode fazer é de se começar imediatamente a empregar os materiais menos são, porém restringindo o seu emprego a situações de menor responsabilidade, de observação fácil e programadamente sistemática, e de manutenção ou eventual substituição economicamente aceitável. O ponto fundamental é que em materiais desagregáveis e alteráveis a pesquisa de sua qualidade e condição "in situ" tem muito pouco sentido considerando as acentuadas alterações que se produzem no desmonte, no manuseio e na compactação. Exigem-se

ensaios de campo; mas estes também só têm sentido quando procedidos nas condições (equipamentos, etc) que realmente a Empreiteira aplicará na obra; assim, é imprescindível que se criem no Projeto condições para colocar materiais suspeitos em zonas de compactação experimental aproveitáveis sem maiores riscos para a constituição do maciço¹¹.

Por outro lado, é certo que os arenitos Caiuá sofrem processos de limonitização que lhes conferem um comportamento particular, e para melhor, relativamente ao original.

Como já o afirma Farjallat (1972), podem acontecer situações onde as propriedades mecânicas das rochas alteradas sejam melhores do que as respectivas menos alteradas, graças a uma limonitização secundária que pode reforçar as ligações cristalinas de uma rocha mais alterada mineralogicamente, tornando-a mais resistente que a alterada, fenómeno parecido, mas em outra escala, com a petrificação dos solos. Ainda com relação a este assunto, segundo Gidigagu (1976), a experiência de campo demonstra que as características geotécnicas e o comportamento de campo dos solos lateríticos são consideravelmente influenciadas pela sua gênese, características morfológicas, grau de intemperismo e composição química e mineralógica, cada um desses fatores sendo correlacionável ao sistema de intemperismo determinado pelo efeito conjunto dos fatores pedogenéticos (rocha original, clima, vegetação, etc.). Ainda mais, as características geotécnicas, o comportamento em obras de engenharia, bem como sua reação a diferentes agentes estabilizantes da maioria dos solos formados em condições tropicais, podem ser previstos por informações disponíveis a respeito do sistema de intemperização, gênese e mineralogia, ao invés das deduções ortodoxas deduzidas a partir de dados isolados, de natureza empírica; por tal razão, os ensaios devem ser restritos a apenas estudos comprobatórios. Desta maneira, o equacionamento da questão relativa ao conhecimento das propriedades geotécnicas dos Arenitos Caiuá deve ser necessariamente estruturado em função da evolução pedogenética dos mesmos com a participação da geoquímica superficial e físico química, tendo os processos climáticos como pano de fundo. Assim, será possível estabelecer um zoneamento adequado dos maciços areníticos, orientativo para a sua aplicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aires-Barros, L. Alteração e alterabilidade de rochas ígneas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 1971.
- Aires-Barros, L. & Graça, R.C. Test on accelerate abrasion and chemical mobilization of rocks. Bull. of the Intern. Ass. Eng. Geology, nº 3, Paris, 1971.
- Aires-Barros, L. Comparative Study between Rates of Experimental Laboratory Weathering of Rocks and Their Natural Environmental Weathering Decay. Bull. of the Intern. Assoc. of Engineering Geology, nº 18, pp. 168-174, 1978.
- Almeida, Fernando F.M. Botucatu, um deserto triássico da América do Sul. D.N.P.M. D.G.M. nº 86, 1-21, 1954.
- Almeida, Fernando F.M. Fundamentos geológicos do relevo paulista. Bol. do Instituto Geográfico e Geológico, p. 167-274, São Paulo, 1964.
- Araujo, Jesus S. & Silva, Ricardo F. da. Considerações sobre uma boçoroca em terreno basáltico. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 27º, Aracaju, 1973.
- Associação Brasileira de Cimento Portland. Solo-cimento: métodos para ensaios de laboratório, São Paulo, 1956.
- Azevedo, A.A., Oliveira, A.M.S. & Soares, L. Injeções de vedação em fundações basálticas de barragens gravidade, Anais do 2º Cong. Bras. de Geol. Eng., vol. 1, São Paulo, 1978.
- Ayrapetyan, R.A. Modern Rock Fill Dams, Israel Program for Scientific Translation, Jerusalém, 1970.
- Bagolini, Bernardo. Notte sulla geologia del basalto dell'Alto Bacino del Fiume Paraná, Nel Brasile Meridionale, Rel. Themag Engenharia, São Paulo, 1964.

- Bagolini, Bernardo & Guidicini, Guido. Barragem de Bariri, aspectos geológicos da rocha de fundação, Rel. CHERP, São Paulo, 1964.
- Barata, F.E. Landslides in the Tropical Region of Region of Rio de Janeiro, 7º Int. Congr. Soil Mec. Found. Eng., México, vol. 2, pp. 507-516, 1969.
- Barton, M.E. Soft Sandstones: Geotechnical Properties and Sensitivity to Moisture Changes, Proceedings of the Second International Congress of the International Association of Engineering Geology, vol. 1, IV-7.1 a IV-7.6, São Paulo, 1974.
- Baynes, F.J. & Dearman, W.R. The relationship between the microfabric and the engineering properties of weathered granite. Bull. of the Intern. Assoc. of Eng. Geol., nº 18, pp. 191-197, 1978.
- Bell, F.G. The physical and mechanical properties of the Fell Sandstones, Northumberland, England, Engineering geology, vol. 12 nº 1, pp. 1-29, 1978.
- Bigarella, J.J. Contribuição à petrologia dos arenitos da Série São Bento: Arq. Biol. Tec., 4 : 141-214, 1949.
- Bjornberg, Alfredo J.S., Gandolfi, Nilson & Paraguassu, Antenor B. Novas observações sobre a tectônica rígida do leste do Estado de São Paulo, Rev. Eng. Mineração e Metalurgia, v. XII, n 224, p. 137-140, 1965.
- Bjornberg, Alfredo J.S. Sismogênese e Neotectônica do Sul do Brasil (Estado de São Paulo). 8º Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, 1972.
- Bjornberg, Alfredo J.S. & Meismith, C.J. Problemas geológicos de fundação de barragens sobre basaltos, An. 10º Sem. Bras. de Grandes Barragens, Curitiba, 1975.
- Bordeaux, Guij H.R.M. Métodos construtivos de barragens de enrocamento. 6º Seminário Brasileiro de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1970.
- Bôsio, Nivaldo J. & Landim, Paulo M.B. Formação Caiuá: sedimentologia e estratigrafia. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 23º, Salvador, 1969.

- Bósio, Nivaldo J. & Landim, Paulo M.B. Um estudo sedimentológico sobre a Formação Caiuá. Bol. Paran. Geoc., n^{os} 28-29 : 145-157, 1971.
- British Standard Institution. Especificação for Rolled Asphalt (hot process) for roads and others paved areas. B.S. 554, London, 1973.
- Brito, S.A.A. de. Feições geológicas no basalto da barragem de Volta Grande. An. 7^o Sem. Bras. de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1971.
- Camargo, Fernando P. de. Geologia Aplicada à barragem de Ilha Solteira, Sistema Urubupungá. An. Assoc. Paul. Geol. Aplic., vol. III, São Paulo. 1969.
- Camargo, Wander M. de. Escoramentos e revestimentos definitivos para obras subterrâneas: hipóteses de carga - critérios de cálculo - Relato sobre o tema. Anais da 3^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, vol. II, São Paulo, 1971.
- Carvalho, Osnyr S. Escoramento provisório nas escavações subterrâneas. II Semana Paulista de Geologia Aplicada, da Associação Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, 1971.
- Cedergreen, H.R. Drainage of Highway and Airfield Pavements. John Wiley & Sons, New York, 1974.
- Celeri, Roberto O. & Paes de Barros, Fernão. Taludes do canal de ligação Rio Tietê-Rio São José dos Dourados. Anais da 1^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, vol. I, Associação Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, agosto 1969.
- Cordani, Umberto G. & Vandroos, P. Basaltic rocks of the Parana Basin. In: International Symposium on the Gondwana Stratigraphy and Paleontology, 1^o, Mar del Plata, e Proceedings "Problems in Brazilian Gondwana Geology", Curitiba, Instituto de Geologia da Universidade Federal do Paraná, pg 207-231, 1967.
- Costa Nunes, A.J. da. Uso da protensão em barragens e estruturas auxiliares. Revista Saneamento, Rio de Janeiro, DNOS, (28) : 41-49, Jan. Mar. 1966.
- Costa Nunes, A.J. da & Bogossian, Franciss. Ensaio de cisalhamento de grandes dimensões em enrocamentos de barragens. VI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1970.

- Christofolletti, A. Os derrames de basalto da Serra de Santana. Bol. da S. B.G., nº 12 (1/2): 65-73, 1963.
- Cruz, Paulo T. da. Geologia de Taludes. Anais da 1^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, da Associação Paulista de Geologia Aplicada, vol. 1, São Paulo, 1969.
- Cruz, Paulo T. da. Solos residuais compactados de arenitos e basaltos. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, publicação nº 438, Rio de Janeiro. 1970.
- Cruz, Paulo T. da. Materiais de Construção: sua utilização racional em aterros de estradas e barragens. Revista Construção Pesada, São Paulo (39) : 36, Abril 1974.
- Dearman, W.R. Weathering classification in the characterization of rock for engineering purposes in British practice. Bull. of the Intern. Assoc. of Engin. Geol., nº 9, pp. 33-42.
- Dearman, W.R. Weathering classification in the characterization of rock: a revision. Bull. of the Intern. Assoc. of Engin. Geol., nº 13, pp. 123-127.
- Deere, D.U. & Patton, E.D. Slope stability in residual soils. State-of-the-Art Paper, 4º Panam. Cong. Soil Mec. Found. Engin., Porto Rico.
- Delgado Rodrigues, J.V. Previsão da alterabilidade de materiais rochosos naturais. Revista Geotecnia, nº 20, Lisboa.
- Farjallat, José E.S. & Suguio, Kenitiro. Observações sobre a zeolitização em basalto e arenito em Nioaque, Mato Grosso. Bol. Soc. Bras. Geol., vol. 15, nº 3, São Paulo, 1966.
- Farjallat, José E.S. Estudos experimentais sobre a degradação de rochas basálticas - basaltos da barragem de Capivara, rio Paranapanema. Tese de Doutorado, Inst. de Geociências, U.S.P., São Paulo, 1971.
- Farjallat, José E.S. Desagregabilidade de rochas e problemas relativos à sua aplicabilidade - Relato sobre o tema - 4^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, 1972.
- Farjallat, José E.S., Tatamyia, Carlos T. & Yoshida, Riuiti. An experimental evaluation of rock weatherability. II Int. Congr. IAEG, São Paulo, 1974.

- Farjallat, José E.S. Algumas implicações tecnológicas de medidas da permeabilidade ao ar: amostras confinadas e não confinadas. X Seminário Brasileiro de Grandes Barragens, Curitiba, 1975.
- Ferro, J.G. de O., Oliveira, J.E. de & Azevedo, L.C.R. de. Alguns tipos petrológicos sedimentares da região de São Luiz e seus usos como agregado em concreto de cimento Portland. Anais do 2º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, vol. 2, São Paulo, 1978.
- Folk, R.L. A review of grain size parameters. Sedimentology, 6 : 73-93, 1966.
- Folk, R.L. & Ward, W.C. Brazos river bar: A study in the significance of grain size parameters. Journal of Sed. Petrol., 27 : 3-27, 1957.
- Frangipani, Alcides. Mapa da superfície superior do basalto subjacente aos arenitos cretáceos no estado de São Paulo. Revista do Instituto Geográfico e Geológico, nº 67-72, 1961-1962.
- Franklin, J.A. & Chandra, R. The Slake durability test. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 9, pp. 325-341, 1972.
- Franklin, J.A. Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials. II Congresso International de Geologia de Engenharia, vol. 1, São Paulo, 1974.
- Freitas, Rui O. de. Sedimentação, estratigrafia e tectônica da Série Bauru. Bol. F.F.C.L. U.S.P. nº 194, geol. nº 14: 185 pp., 1955.
- Freitas, Rui O. de. Geologia e petrologia da Formação Caiuã no Estado de São Paulo. Inst. Geogr. Geol. Bol. nº 50 : 122 pp., 1973.
- Fujimura, Fernando, Midêa, Nilson F., & Nieble, Carlos M. A influência do fenômeno da desagregação na resistência ao cisalhamento e compressibilidade de materiais basálticos granulares utilizados em barragens de enrocamento. 7º Seminário Brasileiro de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1971.
- Fúlfaro, Vicente J. & Suguio, Kenitiro. O Cenozóico Paulista: gênese e idade. An. XXVIII Cong. Bras. Geol., Porto Alegre, 1974.
- Fúlfaro, Vicente J. & Suguio, Kenitiro. Problemas estratigráficos e evolução tectônica do Mesozóico da bacia sedimentar do Paraná. Notícias Geomorfológicas, Campinas, 14 (27/28) : 113-116, 1974.

- Fumagalli, E. Test on cohesionless materials for rockfill dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 95 NO. SM. 1.
- Gidigasú, M.D. Laterite soil Engineering. Elsevier Scientific Publishing Co, 1976.
- Gitahy, Heraldo de S. O problema dos agregados para os concretos da barragem de Jupia. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, 1963.
- Golzé, A.R. Handbook of Dam Engineering. Van Nostrand Reinhold Company, 1977.
- Gregs, S.A. & Vergara, W. A ocorrência de arenitos intertrâpicos e rochas mistas na área de vulcanismo basáltico do Rio Grande do Sul - ambiente de deposição, significado geotécnico e agrogeológico. An. 22º Cong. Bras. Geol., Belo Horizonte, 1968.
- Guidicini, Guido. Geologia da barragem de Ibitinga, rio Tietê, São Paulo. Cia. Hidrelétrica do rio Pardo (CHERP), rel. interno, São Paulo, 1964.
- Guidicini, Guido & Campos, Jayme de O. Notas sobre a morfogênese de derrames basálticos. Bol. Soc. Bras. Geol., vol. 17, nº 1, São Paulo, 1968.
- Guidicini, Guido & Nieble, Carlos M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. Editora Edgard Blücher Ltda, Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1976.
- Guidicini, Guido. Derrames secundários em basaltos. Bol. Soc. Bras. Geol., vol. 19, nº 1, 1970.
- Guidicini, Guido. Juntas horizontais de grande continuidade em derrames basálticos da bacia do Paraná. 2º Simpósio Regional de Geologia, Rio Claro, 1979.
- Hamrol, A. A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks. Proc. 5th Int. Cong. Soil Mech. and Foundation Engineering, vol. 11, Paris, 1961.
- Hasui, Yociteru, Hennies, Wildor & Iwanucj, W. Idade do magmatismo básico Mesozóico do Brasil Central. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 29º Belo Horizonte, 1976.

- Hsu, J.C. Diretrizes para projeto e construção de barragens de terra e enrocamento. VIII Seminário Brasileiro de Grandes Barragens, 1972.
- Hypolito, R. & Valarelli, J.V. Alteração experimental de diabásios. Anais 4^a Sem. Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, 1972.
- John, K.W. An approach to Rock Mechanics, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM. 4, agosto 1962.
- Kaji, N. Geologia da barragem de Promissão, rio Tietê, estado de São Paulo. An. Assoc. Paul. Geol. Aplic., vol. III, São Paulo, 1969.
- Kanji, Milton A. Resistência ao cisalhamento de interfaces solo-rocha. 1^a Sem. Paul. de Geol. Aplic., vol. III, São Paulo, 1969.
- Kanji, Milton A. Propriedades mecânicas dos materiais de transição. V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Buenos Aires, 1975.
- Kowalski, W.C. L'influence des variations de teneur en eau sur la resistance mecanique et la deformation des roches dans la zone d'alteration. Bull. of the Intern. Assoc. of Engin. Geology, n° 12, pp. 37-43, 1975.
- Landim, Paulo M.B. & Fúlfaro, Vicente J. Notas sobre a gênese da Formação Caiuã. An. XXV Congr. Bras. Geol. 2 : 277-280, 1971.
- Landim, Paulo M.B., Soares, Paulo C., Fúlfaro, Vicente J. Cenozoic deposits in South-Central Brazil and the Engineering geology. 2º Congr. Intern. Geol. de Eng. Vol. 1 : III-11.1, III-11.7, 1974.
- Landim, Paulo M.B. & Soares, Paulo C. Estratigrafia da Formação Caiuã. An. XIX Congr. Bras. Geol. 1976.
- Leal Gomes, M.J. Critérios de dimensionamento de ancoragens em escavações subterrâneas. Revista Geotecnia n° 25, Lisboa, 1979.
- Leinz, V. Contribuição à geologia dos derrames basálticos no sul do Brasil. Bol. Fac. Fil. Ciências e Letras USP, n° 58, Geol. 5, São Paulo, 1949.
- Leinz, V. et alli. Sobre o comportamento espacial do trap basáltico da Bacia do Paraná. Bol. Soc. Bras. de Geologia, vol. 15 n° 4, São Paulo, 1966.

- Leinz, V., Bartorelli, A. & Isotta, C.A. Contribuição do estudo magmático basáltico mesozóico da Bacia do Paraná. Anais da Academia Brasileira de Ciências, Rio de Janeiro, 40 (supl.) 167-81, 1968.
- Leonards, G.A. Shearing resistance of granular soils, em Foundation Engineering. McGraw-Hill Book Company, 1962.
- Leslie, D.D. Large-scale triaxial tests on gravelly soils. II Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol. I, São Paulo, 1963.
- Londe, P. The Mechanics of Rock Slopes and Foundations. Imperial College, Rock Mechanics Research Report, nº 17, Londres, 1972.
- Louis, C. Etude des écoulements d'eau dans les roches fissurées e leurs influences sur la stabilité des massifs rocheux. Thèse, Karlsruhe, 1968.
- Maack, R. Algumas observações a respeito da existência e da extensão do arenito superior São Bento ou Caiuá no Estado do Paraná. Arq. Mus. Paraná 1: 107-129, 1941.
- Madureira, C.J. A utilização de cascalho de terraço na barragem de São Simão. Revista Geotecnia, nº 20, Lisboa junho-julho, 1977.
- Marques Filho, Pedro L. & Levis, Paulo. Aspectos geológicos de barragens de enrocamento com face de concreto. A experiência de Foz do Areia. 2º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, São Paulo, 1978.
- Martines, O.C. Sustentação e revestimento em túneis e galerias. Tradução de artigo original apresentado pela revista da Association Française Des Travaux Souterrains, nº 1, jan/fev/1974. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, Tradução nº 10, 1980.
- Marsal, R.J. Large scale testing of rockfill materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 93, NO.SM.2, março 1967.
- Marsal, R.J. Comportamento de suelos granulares. Curso Panamericano de Suelos, Depto. de Ing. de Suelos, Univ. Cat. Andrés Bello, Caracas, 1967.
- Marsal, R.J. Presas de Tierra y enrocamento. Editorial Limusa, México, 1975.

- Martin, G.R. & Millar, P.J. Joint strength characteristics of a weathered rock. Proceedings of the thire Congress of International Society of Rock Mechanics-thimes 1-2, vol. 11, part A, pg. 241-247, Denver, 1974.
- Mast, R.F. & Potter, P.E. Sedimentary structures, sand shape fabrics, and permeability, pt. 2. Jour. Geology 71, 548-565, 1963.
- Mello, V.F.B. de & Teixeira, A.H. Mecânica das Rochas. Escola de Engenharia de São Carlos, U.S.P.
- Mello, Victor F.B. de. Recomendações referentes a estudos geológicos e geotécnicos para barragens. VIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, SP, 1972.
- Mello, Victor F.B. de. Apreciações sobre a Engenharia de Solos aplicável a solos residuais. 3ª Conferência Sul Asiática de Engenharia de Solos, Hong Kong. Trad. nº 9, Assoc. Bras. de Geol. de Eng., 1972.
- Mello Mendes, Fernando de. Mecânica das Rochas. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1968.
- Mezzalira, S. & Arruda, M.R. Observações geológicas na região do Pontal - do Paranapanema, Estado de São Paulo. An. Acad. Bras. Ciências, 37 (1) : 69-67, 1965.
- Mezzalira, S. Contribuição ao conhecimento da Estratigrafia e Paleontologia do arenito Bauru. Inst. Geogr. Geol. Bol. nº 51, 163 pp., 1974.
- Midêa, Nilson F. Considerações sobre técnicas de ensaios de cisalhamento direto em enrocamento. Anais da 2ª Semana Paulista de Geologia Aplicada, Vol. 11, São Paulo, 1970.
- Midêa, Nilson F., Fujimura, Fernando & Paula, Luiz C. de. Observações sobre a necessidade de ensaios "in situ" para a caracterização da resistência ao cisalhamento de estruturas tipo junta, em derrames basálticos. 10º Sem. Bras. de Grandes Barragens, Curitiba, 1975.
- Minioli, B., Ponçano, W.L. & Oliveira, S.M.B. Extensão geográfica do vulcanismo basáltico do Brasil Meridional. Anais da Academia Brasileira de Ciências, Rio de Janeiro, 43 (2) : 443-448, 1971.
- Moler, W.A. & Cabrera, J.G. Características de fundações sobre rochas basálticas. Anais do 1º Cong. Bras. Geol. Eng. vol. 2, Rio de Janeiro. 1976.

- Moniz, A.C., Nascimento, A.C. & Paiva Neto, J.E. Mobilidade dos constituintes de rochas basálticas de São Paulo durante o intemperismo. Revista Brasileira de Geociências, São Paulo, 3 (3) : 201-223, 1973.
- Nascimento, Ulpio. O problema da alterabilidade das rochas em Engenharia Civil. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Memória nº 363, Lisboa, 1970.
- Nogami, J.S. A tecnologia rodoviária e as peculiaridades dos nossos solos. 2º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia da ABGE, São Paulo, novembro 1978.
- Oliveira, Antonio M.S. Aspectos geológicos do derrame da barragem de Ilha Solteira, Rio Paraná. Anais do 1º Sem. Paul. Geol. Eng., vol. II, São Paulo, 1969.
- Oliveira, Antonio M.S., Silva, Ricardo F. da & Guidicini, Guido. Comportamento hidrogeotécnico dos basaltos em fundações de barragens. Anais do 1º Cong. Bras. Geol. Eng., vol. 2, Rio de Janeiro, 1976.
- Onodera, T., Yoshimaka, R. & Noda, M. Weathering and its relation with mechanical properties of granite. Proceedings of the third Congress of the International Society for Rock Mechanics. Vol. II, part A, The mes 1-2, Denver, 1975.
- Paraguassu, Antenor B. et alii. Arenito Botucatu como material de construção. Ciência e Cultura, São Paulo, 18 (2) : 214.
- Pettijohn, F.J., Potter, P.E. & Siever, R. Sand and sandstone. Springer-Verlag, 1972.
- Pichler, E. Diques de arenito em Salto Grande, rio Paranapanema. Bol.Soc. Bras. Geol., vol. I, nº 1, São Paulo, 1952.
- Pichler, E. Rock characteristics of the basaltic formation of Maia Filho dam site, Brazil. Proc. of the 6th Congress on Large dams, New York, 1958.
- Queiróz, Lincoln de A. Geotechnical Properties of Weathered Rock and Behavior of Furnas Rock Fill Dam. 8º International Congress on Large Dams, Vol. 1, pp. 877-890, Edinburgh, England, 1964.

- Ramos, A.N. & Medeiros, R.A. Mapas de isópacas e estruturas da Bacia Sedimentar do Paraná. Petrobrás, Rio de Janeiro, 1965.
- Raymond, G.P., Gaskin, P.N., Davies, J.R. & Van Dalen, K. Laboratory performance of railroad ballast. New Zealand Conference on Geomechanics, Australian Geomechanics Society, pg. 238-242, Brisbane, 1975.
- Roberts, A. Geotechnology - An Introductory Text for students and Engineers. Pergamon Press Ltd., 1977.
- Rocha, Manuel da. Mecânica das Rochas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1971.
- Rocha, Manuel da. Alguns problemas relativos à Mecânica das Rochas dos materiais de baixa resistência. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, memória nº 491, Lisboa, 1977.
- Ruiz, Murillo D. Mecanismo de desagregação de rochas basálticas semi-alteradas. Anais do 2º Congresso Pan-Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, São Paulo, 1963.
- Ruiz, Murillo D. Características tecnológicas de rochas do estado de São Paulo. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo, bol. nº 50, São Paulo, 1966.
- Ruiz, Murillo D., Camargo, Fernando, P., Midea, Nilson F. & Nieble, Carlos M. Some considerations regarding the shear strength of rock masses. Proc. Int. Symp. on Rock Mechanics, Madrid, 1968.
- Ruiz, Murillo D. Problemas relacionados com a Geologia da barragem de Barra Bonita, rio Tietê, São Paulo. Instituto de Pesquisas Tecnológicas; Centrais Elétricas de São Paulo, São Paulo, 1969.
- Ruiz, Murillo D., Rê, Giácomo, Celestino, T.B. & Buosi, C. Síntese das características geomecânicas de maciços basálticos como fundações de barragens. I Cong. Bras. de Geol. de Eng., vol. 3, Rio de Janeiro. 1976.
- Sartori, P.L., Maciel Filho, C. & Menegotto, E. Contribuição ao estudo das rochas vulcânicas de bacia do Paraná, na região de Santa Maria, RS. Revista Bras. de Geociências, vol. 5, nº 3, São Paulo, 1975.

- Schneider, A.W.V. Vulcanismo basáltico da Bacia do Paraná. In: Congresso Brasileiro de Geologia, 24º, Brasília, 1970.
- Scorza, E. Considerações sobre o arenito Caiuá. D.N.P.M. Bol. nº 139 : 62 pp., 1952.
- Sherard, J.L., Woodward, M.S., Gizlenski, M.S. & Clevenger, B.S. Earth-Rock Dams. John Wiley & Sons Inc., 1963.
- Soares, Paulo C., Landim, Paulo M.B. & Fúlfaro, Vicente J. Avaliação preliminar da evolução geotectônica das bacias intracratônicas brasileiras. An. XXVIII Cong. Bras. Geol., 4: 61-84, 1974.
- Soares, Paulo C. & Landim, Paulo M.B. Depósitos Cenozóicos na região centro-sul do Brasil. Not. Geomorf. Campinas, 16 (31) : 17-39, 1976.
- Soares, Paulo C. & Landim, Paulo M.B. Comparison between the tectonic evolution of the intracratonic and marginal basins in South Brazil. An. Acad. Bras. Ciênc. 48 (supl.) : 313-324, 1976.
- Soares, Paulo C., Landim, Paulo M.B., Fúlfaro, Vicente J. & Sobreiro Neto, Agostinho F. Ensaio de caracterização estratigráfica do Cretáceo no Estado de São Paulo. 2º Simpósio Regional de Geologia, Rio Claro, 1979.
- Souza, M.L.V. de. Método de projeto de pavimentos flexíveis. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1966.
- Sowers, G.F. Engineering properties of residual soils derived from igneous and metamorphic rocks. 2º Cong. Panam. Mec. Solos e Eng. Fund. (Brasil) vol. 1, pp. 39-62, 1963.
- Spence, I.M., Ramsey, D.M. & Dhir, R.K. A Conspectus of Aggregate Strength and the Relevance of This Factor as the Basis for a physical classification of crushed rock aggregate. Proceedings of the Third Congress of International Society of Rock Mechanics, thenies 1-2, vol. 11, part A, pg. 71-78, Denver, 1974.
- Stagg, K.G. & Zienciewicz, O.C. Rock Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, 1968.
- Struillou, R. Prevision de l'alterabilité des matériaux employés en génie civil. Bull. Liaison Lab. Routiers Ponts et Chaussées, nº 42, pp. 35-46, 1969.

- Suarez, J.M. Contribuição à geologia do extremo oeste do estado de São Paulo. Tese de doutoramento apresentada à Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras de Presidente Prudente, 1973.
- Suguio, Kenitiro. Introdução à Sedimentologia. Editora Edgard Blücher Ltd. Editora da U.S.P. São Paulo, 1973.
- Szëchy, K. Approximate Determination of Rock Pressure on Basis of a Static Analogy. International Symposium of Rock Mechanics, of International Society of Rock Mechanics, Lisboa, 1966.
- Terzaghi, K. Geologia aspects of soft ground tunneling, "Applied sedimentation", John Wiley & Sons Inc., New York, 1950.
- Terzaghi, K. Mecanismo dos escorregamentos de Terra. Traduzido por E. Pichler, Revista Politécnica, nº 167, São Paulo, 1952.
- Terzaghi, K. & Peck, R. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons Inc., 1967.
- Tourenc, C. Proprietes et Classification des Materiaux Naturels de Construction. Proceedings of the Second International Congress of the International Association of Engineering Geology, vol. 1, IV-GR-1 a IV-GR-35, São Paulo, 1974.
- Utiyama, H. et al. Pavimentação econômica: Solo Arenoso Fino. Revista D. E.R., nº 124, Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, São Paulo, 1977.
- Vargas, Milton. Engineering propertis of residual soils from South Central Region of Brazil. II Congresso Internacional de Geologia de Engenharia, vol. 1, São Paulo, 1974.
- Villibor, D.F., et al. Os Solos Arenosos Finos - Estado atual de sua utilização em bases rodoviárias paulistas. Anais V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação, São Paulo, 1974.
- Yoshida, Riuiti. Contribuição ao conhecimento de características tecnológicas de materiais rochosos. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências da USP, São Paulo, 1972.
- Yoshida, Riuiti. Technology of natural construction materials. II Congresso Internacional de Geologia de Engenharia, vol. 1, São Paulo, 1974.

Washburne, C.W. Petroleum geology of the State of São Paulo, Brasil. Com. Geográfica Geológica Estado de São Paulo, Bol. 22, 282 pp., (1929), 1930.

Williams, W., Turner, F.J. & Gilbert, C.M. Petrography. An. Introduction to the study of rocks in thin sections. Trad. para o português por Rui Ribeiro Franco, Ed. Poligono S.A., e Ed. da Universidade de São Paulo.